

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

BỘ NÔNG NGHIỆP VÀ MÔI TRƯỜNG

**VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI VIỆT NAM
VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI MIỀN NAM**

LÊ THÀNH TRUNG

**NGHIÊN CỨU KHẢ NĂNG TĂNG SỨC CHỊU TẢI CỌC
KHOAN NHỒI KHI PHỤT VỮA DỌC THÂN CỌC**

LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH – NĂM 2026

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

BỘ NÔNG NGHIỆP VÀ MÔI TRƯỜNG

**VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI VIỆT NAM
VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI MIỀN NAM**

LÊ THÀNH TRUNG

**NGHIÊN CỨU KHẢ NĂNG TĂNG SỨC CHỊU TẢI CỌC
KHOAN NHỒI KHI PHỤT VỮA DỘC THÂN CỌC**

NGÀNH: ĐỊA KỸ THUẬT XÂY DỰNG

MÃ SỐ: 9 58 02 11

LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

CÁN BỘ HƯỚNG DẪN KHOA HỌC

1. TS. BẠCH VŨ HOÀNG LAN

2. PGS.TS. NGUYỄN NGHĨA HÙNG

THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH – NĂM 2026

LỜI CẢM ƠN

Trong suốt quá trình học tập, nghiên cứu và hoàn thành luận án này, tôi đã nhận được sự quan tâm, giúp đỡ và tạo điều kiện quý báu từ các cơ quan, tập thể và cá nhân.

Trước hết, tôi xin trân trọng bày tỏ lòng biết ơn sâu sắc đến Viện Khoa học Thủy lợi Miền Nam, Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam và Trường Đại học Thủ Dầu Một đã tạo điều kiện thuận lợi về học thuật, cơ sở vật chất và môi trường nghiên cứu để tôi hoàn thành chương trình đào tạo và luận án.

Tôi xin bày tỏ lòng kính trọng và biết ơn sâu sắc đến TS. Bạch Vũ Hoàng Lan và PGS.TS. Nguyễn Nghĩa Hùng, những người hướng dẫn khoa học đã luôn tận tình chỉ bảo, định hướng nghiên cứu, truyền đạt những kinh nghiệm quý báu và dành nhiều thời gian hỗ trợ tôi trong suốt quá trình thực hiện luận án.

Tôi xin chân thành cảm ơn các thầy, cô giáo, các nhà khoa học, các chuyên gia, cùng các cơ quan, đơn vị và đồng nghiệp đã có nhiều ý kiến trao đổi, góp ý chuyên môn, tạo điều kiện thuận lợi và hỗ trợ tôi trong quá trình học tập, nghiên cứu, triển khai thực nghiệm và hoàn thiện luận án.

Cuối cùng, tôi xin bày tỏ lòng biết ơn sâu sắc đến cha mẹ và gia đình đã luôn là điểm tựa tinh thần vững chắc, luôn động viên, khích lệ và đồng hành cùng tôi trong suốt quá trình học tập, nghiên cứu và hoàn thành luận án.

CỘNG HÒA XÃ HỘI CHỦ NGHĨA VIỆT NAM
Độc lập – Tự do – Hạnh phúc

LỜI CAM ĐOAN

Tôi trân trọng cam đoan rằng:

Luận án với đề tài “Nghiên cứu khả năng tăng sức chịu tải của cọc khoan nhồi khi phụt vữa dọc thân cọc” là kết quả của quá trình nghiên cứu khoa học độc lập do chính tôi thực hiện, dưới sự hướng dẫn của TS. Bạch Vũ Hoàng Lan và PGS.TS. Nguyễn Nghĩa Hùng.

Toàn bộ số liệu, kết quả nghiên cứu, cũng như các phân tích trình bày trong luận án là trung thực, chính xác và chưa từng được công bố trong bất kỳ công trình nghiên cứu nào khác.

Tôi khẳng định rằng mọi sự hỗ trợ đối với quá trình thực hiện luận án đã được ghi nhận đầy đủ, và tất cả các tài liệu tham khảo, trích dẫn được sử dụng trong luận án đều được ghi rõ nguồn và thực hiện đúng quy định.

Tôi hoàn toàn chịu trách nhiệm trước pháp luật và quy định về đào tạo sau đại học về tính trung thực, nguyên bản và tính khoa học của toàn bộ nội dung trong luận án này.

Tác giả luận án

Lê Thành Trung

TÓM TẮT

Luận án nghiên cứu ảnh hưởng của phụt vữa dọc thân cọc đến khả năng chịu tải của cọc khoan nhồi trong nền cát mịn, trạng thái rời tại Phường Tân Uyên, Thành phố Hồ Chí Minh (trước đây thuộc xã Tân Mỹ, huyện Bắc Tân Uyên, tỉnh Bình Dương). Biện pháp phụt vữa được xem là giải pháp hiệu quả nhằm tăng sức kháng ma sát dọc thân cọc, khắc phục sự suy giảm sức kháng thành do quá trình khoan tạo lỗ và thi công cọc. Tuy nhiên, hiện nay chưa có cơ sở khoa học và phương pháp dự báo phù hợp để xác định hàm lượng vữa phụt tối ưu cũng như mức độ gia tăng sức chịu tải của cọc đối với điều kiện nền cát mịn, trạng thái rời tại Việt Nam. Trong nghiên cứu, bốn cọc khoan nhồi ($D = 0,4 \text{ m}$, $L = 3,0 \text{ m}$, $L/D = 7,5$) được thi công và lắp đặt hệ thống cảm biến đo biến dạng dọc thân cọc tại ba cao trình theo chiều sâu cọc.

Thí nghiệm nén tĩnh được tiến hành theo ASTM D1143, gồm một cọc không phụt vữa và ba cọc phụt vữa dọc thân với hàm lượng $IR = 20, 35$ và 50 l/m^2 diện tích thân cọc. Kết quả thí nghiệm cho thấy kỹ thuật phụt vữa làm giảm độ lún và tăng đáng kể sức chịu tải: sức chịu tải cực hạn tăng 1,31–1,78 lần, sức kháng thành đơn vị tăng 1,48–2,14 lần so với cọc không phụt. Hiệu quả cải thiện tăng nhanh đến $IR = 35 \text{ l/m}^2$, sau đó tăng chậm; vì vậy, $IR = 35 \text{ l/m}^2$ được xác định là hàm lượng vữa hiệu quả về kinh tế – kỹ thuật cho nền cát mịn, trạng thái rời tại khu vực khảo sát. Từ dữ liệu thí nghiệm, luận án thiết lập công thức thực nghiệm xác định sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa (áp dụng cho $IR \leq 35 \text{ l/m}^2$): $f_{IR} = f_0 \cdot e^{b \cdot IR}$ trong đó, f_{IR} là sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa, f_0 là giá trị tương ứng của cọc không phụt vữa và $b = -4 \cdot 10^{-5} Z + 0,0135$, trong đó b là tham số thực nghiệm được xác định theo cao trình trung bình đoạn cọc Z (m, lấy giá trị âm). Bên cạnh đó, phương pháp số được sử dụng để mô phỏng đường cong tải trọng–độ lún của các cọc thí nghiệm, qua đó đề xuất công thức xác định đường kính quy đổi của đoạn cọc phụt vữa (áp dụng cho $IR \leq 50 \text{ l/m}^2$): $D_{qd} = -3 \cdot 10^{-5} \cdot (IR)^2 + 7,2 \cdot 10^{-3} \cdot (IR) + D_0$ với D_0 (m) là đường kính của cọc không phụt vữa tương ứng.

Luận án đóng góp cơ sở khoa học và thực tiễn cho việc xác định hàm lượng vữa hiệu quả để tăng sức chịu tải cọc, thiết lập mối tương quan sức kháng thành đơn vị

giữa cọc phụt và không phụt vữa, đồng thời đề xuất công thức đường kính quy đổi phục vụ mô phỏng số và thiết kế nền móng trên nền cát mịn, trạng thái rời, khu vực Thành phố Hồ Chí Minh.

ABSTRACT

This dissertation investigates the effect of shaft grouting on the axial load capacity of bored piles installed in loose fine sand at Tan Uyen Ward, Ho Chi Minh City, Vietnam (formerly Tan My Commune, Bac Tan Uyen District, Binh Duong Province). Shaft grouting is considered an effective technique for enhancing pile shaft resistance and mitigating the reduction in shaft resistance caused by drilling and pile construction. However, an appropriate scientific basis and prediction method for determining the effective grout volume and the corresponding increase in pile capacity under loose fine-sand conditions in Vietnam have not yet been established.

In this study, four bored piles ($D = 0,4$ m; $L = 3,0$ m; $L/D = 7.5$) were constructed and instrumented with strain gauges at three levels along the pile depth. Static load tests were conducted in accordance with ASTM D1143, including one ungrouted pile (BPG0) and three shaft-grouted piles with grout volumes $IR = 20, 35$, and 50 l/m². The test results show that shaft grouting reduces pile settlement and significantly increases pile load capacity. The ultimate load capacity increased by 1.31–1.78 times, while the unit shaft resistance increased by 1.48–2.14 times compared with the ungrouted pile. The improvement increased rapidly up to $IR = 35$ l/m² and became less pronounced thereafter. Therefore, $IR = 35$ l/m² was identified as the technically and economically effective grout volume for loose fine sand at the investigated site. Based on the experimental data, an empirical equation was established to determine the unit shaft resistance of shaft-grouted piles ($IR \leq 35$ l/m²): $f_{IR} = f_0 \cdot e^{b \cdot IR}$, where f_{IR} is the unit shaft resistance of the grouted pile, f_0 is the corresponding unit shaft resistance of the ungrouted pile, and where $b = -4.10^{-5} \cdot Z + 0,0135$, in which b is an empirical parameter determined as a function of the mean elevation Z of the pile segment (m, taken as negative).

Numerical simulations were further conducted to reproduce the load–settlement behavior of the test piles, from which an equivalent diameter equation for grouted pile segments ($IR \leq 50$ l/m²) was developed: $D_{qd} = -3.10^{-5} \cdot (IR)^2 + 7,2.10^{-3} \cdot (IR) + D_0$

(m), where D_0 is the diameter of the corresponding ungrouted pile.

The dissertation provides a scientific and practical basis for determining an effective grout volume to enhance pile load capacity, establishes a correlation between the unit shaft resistance of grouted and ungrouted piles, and proposes an equivalent-diameter equation for numerical modeling and foundation design in loose fine sand in Ho Chi Minh City.

MỤC LỤC

LỜI CẢM ƠN	i
LỜI CAM ĐOAN	ii
MỤC LỤC.....	vi
MỞ ĐẦU.....	1
1. Tính cấp thiết của đề tài	1
2. Mục tiêu nghiên cứu.....	2
2.1 Mục tiêu tổng quát	2
2.2 Mục tiêu cụ thể	2
3. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu.....	2
3.1 Đối tượng nghiên cứu	2
3.2 Phạm vi nghiên cứu.....	3
4. Nội dung nghiên cứu	4
5. Phương pháp nghiên cứu.....	5
6. Những đóng góp mới của luận án	5
7. Ý nghĩa khoa học và ý nghĩa thực tiễn của luận án	6
7.1. Ý nghĩa khoa học	6
7.2. Ý nghĩa thực tiễn	6
8. Cấu trúc của luận án.....	7
9. Giới hạn phạm vi nghiên cứu	7
CHƯƠNG 1. TỔNG QUAN NGHIÊN CỨU KHẢ NĂNG TĂNG SỨC CHỊU TẢI CỌC KHOAN NHỒI KHI PHỤT VỮA DỌC THÂN CỌC.....	8
1.1 Tổng quan cọc khoan nhồi	8
1.2 Tổng quan về công nghệ phụt vữa dọc thân	9
1.2.1 Giới thiệu về công nghệ phụt vữa trong cọc khoan nhồi	9
1.2.2 Quy trình thi công phụt vữa thân cọc.....	10
1.3 Các nghiên cứu quốc tế về cọc phụt vữa.....	13
1.3.1 Các nghiên cứu thực nghiệm hiện trường.....	13

1.3.2 Các nghiên cứu mô phỏng bằng phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) ..	17
1.4 Các nghiên cứu trong nước về cọc phụt vữa.....	19
1.4.1 Các nghiên cứu thực nghiệm hiện trường	19
1.4.2 Các nghiên cứu mô phỏng số	21
1.5 Cơ chế gia tăng sức kháng thành của cọc khoan nhồi khi phụt vữa dọc thân cọc	21
1.6 Nhận xét chương 1	23
CHƯƠNG 2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI VÀ SỨC KHÁNG THÀNH ĐƠN VỊ CỌC KHOAN NHỒI KHI PHỤT VỮA DỌC THÂN CỌC.....	25
2.1 Cơ sở lý thuyết xác định sức chịu tải cọc khoan nhồi theo điều kiện đất nền theo TCVN 10304:2025 [8]	25
2.1.1 Xác định sức chịu tải theo điều kiện đất nền	25
2.1.2 Xác định sức kháng thành đơn vị theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền.....	26
2.1.3 Xác định sức kháng thành đơn vị theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT).....	27
2.2 Cơ sở lý thuyết xác định sức chịu tải cọc bằng thí nghiệm nén tĩnh	28
2.3 Cơ sở lý thuyết xác định sức kháng thành đơn vị bằng thí nghiệm nén tĩnh kết hợp đo biến dạng dọc thân cọc.....	30
2.4 Cơ sở lý thuyết mô phỏng số bằng phương pháp phần tử hữu hạn (FEM).....	32
2.5 Các công thức xác định sức kháng thành đơn vị của cọc khoan nhồi có phụt vữa	33
2.5.1 Nhóm công thức dựa trên ứng suất hữu hiệu và cơ học tiếp xúc.....	33
2.5.2 Nhóm công thức sử dụng hệ số gia tăng sức kháng thành đơn vị	34
2.5.3 Nhóm công thức dựa trên chỉ số thí nghiệm hiện trường	34
2.5.4 So sánh các nhóm công thức xác định sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa dọc thân cọc	35
2.6 Nhận xét chương 2	36
CHƯƠNG 3. XÂY DỰNG MÔ HÌNH THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH ĐỂ PHÂN TÍCH HIỆU QUẢ TĂNG SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC KHOAN NHỒI PHỤT VỮA DỌC THÂN CỌC	38
3.1 Xây dựng mô hình thí nghiệm	38

3.1.1 Địa chất tại khu vực thí nghiệm	38
3.1.2 Quy mô, cấu tạo và thi công cọc thí nghiệm.....	41
3.2 Thí nghiệm nén tĩnh cọc kết hợp với đo biến dạng dọc thân cọc	48
3.2.1 Mục tiêu thí nghiệm	48
3.2.2 Xác định tải trọng thí nghiệm	49
3.2.3 Đề cương và trình tự gia tải thí nghiệm	50
3.2.4 Xây dựng hệ thống thử tải tĩnh cọc tại hiện trường	51
3.3 Kết quả và phân tích thí nghiệm nén tĩnh cọc kết hợp đo biến dạng dọc thân cọc	54
3.3.1 Kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc	54
3.3.2 Phân tích ảnh hưởng của hàm lượng vữa đến sức chịu tải cực hạn của cọc	55
3.3.3 Phân tích ảnh hưởng của hàm lượng vữa phụ đến chuyển vị đầu cọc....	58
3.3.4 Phân tích kết quả đo biến dạng dọc trục cọc.....	59
3.4 Thiết lập, hiệu chỉnh và kiểm chứng công thức xác định sức kháng thành đơn vị tại các đoạn cọc phụ vữa.....	67
3.4.1 Thiết lập công thức xác định sức kháng thành đơn vị của các đoạn cọc phụ vữa.....	67
3.4.2 Hiệu chỉnh, kiểm chứng công thức xác định sức kháng thành đơn vị của các đoạn cọc phụ vữa.	71
3.5 Kết luận chương 3	80
CHƯƠNG 4. MÔ PHỎNG THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH CỌC VÀ ĐỀ XUẤT GIẢI PHÁP ĐƯỜNG KÍNH QUY ĐỔI MÔ PHỎNG CỌC KHOAN NHỒI PHỤT VỮA DỌC THÂN CỌC	83
4.1 Mục tiêu và phạm vi mô phỏng	83
4.2 Mô phỏng thí nghiệm nén tĩnh cọc thí nghiệm bằng phương pháp phần tử hữu hạn.	83
4.2.1 Xây dựng mô hình cọc và nền.....	83
4.2.2 Xác định thông số đầu vào của đất nền và cọc	84
4.2.3 Điều kiện biên, lưới phần tử và các pha tính toán	86
4.2.4 Chỉ tiêu đánh giá độ phù hợp giữa mô phỏng và thí nghiệm.....	88

4.3 Mô phỏng và hiệu chỉnh hệ số tiếp xúc của cọc không phụt vữa (BPG0).....	88
4.4 Mô phỏng cọc khoan nhồi phụt vữa BPG20; BPG35 và BPG50	90
4.4.1 Cơ sở và nguyên lý mô hình hóa tương đương cọc phụt vữa	90
4.4.2 Xác định đường kính quy đổi (D_{qd}) của các cọc phụt vữa.....	92
4.4.3 Hệ số tiếp xúc (R_{inter}) của cọc phụt vữa	94
4.5 Thiết lập công thức xác định đường kính quy đổi cho các đoạn cọc có phụt vữa khi mô phỏng.....	97
4.6 Kiểm chứng công thức đề xuất xác định đường kính quy đổi của các đoạn cọc phụt vữa dọc thân cọc khi mô phỏng thí nghiệm nén tĩnh cọc.	98
4.6.1 Nguyên tắc kiểm chứng công thức.....	98
4.6.2 Thông tin công trình kiểm chứng.....	100
4.6.3 Mô phỏng cọc không phụt vữa phục vụ hiệu chỉnh mô hình.....	106
4.6.4 Sử dụng đường kính quy đổi cho đoạn cọc phụt vữa.....	111
4.7 Kết luận chương 4.....	115
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ.....	117
I. KẾT LUẬN.....	117
II. KIẾN NGHỊ.....	117
III. HƯỚNG NGHIÊN CỨU TIẾP THEO.....	118
CÁC CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ CÔNG BỐ	119
TÀI LIỆU THAM KHẢO.....	120

DANH MỤC HÌNH ẢNH VÀ ĐỒ THỊ

Hình 1.1. Thử nghiệm phá nước sau 24 giờ, 5 giờ thi công bê tông [42].....	11
Hình 1.2. Thi công phụt vữa cho cọc khoan nhồi [21]	13
Hình 1.3. So sánh giá trị sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa và cọc không phụt vữa (Bruce, 1986) [26].	15
Hình 1.4. Quan hệ giữa sức kháng ma sát thành và các hệ số α và k theo Littlechild và cộng sự (1998) [40]	16
Hình 1.5. Sức kháng thành đơn vị trong nền cát theo Littlechild và cộng sự (1998) [40]	17
Hình 1.6. Lớp vữa xi măng được tạo bởi vữa phụt quanh thân cọc Barrette hình thành trong giai đoạn phụt vữa [40]	22
Hình 1.7. Mặt cắt dọc thân cọc trong quá trình phụt vữa	23
Hình 2.1. Biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và độ lún đầu cọc.....	29
Hình 2.2. Sơ đồ xác định lực dọc và sức kháng thành đơn vị từ số liệu biến dạng đo bằng strain gauge.....	32
Hình 3.1. Mặt bằng vị trí thí nghiệm.....	39
Hình 3.2. Đường cong cấp phối hạt của đất khu vực tiến hành thực nghiệm.....	39
Hình 3.3. Mặt bằng bố trí hệ cọc thí nghiệm và cọc neo	42
Hình 3.4. Khung thép cọc khoan nhồi gia công chế tạo tại xưởng.....	43
Hình 3.5. Cấu tạo của các cọc thí nghiệm.....	44
Hình 3.6. Sơ đồ vận hành hệ thống phụt vữa.....	46
Hình 3.7. Quá trình phụt vữa	47
Hình 3.8. Biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và thời gian trong thí nghiệm nén tĩnh cọc	51
Hình 3.9. Lắp đặt thiết bị thí nghiệm nén tĩnh cọc.....	52
Hình 3.10. Thiết bị thí nghiệm	53
Hình 3.11. Hiện trường khu vực thí nghiệm sau khi hoàn tất thử tải tĩnh cọc.....	54
Hình 3.12. Đường cong tải trọng – độ lún của các cọc thí nghiệm	56
Hình 3.13. Ảnh hưởng hàm lượng vữa phụt đến sức chịu tải cực hạn của cọc	57

Hình 3.14. Đất dính bám xung quanh thân cọc không phụt và cọc phụt vừa	58
Hình 3.15. Ảnh hưởng hàm lượng vữa phụt đến độ lún của các cọc thí nghiệm tại các cấp tải trọng nén khác nhau.....	59
Hình 3.16. Quan hệ giữa tải trọng tác dụng đầu cọc và biến dạng tại các vị trí strain gauge của các cọc BPG0, BPG20, BPG35 và BPG50	60
Hình 3.17. Biểu đồ phân bố lực dọc trục của các cọc thí nghiệm tương ứng với từng cấp tải trọng nén tĩnh	62
Hình 3.18. Biểu đồ quan hệ giữa sức kháng thành đơn vị và chuyển vị đầu cọc	64
Hình 3.19. Sức kháng thành đơn vị trung bình của các cọc.....	66
Hình 3.20. Biểu đồ quan hệ giữa sức kháng thành đơn vị của cọc và hàm lượng vữa phụt IR từ 0 đến 35 l/m^2	67
Hình 3.21. Quan hệ giữa tham số b theo cao trình Z của đoạn cọc nghiên cứu.....	69
Hình 3.22. Vị trí 10 công trình thực tế có kết quả thử tải	71
Hình 3.23. Đồ thị quan hệ giữa sức kháng thành đơn vị theo độ sâu của cọc trong nền đất cát.....	75
Hình 3.24. Biểu đồ quan hệ giữa giá trị sức kháng thành đơn vị của cọc xác định theo công thức đề xuất và kết quả phân tích số liệu các công trình nghiên cứu	75
Hình 3.25. Biểu đồ quan hệ giữa thông số b và cao trình nghiên cứu của cọc.....	77
Hình 3.26. Biểu đồ quan hệ giữa giá trị sức kháng thành đơn vị của cọc xác định theo công thức điều chỉnh và kết quả phân tích số liệu tại các công trình thực tế...79	
Hình 4.1. Mô hình cọc và nền trong phần mềm Plaxis 3D.	87
Hình 4.2. So sánh giữa kết quả mô phỏng và thí nghiệm cọc BPG0 khi thay đổi hệ số tiếp xúc R_{inter} từ 0,6 đến 0,8.....	89
Hình 4.3 Cơ sở vật lý của mô hình cọc khoan nhồi phụt vữa dọc thân cọc trong phân tích số.....	91
Hình 4.4. Biểu đồ tải trọng – độ lún của cọc phụt vữa BPG20 theo đường kính quy đổi thử dần, trường hợp $R_{\text{inter}} = 0,8$	93
Hình 4.5. Biểu đồ tải trọng–độ lún của cọc phụt vữa BPG35 theo đường kính quy đổi thử dần, trường hợp $R_{\text{inter}} = 0,8$	93

Hình 4.6. Biểu đồ tải trọng – độ lún của cọc phụt vữa BPG50 theo đường kính quy đổi thử dần, trường hợp $R_{inter} = 0,8$	94
Hình 4.7. Biểu đồ tải trọng–độ lún của cọc phụt vữa tương ứng với đường kính quy đổi đã xác định trường hợp $R_{inter} = 0,9$	95
Hình 4.8. Biểu đồ tải trọng–độ lún của cọc tương ứng với đường kính quy đổi đã xác định, trường hợp $R_{inter} = 1$	95
Hình 4.9. Đồ thị quan hệ giữa đường kính quy đổi của cọc phụt vữa với hàm lượng vữa phụt xác định bằng phương pháp số	98
Hình 4.10. Sơ đồ nguyên tắc kiểm chứng công thức (4.6) trong mô phỏng cọc phụt vữa	100
Hình 4.11. Sơ đồ cọc TP1 (không phụt) và TP2 (phụt vữa) và phân bố địa tầng tại công trình Friendship Tower	102
Hình 4.12. Chi tiết cọc thí nghiệm TP5 (không phụt) và TP1 (phụt vữa) và phân bố địa tầng tại công trình Tổ hợp căn hộ Sông Đà Riverside	102
Hình 4.13. Mô hình phần tử hữu hạn của cọc kiểm chứng trong Plaxis 3D.....	105
Hình 4.14. So sánh đường cong tải trọng – độ lún (P–S) giữa mô phỏng và thí nghiệm của cọc không phụt vữa TP1 tại công trình Friendship Tower	110
Hình 4.15. So sánh đường cong tải trọng – độ lún (P–S) giữa mô phỏng và thí nghiệm của cọc không phụt vữa TP5 tại công trình Sông Đà Riverside	110
Hình 4.16. So sánh đường cong P–S giữa mô phỏng và thí nghiệm của cọc phụt vữa TP2 tại công trình Friendship Tower.	112
Hình 4.17. So sánh đường cong P–S giữa mô phỏng và thí nghiệm của cọc phụt vữa TP1 tại công trình Sông Đà Riverside.....	113

DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 1.1. So sánh các thông số kỹ thuật của công nghệ phụt vữa thân cọc	10
Bảng 1.2. So sánh các phương pháp mô phỏng cọc phụt vữa bằng FEM	18
Bảng 1.3 Tổng hợp một số nghiên cứu thực nghiệm tiêu biểu trong nước về cọc phụt vữa	21
Bảng 2.1 Hệ số điều kiện làm việc của cọc $\gamma R, f$	26
Bảng 2.2 Sức kháng thành đơn vị của đất trên mặt bên của thân cọc f_i	27
Bảng 2.3 So sánh các nhóm công thức xác định sức kháng thành cọc phụt vữa	35
Bảng 3.1. Các chỉ tiêu cơ lý của đất tại địa điểm thí nghiệm	40
Bảng 3.2. Thông tin chương trình thí nghiệm cọc khoan nhồi	42
Bảng 3.3. Sức chịu tải cực hạn của cọc không phụt BPG0 theo điều kiện đất nền ..	49
Bảng 3.4. Thống kê các thiết bị đo trong thí nghiệm nén tĩnh cọc	54
Bảng 3.5. Kết quả thử tải tĩnh của 4 cọc thí nghiệm	55
Bảng 3.6 So sánh sức kháng thành đơn vị cực đại của cọc BPG0 giữa kết quả thí nghiệm và các phương pháp tính toán theo TCVN 10304:2014 [4]	64
Bảng 3.7. Giá trị sức kháng thành đơn vị của từng đoạn cọc ứng với các hàm lượng vữa phụt $IR \leq 35 \text{ l/m}^2$	68
Bảng 3.8. Thông tin công trình sử dụng phụt vữa dọc thân cọc	72
Bảng 4.1 Thông số đầu vào của mô hình đất nền và vật liệu cọc BPG0	86
Bảng 4.2. Ảnh hưởng của việc thay đổi hệ số tiếp xúc R_{inter} đến độ trùng khớp giữa kết quả mô phỏng và thí nghiệm cọc BPG0	89
Bảng 4.3. Tổng hợp hệ số xác định R^2 so sánh đường cong tải trọng–độ lún giữa mô phỏng và thí nghiệm của cọc phụt vữa.	94
Bảng 4.4 Tổng hợp chỉ tiêu đánh giá mô hình sau hiệu chỉnh đối với các cọc thí nghiệm	96
Bảng 4.5. So sánh điều kiện hai công trình kiểm chứng công thức (4.6)	101
Bảng 4.6. Thông số đầu vào của mô hình nền đất tại công trình Friendship Tower.	103

Bảng 4.7. Thông số đầu vào của mô hình nền đất tại công trình Sông Đà Riverside	104
Bảng 4.8. Tổng hợp các thông số cọc khi mô phỏng cọc không phụt TP1, TP5 tại hai công trình kiểm chứng.....	106
Bảng 4.9. Cấp tải trọng mô phỏng cọc không phụt vữa TP1 tại công trình Friendship Tower)	107
Bảng 4.10. Cấp tải trọng mô phỏng cọc không phụt vữa TP5 tại công trình Sông Đà Riverside.....	108
Bảng 4.11. Quan hệ tải trọng – độ lún từ kết quả mô phỏng và thử nghiệm cọc không phụt TP1 tại công trình Friendship Tower	109
Bảng 4.12. Quan hệ Tải trọng – độ lún từ kết quả mô phỏng và thí nghiệm cọc không phụt vữa TP5 tại công trình Sông Đà Riverside.....	109
Bảng 4.13. Hệ số xác định R^2 của cọc không phụt vữa tại hai công trình	110
Bảng 4.14. Cấp tải trọng sử dụng mô phỏng thí nghiệm nén tĩnh cọc phụt vữa TP2 tại công trình Friendship Tower.	111
Bảng 4.15. Cấp tải trọng được mô phỏng trong cọc phụt vữa TP1 tại công trình Sông Đà Riverside.	112
Bảng 4.16. Quan hệ tải trọng – độ lún (P - S) từ kết quả mô phỏng và thử nghiệm cọc phụt vữa TP2 tại công trình Friendship Tower	113
Bảng 4.17. Quan hệ tải trọng – độ lún từ kết quả mô phỏng và thử nghiệm cọc phụt vữa TP1 tại công trình Sông Đà Riverside.....	114
Bảng 4.18. Hệ số xác định R^2 của cọc phụt vữa tại hai công trình	114

DANH MỤC CHỮ VIẾT TẮT

ASTM	- American Society for Testing and Materials – Hiệp hội Thí nghiệm và Vật liệu Hoa Kỳ
BPG0	- Cọc thí nghiệm không phụt vữa
BPG20	- Cọc thí nghiệm phụt vữa thân cọc với hàm lượng 20 l/m ²
BPG35	- Cọc thí nghiệm phụt vữa thân cọc với hàm lượng 35 l/m ²
BPG50	- Cọc thí nghiệm phụt vữa thân cọc với hàm lượng 50 l/m ²
BERTS	- Bangkok Expressway Rail Transfer System – Dự án hệ thống giao thông tại Bangkok (nguồn dữ liệu tham khảo về cọc phụt vữa)
BSV	- Bachy Soletanche Việt Nam – Đơn vị thi công và cung cấp công nghệ phụt vữa
BTCT	- Bê tông cốt thép
PVC	- Nhựa không hóa dẻo.
uPVC	- Nhựa không hóa dẻo, cường độ cao.
FEM	- Finite Element Method – Phương pháp phần tử hữu hạn.
IR	- Injection Ratio – Hàm lượng vữa phụt trên một đơn vị diện tích thân cọc (đơn vị: lít/m ²)
MC	- Mohr-Coulomb – Mô hình ứng xử đàn hồi - dẻo của đất nền
NCS	- Nghiên cứu sinh
O-cell	- Osterberg Cell – Thí nghiệm nén tĩnh cọc bằng phương pháp hộp tải trọng tự cân bằng.
P-S	- Load-Settlement – Mối quan hệ giữa Tải trọng (<i>P</i>) và Độ lún (<i>S</i>)
SG	- Strain Gauge – Cảm biến đo biến dạng (thường được lắp dọc thân cọc).
SPT	- Standard Penetration Test – Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn
STT	- Số thứ tự cấp tải thí nghiệm
TAM	- Tube à Manchette – Hệ thống ống phụt vữa có van một chiều.
TCVN	- Tiêu chuẩn Việt Nam
TP.HCM	- Thành phố Hồ Chí Minh

CÁC KÝ HIỆU VÀ CHỈ SỐ

Kí hiệu	Đơn vị	Đại lượng
A	m^2	Diện tích tiết diện ngang của cọc
b	-	Tham số thực nghiệm phụ thuộc vào cao trình Z (sử dụng trong công thức xác định f_{IR})
c	kN/m^2	Lực dính của đất
c'	kN/m^2	Lực dính hữu hiệu của đất
D_o	m	Đường kính cọc không phụt vữa
$D_{qđ}$	m	Đường kính quy đổi của cọc phụt vữa.
E	kN/m^2	Mô đun đàn hồi của vật liệu (bê tông hoặc vữa)
E_i	kN/m^2	Mô đun biến dạng của đất nền
f_s, f_i	kN/m^2	Sức kháng thành đơn vị của lớp đất xung quanh cọc (đối với cọc không phụt vữa)
f_{IR}	kN/m^2	Sức kháng thành đơn vị của đoạn cọc có phụt vữa ứng với hàm lượng IR.
f_{35}	kN/m^2	Sức kháng thành đơn vị của đoạn cọc có phụt vữa ứng với hàm lượng $IR = 35 \text{ l/m}^2$.
f_0	kN/m^2	Sức kháng thành đơn vị của cọc không phụt vữa (đối chứng)
IR	l/m^2	Hàm lượng vữa phụt trên một đơn vị diện tích thân cọc
k	-	Hệ số tương quan với chỉ số SPT
L	m	Chiều dài cọc
N_i	kN	Lực dọc trong thân cọc tại cao trình (mặt cắt) thứ i
N, N_s	-	Chỉ số SPT của đất dọc thân cọc
N_j	kN	Lực dọc trong thân cọc tại cao trình tương ứng với cấp tải j
P	kN	Tải trọng dọc trục tác dụng lên đầu cọc.
R_k	kN	Sức chịu tải cực hạn của cọc theo điều kiện đất nền
R_{inter}	-	Hệ số tiếp xúc giữa cọc - đất trong mô hình số.

Kí hiệu	Đơn vị	Đại lượng
R^2		Hệ số xác định trong phân tích hồi quy (đánh giá độ khớp giữa mô phỏng và thực nghiệm)
S	mm	Độ lún (chuyên vị) của đầu cọc
S_{cp}	mm	Độ lún cho phép để xác định sức chịu tải cực hạn ($S_{cp} = 20$ mm)
S_{gh}	cm	Độ lún giới hạn của công trình
u	m	Chu vi tiết diện cọc
Z	m	Cao trình trung bình đoạn cọc tính từ mặt đất tự nhiên (lấy giá trị âm)
β	-	Hệ số sức kháng thành (sử dụng trong phương pháp β cho đất rời)
γ_{unsat}	kN/m ³	Dung trọng tự nhiên của đất nền
γ_{sat}	kN/m ³	Dung trọng bão hòa của đất nền
$\Delta \varepsilon$	$\mu\varepsilon$	Số gia của biến dạng dọc trục của cọc.
ΔP	kN	Số gia tải trọng giữa các cấp tải.
ΔD_{qd}	mm	Số gia đường kính quy đổi của cọc phụt vữa.
ε_i	$\mu\varepsilon$	Biến dạng dọc trục của cọc tại mặt cắt thứ “i” của cọc
η	-	Hệ số gia tăng sức kháng thành do phụt vữa
ν	-	Hệ số Poisson
σ'_v	kN/m ²	Ứng suất bản thân có hiệu theo phương đứng của đất
φ	độ	Góc ma sát trong của đất
φ'	độ	Góc ma sát trong hữu hiệu của đất
ψ	độ	Góc giãn nở của đất

MỞ ĐẦU

1. Tính cấp thiết của đề tài

Trong bối cảnh đô thị hóa nhanh chóng tại các thành phố lớn của Việt Nam như Thành phố Hồ Chí Minh (TP.HCM), Hà Nội và Đà Nẵng, nhu cầu xây dựng các công trình cao tầng ngày càng gia tăng. Hầu hết các đô thị lớn của nước ta đều phân bố dọc theo lưu vực các con sông lớn như sông Sài Gòn, sông Hồng, sông Hàn,... dẫn đến cấu trúc địa chất nền thường bao gồm các lớp đất yếu, chủ yếu là cát rời có độ chặt thấp, sét yếu có độ sệt cao, với chiều dày lớn, khả năng chịu tải kém và dễ biến dạng.

Để giải quyết bài toán nền móng trong điều kiện địa chất nêu trên, các loại cọc thay thế, đặc biệt là cọc khoan nhồi (đường kính phổ biến từ 0,8 m đến 2,0 m) và cọc barrette (kích thước mặt cắt ngang từ 0,6 m đến 2,8 m), chiều sâu có thể đạt tới 100 m, đã được áp dụng rộng rãi nhờ khả năng truyền tải trọng lớn và thi công linh hoạt trong điều kiện đô thị. Trong thực tế, do cọc có chiều dài lớn và chu vi đáng kể, thành phần sức kháng thành cọc đóng góp phần lớn vào tổng sức chịu tải của cọc.

Trước thực trạng đó, công nghệ phụt vữa dọc thân cọc đã được nghiên cứu và ứng dụng tại nhiều quốc gia như Trung Quốc, Hàn Quốc, Thái Lan và gần đây là tại Việt Nam. Phương pháp này sử dụng vữa xi măng hoặc vật liệu tương đương phụt vào khoảng trống giữa đất và thành cọc thông qua hệ thống ống phụt sau khi đổ bê tông cọc, giúp:

- Tăng ma sát giữa cọc và đất, từ đó làm gia tăng sức kháng thành của cọc.
- Lấp đầy các khe hở, nứt rỗng của đất yếu xung quanh cọc; đồng thời cải thiện các khuyết tật của cọc (nếu có) xảy ra trong quá trình đổ bê tông cọc.
- Cải thiện mô đun đàn hồi và sức kháng của vùng đất lân cận.

Nhờ đó, khả năng chịu tải dọc trục của cọc được nâng cao đáng kể, cho phép giảm chiều dài thiết kế cọc, từ đó tiết kiệm chi phí xây dựng và tối ưu thiết kế nền móng.

Tuy nhiên, hiện nay tại Việt Nam chưa có tiêu chuẩn quốc gia hướng dẫn cụ thể việc tính toán sức kháng thành của cọc có phụt vữa. Phần lớn các dự án hiện nay áp dụng các hệ số kinh nghiệm nội bộ của nhà thầu hoặc tham khảo các tài liệu nước ngoài, vốn chưa phù hợp hoàn toàn với điều kiện địa chất và kỹ thuật tại Việt Nam.

Do đó, việc thực hiện đề tài nghiên cứu này là rất cần thiết và có tính cấp bách, nhằm: Xây dựng mô hình dự báo sức kháng thành đơn vị phù hợp với điều kiện thực tế của từng loại đất tại Việt Nam.

Kết quả nghiên cứu sẽ góp phần bổ sung cơ sở khoa học cho quy chuẩn thiết kế nền móng mới, giúp nâng cao chất lượng và hiệu quả kỹ thuật – kinh tế trong thiết kế và thi công móng cọc tại Việt Nam.

2. Mục tiêu nghiên cứu

2.1 Mục tiêu tổng quát

Nghiên cứu sự gia tăng sức kháng thành cọc và ảnh hưởng của hàm lượng vữa phụt dọc thân cọc đến sức chịu tải của cọc, từ đó đề xuất giải pháp dự báo sức chịu tải cọc khoan nhồi có ứng dụng công nghệ phụt vữa phù hợp với điều kiện địa chất thực tế.

2.2 Mục tiêu cụ thể

- Phân tích và đánh giá ảnh hưởng của hàm lượng vữa phụt dọc thân cọc đến sức chịu tải của cọc có phụt vữa làm việc trong nền đất rời.
- Đánh giá sự gia tăng sức kháng thành đơn vị tại các đoạn cọc phụt vữa, thông qua so sánh kết quả thử nghiệm giữa cọc có phụt vữa và cọc không phụt tương ứng.
- Trên cơ sở kết quả nghiên cứu, đề xuất công thức dự báo sức kháng đơn vị tại các đoạn cọc có phụt vữa, nhằm dự báo chính xác hơn sức chịu tải của cọc có ứng dụng phụt vữa dọc thân cọc.
- Mô phỏng số đường cong tải trọng – độ lún (P–S) của cọc khoan nhồi có phụt vữa dọc thân cọc. Từ đó đưa ra đề xuất công thức xác định đường kính quy đổi và hệ số tương tác giữa cọc và đất nền đối với cọc phụt vữa dọc thân cọc khi mô phỏng số đường cong (P–S).

3. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu

3.1 Đối tượng nghiên cứu

Đối tượng nghiên cứu của luận án tập trung vào đánh giá hiệu quả gia tăng sức kháng thành của cọc khoan nhồi áp dụng kỹ thuật phụt vữa dọc thân cọc, cụ thể gồm:

- Đánh giá ảnh hưởng của hàm lượng vữa phụt (lít/m^2) theo diện tích thân cọc đến khả năng cải thiện lực ma sát đất – cọc, thông qua thí nghiệm nén tĩnh và đo biến dạng dọc trục bằng strain gauge (SG), nhằm xác định sự thay đổi sức kháng thành đơn vị của cọc.

- So sánh và đối chiếu kết quả thực nghiệm giữa các cọc có phụt vữa (với các mức hàm lượng khác nhau) và cọc không phụt, nhằm đánh giá mức độ cải thiện sức chịu tải dọc trục của cọc khoan nhồi.

3.2 Phạm vi nghiên cứu

Nghiên cứu được triển khai tại Phường Tân Uyên, TP.HCM (trước đây thuộc xã Tân Mỹ, huyện Bắc Tân Uyên, tỉnh Bình Dương), nơi có điều kiện địa chất đặc trưng là đất cát mịn, trạng thái rời, chỉ số SPT đặc trưng $N = 4$.

Đối tượng khảo sát là cọc khoan nhồi bê tông cốt thép có tiết diện tròn, đường kính 0,4 m, chiều dài 3,0 m tương ứng với $L/D = 7,5$, bê tông B20, độ sụt 19 ± 1 , cốt thép 8Ø12, CB400-V, cọc được đổ bê tông tại chỗ và chịu tải trọng nén đúng tâm trong điều kiện thực tế tại hiện trường. Cọc được bố trí ba lỗ phụt trên mỗi cao trình phụt, các cao trình phụt vữa cách nhau 1,0 m theo chiều dài cọc.

Vữa phụt có cấp phối tương ứng tỉ lệ nước/xi măng là 0,66:1,0, các hàm lượng vữa sử dụng trong nghiên cứu lần lượt là 0; 20; 35 và 50 l/m^2 diện tích thân cọc.

Phạm vi nghiên cứu tập trung vào phân tích sức kháng thành đơn vị và sức chịu tải dọc trục của cọc dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng, trong điều kiện nền cát mịn, trạng thái rời và các mức hàm lượng vữa phụt khác nhau.

Nghiên cứu không xem xét ảnh hưởng của áp lực phụt và thành phần cấp phối vữa, mà chỉ sử dụng một loại vữa cố định theo thiết kế thí nghiệm.

Các kết quả và công thức đề xuất của luận án được giới hạn áp dụng đối với khu vực TP.HCM và các khu vực có điều kiện địa chất công trình tương tự, đặc biệt đối với cọc khoan nhồi làm việc trong nền cát mịn, trạng thái rời, trong phạm vi các điều kiện phụt vữa đã khảo sát.

4. Nội dung nghiên cứu

Nội dung nghiên cứu của luận án được triển khai theo các hướng chính sau:

- Nghiên cứu tổng quan tài liệu
- + Thu thập và phân tích các nghiên cứu trong nước và quốc tế liên quan đến cọc khoan nhồi, kỹ thuật phụt vữa dọc thân cọc và các phương pháp xác định sức kháng thành đơn vị cho cả cọc không phụt vữa và cọc có phụt vữa.
- + Tổng hợp và đánh giá ưu – nhược điểm của các phương pháp tiếp cận hiện có, từ đó định hướng nội dung và phương pháp nghiên cứu của luận án.
- Xây dựng mô hình thí nghiệm, thi công cọc và thực hiện thí nghiệm nén tĩnh tại hiện trường.
- + Thiết kế và xây dựng mô hình hiện trường nhằm thực hiện các thí nghiệm nén tĩnh cọc khoan nhồi, bao gồm cọc không phụt vữa và cọc có phụt vữa dọc thân cọc, với các mức hàm lượng vữa khác nhau.
- + Tiến hành thí nghiệm nén tĩnh kết hợp đo biến dạng dọc thân cọc tại hiện trường để đánh giá sức chịu tải, phân bố lực dọc thân cọc, lực ma sát đơn vị, cho cả 2 loại cọc khoan nhồi (không phụt và phụt vữa).
- + Từ kết quả thực nghiệm, đề xuất công thức xác định sức kháng thành đơn vị cho cọc có phụt vữa dựa trên giá trị tương ứng của cọc không phụt, đồng thời hiệu chỉnh và kiểm chứng bằng dữ liệu thực tế tại các công trình đã áp dụng kỹ thuật phụt vữa dọc thân cọc.
- Sử dụng phương pháp số để mô phỏng thí nghiệm hiện trường và xây dựng mô hình tính toán cho cọc phụt vữa.
- + Xây dựng mô hình số mô phỏng đường cong P-S của thí nghiệm nén tĩnh cọc khoan nhồi không phụt vữa và có phụt vữa dọc thân.
- + Thực hiện hiệu chỉnh hệ số tiếp xúc giữa cọc – đất nền phù hợp điều kiện thi công thực tế, nhằm đảm bảo đường cong P-S từ mô phỏng số phù hợp với kết quả thí nghiệm hiện trường.
- + Đề xuất công thức xác định đường kính quy đổi và hệ số tương tác giữa cọc – đất trong mô phỏng số đối với các đoạn cọc phụt vữa ứng với những hàm lượng vữa

phụt khác nhau. Đồng thời, kiểm chứng mô hình số bằng dữ liệu thực tế tại các công trình áp dụng kỹ thuật phụt vữa dọc thân cọc.

5. Phương pháp nghiên cứu

Nghiên cứu được triển khai theo quy trình tổng hợp, kết hợp giữa nghiên cứu lý thuyết, thực nghiệm và mô phỏng số, bao gồm các phương pháp chính sau:

- Phương pháp lý thuyết: Thu thập, tổng hợp và phân tích các tài liệu khoa học trong và ngoài nước liên quan đến kỹ thuật phụt vữa dọc thân cọc, cơ chế tương tác đất – cọc và các phương pháp xác định sức kháng thành đơn vị của cọc khoan nhồi.

- Phương pháp thống kê – phân tích số liệu: Hệ thống hóa và phân tích các kết quả nghiên cứu đã công bố về cọc khoan nhồi có áp dụng phụt vữa, nhằm nhận diện xu hướng, khoảng trống nghiên cứu và định hướng xây dựng mô hình phù hợp với điều kiện nền đất tại Việt Nam.

- Phương pháp thực nghiệm: Tiến hành thi công và thử tải tĩnh trên các cọc khoan nhồi không phụt vữa và cọc có phụt vữa dọc thân với các hàm lượng vữa khác nhau. Thí nghiệm nén tĩnh kết hợp đo biến dạng dọc trục bằng strain gauge để xác định giá trị sức chịu tải của cọc và sức kháng thành đơn vị tương ứng cho từng cọc có và không phụt vữa.

- Phương pháp xử lý và phân tích số liệu: Thực hiện thống kê và phân tích kết quả thí nghiệm thử tải đồng thời đối chiếu với các kết quả từ thực tế, nhằm đánh giá ảnh hưởng của vữa phụt đến sức chịu tải và sức kháng thành đơn vị của cọc.

- Phương pháp số: Sử dụng phần mềm Plaxis 3D để xây dựng mô hình phần tử hữu hạn, mô phỏng đường cong P–S của cọc khoan nhồi không phụt vữa và cọc có phụt vữa dọc thân và kiểm chứng kết quả mô phỏng.

6. Những đóng góp mới của luận án

- Thiết lập mối quan hệ định lượng giữa sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa và cọc không phụt vữa thông qua hàm số mũ có xét ảnh hưởng đồng thời của hàm lượng vữa phụt (IR) và cao trình làm việc (Z).

- Đề xuất công thức xác định đường kính quy đổi (D_{qd}) và hệ số tiếp xúc giữa cọc – đất nền (R_{inter}) trong mô hình số, ứng với các mức hàm lượng vữa phụt khác nhau,

nhằm mô phỏng đường cong tải trọng – độ lún (P–S) của các đoạn cọc phụt vữa khi sử dụng phần mềm Plaxis 3D.

- Đánh giá ảnh hưởng của hàm lượng vữa phụt dọc thân cọc đến sự gia tăng sức kháng thành đơn vị và sức chịu tải dọc trục của cọc khoan nhồi trong điều kiện nền cát mịn, trạng thái rời. Trên cơ sở đó, luận án xác định được hàm lượng vữa phụt hiệu quả ($IR = 35 \text{ l/m}^2$), đảm bảo hiệu quả cả về mặt kỹ thuật - kinh tế khi áp dụng kỹ thuật phụt vữa dọc thân cọc trong điều kiện địa chất khu vực thí nghiệm.

7. Ý nghĩa khoa học và ý nghĩa thực tiễn của luận án

7.1. Ý nghĩa khoa học

- Thiết lập mối quan hệ định lượng giữa hàm lượng vữa phụt dọc thân cọc và sự gia tăng sức kháng thành đơn vị cũng như sức chịu tải dọc trục của cọc khoan nhồi trong nền cát mịn, trạng thái rời.

- Các mối tương quan thực nghiệm và công thức đường kính quy đổi được thiết lập trong luận án (giữa cọc phụt và không phụt vữa) là cơ sở khoa học mới, phục vụ việc dự báo sức chịu tải và mô phỏng ứng xử tải trọng – độ lún của cọc khoan nhồi có phụt vữa.

- Ngoài ra, luận án đã xác định được hàm lượng vữa hiệu quả ($IR = 35 \text{ l/m}^2$), qua đó cung cấp cơ sở thực nghiệm và mô phỏng số cho các nghiên cứu tiếp theo về sự gia tăng sức chịu tải của cọc khoan nhồi sau khi phụt vữa dọc thân cọc.

7.2. Ý nghĩa thực tiễn

- Kết quả nghiên cứu cung cấp cơ sở thực nghiệm và mô phỏng số phục vụ việc tham khảo áp dụng kỹ thuật phụt vữa dọc thân cọc khoan nhồi trong điều kiện nền cát mịn, trạng thái rời tại TP.HCM và các khu vực có điều kiện địa chất công trình tương tự.

- Các công thức dự báo sức kháng thành đơn vị và đường kính quy đổi có thể được sử dụng tham khảo trong tính toán, thiết kế cọc khoan nhồi phụt vữa khi các điều kiện địa chất, công nghệ và phạm vi hàm lượng vữa phù hợp với điều kiện nghiên cứu.

- Kết quả luận án góp phần bổ sung cơ sở dữ liệu thực nghiệm phục vụ các nghiên cứu tiếp theo về tính toán và thiết kế cọc khoan nhồi có phụt vữa dọc thân.

8. Cấu trúc của luận án

Cấu trúc luận án gồm mở đầu, 04 chương, kết luận – kiến nghị, công trình khoa học đã công bố, tài liệu tham khảo và phụ lục.

9. Giới hạn phạm vi nghiên cứu

- Nghiên cứu tập trung đánh giá ảnh hưởng của hàm lượng vữa phụt đến sức chịu tải của cọc khoan nhồi trong nền cát mịn, trạng thái rời, với một cấp phối vữa, điều kiện thi công, bố trí các lỗ phụt theo phương ngang và khoảng cách các cao trình phụt theo phương dọc cọc được lựa chọn cố định theo chương trình thí nghiệm.

- Nghiên cứu chưa xem xét ảnh hưởng của mực nước ngầm, áp lực phụt, các cấp phối vữa khác nhau, điều kiện thi công (dung dịch giữ thành, thời gian phá nước, thời điểm phụt vữa), cũng như ảnh hưởng của phương án bố trí lỗ phụt theo phương ngang và khoảng cách giữa các cao trình phụt theo phương dọc thân cọc đến hiệu quả gia tăng sức chịu tải của cọc.

- Phạm vi nghiên cứu chỉ áp dụng cho cọc khoan nhồi bê tông cốt thép tiết diện tròn làm việc trong nền cát mịn, trạng thái rời; chưa mở rộng cho các loại nền đất, các dạng tiết diện cọc khác và cơ sở dữ liệu thực nghiệm, kiểm chứng mô hình số còn hạn chế, cần tiếp tục được mở rộng để hoàn thiện cơ sở khoa học phục vụ xây dựng tiêu chuẩn tính toán cọc khoan nhồi có áp dụng công nghệ phụt vữa dọc thân cọc.

- Mặc dù công thức sức kháng thành đơn vị đã được hiệu chỉnh và kiểm chứng bằng số liệu từ 10 công trình thực tế trong nền cát, phạm vi dữ liệu vẫn chưa bao quát đầy đủ sự biến thiên về loại đất, điều kiện thi công, cấp phối và áp lực phụt vữa; do đó, khi áp dụng ngoài miền dữ liệu đã kiểm chứng cần có số liệu hiện trường để hiệu chỉnh, đánh giá bổ sung.

CHƯƠNG 1. TỔNG QUAN NGHIÊN CỨU KHẢ NĂNG TĂNG SỨC CHỊU TẢI CỌC KHOAN NHỒI KHI PHỤT VỮA DỌC THÂN CỌC

1.1 Tổng quan cọc khoan nhồi

Cọc khoan nhồi, còn được gọi là cọc thay thế, là loại cọc được thi công bằng cách khoan lấy đất tạo lỗ trong nền, sau đó đổ bê tông tại chỗ hình thành kết cấu cọc [8], [50]. Tùy theo yêu cầu thiết kế, tiết diện cọc có thể là tròn hoặc hình chữ nhật (cọc barrette). Hiện nay, cọc khoan nhồi đã được ứng dụng rộng rãi trên toàn thế giới nhờ những ưu điểm về khả năng chịu tải lớn, thi công linh hoạt trong đô thị, và mức độ ảnh hưởng thấp đến môi trường xung quanh [46].

Một số công trình tiêu biểu sử dụng cọc khoan nhồi có thể kể đến: tháp Shanghai Tower (Trung Quốc) cao 632 m, sử dụng cọc khoan nhồi đường kính 1,0 m, chiều dài lên đến 56 m; tháp Burj Khalifa (Dubai, UAE) cao 828 m, sử dụng hệ móng gồm cọc khoan nhồi đường kính tới 1,5 m, dài đến 55 m [59]

Tại Việt Nam, cùng với sự phát triển của công nghệ thi công và công tác quản lý chất lượng, cọc khoan nhồi đã được ứng dụng thành công trong nhiều dự án quy mô lớn. Tiêu biểu là Tòa nhà Landmark 81 tại TP.HCM – tòa nhà cao nhất Việt Nam với chiều cao 461,3 m (81 tầng và 3 tầng hầm), hoàn thành năm 2018. Tại Hà Nội, dự án Keangnam Hanoi Landmark Tower (cao 350 m, gồm 72 tầng và 2 tầng hầm) sử dụng móng cọc khoan nhồi đường kính 2,0 m, chiều sâu tới 85 m (hoàn thành năm 2011). Những ví dụ trên cho thấy rằng, đối với các công trình cao tầng chịu tải trọng lớn, giải pháp móng cọc khoan nhồi và cọc barrette là lựa chọn hiệu quả, thường được các đơn vị tư vấn thiết kế và chủ đầu tư lựa chọn.

Về nguyên lý làm việc, sức chịu tải dọc trục của cọc khoan nhồi được hình thành từ hai thành phần chính gồm sức kháng thành và sức kháng mũi cọc. Đối với các công trình xây dựng trên nền đất yếu hoặc các cọc có chiều dài lớn, thành phần sức kháng thành thường chiếm trọng số đáng kể trong tổng sức chịu tải của cọc. Vì vậy, việc nâng cao sức kháng thành được xem là một trong những giải pháp hiệu quả nhằm cải thiện khả năng chịu tải và giảm độ lún của cọc khoan nhồi.

Mặc dù có nhiều ưu điểm về khả năng chịu tải, tính linh hoạt trong thi công và mức độ ảnh hưởng nhỏ đến các công trình lân cận, cọc khoan nhồi vẫn tồn tại một số hạn chế [46]. Trong quá trình khoan tạo lỗ, cấu trúc đất tự nhiên xung quanh thành hố khoan có thể bị xáo trộn, làm giảm ứng suất ngang và suy giảm điều kiện tiếp xúc giữa đất và cọc. Ngoài ra, việc sử dụng dung dịch giữ thành như bentonite hoặc polymer có thể tạo nên một lớp màng ngăn cách tại bề mặt tiếp xúc giữa bê tông và đất nền [43]. Theo Sliwinski và Fleming (1974) [50], hiện tượng này có thể làm giảm đáng kể sức kháng ma sát giữa đất và cọc, đặc biệt đối với nền đất cát mịn, trạng thái rời. Bên cạnh đó, sự tồn tại của lớp bùn khoan hoặc các khuyết tật cục bộ trong quá trình thi công cũng có thể làm giảm hiệu quả làm việc của cọc.

Do sức kháng thành đóng vai trò quan trọng trong khả năng chịu tải của cọc khoan nhồi, nhiều giải pháp kỹ thuật đã được nghiên cứu nhằm cải thiện tương tác giữa đất và cọc sau khi thi công. Trong số đó, công nghệ phụt vữa dọc thân cọc được xem là một trong những giải pháp hiệu quả nhất hiện nay nhằm gia tăng sức kháng thành và nâng cao khả năng chịu tải của cọc khoan nhồi.

1.2 Tổng quan về công nghệ phụt vữa dọc thân

1.2.1 Giới thiệu về công nghệ phụt vữa trong cọc khoan nhồi

Công nghệ phụt vữa trong cọc khoan nhồi là quá trình bơm vữa xi măng hoặc vữa xi măng – phụ gia vào vùng đất xung quanh thân cọc thông qua hệ thống ống chờ được lắp đặt sẵn trong cọc, dưới tác dụng của áp lực phụt được khống chế.

Vữa xi măng được bơm vào nền đất tại các vị trí xác định, có khả năng lấp đầy các khe nứt và lỗ rỗng trong đất và đá, đồng thời thấm vào đất hạt rời, hình thành khối đất – xi măng có cường độ và độ cứng tăng lên, đồng thời làm giảm hệ số thấm của môi trường đất [28], [44]

Bên cạnh đó, phụt vữa dọc thân cọc được áp dụng nhằm loại bỏ ảnh hưởng bất lợi của dung dịch giữ thành sử dụng trong quá trình thi công cọc khoan nhồi, đồng thời phục hồi và cải thiện điều kiện tiếp xúc giữa cọc và đất, từ đó nâng cao sức kháng ma sát dọc thân cọc [33], [51], [54], [57], [65]. Đồng thời phương pháp phụt vữa dọc thân

cọc cũng cho hiệu quả cao hơn trong việc giảm độ lún đầu cọc [41], [54], [58], [64], [63], [65].

Như vậy, tùy theo mục tiêu cải thiện sức kháng mũi hoặc ma sát thành, công nghệ phụt vữa có thể được triển khai theo các phương án khác nhau :

- Phụt vữa mũi cọc: Tập trung cải thiện sức kháng mũi bằng cách nén chặt mùn khoan và lấp đầy các khe hở tại mũi cọc.

- Phụt vữa dọc thân: Tập trung cải thiện sức kháng thành cọc. Đây là đối tượng nghiên cứu chính của luận án, nơi vữa được bơm vào vùng tiếp xúc giữa cọc - đất dọc theo chiều dài thân cọc.

- Phụt vữa kết hợp: Thực hiện đồng thời tại mũi và dọc thân để huy động tối đa sức chịu tải của cọc.

1.2.2 Quy trình thi công phụt vữa thân cọc

Bảng 1.1 tổng hợp và so sánh các thông số kỹ thuật của công nghệ phụt vữa dọc thân cọc, các công ty chuyên về thi công nền móng đã áp dụng công nghệ phụt vữa trong thi công các loại cọc thay thế, nổi bật nhất có thể kể đến các đơn vị như: Bachy Soletanche Việt Nam (BSV), Bauer Việt Nam và Fecon [52].

Bảng 1.1. So sánh các thông số kỹ thuật của công nghệ phụt vữa thân cọc

STT	Chi tiết	Bauer	Bachy Soletanche	Fecon
1	Hỗn hợp vữa - Xi măng (kg) - Nước (lít)	100 55	105 66	100 66.6
2	Cường độ vữa (MPa)	20	20	25
3	Hàm lượng vữa phụt - Tối đa (lít/m ²) - Tối thiểu (lít/m ²)	35 -	35 25	35 25
4	Áp lực phun tối đa (bar)	40	40	40
5	Thời điểm phá nước sau khi đổ bê tông	12–24 giờ	8–24 giờ	5–24 giờ
6	Thời điểm thi công phụt vữa	Ngay sau khi thi công phá nước	7 ngày sau khi đổ BT, hoặc khi BT đạt 75 % cường độ thiết kế	Ít nhất 5 ngày sau khi đổ BT cọc

Tuy nhiên, do nước ta chưa có các quy phạm; tiêu chuẩn cụ thể về tính toán thiết kế, thi công cũng như nghiệm thu cọc sử dụng công nghệ phụt vữa, nên các thông số kỹ thuật áp dụng trong quá trình phụt vữa thân cọc cho các loại cọc khoan nhồi của các công ty này vẫn có sự khác biệt nhất định.

1.2.2.1 Giai đoạn chuẩn bị

a. Phá nước tại các lỗ phụt

Để đảm bảo các đầu phụt có thể phụt vữa, phần bê tông cọc và màng cao su bao quanh lỗ phụt vữa sẽ được chọc thủng bằng nước áp lực cao trong vòng 24 giờ sau khi đổ bê tông cọc. Theo Ryuji Manai (2010) [42] không nên thực hiện quá trình phá nước quá sớm, trước 12 giờ sau khi đổ bê tông, bởi khi đó chỉ tạo ra được các khe nứt nhỏ không rõ ràng trên bề mặt bê tông thân cọc mà không tạo ra được các lỗ rõ ràng tại các lỗ phụt theo Hình 1.1.



Hình 1.1. Thử nghiệm phá nước sau 24 giờ, 5 giờ thi công bê tông [42]

b. Chuẩn bị hỗn hợp vữa

Chất lượng hỗn hợp vữa quyết định đến hiệu quả của công nghệ sử dụng, do vậy việc chuẩn bị vữa phải được tiến hành theo đúng các quy định về kỹ thuật [17] :

- Vữa được trộn đúng cấp phối quy định và phải đảm bảo được độ đồng nhất của vữa. Sau quá trình nhào trộn, cần lọc vữa bằng sàng có kích thước 5 mm để loại bỏ các cục vón (nếu có).

- Thí nghiệm mẫu vữa trộn: Việc đúc các mẫu vữa trộn, để thí nghiệm xác định mác vữa phải được thực hiện một cách đầy đủ trước khi áp dụng cho quá trình trộn vữa đại trà.

- Các tiêu chí kỹ thuật quan trọng như độ nhót, trọng lượng riêng và cường độ chịu nén của mẫu vữa chuẩn phải đạt được theo yêu cầu của thiết kế. Thông thường các tiêu chí kỹ thuật thường được áp dụng như sau:

- + Cường độ chịu nén của vữa tại tuổi 14 ngày ≥ 20 Mpa.
- + Độ nhót ≤ 40 s.
- + Dung trọng $\geq 1,65$ kg/lít.

1.2.2.2 Thi công phụt vữa áp lực cao.

a. Thời điểm thi công phụt vữa

Theo kết quả ghi nhận từ các nhà thầu thi công nền móng tại Việt nam [52], quá trình phụt vữa được tiến hành trong khoảng thời gian từ 1 đến 7 ngày kể từ khi kết thúc việc đổ bê tông thân cọc.

b. Hàm lượng vữa phụt

Hiện chưa có các tài liệu hướng dẫn cho việc tính toán xác định hàm lượng vữa phụt hiệu quả cho công nghệ phụt vữa ứng với từng loại đất và cọc cụ thể. Trong thực tế, hàm lượng vữa phổ biến, thường được các công ty nền móng lựa chọn là $25 \div 35$ lít trên 1 m^2 diện tích thân cọc.

c. Quy trình phụt vữa

Thông thường vữa được bơm theo trình tự từ các lỗ phụt phía dưới mũi cọc lên trên đầu cọc (Hình 1.2). Nếu xuất hiện hiện tượng tắc ống tại vị trí đang bơm, hoặc hàm lượng vữa chưa đạt được tại các lỗ phụt cá biệt nào đó thì việc phụt vữa bổ sung sẽ được tiến hành thông qua các ống lân cận hoặc các ống phụt dự phòng. Tại cùng một cao trình cọc, mật độ bố trí khoảng 3 trên 4 lỗ phụt vữa được xem là tối ưu nhất. Trong suốt quá trình bơm vữa, hệ thống điều khiển và kiểm soát sẽ liên tục cập nhật, thể hiện và lưu trữ các thông số, điều này giúp người giám sát thi công dễ dàng xử lý ngay các sự cố hoặc các sai sót nếu có xảy ra trong quá trình phụt vữa. Sau khi quá trình phụt vữa hoàn tất, các ống TAM sẽ được bơm vữa xi măng lấp đầy.

Quá trình bơm vữa sẽ được dừng lại nếu đạt các yêu cầu sau:

- Hàm lượng vữa phụt đã đạt yêu cầu.
- Áp lực vữa đạt ngưỡng 40 bar.
- Xuất hiện hiện tượng vữa trào ngược lên trên mặt đất.



Các ống phụt vữa được

bố trí xung quanh tiết
diện cọc

Hình 1.2. Thi công phụt vữa cho cọc khoan nhồi [21]

1.3 Các nghiên cứu quốc tế về cọc phụt vữa.

Công nghệ phụt vữa dọc thân cọc đã được nghiên cứu và ứng dụng rộng rãi trên thế giới nhằm cải thiện điều kiện tiếp xúc cọc – đất, gia tăng ứng suất pháp tuyến hữu hiệu quanh thân cọc và nâng cao sức kháng ma sát dọc thân cọc, do đó làm tăng khả năng chịu tải tổng thể của cọc khoan nhồi.

Các nghiên cứu quốc tế về cọc phụt vữa chủ yếu tập trung theo hai hướng chính: nghiên cứu thực nghiệm hiện trường, mô phỏng số bằng phương pháp phần tử hữu hạn (FEM). Những kết quả nghiên cứu này đã cung cấp cơ sở khoa học và thực nghiệm quan trọng cho việc đánh giá hiệu quả của công nghệ phụt vữa trong các điều kiện địa chất khác nhau.

1.3.1 Các nghiên cứu thực nghiệm hiện trường

Các nghiên cứu thực nghiệm hiện trường là cơ sở nền tảng để đánh giá hiệu quả của công nghệ phụt vữa đối với sức chịu tải của cọc khoan nhồi. Các thí nghiệm này

thường được thực hiện thông qua thử tải tĩnh đầu cọc, thí nghiệm cân bằng hai chiều (Ocell) hoặc các thí nghiệm có bố trí thiết bị đo biến dạng dọc thân cọc để xác định phân bố sức kháng ma sát theo chiều sâu.

a. *Gouvenot và Gabaix (1975) [34]*: các tác giả thực hiện thí nghiệm nén tĩnh trên các cọc khoan nhồi đường kính $D = 660$ mm được thi công trong nền đất cát và sét. Kết quả cho thấy sức kháng ma sát dọc thân cọc tăng đến 2,5 lần ở cọc có phụt vữa so với cọc không phụt tương ứng. *Gouvenot và Gabaix (1975) [34]* chỉ ra rằng sức chịu tải của cọc có xu hướng tăng theo hàm lượng vữa phụt. Tuy nhiên, hệ số gia tăng sức chịu tải lại tỷ lệ thuận với căn bậc hai của thể tích vữa. Các tác giả giải thích rằng sức chịu tải biến thiên tuyến tính dựa trên bề mặt ngang của thể tích vữa xi măng được phụt chứ không phải theo thể tích tổng. Do diện tích bề mặt chỉ tăng theo tỷ lệ căn bậc hai của thể tích, nên mối quan hệ này là không tuyến tính. Nghĩa là khi lượng vữa phụt càng lớn, tốc độ gia tăng sức chịu tải sẽ càng có xu hướng chậm lại, dẫn đến hiệu suất không tiếp tục tăng tương ứng. Các tác giả khẳng định nếu tiếp tục tăng hàm lượng vữa lên quá mức (vượt qua giới hạn chịu đựng của đất nền xung quanh), hiện tượng phá vỡ cấu trúc đất sẽ xảy ra khiến vữa bị rò rỉ ra ngoài vùng ma sát của cọc. Khi đó, việc tăng hàm lượng vữa không những không cải thiện thêm sức chịu tải mà còn gây lãng phí. Từ đó cho thấy, việc xác định một giá trị hàm lượng vữa hiệu quả là bắt buộc để phát huy tối đa công năng của cọc [34].

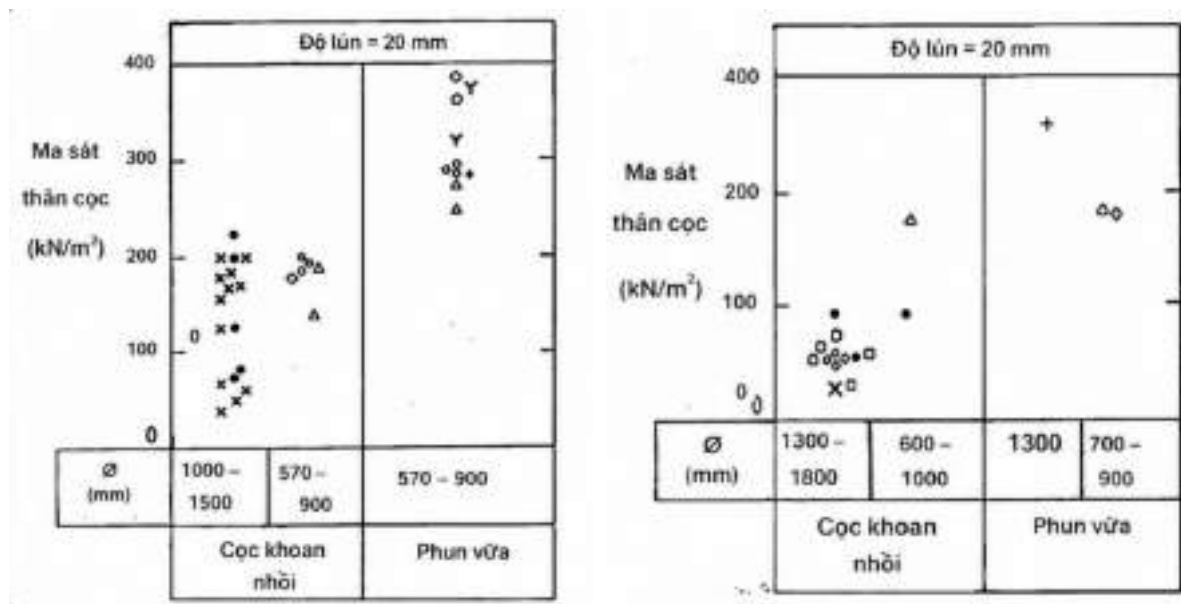
b. *Stocker và cộng sự (1983) [51]* : tác giả đã tiến hành thí nghiệm nén tĩnh trên các cọc khoan nhồi đường kính $D = 770–900$ mm phụt vữa sau khi đổ bê tông. Kết quả cho thấy kỹ thuật phụt vữa có thể làm tăng sức kháng ma sát dọc thân cọc khoảng 100–120% so với cọc không phụt vữa, đặc biệt trong điều kiện đất hạt rời.

c. *Bruce (1986) [26]*: tác giả đã tổng hợp kết quả của nhiều công trình trong giai đoạn 1975–1985, cho thấy công nghệ phụt vữa có thể làm tăng đáng kể khả năng chịu tải của cọc khoan nhồi. Theo tác giả, trong nhiều trường hợp sức chịu tải cực hạn của cọc phụt vữa có thể tăng đến 2–3 lần so với cọc không phụt, do vậy có thể giảm chiều dài hoặc giảm số lượng cọc so với khi sử dụng cọc không phụt. Kết quả tổng hợp của

Bruce [26] được thể hiện trên Hình 1.3, trong đó giá trị sức kháng thành đơn vị của cọc không phụt và phụt vừa được so sánh ứng chuyển vị đầu cọc khoảng 20 mm:

- Trong đất rời: Giá trị sức kháng thành đơn vị tăng từ 150–200 kPa đối với cọc không phụt vừa lên 250–400 kPa đối với cọc phụt vừa (Hình 1.3a).

- Trong đất dính: Giá trị sức kháng thành đơn vị tăng từ 50–200 kPa lên 180–270 kPa đối với cọc phụt vừa (Hình 1.3b).



a/ Trong đất rời

b/ Trong đất dính

Hình 1.3. So sánh giá trị sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vừa và cọc không phụt vừa (Bruce, 1986) [26].

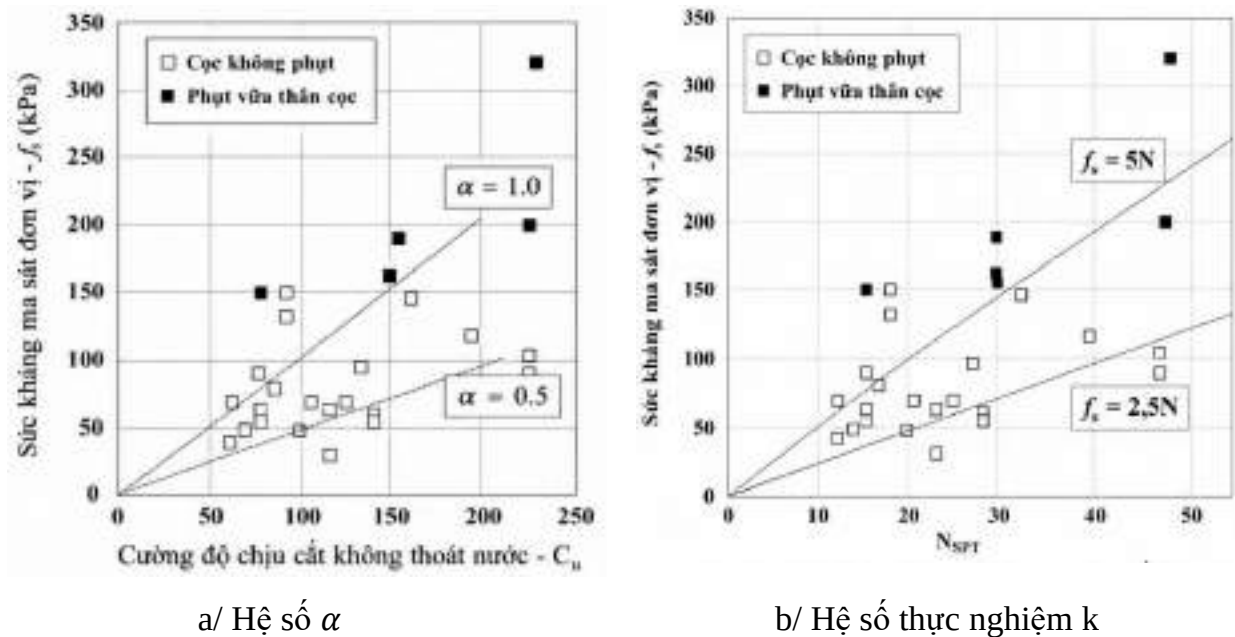
d. Troughton và Stocker (1996) [54] đã thực hiện thí nghiệm trên 12 cọc khoan nhồi với các phương pháp phụt vừa khác nhau, bao gồm phụt vừa mũi, phụt vừa thân và kết hợp phụt vừa mũi – thân cọc. Kết quả cho thấy tất cả các cọc có phụt vừa đều đạt sức chịu tải lớn hơn rõ rệt so với cọc không phụt.

e. Littlechild và cộng sự (1998) [40] trên 20 cọc dài 35–55 m trong dự án BERTS tại Bangkok. Kết quả thí nghiệm cho thấy sự gia tăng rõ rệt của sức kháng ma sát thành trong cả đất sét và đất cát.

- Trong đất sét, sức kháng ma sát thành tăng từ khoảng 30–150 kPa đối với cọc không phụt vừa lên 150–320 kPa đối với cọc phụt vừa (Hình 1.4). Các tác giả đã đề

xuất hệ số α sử dụng trong phương pháp α tăng từ khoảng 0,5 đối với cọc không phụt lên gần 1,0 đối với cọc phụt vừa, như thể hiện trên Hình 1.4a.

- Khi xác định giá trị sức kháng ma sát thành từ chỉ số SPT N , hệ số thực nghiệm k tăng từ khoảng 2,5 đối với cọc không phụt vừa lên khoảng 5,0 đối với cọc phụt vừa (Hình 1.4b), phản ánh sự cải thiện đáng kể điều kiện tiếp xúc và ứng suất pháp tuyến quanh thân cọc.



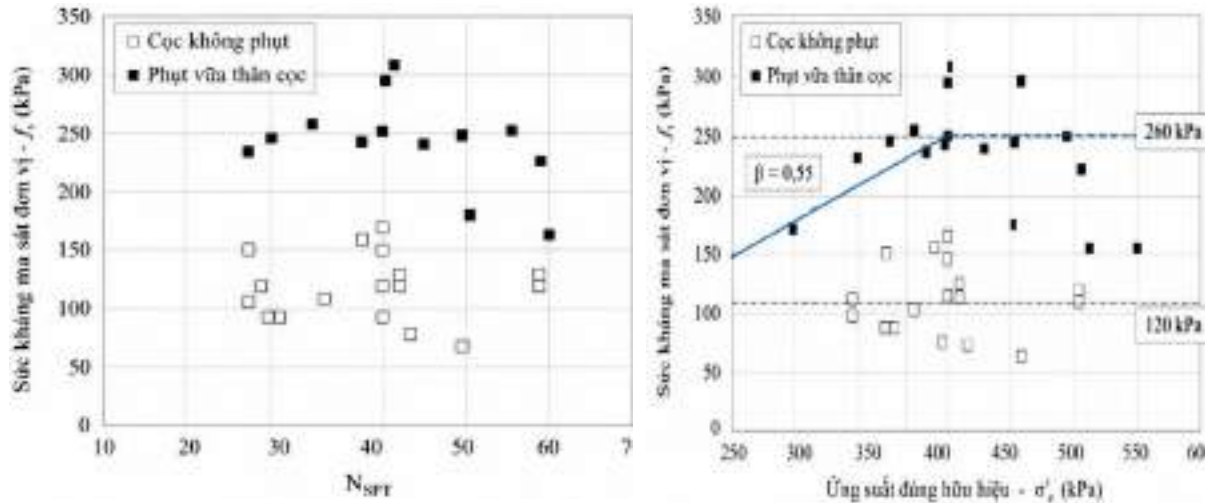
Hình 1.4. Quan hệ giữa sức kháng ma sát thành và các hệ số α và k theo Littlechild và cộng sự (1998) [40]

- Đối với các lớp đất cát, giá trị sức kháng ma sát tăng từ 65-170 kPa (cọc không phụt) lên 250-300 kPa (cọc phụt vừa) lớn hơn 1,5-3,0 lần so với cọc không phụt (Hình 1.5a). Tuy nhiên, khi ứng suất hữu hiệu của cao trình nghiên cứu vượt 300 kPa đối với cọc không phụt và 450 kPa đối với cọc phụt, giá trị sức kháng ma sát thành gần như không thay đổi (Hình 1.5b). Ngoài ra, nghiên cứu này cũng đề xuất hệ số $\beta = 0,55$ cho phương pháp β , tương ứng với giá trị sức kháng thành đơn vị khoảng 160-300 kPa (Hình 1.5b).

Từ kết quả tổng quan ta có thể đưa ra các nhận xét sau:

- Giá trị sức kháng thành đơn vị f_s của cọc phụt vừa tăng trong khoảng 1,5-3 lần so với cọc không phụt vừa.

- Hiệu quả tăng sức kháng thành phụ thuộc vào điều kiện đất. Cụ thể, đối với đất rời (cát, cát pha) sự gia tăng sức kháng thành đáng kể và nhiều hơn so với nền đất dính.
- Sức chịu tải gia tăng phi tuyến tính theo hàm lượng vữa và tồn tại ngưỡng hàm lượng vữa hiệu quả.



a/ Tương quan giữa sức kháng thành đơn vị và chỉ số SPT N b/ Tương quan giữa sức kháng thành đơn vị và ứng suất hữu hiệu

Hình 1.5. Sức kháng thành đơn vị trong nền cát theo Littlechild và cộng sự (1998) [40]

1.3.2 Các nghiên cứu mô phỏng bằng phương pháp phần tử hữu hạn (FEM)

Bên cạnh các nghiên cứu thực nghiệm hiện trường, mô phỏng số bằng phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) đã được sử dụng rộng rãi nhằm phân tích cơ chế làm việc và đánh giá hiệu quả của công nghệ phụ vữa đối với cọc khoan nhồi. Phương pháp này cho phép mô tả chi tiết trạng thái ứng suất – biến dạng của nền đất, điều kiện tiếp xúc giữa cọc và đất cũng như sự phân bố sức kháng ma sát dọc thân cọc theo chiều sâu, những yếu tố khó quan sát trực tiếp thông qua thí nghiệm hiện trường. Các nghiên cứu trước đây sử dụng nhiều cách tiếp cận khác nhau, có thể phân loại thành hai nhóm chính, được tổng hợp trong Bảng 1.2.

- Nhóm tăng cường đặc tính cơ học của đất: Một số nghiên cứu (Youn & Tonon (2010) [60], Salem et al (2024) [48]) mô phỏng hiệu quả phụ vữa bằng cách: tăng lực dính c và tăng mô đun biến dạng E trong vùng đất xung quanh cọc. Ưu điểm của

nhóm phương pháp này phản ánh trực tiếp hiệu ứng gia cố đất. Tuy nhiên, tồn tại của phương pháp không xác định phạm vi vùng cải thiện, tham số phụ thuộc kinh nghiệm.

- Nhóm mô hình hóa vùng đất cải thiện: Các nghiên cứu (Wan và cộng sự (2020) [48], Zhang và cộng sự (2024) [61] thiết lập một vùng đất bao quanh cọc với tham số cải thiện (c , ϕ , E), mô hình Mohr Coulumb (MC), Hardening soil (HS) được dùng để mô phỏng đất nền bao quanh cọc. Phương pháp này mô tả được phạm vi ảnh hưởng của phụt vữa. Tuy nhiên, độ chính xác phụ thuộc vào giả định hình học của vùng cải thiện, khó hiệu chỉnh từ dữ liệu thực tế.

Bảng 1.2. So sánh các phương pháp mô phỏng cọc phụt vữa bằng FEM

Tác giả	Mô hình đất	Cách mô phỏng phụt vữa	Tham số thay đổi	Có xét điều kiện tiếp xúc cọc đất R_{inter} .
Youn & Tonon (2010) [60]	MC / HS	Tăng c vùng đất quanh cọc	c	Có
Wan và cộng sự. (2020) [56]	HS	Tăng E và ϕ' vùng cải thiện	E , ϕ	Có
Zhang và cộng sự (2024) [61]	HS	Vùng đất cải thiện + điều kiện tiếp xúc cọc – đất.	c , ϕ	Có
Salem và cộng sự (2024) [48]	MC	Tăng tham số đất + vùng ảnh hưởng	c , E	Có

Từ Bảng 1.2 và các phân tích trên có thể rút ra các nhận xét chính:

- Các nghiên cứu sử dụng các cách tiếp cận khác nhau, cho thấy rằng hiệu ứng phụt vữa là hiện tượng phức tạp, khó biểu diễn bằng một tham số duy nhất, chưa có phương pháp mô hình thống nhất.

- Các tham số điều chỉnh chủ yếu của đất nền gồm c (phổ biến nhất), E , ϕ , R_{inter} . Tuy nhiên, các tham số này chưa có quy tắc chuẩn để lựa chọn.

- FEM chủ yếu mang tính hiệu chỉnh: Hầu hết các nghiên cứu nhằm hiệu chỉnh mô hình để khớp đường cong P–S chưa xây dựng được công thức tổng quát cho các tham số của mô hình.

1.4 Các nghiên cứu trong nước về cọc phụt vữa

Trong khoảng hơn hai thập kỷ gần đây, công nghệ phụt vữa dọc thân cọc đã được nghiên cứu và ứng dụng ngày càng rộng rãi tại Việt Nam, đặc biệt trong các công trình cao tầng và hạ tầng xây dựng trên nền đất yếu ở khu vực TP.HCM và các đô thị lớn. Trong điều kiện địa chất đặc trưng với các lớp bùn sét, sét yếu xen kẹp cát pha, cát và mực nước ngầm nông, quá trình thi công cọc khoan nhồi thường gây suy giảm ứng suất ngang và làm giảm chất lượng tiếp xúc cọc – đất, dẫn đến sức kháng thành thực tế thấp hơn so với giá trị dự báo theo thiết kế. Trong bối cảnh đó, công nghệ phụt vữa dọc thân cọc được xem là giải pháp hiệu quả nhằm phục hồi và gia tăng sức kháng ma sát dọc thân cọc.

Các nghiên cứu trong nước tập trung chủ yếu vào đánh giá hiệu quả gia tăng sức chịu tải của cọc khoan nhồi và cọc barrette có phụt vữa thông qua: (i) nghiên cứu thực nghiệm hiện trường [35], [38], [52]; (ii) nghiên cứu mô phỏng số bằng phương pháp phần tử hữu hạn [16], [17].

1.4.1 Các nghiên cứu thực nghiệm hiện trường

Các nghiên cứu thực nghiệm hiện trường trong nước chủ yếu sử dụng các phương pháp thử tải sau: thử tải tĩnh nén dọc trục, O-cell, và trong một số trường hợp có bố trí thiết bị đo biến dạng dọc thân cọc nhằm xác định phân bố lực dọc trục và tính được giá trị sức kháng thành đơn vị trung bình giữa 2 cao trình lắp đặt strain gauge (Bảng 1.3).

Phan Văn Khánh và Phạm Quốc Dũng (2011) [38] đã tổng hợp kết quả từ các dự án thí nghiệm thực địa trên cọc barrette phụt vữa và không phụt vữa tại miền Nam. Đồng thời, đề xuất các thông số thi công và cấp phối vữa phù hợp với điều kiện địa chất Việt Nam. Đồng thời, nhóm tác giả đã phân tích sâu hơn về hiệu quả cải thiện ma sát thân cọc. Kết quả cho thấy:

- Trong đất cát, cọc thường có sức kháng đơn vị dao động 30–170 kPa, trong khi cọc phụt vữa đạt 70–300 kPa, tương ứng mức tăng 1,5–2,5 lần.

- Trong đất dính, mức tăng tương tự, với cọc thường đạt 40–330 kPa và cọc phụt vừa đạt tới 100–580 kPa.

Nguyễn Minh Hải & cộng sự (2015) [36] phân tích số liệu thí nghiệm cân bằng nén hai chiều tại dự án Everrich II (TP.HCM) trên bốn cọc khoan nhồi có đo biến dạng dọc cọc, trong đó hai cọc được phụt vừa dọc thân khoảng 20 m. Trong điều kiện nền đất yếu hữu cơ xen kẽ cát mịn chặt theo chiều sâu, kết quả cho thấy sức kháng ma sát dọc thân tăng rõ rệt, đường kính làm việc hiệu quả của cọc tăng khoảng 20% và sức kháng cực hạn được huy động ở chuyển vị khoảng 8–10 mm.

Tiếp theo, Nguyễn Minh Hải và cộng sự (2016) [35] phân tích số liệu thí nghiệm trên hai cọc barrette tại dự án Eximbank TP.HCM trong nền đất cát phù sa. Mặc dù chuyển vị đo được tương đối nhỏ nên chênh lệch tải trọng – độ lún tổng thể không thật rõ rệt, giá trị hệ số β (hệ số quy đổi sức kháng ma sát đơn vị dọc thân cọc theo phương pháp β) xác định tại các đoạn thân cọc được phụt vừa vẫn cao hơn so với các đoạn không phụt vừa, qua đó cho thấy xu hướng cải thiện sức kháng ma sát dọc thân do phụt vừa.

Nguyễn Tiến Dũng và cộng sự (2019) [52] đã tổng hợp thử nghiệm tải trọng tĩnh (nén dọc và O-cell) trên 14 cọc khoan nhồi và barrette, bao gồm cả trường hợp phụt vừa và không phụt vừa, có hệ thống đo ma sát dọc thân chủ yếu tại các công trình tại TP.HCM. Dù sử dụng dung dịch giữ thành khác nhau (bentonite hay polymer), phân tích theo phương pháp β kết hợp số liệu hiện trường (chỉ số SPT N) cho thấy ma sát đơn vị của cọc phụt vừa lớn gấp xấp xỉ 2 lần so với cọc không phụt vừa trong cùng điều kiện địa chất.

Các nghiên cứu tiếp theo của Võ Phán và cộng sự (2016) [18], Trần Tuấn Anh và cộng sự (2020) [43], Lai Văn Quý và cộng sự (2022) [20], [45], cũng cho kết luận tương tự: công nghệ phụt vừa có hiệu quả rõ rệt nhất trong các lớp cát, nơi sức kháng ma sát thành là thành phần đóng góp chính vào khả năng chịu tải dọc trục của cọc.

Từ các nghiên cứu trong nước có thể thấy rằng sức kháng ma sát dọc thân cọc phụt vừa trong điều kiện nền cát và cát pha tại Việt Nam thường tăng khoảng 1,5–2,5

lần so với cọc không phụt vữa được thể hiện trên Bảng 1.3.

Bảng 1.3 Tổng hợp một số nghiên cứu thực nghiệm tiêu biểu trong nước về cọc phụt vữa

Tác giả	Điều kiện đất	Hệ số tăng f_s
Phan Văn Khánh và cộng sự (2013) [38]	Cát, đất dính	1,5–2,5
Nguyễn Minh Hải và Fellenius (2016) [36]	Đất yếu xen cát	2,0
Nguyễn Minh Hải và cộng sự (2016) [35].	Cát phù sa	1,5–2,0
Nguyễn Tiến Dũng và cộng sự (2019) [52]	Cát, cát pha	2,0

1.4.2 Các nghiên cứu mô phỏng số

Mô phỏng số bằng phương pháp phần tử hữu hạn cũng đã được áp dụng trong một số nghiên cứu trong nước nhằm tái lập ứng xử của cọc phụt vữa và kiểm chứng kết quả thí nghiệm hiện trường. Các nghiên cứu của Phạm Văn Khánh (2011) [17], Lê Ngọc Diệp (2018) [16], Nguyễn Văn Tùng (2021) [21] cho thấy, thông qua việc điều chỉnh các tham số đất nền hoặc điều kiện tiếp xúc cọc – đất, mô hình FEM có thể mô phỏng đường cong P–S và xu hướng gia tăng sức kháng thành của cọc phụt vữa.

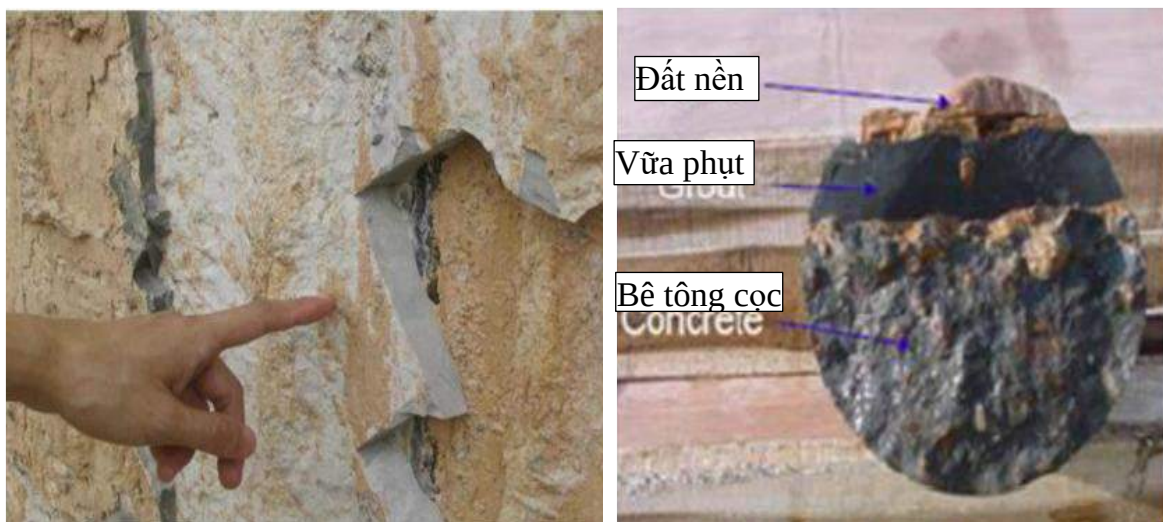
Tuy nhiên, tương tự các nghiên cứu quốc tế, mô phỏng số trong nước chủ yếu mang tính kiểm chứng, phục vụ so sánh với thí nghiệm hiện trường, hơn là được sử dụng để xây dựng các quan hệ định lượng hoặc công thức thiết kế có tính tổng quát.

1.5 Cơ chế gia tăng sức kháng thành của cọc khoan nhồi khi phụt vữa dọc thân cọc

Theo Littlechild & cộng sự (1998) [40], sau khi phụt vữa, một lớp vật liệu gia cố mỏng có chiều dày khoảng 25 mm được hình thành xung quanh thân cọc thể hiện trên Hình 1.6, góp phần cải thiện điều kiện tiếp xúc giữa cọc và đất. Tuy nhiên, do chiều dày lớp vật liệu này nhỏ, mức gia tăng kích thước hình học tiết diện ngang thực tế của cọc không lớn và không đủ để giải thích hoàn toàn sự gia tăng đáng kể sức kháng thành quan sát được trong các thí nghiệm hiện trường. Theo Stocker (1983) [51]; Troughton & Stocker (1996) [54], sự gia tăng sức kháng ma sát thân cọc khi phụt vữa thường được lý giải bởi các yếu tố thể hiện trên Hình 1.7:

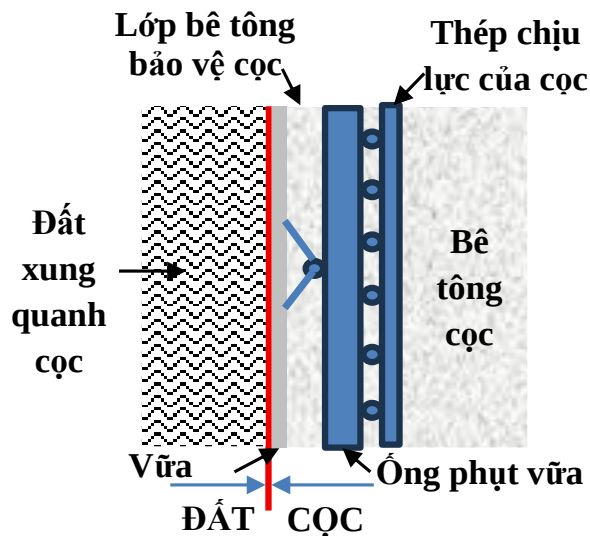
- Vữa phun áp lực cao gây phá vỡ lớp bê tông ngoài cùng của cọc, đẩy đất nền xung quanh ra ngoài, làm tăng áp lực ngang và độ chặt cục bộ của đất.
- Vữa còn lấp đầy các khe hở, hốc rỗng và khiếm khuyết tại tiếp xúc giữa cọc và đất, từ đó tăng đáng kể lực ma sát tiếp xúc.
- Trong đất rời, vữa xi măng thâm nhập và liên kết các hạt đất, góp phần cải thiện đáng kể tính chất cơ lý và cường độ nền đất.

Những hiện tượng này được mô tả thông qua ba cơ chế chính: gia tăng ứng suất pháp tuyến hữu hiệu quanh thân cọc, cải thiện điều kiện tiếp xúc cọc – đất và cải thiện cục bộ đặc tính cơ học của đất nền xung quanh cọc.



Hình 1.6. Lớp vữa xi măng được tạo bởi vữa phụt quanh thân cọc Barrette hình thành trong giai đoạn phụt vữa [40]

Từ các phân tích trên có thể thấy rằng sự gia tăng sức kháng thành của cọc khoan nhồi phụt vữa thường được giải thích thông qua sự kết hợp của nhiều cơ chế cơ học khác nhau. Tuy nhiên, do các cơ chế này khó tách biệt và lượng hóa riêng rẽ trong thực tế, Do đó, luận án lựa chọn hai hướng tiếp cận nghiên cứu bổ sung cho nhau gồm: (i) nghiên cứu thực nghiệm nhằm xác định sự thay đổi sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa thông qua thí nghiệm nén tĩnh kết hợp strain gauge; và (ii) nghiên cứu mô phỏng số nhằm mô hình hóa ảnh hưởng của phụt vữa thông qua đường kính quy đổi D_{qd} và hệ số tương tác R_{inter} .



Hình 1.7. Mặt cắt dọc thân cọc trong quá trình phụt vữa

1.6 Nhận xét chương 1

Từ kết quả tổng quan và phân tích các nghiên cứu trong và ngoài nước về cọc khoan nhồi có phụt vữa dọc thân cọc, có thể rút ra một số nhận xét sau:

- Các nghiên cứu đã khẳng định công nghệ phụt vữa dọc thân cọc là giải pháp hiệu quả nhằm gia tăng sức kháng thành và nâng cao sức chịu tải của cọc khoan nhồi. Trong điều kiện nền cát, sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa thường tăng khoảng 1,5–3,0 lần so với cọc không phụt vữa.

- Cơ chế gia tăng sức kháng thành sau khi phụt vữa đã được nhiều tác giả giải thích thông qua sự gia tăng ứng suất pháp tuyến hữu hiệu quanh thân cọc, cải thiện điều kiện tiếp xúc cọc – đất và cải thiện cục bộ đặc tính cơ học của vùng đất xung quanh cọc. Tuy nhiên, các cơ chế này chủ yếu mới dừng ở mức giải thích định tính, chưa lượng hóa được mức độ ảnh hưởng của hàm lượng vữa phụt đến sự gia tăng sức kháng thành đơn vị.

- Các giá trị sức chịu tải cực hạn của cọc chủ yếu được xây dựng trên cơ sở số liệu thực nghiệm của từng nghiên cứu hoặc từng công trình cụ thể. Các hệ số thực nghiệm phụ thuộc vào điều kiện địa chất, công nghệ thi công và phạm vi khảo sát nên khả năng áp dụng rộng rãi, đặc biệt đối với điều kiện địa chất tại Việt Nam, còn hạn chế.

- Đối với mô phỏng số bằng phương pháp phần tử hữu hạn (FEM), các nghiên

cứu hiện nay chủ yếu tập trung vào việc hiệu chỉnh tham số đất hoặc vùng đất cải thiện nhằm tái lập đường cong tải trọng – độ lún. Tuy nhiên, chưa có phương pháp thống nhất để mô phỏng trực tiếp ảnh hưởng của hàm lượng vữa phụt đến sự làm việc của các đoạn cọc phụt vữa, cũng như chưa thiết lập được mối quan hệ định lượng giữa hàm lượng vữa phụt và các tham số mô hình.

Trên cơ sở các khoảng trống nghiên cứu nêu trên, luận án lựa chọn hướng tiếp cận như sau:

- Thực hiện các nghiên cứu để xác định ảnh hưởng của hàm lượng vữa đến sự gia tăng sức kháng thành đơn vị tại các đoạn cọc phụt vữa và khả năng chịu tải cực hạn tương ứng của cọc.
- Sử dụng phương pháp số để mô phỏng thí nghiệm nén tĩnh cọc phụt vữa nhằm bổ sung thêm công cụ để dự báo giá trị chịu tải cực hạn tương ứng của cọc làm việc trong nền đất cụ thể.

CHƯƠNG 2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI VÀ SỨC KHÁNG THÀNH ĐƠN VỊ CỌC KHOAN NHỒI KHI PHỤT VỮA DỌC THÂN CỌC

2.1 Cơ sở lý thuyết xác định sức chịu tải cọc khoan nhồi theo điều kiện đất nền theo TCVN 10304:2025 [8]

Trong luận án này, các cơ sở lý thuyết, công thức và phương pháp tính toán được trình bày theo TCVN 10304:2025 [8] nhằm cập nhật theo tiêu chuẩn hiện hành. Đối với các nội dung được trích dẫn, phân tích hoặc so sánh theo quy định của TCVN 10304:2014, luận án giữ nguyên việc viện dẫn phiên bản năm 2014 [4] để phản ánh đúng bối cảnh nghiên cứu trong quá trình thực hiện đề tài. Việc viện dẫn đồng thời hai phiên bản tiêu chuẩn nhằm đảm bảo tính kế thừa của nghiên cứu, đồng thời cập nhật các quy định theo tiêu chuẩn hiện hành mà không làm thay đổi phương pháp nghiên cứu, số liệu thực nghiệm và các kết luận của luận án.

2.1.1 Xác định sức chịu tải theo điều kiện đất nền

Theo TCVN 10304:2025 [8], đối với cọc khoan nhồi, sức chịu tải cực hạn R_k của cọc theo điều kiện đất nền được xác định từ hai thành phần chính gồm sức kháng mũi và sức kháng thành:

$$R_k = \gamma_c \left(\gamma_{R,R} q_b A + \gamma_{R,f} u \sum f_i h_i \right) \quad (2.1)$$

trong đó:

q_b là sức kháng đơn vị của đất dưới mũi cọc (kPa);

A là diện tích tựa mũi cọc (m^2);

u là chu vi tiết diện ngang của thân cọc (m);

f_i là sức kháng đơn vị của lớp đất thứ (i) trên mặt bên cọc, (kPa);

h_i là chiều dày lớp đất thứ (i) tiếp xúc với thân cọc (m);

γ_c ; $\gamma_{R,R}$; $\gamma_{R,f}$ là các hệ số điều kiện làm việc và hệ số tin cậy theo quy định tiêu chuẩn.

Từ công thức (2.1) cho thấy sức chịu tải của cọc được hình thành từ hai thành

phần chính gồm sức kháng mũi và sức kháng thành. Trong đó, thành phần sức kháng thành được xác định thông qua tổng sức kháng của các lớp đất dọc theo chiều dài thân cọc. Đối với cọc khoan nhồi có chiều dài lớn, đặc biệt trong nền cát, sức kháng thành thường chiếm trọng số đáng kể trong tổng sức chịu tải của cọc.

2.1.2 Xác định sức kháng thành đơn vị theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền

Đối với cọc khoan nhồi, giá trị sức kháng thành đơn vị được xác định theo loại đất, trạng thái đất và chiều sâu lớp đất đang xét. Khi tính toán cần xét đến ảnh hưởng của điều kiện thi công thông qua hệ số điều kiện làm việc của đất nền trên mặt bên thân cọc ($\gamma_{R,f}$) được quy định trong Bảng 2.1.

Bảng 2.1 Hệ số điều kiện làm việc của cọc $\gamma_{R,f}$

Cọc và phương pháp thi công cọc	Giá trị $\gamma_{R,f}$ trong			
	Đất cát	Đất cát pha	Đất sét pha	Đất sét
Cọc khoan nhồi, bao gồm các cọc có mở rộng mũi, được đổ bê tông:				
- Khi không có nước trong hố khoan (điều kiện khô) và khi sử dụng ống vách, cũng như khi thi công bằng phương pháp CFA	0,7	0,7	0,7	0,6
- Dưới nước hoặc trong dung dịch sét (bentonite)	0,6	0,6	0,6	0,6
- Bằng hỗn hợp bê tông cứng kết hợp với đầm sâu (điều kiện khô)	0,8	0,8	0,8	0,7

Giá trị sức kháng đơn vị f_i của các lớp đất được xác định theo Bảng 2.2; Từ Bảng 2.2 có thể nhận thấy sức kháng thành đơn vị có xu hướng tăng theo chiều sâu đối với cả đất rời và đất dính. Tuy nhiên, khi chiều sâu vượt quá khoảng 40 m, tốc độ gia tăng sức kháng thành giảm đáng kể và giá trị sức kháng thành dần đạt tới giới hạn. Điều này cho thấy ảnh hưởng của chiều sâu đến sức kháng thành không hoàn toàn tuyến tính, đặc biệt đối với các lớp đất nằm ở độ sâu lớn. Quy luật này cũng phù hợp với xu

hướng phân bố sức kháng thành đơn vị của các cọc khoan nhồi phụt vữa được phân tích trong Chương 3 của luận án.

Bảng 2.2 Sức kháng thành đơn vị của đất trên mặt bên của thân cọc f_i

Chiều sâu trung bình của lớp đất (m)	Cường độ sức kháng trên thân cọc đặc và cọc ống có lõi đất hạ bằng phương pháp đóng hoặc ép f_s (kPa)								
	Đất cát								
	Hạt to và vừa	Hạt nhỏ	Cát bụi	-	-	-	-	-	-
	Đất dính ứng với chỉ số độ sệt I_L								
	$\leq 0,2$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	6
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7
≥ 40	107	74	53	38	23	14	9	8	7

2.1.3 Xác định sức kháng thành đơn vị theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT).

Đối với đất rời, TCVN 10304:2025 [8] cho phép xác định sức kháng thành đơn vị của cọc khoan nhồi theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn được xác định theo công thức (2.2):

$$f_s = 3,3 \cdot N_s \quad (2.2)$$

Trong đó

f_s là sức kháng thành đơn vị (kPa); $f_s \leq 165 \text{ kN/m}^2$ theo quy định của tiêu chuẩn.

N_s là chỉ số xuyên tiêu chuẩn SPT của lớp đất tương ứng.

Ưu điểm của phương pháp này là sử dụng kết quả khảo sát địa chất, đồng thời phản ánh trực tiếp ảnh hưởng của trạng thái chặt của nền đất đến sức kháng thành cọc. Vì vậy, phương pháp xác định sức kháng thành đơn vị theo SPT được sử dụng rộng rãi trong thiết kế và đánh giá sức chịu tải cọc khoan nhồi trong nền cát.

Trong phạm vi nghiên cứu của luận án, các phương pháp xác định sức chịu tải của cọc theo TCVN 10304:2014 được sử dụng làm cơ sở xây dựng đề cương thí nghiệm. Trên cơ sở đó, đánh giá và đối chiếu với kết quả xác định từ thí nghiệm nén tĩnh kết hợp đo biến dạng thân cọc.

2.2 Cơ sở lý thuyết xác định sức chịu tải cọc bằng thí nghiệm nén tĩnh

Thí nghiệm nén tĩnh cọc là phương pháp thực nghiệm trực tiếp nhằm xác định mối quan hệ giữa tải trọng dọc trục tác dụng lên đầu cọc và độ lún tương ứng của cọc trong điều kiện làm việc thực tế. Về bản chất, thí nghiệm được thực hiện bằng cách gia tải tĩnh theo từng cấp lên đầu cọc và theo dõi sự phát triển của độ lún theo thời gian. Khi tải trọng tăng dần, sức kháng của đất tại thân cọc và mũi cọc được huy động từng bước cho đến khi đạt trạng thái giới hạn. Do đó, đường cong quan hệ tải trọng – độ lún (P–S) phản ánh trực tiếp quá trình huy động sức chịu tải của hệ cọc – đất và là cơ sở để đánh giá khả năng làm việc của cọc trong nền đất.

Thí nghiệm nén tĩnh cọc là phương pháp đáng tin cậy để xác định sức chịu tải dọc trục của cọc và được xem là tiêu chuẩn tham chiếu để kiểm chứng độ tin cậy của các phương pháp tính toán theo lý thuyết hoặc mô phỏng số (Fellenius (2017) [31]; Kulhawy & Mayne (1990) [39]).

Nguyên lý thí nghiệm nén tĩnh cọc: Thí nghiệm nén tĩnh được tiến hành bằng cách tác dụng tải trọng nén dọc trục lên đầu cọc theo các cấp tải quy định và đo chuyển vị đầu cọc tương ứng tại mỗi cấp tải. Tùy theo mục đích đánh giá và yêu cầu của dự án, thí nghiệm có thể được thực hiện theo các chế độ gia tải khác nhau như nén chậm, nén nhanh hoặc nén chu kỳ. Các quy trình này được quy định trong các tiêu chuẩn

ASTM D1143-20 [23], TCVN 9393:2012 [5], bảo đảm tính thống nhất trong quá trình thí nghiệm cũng như khả năng so sánh giữa các kết quả nghiên cứu.

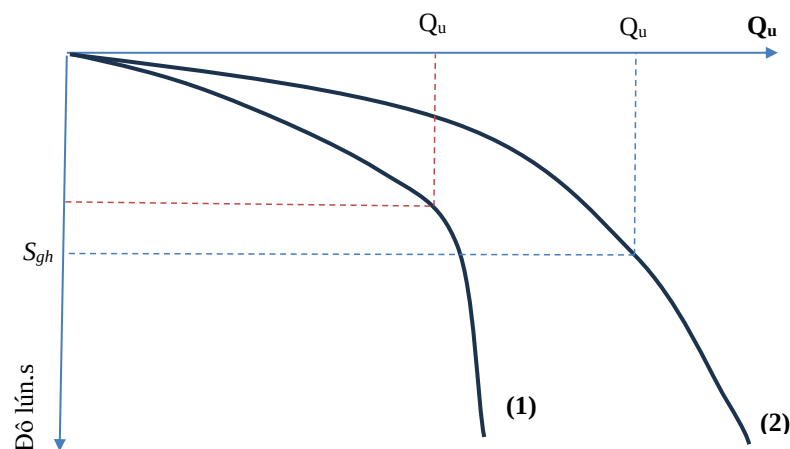
Kết quả chủ yếu của thí nghiệm nén tĩnh cọc là đường cong P–S, phản ánh đầy đủ ứng xử cơ học của hệ cọc và đất trong suốt quá trình gia tải. Đường cong P–S mô tả sự phát triển của độ lún tại đầu cọc theo các cấp tải trọng tác dụng, từ đó cung cấp dữ liệu để xác định sức chịu tải dọc trục cực hạn cũng như độ cứng làm việc của cọc trong điều kiện thực tế (Hình 2.1)

Theo TCVN 10304:2025 [8] sức chịu tải cực hạn của cọc thí nghiệm nén tĩnh được xác định theo các trường hợp sau:

- Khi tải trọng thí nghiệm nén tĩnh cọc được tăng đến giá trị gây ra sự tăng liên tục độ lún của cọc mà tải trọng không tăng thì giá trị sức chịu tải cực hạn của cọc thí nghiệm (Q_u) lấy bằng tải trọng ghi nhận được ở cấp tải ngay trước đó.
- Các trường hợp còn lại. Sức chịu tải cực hạn của cọc được lấy bằng tải trọng gây ra độ lún cho phép (S_{cp}) xác định theo công thức:

$$S_{cp} = \xi S_{gh} \quad (2.6)$$

trong đó: ξ là hệ số chuyển từ độ lún giới hạn trung bình của móng công trình sang độ lún ổn định cọc khi thử tĩnh, ξ lấy bằng 0,2 khi thử cọc với độ lún ổn định quy ước theo quy định trong TCVN 9393:2012 [5], TCVN 10304:2025 [8]; S_{gh} là độ lún giới hạn của công trình ($S_{gh} = 10$ cm) đối với công trình nhà khung bê tông cốt. Do đó, S_{cp} được lấy bằng 20 mm để xác định sức chịu tải cực hạn của cọc thí nghiệm nén tĩnh.



Hình 2.1. Biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và độ lún đầu cọc

Tuy nhiên, đường cong P–S chỉ phản ánh ứng xử tổng thể của hệ cọc – đất và cho phép xác định sức chịu tải cực hạn của cọc. Từ kết quả thí nghiệm nén tĩnh thông thường, không thể tách biệt được phần đóng góp của sức kháng thành và sức kháng mũi trong tổng sức chịu tải của cọc. Do đó, việc đánh giá định lượng hiệu quả gia tăng sức kháng thành do công nghệ phụt vữa dọc thân cọc còn gặp nhiều hạn chế. Để khắc phục vấn đề này, cần kết hợp thí nghiệm nén tĩnh với hệ thống đo biến dạng dọc thân cọc (strain gauge), qua đó xác định sự phân bố lực dọc theo chiều dài cọc và sức kháng thành đơn vị của từng đoạn cọc.

2.3 Cơ sở lý thuyết xác định sức kháng thành đơn vị bằng thí nghiệm nén tĩnh kết hợp đo biến dạng dọc thân cọc.

Để đánh giá chi tiết ứng xử của cọc trong quá trình chịu tải, thí nghiệm nén tĩnh thường được kết hợp với hệ thống cảm biến đo biến dạng dọc trục (strain gauge, viết tắt là SG) bố trí tại nhiều cao trình dọc theo thân cọc. Phương pháp này đã được nhiều tác giả áp dụng trong nghiên cứu và thực tế như Võ Phán và cộng sự (2016) [18], Zhou, J. và cộng sự (2017) [65], Nguyễn Minh Hải & cộng sự (2015) [36], Zang, L.M. và cộng sự (2009) [62]. So với thí nghiệm nén tĩnh thông thường chỉ xác định được quan hệ tải trọng – độ lún của đầu cọc, việc kết hợp strain gauge cho phép xác định sự phân bố lực dọc trong thân cọc, từ đó đánh giá sự huy động sức kháng thành và sức kháng mũi của cọc theo từng cấp tải.

Nguyên lý làm việc của strain gauge dây rung dựa trên sự thay đổi tần số dao động của dây thép bên trong cảm biến khi cọc bị biến dạng dưới tác dụng của tải trọng. Sự thay đổi tần số này được chuyển đổi thành biến dạng dọc trục của cọc tại các tiết diện lắp đặt cảm biến. Các giá trị biến dạng đo được là cơ sở để xác định lực dọc trong cọc và phân tích cơ chế truyền tải của hệ cọc – đất.

Về mặt cơ học, nếu xem cọc như một cấu kiện chịu nén đúng tâm làm việc trong miền đàn hồi thì tại mỗi tiết diện của cọc, ứng suất và biến dạng tuân theo định luật Hooke. Quan hệ giữa ứng suất, lực dọc và biến dạng được xác định theo:

$$\sigma_i = \frac{N_i}{A} = E \cdot \varepsilon_i \quad (2.7)$$

$$\text{Hay } N_i = E \cdot A \cdot \varepsilon_i$$

trong đó: N_i là lực dọc tại tiết diện thứ i ; σ_i là ứng suất pháp; ε_i là biến dạng dọc trục của cọc tại tiết diện thứ i ; E là mô đun đàn hồi của vật liệu cọc; A là diện tích tiết diện ngang của cọc.

Khi cọc chịu nén trong nền đất, do mũi cọc cũng tồn tại chuyển vị đứng và ma sát giữa cọc và đất làm lực dọc trong cọc giảm dần theo chiều sâu cọc, nên biến dạng tỷ đối của cọc (ε) nhỏ hơn nhiều so với cấu kiện chịu nén đứng tâm tại cùng một cấp tải. Thêm vào đó sức chịu tải của cọc tính theo điều kiện vật liệu thường lớn hơn so với sức chịu tải cọc tính theo điều kiện nền đất, do vậy khi nén tĩnh cọc, vật liệu cọc còn làm việc trong miền đàn hồi, quan hệ giữa lực dọc và biến dạng tại mỗi tiết diện vẫn tuân theo định luật Hooke. Đây là cơ sở lý thuyết để xác định lực dọc trong cọc từ số liệu biến dạng đo được bằng strain gauge.

Để xác định lực dọc theo công thức (2.7), cần biết trước độ cứng dọc trục của cọc (EA), Fellenius (1989) [32] đã đề xuất phương pháp xác định độ cứng đàn hồi của cọc được gọi là phương pháp mô đun tiếp tuyến hay phương pháp số gia của độ cứng. Trong phạm vi vật liệu cọc làm việc trong miền đàn hồi, độ cứng dọc trục của cọc được xác định thông qua quan hệ giữa số gia lực dọc và số gia biến dạng theo công thức (2.8):

$$\Delta N = E \cdot A \cdot \Delta \varepsilon \rightarrow E \cdot A = \Delta N / \Delta \varepsilon \quad (2.8)$$

Trong đó : $\Delta N = N_{j+1} - N_j$ là số gia của lực dọc tương ứng giữa 2 cấp tải liên tiếp, chỉ số j biểu thị cấp gia tải của thí nghiệm nén tĩnh, $\Delta \varepsilon = \varepsilon_{j+1} - \varepsilon_j$ là số gia của biến dạng dọc trục của cọc tương ứng.

Sau khi xác định được độ cứng dọc trục EA , lực dọc tại các tiết diện lắp đặt strain gauge (Hình 2.2) được xác định theo (2.9).

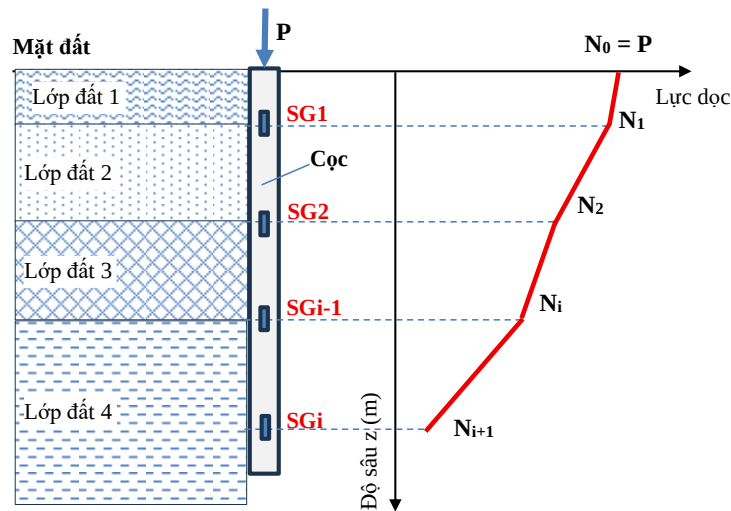
$$N_i = \sigma_i \cdot A = EA \cdot \varepsilon_i \quad (2.9)$$

Trên cơ sở phân bố lực dọc theo chiều sâu, sức kháng thành đơn vị trung bình của từng đoạn cọc giữa hai cao trình strain gauge được xác định theo công thức (2.10):

$$f_i = \frac{N_i - N_{i+1}}{u \cdot L_i} \quad (2.10)$$

Trong đó: N_i ; N_{i+1} là lực dọc tại hai cao trình lắp đặt strain gauge liên tiếp trong cùng một cấp tải, chỉ số i biểu thị vị trí lắp đặt strain gauge dọc theo thân cọc; u là chu vi cọc; L_i là chiều dài đoạn cọc giữa hai cao trình strain gauge.

Như vậy, việc kết hợp thí nghiệm nén tĩnh với strain gauge không chỉ cho phép xác định sức chịu tải cực hạn của cọc mà còn xác định được sự phân bố lực dọc và sức kháng thành đơn vị theo chiều sâu. Đây là cơ sở quan trọng để phân tích cơ chế truyền tải của hệ cọc – đất, đồng thời đánh giá định lượng hiệu quả gia tăng sức kháng thành của công nghệ phụt vữa dọc thân cọc.



Hình 2.2. Sơ đồ xác định lực dọc và sức kháng thành đơn vị từ số liệu biến dạng đo bằng strain gauge.

2.4 Cơ sở lý thuyết mô phỏng số bằng phương pháp phần tử hữu hạn (FEM)

Thông thường để kiểm tra và đánh giá chính xác sức chịu tải của cọc xác định từ công thức lý thuyết, người ta phải sử dụng các thí nghiệm nén tĩnh cọc. Kinh phí thử tĩnh cọc cao, mất nhiều thời gian thực hiện và khó phản ánh đầy đủ sự biến đổi của toàn bộ hệ móng do số lượng cọc thí nghiệm thường chỉ chiếm khoảng 1% tổng số cọc (nhưng không ít hơn 2 cọc) [53]. Sử dụng phương pháp số để mô phỏng các thí nghiệm nén tĩnh cọc là giải pháp bổ sung thực hiện giúp dự báo, đánh giá giá trị sức chịu tải của cọc.

Phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) là một công cụ phân tích số được sử dụng

rộng rãi trong địa kỹ thuật nhằm mô phỏng ứng xử tương tác giữa đất và kết cấu. Đối với bài toán cọc chịu tải, FEM cho phép đánh giá phân bố ứng suất, biến dạng và dự báo quan hệ tải trọng – độ lún của cọc dưới các giai đoạn gia tải khác nhau. Mức độ phù hợp của kết quả mô phỏng phụ thuộc vào mô hình vật liệu được lựa chọn, điều kiện biên, các giả thiết mô hình hóa và chất lượng của các thông số đầu vào.

Trong nghiên cứu này, phần mềm Plaxis 3D được sử dụng để mô phỏng thí nghiệm nén tĩnh cọc khoan nhồi không phụt và cọc khoan nhồi phụt vừa dọc thân cọc. Đây là phần mềm địa kỹ thuật dựa trên phương pháp phần tử hữu hạn, được sử dụng rộng rãi trong phân tích tương tác đất – kết cấu. Phần mềm cho phép xây dựng mô hình không gian ba chiều của hệ cọc – đất nhằm hỗ trợ phân tích ứng xử tải trọng – độ lún của cọc trong các điều kiện địa chất khác nhau.

2.5 Các công thức xác định sức kháng thành đơn vị của cọc khoan nhồi có phụt vừa

Việc xác định sức kháng thành đơn vị của cọc khoan nhồi có phụt vừa là vấn đề then chốt trong thiết kế và đánh giá khả năng chịu tải của móng cọc. Trên cơ sở tổng hợp các nghiên cứu đã công bố, công thức xác định sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vừa có thể được phân thành ba nhóm chính: (i) nhóm công thức dựa trên ứng suất hữu hiệu và cơ học tiếp xúc; (ii) nhóm công thức sử dụng hệ số gia tăng sức kháng thành; và (iii) nhóm công thức thực nghiệm dựa trên kết quả khảo sát hiện trường.

2.5.1 Nhóm công thức dựa trên ứng suất hữu hiệu và cơ học tiếp xúc

Nhóm phương pháp này được phát triển trên cơ sở các lý thuyết truyền thống về tương tác cọc – đất, trong đó sức kháng thành được xác định thông qua các hệ số thực nghiệm phản ánh điều kiện tiếp xúc giữa cọc và đất nền thông qua hệ số ứng suất hữu hiệu β đối với đất rời và hệ số ma sát tiếp xúc trong các mô hình cơ học. Các nghiên cứu của Littlechild và cộng sự (1998) [40] cho thấy khi áp dụng công nghệ phụt vừa, các hệ số đặc trưng cho tương tác cọc – đất có xu hướng tăng đáng kể so với cọc không phụt vừa. Điều này phản ánh sự cải thiện điều kiện tiếp xúc và khả năng truyền

ứng suất giữa thân cọc và đất nền sau khi phụt vữa.

Ưu điểm của nhóm phương pháp này là có cơ sở cơ học tương đối rõ ràng và phù hợp với các phương pháp thiết kế cọc truyền thống. Tuy nhiên, việc xác định các hệ số sau phụt vữa thường phụ thuộc nhiều vào dữ liệu thực nghiệm và điều kiện địa chất cụ thể của từng công trình.

2.5.2 Nhóm công thức sử dụng hệ số gia tăng sức kháng thành đơn vị

Một hướng tiếp cận khác được nhiều nghiên cứu áp dụng là sử dụng hệ số gia tăng sức kháng thành đơn vị để đánh giá hiệu quả của công nghệ phụt vữa. Theo phương pháp này, sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa được xác định thông qua mức độ gia tăng so với cọc không phụt trong cùng điều kiện địa chất.

Các nghiên cứu của Gouvenot và Gabaix (1975) [34], Stocker và cộng sự (1983) [51], Littlechild và cộng sự (1998) [40] đều ghi nhận sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa tăng khoảng 1,5–3,0 lần so với cọc không phụt. Phương pháp này có ưu điểm là đơn giản, dễ áp dụng và thuận tiện trong thực hành thiết kế. Tuy nhiên, hệ số gia tăng thường được xác định từ các cơ sở dữ liệu thực nghiệm riêng lẻ nên có độ phân tán lớn và phụ thuộc mạnh vào điều kiện địa chất, công nghệ thi công cũng như biện pháp phụt vữa được sử dụng.

2.5.3 Nhóm công thức dựa trên chỉ số thí nghiệm hiện trường

Các công thức thực nghiệm sử dụng các kết quả khảo sát hiện trường, đặc biệt là chỉ số xuyên tiêu chuẩn (SPT), được áp dụng khá phổ biến nhờ tính đơn giản và khả năng tận dụng số liệu khảo sát địa chất sẵn có. Các nghiên cứu quốc tế cho thấy sức kháng thành của cọc phụt vữa có mối tương quan nhất định với chỉ số SPT của đất nền.

Tại Việt Nam, Khánh, P.V. và cộng sự (2013) [38] đã đề xuất quan hệ thực nghiệm xác định sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa dựa trên chỉ số SPT. Đây là một trong số ít công thức được xây dựng từ dữ liệu thực tế của các công trình có áp dụng công nghệ phụt vữa trong điều kiện địa chất Việt Nam. Tuy nhiên, công thức này chủ

yếu phản ánh ảnh hưởng của chỉ số SPT và chưa xét đến các yếu tố khác như hàm lượng vữa phụt, chiều sâu nghiên cứu hoặc sự khác biệt về điều kiện địa chất giữa các khu vực, cụ thể như sau:

+ Đối với cọc nhồi không phụt vữa, sức kháng thành đơn vị:

$$f_s = 5 \cdot N \leq 170 \text{ (kPa)} - \text{Đối với đất cát} \quad (2.11)$$

+ Đối với cọc nhồi có phụt vữa thân cọc, sức kháng thành đơn vị:

$$f_{sg} = 8 \cdot N \leq 300 \text{ (kPa)} - \text{Đối với đất cát} \quad (2.12)$$

trong đó: f_{sg} là sức kháng thành đơn vị của cọc khoan nhồi có phụt vữa dọc thân cọc (kPa);

Các công thức (2.11) và (2.12) cho thấy sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa có thể tăng đáng kể so với cọc không phụt vữa trong cùng điều kiện địa chất. Mức độ gia tăng sức kháng thành đơn vị trong nền cát có thể đạt khoảng 1,6 lần. Tuy nhiên, hệ số gia tăng được xem là không đổi theo chiều sâu và không xét đến ảnh hưởng của hàm lượng vữa phụt.

2.5.4 So sánh các nhóm công thức xác định sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa dọc thân cọc

Bảng 2.3 trình bày tổng hợp và so sánh các nhóm phương pháp xác định sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa.

Bảng 2.3 So sánh các nhóm công thức xác định sức kháng thành cọc phụt vữa

Nhóm phương pháp	Ưu điểm	Hạn chế
Ứng suất hữu hiệu và cơ học tiếp xúc (β)	Cơ sở cơ học rõ ràng	Khó xác định tham số sau phụt
Hệ số gia tăng (η)	Đơn giản, dễ áp dụng	Phụ thuộc kinh nghiệm, phân tán lớn
Theo chỉ số SPT (k)	Dễ dùng, tận dụng số liệu khảo sát	Độ chính xác phụ thuộc chỉ số SPT

Từ các nghiên cứu đã công bố có thể nhận thấy rằng phần lớn các công thức xác định sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa hiện nay được xây dựng trên cơ sở dữ

liệu thực nghiệm của từng khu vực hoặc từng nhóm công trình cụ thể. Do đó, phạm vi áp dụng của các công thức còn tương đối hạn chế và cần được kiểm chứng khi sử dụng cho các điều kiện địa chất khác nhau. Đặc biệt, các công thức hiện có chưa xem xét đầy đủ ảnh hưởng của hàm lượng vữa phụt đến sự gia tăng sức kháng thành của cọc trong nền cát khu vực phía Nam Việt Nam. Đây cũng là một trong những vấn đề cần tiếp tục được nghiên cứu và làm rõ.

2.6 Nhận xét chương 2

Trên cơ sở các lý thuyết đã trình bày về xác định sức chịu tải cọc, sức kháng thành đơn vị, thí nghiệm hiện trường và mô phỏng số, có thể rút ra một số nhận xét chính như sau:

- Các phương pháp xác định sức chịu tải cọc theo TCVN 10304 được xây dựng chủ yếu cho cọc khoan nhồi thông thường và là cơ sở quan trọng trong thiết kế nền móng. Tuy nhiên, các phương pháp này chưa xét trực tiếp ảnh hưởng của công nghệ phụt vữa dọc thân cọc đến sự gia tăng sức kháng thành đơn vị và sức chịu tải của cọc.

- Thí nghiệm nén tĩnh cọc là phương pháp thực nghiệm trực tiếp và tin cậy để xác định sức chịu tải cực hạn của cọc. Khi kết hợp với hệ thống đo biến dạng dọc thân cọc bằng strain gauge, có thể xác định phân bố lực dọc và sức kháng thành đơn vị của từng đoạn cọc theo chiều sâu, qua đó đánh giá định lượng hiệu quả gia tăng sức kháng thành do công nghệ phụt vữa dọc thân cọc.

- Phương pháp phần tử hữu hạn sử dụng phần mềm Plaxis 3D cho phép mô phỏng ứng xử tương tác giữa cọc và đất thông qua quan hệ tải trọng – độ lún, đồng thời xét đến ảnh hưởng của các tham số vật liệu và điều kiện tiếp xúc giữa cọc và đất nền. Đây là công cụ hữu hiệu để kiểm chứng kết quả thực nghiệm và mở rộng phạm vi phân tích ứng xử của cọc dưới các điều kiện làm việc khác nhau.

- Các công thức xác định sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa hiện nay chủ yếu được xây dựng trên cơ sở các hệ số thực nghiệm hoặc các chỉ tiêu khảo sát hiện trường. Mặc dù có ưu điểm là đơn giản và thuận tiện trong áp dụng, các công thức này vẫn chưa xem xét đầy đủ ảnh hưởng đồng thời của hàm lượng vữa phụt và chiều sâu làm việc đến sự gia tăng sức kháng thành đơn vị của cọc, do đó phạm vi áp dụng

còn hạn chế đối với các điều kiện địa chất khác nhau.

Trên cơ sở các cơ sở lý thuyết đã trình bày, luận án lựa chọn hướng tiếp cận kết hợp giữa thí nghiệm nén tĩnh hiện trường, đo biến dạng dọc thân cọc bằng strain gauge và mô phỏng số bằng phần mềm Plaxis 3D nhằm đánh giá định lượng ảnh hưởng của hàm lượng vữa phụt đến sức kháng thành đơn vị và sức chịu tải của cọc khoan nhồi.

CHƯƠNG 3. XÂY DỰNG MÔ HÌNH THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH ĐỂ PHÂN TÍCH HIỆU QUẢ TĂNG SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC KHOAN NHỒI PHỤT VỮA DỌC THÂN CỌC

Chương này trình bày việc xây dựng mô hình thí nghiệm cọc khoan nhồi phụt vữa dọc thân cọc, đồng thời triển khai chương trình thí nghiệm nén tĩnh cọc tại hiện trường nhằm đánh giá ảnh hưởng của hàm lượng vữa phụt đến sức chịu tải của cọc và sự phân bố sức kháng ma sát dọc thân cọc.

Nội dung chương cũng đề cập đến quá trình xây dựng mô hình thí nghiệm, bao gồm các công tác: thi công các cọc thử, bố trí thiết bị đo biến dạng dọc thân cọc và thực hiện thí nghiệm nén tĩnh theo tiêu chuẩn.

Số liệu thu được từ thí nghiệm được sử dụng để tính toán giá trị sức kháng thành đơn vị và sức chịu tải cực hạn của cọc theo hàm lượng vữa phụt. Trên cơ sở đó, tiến hành phân tích nhằm xác định được hàm lượng vữa hiệu quả đối với cọc khoan nhồi áp dụng công nghệ phụt vữa thân cọc trong điều kiện địa chất tại địa điểm thực nghiệm.

Từ kết quả thí nghiệm hiện trường, đề xuất công thức xác định sức kháng thành đơn vị của các đoạn cọc phụt vữa làm việc trong nền cát mịn, trạng thái rời tại khu vực nghiên cứu. Công thức đề xuất được hiệu chỉnh và kiểm chứng qua số liệu thí nghiệm của một số công trình cụ thể để từ đó nâng cao khả năng ứng dụng của nghiên cứu.

3.1 Xây dựng mô hình thí nghiệm

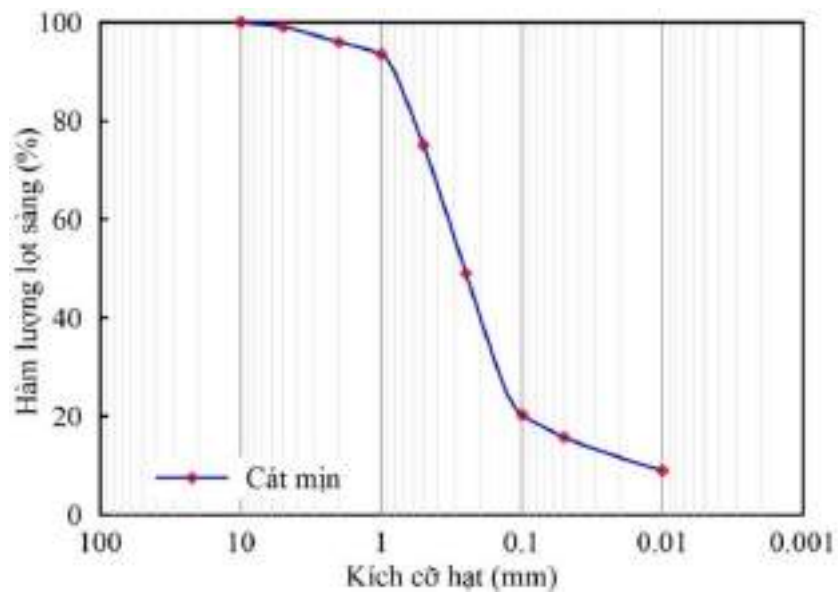
3.1.1 Địa chất tại khu vực thí nghiệm

Chương trình thí nghiệm được thực hiện tại một khu đất trống thuộc bãi tập Thao trường Tân Uyên của Trường Sĩ quan Công binh. Khu vực thí nghiệm nằm trên tuyến Đường 748, Phường Tân Uyên, TP.HCM, trước đây thuộc xã Tân Mỹ, huyện Bắc Tân Uyên, tỉnh Bình Dương. Vị trí này được lựa chọn do điều kiện địa chất tương đối đồng nhất và thuận lợi cho việc bố trí các thí nghiệm hiện trường. Mặt bằng khu vực thí nghiệm được thể hiện trong Hình 3.1.



Hình 3.1. Mặt bằng vị trí thí nghiệm

Kết quả khảo sát địa chất cho thấy nền đất tại khu vực thí nghiệm chủ yếu là cát mịn, có chứa một lượng nhỏ tạp chất và các hạt sỏi thạch anh. Đất có màu sắc thay đổi từ xám trắng đến xám vàng.



Hình 3.2. Đường cong cấp phối hạt của đất khu vực tiến hành thực nghiệm

Thành phần hạt của đất được xác định thông qua thí nghiệm phân tích cấp phối hạt trong phòng thí nghiệm. Kết quả phân tích thành phần hạt cho thấy đất tại khu vực nghiên cứu có hàm lượng cát chiếm ưu thế, đạt khoảng 78,8 % tổng khối lượng mẫu. Ngoài ra, đất còn chứa 0,9 % hạt sỏi, 9,3 % hạt bụi và 10,9 % hạt sét. Đường cong cấp phối hạt của đất tại khu vực thí nghiệm được trình bày trong Hình 3.2, các

chỉ tiêu cơ lý cơ bản của đất được tổng hợp trong Bảng 3.1.

Bảng 3.1. Các chỉ tiêu cơ lý của đất tại địa điểm thí nghiệm

Thông số	Giá trị
Độ ẩm tự nhiên (%)	18,11
Dung trọng ướt (kN/m^3)	20,02
Dung trọng khô (kN/m^3)	17,11
Tỷ trọng hạt	2,67
Độ bão hòa (%)	86
Hệ số rỗng	0,56
Góc ma sát trong ($^\circ$)	23°16
Lực dính (kPa)	6,6

Ngoài các thí nghiệm trong phòng để xác định các chỉ tiêu cơ lý của đất, các thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) cũng được thực hiện tại khu vực nghiên cứu nhằm đánh giá mức độ chặt của đất theo chiều sâu. Trong mỗi lỗ khoan khảo sát, SPT được tiến hành tại ba độ sâu khác nhau, gồm 0,9 m, 2,4 m và 3,9 m.

Kết quả thí nghiệm cho thấy chỉ số SPT N tương ứng tại các độ sâu trên lần lượt là 2, 4 và 7 lần đập, giá trị trung bình của lớp đất $N = 4$. Giá trị SPT N tăng dần theo chiều sâu cho thấy mật độ của lớp cát mịn tại khu vực thí nghiệm có xu hướng tăng dần từ lớp đất gần mặt đất xuống các lớp đất sâu hơn.

Ngoài ra, để theo dõi sự biến động của mực nước ngầm trong quá trình thí nghiệm, hai giếng quan trắc đã được lắp đặt tại khu vực nghiên cứu. Kết quả quan trắc cho thấy mực nước ngầm tại khu vực thí nghiệm tương đối ổn định, nằm ở độ sâu khoảng 0,3 m so với mặt đất tự nhiên trong suốt thời gian tiến hành các thí nghiệm hiện trường.

Các đặc điểm địa chất và các chỉ tiêu cơ lý của đất nêu trên cho thấy nền đất tại khu vực nghiên cứu thuộc loại cát mịn, có trạng thái rời [3].

3.1.2 Quy mô, cấu tạo và thi công cọc thí nghiệm

a. Quy mô thí nghiệm

Với mục tiêu khảo sát ảnh hưởng của hàm lượng vữa phụt IR đến sức chịu tải và sức kháng thành của cọc khoan nhồi, chương trình thí nghiệm được bố trí theo phương pháp đối chứng, trong đó các cọc có cùng kích thước, vật liệu, điều kiện địa chất và quy trình thi công; hàm lượng vữa phụt IR được lựa chọn là biến nghiên cứu.

Việc lựa chọn các mức IR được thực hiện trên cơ sở kết hợp giữa thực tiễn áp dụng công nghệ phụt vữa dọc thân cọc và yêu cầu bố trí biến thực nghiệm. Qua khảo sát số liệu các công trình cọc khoan nhồi có áp dụng phụt vữa dọc thân mà NCS thu thập, mức $IR=35 \text{ l/m}^2$ được sử dụng tại các công trình thực tế và được lựa chọn làm mức tham chiếu cho chương trình thí nghiệm. Trên cơ sở đó, $IR = 20$ và 50 l/m^2 được bố trí lần lượt thấp hơn và cao hơn mức tham chiếu với cùng khoảng chênh lệch $\Delta IR=15 \text{ l/m}^2$. Cách bố trí này nhằm khảo sát sự thay đổi ứng xử của cọc khi giảm hoặc tăng lượng vữa so với mức tham chiếu, đồng thời đánh giá xu hướng thay đổi mức gia tăng sức chịu tải theo lượng vữa phụt.

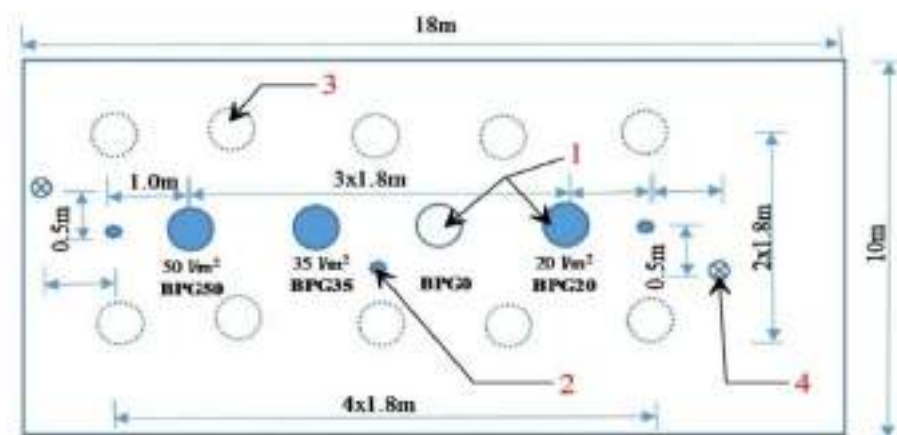
Cọc BPG0 với $IR = 0$ được sử dụng làm cọc đối chứng. Như vậy, chương trình thí nghiệm gồm bốn mức $IR= 0; 20; 35; 50 \text{ l/m}^2$, tương ứng với cọc không phụt vữa và ba mức phụt thấp, trung bình và cao trong phạm vi khảo sát. Việc lựa chọn $IR=35 \text{ l/m}^2$ làm mức tham chiếu không đồng nghĩa với giả định trước đây là mức tối ưu; mức hàm lượng vữa hiệu quả được xác định sau khi phân tích tổng hợp kết quả thí nghiệm về sức chịu tải, chuyển vị và sức kháng thành đơn vị.

Trên cơ sở mục tiêu nghiên cứu và cân nhắc quy mô thí nghiệm hiện trường, NCS tiến hành thí nghiệm trên 04 cọc khoan nhồi, ký hiệu BPG0, BPG20, BPG35 và BPG50. Các thông tin của chương trình thí nghiệm được tổng hợp trong Bảng 3.2.

Bảng 3.2. Thông tin chương trình thí nghiệm cọc khoan nhồi

Thông số thí nghiệm	BPG0	BPG20	BPG35	BPG50
Đường kính cọc (mm)	400	400	400	400
Chiều dài cọc trong đất (mm)	3000	3000	3000	3000
Hàm lượng vữa phụt (l/m^2)	0	20	35	50
Lượng vữa phụt tại mỗi lỗ phụt (l)	0	8,37	14,65	20,94
Ngày thi công cọc	15/10/2023	16/10/2023	17/10/2023	18/10/2023
Ngày thí nghiệm nén tĩnh cọc	15/11/2023	16/11/2023	17/11/2023	18/11/2023
Số cấp tải	13	17	22	23
Cấp gia tải (kN)	6	6	6	6

Ngoài ra, để tạo đối trọng cho việc gia tải của thí nghiệm, một số cọc neo cũng được chế tạo đồng thời. Mặt bằng bố trí hệ cọc thể hiện trên Hình 3.3.



Ký hiệu:

- | | |
|------------------------------|----------------------------------|
| 1. Cọc khoan nhồi thí nghiệm | 3. Cọc neo |
| 2. Hồ khoan địa chất | 4. Giếng quan trắc mực nước ngầm |

Hình 3.3. Mặt bằng bố trí hệ cọc thí nghiệm và cọc neo

b. Cấu tạo cọc thí nghiệm

Đường kính cọc: phải đảm bảo đủ điều kiện khoan tạo lỗ cọc, đủ không gian để

bố trí các thiết bị đo và hệ thống phụt vữa dọc thân cọc, vì thế đường kính $D = 400$ mm được chọn là tối thiểu để đáp ứng các yêu cầu nêu trên. Tổng diện tích tiết diện ngang của hệ thống ống phụt vữa và các strain gauge lắp đặt dọc thân cọc là $824,25 \text{ mm}^2$, tương ứng với tỷ lệ giảm yếu là $0,66 \%$, do vậy ảnh hưởng của việc lắp đặt các thiết bị này đến khả năng chịu lực của cọc là không đáng kể.

Vật liệu cọc: Để đảm bảo khả năng chịu lực, cọc được chế tạo bằng bê tông đá 1×2 có cấp độ bền B20 (mác 250), với cường độ nén tiêu chuẩn $R_n = 11,5 \text{ MPa}$, phù hợp với yêu cầu của TCVN 5574:2018 [9]. Bê tông sử dụng trong quá trình thi công có độ sụt $19 \pm 1 \text{ cm}$, đảm bảo độ lưu động khi đổ bê tông bằng ống tremie. Trong quá trình thi công, các mẫu bê tông kích thước $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}$ được đúc đồng thời với việc đổ bê tông cọc nhằm kiểm tra cường độ nén của bê tông theo quy định (chi tiết tại Phụ lục 1). Cốt thép dọc của cọc gồm 8 thanh thép đường kính $\varnothing 12 \text{ mm}$ bằng thép CB400 -V có cường độ chịu kéo 400 MPa (thương hiệu Việt–Nhật). Hàm lượng cốt thép dọc của cọc là $\mu = 0,72 \%$, được phân bố đều theo chu vi cọc. Cốt thép được thí nghiệm kiểm tra cường độ kéo trước khi chế tạo lồng thép nhằm đảm bảo tuân thủ các yêu cầu kỹ thuật thiết kế (chi tiết được trình bày tại Phụ lục 1). Lồng thép được chế tạo và lắp ráp tại xưởng cơ khí trước khi đưa ra hiện trường thi công, được thể hiện trong Hình 3.4.



Ký hiệu:

1. Thép chủ chịu lực

2. Thép đai xoắn

3. Thép đai tăng cường

4. Đầu phun vữa

5. Ống dẫn vữa

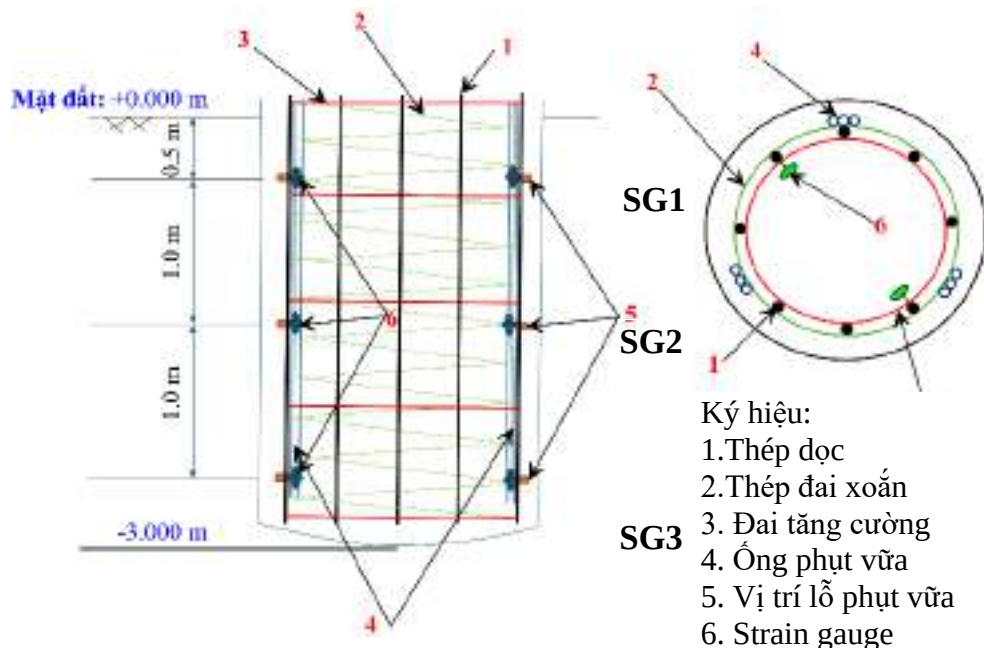
6. Vị trí lắp đặt strain gauge

Hình 3.4. Khung thép cọc khoan nhồi gia công chế tạo tại xưởng

Cấu tạo cọc: nếu lựa chọn chiều dài cọc quá lớn sẽ làm tăng chi phí thi công và gây khó khăn trong quá trình thi công, đặc biệt trong điều kiện cọc có tiết diện nhỏ và thi công cọc trong nền cát mịn, trạng thái rời. Từ số liệu thực tế, các cao trình phụt vừa thường được bố trí dọc thân cọc với khoảng cách khoảng 1 m, NCS lựa chọn chiều dài cọc là 3 m, để bố trí được ba cao trình phụt vừa.

Bên cạnh đó hệ thống ống dẫn vừa, các đầu phun bố trí dọc theo thân cọc. Các lỗ phụt được bịt kín bằng băng keo cao su nhằm tránh bê tông xâm nhập vào ống phụt trong quá trình đổ bê tông cọc. Đầu phun được chế tạo bằng vật liệu PVC cường độ cao và hoạt động như một van một chiều, cho phép vừa được bơm ra ngoài nhưng ngăn không cho đất hoặc bê tông xâm nhập ngược lại ống dẫn vừa.

Thiết bị đo biến dạng dọc thân cọc là các cảm biến strain gauge số hiệu Geokon Model 4200, được lắp đặt tại 3 cao trình khác nhau dọc theo chiều dài cọc. Tại mỗi cao trình, 2 cảm biến được bố trí đối xứng trên mặt cắt ngang của cọc nhằm giảm sai số đo và tăng độ tin cậy của số liệu. Dữ liệu từ các cảm biến được thu thập thông qua bộ thu tín hiệu trong quá trình thí nghiệm nén tĩnh. Chi tiết cấu tạo của cọc thí nghiệm được thể hiện trong Hình 3.5.



Hình 3.5. Cấu tạo của các cọc thí nghiệm

c. Thi công cọc

Công tác thi công các cọc khoan nhồi được tiến hành tại hiện trường tuân thủ theo TCVN 9395:2012 [6]. Quá trình thi công được triển khai theo trình tự sau:

- Khoan tạo lỗ cọc:

Khoan tạo lỗ được thực hiện bằng thiết bị khoan chuyên dụng. Sử dụng ống vách có đường kính ngoài là 420 mm và đường kính trong là 400 mm có chiều dài 3,3 m, bao gồm 0,3 m trên mặt đất và 3,0 m được chôn trong đất. Lỗ khoan được khoan trong ống vách bằng mũi khoan có đường kính 380 mm. Trong quá trình khoan, dung dịch bentonite được bơm liên tục để giữ ổn định ống vách và vận chuyển vật liệu khoan lên mặt đất.

- Lắp đặt lồng thép và hệ thống thiết bị đo:

Sau khi thực hiện công tác khoan tạo lỗ và làm sạch đáy hố khoan, lồng thép đã được gia công sẵn được hạ xuống đúng vị trí bằng cần cẩu, sau đó được cân chỉnh và được giữ cố định bằng hệ thống con lăn đường kính 10 cm gắn vào thép gia cường. Các con lăn này cho phép lồng thép trượt dễ dàng trên thành ống vách. Trong quá trình hạ lồng thép, cần đảm bảo lồng thép được đặt đúng vị trí thiết kế và trục lồng thép trùng với trục của lỗ khoan. Đồng thời, cần kiểm tra để đảm bảo các ống phụ vừa và các thiết bị đo biến dạng không bị hư hỏng hoặc dịch chuyển trong quá trình lắp đặt. Sau khi lồng thép được đặt đúng vị trí, tiến hành cố định tạm thời lồng thép để tránh hiện tượng nổi lồng thép trong quá trình đổ bê tông.

- Đổ bê tông cọc:

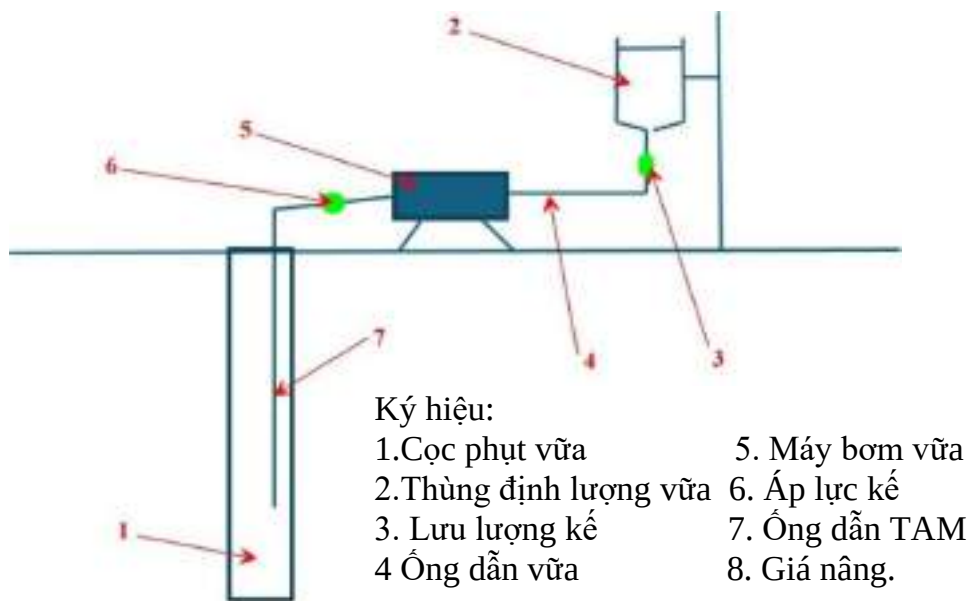
+ Bê tông được đổ bằng phương pháp ống tremie, để đảm bảo bê tông được đổ từ đáy hố khoan lên trên đầu cọc và hạn chế hiện tượng phân tầng của bê tông. Sử dụng ống tremie bằng PVC có đường kính ngoài là 144 mm và đường kính trong là 140 mm để phục vụ công tác đổ bê tông cọc. Trong quá trình đổ bê tông, đầu ống tremie luôn được duy trì ngập trong bê tông nhằm tránh sự xâm nhập của dung dịch giữ thành hoặc nước ngấm vào khối bê tông. Việc đổ bê tông được thực hiện liên tục cho đến khi bê tông đạt đến cao trình thiết kế của đầu cọc.

+ Sau khi hoàn thành công tác đổ bê tông cọc và để bê tông đạt độ ổn định trong thời gian 2 giờ, ống vách được rút lên bằng cần cẩu. Quá trình rút ống vách được thực hiện cẩn thận để tránh làm xáo trộn bê tông và đảm bảo không ảnh hưởng đến chất lượng bê tông thân cọc.

- Thi công phá nước và phụt vữa

+ Sau khi hoàn thành đổ bê tông cọc được 24 giờ, tiến hành phá nước tại các lỗ phụt vữa bằng cách sử dụng tia nước áp suất cao. Công đoạn này nhằm làm sạch các lỗ phụt, loại bỏ lớp bê tông thừa hoặc bùn đất còn sót lại trên bề mặt cọc, đồng thời đảm bảo lỗ phụt thông thoáng để chuẩn bị cho quá trình phụt vữa diễn ra hiệu quả.

+ Quá trình phụt vữa thể hiện trên Hình 3.6 và Hình 3.7, được thực hiện sau 3 ngày khi hoàn thành đổ bê tông cọc. Trình tự phụt vữa được thực hiện từ mũi cọc trở lên mặt đất lần lượt tại các cao trình phụt, thông qua 9 ống phụt vữa, được chế tạo là các ống nhựa nối trực tiếp đến vị trí phụt từng lỗ phụt với vật liệu bằng nhựa uPVC với đường kính trong là 8 mm , đường kính ngoài 10 mm, được lắp đặt tại ba cao trình khác nhau : -0,5 m, 1,5 m và -2,5 m so với bề mặt đất tự nhiên, đảm bảo phân phối vữa đồng đều theo chiều sâu cọc. Thể tích vữa sử dụng cho mỗi cọc và mỗi lỗ phụt được thể hiện chi tiết trong Bảng 3.2.



Hình 3.6. Sơ đồ vận hành hệ thống phụt vữa

+ Thể tích vữa sử dụng cho mỗi cọc và mỗi đầu phụt được thể hiện chi tiết trong Bảng 3.2. Trong quá trình thi công, lượng vữa qua từng đầu phun được theo dõi và ghi nhận bằng lưu lượng kế; đồng thời áp lực phụt được kiểm soát thông qua đồng hồ áp lực lắp đặt trên hệ thống bơm vữa. Các đoạn ống phụt, bố trí tại từng cao trình phụt hoạt động độc lập, cho phép kiểm soát riêng biệt lượng vữa đưa vào từng đầu phun.

+ Chất lượng phụt vữa tại các cao trình $-0,5$, $-1,5$ và $-2,5$ m được kiểm soát thông qua lượng vữa thực tế và áp lực phụt tại từng đầu phụt. Lượng vữa thực tế được đối chiếu với lượng vữa yêu cầu tương ứng với từng giá trị IR , trong khi áp lực phụt được theo dõi liên tục trong quá trình thi công. Việc sử dụng các ống phụt độc lập tại từng cao trình cho phép kiểm soát riêng lượng vữa đưa vào từng vị trí, qua đó hạn chế sự phân bố không đồng đều của vữa theo chiều sâu cọc.



Hình 3.7. Quá trình phụt vữa

Do điều kiện thí nghiệm hiện trường không cho phép đánh giá trực tiếp phạm vi lan truyền của vữa trong nền đất, hiệu quả phụt vữa được đánh giá gián tiếp thông qua kết quả thí nghiệm nén tĩnh, sự phân bố lực dọc thân cọc và giá trị sức kháng thành đơn vị xác định từ các cảm biến strain gauge.

Cấp phối vữa sử dụng trong nghiên cứu này được lựa chọn tương tự với các cấp phối mà các nhà thầu nền móng lớn tại Việt Nam, cụ thể là cấp phối vữa của Bachy Soletanche sử dụng. Hỗn hợp vữa phụt được đúc các mẫu thử và được kiểm tra chất

lượng bằng thí nghiệm cường độ chịu nén trong phòng. Kết quả chi tiết các thí nghiệm kiểm chứng thành phần và chất lượng vữa được trình bày trong Phụ lục 1.

3.2 Thí nghiệm nén tĩnh cọc kết hợp với đo biến dạng dọc thân cọc

3.2.1 Mục tiêu thí nghiệm

Nhằm đánh giá ảnh hưởng của hàm lượng vữa phụ đến sự gia tăng sức kháng thành đơn vị và sức chịu tải dọc trục của cọc khoan nhồi trong nền cát mịn, trạng thái rời, chương trình thí nghiệm hiện trường được thực hiện trên bốn cọc khoan nhồi có cùng kích thước và cấu tạo, bao gồm một cọc không phụ vữa (BPG0) và ba cọc phụ vữa dọc thân với các hàm lượng vữa lần lượt là 20; 35 và 50 l/m².

Thông qua thí nghiệm nén tĩnh, quan hệ giữa tải trọng tác dụng và chuyển vị đầu cọc được xác định đối với từng cọc thí nghiệm. Đồng thời, hệ thống strain gauge được bố trí tại ba cao trình dọc thân cọc nhằm ghi nhận biến dạng dọc trục của cọc trong suốt quá trình gia tải. Từ số liệu biến dạng đo được, lực dọc phân bố theo chiều sâu cọc được xác định, làm cơ sở tính toán sức kháng thành đơn vị trung bình của từng đoạn cọc.

Trên cơ sở kết quả thí nghiệm, nghiên cứu hướng tới các mục tiêu cụ thể sau:

- Đánh giá ảnh hưởng của phụ vữa dọc thân cọc đến sức chịu tải cực hạn của cọc dựa vào quan hệ tải trọng – chuyển vị (P–S) của cọc khoan nhồi;
- Xác định mức độ gia tăng sức kháng thành đơn vị của các đoạn cọc phụ vữa so với cọc không phụ vữa;
- Thiết lập quan hệ giữa hàm lượng vữa phụ và sức kháng thành đơn vị, từ đó xác định hàm lượng vữa phụ hiệu quả;
- Đề xuất công thức xác định sức kháng thành đơn vị của cọc khoan nhồi phụ vữa trong nền cát mịn, trạng thái rời.

Các thí nghiệm được thực hiện khi bê tông cọc đạt tuổi 28 ngày, nhằm bảo đảm cường độ của bê tông cọc. Thí nghiệm nén tĩnh được thực hiện theo phương pháp gia tải nhanh theo tiêu chuẩn ASTM D1143-20 [23]. Phương pháp gia tải này giúp hạn chế ảnh hưởng của hiện tượng từ biến khi đo biến dạng cọc.

3.2.2 Xác định tải trọng thí nghiệm

Trước khi tiến hành thí nghiệm nén tĩnh, sức chịu tải cực hạn dự kiến của cọc cần được xác định nhằm làm cơ sở xây dựng đề cương thí nghiệm, lựa chọn hệ phản lực, thiết bị đo và phân chia các cấp gia tải phù hợp.

Trong nghiên cứu này, sức chịu tải cực hạn dự kiến của cọc khoan nhồi không phụt vữa BPG0 được xác định theo TCVN 10304:2014 [4], bao gồm phương pháp tính theo chỉ tiêu cơ lý, phương pháp tính theo chỉ tiêu cường độ của đất và phương pháp xác định theo chỉ số xuyên tiêu chuẩn SPT. Đối với phương pháp SPT, luận án sử dụng các công thức Meyerhof và Viện Kiến trúc Nhật Bản quy định trong Phụ lục G của TCVN 10304:2014. Kết quả tính toán được tổng hợp trong Bảng 3.3.

Kết quả cho thấy sức chịu tải cực hạn dự kiến của cọc BPG0 dao động từ 70,44 kN đến 128,25 kN, tùy theo phương pháp tính toán. Trong đó, giá trị xác định theo chỉ tiêu cơ lý là nhỏ nhất, bằng 70,44 kN; giá trị theo chỉ tiêu cường độ là 99,98 kN; giá trị theo công thức Meyerhof là 77,48 kN; và giá trị theo Viện Kiến trúc Nhật Bản là 128,25 kN.

Bảng 3.3. Sức chịu tải cực hạn của cọc không phụt BPG0 theo điều kiện đất nền

Phương pháp xác định sức chịu tải của cọc nhồi theo TCVN 10304:2014 [4]	Thành phần kháng thành của cọc		Thành phần kháng mũi của cọc		Sức chịu tải cực hạn của cọc (kN)
	Sức kháng thành đơn vị (kPa)	Sức kháng thành (kN)	Sức kháng mũi đơn vị (kPa)	Sức kháng mũi (kN)	
Theo chỉ tiêu cơ lý	15,90	59,94	80,76	10,50	70,44
Theo chỉ tiêu cường độ	13,33	50,25	382,5	49,73	99,98
Theo chỉ số SPT N					
- Theo Meyerhof	4,00	15,08	480	62,40	77,48
- Viện Kiến trúc Nhật Bản	13,33	50,25	600	78,00	128,25

Trong nghiên cứu này, giá trị 70,44 kN được lựa chọn làm cơ sở xây dựng đề cương thí nghiệm vì đây là giá trị nhỏ nhất trong các phương pháp tính toán, bảo đảm cách tiếp cận thận trọng trong việc lựa chọn bước gia tải và thiết kế hệ thống thí nghiệm. Việc lựa chọn này giúp tránh đánh giá quá cao sức chịu tải dự kiến của cọc, đồng thời vẫn bảo đảm tải trọng thí nghiệm có thể tiếp tục tăng đến khi xác định được sức chịu tải cực hạn thực tế của cọc.

Đối với các cọc phụt vữa BPG20, BPG35 và BPG50, sức chịu tải cực hạn dự kiến được xác định theo công thức kinh nghiệm của Công ty BSV (Công thức 2.12), được xây dựng trên cơ sở sức kháng thành đơn vị của cọc không phụt vữa. Kết quả tính toán cho thấy sức chịu tải cực hạn dự kiến của các cọc phụt vữa khoảng 106,41 kN. Giá trị này chỉ được sử dụng để xây dựng đề cương thí nghiệm và lựa chọn bước gia tải ban đầu, không đại diện cho sức chịu tải cực hạn thực tế của các cọc thí nghiệm.

Trên cơ sở các giá trị dự kiến nêu trên, NCS lựa chọn bước gia tải là 6 kN, tương ứng khoảng 8,5 % sức chịu tải cực hạn dự kiến của cọc không phụt vữa và khoảng 5,6 % đối với các cọc phụt vữa. Việc lựa chọn bước gia tải nhỏ giúp tăng độ phân giải của số liệu đo, đồng thời bảo đảm mô tả đầy đủ diễn biến quan hệ tải trọng – chuyển vị, lực dọc và sức kháng thành đơn vị của cọc trong suốt quá trình gia tải.

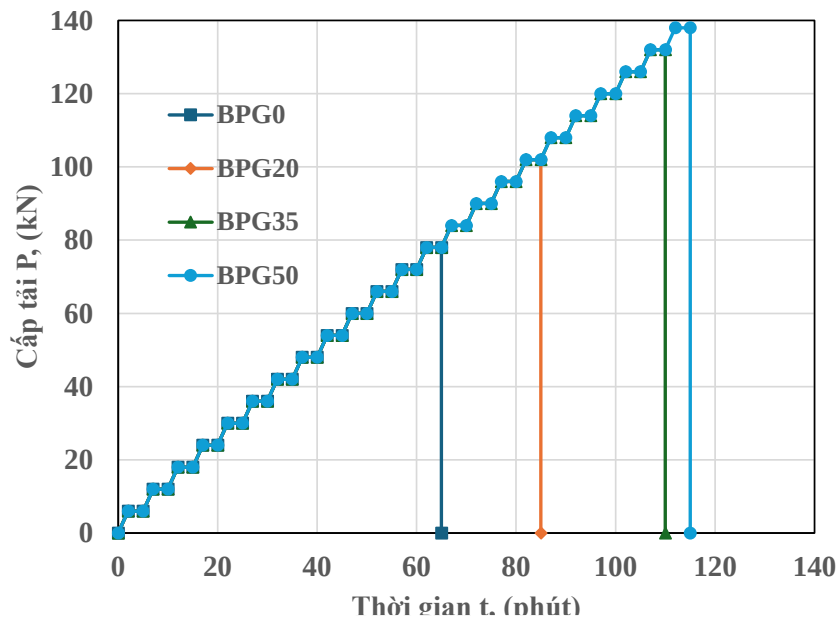
3.2.3 Đề cương và trình tự gia tải thí nghiệm

Thí nghiệm nén tĩnh được thực hiện theo phương pháp gia tải nhanh quy định trong ASTM D1143-20 [23]. Tải trọng được tăng theo từng cấp với bước gia tải 6 kN. Mỗi cấp tải được gia tải trong khoảng 2 phút, sau đó được giữ tải trong khoảng 3 phút để ghi nhận các số liệu tải trọng, chuyển vị đầu cọc và biến dạng dọc thân cọc thông qua hệ thống strain gauge.

Quá trình gia tải được tiếp tục cho đến khi chuyển vị đầu cọc đạt giá trị giới hạn 20 mm theo đề cương thí nghiệm được xây dựng trên cơ sở TCVN 10304:2014 [4]. Sau khi hoàn thành cấp tải cuối cùng, tải trọng được dỡ về 0 và kết thúc thí nghiệm.

Trước khi lắp đặt hệ thống thử tải, đầu các cọc thí nghiệm được làm sạch và xử lý phẳng nhằm bảo đảm tiếp xúc tốt giữa đầu cọc, kích thủy lực và load cell. Biểu đồ tải

trọng theo thời gian áp dụng trong quá trình thí nghiệm được thể hiện trên Hình 3.8.



Hình 3.8. Biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và thời gian trong thí nghiệm nén tĩnh cọc

3.2.4 Xây dựng hệ thống thử tải tĩnh cọc tại hiện trường

a. Cọc neo

Để tiến hành thí nghiệm nén tĩnh, hệ thống cọc neo được bố trí làm đối trọng cho hệ phản lực. Cọc neo có đường kính 400 mm, chiều dài tổng cộng 3,6 m, trong đó 3,0 m nằm trong đất và 0,6 m trên mặt đất. Phần cốt thép dọc được nối dài để phục vụ liên kết với hệ dầm phản lực.

Khác với cọc thí nghiệm, cọc neo không được lắp đặt hệ thống phụ vữa và thiết bị đo biến dạng dọc thân cọc. Tác dụng của cọc neo là tạo phản lực ổn định cho hệ thử tải mà không ảnh hưởng đến kết quả đo của cọc thí nghiệm.

b. Hệ thống dầm đối trọng

Hệ thống dầm đối trọng truyền và phân phối phản lực từ hệ cọc neo lên dầm chính, bảo đảm tạo lực nén ổn định lên đầu cọc thí nghiệm. Hệ thống này được thể hiện trong Hình 3.9.



Ký hiệu :

- | | | |
|-------------------------|------------------------------|-------------------------|
| 1. Dầm phụ | 7. Cọc neo dầm chuẩn | 14. Cảm biến đo lực |
| 2. Dầm chính | 8. Cảm biến đo chuyển vị cọc | 15. Thước bọt thủy |
| 3. Đầu thu số liệu | 9. Cọc neo | 16. Cáp tín hiệu |
| 4. Máy tính đọc dữ liệu | 10. Cọc thí nghiệm | 17. Cáp tín hiệu P – S. |
| 5. Bơm dầu thủy | 11. Đế thép | 18. Giá đỡ cảm biến đo |
| 6. Dầm chuẩn | 12. Gối thép tăng cường | |

Hình 3.9. Lắp đặt thiết bị thí nghiệm nén tĩnh cọc

Dầm chính được đặt phía trên đầu cọc thí nghiệm, sử dụng thép hình I400, có nhiệm vụ tiếp nhận và truyền toàn bộ tải trọng từ kích thủy lực xuống cọc. Dầm phụ sử dụng thép hình I250, được liên kết với dầm chính tại các vị trí đối xứng nhằm truyền phản lực từ dầm chính về hệ cọc neo.

Toàn bộ hệ dầm được thiết kế và kiểm tra theo tiêu chuẩn kết cấu thép TCVN 5575:2024 [7], bảo đảm yêu cầu về cường độ, độ võng và ổn định tổng thể trong suốt quá trình gia tải (chi tiết tính toán được trình bày trong Phụ lục 2.4).

c. Hệ thống gia tải và đo đạc

Hệ thống gia tải và đo đạc trong thí nghiệm nén dọc trục cọc được thiết kế đúng theo quy định, nhằm đảm bảo độ chính xác cho thí nghiệm. Các thiết bị được sử dụng trong thí nghiệm được thống kê trong Bảng 3.4 và Hình 3.10.



a/ Cảm biến đo chuyển vị



b/ Thiết bị thu dữ liệu 32 kênh



c/ Đồng hồ đo lực



d/ Kịch thủy lực 40T, hành trình 40 mm

Hình 3.10. Thiết bị thí nghiệm

Sau khi hoàn thành các thí nghiệm nén tĩnh, khu vực xung quanh các cọc được đào mở để quan sát trực tiếp vùng tiếp xúc giữa thân cọc và đất nền vào thời điểm thích hợp mùa khô khi mực nước ngầm hạ thấp hơn so với thời điểm thí nghiệm cọc. Hình 3.11 cho thấy hiện trường sau khi kết thúc thí nghiệm, đồng thời cho phép nhận diện sơ bộ sự khác biệt giữa các cọc có phụt vữa và cọc không phụt vữa.

Sau khi hoàn thành các thí nghiệm nén tĩnh, khu vực xung quanh các cọc được đào mở để quan sát trực tiếp vùng tiếp xúc giữa thân cọc và đất nền. Mặt bằng bố trí các cọc thí nghiệm và cọc neo đã được trình bày tại Hình 3.3; Hình 3.11 thể hiện hiện trường khu vực thí nghiệm sau khi hoàn tất thử tải tĩnh cọc.

Bảng 3.4. Thống kê các thiết bị đo trong thí nghiệm nén tĩnh cọc

STT	Tên thiết bị	Nhãn hiệu Xuất xứ	Thông số kỹ thuật
1	Kích thủy lực	Nhật	Trọng tải: 40 T; Hành trình: 40 cm
2	Đồng hồ đo lực (load cell)	Nhật	Tải trọng: 40 T; Chiều cao: 15 cm
3	Cảm biến đo chuyển vị	Việt Nam	Phạm vi đo: 0–20 cm; độ chính xác: $\pm 0,01$ mm
4	Cảm biến đo biến dạng (strain gauge)	SG-4200 Hàn Quốc	Dải đo: 3000 $\mu\epsilon$ Độ nhạy: 1 $\mu\epsilon$ Độ chính xác: 0,1% FSR Nhiệt độ hoạt động: -20°C đến +80°C
5	Data logger	Mỹ	Phạm vi: 32 kênh Kiểu ghi nhận: Cảm biến điện.
6	Máy tính xách tay	Acer Nhật bản	Ram 2G, Intel 4.x, Bộ nhớ 500 GB.
7	Máy ảnh kỹ thuật số	Sony 3200 Nhật	16 megapixel.
8	Hệ thống dầm chuẩn	Thép hộp 5x10 cm, Việt Nhật.	Bề dày 2 mm



Hình 3.11. Hiện trường khu vực thí nghiệm sau khi hoàn tất thử tải tĩnh cọc

3.3 Kết quả và phân tích thí nghiệm nén tĩnh cọc kết hợp đo biến dạng dọc thân cọc

3.3.1 Kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc

Kết quả thí nghiệm nén tĩnh của các cọc thí nghiệm được tổng hợp trong Bảng 3.5 (chi tiết được trình bày tại Phụ lục 2.1), thể hiện mối quan hệ giữa tải trọng tác dụng

và độ lún tại đầu cọc thu được trong quá trình thử tải. Quá trình gia tải được thực hiện theo từng cấp tải với số gia tải tương ứng là 6 kN và duy trì cho đến khi cọc bị tụt hoặc độ lún đầu cọc đạt tới $S_{cp} = 20 \text{ mm.}$, nhằm quan sát đầy đủ ứng xử biến dạng của cọc trong nền cát thí nghiệm.

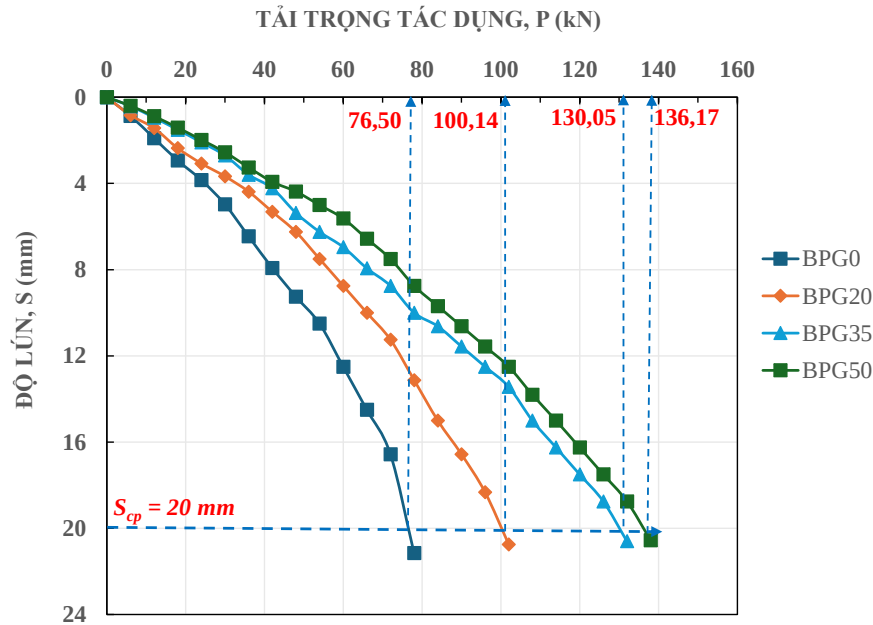
Bảng 3.5. Kết quả thử tải tĩnh của 4 cọc thí nghiệm

Tải trọng (P)	Chuyển vị đầu cọc (mm)			
(kN)	BPG0	BPG20	BPG35	BPG50
0	0	0	0	0
6	0,86	0,83	0,41	0,40
12	1,90	1,43	0,95	0,88
18	2,93	2,36	1,51	1,41
24	3,84	3,07	2,09	1,98
30	4,97	3,67	2,70	2,55
36	6,45	4,38	3,60	3,26
42	7,92	5,31	4,22	3,93
48	9,25	6,25	5,37	4,38
54	10,50	7,50	6,25	5,00
60	12,50	8,75	6,95	5,63
66	14,50	10,00	7,94	6,56
72	16,56	11,25	8,75	7,50
78	21,15	13,13	10,00	8,75
84		15,00	10,63	9,69
90		15,56	11,56	10,63
96		18,33	12,50	11,56
102		20,75	13,44	12,50
108			15,00	13,80
114			16,25	15,00
120			17,50	16,25
126			18,75	17,50
132			20,60	18,75
138				20,55

3.3.2 Phân tích ảnh hưởng của hàm lượng vữa đến sức chịu tải cực hạn của cọc

Theo TCVN 10304:2025 [8], trong trường hợp đường cong P-S đầu cọc không xuất hiện điểm uốn rõ rệt, thì sức chịu tải cực hạn của cọc có thể được xác định thông

qua độ lún cho phép của cọc (S_{cp}) xác định theo công thức (2.6). Kết quả xác định sức chịu tải cực hạn của bốn cọc thí nghiệm được thể hiện trên Hình 3.12.



Hình 3.12. Đường cong tải trọng – độ lún của các cọc thí nghiệm

Kết quả cho thấy hàm lượng vữa phụt (IR) có ảnh hưởng rõ rệt đến sức chịu tải cực hạn của cọc. Khi IR tăng từ 0 lên 20, 35 và 50 l/m², sức chịu tải cực hạn (Q_u) của cọc tăng tương ứng từ 76,50 kN đối với cọc không phụt vữa lên 100,14 kN; 130,05 kN và 136,17 kN. So với cọc không phụt vữa, sức chịu tải cực hạn tăng lần lượt 1,31; 1,70 và 1,78 lần.

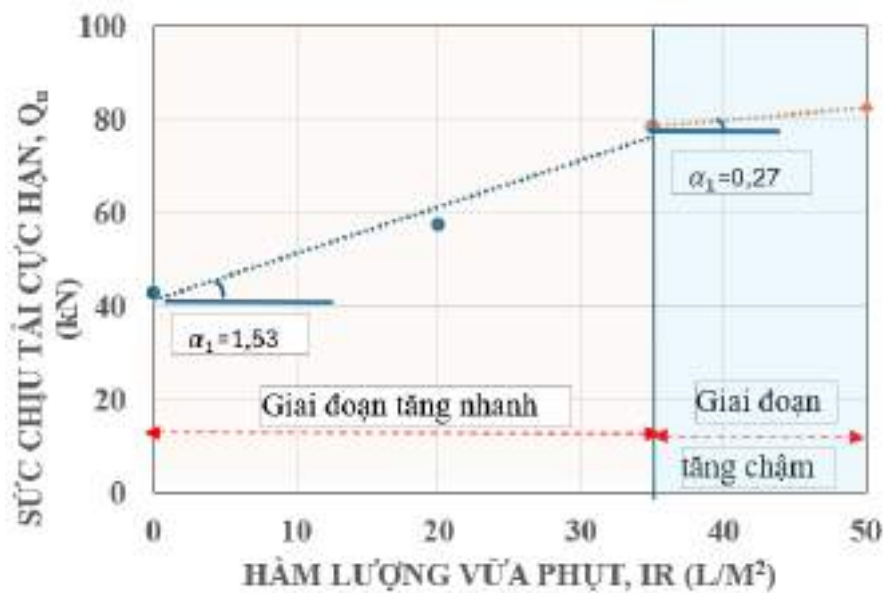
Kết quả này cho thấy phụt vữa dọc thân cọc góp phần làm tăng đáng kể khả năng chịu tải dọc trục của cọc khoan nhồi. Xu hướng này cũng phù hợp với các nghiên cứu Zhou và cộng sự (2017) [62], Wu và cộng sự (2020) [67], Zhang và cộng sự (2009) [65], trong đó đều ghi nhận sự gia tăng sức chịu tải của cọc khi áp dụng công nghệ phụt vữa trong điều kiện nền đất tương tự.

Quan hệ giữa hàm lượng vữa phụt và sức chịu tải cực hạn của cọc được thể hiện trên Hình 3.13. Kết quả trên Hình 3.13 cho thấy sức chịu tải cực hạn Q_u tăng theo hàm lượng vữa phụt IR ; tuy nhiên, mức gia tăng không duy trì như nhau trong toàn bộ phạm vi khảo sát. Quan hệ giữa IR và Q_u có thể phân thành hai giai đoạn với mức gia tăng khác nhau.

Trong giai đoạn thứ nhất, khi IR tăng từ 0 đến 35 l/m², sức chịu tải cực hạn tăng từ 76,50 kN lên 130,05 kN, tương ứng tăng khoảng 70,0% so với cọc không phụt vữa. Mức gia tăng trung bình của sức chịu tải trên một đơn vị hàm lượng vữa trong khoảng này được xác định $\alpha_1=1,53$ kN/(l/m²)

Trong giai đoạn thứ hai, khi IR tiếp tục tăng từ 35 lên 50 l/m², sức chịu tải cực hạn chỉ tăng từ 130,05 kN lên 136,17 kN, tương ứng tăng thêm khoảng 4,7 % so với cọc BPG35. Mức gia tăng trung bình trong khoảng này là: $\alpha_2 = 0,41$ kN/(l/m²). Tỷ số giữa hai mức gia tăng: $\alpha_1/\alpha_2 = 0,41/1,53 \approx 0,27$; cho thấy mức gia tăng sức chịu tải trên một đơn vị hàm lượng vữa trong khoảng $IR = 35\text{--}50$ l/m² chỉ còn khoảng 27% so với khoảng $IR = 0\text{--}35$ l/m². Đồng thời, khi tăng IR từ 35 lên 50 l/m², lượng vữa sử dụng trên một đơn vị diện tích thân cọc tăng khoảng 42,9%, trong khi sức chịu tải cực hạn chỉ tăng thêm khoảng 4,7%. Kết quả cho thấy hiệu quả gia tăng sức chịu tải theo lượng vữa bổ sung giảm rõ rệt sau mức $IR=35$ l/m².

Vì vậy, trong phạm vi các mức IR khảo sát và điều kiện nền cát mịn, trạng thái rời của chương trình thí nghiệm, $IR = 35$ l/m² được xác định là mức hàm lượng vữa hiệu quả về phương diện gia tăng sức chịu tải. Kết luận này không hàm ý $IR = 35$ l/m² là giá trị tối ưu cho mọi điều kiện địa chất và công nghệ phụt vữa.



Hình 3.13. Ảnh hưởng hàm lượng vữa phụt đến sức chịu tải cực hạn của cọc

Quan sát trực quan sau khi đào đất xung quanh các cọc cho thấy sự khác biệt rõ rệt giữa cọc phụt vữa và cọc không phụt vữa, như thể hiện trên Hình 3.14. Đối với các cọc phụt vữa, lớp đất – vữa bám chặt xung quanh thân cọc cho thấy liên kết giữa cọc và đất được cải thiện đáng kể. Ngược lại, ở cọc không phụt vữa, vùng tiếp xúc cọc – đất rời rạc hơn.

Những quan sát này phù hợp với các kết quả nghiên cứu của Littlechild và cộng sự [40], Stocker (1983) [51] và Troughton & Stocker (1996) [54], khi các tác giả đều ghi nhận rằng quá trình phụt vữa làm cải thiện điều kiện tiếp xúc tại mặt phân cách cọc – đất, từ đó làm gia tăng đáng kể sức kháng ma sát dọc thân cọc.



Hình 3.14. Đất dính bám xung quanh thân cọc không phụt và cọc phụt vữa

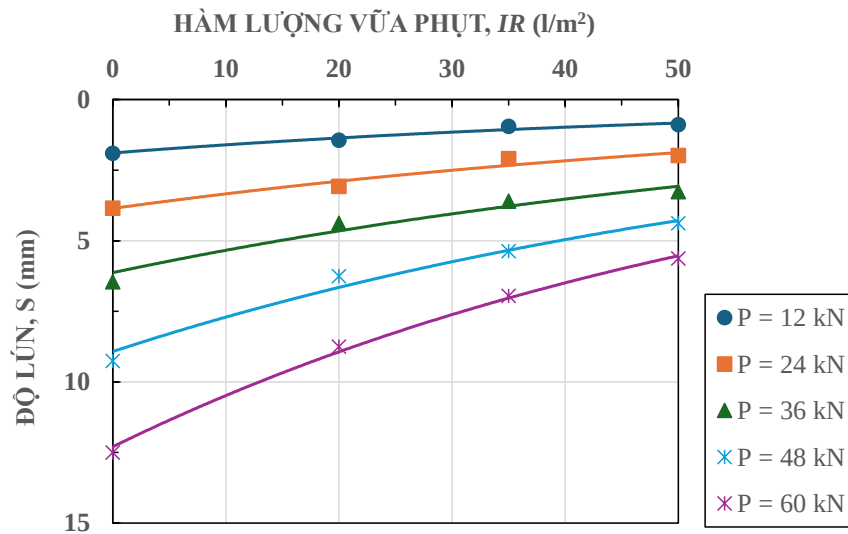
3.3.3 Phân tích ảnh hưởng của hàm lượng vữa phụt đến chuyển vị đầu cọc

Để làm rõ hơn hiệu quả của kỹ thuật phụt vữa thân cọc, quan hệ giữa chuyển vị đầu cọc và hàm lượng vữa phụt được phân tích tại các cấp tải trọng khác nhau, gồm 12 kN, 24 kN, 36 kN, 48 kN và 60 kN. Kết quả được thể hiện trên Hình 3.15.

Kết quả cho thấy hàm lượng vữa phụt có ảnh hưởng đáng kể đến chuyển vị đầu cọc. Ở các cấp tải nhỏ như 12 kN, 24 kN và 36 kN, sự khác biệt về độ lún giữa các cọc chưa lớn, mặc dù vẫn thể hiện xu hướng giảm chuyển vị khi hàm lượng vữa tăng.

Trong khoảng tải này, sự khác biệt về độ lún giữa cọc BPG35 và BPG50 chưa rõ rệt.

Tuy nhiên, khi tải trọng tăng lên, hiệu quả của phụt vữa trở nên rõ ràng hơn. Tại cấp tải 48 kN, chuyển vị của cọc BPG0 đạt 9,25 mm, trong khi cọc BPG50 chỉ đạt 4,38 mm, tương ứng mức giảm lún khoảng 53 %. Xu hướng tương tự cũng được ghi nhận tại cấp tải 60 kN, khi độ lún của cọc không phụt vữa là 12,50 mm, còn cọc có $IR = 50 \text{ l/m}^2$ chỉ lún 5,63 mm, tương ứng mức giảm khoảng 55 %.



Hình 3.15. Ảnh hưởng hàm lượng vữa phụt đến độ lún của các cọc thí nghiệm tại các cấp tải trọng nén khác nhau.

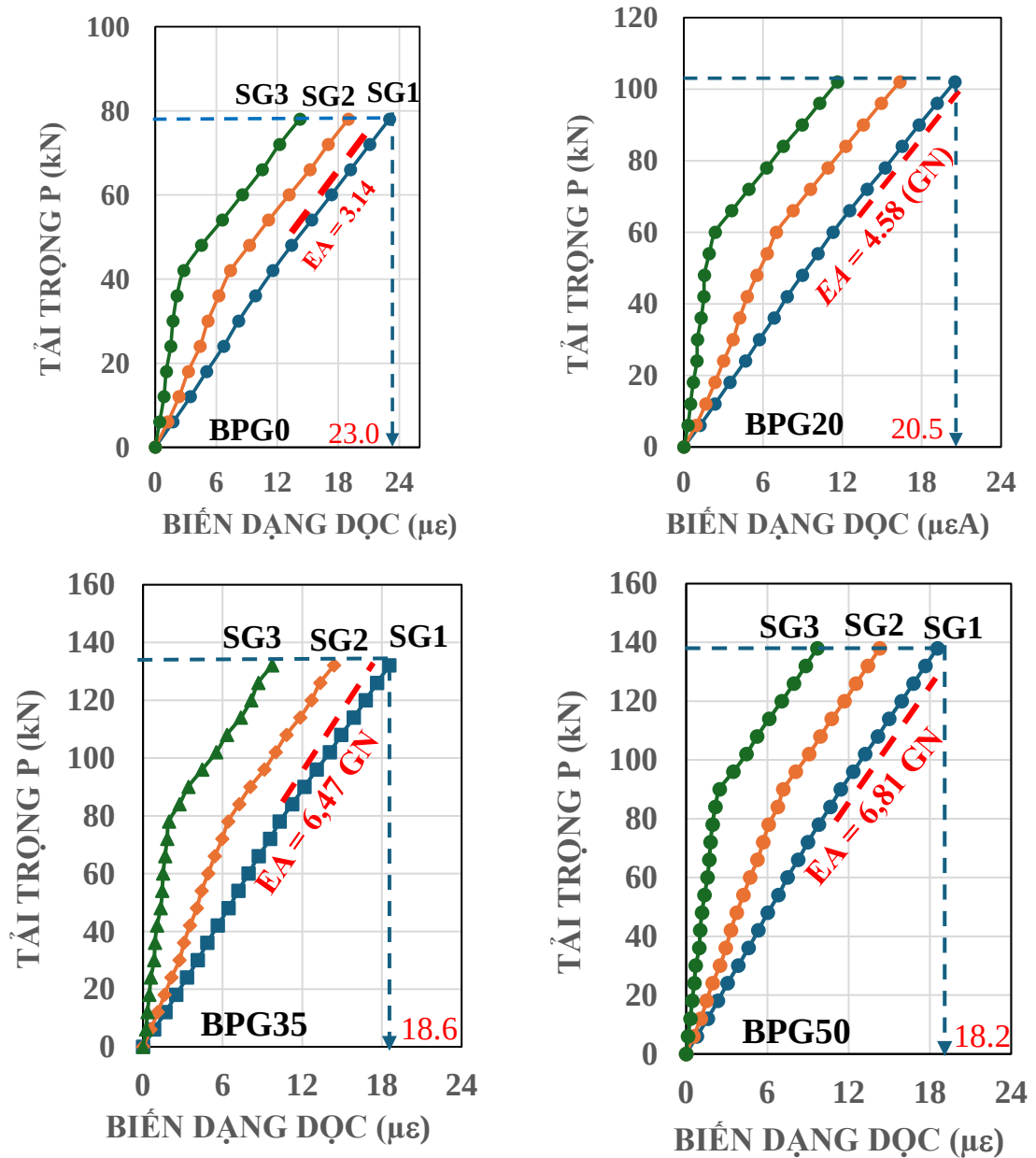
Kết quả này cho thấy việc tăng hàm lượng vữa phụt làm giảm đáng kể chuyển vị đầu cọc ở tất cả các cấp tải, đặc biệt trong điều kiện tải trọng lớn. Tuy nhiên, khi so sánh giữa BPG35 và BPG50, sự khác biệt về độ lún tại các cấp tải lớn không còn đáng kể. Điều đó cho thấy sau ngưỡng $IR = 35 \text{ l/m}^2$, hiệu quả cải thiện độ lún tiếp tục tăng nhưng với tốc độ chậm hơn.

3.3.4 Phân tích kết quả đo biến dạng dọc trục cọc

a. Kết quả đo biến dạng cọc và xác định độ cứng dọc trục của cọc

Số liệu biến dạng dọc trục của các cọc thí nghiệm được ghi nhận thông qua hệ thống strain gauge bố trí tại ba cao trình dọc theo thân cọc theo các cấp tải trọng tác dụng tại đầu cọc trong suốt quá trình gia tải. Kết quả đo biến dạng theo tải trọng tác dụng tại đầu cọc của các cọc BPG0, BPG20, BPG35 và BPG50 được thể hiện trên

Hình 3.16 (chi tiết được trình bày tại Phụ lục 2.2).



Hình 3.16. Quan hệ giữa tải trọng tác dụng đầu cọc và biến dạng tại các vị trí strain gauge của các cọc BPG0, BPG20, BPG35 và BPG50

Kết quả trên Hình 3.16 cho thấy biến dạng dọc trục của các cọc tại cấp tải lớn nhất đều rất nhỏ, dao động trong khoảng $18 \div 23 \mu\epsilon$ (nhỏ hơn $1000 \mu\epsilon$), theo lý thuyết cơ học vật liệu và các tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép theo TCVN 5574:2018 [9]; Eurocode 2 [30]; Neville, (2011) [30], cho thấy toàn bộ quá trình thí nghiệm, bê tông thân cọc luôn làm việc trong miền đàn hồi gần tuyến tính và chưa xuất hiện dấu

hiệu làm việc ngoài miền đàn hồi của vật liệu cấu tạo cọc thí nghiệm.

Theo cơ sở lý thuyết đã trình bày tại Mục 2.2, trong miền đàn hồi, quan hệ giữa lực dọc và biến dạng tại mỗi tiết diện của cọc tuân theo định luật Hooke, với độ cứng dọc trực được xác định theo công thức (2.8). Trong nghiên cứu này, SG1 được bố trí ngay dưới đầu cọc, trong khi đoạn cọc từ đầu cọc đến SG1 có chiều dài ngắn nên sức kháng thành huy động trên đoạn này rất nhỏ và nhanh chóng đạt trạng thái giới hạn. Do đó, lực dọc tại tiết diện SG1 suy giảm không đáng kể so với tải trọng tác dụng tại đầu cọc, có thể xem N_1 xấp xỉ bằng P , điều này có thể thấy quan hệ giữa biến dạng tại cao trình SG1 gần như tuyến tính. Trong khi đó, quan hệ giữa tải trọng P và biến dạng tại các cao trình SG2, SG3 đều phi tuyến theo tải trọng P do lực dọc tại các vị trí này thay đổi theo sự huy động lực ma sát thành khi cọc chuyển vị theo các cấp tải tác dụng. Ngoài ra các đường quan hệ này còn tồn tại điểm uốn và bắt đầu tuyến tính ổn định khi ma sát thành đã được huy động hoàn toàn. Trên cơ sở đó, số liệu biến dạng đo được tại SG1 được sử dụng để xác định độ cứng dọc trực EA của từng cọc theo phương pháp mô đun tiếp tuyến của Fellenius (1989) [32].

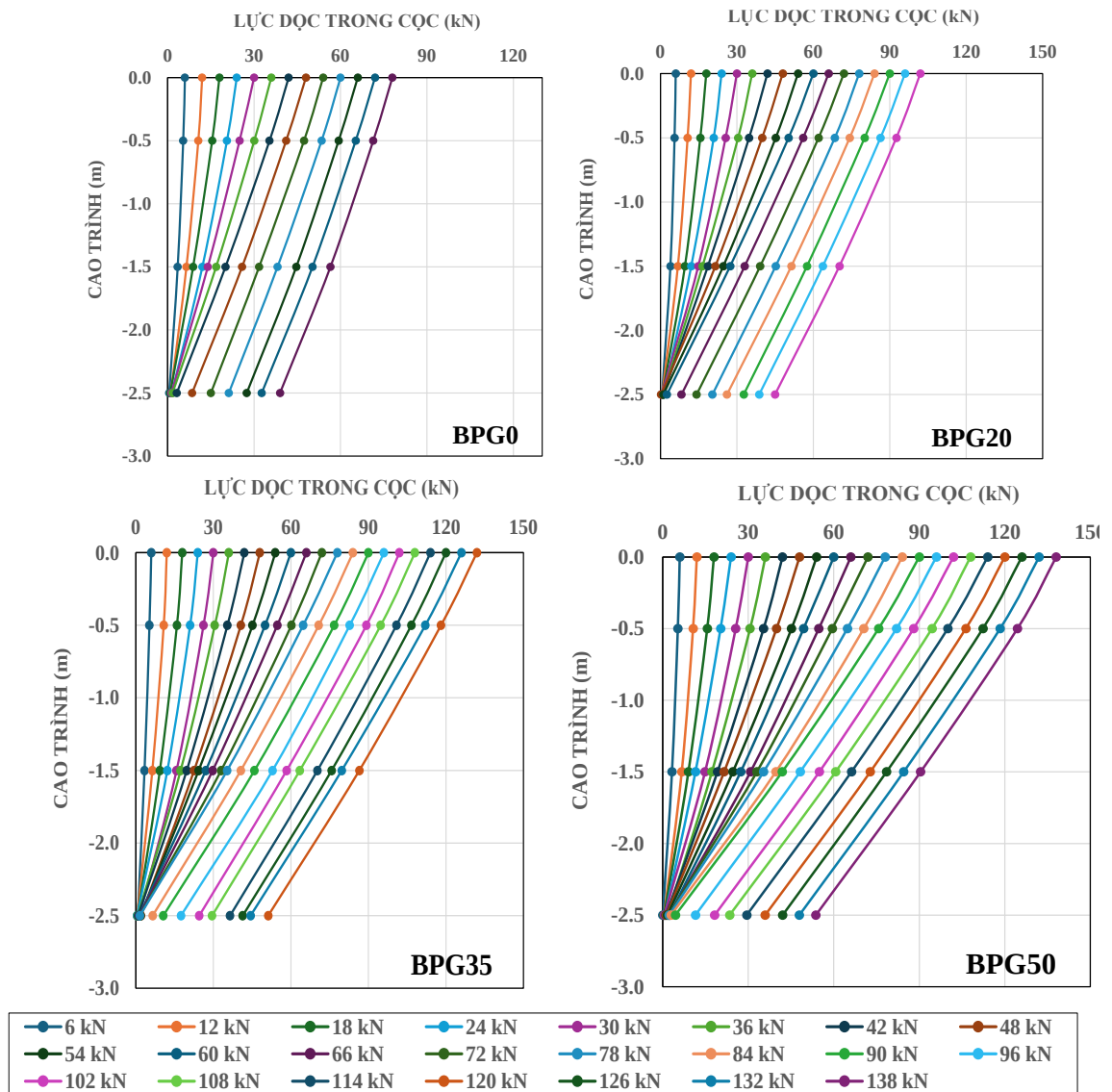
Kết quả xác định cho thấy độ cứng dọc trực của các cọc BPG0, BPG20, BPG35 và BPG50 lần lượt là 3,14; 4,58; 6,47 và 6,81 GN. Giá trị EA tăng dần theo hàm lượng vữa phụt, phản ánh sự gia tăng độ cứng làm việc của hệ cọc sau khi phụt vữa dọc thân cọc.

Về mặt lý thuyết, độ cứng dọc trực của cọc có thể được xác định từ mô đun đàn hồi của bê tông kết hợp với đặc trưng hình học của tiết diện cọc và cốt thép. Tuy nhiên, giá trị này chỉ phản ánh độ cứng theo thiết kế. Trong quá trình thí nghiệm nén tĩnh, tải trọng tác dụng tại đầu cọc làm hệ cọc – đất cùng biến dạng và hình thành nội lực dọc trong thân cọc. Biến dạng đo được tại các strain gauge phản ánh trực tiếp trạng thái biến dạng của thân cọc dưới tác dụng của nội lực dọc. Vì vậy, độ cứng EA được xác định từ quan hệ giữa lực dọc và biến dạng đo được tại đoạn 0–SG1 phản ánh sát hơn độ cứng làm việc thực tế của cọc trong điều kiện hiện trường, bao gồm ảnh hưởng của chất lượng bê tông, điều kiện thi công và các sai khác giữa vật liệu

thực tế so với giả thiết thiết kế. Giá trị EA xác định từ thí nghiệm được sử dụng để tính toán lực dọc và phân tích sức kháng thành đơn vị của cọc.

b. Phân tích lực dọc phân bố dọc thân cọc

Khi thử tải tĩnh, cọc làm việc như một cấu kiện chịu nén đúng tâm. Do đó, lực dọc trong cọc tại các cao trình lắp đặt strain gauge được xác định từ số liệu đo biến dạng ε theo công thức (2.9), dựa trên độ cứng dọc trục của cọc. Biểu đồ phân bố lực dọc theo chiều sâu của các cọc thí nghiệm tại các cấp tải khác nhau được thể hiện trên Hình 3.17.



Hình 3.17. Biểu đồ phân bố lực dọc trục của các cọc thí nghiệm tương ứng với từng cấp tải trọng nén tĩnh

Kết quả cho thấy lực dọc trong cọc giảm dần theo chiều sâu do tác dụng của ma sát giữa cọc và đất. Ở các cấp tải nhỏ, chuyển vị đầu cọc còn nhỏ nên sức kháng mũi chưa được huy động đáng kể. Khi đó, tải trọng chủ yếu được truyền vào nền thông qua sức kháng thành dọc thân cọc. Khi tải trọng tăng, sức kháng thành được huy động dần, thể hiện qua độ dốc của đường phân bố lực dọc theo chiều sâu tăng lên.

Ở các cấp tải cuối, các đường phân bố lực dọc có xu hướng gần song song nhau, cho thấy sức kháng thành đơn vị đã đạt giá trị cực hạn và ít thay đổi thêm; khi đó thành phần sức kháng mũi bắt đầu gia tăng rõ rệt.

c. Phân tích sức kháng thành đơn vị của cọc

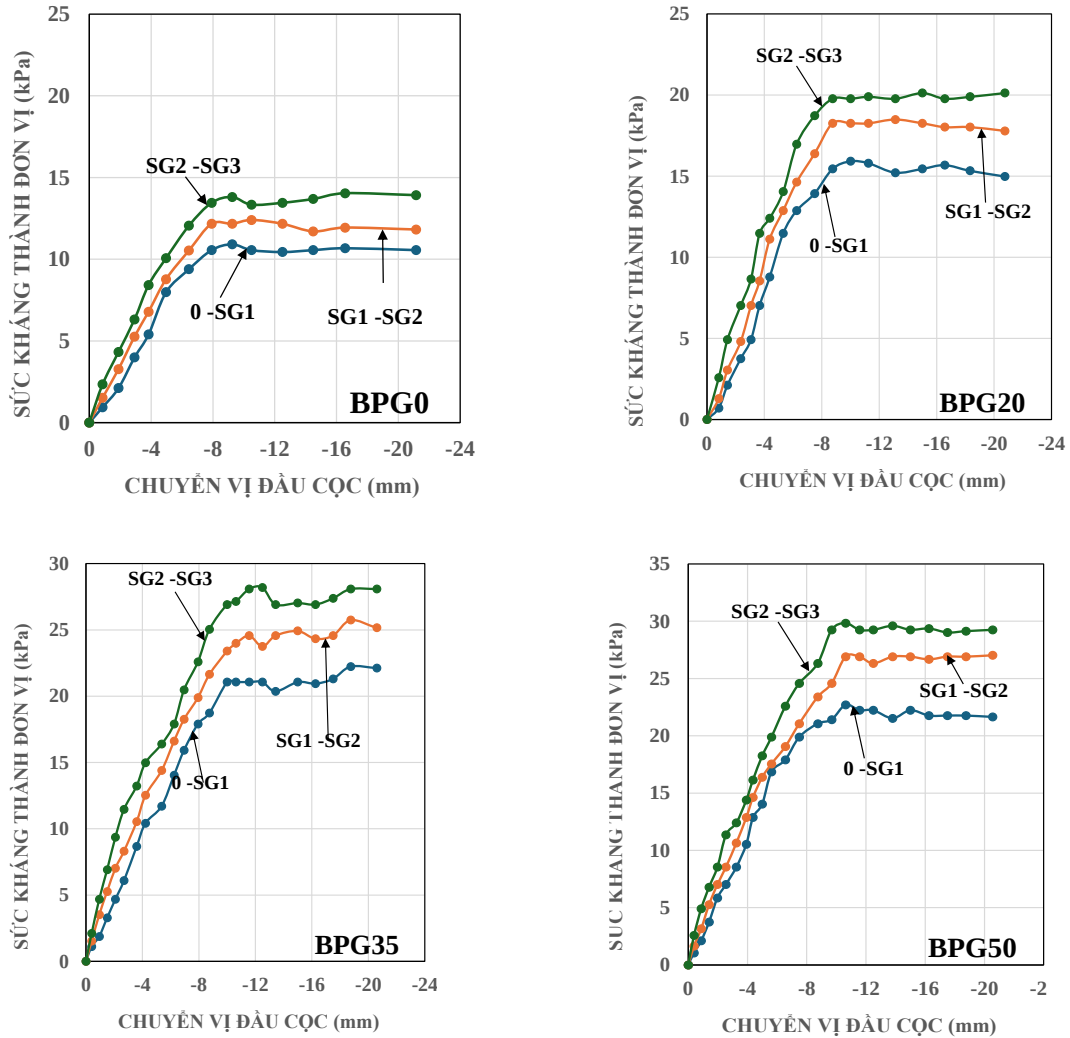
Các quan hệ giữa sức kháng thành đơn vị và chuyển vị đầu cọc của ba đoạn cọc thí nghiệm của từng cọc thí nghiệm, gồm 0–SG1, SG1–SG2 và SG2–SG3, được thể hiện trên Hình 3.18. Giá trị sức kháng thành đơn vị được xác định từ phân bố lực dọc thân cọc theo công thức (2.10).

Nhìn chung, sức kháng thành đơn vị có xu hướng tăng theo chiều sâu, tuy mức chênh lệch giữa các đoạn không lớn, khoảng 10%.

Đối với cọc không phụt vữa BPG0, trong giai đoạn đầu khi chuyển vị đầu cọc còn nhỏ, sức kháng thành đơn vị của ba đoạn cọc tăng nhanh và đạt giá trị lớn nhất lần lượt là 10,61 kPa; 12,05 kPa và 13,67 kPa, ứng với chuyển vị đầu cọc trong khoảng 7,92–9,25 mm. Giá trị sức kháng thành đơn vị trung bình cực đại của cọc này là 12,41 kPa. Sau đó, đại lượng này chỉ dao động nhỏ quanh giá trị cực đại. Giá trị này được sử dụng làm cơ sở để đối chiếu với các phương pháp tính toán theo TCVN 10304:2014 [4] nhằm đánh giá mức độ phù hợp của các phương pháp dự báo đối với điều kiện đất nền nghiên cứu.

Bảng 3.6 cho thấy sức kháng thành đơn vị cực đại của cọc BPG0 xác định từ thí nghiệm là 12,41 kPa. Giá trị này khá gần với kết quả dự báo theo phương pháp SPT sử dụng theo chỉ tiêu cường độ và phương pháp SPT của Viện Kiến trúc Nhật Bản, với sai khác khoảng +7,4 %. Trong khi đó, phương pháp theo chỉ tiêu cơ lý cho giá trị lớn hơn khoảng +28,1 %, còn phương pháp Meyerhof cho giá trị thấp hơn đáng kể (-67,8 %). Kết quả cho thấy, đối với điều kiện nền cát mịn, trạng thái rời tại khu vực

nghiên cứu, phương pháp SPT theo chỉ tiêu cường độ và phương pháp Viện Kiến trúc Nhật Bản dự báo khá phù hợp sức kháng thành đơn vị của cọc không phụt vữa.



Hình 3.18. Biểu đồ quan hệ giữa sức kháng thành đơn vị và chuyển vị đầu cọc

Bảng 3.6 So sánh sức kháng thành đơn vị cực đại của cọc BPG0 giữa kết quả thí nghiệm và các phương pháp tính toán theo TCVN 10304:2014 [4]

Phương pháp	(f_s) , (kPa)	Chênh lệch (%)
Thí nghiệm	12,41	-
Theo chỉ tiêu cơ lý	15,90	+28,1
Theo SPT - Chỉ tiêu cường độ	13,33	+7,4
Theo SPT - Meyerhof	4,00	-67,8
Theo SPT - Viện Kiến trúc Nhật Bản	13,33	+7,4

Kết quả tại Bảng 3.6 cho thấy sức kháng thành đơn vị cực đại của cọc BPG0 xác định từ thí nghiệm là 12,41 kPa. Phương pháp theo chỉ tiêu cường độ và phương pháp Viện Kiến trúc Nhật Bản cho giá trị 13,33 kPa, chênh lệch khoảng +7,4 % so với thực nghiệm, thể hiện mức độ phù hợp tương đối tốt đối với điều kiện nền đất khảo sát.

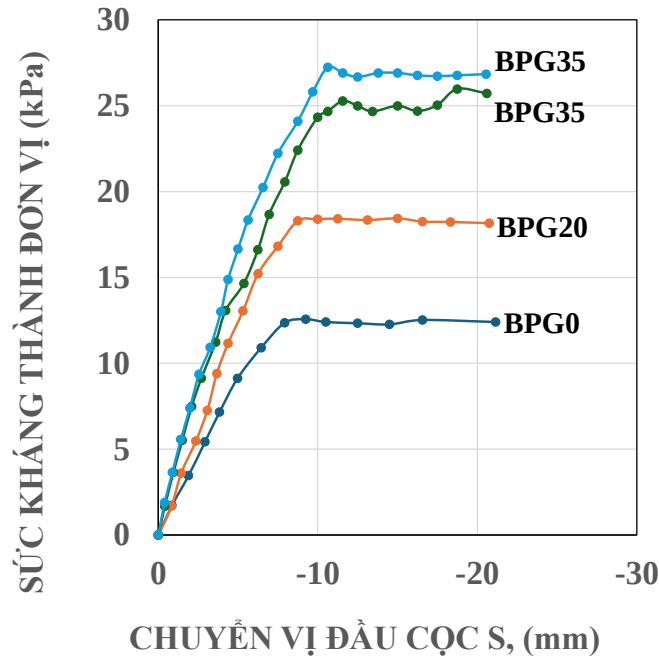
Sự chênh lệch lớn hơn ở các phương pháp còn lại chủ yếu liên quan đến cơ sở xác định sức kháng thành và các thông số đầu vào của từng phương pháp. Phương pháp theo chỉ tiêu cơ lý cho $f_s = 15,90$ kPa, cao hơn thực nghiệm khoảng 28,1 %, do giá trị tính toán được xác định từ các chỉ tiêu cơ lý đại diện của đất, trạng thái đất, chiều sâu và hệ số điều kiện làm việc của cọc. Trong khi đó, công thức Meyerhof cho $f_s = 4,00$ kPa, thấp hơn thực nghiệm 67,8 %; phương pháp này phụ thuộc trực tiếp vào giá trị N_{SPT} , trong khi nền cát mịn, trạng thái rời tại khu vực thí nghiệm có chỉ số N_{SPT} thấp. Vì vậy, giá trị dự báo theo Meyerhof có xu hướng thấp hơn đáng kể so với sức kháng thành huy động thực tế đo được từ thí nghiệm.

Như vậy, mức độ sai khác giữa kết quả tính toán và thực nghiệm phản ánh phạm vi áp dụng và mức độ phù hợp của từng phương pháp đối với điều kiện địa chất và thi công cụ thể. Trong nghiên cứu này, sức kháng thành đơn vị xác định trực tiếp từ số liệu strain gauge được sử dụng làm cơ sở thực nghiệm cho các phân tích tiếp theo.

Đối với các cọc phụt vữa BPG20, BPG35 và BPG50, sức kháng thành đơn vị cũng tăng nhanh theo chuyển vị đầu cọc và đạt giá trị cực đại tại vùng chuyển vị khoảng 8,75–10,63 mm, lớn hơn so với cọc không phụt. Sau khi thành phần sức kháng thành được huy động đầy đủ, giá trị ma sát đơn vị giữa cọc và đất thay đổi không đáng kể. Giá trị trung bình lớn nhất của sức kháng thành đơn vị đối với các cọc này lần lượt là 18,32 kPa; 25,30 kPa và 26,51 kPa.

Phân tích tổng hợp cho thấy sức kháng thành đơn vị trung bình của các cọc có phụt vữa cải thiện đáng kể so với giá trị tương ứng của cọc không phụt (Hình 3.19), với hệ số tăng lần lượt là 1,48; 2,04 và 2,14 tương ứng với các hàm lượng vữa $IR = 20$; 35 và 50 l/m². Kết quả này hoàn toàn phù hợp với xu hướng gia tăng sức chịu tải cực hạn của các cọc thí nghiệm đã trình bày ở Mục 3.3.2, cho thấy sự gia tăng sức

chịu tải của cọc phụt vữa chủ yếu bắt nguồn từ sự gia tăng sức kháng thành đơn vị dọc thân cọc.



Hình 3.19. Sức kháng thành đơn vị trung bình của các cọc

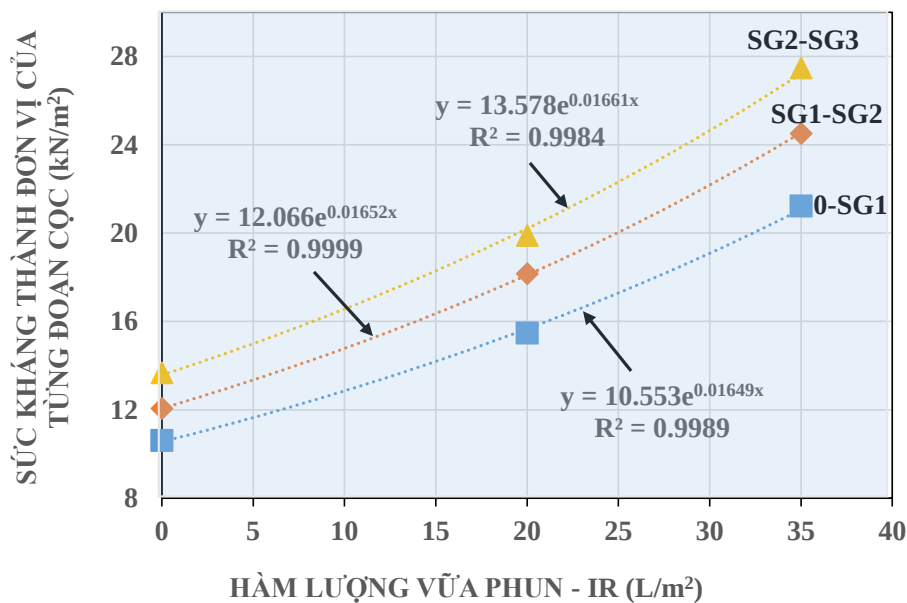
Kết quả cho thấy hiệu quả gia tăng sức kháng thành đơn vị tăng nhanh khi hàm lượng vữa tăng từ 0 đến 35 l/m². Cụ thể, sức kháng thành đơn vị trung bình cực đại của cọc tăng từ 1,00 lên 2,04 lần so với cọc không phụt vữa. Khi hàm lượng vữa tiếp tục tăng lên 50 l/m², hệ số này chỉ tăng nhẹ từ 2,04 lên 2,14 lần. Điều này cho thấy hàm lượng vữa khoảng 35 l/m² có thể xem là hàm lượng hiệu quả trong việc gia tăng sức kháng thành đơn vị của cọc.

Kết quả phân tích sức kháng thành đơn vị cũng cho xu hướng tương đồng với kết quả sức chịu tải cực hạn. So với cọc không phụt vữa, hệ số gia tăng sức kháng thành đơn vị trung bình đạt khoảng 1,48 lần đối với BPG20 và tăng lên 2,04 lần đối với BPG35. Tuy nhiên, khi tiếp tục tăng *IR* từ 35 lên 50 l/m², hệ số này chỉ tăng từ 2,04 lên 2,14 lần. Điều này cho thấy hiệu quả gia tăng sức kháng thành theo lượng vữa bổ sung cũng giảm rõ rệt sau mức *IR* = 35 l/m². Kết quả đồng thời từ sức chịu tải cực hạn Q_u và sức kháng thành đơn vị f_s là cơ sở thực nghiệm để xác định *IR* = 35 l/m² là mức hàm lượng vữa hiệu quả trong phạm vi nghiên cứu.

3.4 Thiết lập, hiệu chỉnh và kiểm chứng công thức xác định sức kháng thành đơn vị tại các đoạn cọc phụt vữa.

3.4.1 Thiết lập công thức xác định sức kháng thành đơn vị của các đoạn cọc phụt vữa.

Sau khi xác định $IR = 35 \text{ l/m}^2$ là mức hàm lượng vữa hiệu quả trong phạm vi chương trình thí nghiệm đối với nền cát mịn, trạng thái rời, NCS tiếp tục phân tích sự biến thiên của sức kháng thành đơn vị theo hàm lượng vữa phụt và cao trình làm việc của đoạn cọc. Các giá trị thực nghiệm của sức kháng thành đơn vị tại từng đoạn cọc ứng với các mức $IR = 0; 20$ và 35 l/m^2 được sử dụng để thiết lập mối quan hệ giữa sức kháng thành đơn vị của đoạn cọc phụt vữa f_{IR} và giá trị tương ứng của đoạn cọc không phụt f_0 , như thể hiện trên Hình 3.20 và Bảng 3.7.



Hình 3.20. Biểu đồ quan hệ giữa sức kháng thành đơn vị của cọc và hàm lượng vữa phụt IR từ 0 đến 35 l/m^2

a. Cơ sở lựa chọn dạng hàm giữa f_{IR} và IR

Việc lựa chọn dạng quan hệ thực nghiệm giữa sức kháng thành đơn vị f_{IR} và hàm lượng vữa phụt IR được xem xét trên cơ sở kết hợp giữa điều kiện biên, ý nghĩa của các đại lượng, xu hướng biến đổi của số liệu thực nghiệm và mức độ phù hợp của biểu thức, thay vì chỉ căn cứ vào hệ số xác định R^2 .

Bảng 3.7. Giá trị sức kháng thành đơn vị của từng đoạn cọc ứng với các hàm lượng vữa phụt $IR \leq 35 \text{ l/m}^2$

Đoạn cọc	0–SG1	SG1–SG2	SG2–SG3
Cao trình trung bình Z (m)	-0,25	-1,00	-2,00
f_0 khi $IR = 0$; (kPa)	10,61	12,05	13,67
f_{20} khi $IR=20$; (kPa)	15,47	18,16	19,89
f_{35} khi $IR=35$; (kPa)	21,22	24,50	27,47
Hàm mũ dạng $f_{IR} = f_0 \cdot e^{b \cdot IR}$	$f_0 \cdot e^{0.01649 \cdot IR}$	$f_0 \cdot e^{0.01652 \cdot IR}$	$f_0 \cdot e^{0.01661 \cdot IR}$

Trước hết, tại $IR = 0$, cọc tương ứng với trường hợp không phụt vữa, do đó biểu thức phải thỏa mãn điều kiện: $IR = 0 \Rightarrow f_{IR} = f_0$. Mặt khác, ảnh hưởng của phụt vữa được xem xét dưới dạng mức gia tăng tương đối của sức kháng thành so với trạng thái không phụt vữa, thông qua tỷ số: $\frac{f_{IR}}{f_0}$. Kết quả thực nghiệm trên Hình 3.20 cho thấy sức kháng thành đơn vị tăng khi IR tăng tại cả ba đoạn cọc khảo sát. Trên cơ sở điều kiện biên nêu trên và xu hướng biến đổi của số liệu, dạng hàm mũ tổng quát được lựa chọn:

$$y = A \cdot e^{bx} \quad (3.1)$$

Trong đó, khi $x = IR = 0$, ta có $y = A$. vì tại $IR = 0$, $f_{IR} = f_0$, nên hệ số A chính là sức kháng thành đơn vị của đoạn cọc không phụt vữa f_0 . Do đó, công thức (3.1) được viết lại dưới dạng:

$$f_{IR} = f_0 \cdot e^{b \cdot IR} \quad (3.2)$$

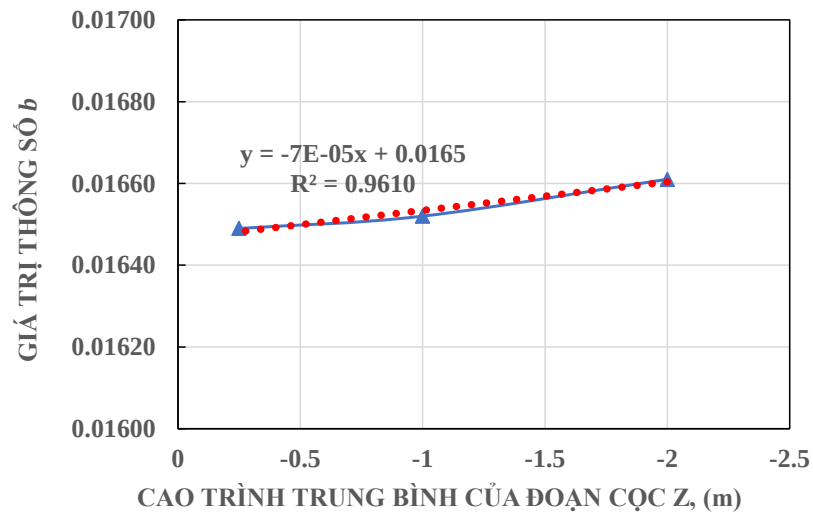
trong đó: f_{IR} là sức kháng thành đơn vị của đoạn cọc phụt vữa ứng với hàm lượng vữa IR , kPa; f_0 là sức kháng thành đơn vị của đoạn cọc không phụt vữa tương ứng tại cùng vị trí, kPa; IR là hàm lượng vữa phụt, l/m^2 ; b là tham số thực nghiệm phản ánh mức độ ảnh hưởng của hàm lượng vữa đến sự gia tăng sức kháng thành tại đoạn cọc đang xét.

Ngoài hàm lượng vữa phụt IR và cao trình Z , sức kháng thành đơn vị của đoạn cọc phụt vữa còn có thể chịu ảnh hưởng của các yếu tố như đặc trưng cơ lý và trạng

thái của đất nền, chỉ số SPT, áp lực phụt, cấp phối vữa, điều kiện thi công, bố trí lỗ phụt và chiều dài đoạn phụt. Trong chương trình thí nghiệm của luận án, các yếu tố này được giữ cố định hoặc giới hạn trong cùng điều kiện khảo sát nhằm tập trung đánh giá ảnh hưởng của IR và Z . Vì vậy, công thức (3.2) được xem là quan hệ thực nghiệm trong phạm vi các điều kiện nghiên cứu đã xác lập và chưa phản ánh độc lập ảnh hưởng của các yếu tố nêu trên.

Dạng hàm mũ có ưu điểm là tự thỏa mãn điều kiện $f_{IR} = f_0$ và $IR = 0$, đồng thời biểu diễn trực tiếp sự gia tăng tương đối của sức kháng thành theo biểu thức: $\frac{f_{IR}}{f_0} = e^{bIR}$. Sau khi lựa chọn dạng hàm trên cơ sở các điều kiện nêu trên, hệ số xác định R^2 được sử dụng để đánh giá mức độ phù hợp giữa biểu thức và số liệu thực nghiệm. Vì vậy, trong nghiên cứu này, R^2 được sử dụng như chỉ tiêu đánh giá độ phù hợp của quan hệ, không phải là căn cứ duy nhất để lựa chọn dạng hàm.

Từ kết quả hồi quy dạng hàm mũ tại từng đoạn cọc, tham số b được xác định tương ứng với từng cao trình khảo sát. Các giá trị b cho thấy có sự thay đổi theo cao trình Z , như thể hiện trên Hình 3.21.



Hình 3.21. Quan hệ giữa tham số b theo cao trình Z của đoạn cọc nghiên cứu

b. Cơ sở lựa chọn quan hệ giữa tham số b và cao trình Z

Kết quả trên Hình 3.21 cho thấy tham số b không phải là một hằng số duy nhất mà có xu hướng biến đổi theo cao trình của đoạn cọc. Trong phạm vi các cao trình khảo sát của chương trình thí nghiệm, các giá trị b biến đổi tương đối đều theo Z , chưa thể hiện sự thay đổi đột ngột hoặc điểm cực trị cần sử dụng dạng hàm phức tạp hơn.

Vì vậy, quan hệ tuyến tính được lựa chọn để mô tả xu hướng biến đổi của b theo Z , với dạng tổng quát:

$$b = a.Z + b_0$$

Việc lựa chọn dạng tuyến tính nhằm: (i) phản ánh xu hướng biến đổi quan sát được của dữ liệu trong phạm vi khảo sát; (ii) hạn chế số lượng tham số của quan hệ thực nghiệm; và (iii) thuận tiện khi tích hợp vào công thức (3.2) để xác định sức kháng thành đơn vị của đoạn cọc phụt vữa.

Trên cơ sở kết quả hồi quy số liệu thí nghiệm, quan hệ ban đầu giữa b và cao trình trung bình Z của đoạn cọc được xác định:

$$b = -7.10^{-5} Z + 0,0165 \quad (3.3)$$

trong đó: b là tham số thực nghiệm phụ thuộc vào cao trình của đoạn cọc khi $IR \leq 35$ l/m²; Z là cao trình trung bình của đoạn cọc nghiên cứu, m, lấy giá trị âm theo chiều sâu.

Sau khi lựa chọn dạng tuyến tính trên cơ sở xu hướng biến đổi của dữ liệu và yêu cầu đơn giản hóa quan hệ thực nghiệm, hệ số xác định R^2 được sử dụng để đánh giá mức độ phù hợp của quan hệ $b - Z$.

Công thức (3.3) được thiết lập từ các cọc thí nghiệm có chiều dài $L = 3,0$ m nên phạm vi cao trình khảo sát còn hạn chế. Vì vậy, quan hệ $b-Z$ này được tiếp tục hiệu chỉnh bằng số liệu các công trình thực tế có phạm vi chiều sâu lớn hơn tại Mục 3.4.2.

3.4.2 Hiệu chỉnh, kiểm chứng công thức xác định sức kháng thành đơn vị của các đoạn cọc phụt vữa.

a. Đặc điểm sức kháng thành đơn vị của cọc tại các công trình thực tế

Công thức (3.2) và quan hệ ban đầu giữa tham số b với cao trình Z theo công thức (3.3) được thiết lập từ kết quả thí nghiệm hiện trường của NCS trên 04 cọc khoan nhồi có cùng kích thước và làm việc trong cùng điều kiện địa chất. Việc bố trí các cọc trong cùng điều kiện nền đất, vật liệu và điều kiện thi công nhằm hạn chế ảnh hưởng của các yếu tố khác, qua đó tập trung đánh giá ảnh hưởng của hàm lượng vữa phụt IR đến sự gia tăng sức kháng thành đơn vị của cọc.

Tuy nhiên, do số lượng cọc thí nghiệm còn hạn chế, chiều dài cọc chỉ $L=3,0$ m và phạm vi cao trình khảo sát còn nhỏ, các quan hệ thực nghiệm ban đầu chưa đủ cơ sở để phản ánh đầy đủ sự biến thiên của sức kháng thành đơn vị đối với các cọc có chiều dài và độ sâu lớn trong thực tế. Vì vậy, để mở rộng cơ sở dữ liệu phục vụ hiệu chỉnh và đánh giá khả năng áp dụng của công thức, NCS tiến hành thu thập và phân tích bổ sung kết quả thử tải cọc kết hợp đo biến dạng dọc thân tại 10 công trình thực tế có áp dụng công nghệ phụt vữa dọc thân cọc. Thông tin của các công trình được tổng hợp trong Bảng 3.8 và vị trí các công trình được thể hiện trên Hình 3.22.



Hình 3.22. Vị trí 10 công trình thực tế có kết quả thử tải

Bảng 3.8. Thông tin công trình sử dụng phụt vữa dọc thân cọc

Tên công trình	Địa điểm	Quy mô	Cọc thử tải
1. Friendship Building [21]	31 Lê Duẩn, Phường Sài Gòn, Tp.HCM	4 tầng hầm, 21 tầng cao	TP1: D = 1,5 m; L=80 m TP2: D = 1,2 m; L=65 m
2. Eximbank Building [15]	135 Hai Bà Trưng, Tp.HCM	40 tầng, 5 hầm	TP1: 2,8 × 1,4 m, L = 65 m TP2: 2,8 × 1,4 m; L = 85 m
3. Vincom Khu B [11]	72 Lê Thánh Tôn, Tp.HCM	25 tầng, 6 hầm	TPBR1, TSGBR2: 2,8 × 0,8 m, L = 58 m
4. Lancaster Lincoln [2]	428–430 Nguyễn Tất Thành, Tp.HCM	40 tầng, 3 hầm	WTP, TP3: D = 1,5 m. L = 85 m
5. Cao ốc Thủ Thiêm [16]	Phường An Khánh, Tp.HCM	20 tầng, 4 hầm	TP1, TP2: 2,8 × 0,8 mm, L = 59 m
6. Everrich II [13]	Phường Phú Thuận, Tp.HCM	37 tầng	TPH: D = 1,5 m; L= 80 m TP1: D = 2,0 m; L = 80 m TP2: D = 2,0 m; L =80 m TP3: D = 2,0 m; L =85 m
7. LIM Tower 3 [10]	29A Nguyễn Đình Chiểu, Tp.HCM	26 tầng, 3 hầm	TP1: 2,4 × 0,6 m, L = 40,2 m TP2: 2,4 × 0,6 m, L = 62,8 m
8. Landmark 81 [12]	720A Điện Biên Phủ, Tp.HCM	81 tầng, 3 hầm	BR1, BR2: 2,8 × 0,8 m, L = 65 m TP1: 2,8 × 1,0 mm; L = 85 m TP2: 2,8 × 1,0 mm; L = 80 m
9. Sông Đà Riverside [14]	Phường Hiệp Bình Phước, Tp.HCM	25 tầng	TP5: D = 1,0 m; L=68 m TP1: D = 1,2 m; L=68 m
10. Sóng Việt [29]	Phường An Khánh, Tp.HCM	36 tầng	TP-01: D = 1,2 m; L= 75 m TP-02: D = 1,2 m; L = 61 m TP-04: D = 1,0 m; L =60 m TP-05: D = 1,0 m; L =75 m TP1-1: D = 1,2 m; L =70,3 m TP3-1: D = 1,2 m; L =60,3 m

Số liệu chi tiết về kết quả thử tải kết hợp đo biến dạng dọc thân của 28 cọc thử tải tại 10 công trình thực tế được trình bày tại Phụ lục 2.5. Từ các cọc này, NCS lựa chọn được 39 cặp đoạn cọc tương ứng, gồm 39 đoạn cọc phụt vữa và 39 đoạn cọc không phụt vữa làm việc trong nền cát, để phục vụ phân tích. Các công trình được lựa chọn đều có kết quả thử tải của cọc phụt vữa và cọc không phụt vữa trong điều kiện địa chất tương ứng, cho phép so sánh trực tiếp sự thay đổi sức kháng thành đơn vị do ảnh hưởng của phụt vữa dọc thân cọc.

Tất cả các công trình trong bộ dữ liệu thực tế sử dụng hàm lượng vữa phụt IR là 35 l/m^2 . Giá trị này nằm tại mức hàm lượng mà chương trình thí nghiệm của NCS cho thấy hiệu quả gia tăng sức chịu tải và sức kháng thành còn rõ rệt, khi tiếp tục tăng từ 35 lên 50 l/m^2 , mức gia tăng có xu hướng giảm đáng kể. Do đó, dữ liệu công trình thực tế tại $IR=35 \text{ l/m}^2$ được sử dụng chủ yếu để đánh giá ảnh hưởng của chiều sâu, hiệu chỉnh tham số b và kiểm chứng khả năng dự báo của công thức, không được sử dụng để xác lập lại dạng quan hệ biến thiên theo IR .

Khác với chương trình 04 cọc thí nghiệm được sử dụng để khảo sát ảnh hưởng của sự thay đổi hàm lượng vữa và thiết lập dạng quan hệ thực nghiệm ban đầu, bộ số liệu công trình thực tế chia thành hai bộ dữ liệu khác nhau, trong đó một bộ được sử dụng để hiệu chỉnh ảnh hưởng của cao trình Z đến tham số b và bộ dữ liệu còn lại được dùng kiểm chứng công thức sau hiệu chỉnh. Vì vậy, hai bộ dữ liệu có vai trò khác nhau nhưng bổ trợ cho nhau trong quá trình thiết lập, hiệu chỉnh và kiểm chứng công thức.

Để tập trung đánh giá hiệu quả của phụt vữa dọc thân cọc, việc xử lý số liệu chỉ xét đến giá trị sức kháng thành đơn vị tại các đoạn cọc có phụt vữa và các đoạn cọc không phụt vữa tương ứng trong cùng điều kiện làm việc trong nền cát. Số liệu sức kháng thành đơn vị được tổng hợp bao gồm thí nghiệm nén tĩnh truyền thống và thí nghiệm O-cell. Mặc dù nguyên lý gia tải khác nhau, các giá trị sức kháng thành đơn vị đều được xác định từ kết quả phân tích lực dọc thân cọc; do đó các giá trị f_0 và f_{35} có thể sử dụng để đánh giá xu thế gia tăng sức kháng thành đơn vị do phụt vữa dọc

thân cọc. Các giá trị này được tổng hợp tại Bảng PL 2.11, Phụ lục 2.5 và biểu diễn trên Hình 3.23.

Trong phạm vi nghiên cứu này, NCS chưa xem xét riêng rẽ ảnh hưởng của các yếu tố như thành phần hạt, chỉ tiêu cơ lý chi tiết của đất nền và mực nước ngầm, mà tập trung phân tích xu thế chung của sức kháng thành đơn vị của các đoạn cọc phụt vữa và không phụt vữa tương ứng trong lớp cát. Đồng thời, ảnh hưởng riêng của tổng chiều dài đoạn phụt vữa đến sức chịu tải toàn cọc không được tách thành một biến độc lập trong công thức này; đối tượng phân tích là sức kháng thành đơn vị tại từng đoạn cọc tương ứng.

Từ kết quả phân tích trên Hình 3.23 có thể rút ra một số nhận xét chính:

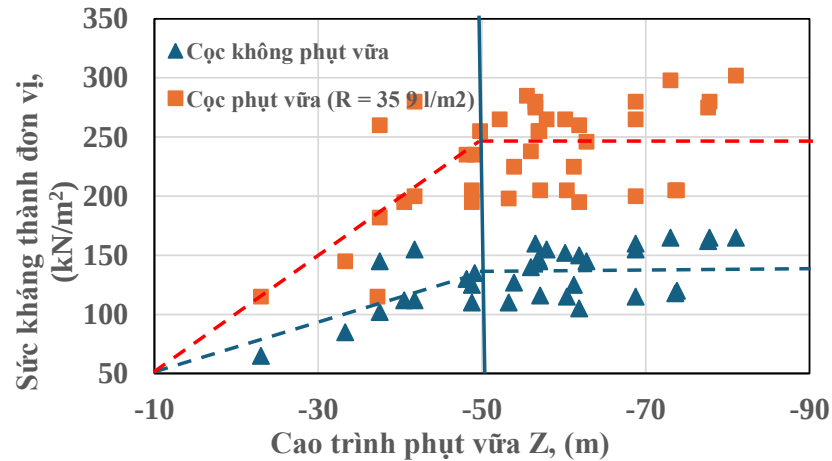
- Khi cao trình nghiên cứu của cọc cao hơn khoảng -50 m, giá trị sức kháng thành đơn vị giữa cọc và đất có xu hướng tăng theo chiều sâu.
- Khi cao trình nghiên cứu sâu hơn khoảng -50 m, giá trị sức kháng thành đơn vị của cả cọc không phụt và cọc phụt vữa có xu hướng thay đổi không đáng kể.
- Giá trị sức kháng thành đơn vị lớn nhất của cọc không phụt và cọc phụt vữa lần lượt đạt khoảng 140 kPa và 250 kPa.

Từ các nhận xét trên cho thấy công thức (3.3) được xây dựng từ các cọc thí nghiệm có chiều dài $L = 3,0$ m cần được hiệu chỉnh trên cơ sở dữ liệu thực tế để xét đến sự biến thiên của tham số b trong phạm vi cao trình lớn hơn. Để bảo đảm dữ liệu kiểm chứng không tham gia vào quá trình hiệu chỉnh, bộ dữ liệu của 10 công trình được phân thành hai nhóm độc lập.

Nhóm hiệu chỉnh gồm 08 công trình: Friendship Building, Eximbank Building, Vincom Khu B, Lancaster Lincoln, Cao ốc Thủ Thiêm, Everrich II, Lim Tower 3 và Landmark 81, với 24 cặp đoạn cọc tương ứng, gồm 24 đoạn cọc phụt vữa và 24 đoạn cọc không phụt vữa. Bộ dữ liệu này được sử dụng để tính ngược tham số b và hiệu chỉnh quan hệ giữa b với cao trình nghiên cứu Z .

Nhóm kiểm chứng độc lập gồm 02 công trình Sông Đà Riverside và Sóng Việt, với 15 cặp đoạn cọc tương ứng, gồm 15 đoạn cọc phụt vữa và 15 đoạn cọc không

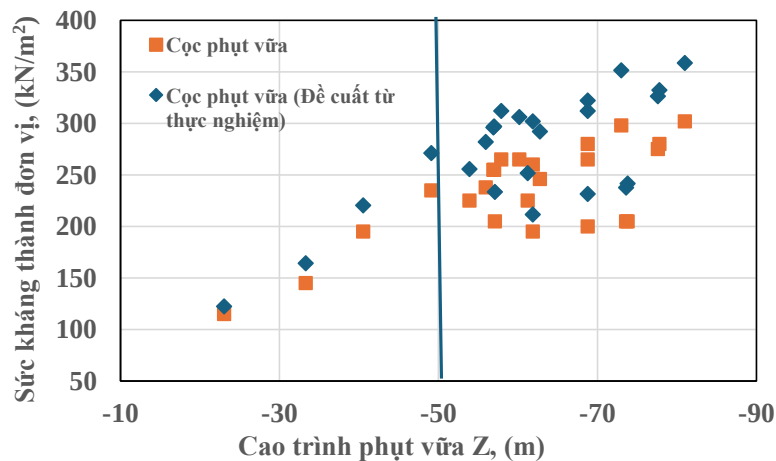
phụt vữa. Các số liệu này không tham gia quá trình xác lập quan hệ hiệu chỉnh $b-Z$, mà chỉ được sử dụng sau khi công thức đã được hiệu chỉnh để đánh giá khả năng dự báo của công thức đối với dữ liệu độc lập.



Hình 3.23. Đồ thị quan hệ giữa sức kháng thành đơn vị theo độ sâu của cọc trong nền đất cát

b. So sánh kết quả tính toán theo công thức đề xuất với số liệu thực tế

Trước khi hiệu chỉnh tham số b , công thức (3.2) được áp dụng với b xác định theo công thức (3.3), được thiết lập từ chương trình thí nghiệm của NCS. Giá trị sức kháng thành đơn vị của đoạn cọc phụt vữa tại các công trình thuộc bộ dữ liệu hiệu chỉnh được tính từ giá trị tương ứng của đoạn cọc không phụt vữa với hàm lượng $IR = 35 \text{ l/m}^2$. Kết quả so sánh được thể hiện trên Hình 3.24.



Hình 3.24. Biểu đồ quan hệ giữa giá trị sức kháng thành đơn vị của cọc xác định theo công thức đề xuất và kết quả phân tích số liệu các công trình nghiên cứu

Kết quả so sánh cho thấy giá trị sức kháng thành đơn vị tính theo công thức (3.2), với thông số b xác định bằng công thức (3.3), có chênh lệch lớn nhất khoảng +18,70 % thể hiện trên Hình 3.24 (theo dữ liệu được tính toán tại Bảng PL 2.12 tại phụ lục 2.5) so với số liệu thu được từ thí nghiệm thử tải kết hợp đo biến dạng dọc thân cọc tại hiện trường. Mặc dù công thức (3.3) phản ánh được xu hướng gia tăng sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa, mức sai lệch trên cho thấy quan hệ $b-Z$ được thiết lập từ các cọc thí nghiệm ngắn chưa phản ánh đầy đủ sự biến thiên của tham số b trong phạm vi chiều sâu của các công trình thực tế. Vì vậy, tham số b được tiếp tục hiệu chỉnh bằng bộ dữ liệu thực tế nhằm nâng cao độ chính xác và mở rộng phạm vi cao trình áp dụng của công thức.

Các công trình thuộc bộ dữ liệu hiệu chỉnh không được sử dụng trong quá trình thiết lập công thức (3.3) ban đầu. Tuy vậy, kết quả tính toán trước hiệu chỉnh vẫn có ý nghĩa trong việc đánh giá khả năng áp dụng ban đầu của dạng quan hệ đề xuất đối với số liệu công trình thực tế, đồng thời chỉ ra sự cần thiết phải hiệu chỉnh tham số b theo phạm vi chiều sâu lớn hơn.

c. Hiệu chỉnh tham số b từ dữ liệu thực tế

Quan hệ ban đầu giữa tham số b và cao trình Z theo công thức (3.3) được thiết lập từ chương trình thí nghiệm của NCS trên các cọc có chiều dài $L=3,0$ m. Do phạm vi cao trình khảo sát còn hạn chế, giá trị b xác định từ chương trình thí nghiệm chỉ biến thiên trong khoảng hẹp từ 0,01649 đến 0,01661. Vì vậy, để xét đến phạm vi cao trình lớn hơn và nâng cao khả năng dự báo của công thức đối với các cọc thực tế, tham số b được hiệu chỉnh trên cơ sở bộ dữ liệu của 08 công trình thuộc nhóm hiệu chỉnh.

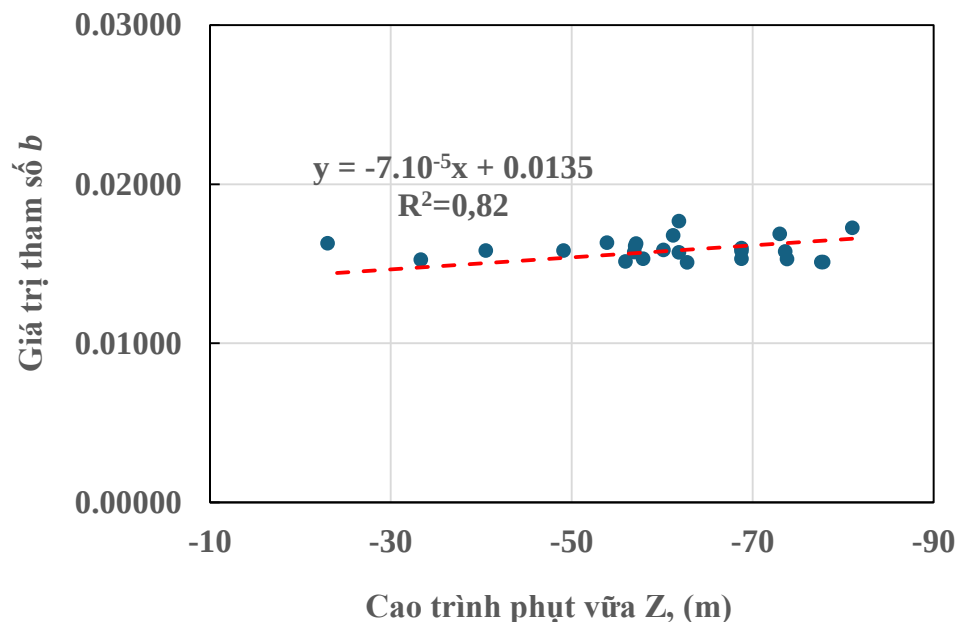
Bộ dữ liệu hiệu chỉnh gồm 24 cặp đoạn cọc tương ứng, trong đó mỗi cặp gồm một đoạn cọc không phụt vữa và một đoạn cọc phụt vữa làm việc trong điều kiện nền cát tương ứng. Tất cả các đoạn cọc phụt vữa trong bộ dữ liệu này sử dụng hàm lượng vữa $IR = 35 \text{ l/m}^2$.

Đối với từng cặp đoạn cọc, tham số b được tính ngược từ sức kháng thành đơn vị của đoạn cọc không phụt vữa f_0 và sức kháng thành đơn vị của đoạn cọc phụt vữa f_{35} theo công thức:

$$b = \ln(f_{35}/f_0)/35 \quad (3.4)$$

Trong đó: f_{35} là sức kháng thành đơn vị của đoạn cọc phụt vữa với $IR = 35 \text{ l/m}^2$; f_0 là giá trị sức kháng thành đơn vị của đoạn cọc không phụt vữa tương ứng; b là tham số đặc trưng cho mức độ gia tăng sức kháng thành do phụt vữa tại cao trình nghiên cứu.

Kết quả tính toán từ bộ dữ liệu hiệu chỉnh thể hiện trên Hình 3.25 cho thấy tham số b biến thiên trong khoảng từ 0,01510 đến 0,01769, rộng hơn so với khoảng 0,01649–0,01661 xác định từ chương trình thí nghiệm của NCS. Sự khác biệt này cho thấy hạn chế của việc xác lập quan hệ $b - Z$ chỉ từ các cọc thí nghiệm ngắn, đồng thời cho thấy sự cần thiết của việc hiệu chỉnh tham số b bằng dữ liệu công trình thực tế có phạm vi cao trình lớn hơn.



Hình 3.25. Biểu đồ quan hệ giữa thông số b và cao trình nghiên cứu của cọc

Kết quả trên Hình 3.25 cho thấy tham số b có xu hướng biến thiên theo cao trình nghiên cứu Z . Trong phạm vi bộ dữ liệu khảo sát, xu hướng biến thiên của b theo Z có thể được xấp xỉ bằng quan hệ tuyến tính. Việc lựa chọn dạng tuyến tính nhằm bảo đảm quan hệ có số lượng tham số hạn chế, thuận tiện trong ứng dụng và phản ánh được xu hướng biến thiên của dữ liệu trong miền khảo sát. Hệ số xác định R^2 được sử dụng để đánh giá mức độ phù hợp của quan hệ sau khi lựa chọn dạng hàm, không được xem là căn cứ duy nhất để lựa chọn dạng hàm.

Trên cơ sở hồi quy bộ dữ liệu hiệu chỉnh, quan hệ giữa tham số b và cao trình Z được xác định:

$$b = -4.10^{-5}Z + 0,0135 \quad (3.5)$$

với hệ số xác định $R^2 = 0,82$

So với công thức (3.3) được thiết lập từ chương trình thí nghiệm ban đầu, công thức (3.5) được xác định trên cơ sở dữ liệu có phạm vi cao trình lớn hơn và phản ánh phù hợp hơn xu hướng biến thiên của tham số b trong bộ dữ liệu công trình thực tế. Công thức (3.5) sau khi hiệu chỉnh được giữ nguyên và tiếp tục kiểm chứng bằng bộ dữ liệu độc lập không tham gia quá trình xác lập quan hệ $b - Z$.

d. Kiểm chứng độc lập công thức sau hiệu chỉnh

Để đánh giá khả năng dự báo của công thức sau hiệu chỉnh và hạn chế ảnh hưởng của việc sử dụng cùng một bộ dữ liệu cho cả hiệu chỉnh và đánh giá, NCS sử dụng bộ dữ liệu kiểm chứng độc lập gồm 15 cặp đoạn cọc thuộc 02 công trình Sông Đà Riverside và Sóng Việt. Bộ dữ liệu này không tham gia vào quá trình tính toán hồi quy và xác lập quan hệ $b - Z$ theo công thức (3.5).

Đối với từng đoạn cọc thuộc bộ dữ liệu kiểm chứng, tham số b được xác định từ cao trình Z theo công thức (3.5):

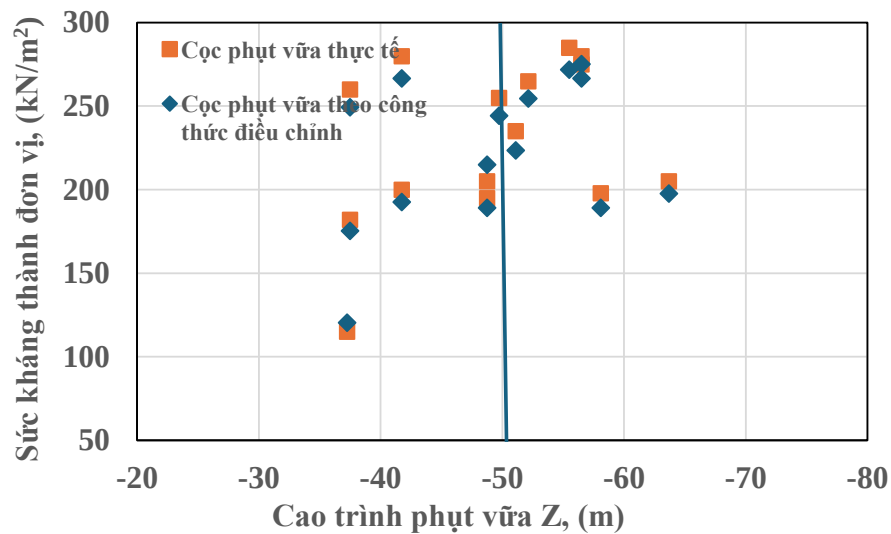
$$b = -4.10^{-5}.Z + 0,0135 \quad (3.5)$$

Khi cao trình phụt vừa sâu hơn -50 m, lấy $Z = -50$ m để tính toán, do kết quả phân tích dữ liệu thực tế trên Hình 3.23 cho thấy sức kháng thành đơn vị có xu hướng thay đổi không đáng kể khi cao trình nghiên cứu sâu hơn khoảng -50 m.

Sau đó, sức kháng thành đơn vị của đoạn cọc phụt vừa được dự báo từ sức kháng thành đơn vị của đoạn cọc không phụt vừa tương ứng theo công thức (3.2):

$$f_{IR} = f_0 \cdot e^{b \cdot IR} \quad (3.2)$$

Kết quả tính toán được so sánh với sức kháng thành đơn vị xác định từ số liệu thử tải kết hợp đo biến dạng dọc thân cọc tại hai công trình kiểm chứng và được thể hiện trên Hình 3.26.



Hình 3.26. Biểu đồ quan hệ giữa giá trị sức kháng thành đơn vị của cọc xác định theo công thức điều chỉnh và kết quả phân tích số liệu tại các công trình thực tế.

Kết quả kiểm chứng cho thấy sai số lớn nhất theo trị tuyệt đối giữa giá trị sức kháng thành đơn vị dự báo theo công thức sau hiệu chỉnh và giá trị xác định từ số liệu thực tế là 4,83 %. Kết quả này cho thấy công thức sau hiệu chỉnh có khả năng phản ánh khá phù hợp sự gia tăng sức kháng thành đơn vị của các đoạn cọc phụt vữa đối với bộ dữ liệu kiểm chứng độc lập

Như vậy, quá trình thiết lập, hiệu chỉnh và kiểm chứng công thức được thực hiện trên các bộ dữ liệu có vai trò khác nhau. Chương trình thí nghiệm của NCS được sử dụng để xác lập dạng quan hệ giữa f_{IR} , f_0 và IR ; 24 cặp đoạn cọc thuộc 08 công trình thực tế được sử dụng để hiệu chỉnh quan hệ giữa tham số b và cao trình Z ; và 15 cặp đoạn cọc thuộc 02 công trình còn lại được sử dụng để kiểm chứng độc lập công thức sau hiệu chỉnh. Việc phân tách dữ liệu theo trình tự này góp phần hạn chế ảnh hưởng của quá trình hiệu chỉnh đến kết quả kiểm chứng và làm rõ khả năng dự báo của công thức đối với dữ liệu không tham gia hiệu chỉnh.

Tuy nhiên, các dữ liệu thực tế sử dụng trong bước hiệu chỉnh và kiểm chứng đều thuộc các đoạn cọc làm việc trong nền cát và sử dụng hàm lượng vữa $IR = 35 \text{ l/m}^2$. Vì vậy, kết quả kiểm chứng bằng dữ liệu công trình thực tế chủ yếu xác nhận khả năng dự báo của công thức sau hiệu chỉnh tại mức $IR = 35 \text{ l/m}^2$ và trong phạm vi bộ dữ liệu

nền cát đã khảo sát. Khả năng mô tả ảnh hưởng của sự thay đổi hàm lượng vữa IR được xác lập từ chương trình thí nghiệm của NCS với các mức $IR = 0; 20; 35 \text{ l/m}^2$.

Do đó, công thức được khuyến nghị sử dụng trong phạm vi $IR \leq 35 \text{ l/m}^2$, đối với nền cát mịn, trạng thái rời và điều kiện công nghệ tương tự phạm vi nghiên cứu. Khi áp dụng ngoài miền dữ liệu đã kiểm chứng, đặc biệt đối với điều kiện địa chất, cấp phối vữa hoặc quy trình thi công khác, cần có số liệu thử tải kết hợp đo biến dạng dọc thân cọc để kiểm chứng và hiệu chỉnh bổ sung.

3.5 Kết luận chương 3

Chương 3 đã trình bày quá trình xây dựng mô hình thí nghiệm hiện trường nhằm nghiên cứu ảnh hưởng của công nghệ phụt vữa dọc thân cọc đến khả năng chịu tải của cọc khoan nhồi trong nền cát mịn, trạng thái rời. Từ công tác khảo sát địa chất, thiết kế cọc thí nghiệm, thi công cọc, phụt vữa, xây dựng hệ thống thử tải đến bố trí các thiết bị đo biến dạng dọc thân cọc đều được thực hiện theo các tiêu chuẩn hiện hành, bảo đảm độ tin cậy của số liệu thí nghiệm.

Thông qua chương trình thí nghiệm nén tĩnh kết hợp đo biến dạng dọc thân cọc bằng strain gauge, luận án đã xác định được quan hệ giữa tải trọng – chuyển vị đầu cọc, lực dọc và sức kháng thành đơn vị của các đoạn cọc. Đây là cơ sở để làm rõ cơ chế gia tăng sức chịu tải của cọc khoan nhồi khi áp dụng công nghệ phụt vữa dọc thân cọc.

Từ kết quả nghiên cứu, có thể rút ra một số kết luận chính như sau:

- Kết quả thí nghiệm cho thấy phụt vữa dọc thân làm gia tăng đáng kể sức chịu tải và sức kháng thành đơn vị của cọc. Trong phạm vi các mức $IR = 0; 20; 35; 50 \text{ l/m}^2$ được khảo sát, sức chịu tải tăng rõ rệt khi IR tăng đến 35 l/m^2 . Khi tiếp tục tăng từ 35 lên 50 l/m^2 , mức gia tăng sức chịu tải trên một đơn vị hàm lượng vữa giảm từ khoảng 1,53 xuống 0,41 $\text{kN}/(\text{l/m}^2)$, đồng thời hệ số gia tăng sức kháng thành chỉ tăng từ 2,04 lên 2,14 lần. Vì vậy, đối với điều kiện nền cát mịn, trạng thái rời trong phạm vi nghiên cứu, $IR = 35 \text{ l/m}^2$ được xác định là mức hàm lượng vữa hiệu quả về phương diện gia tăng sức chịu tải và sức kháng thành.

- Trên cơ sở kết quả thí nghiệm hiện trường, luận án đã thiết lập quan hệ thực nghiệm giữa sức kháng thành đơn vị của đoạn cọc phụt vữa f_{IR} , sức kháng thành đơn vị của đoạn cọc không phụt vữa tương ứng f_0 và hàm lượng vữa phụt IR theo dạng:

$$f_{IR} = f_0 \cdot e^{b \cdot IR}$$

Trong đó, chương trình thí nghiệm của NCS với các mức $IR = 0; 20; 35 \text{ l/m}^2$ được sử dụng để xác lập dạng quan hệ ban đầu giữa f_{IR} , f_0 và IR . Để khắc phục hạn chế về số lượng, chiều dài và phạm vi cao trình của các cọc thí nghiệm, luận án sử dụng bổ sung số liệu thử tải kết hợp đo biến dạng dọc thân của các cọc tại 10 công trình thực tế để hiệu chỉnh và kiểm chứng tham số b theo cao trình Z .

- Bộ dữ liệu công trình thực tế gồm 39 cặp đoạn cọc tương ứng, trong đó 24 cặp đoạn thuộc 08 công trình được sử dụng để hiệu chỉnh quan hệ giữa tham số b và cao trình Z :

$$b = -4.10^{-5} \cdot Z + 0,0135$$

và 15 cặp đoạn thuộc 02 công trình còn lại được sử dụng để kiểm chứng độc lập công thức sau hiệu chỉnh. Kết quả kiểm chứng cho thấy sai số lớn nhất theo trị tuyệt đối giữa sức kháng thành đơn vị dự báo và số liệu thực tế là 4,83 %, cho thấy công thức phản ánh khá phù hợp sự gia tăng sức kháng thành đơn vị của các đoạn cọc phụt vữa trong phạm vi bộ dữ liệu nền cát đã khảo sát. Khi cao trình nghiên cứu sâu hơn -50 m , lấy $Z = -50 \text{ m}$ để tính toán.

- Do dữ liệu của 10 công trình thực tế sử dụng trong bước hiệu chỉnh và kiểm chứng đều có $IR = 35 \text{ l/m}^2$, kết quả kiểm chứng bằng dữ liệu công trình thực tế chủ yếu xác nhận khả năng dự báo của công thức sau hiệu chỉnh tại mức $IR = 35 \text{ l/m}^2$. Khả năng mô tả ảnh hưởng của sự thay đổi hàm lượng vữa được xác lập từ chương trình thí nghiệm của NCS. Vì vậy, công thức được khuyến nghị sử dụng trong phạm vi $IR \leq 35 \text{ l/m}^2$, nền cát mịn trạng thái rời và điều kiện công nghệ tương tự phạm vi nghiên cứu; khi áp dụng ngoài phạm vi này cần có số liệu hiện trường để kiểm chứng và hiệu chỉnh bổ sung.

- Bên cạnh hàm lượng vữa phụt IR và cao trình làm việc của đoạn cọc, mức độ gia tăng sức chịu tải còn có thể chịu ảnh hưởng của các yếu tố như đặc trưng cơ lý và

trạng thái đất nền, áp lực phụt, cấp phối vữa, chiều dài và vị trí đoạn phụt, số lượng và bố trí đầu phụt, hình học cọc, điều kiện tiếp xúc cọc–đất và điều kiện thi công. Trong phạm vi luận án, một số yếu tố được giữ ổn định nhằm tập trung đánh giá ảnh hưởng của *IR* và sự thay đổi sức kháng thành theo cao trình. Vì vậy, ảnh hưởng riêng biệt và tương tác giữa các yếu tố còn lại chưa được tách riêng và cần tiếp tục nghiên cứu trong các công trình thực tế có điều kiện địa chất và công nghệ đa dạng hơn.

CHƯƠNG 4. MÔ PHỎNG THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH CỌC VÀ ĐỀ XUẤT GIẢI PHÁP ĐƯỜNG KÍNH QUY ĐỔI MÔ PHỎNG CỌC KHOAN NHỒI PHỤT VỮA DỌC THÂN CỌC

4.1 Mục tiêu và phạm vi mô phỏng

Kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc tại hiện trường cho thấy phụt vữa dọc thân cọc làm tăng rõ rệt sức kháng thành giữa cọc và đất, từ đó làm tăng sức chịu tải dọc trục của cọc khoảng 1,31 đến 1,78 lần tùy theo hàm lượng vữa. Trong nghiên cứu mô phỏng bằng phương pháp số, NCS lựa chọn thể hiện sự gia tăng ma sát giữa cọc – đất thông qua việc tăng diện tích tiếp xúc và hệ số tiếp xúc (R_{inter}). Để mô tả sự gia tăng diện tích tiếp xúc tại các đoạn cọc phụt vữa, NCS đề xuất sử dụng đại lượng đường kính quy đổi (D_{qd}).

4.2 Mô phỏng thí nghiệm nén tĩnh cọc thí nghiệm bằng phương pháp phần tử hữu hạn.

4.2.1 Xây dựng mô hình cọc và nền

Để mô phỏng ứng xử của cọc khoan nhồi trong điều kiện thí nghiệm nén tĩnh, nền đất được NCS lựa chọn mô hình đàn hồi dẻo Mohr–Coulomb (MC), còn vật liệu cọc sử dụng vật liệu đàn hồi tuyến tính đẳng hướng.

Việc lựa chọn mô hình MC cho đất trong nghiên cứu do có số lượng tham số phù hợp, tương thích với lượng dữ liệu về nền đất thu được từ kết quả khảo sát địa chất của NCS để dự báo sức chịu tải cực hạn của cọc. Ngoài ra, mô hình MC thể hiện được tính chất phi tuyến của quan hệ tải trọng – độ lún cọc.

Nền đất khu vực thí nghiệm là cát mịn, trạng thái rời; kết quả SPT cho thấy N_{SPT} biến đổi từ 2 đến 7 và có xu hướng tăng theo chiều sâu. Tuy nhiên, trong phạm vi chiều dài cọc thí nghiệm $L = 3,0$ m, nền đất không được phân chia thành các lớp địa chất khác biệt rõ rệt mà vẫn thuộc cùng một lớp cát mịn. Vì vậy, trong mô hình số, nền đất được đơn giản hóa thành một lớp đất tương đương, sử dụng bộ thông số trung bình đại diện tương ứng với $N_{SPT} = 4$.

Cách mô hình hóa này nhằm hạn chế số lượng biến số và tập trung đánh giá ảnh hưởng của hàm lượng vữa phụt IR , là biến nghiên cứu chính. Bộ thông số nền tương đương được giữ thống nhất trong quá trình mô phỏng và được hiệu chỉnh thông qua kết quả thí nghiệm nén tĩnh của cọc đối chứng BPG0, chủ yếu thông qua hệ số tiếp xúc R_{inter} . Do đó, mô hình một lớp đất tương đương được sử dụng để mô phỏng ứng xử tổng thể của hệ cọc–đất, không nhằm phản ánh chi tiết sự biến thiên cục bộ của tính chất đất theo chiều sâu.

Các thí nghiệm nén tĩnh đã thực hiện với các cấp tải trọng nén có giá trị rất bé, sức chịu tải theo vật liệu của cọc, được tính toán chi tiết tại Phụ lục 2.3. Ngoài ra, kết quả đo biến dạng cọc cũng cho thấy cọc làm việc trong giai đoạn đàn hồi tuyến tính, do đó mô hình cọc là vật liệu đàn hồi tuyến tính hoàn toàn phù hợp.

4.2.2 Xác định thông số đầu vào của đất nền và cọc

Các thông số cơ bản của đất cát mịn với ứng xử thoát nước (Draind) gồm dung trọng tự nhiên γ_{unsat} , dung trọng bão hòa γ_{sat} , mô đun biến dạng E , hệ số Poisson ν góc sát trong hữu hiệu φ' , lực dính hữu hiệu c' , góc giãn nở ψ và hệ số tương tác R_{inter} . Các thông số này được lựa chọn từ kết quả thí nghiệm trong phòng, kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT và được sử dụng thống nhất trong quá trình mô phỏng số, cụ thể:

- Mô đun biến dạng (E) của đất nền được lựa chọn dựa trên tương quan thực nghiệm với chỉ số xuyên tiêu chuẩn SPT theo các tài liệu [22], [24], [27], [47], [66]. Do các tương quan giữa E và SPT N có độ phân tán lớn [1], [19], [55] và phụ thuộc vào điều kiện thí nghiệm cũng như trạng thái ứng suất của đất, giá trị E trong nghiên cứu này được lựa chọn theo quan hệ:

$$E = 4,5.N \quad ; (Mpa) \quad (4.1)$$

Với giá trị đại diện $N_{SPT} = 4$, mô đun biến dạng của lớp đất tương đương được xác định theo công thức (4.1), thu được $E = 18\,000 \text{ kN/m}^2$. Giá trị này được sử dụng như thông số trung bình đại diện cho nền cát mịn, trạng thái rời trong phạm vi mô hình thí nghiệm.

- Hệ số Poisson ν được xác định thông qua hệ số áp lực ngang ở trạng thái nghỉ:

$$v = K_0/(1+K_0) \quad (4.2)$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'$$

trong đó, K_0 là hệ số áp lực ngang của đất ở trạng thái nghỉ, Giá trị tính được v xấp xỉ 0,25 nằm trong khoảng khuyến nghị sử dụng cho đất rời khi khai báo trong phần mềm Plaxis.

- Chỉ tiêu cơ lý của đất γ_{unsat} , γ_{sat} được xác định từ kết quả khảo sát địa chất và thí nghiệm mẫu đất (Phụ lục 1). Do nền đất nghiên cứu là nền cát, c' được xem là không đáng kể, lấy bằng 0. Góc ma sát φ' xác định theo TCVN9351:2012 [3], cụ thể:

$$\varphi' = 20 + \sqrt{12 \cdot N} \quad (4.3)$$

- Theo Plaxis Manual [25], Góc giãn nở ψ được xác định dựa vào φ' theo tương quan sau:

$$\psi = \varphi' - 30 \quad (4.4)$$

$$\text{lấy } \psi = 0 \text{ khi } \varphi' < 30^\circ$$

- Hệ số tiếp xúc R_{inter} : Trong Plaxis 3D, tương tác giữa kết cấu và đất nền được mô phỏng thông qua phần tử tiếp xúc (interface). Cường độ của phần tử tiếp xúc được xác định trên cơ sở cường độ của đất nền và hệ số giảm cường độ R_{inter} . Theo Plaxis Manual [25], giá trị $R_{\text{inter}} < 1,0$ được sử dụng khi cường độ tại mặt tiếp xúc đất–kết cấu thấp hơn cường độ của đất nền; trong khi $R_{\text{inter}} = 1,0$ tương ứng với trường hợp không xét sự suy giảm cường độ tại mặt tiếp xúc.

- Đối với cọc khoan nhồi không phụt vữa, quá trình khoan tạo lỗ, sử dụng dung dịch giữ thành và thi công bê tông có thể làm thay đổi trạng thái đất tại bề mặt tiếp xúc cọc–đất. Vì vậy, trong nghiên cứu này R_{inter} được khảo sát trong khoảng 0,6–0,8 theo phạm vi tham khảo từ Plaxis Manual [25]. Giá trị phù hợp cho điều kiện nghiên cứu không được giả định trước mà được xác định thông qua quá trình hiệu chỉnh mô hình cọc đối chứng BPG0, bằng cách so sánh đường cong tải trọng–độ lún P–S giữa mô phỏng và thí nghiệm hiện trường, trong khi các thông số cơ học khác của đất và cọc được giữ cố định.

Bảng 4.1 Thông số đầu vào của mô hình đất nền và vật liệu cọc BPG0

Thông số	Đơn vị	Đất nền	Cọc BTCT
Mô hình ứng xử		MC	Linear Elastic
Loại thoát nước		Drained	Non – porous
Dung trọng tự nhiên γ_{unsat}	kN/m ³	20,2	-
Dung trọng bão hòa γ_{sat}	kN/m ³	20,7	-
Mô đun hồi E	kN/m ²	18000	$29,3 \cdot 10^6$
Hệ số Poisson ν	-	0,25	0,2
Lực dính hữu hiệu c'	kN/m ²	0	-
Góc ma sát trong hữu hiệu φ'	độ	26,93	-
Góc giãn nở ψ	độ	0	-
Hệ số tiếp xúc R_{inter}	-	0,60 ÷ 0,80	-

Đối với cọc bê tông cốt thép, việc xác định thông số mô đun đàn hồi của cọc là dựa vào các thông số của vật liệu bê tông và cốt thép cấu tạo cọc, đồng thời dựa vào diện tích bê tông và cốt thép theo diện tích tiết diện cọc và được xác định theo Sinha (2006) [49], chi tiết tính toán trong Bảng PL 3.3 tại Phụ lục 3. Thông số vật liệu đầu vào của mô hình đất nền và cọc BPG0 được tổng hợp trong Bảng 4.1.

4.2.3 Điều kiện biên, lưới phần tử và các pha tính toán

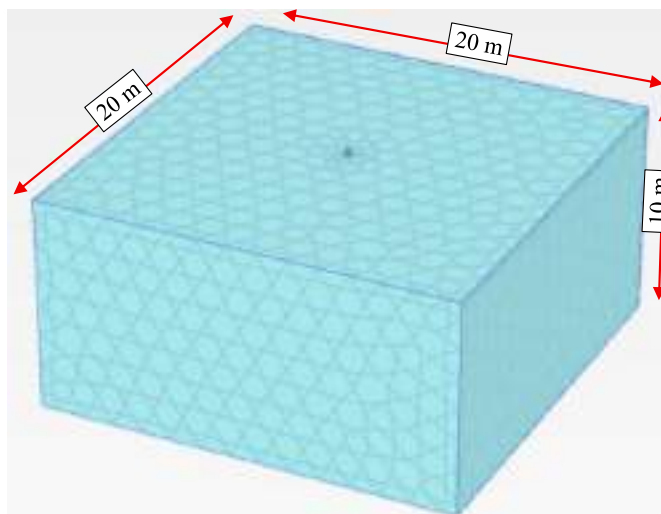
Nhằm đảm bảo mô hình phản ánh đúng điều kiện thực tế, đồng thời duy trì hiệu quả tính toán, mô hình nền trong Plaxis 3D được thiết lập với kích thước khối đất $20\text{m} \times 20\text{m} \times 10\text{m}$ được chọn (Hình 4.1), đảm bảo lớn hơn 10 lần đường kính cọc trên mặt bằng và đáy của mô hình lớn hơn 3 lần đường kính cọc [8],[25]. Kích thước này được xác định thông qua khảo sát ảnh hưởng của mô hình với các biên lớn hơn ($25\text{m} \times 25\text{m} \times 10\text{m}$ và $30\text{m} \times 30\text{m} \times 10\text{m}$). Kết quả cho thấy sai lệch về chuyển vị và ứng suất là không đáng kể ($< 5\%$), trong khi thời gian tính toán giảm rõ rệt. Cọc khoan nhồi được bố trí tại vị trí trung tâm của khối mô hình nhằm đảm bảo tính đối xứng và phân bố đều trong trường ứng suất.

Quá trình chất tải được mô phỏng bằng cách đặt tải trọng nén tĩnh tại đầu cọc, tương ứng với từng cấp tải thí nghiệm hiện trường. Mỗi cấp tải được thực hiện thông qua các pha tính toán tuần tự trong Plaxis 3D.

Lưới phần tử được thiết lập với mật độ cao (lưới mịn) tại vùng gần cọc, đặc biệt là khu vực tiếp xúc giữa cọc và đất nền, nơi có sự thay đổi lớn về ứng suất và biến dạng. Trong khi đó, các vùng đất xa hơn được chia lưới thô hơn (lưới trung trình) nhằm giảm thiểu thời gian tính toán nhưng vẫn đảm bảo tính chính xác.

Quá trình tính toán được thực hiện qua ba giai đoạn chính:

- Giai đoạn 1 – Xác lập ứng suất ban đầu để thiết lập trạng thái ứng suất tự nhiên của nền trước thi công.
- Giai đoạn 2 – Mô phỏng thi công cọc: kích hoạt phần tử thể tích đại diện cho cọc trong nền đất. Trong nghiên cứu này, ảnh hưởng tức thời của quá trình khoan tạo lỗ và đổ bê tông đến ứng suất dư quanh cọc chưa được xét đến; mô hình tập trung vào giai đoạn làm việc của cọc sau thi công.
- Giai đoạn 3 – Gia tải nén tĩnh: tải trọng thẳng đứng được đặt tại đầu cọc theo đúng các cấp tải của thí nghiệm hiện trường. Mỗi cấp tải được thực hiện qua một pha tính toán riêng biệt xác định độ lún tương ứng, từ đó xây dựng đường cong (P-S) trong mô phỏng. Bảng PL 3.1 tại Phụ lục 3 trình bày các số liệu các cấp gia tải của các cọc thí nghiệm khi mô phỏng.



Hình 4.1. Mô hình cọc và nền trong phần mềm Plaxis 3D.

4.2.4 Chỉ tiêu đánh giá độ phù hợp giữa mô phỏng và thí nghiệm

Để đánh giá mức độ phù hợp giữa đường cong tải trọng–độ lún P – S thu được từ mô phỏng số và thí nghiệm hiện trường, nghiên cứu sử dụng hệ số xác định R^2 và sai số tuyệt đối trung bình MAE (Mean Absolute Error). Hai chỉ tiêu được sử dụng với mục đích khác nhau trong quá trình xây dựng và kiểm chứng mô hình.

Hệ số xác định R^2 được sử dụng làm chỉ tiêu chính trong quá trình hiệu chỉnh và lựa chọn các tham số của mô hình, nhằm đánh giá mức độ phù hợp tổng thể giữa đường cong P–S mô phỏng và thực nghiệm. R^2 được xác định theo công thức:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (S_{TN,i} - S_{MP,i})^2}{\sum_{i=1}^n (S_{TN,i} - \bar{S}_{TN})^2}$$

trong đó: $S_{TN,i}$ là độ lún đầu cọc xác định từ thí nghiệm tại cấp tải thứ i ; $S_{MP,i}$ là độ lún đầu cọc xác định từ mô phỏng tại cấp tải tương ứng; $\bar{S}_{TN}$ là giá trị trung bình của độ lún thí nghiệm; n là số điểm dữ liệu.

Bên cạnh R^2 , nghiên cứu bổ sung chỉ tiêu MAE nhằm lượng hóa trực tiếp độ lệch tuyệt đối trung bình giữa độ lún mô phỏng và thí nghiệm:

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |S_{TN,i} - S_{MP,i}|$$

MAE có đơn vị mm; giá trị MAE càng nhỏ thể hiện độ lệch trung bình giữa kết quả mô phỏng và thí nghiệm càng thấp.

Trong nghiên cứu này, R^2 được sử dụng thống nhất để hiệu chỉnh và lựa chọn R_{inter} , $D_{qđ}$. Sau khi xác định được bộ tham số phù hợp, MAE được tính bổ sung cho mô hình cuối cùng nhằm đánh giá độ lớn của sai lệch tuyệt đối giữa mô phỏng và thí nghiệm. Trong bước kiểm chứng tại các công trình thực tế, R^2 và MAE được sử dụng đồng thời nhằm đánh giá mô hình cả về mức độ phù hợp tổng thể của đường cong P–S và độ lớn sai lệch của kết quả mô phỏng.

4.3 Mô phỏng và hiệu chỉnh hệ số tiếp xúc của cọc không phụt vữa (BPG0)

Mô hình cọc không phụt vữa BPG0 được sử dụng làm mô hình cơ sở để hiệu

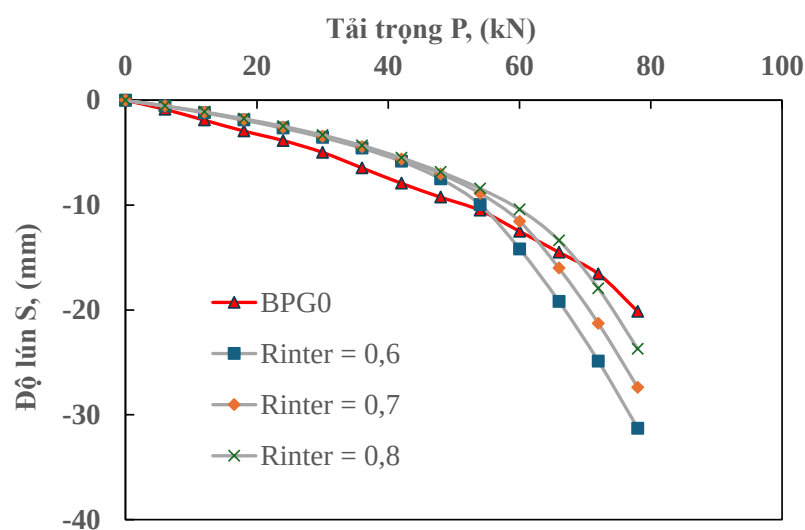
chỉnh điều kiện tương tác cọc–đất trước khi xét ảnh hưởng của phụt vữa. Trên cơ sở phạm vi $R_{inter} = 0,6–0,8$ đã lựa chọn tại Mục 4.2.2, ba trường hợp $R_{inter} = 0,6; 0,7; 0,8$ lần lượt được phân tích trong Plaxis 3D. Trong quá trình này, các thông số khác của đất và cọc như E , ϕ' , c' , γ , ν và các thông số vật liệu cọc được giữ cố định. Do đó, sự thay đổi kết quả mô phỏng giữa ba trường hợp chủ yếu phản ánh ảnh hưởng của điều kiện tiếp xúc cọc–đất.

Giá trị R_{inter} phù hợp được xác định thông qua so sánh toàn bộ đường cong P–S mô phỏng với kết quả thí nghiệm BPG0. Kết quả cho thấy khi R_{inter} tăng từ 0,6 lên 0,8, hệ số xác định R^2 tăng tương ứng từ 0,53 lên 0,91 (Bảng 4.2). Trong ba giá trị khảo sát, $R_{inter} = 0,8$ cho mức độ phù hợp cao nhất và được lựa chọn làm giá trị tham chiếu của mô hình cọc không phụt vữa trong các bước phân tích tiếp theo.

Bảng 4.2. Ảnh hưởng của việc thay đổi hệ số tiếp xúc R_{inter} đến độ trùng khớp giữa kết quả mô phỏng và thí nghiệm cọc BPG0

Hệ số tiếp xúc R_{inter}	0,6	0,7	0,8
Hệ số xác định R^2	0,53	0,80	0,91

Hình 4.2 thể hiện trực quan sự trùng khớp của các đường cong P–S giữa mô phỏng và thí nghiệm tại các giá trị R_{inter} khác nhau, trong đó khi giá trị $R_{inter} = 0,8$ thì đường cong P–S thu được từ 2 phương pháp khác nhau gần như trùng khớp.



Hình 4.2. So sánh giữa kết quả mô phỏng và thí nghiệm cọc BPG0 khi thay đổi hệ số tiếp xúc R_{inter} từ 0,6 đến 0,8

Trên cơ sở kết quả trên, $R_{\text{inter}} = 0,8$ được lựa chọn cho mô hình cọc không phụt vữa BPG0. Chỉ tiêu MAE được tính bổ sung đối với mô hình cuối cùng sau hiệu chỉnh và được tổng hợp cùng với các cọc phụt vữa tại Mục 4.4.3.

4.4 Mô phỏng cọc khoan nhồi phụt vữa BPG20; BPG35 và BPG50

4.4.1 Cơ sở và nguyên lý mô hình hóa tương đương cọc phụt vữa

Đối với cọc khoan nhồi có phụt vữa dọc thân, vữa được đưa vào vùng tiếp xúc cọc–đất dưới áp lực, làm thay đổi trạng thái của đất và điều kiện tương tác tại khu vực xung quanh thân cọc. Vữa có thể xâm nhập vào lỗ rỗng, lấp đầy các khuyết tật tại mặt tiếp xúc và sau khi đông cứng hình thành vùng đất–vữa có đặc tính khác so với trạng thái ban đầu. Về mặt cơ học, các tác động này làm cải thiện điều kiện truyền tải giữa cọc và đất, mở rộng phạm vi đất tham gia chịu tải và tăng khả năng huy động sức kháng thành. Kết quả thí nghiệm hiện trường trình bày tại Chương 3 cũng cho thấy sức kháng thành đơn vị và sức chịu tải của cọc tăng rõ rệt sau khi phụt vữa dọc thân. Cơ sở vật lý và nguyên lý mô hình hóa tương đương cọc khoan nhồi phụt vữa dọc thân trong phân tích số được minh họa trên Hình 4.3.

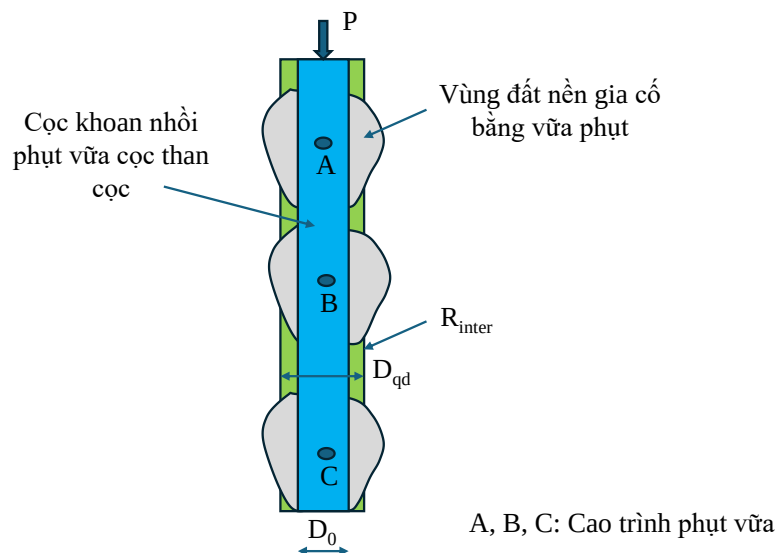
Việc mô phỏng trực tiếp quá trình bơm, lan truyền và đông cứng của vữa trong môi trường đất là bài toán phức tạp, đòi hỏi xác định đồng thời các đặc trưng của vữa, quá trình thâm–lan truyền và sự thay đổi tính chất cơ học của vùng đất–vữa sau phụt. Trong phạm vi nghiên cứu này, các đại lượng trên chưa được xác định trực tiếp từ thí nghiệm. Vì vậy, NCS sử dụng phương pháp mô hình hóa tương đương, trong đó ảnh hưởng tổng hợp của quá trình phụt vữa đến ứng xử cọc–đất được biểu diễn thông qua hai thành phần: (i) sự gia tăng phạm vi tương tác và truyền tải giữa cọc và đất, được biểu diễn bằng đường kính quy đổi D_{qd} ; và (ii) sự cải thiện điều kiện tiếp xúc tại mặt phân cách, được biểu diễn thông qua hệ số tiếp xúc R_{inter} .

Đối với thành phần thứ nhất, vùng đất chịu ảnh hưởng của phụt vữa xung quanh thân cọc được quy đổi thành vùng tương tác tương đương có đường kính D_{qd} lớn hơn đường kính ban đầu D_0 của cọc không phụt vữa. Trong mô hình, D_{qd} là tham số hình học tương đương nhằm phản ánh gián tiếp sự gia tăng phạm vi truyền tải và huy động

sức kháng thành của đoạn cọc sau phụt vữa. Do đó, D_{qd} không được hiểu là đường kính thực tế của cọc sau phụt vữa hoặc đường kính lan truyền thực tế của vữa trong đất. Giá trị D_{qd} được xác định thông qua quá trình hiệu chỉnh ngược từ kết quả thí nghiệm nén tĩnh, dựa trên mức độ phù hợp giữa đường cong tải trọng–độ lún P–S của mô hình số và kết quả thực nghiệm.

Đối với thành phần thứ hai, hệ số R_{inter} được sử dụng để mô tả điều kiện tương tác tại mặt tiếp xúc giữa vùng quy đổi và đất nền xung quanh. Đối với cọc không phụt vữa, giá trị R_{inter} được xác định từ mô hình cơ sở BPG0. Sau khi xác định D_{qd} của các cọc phụt vữa, R_{inter} được tiếp tục khảo sát và hiệu chỉnh nhằm phản ánh sự cải thiện điều kiện truyền ứng suất tại mặt tiếp xúc do tác động của phụt vữa.

Như vậy, phương pháp đề xuất không mô phỏng trực tiếp hình dạng và phạm vi lan truyền của vữa trong đất, mà quy đổi ảnh hưởng tổng hợp của phụt vữa thành sự thay đổi của hai tham số D_{qd} và R_{inter} . Hai tham số này có ý nghĩa khác nhau và được hiệu chỉnh tuần tự nhằm hạn chế việc thay đổi đồng thời nhiều tham số trong mô hình. Trình tự xác định D_{qd} và hiệu chỉnh R_{inter} cho các cọc BPG20, BPG35 và BPG50 được trình bày chi tiết tại các mục tiếp theo.



Hình 4.3 Cơ sở vật lý của mô hình cọc khoan nhồi phụt vữa dọc thân cọc trong phân tích số

4.4.2 Xác định đường kính quy đổi (D_{qd}) của các cọc phụt vữa

Trong mô hình tương đương được đề xuất, D_{qd} và R_{inter} là hai tham số hiệu chỉnh có ý nghĩa vật lý khác nhau. Trong đó, D_{qd} phản ánh mức độ mở rộng vùng đất-vữa tham gia truyền tải trọng xung quanh thân cọc sau phụt vữa, làm gia tăng diện tích tiếp xúc tương đương giữa cọc và đất nền. Trong khi đó, R_{inter} phản ánh mức độ cải thiện điều kiện tiếp xúc tại mặt phân cách cọc – đất sau phụt vữa.

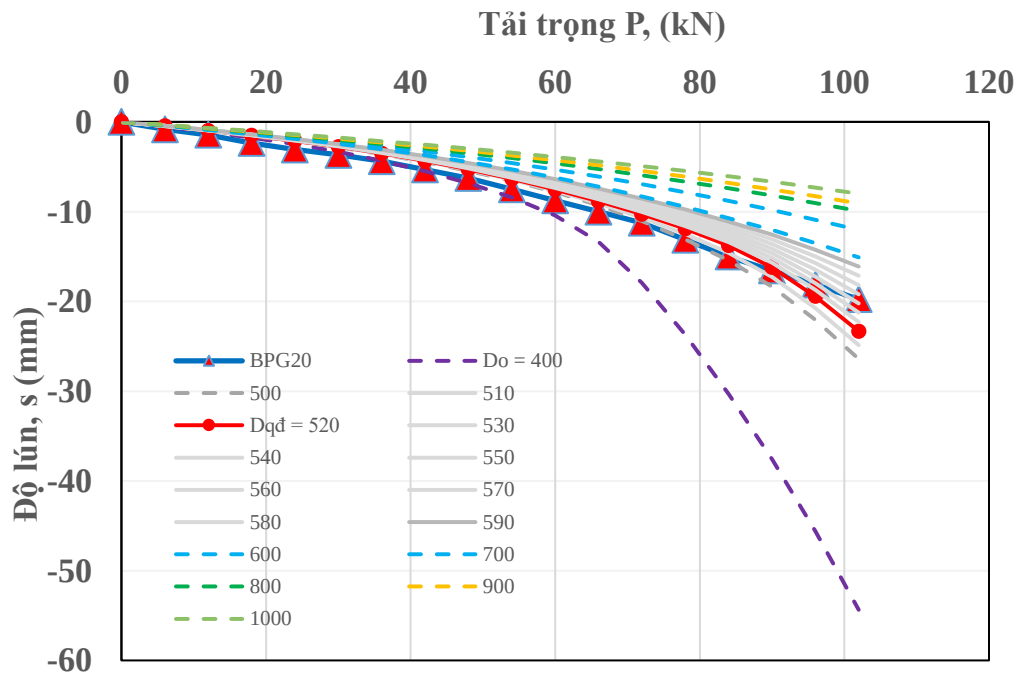
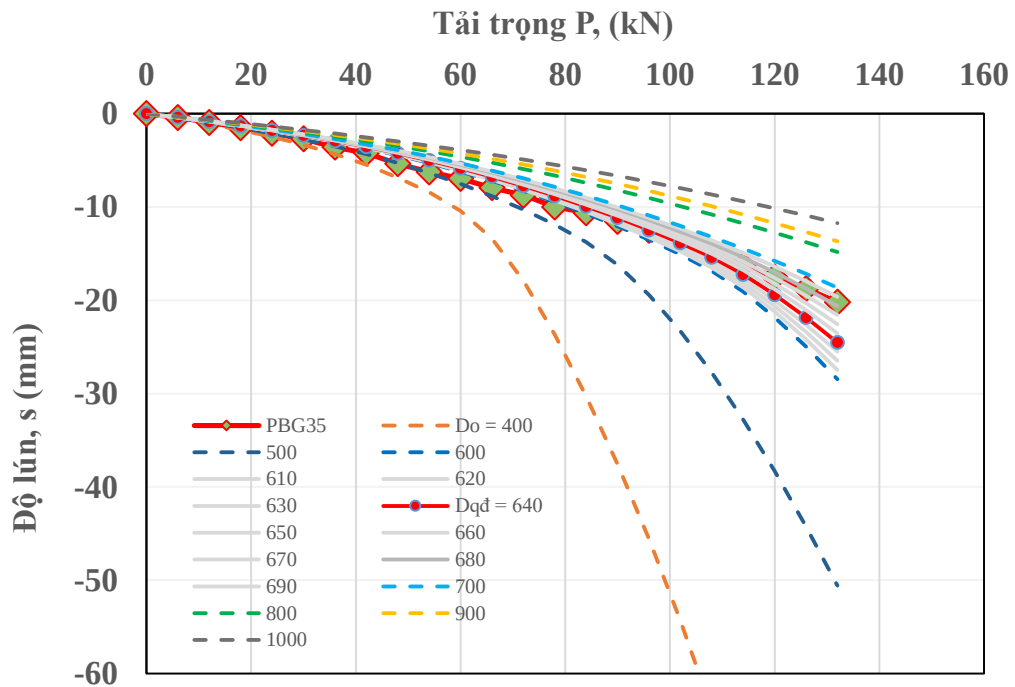
Xét về cơ chế làm việc, sự thay đổi D_{qd} ảnh hưởng trực tiếp đến phạm vi truyền ứng suất và diện tích làm việc của hệ cọc–đất, do đó được xem là tham số chi phối chính trong mô hình tương đương. Trong khi đó, R_{inter} chủ yếu đóng vai trò hiệu chỉnh mức độ truyền ứng suất tiếp xúc giữa cọc và đất sau khi đã xác định được vùng ảnh hưởng tương đương thông qua D_{qd} . Vì vậy, quá trình hiệu chỉnh được thực hiện theo trình tự xác định D_{qd} trước, sau đó mới hiệu chỉnh R_{inter} nhằm bảo đảm ý nghĩa vật lý của từng tham số.

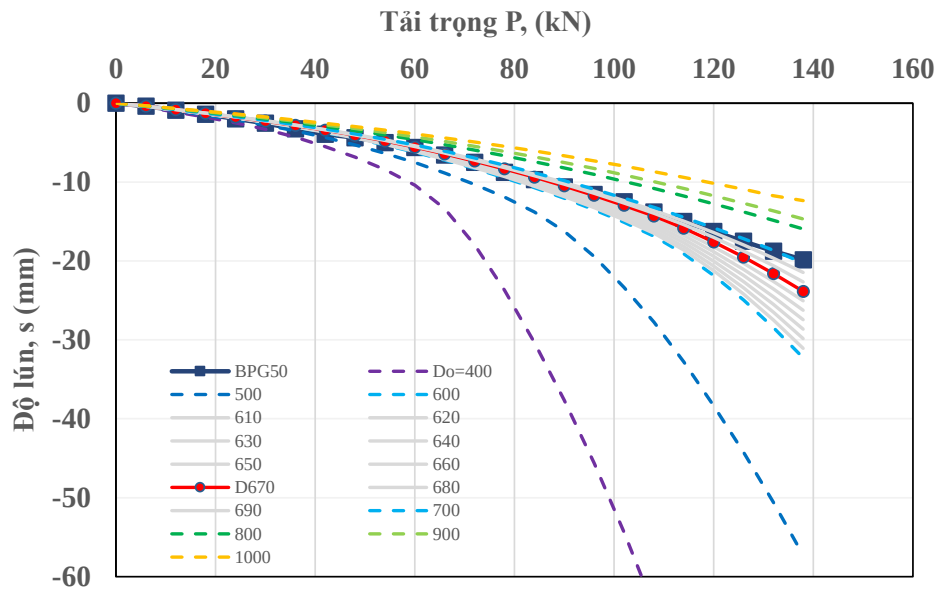
Trên cơ sở đó, hệ số tiếp xúc được cố định ở giá trị $R_{inter} = 0,8$ đối với cọc không phụt và ảnh hưởng của phụt vữa đối với cọc phụt vữa được mô phỏng thông qua việc tăng dần đường kính cọc từ giá trị ban đầu D_0 đến các giá trị quy đổi lớn hơn, nhằm xác định đường kính quy đổi D_{qd} phù hợp.

Quá trình xác định D_{qd} được thực hiện theo phương pháp thử dần có kiểm soát. Ban đầu, đường kính cọc được tăng với bước nhảy $\Delta D_{qd} = 100$ mm nhằm xác định khoảng giá trị phù hợp cao. Sau đó, trong khoảng giá trị phù hợp cao giữa kết quả mô phỏng và thí nghiệm, bước nhảy được thu hẹp $\Delta D_{qd} = 10$ mm nhằm xác định chính xác hơn giá trị D_{qd} tương ứng với hệ số xác định R^2 lớn nhất. Kết quả mô phỏng thí nghiệm nén tĩnh cọc với các giá trị D_{qd} khác nhau được thể hiện trên các Hình 4.4 đến Hình 4.6.

Từ kết quả mô phỏng cho thấy, khi tăng D_{qd} đường cong P–S của mô hình số dần tiệm cận với kết quả thí nghiệm. Giá trị D_{qd} tương ứng với mức độ phù hợp cao nhất được xác định là: 0,52 m đối với BPG20; 0,64 m đối với BPG35 và 0,67 m đối với BPG50. Các giá trị này được xác định trên cơ sở so sánh giữa các đường cong P–S của mô phỏng và thí nghiệm, với hệ số xác định R^2 từ 0,95–0,96, được trình bày trong

Bảng 4.3 (chi tiết được tính toán Phụ lục 3).

Hình 4.4. Biểu đồ tải trọng – độ lún của cọc phụt vữa BPG20 theo đường kính quy đổi thử dần, trường hợp $R_{inter} = 0,8$ Hình 4.5. Biểu đồ tải trọng–độ lún của cọc phụt vữa BPG35 theo đường kính quy đổi thử dần, trường hợp $R_{inter} = 0,8$



Hình 4.6. Biểu đồ tải trọng – độ lún của cọc phụt vữa BPG50 theo đường kính quy đổi thử dần, trường hợp $R_{inter} = 0,8$

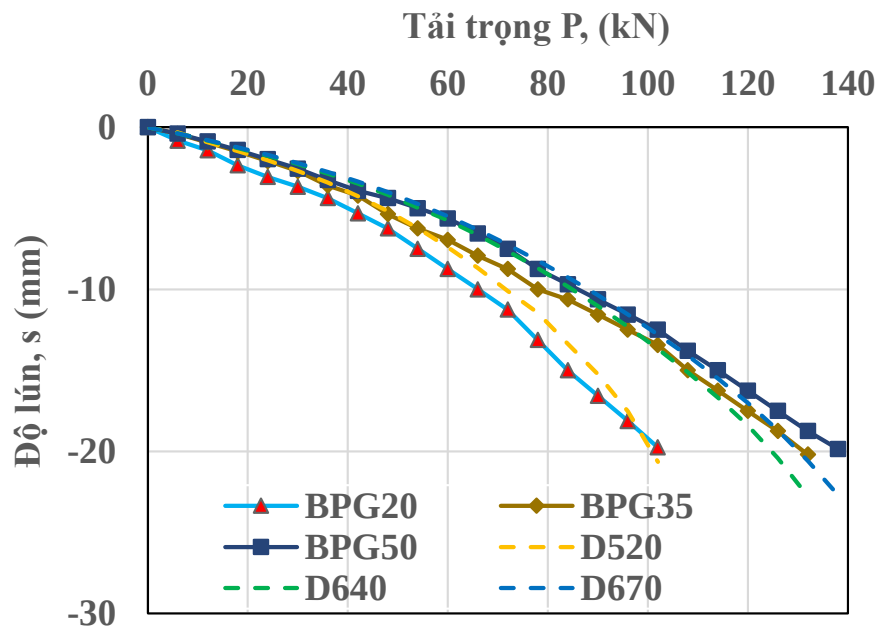
Bảng 4.3. Tổng hợp hệ số xác định R^2 so sánh đường cong tải trọng–độ lún giữa mô phỏng và thí nghiệm của cọc phụt vữa.

Thông số	Ký hiệu	BPG20	BPG35	BPG50
Đường kính cọc quy đổi	D_{qd} (m)	0,52	0,64	0,67
Hệ số xác định khi $R_{inter} = 0,8$	R^2	0,96	0,95	0,96
Hệ số xác định khi $R_{inter} = 0,9$	R^2	0,96	0,97	0,98
Hệ số xác định khi $R_{inter} = 1,0$	R^2	0,97	0,98	0,99

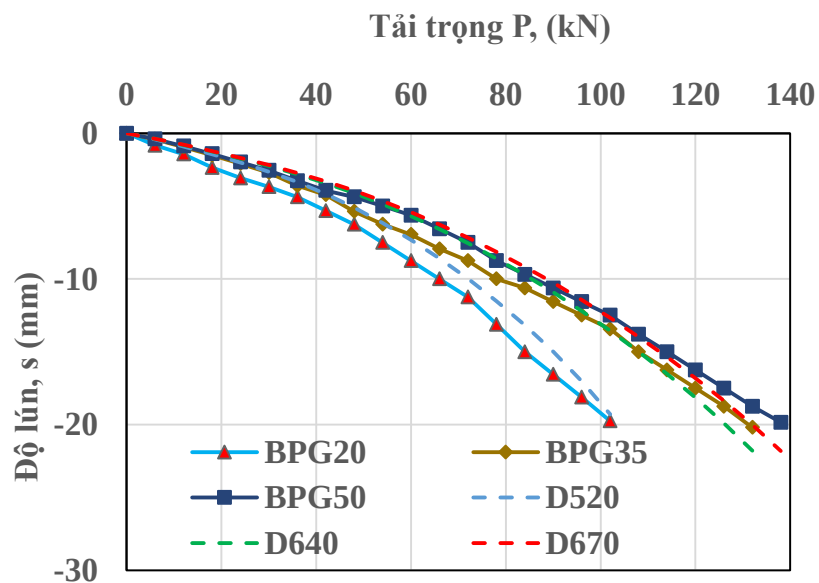
4.4.3 Hệ số tiếp xúc (R_{inter}) của cọc phụt vữa

Sau khi xác định D_{qd} , hệ số R_{inter} được khảo sát lần lượt với các giá trị 0,8; 0,9 và 1,0. Việc tăng R_{inter} trong bước này nhằm biểu diễn sự cải thiện điều kiện tiếp xúc tại đoạn cọc được phụt vữa so với cọc không phụt. Trong mô hình, $R_{inter} = 1,0$ được hiểu là không áp dụng hệ số giảm cường độ tại mặt tiếp xúc giữa cọc–đất, không đồng nghĩa với việc cường độ của đất nền hoặc các thông số c' , ϕ' , E của toàn bộ vùng đất xung quanh cọc được tăng lên.

Kết quả cho thấy tại $R_{inter} = 1,0$, đường cong P–S mô phỏng đạt mức độ phù hợp cao nhất với thí nghiệm của BPG20, BPG35 và BPG50, với $R^2=0,97–0,99$. Do đó, $R_{inter} = 1,0$ được lựa chọn cho đoạn cọc phụt vữa trong mô hình tương đương, trong phạm vi điều kiện nghiên cứu.



Hình 4.7. Biểu đồ tải trọng–độ lún của cọc phụt vữa tương ứng với đường kính quy đổi đã xác định trường hợp $R_{inter} = 0,9$



Hình 4.8. Biểu đồ tải trọng–độ lún của cọc tương ứng với đường kính quy đổi đã xác định, trường hợp $R_{inter} = 1$

Kết quả Bảng 4.3 cho thấy việc thay đổi D_{qd} làm thay đổi đáng kể hình dạng và vị trí của đường cong P–S, trong khi việc tăng R_{inter} chủ yếu giúp cải thiện mức độ trùng khớp giữa kết quả mô phỏng và thí nghiệm. Điều này cho thấy D_{qd} là tham số quyết định chính đến khả năng mô phỏng hiệu ứng phụt vữa trong mô hình tương đương, còn R_{inter} đóng vai trò tham số hiệu chỉnh bổ sung nhằm phản ánh sự cải thiện điều kiện tiếp xúc tại mặt phân cách cọc–đất.

Sau khi hoàn tất quá trình hiệu chỉnh và xác định các tham số phù hợp cho từng mô hình cọc, NCS tiến hành đánh giá lại mức độ tương thích giữa kết quả mô phỏng và thí nghiệm đối với mô hình cuối cùng của các cọc BPG0, BPG20, BPG35 và BPG50.

Bên cạnh hệ số xác định R^2 , chỉ tiêu sai số tuyệt đối trung bình MAE được bổ sung nhằm lượng hóa trực tiếp độ lệch giữa độ lún mô phỏng và độ lún thí nghiệm tại các cấp tải tương ứng. Kết quả tổng hợp các chỉ tiêu đánh giá của các mô hình sau hiệu chỉnh được trình bày trong Bảng 4.4, chi tiết tính toán tại Phụ lục 3.

Bảng 4.4 Tổng hợp chỉ tiêu đánh giá mô hình sau hiệu chỉnh đối với các cọc thí nghiệm

Cọc	IR (l/m ²)	Đường kính cọc mô hình (m)	R_{inter}	R^2	MAE (mm)
BPG0	0	$D_0=0,40$	0,8	0,91	1,61
BPG20	20	$D_{qd} = 0,52$	1,0	0,97	1,07
BPG35	35	$D_{qd} = 0,64$	1,0	0,98	0,71
BPG50	50	$D_{qd} = 0,67$	1,0	0,99	0,45

Kết quả tại Bảng 4.4 cho thấy các mô hình sau hiệu chỉnh đều đạt mức độ phù hợp tốt với kết quả thí nghiệm, với R^2 dao động từ 0,91 đến 0,99 và MAE từ 0,45 đến 1,61 mm. Đối với cọc không phụt vữa BPG0, mô hình với $R_{inter} = 0,8$ đạt $R^2 = 0,905$ và $MAE = 1,61$ mm. Đối với các cọc phụt vữa BPG20, BPG35 và BPG50, khi sử dụng D_{qd} tương ứng kết hợp với $R_{inter} = 1,0$, giá trị R^2 lần lượt đạt 0,97; 0,98 và 0,99, trong khi MAE tương ứng là 1,07; 0,71 và 0,45 mm.

Việc sử dụng đồng thời hai chỉ tiêu cho phép đánh giá mô hình trên hai phương diện: R^2 phản ánh mức độ phù hợp tổng thể của đường cong P–S, trong khi MAE lượng hóa độ lệch tuyệt đối trung bình giữa kết quả mô phỏng và thí nghiệm. Kết quả cho thấy bộ tham số được lựa chọn sau hiệu chỉnh có khả năng mô phỏng hợp lý ứng xử tải trọng–độ lún của các cọc thí nghiệm trong phạm vi nghiên cứu.

Nhìn chung, đường cong tải trọng–độ lún P–S của cọc trong mô hình Plaxis 3D chịu ảnh hưởng đồng thời của nhiều nhóm yếu tố, gồm: đặc trưng cơ học của đất nền (E , φ' , c' , điều kiện thoát nước), đặc trưng hình học và độ cứng của cọc, điều kiện biên và trình tự gia tải, cũng như điều kiện tương tác giữa cọc và đất. Đối với các đoạn cọc phụt vữa, ảnh hưởng của công nghệ phụt được mô hình hóa chủ yếu thông qua D_{qd} và R_{inter} .

Trong nghiên cứu này, các thông số nền đất, vật liệu cọc, điều kiện biên và trình tự gia tải được giữ thống nhất theo mô hình cọc đối chứng BPG0. Vì vậy, sự thay đổi của đường cong P–S giữa các cọc BPG20, BPG35 và BPG50 được xem xét chủ yếu thông qua sự thay đổi của D_{qd} và R_{inter} . Cách tiếp cận này nhằm tách riêng ảnh hưởng của phụt vữa khỏi các yếu tố nền và kết cấu đã được xác định hoặc hiệu chỉnh trước đó.

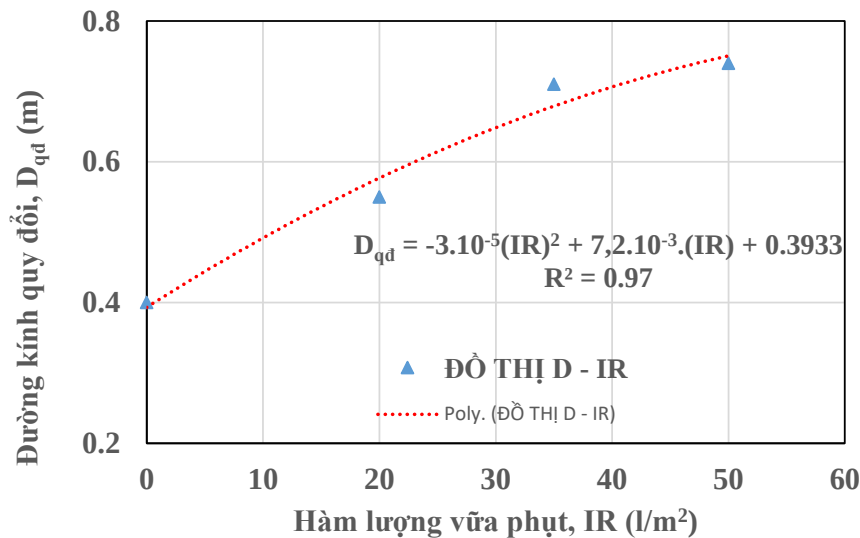
4.5 Thiết lập công thức xác định đường kính quy đổi cho các đoạn cọc có phụt vữa khi mô phỏng

Thông qua việc xác định giá trị đường kính quy đổi (D_{qd}) cho ba hàm lượng vữa ($IR = 20, 35$ và 50 l/m^2) bằng phương pháp số, mối tương quan giữa đường kính quy đổi (D_{qd}) và hàm lượng vữa phụt (IR) được thiết lập và thể hiện trên Hình 4.9.

Đường xu hướng xác định từ quan hệ giữa đường kính quy đổi (D_{qd}) và hàm lượng vữa (IR) có hệ số xác định $R^2 = 0,97$, do đó phương trình của đường xu hướng này được NCS sử dụng làm cơ sở để thiết lập công thức xác định đường kính quy đổi cho các đoạn cọc phụt vữa. NCS đề xuất công thức (4.6) để xác định đường kính quy đổi (D_{qd}) từ đường kính ban đầu của cọc không phụt vữa (D_0)

$$D_{qd} = -3.10^{-5} \cdot (IR)^2 + 7,2.10^{-3} \cdot (IR) + D_0 ; (m) \quad (4.6)$$

trong đó, D_{qd} (m): Đường kính quy đổi đoạn cọc phụt vừa theo hàm lượng vừa phụt, D_0 (m): Đường kính đoạn cọc khoan nhồi không phụt tương ứng, IR : hàm lượng vừa phụt (l/m^2).



Hình 4.9. Đồ thị quan hệ giữa đường kính quy đổi của cọc phụt vừa với hàm lượng vừa phụt xác định bằng phương pháp số

Quan hệ (4.6) được xây dựng từ các giá trị D_{qd} hiệu chỉnh ngược từ kết quả thí nghiệm, do đó đây là quan hệ thực nghiệm phục vụ mô hình hóa tương đương, không phải phương trình mô tả quy luật lan truyền hình học của vữa trong đất. Phạm vi áp dụng của quan hệ được giới hạn theo điều kiện đất, hàm lượng vữa và cấp phối vữa của nghiên cứu.

4.6 Kiểm chứng công thức đề xuất xác định đường kính quy đổi của các đoạn cọc phụt vừa dọc thân cọc khi mô phỏng thí nghiệm nén tĩnh cọc.

4.6.1 Nguyên tắc kiểm chứng công thức

Công thức (4.6) được đề xuất nhằm xác định đường kính quy đổi D_{qd} của đoạn cọc có phụt vữa phục vụ cho mô phỏng số bằng phương pháp phần tử hữu hạn. Để đánh giá khả năng áp dụng của công thức trong điều kiện thực tế, nghiên cứu tiến hành kiểm chứng thông qua việc mô phỏng các cọc khoan nhồi có đoạn cọc phụt vữa dọc thân cọc trong nền cát tại công trình thực tế có số liệu thí nghiệm nén tĩnh tại hiện trường, được thực hiện theo trình tự như sau:

- Mô hình số được xây dựng và hiệu chỉnh từ cọc không phụt vữa, nhằm xác định bộ thông số đất nền phù hợp, sao cho đường cong P-S của kết quả mô phỏng tương thích với kết quả thí nghiệm hiện trường.

- Đối với cọc phụt vữa, sử dụng toàn bộ thông số nền đất đã hiệu chỉnh từ mô phỏng cọc không phụt vữa tương ứng, chỉ thay đổi các tham số liên quan đến hiệu quả phụt vữa tại các đoạn cọc phụt vữa, bao gồm:

+ Thay đường kính danh định D_0 bằng đường kính quy đổi D_{qd} , được xác định theo công thức (4.6) với giá trị hàm lượng vữa phụt IR tương ứng;

+ Gán hệ số tiếp xúc tại bề mặt tiếp xúc cọc-đất $R_{inter} = 1$ cho đoạn cọc được phụt vữa.

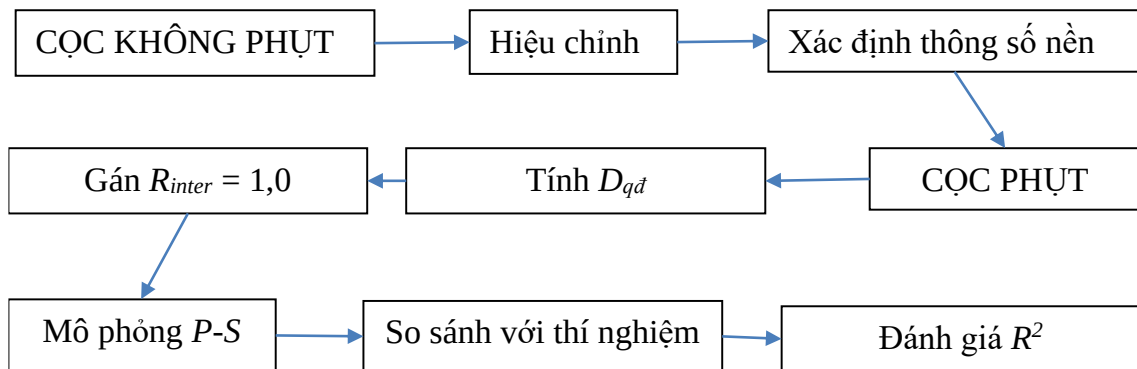
- Kết quả mô phỏng được so sánh đường cong P-S xác định từ kết quả mô phỏng và thí nghiệm nén tĩnh cọc tại hiện trường, thông qua hệ số xác định R^2 và hình dạng tổng thể của đường cong P-S, nhằm đánh giá mức độ phù hợp của công thức đề xuất.

- Để đảm bảo tính tương thích giữa điều kiện kiểm chứng và phạm vi áp dụng xây dựng công thức đề xuất, các công trình được lựa chọn phải thỏa mãn các tiêu chí sau:

- + Cọc khoan nhồi tiết diện tròn có phạm vi phụt vữa trong nền cát;
- + Hàm lượng vữa phụt $IR \leq 50 \text{ l/m}^2$;
- + Cấp phối vữa tương ứng là 0,66:1;
- + Có kết quả thí nghiệm nén tĩnh của cả cọc không phụt vữa và cọc phụt vữa.

Nguyên tắc kiểm chứng công thức (4.6) trong mô hình số đối với công trình thực tế được khái quát trong Hình 4.10.

Việc kiểm chứng tại các công trình thực tế được thực hiện mà không hiệu chỉnh lại D_{qd} cho cọc phụt vữa; D_{qd} được xác định trực tiếp từ công thức (4.6), còn $R_{inter} = 1,0$ được sử dụng cho đoạn phụt theo kết quả hiệu chỉnh từ chương trình thí nghiệm. Vì vậy, mức độ phù hợp giữa kết quả mô phỏng và thí nghiệm tại các công trình kiểm chứng được sử dụng để đánh giá khả năng áp dụng của cách tiếp cận mô hình hóa tương đương đã đề xuất.



Hình 4.10. Sơ đồ nguyên tắc kiểm chứng công thức (4.6) trong mô phỏng cọc phụt vữa

4.6.2 Thông tin công trình kiểm chứng

Để kiểm chứng khả năng áp dụng của công thức (4.6) trong điều kiện thực tế, nghiên cứu lựa chọn hai công trình điển hình tại TP.HCM, bao gồm Friendship Tower và Tổ hợp căn hộ Sông Đà Riverside. Hai công trình đều sử dụng cọc khoan nhồi, có thí nghiệm nén tĩnh tại hiện trường, đồng thời có sử dụng cọc không phụt vữa và cọc phụt vữa với hàm lượng vữa trong phạm vi áp dụng trong công thức (4.6), phù hợp cho việc so sánh và kiểm chứng mô hình.

Việc lựa chọn hai công trình này nhằm đánh giá tính ổn định và khả năng áp dụng của công thức (4.6) trong các điều kiện công trình thực tế khác nhau, bao gồm sự khác biệt về quy mô cọc, chiều dài cọc và cấu tạo địa tầng tổng thể.

Tiêu chí kiểm chứng được sử dụng là mức độ phù hợp giữa đường cong P–S mô phỏng và thí nghiệm hiện trường thông qua hệ số xác định R^2 .

Các đặc trưng chính của hai công trình phục vụ cho mục tiêu kiểm chứng công thức (4.6) được tổng hợp trong Bảng 4.5.

Từ Bảng 4.5 cho thấy hai công trình có các thông số hình học cọc, hàm lượng vữa và điều kiện thí nghiệm tương đối tương đồng, đảm bảo tính so sánh.

Theo kết quả khảo sát địa tầng tại vị trí cọc thí nghiệm của 02 công trình thể hiện trên Hình 4.11 và Hình 4.12, đoạn cọc được phụt vữa tại cả hai công trình đều nằm

hoàn toàn trong lớp cát. Điều này phù hợp với phạm vi áp dụng của công thức (4.6), vốn được thiết lập trên cơ sở các thí nghiệm trong nền cát.

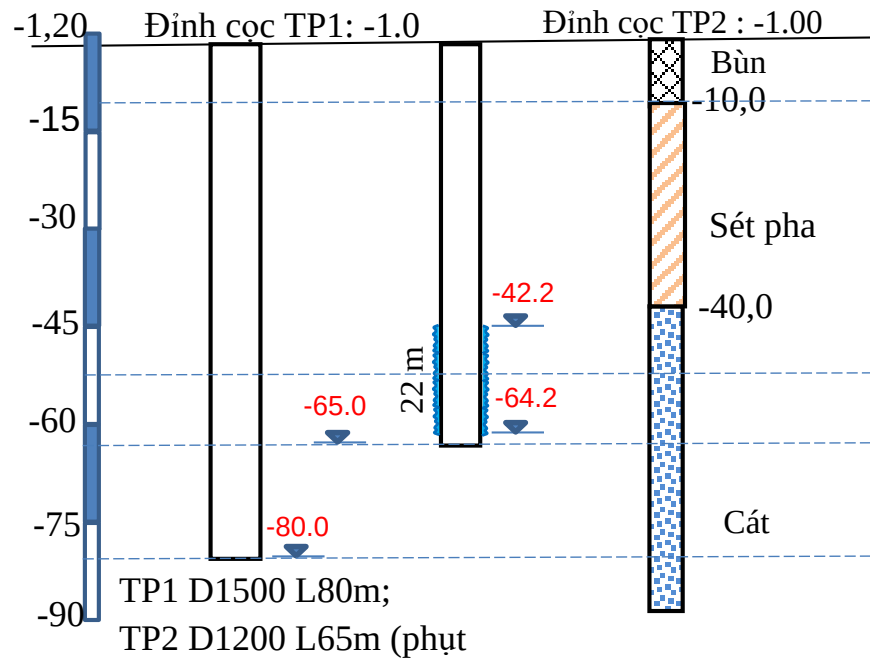
Bảng 4.5. So sánh điều kiện hai công trình kiểm chứng công thức (4.6)

Thông tin công trình	Friendship Tower	Sông Đà Riverside
Vị trí	Phường Sài Gòn, TP.HCM	Phường Hiệp Bình Phước, TP.HCM
Loại công trình	Nhà cao tầng (văn phòng)	Tổ hợp căn hộ
Điều kiện địa chất đặc trưng	Lớp bùn phía trên, tiếp đến là lớp sét pha và lớp cát ở phần sâu	Lớp bùn sét phía trên, tiếp đến là lớp sét/sét pha, sau đó là lớp cát và dưới cùng là lớp sét
Số lớp đất chính	7–9 lớp	6–7 lớp
Chiều dài cọc	65–80 m	65–68 m
Đường kính cọc	1,2–1,5 m	1,0–1,2 m
Cọc không phụt vữa	TP1, D1500, L=80 m	TP5, D1000, L= 65m
Cọc phụt vữa	TP2, D1200, L = 65 m, phụt vữa từ -42.2m đến -64.2m (22 m)	TP1, D1200, L = 68 m, phụt vữa từ -45.0 m đến -68 m (23 m)
Hàm lượng vữa (IR)	35 l/m ²	35 l/m ²
Vị trí phụt vữa	Đoạn gần mũi cọc	Đoạn gần mũi cọc
Phương pháp thí nghiệm	Nén tĩnh	Nén tĩnh
Dữ liệu sử dụng	Đường cong tải trọng - độ lún (P–S)	Đường cong tải trọng - độ lún (P–S)

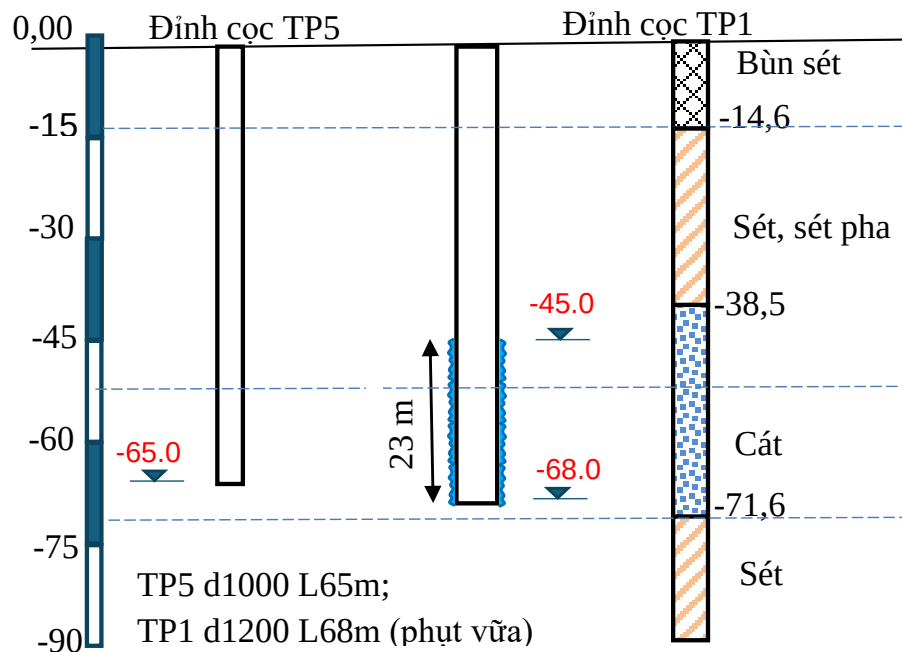
Số liệu địa chất theo hồ sơ khảo sát và hồ sơ thiết kế cọc tại hai công trình được thống kê và sử dụng làm thông số đầu vào của mô hình nền đất trong mô phỏng trình bày tại Bảng 4.6 và Bảng 4.7.

Mặc dù địa tầng tổng thể tại hai công trình gồm nhiều lớp đất khác nhau, các đoạn thân cọc được phụt vữa sử dụng để kiểm chứng công thức D_{qd} đều bố trí trong lớp cát. Cụ thể, tại Friendship Tower, đoạn phụt của cọc TP2 nằm trong khoảng cao trình khoảng -42,2 đến -64,2 m; tại Sông Đà Riverside, đoạn phụt của cọc TP1 nằm trong phần thân cọc làm việc chủ yếu trong lớp cát. Do đó, điều kiện đất tại đoạn áp dụng

Đqđ phù hợp với phạm vi nền cát của công thức đề xuất.



Hình 4.11. Sơ đồ cọc TP1 (không phụt) và TP2 (phụt vừa) và phân bố địa tầng tại công trình Friendship Tower



Hình 4.12. Chi tiết cọc thí nghiệm TP5 (không phụt) và TP1 (phụt vừa) và phân bố địa tầng tại công trình Tổ hợp căn hộ Sông Đà Riverside

Bảng 4.6. Thông số đầu vào của mô hình nền đất tại công trình Friendship Tower.

Lớp đất/ cọc	Độ sâu (m)	Dung trọng tự nhiên (kN/m ³)	Dung trọng bão hòa (kN/m ³)	Mô đun biến dạng (kPa)	Lực dính c' , (kPa)	Góc ma sát trong hữu hiệu φ' (độ)	Hệ số Poisson	Hệ số tiếp xúc R_{inter}
Lớp 1. Bùn sét	0-10	15,1	15,4	27500	60	25	0,2	0,7
Lớp 2. Sét pha	10-14	21,0	21,3	23000	51	25	0,2	0,8
Lớp 3. Sét pha	14-21	20,4	20,7	22500	50	25	0,2	0,8
Lớp 4. Sét pha	21-25	20,0	20,5	25500	56	30	0,2	0,8
Lớp 5. Sét pha	25-40	19,9	20,4	25500	56	30	0,2	0,8
Lớp 6. Cát (chưa phụt)	40-72	20,4	20,7	43000	91	25	0,2	0,8
Lớp 6'. Cát (phụt vừa)	42,2-64,2	20,4	20,7	43000	0	25	0,2	1,0
7.Cát	72-100	20,2	21,0	43000	0	25	0,2	0,8

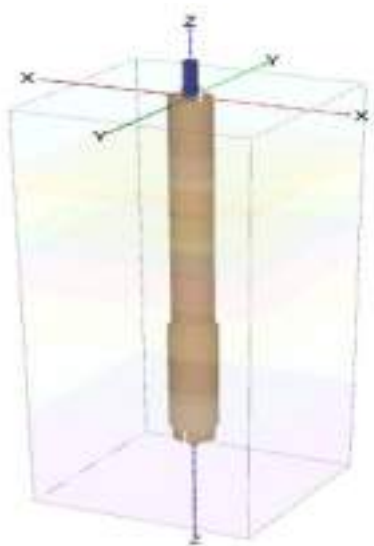
Bảng 4.7. Thông số đầu vào của mô hình nền đất tại công trình Sông Đà Riverside

Lớp đất/ cọc	Độ sâu (m)	Dung trọng tự nhiên (kN/m ³)	Dung trọng bão hòa (kN/m ³)	Mô đun biến dạng (kPa)	Lực dính c' , (kPa)	Góc ma sát trong hữu hiệu φ' (độ)	Hệ số Poisson	Hệ số tiếp xúc R_{inter}
Lớp 1: Bùn sét	0-12	14,6	14,8	1201	14,3	13,73	0,2	0,7
Lớp 2: Cát pha	12-22	19,6	20,1	30420	2,2	25	0,25	0,8
Lớp 3A: Sét	22-26	19,5	20,0	16080	32,4	19,8	0,3	0,8
Lớp 4: Sét	26-38,5	19,9	20,1	17680	35,4	13,75	0,3	0,8
Lớp 5: Cát	38,5-74	20,2	20,6	37140	0	27,22	0,2	0,8
Lớp 5': Cát (sau phụt)	45-68	20,2	20,6	37140	0	27,22	0,2	1,0
Lớp 6: Sét	74-90	20,5	20,7	25640	36,7	17,63	0,3	0,8
Lớp 7: Cát	90-100	20,1	20,6	35550	6,0	25,05	0,2	0,8

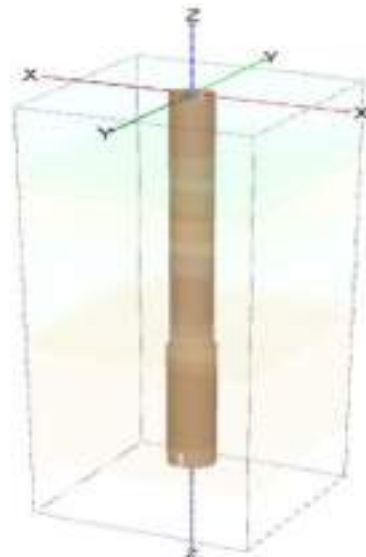
Cấu tạo cọc tại 2 công trình có tương đồng về vật liệu làm cọc, cụ thể là sử dụng cùng vật liệu bê tông (B25) và loại thép dọc thân cọc (CB400 -V), Do đó, căn cứ vào diện tích thép và bê tông trên mặt cắt ngang cọc tương ứng ta xác định được thông số cọc tại 2 công trình trong mô hình [49] thể hiện trên Bảng 4.8, chi tiết tính toán tại Phụ lục 3.

Trên cơ sở địa tầng, thông số đất nền và thông số cọc đã xác định, mô hình số tại hai công trình được xây dựng trong Plaxis 3D theo điều kiện thực tế của từng công trình. Các lớp đất được mô phỏng bằng phần tử khối với mô hình Mohr–Coulomb; cọc khoan nhồi được mô phỏng bằng phần tử thể tích với vật liệu đàn hồi tuyến tính và bố trí phần tử interface tại mặt tiếp xúc cọc–đất. Tải trọng nén được đặt tại đầu cọc và tăng dần theo các cấp tải của thí nghiệm hiện trường. Việc hiệu chỉnh mô hình cọc không phụt vữa và áp dụng $D_{qđ}$, R_{inter} cho đoạn cọc phụt vữa được thực hiện theo nguyên tắc đã trình bày tại Mục 4.6.1.

Trên cơ sở các thông số nêu trên, mô hình Plaxis 3D của hai công trình được thiết lập như Hình 4.13, thể hiện đầy đủ địa tầng, phần tử cọc và đoạn cọc phụt vữa được quy đổi bằng $D_{qđ}$.



(a) Công trình Friendship Tower



(b) Công trình Sông Đà Riverside

Hình 4.13. Mô hình phần tử hữu hạn của cọc kiểm chứng trong Plaxis 3D

Bảng 4.8. Tổng hợp các thông số cọc khi mô phỏng cọc không phụt TP1, TP5 tại hai công trình kiểm chứng.

Tên công trình	Ký hiệu cọc/ Kích thước cọc (mm)	Loại vật liệu	Dung trọng (kN/m^3)	Mô đun đàn hồi (kN/m^2)	ν
Friendship Tower	TP1 D1500	Linear - elastic	25	$33,30 \cdot 10^6$	0,2
	TP2 D1200 (phụt vữa)	Linear - elastic	25	$33,10 \cdot 10^6$	0,2
Sông Đà Riverside	TP5 D1000	Linear - elastic	25	$33,00 \cdot 10^6$	0,2
	TP1 D1200 (phụt vữa)	Linear - elastic	25	$33,10 \cdot 10^6$	0,2

4.6.3 Mô phỏng cọc không phụt vữa phục vụ hiệu chỉnh mô hình

Thí nghiệm nén tĩnh cọc tại các công trình kiểm chứng được thực hiện theo gia tải chu kỳ, trong đó mỗi chu kỳ bao gồm các giai đoạn gia tải, dỡ tải và gia tải lại. Do tồn tại biến dạng dư sau mỗi lần dỡ tải, tại cùng một mức tải trọng, độ lún bắt đầu giữa các chu kỳ có sự khác nhau, không phản ánh trực tiếp quy luật gia tăng tải trọng đơn điệu của hệ cọc–đất.

Trong khi đó, mô phỏng số bằng phần mềm Plaxis 3D được thực hiện theo chế độ gia tải tăng dần, trong đó tải trọng được tăng liên tục qua các pha tính toán mà không xét đến các giai đoạn dỡ tải và gia tải lại. Vì vậy, để đảm bảo tính tương thích khi so sánh giữa kết quả thí nghiệm và mô phỏng, cần thiết phải xử lý số liệu thí nghiệm chu kỳ về dạng chuỗi cấp tải tương đương với quá trình gia tải đơn điệu.

Trong nghiên cứu này, số liệu thí nghiệm được thực hiện theo nguyên tắc chỉ giữ lại các điểm dữ liệu thuộc quá trình gia tải theo chiều tăng của tải trọng trong tất cả các chu kỳ, đồng thời loại bỏ toàn bộ các đoạn dỡ tải và các đoạn gia tải lại không tạo ra mức tải trọng mới. Trên cơ sở đó, chuỗi cấp tải sử dụng trong mô phỏng được xây

dựng theo hai nguyên tắc: (i) giữ lại các cấp tải tăng dần trong chu kỳ đầu tiên; (ii) từ các chu kỳ tiếp theo, chỉ bổ sung các cấp tải có giá trị lớn hơn mức tải lớn nhất đã đạt được ở chu kỳ trước.

Cách tiếp cận này giúp loại bỏ ảnh hưởng của biến dạng phục hồi trong các giai đoạn dỡ tải và gia tải lại giúp đảm bảo sự tương thích giữa dữ liệu thí nghiệm và mô hình phần tử hữu hạn.

Trên cơ sở nguyên tắc xử lý nêu trên, các cấp tải sử dụng trong mô phỏng được xác định như sau :

+ Đối với cọc không phụt vữa TP1 tại công trình Friendship Tower, chu kỳ 1 bao gồm các cấp tải từ 0 % đến 100 %, trong khi chu kỳ 2 chỉ giữ lại các cấp tải từ 125 % đến 200 %, như trình bày trong Bảng 4.9.

Bảng 4.9. Cấp tải trọng mô phỏng cọc không phụt vữa TP1 tại công trình Friendship Tower)

Chu kỳ	Tải trọng thử (kN)	Cấp tải (%)	Chu kỳ	Tải trọng thử (kN)	Cấp tải (%)
Chu kỳ 1	0	0	Chu kỳ 2	18750	125
	3750	25		22500	150
	7500	50		26500	175
	11250	75		30000	200
	15000	100			

+ Tương tự, đối với cọc không phụt vữa TP5 tại công trình Sông Đà Riverside, chu kỳ 1 bao gồm các cấp tải từ 0 % đến 100 %, còn chu kỳ 2 chỉ giữ lại các cấp tải từ 125 % đến 250 %, như trình bày trong Bảng 4.10.

Trên cơ sở các cấp tải đã xác định, mô hình phần tử hữu hạn được xây dựng trong Plaxis 3D với đất nền được mô tả theo mô hình Mohr–Coulomb và cọc được mô hình hóa bằng vật liệu đàn hồi tuyến tính. Hệ số tiếp xúc giữa cọc và đất được lựa chọn là $R_{\text{inter}} = 0,8$, phù hợp với điều kiện tiếp xúc thực tế của cọc khoan nhồi trong nền đất tự nhiên.

Bảng 4.10. Cấp tải trọng mô phỏng cọc không phụt vữa TP5 tại công trình Sông Đà Riverside.

Chu kỳ	Tải trọng thử (kN)	Cấp tải (%)	Chu kỳ	Tải trọng thử (kN)	Cấp tải (%)
Chu kỳ 1	0	0	Chu kỳ 2	7500	125
	1500	25		9000	150
	3000	50		10500	175
	4500	75		12000	200
	6000	100		13500	225
				15000	250

Quá trình gia tải trong mô phỏng được thực hiện thông qua các pha tính toán tương ứng với từng cấp tải trong Bảng 4.9 và Bảng 4.10. Tại mỗi cấp tải, độ lún đầu cọc được xác định từ kết quả tính toán, từ đó xây dựng quan hệ P–S của cọc trong mô hình số.

Kết quả mô phỏng đường cong P–S của các cọc không phụt vữa tại hai công trình được so sánh với kết quả thí nghiệm hiện trường và thể hiện trong Hình 4.14 và Hình 4.15 dựa vào số liệu kết quả mô phỏng trình bày trong Bảng 4.11 và Bảng 4.12. Đường cong P–S của thí nghiệm trình bày trên Hình 4.13 và Hình 4.14 không sử dụng toàn bộ số liệu gia tải chu kỳ ban đầu mà được xây dựng từ bộ số liệu đã xử lý theo nguyên tắc trình bày ở Bảng 4.9 và Bảng 4.10. Theo đó, chỉ các cấp tải tương ứng với quá trình gia tải tăng dần được lựa chọn để bảo đảm tính tương thích với quá trình gia tải đơn điệu trong mô hình Plaxis 3D.

Để đánh giá mức độ phù hợp giữa kết quả mô phỏng và thí nghiệm, hệ số xác định R^2 được đánh giá trên toàn bộ quá trình gia tải tăng dần. Kết quả tính toán cho thấy giá trị $R^2 = 0,96$ – $0,97$ (Bảng 4.13) (được tính toán chi tiết tại Phụ lục 3) của hai công trình, khẳng định độ tin cậy của mô hình khi áp dụng cho cọc không phụt vữa. Kết quả cho thấy đường cong P–S mô phỏng của các cọc không phụt vữa phù hợp tốt với thí nghiệm hiện trường, với $R^2 = 0,96$ tại Friendship Tower và $R^2 = 0,97$ tại Sông Đà Riverside. Giá trị MAE tương ứng là 0,80 mm và 0,69 mm, cho thấy độ lệch tuyệt đối

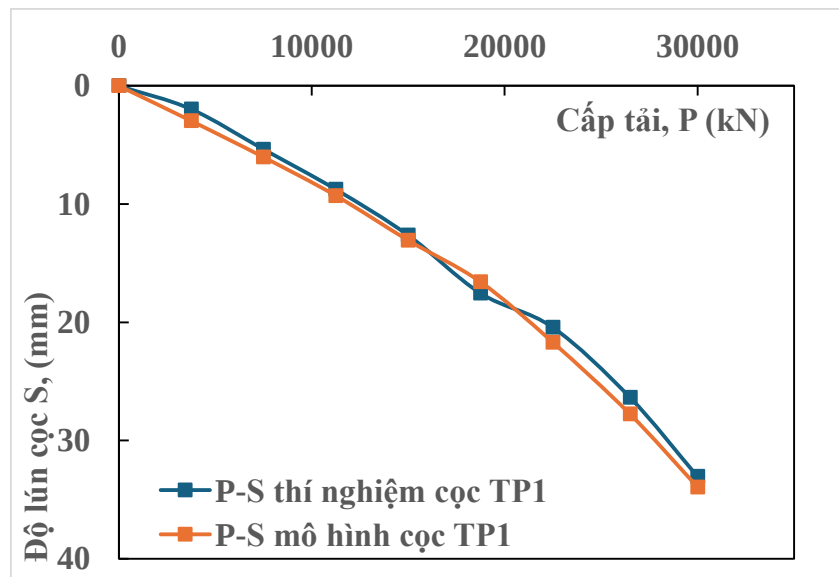
trung bình về độ lún giữa mô phỏng và thí nghiệm ở mức nhỏ. Do đó, bộ thông số nền đất sau hiệu chỉnh được giữ nguyên làm cơ sở cho bước mô phỏng các cọc phụt vữa tương ứng.

Bảng 4.11. Quan hệ tải trọng – độ lún từ kết quả mô phỏng và thử nghiệm cọc không phụt TP1 tại công trình Friendship Tower

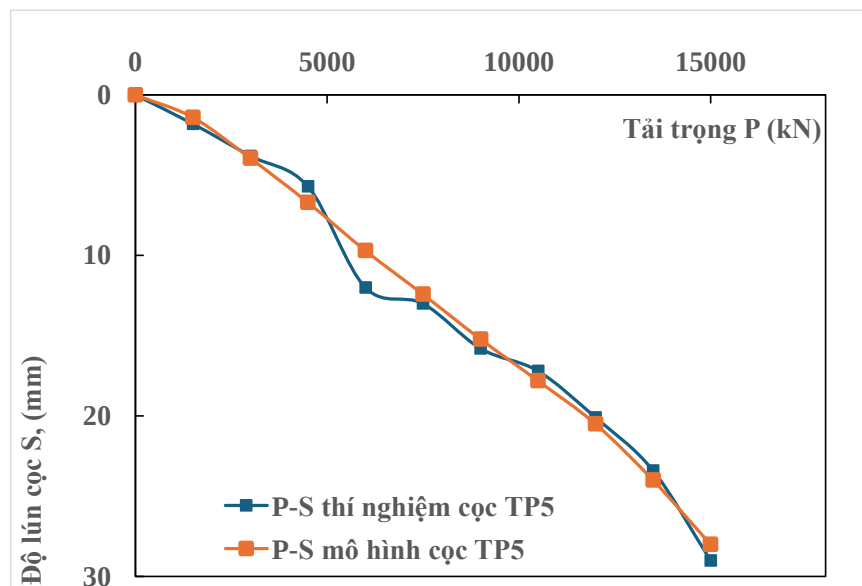
Thứ tự cấp tải	Cấp tải (%)	Tải trọng P (kN)	Chuyển vị đầu cọc S, (mm)	
			Thí nghiệm	Mô phỏng
1	0	0	0	0
2	25	3750	1,97	2,96
3	50	7500	5,36	6,03
4	75	11250	8,76	9,29
5	100	15000	12,64	13,07
6	125	18750	17,54	16,59
7	150	22500	20,43	21,70
8	175	26500	26,35	27,77
9	200	30000	33,04	33,94

Bảng 4.12. Quan hệ Tải trọng – độ lún từ kết quả mô phỏng và thí nghiệm cọc không phụt vữa TP5 tại công trình Sông Đà Riverside

Thứ tự cấp tải	Cấp tải (%)	Tải trọng P, (kN)	Chuyển vị đầu cọc S, (mm)	
			Thí nghiệm	Mô phỏng
1	0	0	0	0
2	25	1500	1,80	1,40
3	50	3000	3,80	3,95
4	75	4500	5,70	6,70
5	100	6000	12,00	9,70
6	125	7500	13,00	12,42
7	150	9000	15,80	15,21
8	175	10500	17,20	17,81
9	200	12000	20,10	20,50
10	225	13500	23,40	24,00
11	250	15000	29,00	28,00



Hình 4.14. So sánh đường cong tải trọng – độ lún (P–S) giữa mô phỏng và thí nghiệm của cọc không phụt vữa TP1 tại công trình Friendship Tower



Hình 4.15. So sánh đường cong tải trọng – độ lún (P–S) giữa mô phỏng và thí nghiệm của cọc không phụt vữa TP5 tại công trình Sông Đà Riverside

Bảng 4.13. Hệ số xác định R^2 của cọc không phụt vữa tại hai công trình

Công trình	Cọc	R^2	MEA (mm)
Friendship Tower	TP1	0,96	0,80
Sông Đà Riverside	TP5	0,97	0,69

Kết quả trên cho thấy mô hình PTHH với các thông số đã lựa chọn có thể mô

phông hợp lý ứng xử làm việc của cọc khoan nhồi không phụt vữa trong nền đất tự nhiên. Bộ thông số này được sử dụng làm cơ sở để tiếp tục phân tích và mô phỏng các cọc phụt vữa trong các mục tiếp theo.

4.6.4 Sử dụng đường kính quy đổi cho đoạn cọc phụt vữa

Áp dụng công thức (4.6) để xác định đường kính quy đổi D_{qd} cho các đoạn cọc có phụt vữa tại hai công trình thực tế. Các đoạn cọc phụt vữa đều sử dụng hàm lượng vữa $IR = 35 \text{ l/m}^2$. Theo công thức, giá trị đường kính quy đổi $D_{qd} = 1420 \text{ mm}$, lớn hơn đáng kể so với đường kính danh định ban đầu của hai cọc phụt vữa là 1200 mm .

Trong mô hình số, việc áp dụng công thức (4.6) được thực hiện theo các nguyên tắc sau: (i) giữ nguyên toàn bộ thông số nền đất và điều kiện mô hình đã được hiệu chỉnh từ cọc không phụt vữa; (ii) thay thế đường kính danh định D_0 bằng đường kính quy đổi D_{qd} tại đoạn cọc phụt vữa; (iii) gán hệ số tương tác mặt tiếp xúc $R_{inter} = 1$ cho đoạn cọc phụt vữa nhằm phản ánh sự cải thiện điều kiện tiếp xúc sau khi phụt vữa.

Tương tự như cọc không phụt vữa, các cấp tải trọng sử dụng trong mô phỏng cọc phụt vữa được xác định từ số liệu thí nghiệm theo nguyên tắc chỉ giữ lại các mức tải tăng dần tương ứng trong từng chu kỳ, như trình bày trong Bảng 4.14 và Bảng 4.15.

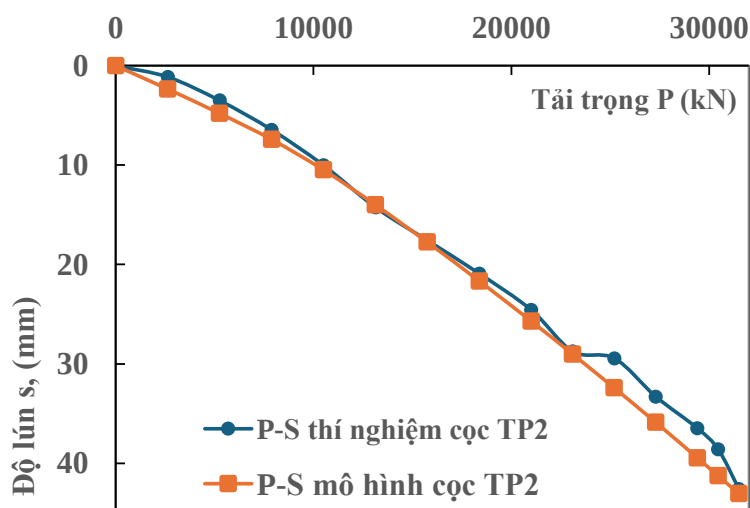
Bảng 4.14. Cấp tải trọng sử dụng mô phỏng thí nghiệm nén tĩnh cọc phụt vữa TP2 tại công trình Friendship Tower.

Chu kỳ	Tải trọng thử (kN)	Cấp tải (%)	Chu kỳ	Tải trọng thử (kN)	Cấp tải (%)
Chu kỳ 1	0	0	Chu kỳ 3	23100	225
	2630	25		25200	250
	5250	50		27300	275
	7880	75		29400	300
	10500	100		30450	325
Chu kỳ 2	13130	125		31500	350
	15750	150			
	18380	175			
	21000	200			

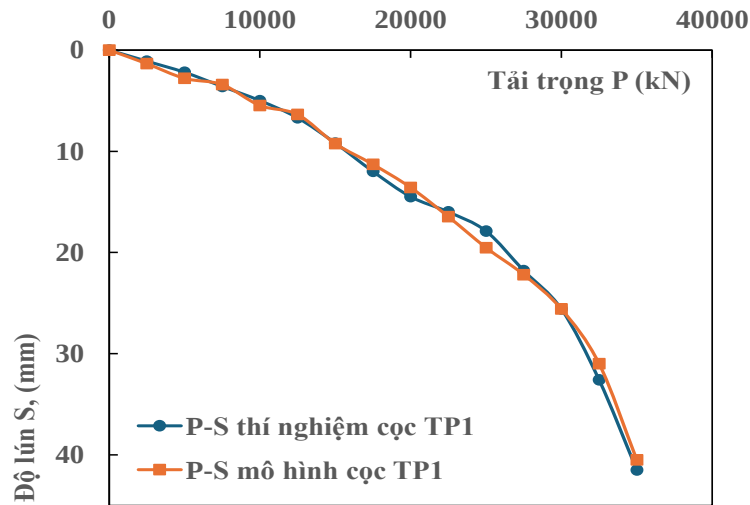
Bảng 4.15. Cấp tải trọng được mô phỏng trong cọc phụt vữa TP1 tại công trình Sông Đà Riverside.

Chu kỳ 1	Tải trọng thử (kN)	Cấp tải (%)	Chu kỳ	Tải trọng thử (kN)	Cấp tải (%)
Chu kỳ 1	0	0	Chu kỳ 2	17500	175
	2500	25		20000	200
	5000	50		22500	225
	7500	75		25000	250
	10000	100		27500	270
	12500	125		30000	300
	15000	150		32500	325
				35000	350

Kết quả mô phỏng đường cong P-S của các cọc phụt vữa tại hai công trình được so sánh với kết quả thí nghiệm hiện trường và thể hiện trong Hình 4.16 và Hình 4.17, dựa vào số liệu kết quả mô phỏng trình bày trong Bảng 4.16 và Bảng 4.17.



Hình 4.16. So sánh đường cong P-S giữa mô phỏng và thí nghiệm của cọc phụt vữa TP2 tại công trình Friendship Tower.



Hình 4.17. So sánh đường cong P–S giữa mô phỏng và thí nghiệm của cọc phụt vữa TP1 tại công trình Sông Đà Riverside

Bảng 4.16. Quan hệ tải trọng – độ lún (P - S) từ kết quả mô phỏng và thử nghiệm cọc phụt vữa TP2 tại công trình Friendship Tower

STT	Cấp tải (%)	Tải trọng P (kN)	Chuyển vị đầu cọc S, (mm)	
			Thí nghiệm	Mô phỏng
1	0	0	0	0
2	25	2630	1,13	2,35
3	50	5250	3,50	4,8
4	75	7880	6,45	7,42
5	100	10500	10,02	10,48
6	125	13130	14,25	14,00
7	150	15750	17,58	17,75
8	175	18380	20,92	21,67
9	200	21000	24,58	25,70
10	220	23100	28,75	29,03
11	240	25200	29,44	32,42
12	260	27300	33,30	35,89
13	280	29400	36,48	39,45
14	290	30400	38,60	41,26
15	300	31500	42,59	43,05

Bảng 4.17. Quan hệ tải trọng – độ lún từ kết quả mô phỏng và thử nghiệm cọc phụt vữa TP1 tại công trình Sông Đà Riverside

Thứ tự	Cấp tải (%)	Tải trọng P (kN)	Chuyển vị đầu cọc S, (mm)	
			Thí nghiệm	Mô phỏng
1	0	0	0	0
2	25	2500	1,10	1,35
3	50	5000	2,20	2,80
4	75	7500	3,60	3,42
5	100	10000	5,00	5,48
6	125	12500	6,70	6,37
7	150	15000	9,20	9,25
8	175	17500	12,00	11,30
9	200	20000	14,50	13,59
10	225	22500	16,00	16,47
11	250	25000	17,90	19,53
12	275	27500	21,80	22,20
13	300	30000	25,60	25,60
14	325	32500	32,60	31,00
15	350	35000	41,50	40,50

Kết quả mô phỏng cho thấy đường cong P–S từ kết quả mô phỏng và thí nghiệm nén tĩnh, có hệ số xác định $R^2 \geq 0,94$ tại Bảng 4.18), chi tiết tính toán tại Phụ lục 3. Do vậy, kết quả mô phỏng tương thích với kết quả thí nghiệm trong cả hai công trình kiểm chứng.

Bảng 4.18. Hệ số xác định R^2 của cọc phụt vữa tại hai công trình

Công trình	Cọc	R^2	MEA (mm)
Friendship Tower	TP2	0,94	1,21
Sông Đà Riverside	TP1	0,96	0,57

Kết quả kiểm chứng tại hai công trình cho thấy đường cong P–S mô phỏng phù hợp tốt với kết quả thí nghiệm hiện trường. Hệ số xác định R^2 đạt 0,94 đối với cọc TP2 tại Friendship Tower và 0,96 đối với cọc TP1 tại Sông Đà Riverside; giá trị MAE

tương ứng là 1,21 mm và 0,57 mm.

Như vậy, kết quả kiểm chứng không chỉ cho thấy mức độ phù hợp cao về xu hướng của đường cong P–S thông qua R^2 , mà còn cho thấy độ lệch tuyệt đối trung bình về độ lún ở mức nhỏ thông qua *MAE*. Điều này góp phần nâng cao tính khách quan khi đánh giá khả năng áp dụng của phương pháp mô hình hóa tương đương sử dụng D_{qd} kết hợp với $R_{inter} = 1$.

Kết quả kiểm chứng trên hai công trình cho thấy mô hình đề xuất có khả năng tái hiện tương đối tốt quan hệ tải trọng–độ lún của cọc phụt vữa trong các điều kiện khảo sát. Tuy nhiên, số lượng công trình kiểm chứng còn hạn chế; do đó kết quả chưa được xem là cơ sở để khẳng định tính tổng quát cho mọi điều kiện địa chất. Việc mở rộng kiểm chứng trên nhiều công trình và điều kiện nền đất khác nhau là hướng nghiên cứu tiếp theo.

4.7 Kết luận chương 4

Chương 4 sử dụng phương pháp số để mô phỏng thí nghiệm nén tĩnh cọc khoan nhồi, nhằm xây dựng đồ thị quan hệ P–S của cọc khoan nhồi không phụt vữa và cọc khoan nhồi phụt vữa dọc thân cọc. Trên cơ sở so sánh kết quả thí nghiệm hiện trường và mô phỏng số, có thể rút ra các kết luận chính sau:

(1) Mô hình cọc thí nghiệm không phụt vữa BPG0 được mô phỏng thí nghiệm nén tĩnh cọc bằng phần mềm Plaxis 3D cho thấy giá trị hệ số tiếp xúc $R_{inter} = 0,8$ là phù hợp nhất đối với cọc khoan nhồi không phụt vữa làm việc trong nền cát mịn, trạng thái rời.

(2) Đối với các cọc phụt vữa BPG20, BPG35 và BPG50, giải pháp sử dụng giá trị đường kính quy đổi và tăng hệ số tiếp xúc giữa cọc – đất giúp mô tả được hiệu quả gia tăng sức kháng thành của cọc phụt vữa. Kết quả nghiên cứu cho thấy giá trị đường kính quy đổi D_{qd} là 0,52 m, 0,64 m và 0,67 m lần lượt phù hợp các cọc có hàm lượng vữa phụt tăng từ 20, 35 và 50 l/m². Bên cạnh đó giá trị hệ số tiếp xúc $R_{inter} = 1$ là hệ số thích hợp khi mô phỏng cọc phụt vữa làm việc trong nền đất rời, trạng thái rời.

(3) Trên cơ sở các giá trị đường kính quy đổi D_{qd} xác định từ mô phỏng, thiết lập

công thức (4.6) biểu diễn quan hệ giữa đường kính quy đổi D_{qd} và hàm lượng vữa phụt IR . Công thức này cho phép lượng hóa trực tiếp ảnh hưởng của phụt vữa trong mô hình số mà không cần thay đổi các thông số cơ lý của đất nền.

(4) Phương pháp mô hình hóa tương đương sử dụng đường kính quy đổi D_{qd} kết hợp với $R_{inter} = 1$ tại các đoạn cọc phụt vữa được kiểm chứng trên hai công trình thực tế. Kết quả cho thấy đường cong P-S mô phỏng phù hợp tốt với thí nghiệm, với $R^2 = 0,94$ và $MAE = 1,21$ mm tại Friendship Tower; $R^2 = 0,96$ và $MAE = 0,57$ mm tại Sông Đà Riverside. Kết quả này cho thấy phương pháp đề xuất có khả năng mô phỏng hợp lý ứng xử tải trọng–độ lún của cọc phụt vữa trong phạm vi điều kiện nghiên cứu.

(5) Giải pháp sử dụng đường kính quy đổi D_{qd} kết hợp với hệ số tương tác $R_{inter} = 1$ là một cách cận đơn giản nhưng hiệu quả để mô hình hóa ảnh hưởng của phụt vữa tại các đoạn cọc phụt vữa trong phân tích phần tử hữu hạn. Tuy nhiên, phạm vi áp dụng cho nền cát mịn, trạng thái rời với hàm lượng vữa phụt $IR \leq 50$ l/m², tương ứng với tỷ lệ nước và xi măng là N/XM là 0,66:1; đối với các điều kiện địa chất khác, cần có nghiên cứu bổ sung để hiệu chỉnh và mở rộng khả năng áp dụng.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

I. KẾT LUẬN

Dựa trên kết quả nghiên cứu thí nghiệm và mô phỏng số, luận án rút ra các kết luận chính sau:

1. Từ kết quả nghiên cứu cho thấy sức chịu tải cực hạn của cọc không tăng tuyến tính theo hàm lượng vữa phụt. Hàm lượng vữa $IR = 35 \text{ l/m}^2$ được xem là hàm lượng vữa hiệu quả đối với cọc khoan nhồi làm việc trong nền cát mịn, trạng thái rời tại TP.HCM trong phạm vi khảo sát hàm lượng vữa $IR \leq 50 \text{ l/m}^2$ với tỷ lệ cấp phối nước/xi măng là 0,66:1,0.
2. Thiết lập mối tương quan giữa giá trị sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa và cọc không phụt nhằm dự báo sức kháng thành đơn vị f_{IR} của cọc phụt vữa từ giá trị của cọc không phụt tương ứng:

$$f_{IR} = f_0 \cdot e^{b \cdot IR}$$

$$b = -4 \cdot 10^{-5} \cdot Z + 0,0135$$

với hàm lượng vữa phụt $IR \leq 35 \text{ l/m}^2$ được áp dụng đối với nền cát mịn, trạng thái rời tại TP.HCM, cấp phối vữa phụt nước/xi măng là 0,66:1. Khi cao trình phụt vữa sâu hơn -50 m lấy $Z = -50 \text{ m}$).

3. Đề xuất sử dụng hệ số tiếp xúc $R_{\text{inter}} = 1$ và giá trị đường kính quy đổi (D_{qd}) trong phần mềm Plaxis 3D khi mô phỏng thí nghiệm nén tĩnh cho các đoạn cọc phụt vữa:

$$D_{\text{qd}} = -3 \cdot 10^{-5} \cdot (IR)^2 + 7,2 \cdot 10^{-3} \cdot (IR) + D_0 \quad ; \text{ (m)}$$

với hàm lượng vữa phụt $IR \leq 50 \text{ l/m}^2$ được áp dụng đối với nền cát mịn, trạng thái rời tại TP.HCM, cấp phối vữa phụt nước/xi măng là 0,66:1.

II. KIẾN NGHỊ

Trên cơ sở các kết luận đã đạt được, luận án đề xuất một số kiến nghị nhằm định hướng việc áp dụng kết quả nghiên cứu vào thực tiễn và mở rộng phạm vi nghiên cứu:

1. Công thức tương quan sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa dựa vào giá trị tương ứng của cọc không phụt có thể được tham khảo nhằm dự báo sức chịu tải cực

hạn của cọc khoan nhồi có phụt vữa làm việc trong nền cát mịn, trạng thái rời. Việc sử dụng công thức này trong giai đoạn thiết kế ban đầu giúp ước lượng chính xác hơn sức chịu tải của cọc.

2. Giải pháp sử dụng đường kính quy đổi D_{qd} và hệ số tiếp xúc đối với các đoạn cọc phụt vữa cho đoạn cọc phụt vữa có thể được tham khảo khi xây dựng đường cong tải trọng – độ lún bằng phương pháp số. Giải pháp này giúp giảm bớt số lượng các thí nghiệm nén tĩnh cọc hiện trường.

3. Các công thức đề xuất được khuyến nghị sử dụng tham khảo đối với cọc khoan nhồi làm việc trong nền cát mịn, trạng thái rời tại TP.HCM và các khu vực có điều kiện địa chất công trình tương tự, với $IR \leq 35 \text{ l/m}^2$ đối với công thức dự báo sức kháng thành đơn vị và $IR \leq 50 \text{ l/m}^2$ đối với công thức đường kính quy đổi, tỷ lệ $N/XM = 0,66:1$. Khi áp dụng cho các điều kiện địa chất hoặc công nghệ khác, cần hiệu chỉnh và kiểm chứng bổ sung bằng số liệu thí nghiệm hiện trường.

4. Cần tiến hành thêm những nghiên cứu đối với những loại nền đất khác để hoàn chỉnh các phương pháp dự báo sức chịu tải cực hạn của cọc khoan nhồi có áp dụng giải pháp phụt vữa thân cọc bằng lý thuyết cũng như thực nghiệm.

III. HƯỚNG NGHIÊN CỨU TIẾP THEO.

Các nội dung có thể phát triển từ luận án này như sau:

- Nghiên cứu ảnh hưởng của cấp phối vữa và điều kiện thi công khác nhau (dung dịch khoan, thời gian phá nước,...) đến hiệu quả tăng sức chịu tải cọc sau khi phụt.
- Nghiên cứu hiệu quả của phụt vữa khi cọc làm việc trong các loại nền đất khác nhau, như đất sét, cát pha, hoặc đất lẫn sỏi.
- Nghiên cứu khả năng tăng sức chịu tải của cọc khi phụt vữa với đối với các loại cọc có tiết diện khác.
- Kết hợp mô phỏng Plaxis 3D với phân tích dữ liệu thực nghiệm mở rộng để thiết lập bộ tiêu chuẩn quốc gia về tính toán cọc khoan nhồi có phụt vữa dọc thân.

CÁC CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ CÔNG BỐ

Bài báo tiếng Việt

1. Lê Thành Trung, Bạch Vũ Hoàng Lan, Phương pháp đường kính tương đương trong mô phỏng cọc khoan nhồi phụt vữa dọc thân cọc. Tạp chí Xây dựng, Bộ Xây dựng, ISSN: 2734-9888, Số 10/2025, trang 204–207.
2. Lê Thành Trung, Bạch Vũ Hoàng Lan. Nghiên cứu ảnh hưởng của công nghệ phụt vữa dọc thân cọc đến sức chịu tải của cọc khoan nhồi trong nền đất cát pha. Tạp chí Xây dựng, Bộ Xây dựng, ISSN: 2734-9888, Số 4/2025, trang 304–308.
3. Lê Thành Trung, Bạch Vũ Hoàng Lan, Nguyễn Nghĩa Hùng, Trần Hữu Bằng. Mô hình số thí nghiệm cọc khoan nhồi phụt vữa thân cọc. Tạp chí Xây dựng, Bộ Xây dựng, ISSN: 2734-9888, Số 10/2021, trang 82–85.
4. Lê Thành Trung, Phân tích kết quả nén tĩnh cọc khoan nhồi trên nền địa chất Quận 3 khu vực thành phố Hồ Chí Minh. Kỷ yếu Hội thảo khoa học quốc gia ACEAT 2024: Những tiến bộ trong Xây dựng, Kiến trúc, Kinh tế và Công nghiệp năm 2024, NXB Xây dựng, ISBN: 978-604-82-8109-0, tổ chức ngày 6–7/07/2024, trang 207-216.

Bài báo tiếng Anh

1. Trung Thanh Le, Lan Vu Hoang Bach. Field Study on the Effects of Shaft Grouting on the Load-Settlement Behavior of Bored Piles. Indian Geotechnical Journal, Springer Nature, ISSN: 0971-9555, vol. 56, pages1590 - 1604 (2026).
<https://doi.org/10.1007/s40098-025-01266-8> . (Indexed in Scopus, Q3).
2. Trung Le Thanh, Lan Bach Vu Hoang, Hai Nguyen Minh. Bearing Capacity Assessment of the Instrumented Shaft Grouting of Barrette Pile by Conventionally Static Loading Test. Springer Nature Singapore Pte Ltd. 2024 In: Lecture Notes in Civil Engineering, ISSN: 2366-2557, vol. 395, pages 291-305, (Proceedings of the 5th International Conference on Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development, Hanoi 2023, https://doi.org/10.1007/978-981-99-9722-0_19 , Indexed in Scopus, Q4).
3. Le Thanh Trung, Nguyen Duc Manh. Static loading tests on PHC piles installed in grouted boreholes. Transport and Communication Science Journal, ISSN: 1859-2724, Vol.72, Issue 1 (01/2021), pages 53–64.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

Tài liệu tiếng Việt

- [1]. Châu Ngọc Ân. (2013). Nền móng công trình. Nhà xuất bản Xây dựng.
- [2]. Nguyễn Phúc Bình An. (2017). Đánh giá khả năng nâng cao sức chịu tải cọc khoan nhồi bằng phương pháp phụt vữa thành biên trên cơ sở thí nghiệm O-cell. Luận văn thạc sĩ kỹ thuật, Trường Đại học Mở TP. Hồ Chí Minh.
- [3]. Bộ Khoa học và Công nghệ. (2012). TCVN 9351:2012: Đất xây dựng - Phương pháp thí nghiệm hiện trường - Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT). Hà Nội.
- [4]. Bộ Khoa học và Công nghệ. (2014). TCVN 10304:2014: Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế. Hà Nội.
- [5]. Bộ Khoa học và Công nghệ. (2012). TCVN 9393:2012: Cọc - Phương pháp thí nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục. Hà Nội.
- [6]. Bộ Khoa học và Công nghệ. (2012). TCVN 9395:2012: Cọc khoan nhồi - Thi công và nghiệm thu. Hà Nội.
- [7]. Bộ Khoa học và Công nghệ. (2024). TCVN 5575:2024: Kết cấu thép - Tiêu chuẩn thiết kế. Hà Nội.
- [8]. Bộ Khoa học và Công nghệ. (2025). TCVN 10304:2025: Thiết kế móng cọc. Hà Nội.
- [9]. Bộ Khoa học và Công nghệ. (2018). TCVN 5574:2018: Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép. Hà Nội.
- [10]. Công ty Tư vấn xây dựng - Địa kỹ thuật - Môi trường Cogeco. (2013). Báo cáo thí nghiệm đo biến dạng cọc TP1 và TP2 - Công trình LIM Tower 3. TP. Hồ Chí Minh.
- [11]. Công ty Tư vấn xây dựng - Địa kỹ thuật - Môi trường Cogeco. (2011). Báo cáo thí nghiệm đo biến dạng cọc TP1, TP2 - Công trình Vincom B. TP. Hồ Chí Minh.
- [12]. Công ty Tư vấn xây dựng - Địa kỹ thuật - Môi trường Cogeco. (2014). Báo cáo thí nghiệm đo biến dạng cọc BR1, BR2, TP1 và TP2 - Công trình Khu phức hợp Tân Cảng Sài Gòn. TP. Hồ Chí Minh.

- [13]. Công ty Tư vấn xây dựng - Địa kỹ thuật - Môi trường Cogeco. (2015). Báo cáo thí nghiệm đo biến dạng cọc TPH, TP1, TP2 và TP3 - Công trình Everrich II. TP. Hồ Chí Minh.
- [14]. Công ty TNHH Tư vấn kỹ thuật và Xây dựng quốc tế (I.C.P). (2009). Báo cáo kết quả khảo sát địa kỹ thuật công trình Tổ hợp căn hộ Sông Đà Riverside. TP. Hồ Chí Minh.
- [15]. Lê Minh Cư. (2019). Đánh giá hiệu quả của phương pháp phụt vữa thành biên cho sức chịu tải cọc barrette tại công trình Eximbank, Quận 1, TP. Hồ Chí Minh. Luận văn thạc sĩ kỹ thuật, Trường Đại học Mở TP. Hồ Chí Minh.
- [16]. Lê Ngọc Diệp. (2018). Phân tích và đánh giá hiệu quả của việc phụt vữa thân cọc barrette từ kết quả thí nghiệm nén tĩnh cho đất khu vực Quận 2, TP. Hồ Chí Minh. Luận văn thạc sĩ kỹ thuật, Trường Đại học Bách khoa - Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.
- [17]. Nguyễn Văn Khánh. (2011). Đánh giá sức chịu tải cọc barrette được xử lý phụt vữa thân cọc. Luận văn thạc sĩ kỹ thuật, Trường Đại học Bách khoa - Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.
- [18]. Võ Phán, Hà Vĩnh Phúc. (2016). Ứng dụng công nghệ phụt vữa thành trong việc gia tăng sức chịu tải cọc khoan nhồi. Viện Khoa học Thủy lợi Miền Nam, số 8.
- [19]. Võ Phán, Phan Lưu Minh Phụng. (2011). Cơ học đất. Trường Đại học Bách khoa - Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh.
- [20]. Lại Văn Quý, Nguyễn Đăng Khoa, Trần Quốc Việt, Nguyễn Hoàng Huy, Châu Đại Dương, Ngô Nguyễn Hào Kiệt. (2021). Phân tích hiệu quả cọc có phụt vữa thân cọc bằng phương pháp Load - Transfer. Tạp chí Vật liệu & Xây dựng, 12(5).
- [21]. Nguyễn Văn Tùng. (2021). Đánh giá hiệu quả tăng sức chịu tải cọc khoan nhồi được phụt vữa dọc thân cọc - Áp dụng cho công trình Tòa nhà Hữu Nghị Việt Nam - Slovakia. Luận văn thạc sĩ kỹ thuật, Trường Đại học Giao thông Vận tải TP. Hồ Chí Minh.

Tài liệu tiếng Anh

- [22]. Ameratunga, J., Sivakugan, N., & Das, B. M. (2016). Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering. *Developments in Geotechnical Engineering*. Springer, New Delhi. <https://doi.org/10.1007/978-81-322-2629-1>
- [23]. ASTM International. (2017). ASTM D1143/D1143M-17: Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [24]. Bowles, J. E. (1996). *Foundation Analysis and Design* (5th ed.). McGraw-Hill, New York.
- [25]. Brinkgreve, R. B. J., Swolfs, W. M., & Engin, E. (2010). *Plaxis 3D Foundation: Tutorial Manual*. Plaxis bv, Delft.
- [26]. Bruce, D. A. (1986). Enhancing the performance of large diameter piles by grouting. *Ground Engineering*, 19(4), 9-15.
- [27]. Callanan, J. F. (1984). *Evaluation of Procedures for Predicting Foundation Uplift Movements*. PhD Dissertation, Cornell University, Ithaca, NY.
- [28]. Dapp, S. D., Muchard, M., & Brown, D. (2006). Experiences with base grouted drilled shafts in the southeastern United States. *Proceedings of the Deep Foundations Institute Annual Conference*.
- [29]. Vietnam Japan University. (2021). *A Study on Bearing Capacity of Shaft-Grouted Bored Piles and Barrettes for High-Rise Buildings in Ho Chi Minh City*. Research Report, Vietnam Japan University, Hanoi.
- [30]. European Committee for Standardization. (2004). *Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. EN 1992-1-1:2004, Brussels.
- [31]. Fellenius, B. H. (2017). *Basics of Foundation Design*. Electronic Edition, Lulu Press.
- [32]. Fellenius, B. H. (1989). Tangent modulus of piles determined from strain data. In F. H. Kulhawy (Ed.), *Foundation Engineering: Current Principles and Practices*, *Proceedings of the 1989 Foundation Engineering Congress*, Evanston, Illinois, 25-29 June 1989, Geotechnical Special Publication No. 22,

Vol. 1 (pp. 500-510). ASCE, New York.

- [33]. Gong, W., Zhang, Z., Lin, Y., Dai, G., & Huang, H. (2023). Full-scale field test study of bearing characteristics of post-grouting pile for offshore wind turbines. *Ocean Engineering*, 268, 113451. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2022.113451>
- [34]. Gouvenot, D., & Gabaix, J. C. (1975). A new foundation technique using piles sealed by cement grout under high pressure. *Proceedings of the Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, OTC-2310-MS. <https://doi.org/10.4043/2310-MS>
- [35]. Nguyen, H. M., Fellenius, B. H., Puppala, A. J., Aravind, P., & Tran, Q. T. (2016). Bidirectional tests on two shaft-grouted barrette piles in Mekong Delta, Vietnam. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 47(1), 15-25. <https://doi.org/10.14456/seagj.2016.54>
- [36]. Nguyen, M. H., & Fellenius, B. H. (2015). Bidirectional cell tests on non-grouted and grouted large-diameter bored piles. *Journal of Geo-Engineering Sciences*, 2(3-4), 105-117. <https://doi.org/10.3233/JGS-140025>
- [37]. Hair, J. F., Hult, G. T. M., Ringle, C. M., Sarstedt, M., Danks, N. P., & Ray, S. (2021). *Partial Least Squares Structural Equation Modeling (PLS-SEM) Using R: A Workbook*. Springer, Cham. <https://doi.org/10.1007/978-3-030-80519-7>.
- [38]. Khanh, V. P., & Dung, Q. P. (2013). Analysis of load bearing capacity of shaft grouted barrettes based on experiential coefficients and its effects on piling design in Vietnam. *Proceedings of the 18th Southeast Asian Geotechnical Conference and Inaugural AGSSEA Conference*, Singapore, 29-31 May 2013.
- [39]. Kulhawy, F. H., & Mayne, P. W. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, Report EL-6800.
- [40]. Littlechild, B. D., Plumbridge, G. D., & Free, M. W. (1998). Shaft grouted piles in sand and clay in Bangkok. *Proceedings of the International Conference on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, BAP III*, Ghent, Belgium, 171-178
- [41]. Liu, S. W., Zhang, Q. Q., Li, H. T., Yu, X. T., Liu, G. H., & Cui, W. (2023). An

- analysis method for the response of combined side-and-tip grouting pile. *Acta Geotechnica*, 18(7), 3715-3729. <https://doi.org/10.1007/s11440-022-01788-y>
- [42]. Manai, R. (2010). The enhancement of pile capacity by shaft grouting technique in the Ruspa Bridge project in Bangladesh. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 41(3), 1-6.
- [43]. Marandi, S. M., & Karimzadeh, M. (2009). Analysis of the effect of pile skin resistance versus pile diameter based on experimental research. *American Journal of Applied Sciences*, 6(1), 114-119.
- [44]. Ng, C. W. W., Yau, T. L. Y., Li, J. H. M., & Tang, W. H. (2001). New failure load criterion for large diameter bored piles in weathered geomaterials. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(6), 488-498. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:6\(488\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:6(488))
- [45]. Lai, V. Q., Keawsawasvong, S., & Shiau, J. (2022). Analysis of shaft-grouted piles using load-transfer method. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 8(1), Article 4. <https://doi.org/10.1007/s40891-022-00351-9>
- [46]. Ramaswamy, S. D., & Pertusier, E. M. (1986). Construction of barrettes for high-rise foundations. *Journal of Construction Engineering and Management*, 112(4), 455-462.
- [47]. Sabatini, P. J., Bachus, R. C., Mayne, P. W., Schneider, J. A., & Zettler, T. E. (2002). *Geotechnical Engineering Circular No. 5: Evaluation of Soil and Rock Properties*. Federal Highway Administration, Washington, DC, FHWA-IF-02-034.
- [48]. Salem, T. N., Abd El-Basset, O. H., & Hassan, R. (2024). 3D numerical analysis of post-grouted piles. *Indian Geotechnical Journal*, 54(4), 1562-1583. <https://doi.org/10.1007/s40098-023-00832-2>
- [49]. Sinha, P. (2006). *Composite Materials and Structures*. Department of Aerospace Engineering, Indian Institute of Technology Kharagpur.
- [50]. Sliwinski, Z., & Fleming, W. G. K. (1974). Practical considerations affecting the performance of diaphragm walls. *Proceedings of the Conference on*

Diaphragm Walls and Anchorages.

- [51]. Stocker, M. F. (1983). The influence of post-grouting on the load-bearing capacity of bored piles. Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, Finland, 23-26 May 1983, 167-170.
- [52]. Nguyen, T. D., Lai, V. Q., Phung, D. L., & Duong, T. P. (2019). Shaft resistance of shaft-grouted bored piles and barrettes recently constructed in Ho Chi Minh City. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 50(3), 155-162. <https://doi.org/10.14456/seagj.2019.33>
- [53]. Taylan, Z. N., & Vanapalli, S. K. (2012). Estimation of the shaft capacity of single piles using the conventional and modified beta method. In C. Mancuso, C. Jommi, & F. D'Onza (Eds.), *Unsaturated Soils: Research and Applications*, Vol. 2 (pp. 255-262). Springer, Berlin.
- [54]. Troughton, V., Stocker, M., & Thompson, P. A. (1996). Base and shaft grouted piles. Informal Discussion, Institution of Civil Engineers, London.
- [55]. Wagh, J. D., & Bambole, A. N. (2024). Improved correlation of soil modulus with SPT N values. *Open Engineering*, 14(1), Article 20240046. <https://doi.org/10.1515/eng-2024-0046>
- [56]. Wan, Z. H., Dai, G. L., & Gong, W. M. (2020). Field and theoretical analysis of response of axially loaded grouted drilled shafts in extra-thick fine sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 57(3), 391-407. <https://doi.org/10.1139/cgj-2018-0382>
- [57]. Wan, Z. H., Duan, C., Hu, T., Zhou, F., & Dai, G. L. (2024). Field study on bearing capacity of large-diameter rock-socketed bored piles with combined grouting in highly weathered rock layers. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 57(10), 8701-8722.
- [58]. Wan, Z., Dai, G., & Gong, W. (2018). Full-scale load testing of two large-diameter drilled shafts in coral-reef limestone formations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 77(3), 1127-1143.
- [59]. Chan, N. C. W. (2006). The performance of large-diameter bored piles and

- large-section barrettes in decomposed geomaterials in Hong Kong. Proceedings of the Korean Geotechnical Society Conference, 334-408.
- [60]. Youn, H., & Tonon, F. (2010). Numerical analysis on post-grouted drilled shafts: A case study at the Brazo River Bridge, TX. *Computers and Geotechnics*, 37(4), 456-465. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.01.007>
- [61]. Zhang, G., Zhang, S., Zhang, J., Wu, J., Zheng, L., Gong, Z., et al. (2024). Comparative analysis between field test and numerical simulation of post-grouting of large diameter and ultralong bridge pile foundation. Proceedings of the Fifth International Conference on Green Energy, Environment, and Sustainable Development (GEESD 2024).
- [62]. Zhang, Z. M., Yu, J., Zhang, G. X., & Zhou, X. M. (2009). Test study on the characteristics of mudcakes and in situ soils around bored piles. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(3), 241-255.
- [63]. Zhang, Z., Gong, W., Dai, G., & Xu, J. (2021). Enhancement of load bearing of post-grouted drilled shafts based on in situ tests. *Arabian Journal of Geosciences*, 14, Article 32. <https://doi.org/10.1007/s12517-020-06332-4>.
- [64]. Wan, Z. H., Dai, G. L., & Gong, W. M. (2019). Field study on post-grouting effects of cast-in-place bored piles in extra-thick fine sand layers. *Acta Geotechnica*, 14(5), 1357-1377. <https://doi.org/10.1007/s11440-018-0741-7>
- [65]. Zhou, J., Zhang, X., Jiang, H., Lyu, C., & Oh, E. (2017). Static and dynamic load tests of shaft and base grouted concrete piles. *Advances in Civil Engineering*, 2017, Article ID 7414821, 1-11.
- [66]. Mitchell, J. K., & Gardner, W. S. (1975). In situ measurement of volume change characteristics. Proceedings of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, ASCE, Raleigh, North Carolina.
- [67]. Wu, Y., Zhao, C., Zhao, C., Wang, Y., & Fei, Y. (2020). Effect of grout conditions on the mechanical behaviors of unloading sand-concrete interface for reinforcing bored pile foundation. *Construction and Building Materials*, 243, 118218. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118218>.

PHỤ LỤC

MỤC LỤC PHỤ LỤC

PHỤ LỤC 1. ĐỊA CHẤT KHU VỰC THÍ NGHIỆM.....	1
PHỤ LỤC 1.1. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM ĐỊA CHẤT TRONG PHÒNG.....	1
PHỤ LỤC 1.2. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM ĐỊA CHẤT HIỆN TRƯỜNG.....	14
PHỤ LỤC 1.3. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM CHỈ TIÊU CƠ LÝ CỦA VẬT LIỆU.....	17
PHỤ LỤC 2. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH CỌC VÀ DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI CỌC KHOAN NHỒI KHÔNG PHỤT VÀ CÓ PHỤT VỮA.....	28
PHỤ LỤC 2.1. SỐ LIỆU THÍ NGHIỆM CỌC.....	28
PHỤ LỤC 2.2. SỐ LIỆU THÍ NGHIỆM ĐO BIẾN DẠNG CỌC.....	32
PHỤ LỤC 2.3. DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI CỌC KHOAN NHỒI KHÔNG PHỤT VÀ CÓ PHỤT VỮA.....	42
PL.2.3.1 Sức chịu tải của cọc khoan nhồi không phụt vữa BPG0 theo cường độ vật liệu.....	42
PL.2.3.2 Sức chịu tải của cọc khoan nhồi không phụt vữa BPG0 theo điều kiện đất nền (theo TCVN 10304:2014)	42
1. Sức chịu tải của cọc BPG0 theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền.....	42
2. Sức chịu tải cực hạn của cọc khoan nhồi không phụt vữa BPG0 theo chỉ tiêu cường độ.....	44
3. Sức chịu tải cực hạn của cọc BPG0 dựa vào kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT	45
PL.2.3.3 Kết luận	46
(1) Tổng hợp và lựa chọn sức chịu cực hạn của cọc khoan nhồi không phụt BPG0.	46
(2) Xác định sức chịu tải của cọc khoan nhồi có phụt vữa (BPG20, BPG35 và BPG50).....	46
PHỤ LỤC 2.4. TÍNH TOÁN HỆ ĐỐI TRỌNG THÍ NGHIỆM CỌC.....	47
PHỤ LỤC 2.5. DỮ LIỆU THÍ NGHIỆM CỌC XÁC ĐỊNH SỨC KHÁNG THÀNH ĐƠN VỊ TẠI CÁC CÔNG TRÌNH THỰC TẾ	49
PL.2.5.1 Công trình Friendship Tower (TP.HCM).....	49
PL.2.5.2 Eximbank building	50
PL.2.5.3 Vincom khu B.....	51

PL.2.5.4 Lancaster Lincoln	52
PL.2.5.5 Cao ốc Thủ Thiêm	53
PL.2.5.6 Everrich II.....	53
PL.2.5.7 Công trình Lim Tower 3.....	54
PL.2.5.8 Tòa nhà Landmark 81.....	55
PL.2.5.9 Công trình Sông Đà Riverside.....	56
PL.2.5.10 Sóng Việt Building.	57
PHỤ LỤC 2.6. HỒ SƠ KIỂM ĐỊNH THIẾT BỊ THÍ NGHIỆM	66
PHỤ LỤC 3. PHÂN TÍCH MÔ HÌNH SỐ FEM.....	82
PHỤ LỤC 3.1 XÁC ĐỊNH THÔNG SỐ CỌC TRONG MÔ HÌNH SỐ	85
PHỤ LỤC 3.2 XÁC ĐỊNH HỆ SỐ XÁC ĐỊNH R^2 ĐƯỜNG CONG P-S MÔ HÌNH SỐ - THÍ NGHIỆM CỦA CÁC CỌC THÍ NGHIỆM.....	87
PL.3.3.1 Xác định hệ số xác định R^2 đường cong P-S mô hình và thí nghiệm của cọc BPG0 tương ứng với $R_{inter} = [0.6 \div 0,8]$	87
PL.3.3.2 Xác định hệ số xác định R^2 đường cong p-s mô hình số - thí nghiệm của các cọc thí nghiệm của cọc phụt vữa theo các hàm lượng vữa khác nhau.	90
PHỤ LỤC 3.3 XÁC ĐỊNH HỆ SỐ XÁC ĐỊNH R^2 ĐƯỜNG CONG P-S MÔ HÌNH SỐ - THÍ NGHIỆM TẠI CÔNG TRÌNH FRIENDSHIP TOWER VÀ SÔNG ĐÀ RIVERSIDE	102
PL.3.3.1 Công trình Friendship Tower.	102
PL.3.3.2 Công trình Tổ hợp căn hộ Sông Đà Riverside	104

DANH MỤC BẢNG PHỤ LỤC

Bảng PL 1.1 Tổng hợp kết quả thí nghiệm chỉ tiêu cơ lý của đất.....	1
Bảng PL 1.2 Thống kê kết quả thí nghiệm chỉ tiêu cơ lý của đất.....	3
Bảng PL 1.5 Kết quả thí nghiệm kéo uốn của vữa phụt	26
Bảng PL 1.6 Kết quả thí nghiệm nén của vữa phụt	26
Bảng PL 1.7 Kết quả thí nghiệm cường độ thép cọc	27
Bảng PL 2.1 Số liệu thí nghiệm nén tĩnh cọc BPG0.....	28
Bảng PL 2.2 Số liệu thí nghiệm nén tĩnh cọc BPG20.....	28
Bảng PL 2.3 Số liệu thí nghiệm nén tĩnh cọc BPG35.....	29
Bảng PL 2.4 Số liệu thí nghiệm nén tĩnh cọc BPG50.....	30
Bảng PL 2.5 Số liệu đo biến dạng dọc thân cọc BPG0	32
Bảng PL 2.6 Số liệu đo biến dạng dọc thân cọc BPG20	34
Bảng PL 2.7 Số liệu đo biến dạng dọc thân cọc BPG35	36
Bảng PL 2.8 Số liệu đo biến dạng dọc thân cọc BPG50	39
Bảng PL 2.9 Xác định sức kháng thành đơn vị của cọc không phụt BPG0 theo chỉ tiêu cơ lý đất nền.....	44
Bảng PL 2.10 Xác định sức kháng thành của cọc không phụt BPG0	45
Bảng PL 2.11 Xác định sức chịu tải cực hạn của cọc không phụt BPG0 theo TCVN10304:2025	45
Bảng PL 2.12. Bảng tổng hợp giá trị sức kháng thành đơn vị của các đoạn cọc nghiên cứu...	59
Bảng PL 2.13. So sánh sức kháng đơn vị tính theo thí nghiệm và công thức đề xuất.....	63
Bảng PL 3.1. Cấp tải và giá trị tải trọng tác dụng đối với các cọc trong mô phỏng số	82
Bảng PL 3.2. Quan hệ tải trọng và độ lún của các cọc phụt vữa trong thử tải cọc.....	83
Bảng PL 3.3 Xác định mô đun đàn hồi của cọc khi mô phỏng số.....	86
Bảng PL 3.4 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG0, trường hợp $R_{inter} = 0.6$	87
Bảng PL 3.5 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG0, trường hợp $R_{inter} = 0.7$	88
Bảng PL 3.6 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG0, trường hợp $R_{inter} = 0.8$	89

Bảng PL 3.7 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG20, trường hợp $R_{inter} = 0.8$, tương ứng với $D_{qd} = 0,52$	90
Bảng PL 3.8 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG35, trường hợp $R_{inter} = 0.8$, tương ứng với $D_{qd} = 0,64$ m.....	91
Bảng PL 3.9 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG50, trường hợp $R_{inter} = 0.8$, tương ứng với $D_{qd} = 0,67$ m.....	93
Bảng PL 3.10 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG20, trường hợp $R_{inter} = 0.9$, tương ứng với $D_{qd} = 0,52$ m.....	95
Bảng PL 3.11 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG35, trường hợp $R_{inter} = 0.9$, tương ứng với $D_{qd} = 0,64$ m.....	96
Bảng PL 3.12 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG20, trường hợp $R_{inter} = 0.9$, tương ứng với $D_{qd} = 0,67$ m.....	97
Bảng PL 3.13 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG20, trường hợp $R_{inter} = 1,0$, tương ứng với $D_{qd} = 0,52$ m.....	99
Bảng PL 3.14 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG35, trường hợp $R_{inter} = 1,0$, tương ứng với $D_{qd} = 0,64$ m.....	100
Bảng PL 3.15 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG50, trường hợp $R_{inter} = 1,0$, tương ứng với $D_{qd} = 0,67$ m.....	101
Bảng PL 3.16 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc tron TP1.	102
Bảng PL 3.17 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc phụt vữa TP2.....	103
Bảng PL 3.18 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc tron TP5.	104
Bảng PL 3.19 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc phụt TP1.....	105
Bảng PL 3.20 Phương thức sử dụng dữ liệu công trình thực tế.....	106
Bảng PL 3.21 Thống kê các trường hợp tính toán sai số MEA.....	107

PHỤ LỤC 1. ĐỊA CHẤT KHU VỰC THÍ NGHIỆM

PHỤ LỤC 1.1. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM ĐỊA CHẤT TRONG PHÒNG

Bảng PL 1.1 Tổng hợp kết quả thí nghiệm chỉ tiêu cơ lý của đất

CÔNG TY TNHH ĐỊA CHẤT XÂY DỰNG PHÚ NGUYÊN PTN CƠ LÝ ĐẤT ĐÀ & VẬT LIỆU XÂY DỰNG LAS-XB 1425															BẢNG TỔNG HỢP KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM CHỈ TIÊU CƠ LÝ CỦA ĐẤT Công trình: THÍ NGHIỆM CỌC KHOAN NHỒI, CỌC KHOAN NHỒI KHI PHỤT VỮA ĐỌC THÂN CỌC Địa điểm: XÃ TÂN NHÌ, HUYỆN BẮC TÂN UYÊN, TỈNH BÌNH DƯƠNG																																
STT	Tên hồ khoan	Số hiệu mẫu	Độ sâu mẫu	Thành phần hạt %											Độ ẩm	Dung trọng ướt	Dung trọng khô	Dung trọng đầy	Khối lượng riêng	Độ bão hòa	Độ rỗng	Hệ số rỗng	Atterberg				Hệ số rỗng ứng với từng cấp áp lực, e_p																				
				Sét mịn		Cát					Bột		Sét	Giới hạn chảy									Giới hạn dẻo	Chỉ số dẻo	Độ vết																						
				>10	10.0 đến 5.0	5.0 đến 2.0	2.0 đến 1.0	1.0 đến 0.50	0.50 đến 0.25	0.25 đến 0.1	0.1 đến 0.05	0.05 đến 0.01	0.01 đến 0.005																																		
				(mm)																													%	g/cm ³	g/cm ³	g/cm ³	g/cm ³	%	%	%	%	%	%	%	%		
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10																				11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
1	HK1	HK1-1	0.8 - 1					0.4	10.8	64.7	6.3	5.3	2.8	9.5	18.81	1.94	1.83	1.02	2.67	79	39	0.618	NP	NP					0.602	0.586	0.572	0.557	0.539														
2	"	HK1-2	2.3 - 2.5					4.1	22.1	24.8	33.1	3.8	4.2	14	6.3	17.38	2.02	1.72	1.08	2.67	83	36	0.552	NP	NP					0.519	0.503	0.489	0.476	0.460													
3	"	HK1-3	3.8 - 4.0			0.4	0.4	10.3	45.5	39.0	2.1	3.4	14	5.8	17.80	2.03	1.72	1.08	2.67	86	36	0.552	NP	NP					0.517	0.503	0.491	0.476	0.460														
4	HK2	HK2-1	0.8 - 1.0					0.7	18.0	39.2	10.1	3.2	1.7	3.1	18.58	1.99	1.68	1.05	2.67	84	37	0.589	NP	NP					0.554	0.538	0.524	0.510	0.492														
5	"	HK2-2	2.3 - 2.5		6.9	7.6	3.2	13.4	41.5	11.3	2.4	3.2	16	3.0	17.22	2.05	1.75	1.09	2.66	88	34	0.520	NP	NP					0.485	0.470	0.457	0.443	0.427														
6	"	HK2-3	3.8 - 4.0			0.6	1.2	62.8	16.4	6.7	1.8	3.8	16	3.1	18.06	2.06	1.75	1.09	2.67	91	34	0.526	NP	NP					0.493	0.478	0.465	0.452	0.433														
7	HK3	HK3-1	0.8 - 1.0		0.6	2.6	2.8	23.5	22.2	24.0	5.2	6.7	2.8	9.6	17.96	2.03	1.72	1.08	2.67	87	36	0.552	NP	NP					0.517	0.503	0.490	0.477	0.458														
8	"	HK3-2	2.3 - 2.5			0.3	1.8	12.4	28.8	33.3	7.8	5.3	2.4	8.7	19.69	2.01	1.68	1.05	2.67	89	37	0.589	NP	NP					0.555	0.537	0.523	0.511	0.491														
9	"	HK3-3	3.8 - 4.0		0.7	16.6	9.1	19.5	19.8	22.1	1.9	3.4	1.4	3.7	17.38	2.04	1.74	1.09	2.66	87	35	0.529	NP	NP					0.495	0.480	0.467	0.454	0.435														

"NP" không thể nghiệm định được

Bảng PL 1.1. Tổng hợp kết quả thí nghiệm chỉ tiêu cơ lý của đất (tiếp theo)

THÍ NGHIỆM NỀN NHANH												THÍ NGHIỆM CẮT TRỰC TIẾP										MÔ TẢ ĐẤT
Hệ số nén biến dạng với từng cấp áp lực, a_i						Mô đun Tổng biến dạng với từng cấp áp lực, E_i						Cường độ kháng cắt ứng với từng cấp áp lực P (kG/cm ²)					Góc nội ma sát φ Độ	Lực dính C kG/cm ²				
$a_{0.025}$	$a_{0.125}$	$a_{0.254}$	$a_{0.510}$	$a_{1.020}$	$a_{2.040}$	$a_{4.080}$	$E_{0.025}$	$E_{0.125}$	$E_{0.254}$	$E_{0.510}$	$E_{1.020}$	$E_{2.040}$	$E_{4.080}$	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	φ Độ	C kG/cm ²		
35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	
		0.072	0.092	0.014	0.007	0.005			22.8	50.1	113.3	209.6	346.0		0.472	0.878	1.269		21 ° 45'	0.076	Cát mịn, màu xám trắng - xám vàng, trạng thái rời	
		0.066	0.092	0.014	0.007	0.004			28.5	47.5	107.4	229.1	369.0		0.488	0.894	1.347		23 ° 16'	0.050	Cát mịn, màu xám trắng - xám vàng, trạng thái rời	
		0.070	0.028	0.012	0.008	0.004			22.2	54.2	125.3	198.8	369.0		0.506	0.914	1.369		23 ° 19'	0.069	Cát mịn, màu xám trắng - xám vàng, trạng thái rời	
		0.070	0.032	0.014	0.007	0.005			22.7	48.6	108.9	217.7	335.6		0.492	0.900	1.336		22 ° 53'	0.066	Cát mịn, màu xám trắng - xám vàng, trạng thái rời	
		0.070	0.030	0.013	0.006	0.005			21.7	49.5	113.1	242.8	321.1		0.506	0.916	1.390		23 ° 48'	0.056	Cát mịn, màu xám trắng - xám vàng, trạng thái rời	
		0.066	0.030	0.013	0.007	0.005			23.1	49.8	113.7	225.4	305.7		0.506	0.916	1.369		23 ° 19'	0.070	Cát mịn, màu xám trắng - xám vàng, trạng thái rời	
		0.070	0.028	0.013	0.007	0.005			22.2	54.2	115.6	229.2	310.9		0.484	0.900	1.323		22 ° 32'	0.077	Cát mịn, màu xám trắng - xám vàng, trạng thái rời	
		0.068	0.036	0.014	0.006	0.005			23.4	43.2	108.8	253.8	302.2		0.524	0.932	1.410		23 ° 54'	0.069	Cát mịn, màu xám trắng - xám vàng, trạng thái rời	
		0.068	0.030	0.013	0.007	0.005			22.5	49.8	113.8	225.7	306.1		0.530	0.947	1.457		24 ° 39'	0.063	Cát mịn, màu xám trắng - xám vàng, trạng thái rời	

Bảng PL 1.2 Thống kê kết quả thí nghiệm chỉ tiêu cơ lý của đất

PN

Bảng PL 1.2 Thống kê kết quả thí nghiệm chỉ tiêu cơ lý của đất (tiếp theo)

THÍ NGHIỆM NỀN NHANH														THÍ NGHIỆM CẮT TRỰC TIẾP						
Hệ số nền tương ứng với từng cấp áp lực, a_i							Mô đun Tổng biến dạng với từng cấp áp lực, E_i							Cường độ kháng cắt từng với từng cấp áp lực P (kG/cm ²)					Góc nôi ma sát φ Độ	Lực đỉnh C kG/cm ²
$a_{0.025}$	$a_{0.125-0.25}$	$a_{0.15-0.5}$	$a_{0.5-1.0}$	$a_{1.0-2.0}$	$a_{2.0-4.0}$	$a_{4.0-8.0}$	$E_{0.025}$	$E_{0.125-0.25}$	$E_{0.15-0.5}$	$E_{0.5-1.0}$	$E_{1.0-2.0}$	$E_{2.0-4.0}$	$E_{4.0-8.0}$	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0		
		$a_{0.025}$	$a_{0.125-0.5}$	$a_{0.5-1.0}$	$a_{1.0-2.0}$	$a_{2.0-4.0}$			$E_{0.025}$	$E_{0.125-0.5}$	$E_{0.5-1.0}$	$E_{1.0-2.0}$	$E_{2.0-4.0}$							
35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55
		0.072	0.032	0.014	0.007	0.005			22.8	50.1	113.3	209.6	346.0		0.472	0.878	1.209		21° 45'	0.076
		0.066	0.032	0.014	0.007	0.004			23.5	47.5	107.4	229.1	369.0		0.488	0.894	1.347		23° 16'	0.050
		0.070	0.028	0.012	0.008	0.004			22.2	54.2	125.3	198.8	369.0		0.508	0.914	1.369		23° 19'	0.069
		0.070	0.032	0.014	0.007	0.005			22.7	48.6	109.9	217.7	335.6		0.492	0.900	1.336		22° 53'	0.066
		0.070	0.030	0.013	0.006	0.005			21.7	49.5	113.1	242.8	321.1		0.508	0.916	1.390		23° 48'	0.056
		0.066	0.030	0.013	0.007	0.005			23.1	49.8	113.7	225.4	305.7		0.508	0.916	1.369		23° 19'	0.070
		0.070	0.028	0.013	0.007	0.005			22.2	54.2	115.6	229.2	310.9		0.494	0.900	1.323		22° 32'	0.077
		0.068	0.036	0.014	0.006	0.005			23.4	43.2	109.8	253.8	302.2		0.524	0.932	1.410		23° 54'	0.069
		0.068	0.030	0.013	0.007	0.005			22.5	49.8	113.8	225.7	306.1		0.539	0.947	1.457		24° 39'	0.063
		0.069	0.031	0.013	0.007	0.005			22.7	49.6	113.5	225.8	329.5		0.504	0.911	1.363		$\varphi_k = 23^\circ 16'$	$C_k = 0.066$
		0.002	0.002	0.001	0.001	0.000			$E_0 = \beta \cdot \ln k \cdot (1 + e_0) / a_1$						0.020	0.021	0.054		$\varphi_1 = 22^\circ 51'$	$C_2 = 0.047$
		0.029	0.080	0.053	0.084	0.075			66.2	147.6	342.0	683.9	1007.0		0.040	0.023	0.049		$\varphi_1 = 22^\circ 35'$	$C_1 = 0.036$

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM ĐẤT

- Công trình: **THÍ NGHIỆM CỌC KHOAN NHỎ, CỌC KHOAN NHỎ KHI PHỤT VỮA DỌC THÂN CỌC**
 - Tên mẫu: **HK1-1** - Người TN: **Giảng + Hạng + Huệ**
 - Độ sâu: **0.8 – 1.0** - Người Tính + Vẽ: **Phong Vành**
 - Mô tả đất: **Cát mịn, màu xám trắng, xám vàng, kết cấu rời**

Tính chất cơ lý	W	γ	γ_s	G	Δ	W_L	W_p	I_p	B
Mẫu nguyên dạng	18.81	1.94	1.63	79	2.47				

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN LÚN

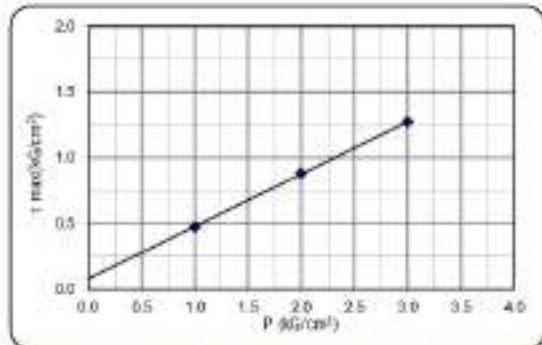
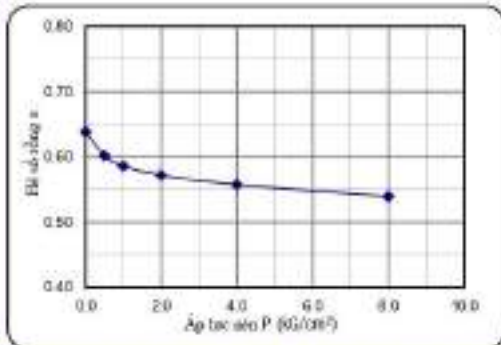
- Số hiệu máy: **J** - Chiều cao mẫu h_c : **20mm**
 - Kiến tạo: **Nền mẫu bào hòa** - Hệ số hiệu chỉnh: **1.007**
 - Số đọc van 24h: **143**

P_u	(kG/cm ²)	0.50	1.00	2.00	4.00	8.00
Δh_s	(0.01mm)	51.2	71.2	92.2	115.0	142.0
Δh_{ss}	(0.01mm)	7.0	8.5	12.0	17.0	21.5
Δe_s	-	0.036	0.052	0.066	0.081	0.090
e_s	-	0.638	0.602	0.586	0.572	0.557
a	(cm ² /kG)	0.072	0.082	0.094	0.007	0.005
E_s	(kG/cm ²)	22.8	50.1	113.1	208.6	346.0

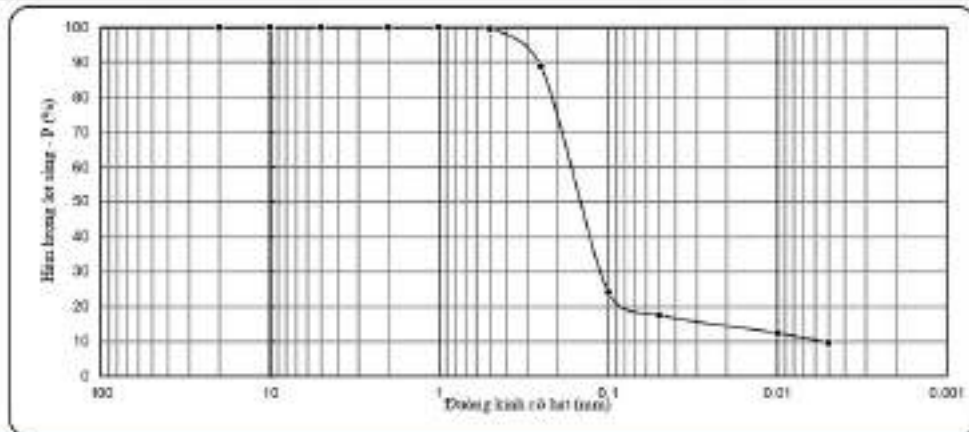
KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM CẮT PHẪNG

- Kiểu cắt: **Ứng biến**
 - Phương pháp cắt: **Cắt nhanh không thoát nước**
 - Hệ số rung ứng biến: **0.01563**

Áp lực nén P_u	Số đọc	US cắt t_{cut}	$\tan \phi = 0.390$ $\phi = 21^\circ 45'$ $C = 0.070$ (kG/cm ²)
(kG/cm ²)	(vạch)	(kG/cm ²)	
1.00	30.1	0.472	
2.00	56.2	0.878	
3.00	81.2	1.260	



KẾT QUẢ PHÂN TÍCH THÀNH PHẦN HẠT		- Khối lượng đất dùng TN: 116.7 (g)				- Nhiệt độ TN: 30.0 (oC)					
* Phần phân tích đồng tỷ (>0.5mm)	- Đường kính mắt sàng (mm)	10.0	5.0	2.0	1.0	0.5	0.25	0.1			
	- Khối lượng trên từng sàng (g)					0.4	12.6	75.5			
Cấp hạt	SỎI SẠN			CÁT				BỤI		SET	
Đk cỡ hạt (mm)	> 10	10-5	5-2	2-1	1-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05	0.05-0.01	0.01-0.005	<0.005
P cỡ hạt trên sàng (%)					0.4	10.8	64.7	6.5	5.3	2.8	9.5
P hạt tích lũy lọt sàng (%)					100.0	99.6	88.8	24.1	17.6	12.4	9.5



KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM ĐẤT

- Công trình: **THÍ NGHIỆM CỌC KHOAN NHỒI CỌC KHOAN NHỒI KHI PHỤ VỮA ĐỘC THẦN CỌC**
 - Tên mẫu: **BK1-2** - Người TN: **Giảng + Hạnh + Huệ**
 - Độ sâu: **2,3 – 2,5** - Người Tính + Vẽ: **Phong Vành**
 - Mô tả đất: **Cát mịn, màu xám trắng, xám vàng, kết cấu rời**

Tính chất cơ lý	W	γ	γ_s	G	Δ	w_L	w_p	I_p	B
Đầu nguyên dạng	17,58	2,02	1,72	85	2,67				

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NỀN LÚN

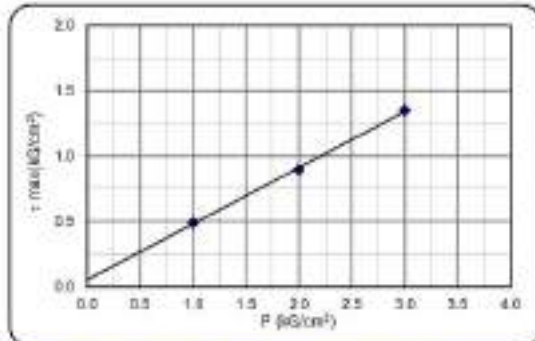
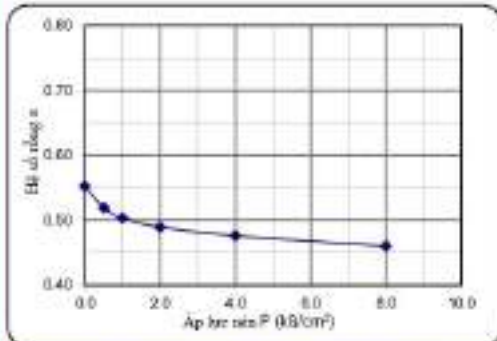
- Số liệu máy: **2** - Chiều cao mẫu h_m : **20mm**
 - Kiểu nền: **Nền mẫu bảo hòa** - Hệ số hiệu chỉnh: **1.007**
 - Số đọc sau 30s: **144**

P_n	(kg/cm ²)	0.50	1.00	2.00	4.00	8.00
Δh_n	(0.01mm)	50.1	72.2	94.5	116.9	143.0
Δh_n	(0.01mm)	7.5	9.5	14.0	19.0	25.5
Δe_n		0.033	0.049	0.063	0.076	0.092
e_n		0.519	0.503	0.489	0.476	0.460
θ	(cm ³ /kg)	0.066	0.062	0.064	0.067	0.064
E_n	(kg/cm ²)	33.5	47.3	107.4	229.1	369.0

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM CẮT PHẪNG

- Kiểu cắt: **Ứng biến**
 - Phương pháp cắt: **Cắt nhanh không thoát nước**
 - Hệ số vồng ứng biến: **0.01563**

Áp lực nén, P_n	Số đọc	1/5 cắt t_{50}	$\tan \varphi = 0.43$ $\varphi = 23^{\circ}16'$ $C = 0.010$ (kg/cm ²)
(kg/cm ²)	(vạch)	(kg/cm ²)	
1.00	31.2	0.433	
2.00	57.2	0.894	
3.00	86.2	1.347	

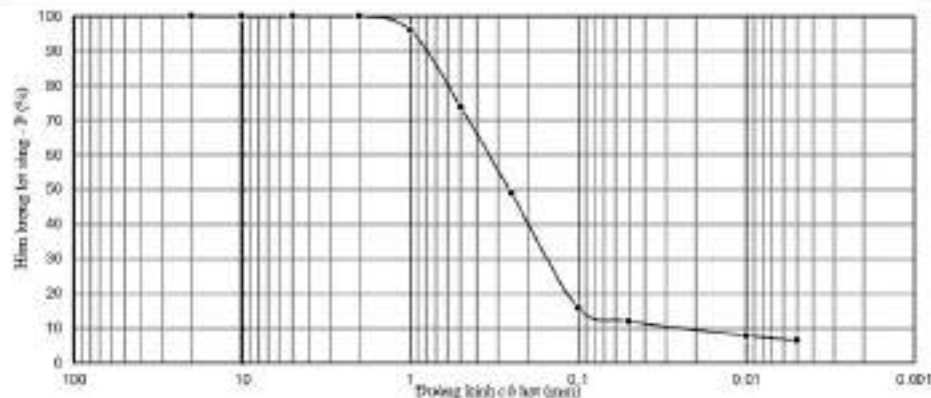


KẾT QUẢ PHÂN TÍCH THÀNH PHẦN HẠT

- Khối lượng đất dùng TN: **116.0 (g)**

- Nhiệt độ TN: **30.0 (°C)**

* Phân phần rời		- Đường kính mắt sàng (mm)				10.0	5.0	2.0	1.0	0.5	0.25	0.1
Đồng rời (>0.5mm)		- Khối lượng trên từng sàng (g)				4.7 25.7 28.8 38.4						
Cấp hạt	SỎI SẠN				CÁT				BỤI		SÉT	
Đ/k cỡ hạt (mm)	> 10	10-5	5-2	2-1	1-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05	0.05-0.01	0.01-0.005	<0.005	
P cỡ hạt trên sàng (%)				4.1	22.1	24.8	33.1	3.8	4.2	1.4	6.5	
P hạt rời (tỷ lệ tổng %)				100.0	95.9	73.8	49.0	15.9	12.1	7.9	6.5	



KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM ĐẤT

- Công trình: **THÍ NGHIỆM CỌC KHOAN NHỒI, CỌC KHOAN NHỒI KHI PHỤT VỮA DỤC THÂN CỌC**
 - Tên mẫu: **HK1-3** - Người TN: **Giảng + Hạnh + Huệ**
 - Độ sâu: **3.8 – 4.0** - Người Tính + Vẽ: **Phùng Vành**
 - Mô tả đất: **Cát mịn, màu xám trắng, xám vàng, kết cấu rời**

Tính chất cơ lý	W	γ	γ_s	G	Δ	W_L	W_p	I_p	I_s
Mẫu nguyên dạng	17.88	2.01	1.72	86	2.67				

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN LŨN

- Số hiệu máy: **3** - Chiều cao mẫu h_p : **20mm**
 - Kiểu nén: **Nén mẫu bão hòa** - Hệ số hiệu chỉnh: **1.007**
 - Số dọc nén 24h: **142**

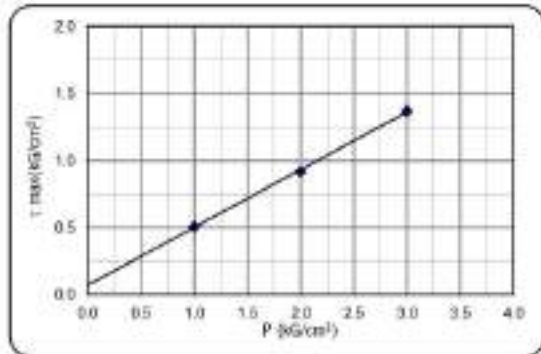
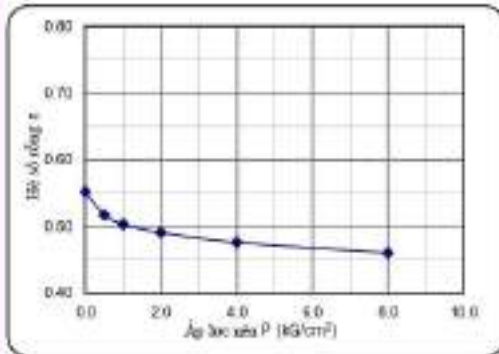
P_u (kG/cm ²)	0.50	1.00	2.00	4.00	8.00
Δh_s (0.01mm)	51.2	71.2	91.2	115.8	141.0
Δh_u (0.01mm)	7.0	8.5	13.0	18.0	23.0
Δe_s	0.035	0.049	0.061	0.076	0.092
v_s	0.552	0.517	0.503	0.491	0.476
a (cm ² /độ)	0.070	0.028	0.012	0.008	0.004
E_s (kG/cm ²)	22.2	54.2	125.5	198.8	309.0

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM CẮT PHẪNG

- Kiểu cắt: **Ứng biến**
 - Phương pháp cắt: **Cắt nhanh không thoát nước**
 - Hệ số vồng ứng biến: **0.01563**

Áp lực nén P_u (kG/cm ²)	Số đọc t_{max} (vạch)	Ứng biến t_{max} (kG/cm ²)
1.00	32.5	0.508
2.00	58.5	0.914
3.00	87.6	1.360

$\tan \phi = 0.431$
 $\phi = 23.019^\circ$
 $C = 0.000$ (kG/cm²)

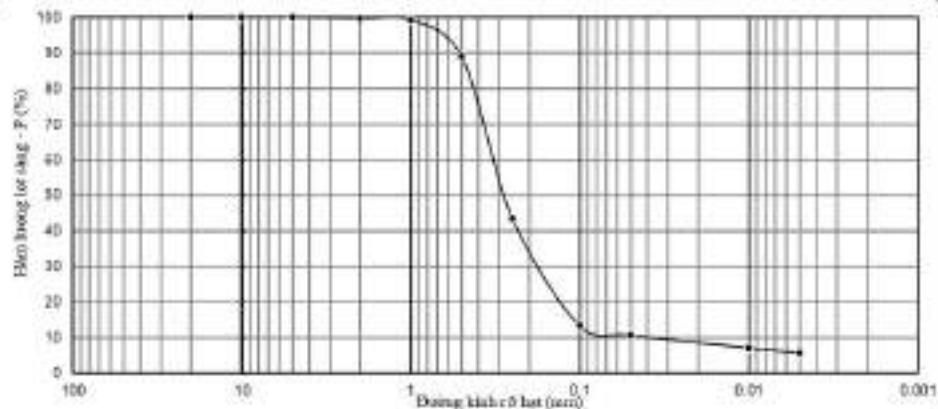


KẾT QUẢ PHÂN TÍCH THÀNH PHẦN HẠT

- Khối lượng đất đồng TN: **116.4 (g)**

- Nhiệt độ TN: **30.0 (oC)**

* Phân phối tích lũy rây (>0.5mm)	Đường kính mắt sàng(mm)		10.0	5.0	2.0	1.0	0.5	0.25	0.1		
	-Khối lượng trên từng sàng (g)				0.4	0.5	11.9	53.0	34.0		
Cấp hạt	SỎI SẠN			CÁT				BỤI		SÉT	
Đk cỡ hạt (mm)	> 10	10.5	5.2	2.1	1.0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05	0.05-0.01	0.01-0.005	<0.005
P cỡ hạt trên sàng (%)			0.4	0.4	10.3	45.5	30.0	2.8	3.4	1.4	5.8
P hạt tích lũy tại sàng(%)			100.0	99.6	99.2	88.9	43.4	13.4	10.6	7.2	5.8



KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM ĐẤT

- Công trình:	THÍ NGHIỆM CỌC KHOAN NHỒI, CỌC KHOAN NHỒI KHI PHỤT VỮA ĐỐC THẦN CỌC				
- Tên mẫu:	HK2-1		- Người TN:	Giang + Hạng + Huệ	
- Độ sâu:	0.8 – 1.0		- Người Tính + Vẽ:	Phóng Vành	
- Mô tả đất:	Cát mịn, màu xám trắng, xám vàng, kết cấu rời				

Tính chất cơ lý	W	γ	γ_s	G	Δ	W_L	W_p	I_p	B
Mẫu nguyên dạng	18.59	1.99	1.65	84	2.67				

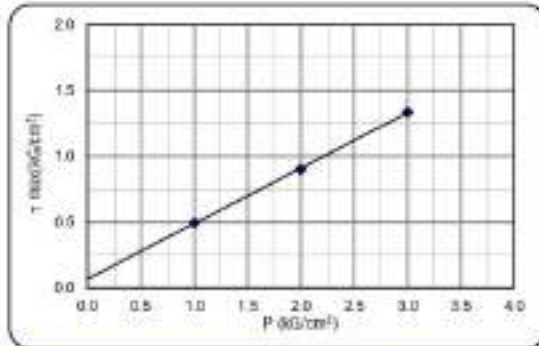
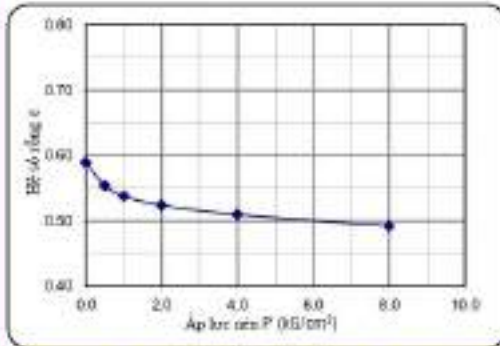
KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NỀN LŨN

Số hiệu máy:	4	Chiều cao mẫu h_v :	20mm
Kiểm tra:	Nền mẫu bão hòa	Hệ số hiệu chỉnh:	1.007
		Số đọc sau 24h:	144

P_u	(kG/cm ²)	0.50	1.00	2.00	4.00	8.00
Δh_u	(0.01mm)	50.1	72.2	93.5	116.0	145.0
Δh_v	(0.01mm)	6.5	8.5	12.5	17.0	22.0
$\Delta \sigma_u$		0.035	0.051	0.065	0.079	0.097
e_u		0.589	0.554	0.538	0.524	0.510
a	(cm ² /kG)	0.070	0.032	0.014	0.007	0.005
E_u	(kG/cm ²)	22.7	48.6	100.9	217.7	335.6

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM CẮT PHẪNG

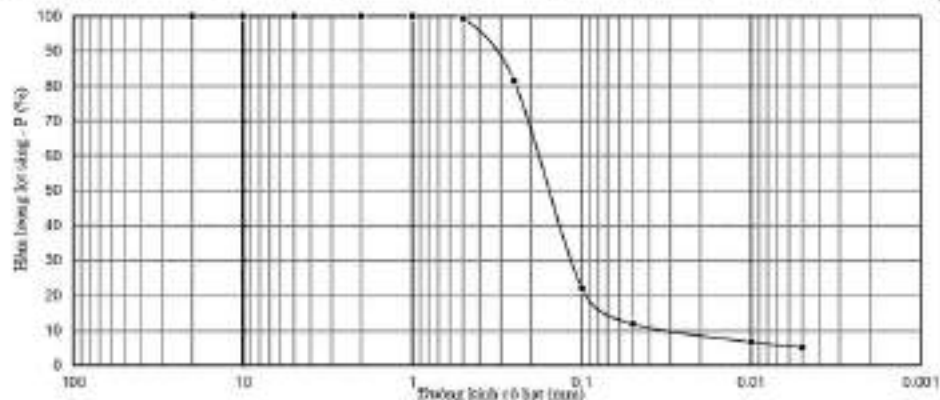
Kiểm tra:	Ứng biến	
Phương pháp cắt:	Cắt nhanh không thoát nước	
Hệ số vồng ứng biến:	0.01563	
Áp lực nén, P_u	Số đọc	U/S cắt $u_{\max}$
(kG/cm ²)	(vạch)	(kG/cm ²)
1.00	31.5	0.492
2.00	57.6	0.900
3.00	85.5	1.336
$\tan \varphi = 0.422$		
$\varphi = 23.053^\circ$		
$C = 0.000$ (kG/cm ²)		



KẾT QUẢ PHÂN TÍCH THÀNH PHẦN HẠT

- Khối lượng đất dùng TN: 116.9 (g) - Nhiệt độ TN: 30.0 (oC)

* Phân phân tích	-Đường kính mắt sàng(mm)		10.0	5.0	2.0	1.0	0.5	0.25	0.1		
bảng rây (>0.5mm)	-Khối lượng trên sàng (g)						0.8	21.0	60.3		
Cấp hạt	SỎI SẠN				CÁT			BỤI		SET	
Đk cỡ hạt (mm)	> 10	10-5	5-2	2-1	1-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05	0.05-0.01	0.01-0.005	<0.005
P cỡ hạt trên sàng (%)					0.7	18.0	39.2	10.1	5.2	1.7	5.1
P hạt tích lũy lọt sàng(%)					100.0	99.3	81.3	22.1	12.0	6.7	5.1



KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM ĐẤT

- Công trình: THÍ NGHIỆM CỌC KHOAN NHỒI, CỌC KHOAN NHỒI KHI PHỤT VỮA DỌC THÂN CỌC
 - Tên mẫu: HK2-2
 - Độ sâu: 2,3 – 2,5 m
 - Mô tả đất: Cát mịn, màu xám trắng, xám vàng, kết cấu rời

- Người TN: Giảng + Hinh + Huê
 - Người Tính + Vẽ: Phóng Vĩnh

Tính chất cơ lý	W	γ	γ_s	G	Δ	W_L	W_p	I_p	B
Mẫu nguyên dạng	17.22	2.05	1.75	88	2.66				

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN LÚN

- Số trục máy: 5
 - Chiều cao mẫu h_m : 20mm
 - Kiểu nền: Nền mẫu bão hòa
 - Hệ số hiệu chỉnh: 1.007
 - Số đo sâu 24h: 142

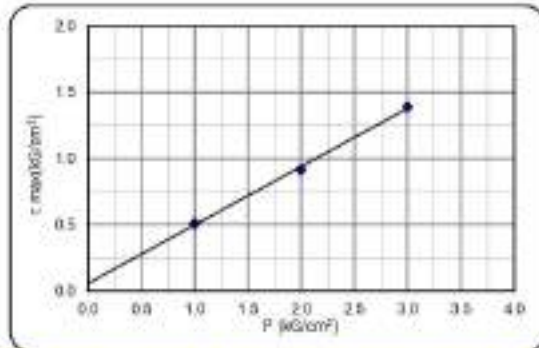
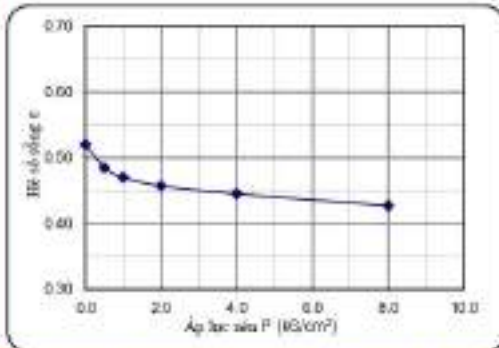
P_u (kG/cm ²)	0.50	1.00	2.00	4.00	8.00
Δh_s (0.01mm)	51.2	71.2	92.6	113.0	141.0
Δh_m (0.01mm)	6.0	6.0	10.5	15.0	26.0
Δe_s	0.035	0.050	0.063	0.075	0.093
e_s	0.520	0.485	0.470	0.457	0.445
u (cm ² /kG)	0.070	0.040	0.013	0.006	0.005
E_s (kG/cm ²)	21.7	49.5	133.1	242.8	321.1

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM CẮT PHẪNG

- Kiểu cắt: Ứng biến
 - Phương pháp cắt: Cắt nhanh không thoát nước
 - Hệ số vâng ứng biến: 0.01563

Áp lực nén P_u (kG/cm ²)	Số đọc t_{50} (vạch)	US cắt t_{50} (kG/cm ²)
1.00	32.5	0.308
2.00	58.6	0.916
3.00	88.9	1.390

$\tan \varphi = 0.441$
 $\varphi = 23^\circ 45'$
 $C = 0.056 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$

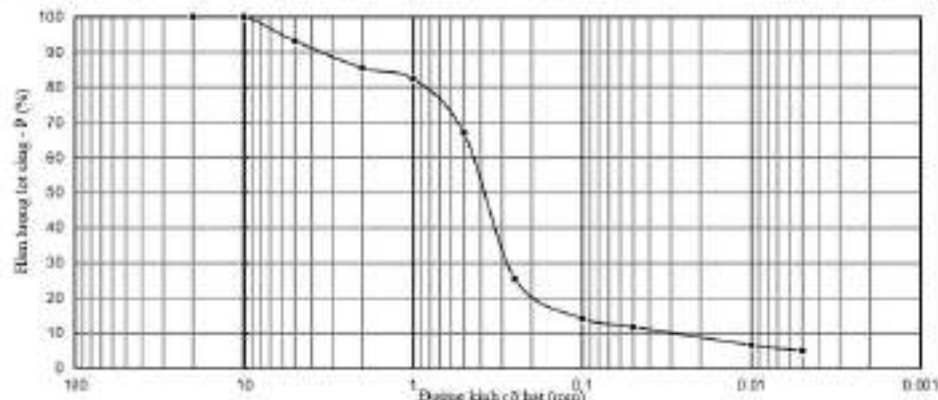


KẾT QUẢ PHÂN TÍCH THÀNH PHẦN HẠT

- Khối lượng đất dùng TN: 118.5 (g)

- Nhiệt độ TN: 30.0 (oC)

* Phân phần tích	Đường kính mắt sàng(mm)				10.0	5.0	2.0	1.0	0.5	0.25	0.1
hàng rây (>0.5mm)	Khối lượng trên từng sàng (g)					8.2	9.0	3.8	18.2	49.1	13.3
Cấp hạt	SỎI SẠN				CÁT			BỤI		SÉT	
Đk cỡ hạt (mm)	> 10	10-5	5-2	2-1	1-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05	0.05-0.01	0.01-0.005	<0.005
P cỡ hạt trên sàng (%)		6.9	7.6	3.2	15.4	41.5	31.3	2.4	5.2	1.6	5.0
P hạt tích lũy lọt sàng (%)		100.0	93.1	85.5	82.3	67.9	25.5	14.2	11.8	6.6	5.0



KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM ĐẤT

- Công trình: **THÍ NGHIỆM CỌC KHOAN NHỒI, CỌC KHOAN NHỒI KHI PHỤT VỮA DỌC THÂN CỌC**
 - Tên mẫu: **HK2-2**
 - Độ sâu: **3.8 - 4.0 m**
 - Mô tả đất: **Cát mịn, màu xám trắng, xám vàng, kết cấu rời**

- Người TN: **Giảng + Hạng + Huệ**
 - Người Tính + Vẽ: **Phóng Vành**

Tính chất cơ lý	W	γ	γ_s	G	δ	W_L	W_p	I_p	B
Số nguyên dạng	17.22	2.05	1.75	88	2.68				

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NỀN LŨN

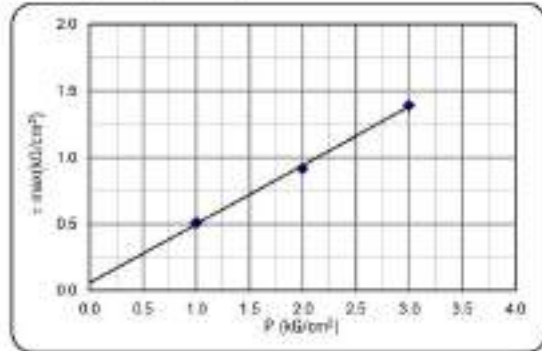
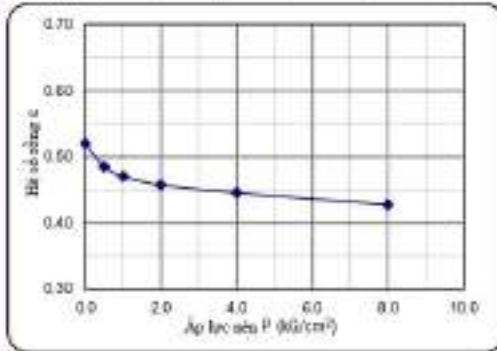
Số hiệu máy: **5**
 Chiều cao mũi h_m : **200mm**
 Kiểu nền: **Nền mũi bảo hàn**
 Hệ số hiệu chỉnh: **1.007**
 Số đọc sau 24h: **142**

P_a (kg/cm ²)	0.50	1.00	2.00	4.00	8.00
Δh_a (0.01mm)	51.2	71.2	92.6	113.0	141.0
Δh_m (0.01mm)	6.0	6.0	10.5	15.0	20.0
Δe_a	0.035	0.050	0.063	0.075	0.093
e_a	0.520	0.485	0.476	0.457	0.445
n (cm ² /kg)	0.070	0.030	0.013	0.006	0.005
E_a (kg/cm ²)	21.7	49.5	113.1	242.8	321.1

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM CẮT PHẪNG

Kiểu cắt: **Ứng biến**
 Phương pháp cắt: **Cắt nhanh không thoát nước**
 Hệ số vung ứng biến: **0.01563**

Áp lực nền P_a (kg/cm ²)	Số đọc (vạch)	US cắt t_{max} (kg/cm ²)	$\tan \varphi =$ $\varphi = 73^{\circ}48'$ $C = 0.056$ (kg/cm ²)
1.00	32.5	0.508	
2.00	58.6	0.916	
3.00	85.9	1.390	

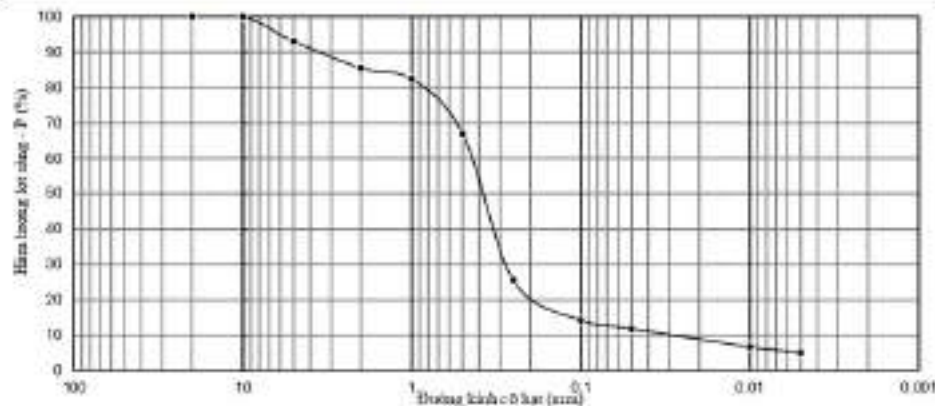


KẾT QUẢ PHÂN TÍCH THÀNH PHẦN HẠT

- Khối lượng đất dùng TN: **118.5 (g)**

- Nhiệt độ TN: **30.0 (oC)**

* Phân phối tích hỗn rây (>8.5mm)	Đường kính mắt sàng(mm)	10.0	5.0	2.0	1.0	0.5	0.25	0.1			
	Khối lượng trên từng sàng (g)		8.2	9.0	3.8	18.2	49.1	13.3			
Cấp hạt	SỎI SẠT				CÁT			BỤI		SET	
Đk. cỡ hạt (mm)	> 10	10-5	5-2	2-1	1-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05	0.05-0.01	0.01-0.005	<0.005
P cỡ hạt trên sàng (%)		6.9	7.6	3.2	15.4	41.5	13.3	2.4	5.2	1.6	5.0
P hạt tích lũy lọt sàng (%)		100.0	93.1	85.5	82.3	67.0	25.5	14.2	11.8	6.6	1.0



KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM ĐẤT

- Công trình: **THÍ NGHIỆM CỌC KHOAN NHỒI, CỌC KHOAN NHỒI KHI PHỤT VỮA DỌC THÂN CỌC**
 - Tên mẫu: **HK3-1** - Người TN: **Giảng + Bành + Huệ**
 - Độ sâu: **0.8 – 1.0** - Người Tính + Vẽ: **Phùng Vĩnh**
 - Mô tả đất: **Cát mịn, màu xám trắng, xám vàng, kết cấu rời**

Tính chất cơ lý	W	γ	γ_s	G	Δ	W_L	W_p	I_p	B
Mức nguyên đang	17.96	2.03	1.72	87	2.67				

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NỀN LÚN

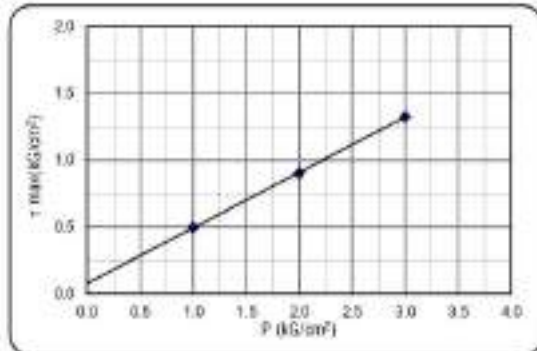
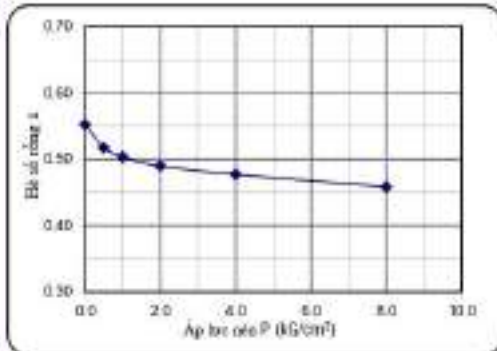
- Số liệu máy: **7** - Chiều cao mẫu h_c : **20mm**
 - Kiểu nền: **Nền mẫu búa đầm** - Hệ số hiệu chỉnh: **1.007**
 - Số đọc sau 24h: **143**

P_n	(kg/cm ²)	0.50	1.00	2.00	4.00	8.00
Δh_s	(0.01mm)	51.3	71.2	91.2	113.0	142.0
Δh_m	(0.01mm)	8.0	8.0	12.0	17.0	22.0
Δe_s	-	0.035	0.049	0.062	0.075	0.094
e_s	-	0.552	0.517	0.503	0.490	0.477
n	(cm ³ /kg)	0.070	0.028	0.013	0.007	0.005
E_s	(kg/cm ²)	22.2	34.2	115.6	229.2	310.9

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM CẮT PHẪNG

- Kiểu cắt: **Tổng biến**
 - Phương pháp cắt: **Cắt nhanh không thoát nước**
 - Hệ số vung ứng biến: **0.01563**

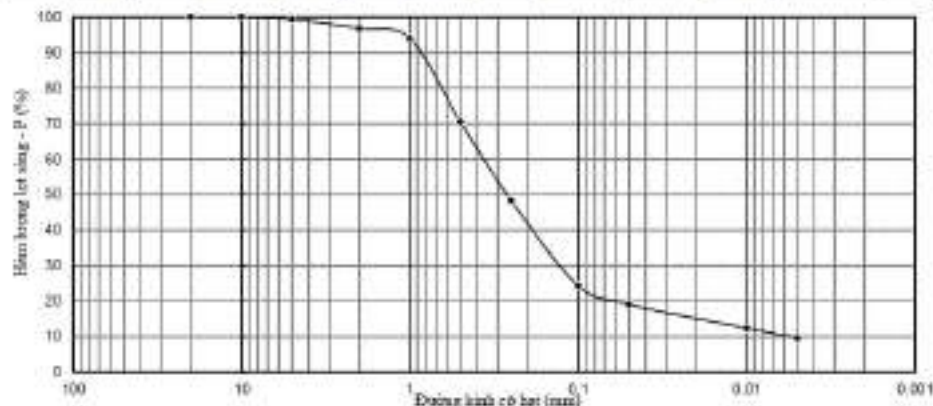
Áp lực nén, P_n	Số đọc	US cắt t_{cut}	$\tan \varphi = 0.415$ $\varphi = 22.62^\circ$ $C = 0.977$ (kg/cm ²)
(kg/cm ²)	(vạch)	(kg/cm ²)	
1.00	31.6	0.494	
2.00	57.6	0.900	
3.00	84.7	1.323	



KẾT QUẢ PHÂN TÍCH THÀNH PHẦN HẠT

- Khối lượng đất dùng TN: **116.2 (g)** - Nhiệt độ TN: **30.0 (oC)**

* Phân phần tích đồng rây (>0.5mm)	Đường kính mắt sàng(mm)	10.0	5.0	2.0	1.0	0.5	0.25	0.1			
	Khối lượng trên từng sàng (g)		0.7	3.1	3.3	27.3	25.8	27.9			
Cấp hạt	SỎI SẠT	CÁT				BỤI		SET			
Đk: cỡ hạt (mm)	> 10	10-5	5-2	2-1	1-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05	0.05-0.01	0.01-0.005	<0.005
P cỡ hạt trên sàng (%)		0.6	2.6	2.8	23.5	22.2	24.0	5.2	6.7	2.8	9.6
P hạt tích lũy lọt sàng(%)		100.0	99.4	96.7	93.9	70.5	48.3	24.3	19.1	12.4	9.6



KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM ĐẤT

- Công trình: **THÍ NGHIỆM CỌC KHOAN NHỒI, CỌC KHOAN NHỒI KHI PHỤT VỮA ĐỌC THẦN CỌC**
 - Tên mẫu: **HK3-2** - Người TN: **Giảng + Hạnh + Huê**
 - Độ sâu: **2,3 - 2,5** - Người Tính + Vẽ: **Phùng Vĩnh**
 - Mô tả đất: **Cát mịn, màu xám trắng, xám vàng, kết cấu rời**

Tính chất cơ lý	W	γ	γ_s	G	Δ	W_L	W_p	I_p	B
Mẫu nguyên đang	19.69	2.01	1.68	89	2.67				

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NỀN LŨN

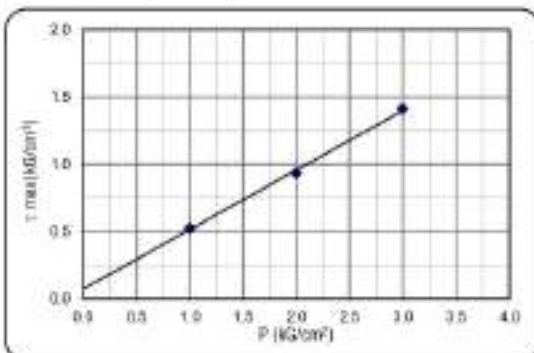
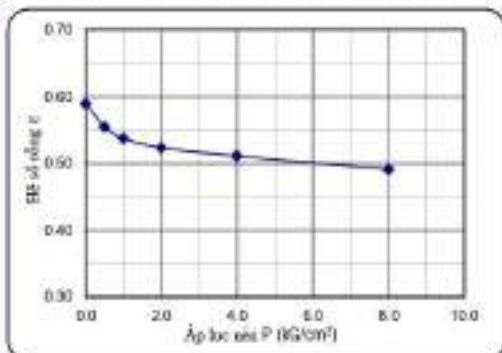
- Số hiệu máy: **8** - Chiều cao mẫu h_p : **20mm**
 - Kiểu nén: **Nền mẫu bão hòa** - Hệ số hiệu chỉnh: **1.014**
 - Số đọc sau 24h: **147**

P_u	(kG/cm ²)	0.50	1.00	2.00	4.00	8.00
Δh_s	(0.01mm)	50.1	72.5	94.5	115.0	145.0
Δh_u	(0.01mm)	7.5	8.0	12.5	18.0	23.5
Δe_s	-	0.034	0.052	0.066	0.078	0.098
e_u	-	0.589	0.555	0.537	0.525	0.513
a	(cm ² /kG)	0.068	0.036	0.014	0.006	0.005
E_u	(kG/cm ²)	23.4	43.2	109.8	253.8	302.2

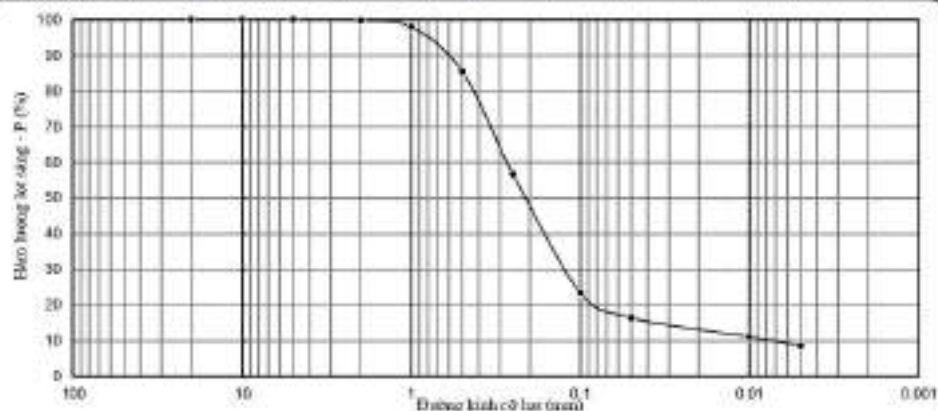
KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM CẮT PHẪNG

- Kiểu cắt: **Ứng biến**
 - Phương pháp cắt: **Cắt nhanh không thoát nước**
 - Hệ số vòng ứng biến: **0.01563**

Áp lực nén P_u	Số đọc	US cắt t_{cut}	$\tan \varphi = 0.483$ $\varphi = 25.54^\circ$ $C = 0.060 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$
(kG/cm ²)	(vạch)	(kG/cm ²)	
1.00	33.5	0.524	
2.00	99.6	0.932	
3.00	90.2	1.410	



KẾT QUẢ PHÂN TÍCH THÀNH PHẦN HẠT		- Khối lượng đất dùng TN: 114.9 (g)				- Nhiệt độ TN: 30.0 (oC)			
* Phân phối rời		- Đường kính mắt sàng (mm)				- Khối lượng trên từng sàng (g)			
Đường rây (>0.5mm)		10.0	5.0	2.0	1.0	0.5	0.25	0.1	
		0.3	2.1	14.3	33.3	38.2			
Cấp hạt		SỎI SẠN				CÁT			
Đk cỡ hạt (mm)		>10	10-5	5-2	2-1	1-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05
P cỡ hạt trên sàng (%)				0.2	1.8	12.4	28.8	33.2	7.0
P hạt tích lũy lọt sàng (%)				100.0	99.8	97.9	85.5	56.7	23.4
								16.5	11.1
									8.7



KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM ĐẤT

- Công trình: THÍ NGHIỆM CỌC KHOAN NHỒI, CỌC KHOAN NHỒI KHI PHỤT VỮA ĐỘC THẦN CỌC
 - Tên mẫu: HK3-3
 - Độ sâu: 3.8 – 4.0
 - Mô tả đất: Cát mịn, màu xám trắng, xám vàng, kết cấu rời

- Người TN: Giảng + Hạnh + Huệ
 - Người Tính + Vẽ: Phóng Vinh

Tính chất cơ lý	W	γ	γ_h	G	Δ	W_L	W_p	I_p	B
Mẫu nguyên dạng	17.38	2.04	1.74	87	2.60				

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN LŨN

Số hiệu máy: 9
 Chiều cao mẫu h_v : 20mm
 Kích thước: Mẫu mẫu bầu bầu
 Bộ số hiệu chính: 1.007
 Số đo sau 24h: 143

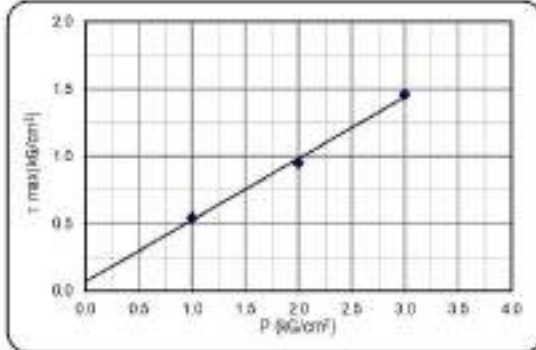
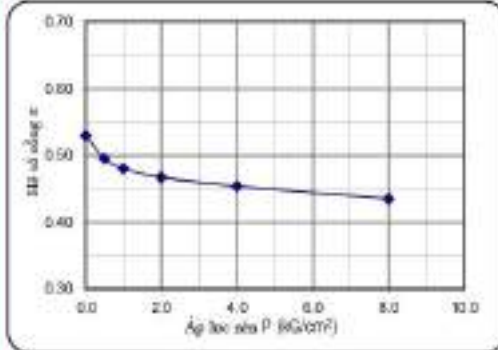
P_0 (kg/cm ²)	0.50	1.00	2.00	4.00	8.00
Δh_w (0.01mm)	51.2	71.2	91.2	113.0	142.0
Δh_w (0.01mm)	7.5	7.5	11.0	15.5	20.0
Δe_s	0.034	0.049	0.062	0.075	0.094
e_s	0.529	0.495	0.480	0.467	0.454
a (cm ³ /kg)	0.008	0.030	0.013	0.007	0.005
E_s (kg/cm ²)	22.5	49.8	113.8	225.7	306.1

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM CẮT PHẪNG

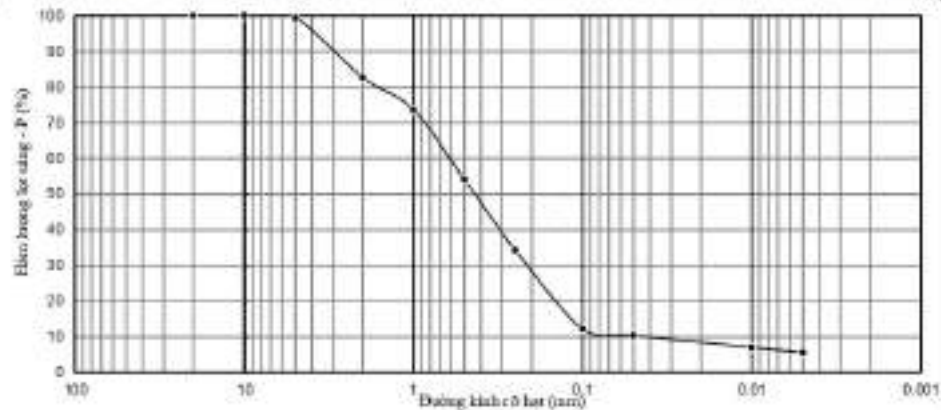
Kiểu cắt: Ứng biến
 Phương pháp cắt: Cắt nhanh không thoát nước
 Hệ số vùng ứng biến: 0.01563

Áp lực nén P_u (kg/cm ²)	Số đọc t_{max} (vòng)	U/S cắt t_{cut} (kg/cm ²)
1.00	34.5	0.539
2.00	60.6	0.947
3.00	93.3	1.457

$\tan \varphi = 0.459$
 $\varphi = 24.55^\circ$
 $C = 0.003 \text{ kg/cm}^2$



KẾT QUẢ PHÂN TÍCH THÀNH PHẦN HẠT		- Khối lượng đất dùng TN: 118.9 (g)					- Nhiệt độ TN: 30.0 (oC)				
* Phân phối tích		- Đường kính mắt sàng (mm)		10.0	5.0	2.0	1.0	0.5	0.25	0.1	
bồng rây (>0.5mm)		- Khối lượng trên từng sàng (g)			0.8	19.7	10.8	23.2	23.5	26.2	
Cấp hạt		SỎI SẠN			CÁT			BỤI		SÉT	
Đk cỡ hạt (mm)	> 10	10-5	5-2	2-1	1-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.075	0.075-0.01	0.01-0.005	<0.005
P cỡ hạt trên sàng (%)		0.7	16.6	9.1	19.5	19.8	22.1	1.9	3.4	1.4	5.7
P hạt tích lũy lọt sàng (%)		100.0	99.3	82.7	73.6	54.1	34.4	12.3	10.4	7.0	5.7



[illegible]

HÌNH TRỤ HỔ KHOAN

Công trình: LATS_NCS.Lê Thành Trung: Thí nghiệm cọc khoan nhồi

Hố khoan : HK3 Tỷ lệ : 1/100

Ngày khoan : 10/10/2023

Cao độ : 0.00m

Tổ trưởng : Nguyễn Văn Thành

Máy khoan : XYZ-100

Giám sát bên A : Lê Thành Trung

Mức nước tĩnh : -0.3m

Phương pháp khoan xoay sử dụng bentonite

[illegible]

PHỤ LỤC 1.3. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM CHỈ TIÊU CƠ LÝ CỦA VẬT LIỆU

 VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI MIỀN NAM - SOUTHERN INSTITUTE OF WATER RESOURCES RESEARCH PHÒNG NC NỀN MÓNG & ĐỊA KỸ THUẬT - FOUNDATION & GEOTECHNICAL ENGINEERING DEPARTMENT Headoffice: 658 Vo Van Kiet street, ward 1, district 5, Ho Chi Minh city - Tel & Fax: 028.39242358 - 0983 843 780 Branch: Thuan Giao ward, Thuan An district, Binh Duong province - Tel & Fax: 0274.3712419 - 0983 843 780																																																														
Số: 1031-310020Đ-VL/2023/VKHTLMN.BQ.15.04-NM&ĐKT Tp. Hồ Chí Minh, ngày 31 tháng 10 năm 2023																																																														
KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM THẨM TEST RESULT OF COEFFICIENT OF PERMEABILITY																																																														
Đề tài - Title: Nghiên cứu khả năng tăng sức chịu tải cọc khoan nhồi khi phụt vữa dọc thân cọc ĐVYC - Recommend. Organ: NCS Lê Thành Trung Phương pháp TN-Test method: TCVN 8723:2012 Người thí nghiệm - Tested by: Trương, Ngà, Dương, Phương, Đức Ngày thí nghiệm-Test date: 29 - 31/10/2023	Số hiệu mẫu - Sample No: M1 Chiều cao mẫu TN-Length of specimen: 4,00 cm Đường kính mẫu TN-Cross sectional area: 6,20 cm Đường kính ống đo-Cross sect. area of reservoir: 0,92 cm																																																													
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="3">Số lần đọc Times</th> <th>Nhiệt độ nước Temperature of water</th> <th>Cột nước tại thời điểm t_0 Head loss at t_0</th> <th>Cột nước tại thời điểm t_1 Head loss at t_1</th> <th>Thời gian thẩm Interval of time</th> <th>Hệ số thẩm Permeability</th> <th>Hệ số thẩm hiệu chỉnh Coefficient of permeability corrected to 20°C</th> <th>Hệ số thẩm hiệu chỉnh trung bình Average value of coefficient of permeability corrected to 20°C</th> </tr> <tr> <th>t°</th> <th>H_1</th> <th>H_2</th> <th>$t_1 - t_0$</th> <th>K, t°</th> <th>$K_{20}^\circ\text{C}$</th> <th>$K_{20}^\circ\text{C}$</th> </tr> <tr> <th>$^\circ\text{C}$</th> <th>cm</th> <th>cm</th> <th>s</th> <th>cm/s</th> <th>cm/s</th> <th>cm/s</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">28</td> <td style="text-align: center;">100.0</td> <td style="text-align: center;">80.3</td> <td style="text-align: center;">30.0</td> <td style="text-align: center;">6.43E-04</td> <td style="text-align: center;">5.22E-04</td> <td style="text-align: center;">5.18E-04</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2</td> <td style="text-align: center;">28</td> <td style="text-align: center;">100.0</td> <td style="text-align: center;">80.4</td> <td style="text-align: center;">30.0</td> <td style="text-align: center;">6.40E-04</td> <td style="text-align: center;">5.19E-04</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3</td> <td style="text-align: center;">28</td> <td style="text-align: center;">100.0</td> <td style="text-align: center;">80.5</td> <td style="text-align: center;">30.0</td> <td style="text-align: center;">6.36E-04</td> <td style="text-align: center;">5.16E-04</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">4</td> <td style="text-align: center;">28</td> <td style="text-align: center;">100.0</td> <td style="text-align: center;">80.5</td> <td style="text-align: center;">30.0</td> <td style="text-align: center;">6.36E-04</td> <td style="text-align: center;">5.16E-04</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">5</td> <td style="text-align: center;">28</td> <td style="text-align: center;">100.0</td> <td style="text-align: center;">80.5</td> <td style="text-align: center;">30.0</td> <td style="text-align: center;">6.36E-04</td> <td style="text-align: center;">5.16E-04</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Số lần đọc Times	Nhiệt độ nước Temperature of water	Cột nước tại thời điểm t_0 Head loss at t_0	Cột nước tại thời điểm t_1 Head loss at t_1	Thời gian thẩm Interval of time	Hệ số thẩm Permeability	Hệ số thẩm hiệu chỉnh Coefficient of permeability corrected to 20°C	Hệ số thẩm hiệu chỉnh trung bình Average value of coefficient of permeability corrected to 20°C	t°	H_1	H_2	$t_1 - t_0$	K, t°	$K_{20}^\circ\text{C}$	$K_{20}^\circ\text{C}$	$^\circ\text{C}$	cm	cm	s	cm/s	cm/s	cm/s	1	28	100.0	80.3	30.0	6.43E-04	5.22E-04	5.18E-04	2	28	100.0	80.4	30.0	6.40E-04	5.19E-04		3	28	100.0	80.5	30.0	6.36E-04	5.16E-04		4	28	100.0	80.5	30.0	6.36E-04	5.16E-04		5	28	100.0	80.5	30.0	6.36E-04	5.16E-04	
Số lần đọc Times		Nhiệt độ nước Temperature of water	Cột nước tại thời điểm t_0 Head loss at t_0	Cột nước tại thời điểm t_1 Head loss at t_1	Thời gian thẩm Interval of time	Hệ số thẩm Permeability	Hệ số thẩm hiệu chỉnh Coefficient of permeability corrected to 20°C	Hệ số thẩm hiệu chỉnh trung bình Average value of coefficient of permeability corrected to 20°C																																																						
		t°	H_1	H_2	$t_1 - t_0$	K, t°	$K_{20}^\circ\text{C}$	$K_{20}^\circ\text{C}$																																																						
	$^\circ\text{C}$	cm	cm	s	cm/s	cm/s	cm/s																																																							
1	28	100.0	80.3	30.0	6.43E-04	5.22E-04	5.18E-04																																																							
2	28	100.0	80.4	30.0	6.40E-04	5.19E-04																																																								
3	28	100.0	80.5	30.0	6.36E-04	5.16E-04																																																								
4	28	100.0	80.5	30.0	6.36E-04	5.16E-04																																																								
5	28	100.0	80.5	30.0	6.36E-04	5.16E-04																																																								
ĐD. Nhóm TN Reported by  Eng. Trịnh Bá Ngà	Trưởng phòng TN Head of Department  M.Eng. Trần Thanh Tú																																																													

 VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI MIỀN NAM - SOUTHERN INSTITUTE OF WATER RESOURCES RESEARCH PHÒNG NC NỀN MÓNG & ĐỊA KỸ THUẬT - FOUNDATION & GEOTECHNICAL ENGINEERING DEPARTMENT Headoffice: 658 Vo Van Kiet street, ward 1, district 5, Ho Chi Minh city - Tel & Fax: 028.39242358 - 0983 843 780 Branch: Thuan Giao ward, Thuan An district, Binh Duong province - Tel & Fax: 0274.3712419 - 0983 843 780 LAS-XD 155																																																																
Số: 1031-310021Đ-VL/2023/VKHTLMN.BQ.15.04-NM&ĐKT Tp. Hồ Chí Minh, ngày 31 tháng 10 năm 2023																																																																
KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM THẨM TEST RESULT OF COEFFICIENT OF PERMEABILITY																																																																
Đề tài - Title: Nghiên cứu khả năng tăng sức chịu tải cọc khoan nhồi khi phụt vữa dọc thân cọc ĐVYC - Recommend. Organ: NCS Lê Thành Trung Phương pháp TN-Test method: TCVN 8723:2012 Người thí nghiệm - Tested by: Trương, Ngà, Dương, Phương, Đức Ngày thí nghiệm-Test date: 29 - 31/10/2023 Số hiệu mẫu - Sample No: M2 Chiều cao mẫu TN-Length of specimen: 4,00 cm Đường kính mẫu TN-Cross sectional area: 6,20 cm Đường kính ống đo-Cross sect. area of reservoir: 0,92 cm 																																																																
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 5%;">Số lần đọc Times</th> <th style="width: 15%;">Nhiệt độ nước Temperature of water</th> <th style="width: 15%;">Cột nước tại thời điểm t_0 Head loss at t_0</th> <th style="width: 15%;">Cột nước tại thời điểm t_1 Head loss at t_1</th> <th style="width: 15%;">Thời gian thẩm Interval of time</th> <th style="width: 15%;">Hệ số thẩm Permeability</th> <th style="width: 15%;">Hệ số thẩm hiệu chỉnh Coefficient of permeability corrected to 20°C</th> <th style="width: 15%;">Hệ số thẩm hiệu chỉnh trung bình Average value of coefficient of permeability corrected to 20°C</th> </tr> <tr> <th></th> <th>t°</th> <th>H_1</th> <th>H_2</th> <th>$t_1 - t_0$</th> <th>K, t°</th> <th>$K_{20}^{\circ}C$</th> <th>$K_{20}^{\circ}C$</th> </tr> <tr> <th></th> <th>$^{\circ}C$</th> <th>cm</th> <th>cm</th> <th>s</th> <th>cm/s</th> <th>cm/s</th> <th>cm/s</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">28</td> <td style="text-align: center;">100.0</td> <td style="text-align: center;">80.1</td> <td style="text-align: center;">30.0</td> <td style="text-align: center;">6.51E-04</td> <td style="text-align: center;">5.28E-04</td> <td style="text-align: center;">5.22E-04</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2</td> <td style="text-align: center;">28</td> <td style="text-align: center;">100.0</td> <td style="text-align: center;">80.2</td> <td style="text-align: center;">30.0</td> <td style="text-align: center;">6.47E-04</td> <td style="text-align: center;">5.25E-04</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3</td> <td style="text-align: center;">28</td> <td style="text-align: center;">100.0</td> <td style="text-align: center;">80.3</td> <td style="text-align: center;">30.0</td> <td style="text-align: center;">6.43E-04</td> <td style="text-align: center;">5.22E-04</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">4</td> <td style="text-align: center;">28</td> <td style="text-align: center;">100.0</td> <td style="text-align: center;">80.4</td> <td style="text-align: center;">30.0</td> <td style="text-align: center;">6.40E-04</td> <td style="text-align: center;">5.19E-04</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">5</td> <td style="text-align: center;">28</td> <td style="text-align: center;">100.0</td> <td style="text-align: center;">80.4</td> <td style="text-align: center;">30.0</td> <td style="text-align: center;">6.40E-04</td> <td style="text-align: center;">5.19E-04</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	Số lần đọc Times	Nhiệt độ nước Temperature of water	Cột nước tại thời điểm t_0 Head loss at t_0	Cột nước tại thời điểm t_1 Head loss at t_1	Thời gian thẩm Interval of time	Hệ số thẩm Permeability	Hệ số thẩm hiệu chỉnh Coefficient of permeability corrected to 20°C	Hệ số thẩm hiệu chỉnh trung bình Average value of coefficient of permeability corrected to 20°C		t°	H_1	H_2	$t_1 - t_0$	K, t°	$K_{20}^{\circ}C$	$K_{20}^{\circ}C$		$^{\circ}C$	cm	cm	s	cm/s	cm/s	cm/s	1	28	100.0	80.1	30.0	6.51E-04	5.28E-04	5.22E-04	2	28	100.0	80.2	30.0	6.47E-04	5.25E-04		3	28	100.0	80.3	30.0	6.43E-04	5.22E-04		4	28	100.0	80.4	30.0	6.40E-04	5.19E-04		5	28	100.0	80.4	30.0	6.40E-04	5.19E-04	
Số lần đọc Times	Nhiệt độ nước Temperature of water	Cột nước tại thời điểm t_0 Head loss at t_0	Cột nước tại thời điểm t_1 Head loss at t_1	Thời gian thẩm Interval of time	Hệ số thẩm Permeability	Hệ số thẩm hiệu chỉnh Coefficient of permeability corrected to 20°C	Hệ số thẩm hiệu chỉnh trung bình Average value of coefficient of permeability corrected to 20°C																																																									
	t°	H_1	H_2	$t_1 - t_0$	K, t°	$K_{20}^{\circ}C$	$K_{20}^{\circ}C$																																																									
	$^{\circ}C$	cm	cm	s	cm/s	cm/s	cm/s																																																									
1	28	100.0	80.1	30.0	6.51E-04	5.28E-04	5.22E-04																																																									
2	28	100.0	80.2	30.0	6.47E-04	5.25E-04																																																										
3	28	100.0	80.3	30.0	6.43E-04	5.22E-04																																																										
4	28	100.0	80.4	30.0	6.40E-04	5.19E-04																																																										
5	28	100.0	80.4	30.0	6.40E-04	5.19E-04																																																										
ĐD. Nhóm TN Reported by  Eng. Trịnh Bá Ngà Trưởng phòng TN Head of Department  M.Eng. Trần Thanh Tú																																																																

 VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI MIỀN NAM - SOUTHERN INSTITUTE OF WATER RESOURCES RESEARCH PHÒNG NC NỀN MÓNG & ĐỊA KỸ THUẬT - FOUNDATION & GEOTECHNICAL ENGINEERING DEPARTMENT Headoffice: 658 Vo Van Kiet street, ward 1, district 5, Ho Chi Minh city - Tel & Fax: 028.39242358 - 0983 843 780 Branch: Thuan Giao ward, Thuan An district, Binh Duong province - Tel & Fax: 0274.3712419 - 0983 843 780 LAS-XD 155													
Số: 1117-100001Đ-NCS/2023/VKHTLMN.BQ.15.04 Tp. Hồ Chí Minh, ngày 17 tháng 11 năm 2023													
KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM THẨM TEST RESULT OF COEFFICIENT OF PERMEABILITY													
Đề tài - Title: Nghiên cứu khả năng tăng sức chịu tải cọc khoan nhồi khi phụt vữa dọc thân cọc Địa điểm - Place: xã Tân Mỹ, H.Bắc Tân Uyên, Bình Dương Số hiệu mẫu - Sample No M1 Đơn vị yêu cầu - Recommendation Organ: NCS Lê Thành Trung Phương pháp TN - Test method: ASTM D2434 Mô tả mẫu - Description of material: Mẫu cát Ngày nhận mẫu - Receiving Date: 18/10/2023 Người thí nghiệm - Tested by: Trường, Ngà, Dương, Phương, Đức Ngày TN - Testing Date: 29 - 31/10/2023													
Số TT Nº	Mẫu Sample	Chế bị mẫu thẩm Remolded Specification		Áp kế Manometers			Nhiệt độ/ Water Temp.	Chiều dài thẩm/ Permeability Length	Tiết diện thẩm/ Discharge Area	Kết quả thí nghiệm thẩm Permeability Test Result			
		Độ ẩm/ Moisture	Dung trọng khô/ Remolded Dry Density	Áp kế thứ nhất 1 st Mano. Head	Áp kế thứ 2 2 nd Mano. Head	Water Level Diff				Thời gian/ Time	Lưu lượng/ Discharge	Hệ số thẩm/ Permeability Coefficient	Hệ số thẩm trung bình/ Average Permeability Coefficient
		W	γ_d	H1	H2	ΔH				t	Q	$K_{20}^{\circ C}$	$K_{20}^{\circ C}$
		%	g/cm ³	cm	cm	cm				Degree	cm	cm ²	Second
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
1	M1	10.54	1.850	35.0	11.8	23.2	28.0	10.0	78.54	86400	780	4.11E-05	4.04E-05
2				35.0	11.6	23.4				86400	778	4.06E-05	
3				35.0	11.5	23.5				86400	776	4.03E-05	
4				35.0	11.5	23.5				86400	775	4.03E-05	
5				35.0	11.5	23.5				86400	775	4.03E-05	
6				35.0	11.5	23.5				86400	775	4.03E-05	
7				35.0	11.5	23.5				86400	775	4.03E-05	
ĐD. Nhóm TN Reported by  Eng. Trịnh Bà Ngà Trưởng phòng TN Head of Department  M.Eng. Trần Thanh Tú													

Kết quả thí nghiệm chỉ có giá trị với mẫu gửi của đơn vị yêu cầu. Lưu mẫu 30 ngày kể từ ngày xuất kết quả

 VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI MIỀN NAM - SOUTHERN INSTITUTE OF WATER RESOURCES RESEARCH PHÒNG NC NỀN MÓNG & ĐỊA KỸ THUẬT - FOUNDATION & GEOTECHNICAL ENGINEERING DEPARTMENT Headoffice: 658 Vo Van Kiet street, ward 1, district 5, Ho Chi Minh city - Tel & Fax: 028.39242358 - 0983 843 780 Branch: Thuan Giao ward, Thuan An district, Binh Duong province - Tel & Fax: 0274.3712419 - 0983 843 780													
Số: 1031-310020Đ-VL/2023/VKHTLMN.BQ.15.04-NM&DKT		Tp. Hồ Chí Minh, ngày 31 tháng 10 năm 2023											
KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM THẨM TEST RESULT OF COEFFICIENT OF PERMEABILITY													
Đề tài - Title: Nghiên cứu khả năng tăng sức chịu tải cọc khoan nhồi khi phụt vữa dọc thân cọc													
Địa điểm - Place: xã Tân Mỹ, H. Bắc Tân Uyên, Bình Dương		Số hiệu mẫu - Sample No M2											
Đơn vị yêu cầu - Recommendation Organ: NCS Lê Thành Trung		Phương pháp TN - Test method: ASTM D2434											
Mô tả mẫu - Description of material: Mẫu cát		Ngày nhận mẫu - Receiving Date: 18/10/2023											
Người thí nghiệm - Tested by: Trương, Ngà, Dương, Phương, Đức		Ngày TN - Testing Date: 29 - 31/10/2023											
Số TT Nº	Mẫu Sample	Chế bị mẫu thẩm Remolded Specification		Áp kế Manometers			Nhiệt độ/ Water Temp.	Chiều dài mẫu/Permeability Length	Tiết diện mẫu/Discharge Area	Kết quả thí nghiệm thẩm Permeability Test Result			
		Độ ẩm/ Moisture	Dung trọng khô/ Remolded Dry Density	Áp kế thứ nhất 1 st Mano. Head	Áp kế thứ 2 nd Mano. Head	Water Level Diff.				Thời gian/ Time	Lưu lượng/ Discharge	Hệ số thẩm/ Permeability Coefficient	Hệ số thẩm trung bình/ Average Permeability Coefficient
		W	γ_d	H1	H2	ΔH							
		%	g/cm ³	cm	cm	cm							
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
1	M2	10.54	1.850	35.0	15.2	19.8	28.0	10.0	78.54	21600	450	1.11E-04	1.09E-04
2				35.0	15.0	20.0				21600	449	1.10E-04	
3				35.0	14.9	20.1				21600	448	1.09E-04	
4				35.0	14.8	20.2				21600	447	1.08E-04	
5				35.0	14.8	20.2				21600	447	1.08E-04	
6				35.0	14.8	20.2				21600	447	1.08E-04	
7				35.0	14.8	20.2				21600	447	1.08E-04	
ĐD. Nhóm TN Reported by  Eng. Trịnh Bá Ngà Trưởng phòng TN Head of Department  M.Eng. Trần Thanh Tú													

Kết quả thí nghiệm chỉ có giá trị với mẫu gửi của đơn vị yêu cầu. Lưu mẫu 30 ngày kể từ ngày xuất kết quả

 LAS-XD 155	VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI MIỀN NAM - SOUTHERN INSTITUTE OF WATER RESOURCES RESEARCH PHÒNG NC NỀN MÓNG & ĐỊA KỸ THUẬT - FOUNDATION & GEOTECHNICAL ENGINEERING DEPARTMENT Headoffice: 658 Vo Van Kiet street, ward 1, district 5, Ho Chi Minh city - Tel & Fax: 028.39242358 - 0983 843 780 Branch: Thuận Giao ward, Thuận An district, Bình Dương province - Tel & Fax: 0274.3712419 - 0983 843 780				
Số: 1021-100001B-NCS/2023/VKHTLMN.BQ.15.04-NM&ĐKT Tp. Hồ Chí Minh, ngày 21 tháng 10 năm 2023					
KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM BENTONITE TEST RESULT OF BENTONITE					
Đề tài - Title: Nghiên cứu khả năng tăng sức chịu tải cọc khoan nhồi khi phụt vữa dọc thân cọc Đơn vị yêu cầu - Recom. Organ.: NCS Lê Thành Trung Loại mẫu - Type of sample : Xi măng PCB 40 và nước lấy tại công trình Yêu cầu TN - Test requestion: Thí nghiệm một số chỉ tiêu của mẫu Ký hiệu mẫu - Sample N°: XM.PCB40 - NCS Ngày nhận mẫu - Received date: 18/10/2023 Ngày thí nghiệm - Tested date: 20 ÷ 21/10/2023 Nhóm thí nghiệm - Tested by: Trương, Phương, Thùy, Ngọc					
TT No	Các chỉ tiêu Properties	PP đo Method	Đơn vị Unit	Kết quả/ Result (Tỷ lệ pha trộn: XM/N = 1:0.66)	Y.cầu KT Acceptance Criteria
1	Độ nhớt	ASTMD6910	giây	16.0	-
ĐD. Nhóm TN Reported by  Eng. Trịnh Bá Nga			Trưởng phòng TN Head of Department  M Eng. Trần Thanh Tú		

Kết quả thí nghiệm chỉ có giá trị với mẫu gửi của đơn vị yêu cầu. Lưu mẫu 30 ngày kể từ ngày xuất kết quả

 LAS-XD 155	VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI MIỀN NAM - SOUTHERN INSTITUTE OF WATER RESOURCES RESEARCH PHÒNG NC NỀN MÓNG & ĐỊA KỸ THUẬT - FOUNDATION & GEOTECHNICAL ENGINEERING DEPARTMENT Headoffice: 658 Vo Van Kiet street, ward 1, district 5, Ho Chi Minh city - Tel & Fax: 028.39242358 - 0983 843 780 Branch: Thuan Giao ward, Thuan An district, Binh Duong province - Tel & Fax: 0274.3712419 - 0983 843 780							
Số: 1021-100001B-NCS/2023/VKHTLMN.BQ.15.04-NM&ĐKT Tp. Hồ Chí Minh, ngày 21 tháng 10 năm 2023								
KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM BENTONITE TEST RESULT OF BENTONITE								
Đề tài - Title: Nghiên cứu khả năng tăng sức chịu tải cọc khoan nhồi khi phụt vữa dọc thân cọc Đơn vị yêu cầu - Recom. Organ.: NCS Lê Thành Trung Yêu cầu TN - Test requestion: Thí nghiệm một số chỉ tiêu của mẫu Loại mẫu - Type of sample : Bentonite: Bentrugel Ký hiệu mẫu - Sample N°: B-NCS Ngày nhận mẫu - Received date: 18/10/2023 Ngày thí nghiệm - Tested date: 20 + 21/10/2023 Nhóm thí nghiệm - Tested by: Trương, Phương, Thủy, Ngọc								
TT/ N°	Các chỉ tiêu/ Properties	PP thử/ Method	Đơn vị/ Unit	Kết quả/ Result - Tỷ lệ pha trộn/ Mixed rate				Y.cầu KT Acceptance Criteria
				70g Bentonite/ 1000ml nước	80g Bentonite/ 1000ml nước	90g Bentonite/ 1000ml nước	100g Bentonite/ 1000ml nước	
1	Tỉ trọng	ASTM D4380	g/cm ³	1.03	1.04	1.05	1.05	1.05 + 1.15
2	Độ pH (giấy thử pH)	ASTM D4972 & API 13B	-	8.0	8.5	9.0	9.0	7 + 9
3	Độ nhớt	ASTM D6910	giây	22.0	28.0	32.0	56.0	18 + 45
4	Hàm lượng cát	ASTM D4381	%	0.25	0.27	0.30	0.35	< 8
ĐD. Nhóm TN Reported by  Eng. Trịnh Bá Nga Trưởng phòng TN Head of Department  M.Eng. Trần Thanh Tú								

Kết quả thí nghiệm chỉ có giá trị với mẫu gửi của đơn vị yêu cầu. Lưu mẫu 30 ngày kể từ ngày xuất kết quả

 CÔNG TY CP TM DV ĐẠI LỘC PHÁT. Đ/C: Số 004, Nguyễn Ái Quốc_Hóa An_Biên Hòa_Đồng Nai Tel: (0251) 3 958 168 - Fax: (0251) 8 856 686. Mail: xddailocphat@gmail.com.									
BIỂU GHI KẾT QUẢ THỬ NGHIỆM NỀN BÊ TÔNG				Số/No		BLP/DA/1611/2023/01			
				Ngày thí nghiệm/ date of testing		16/11/2023			
I .THÔNG TIN CHUNG VỀ MẪU THỬ / GENRAL IN FORMATION OF THE SAMPLE									
Đơn vị cung cấp bê tông :				CÔNG TY CỔ PHẦN XÂY DỰNG TM-DV ĐẠI LỘC PHÁT					
1.1 Tên công trình/Project :				Doanh trại quân đội binh chủng Công Binh					
1.2 Địa chỉ / Address :				Đường Tân Mỹ 15 - Tân Uyên - Bình Dương					
1.3 Hạng mục/Item :				Cọc nhồi					
1.4 Mác bê tông/Conerete grade :				M250R28					
1.9 Kích thước danh nghĩa của mẫu thử / Nominal size of specimens : 150mm x 150mm x 150mm									
1.10 Phương pháp đầm/ Compaction method : Bể tay / By hand									
1.11 Điều kiện lưu giữ hoặc bảo dưỡng / Condition of curing or storage									
Phù hợp tiêu chuẩn TCVN 3105-1993 / Conform with Standard TCVN 3105-1993									
2.0 Tuổi thí nghiệm / Age of spcimens at time of testing : 28 ngày / days									
2.1 Phương pháp thí nghiệm /Test method : TCVN 3118-1993									
II . KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM / TEST RE SULTS									
Tên mẫu /Sample	Hạng mục / Item	Ngày lấy mẫu/ Date of sampling	Ngày thử nghiệm/ Date of testing	Kích thước mẫu thử/Nominal size of sample(mm)			Trọng phá hủy / Load at failure (KN)	Cường độ nén / compressive strenght (Mpa)	Cường độ nén trung bình/ Average of compressive strenght (Mpa)
				D/L	R/W	C/H			
M1	Cọc nhồi	19/10/2023	16/11/2023	150	150	150	612	27.2	27.4
				150	150	150	624	27.7	
				150	150	150	616	27.4	
ĐD NHÓM THÍ NGHIỆM			CHỦ ĐẦU TƯ		NHÀ THẦU		CÔNG TY ĐẠI LỘC PHÁT		
									
TRẦN DUY DƯƠNG							NGUYỄN HỮU VĨNH		



HOANG VINH T.R.C.C

375 - 377 Tay Thanh Str., Tay Thanh Ward, Tan Binh Dist., HCMC
 Phone: +84- 08-38426209 Fax: +84-8-38123009
 Web: <http://pnxmts.com> Email: info@hoangvinh.vn

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM CƯỜNG ĐỘ VỮA – MÁC M20

1. Thông tin chung:

Tên mẫu	Vữa hỗn hợp xi măng dùng phụt vữa dọc thân cọc khoan nhồi M20
Tên công trình	LATS_NCS Lê Thành Trung
Ngày đúc mẫu	24/09/2023
Ngày thử mẫu	08/10/2023
Thời gian bảo dưỡng	☐ 3 ngày ☐ 7 ngày ☒ 14 ngày
Thành phần cấp phối	Xi măng: 100 kg Nước: 66.6 lít Bentonite: 1.5 kg Bentoryl 186: 150 ml Daracem 100 (Phụ gia siêu hoá dẻo, giảm lượng nước): 400 ml
Số tổ mẫu	1 tổ (3 mẫu đầm 4×4×16 cm)
Loại xi măng sử dụng	PC40 – [Hà Tiên]
Nhiệt độ phòng thí nghiệm	27 °C
Thiết bị trộn	Máy trộn hành tinh tiêu chuẩn (EN 196-1)

2. Kết quả thí nghiệm

2.1. Thử uốn:

Bảng PL 1.3 Kết quả thí nghiệm kéo uốn của vữa phụt

Mẫu số	Tải phá (N)	Cường độ uốn (MPa)
1	710	2.77
2	730	2.85
3	750	2.93
Trung bình	—	2.85

2.2. Thử nén trên 2 nửa mẫu uốn:

Bảng PL 1.4 Kết quả thí nghiệm nén của vữa phụt

Mẫu số	Tải phá (N)	Cường độ nén (MPa)
1A	3250	20.31
1B	3180	19.88
2A	3300	20.63
2B	3400	21.25
3A	3280	20.5
3B	3320	20.75
Trung bình	—	20.55

3. Đánh giá và nhận xét

- Cường độ nén trung bình đạt: 20.55 MPa

- So với mức thiết kế: [] Đạt [] Không đạt

- Ghi chú khác:



HOANG VINH T.R.C.C

375 - 377 Tay Thanh Str., Tay Thanh Ward, Tan Binh Dist., HCMC

Phone: +84- 08-38426209

Fax: +84-8-38123009

Web: <http://pnxmts.com>

Email: info@hoangvinh.vn

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM KÉO THÉP CB400V

Công trình: LATS_NCS Lê Thành Trung

Ngày lấy mẫu: 08/10/2023

Ngày thí nghiệm: 09/10/2023

Tiêu chuẩn áp dụng: TCVN 197-5:2014, TCVN 1651-2:2018

Loại thép: CB400V – Thép gân

Đường kính danh định: 12 mm

Bảng PL 1.5 Kết quả thí nghiệm cường độ thép cọc

STT	Lực kéo giới hạn chảy F_y (kN)	Giới hạn chảy R_e (MPa)	Lực kéo đứt F_u (kN)	Cường độ kéo đứt R_m (MPa)	Độ giãn dài A (%)
1	57.6	510	68.4	605	16.5
2	56.9	504	67.8	599	15.8
3	58.2	515	69.1	610	16.2

Kết luận: Mẫu thép CB400V đường kính 12 mm đạt yêu cầu theo TCVN 1651-2:2018 về giới hạn chảy (≥ 400 MPa), cường độ kéo đứt (≥ 495 MPa), và độ giãn dài ($\geq 14\%$).

PHỤ LỤC 2. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH CỌC VÀ DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI CỌC KHOAN NHỒI KHÔNG PHỤT VÀ CÓ PHỤT VỮA.

PHỤ LỤC 2.1. SỐ LIỆU THÍ NGHIỆM CỌC

Bảng PL 2.1 Số liệu thí nghiệm nén tĩnh cọc BPG0

BIỂU GHI SỐ LIỆU THÍ NGHIỆM										
Công trình		LATS_NCS Lê Thành Trung			Tên cọc				BPG0	
Địa điểm		Bắc Tân Uyên_ Bình Dương			Đường kính cọc				D400 mm	
Ngày thí nghiệm		15/11/2023			Chiều dài cọc				3 m	
Người thí nghiệm		Trần Gia Thịnh			Tải trọng thiết kế				70.05 kN	
Người kiểm tra		Nguyễn Hồng Sơn			Tải trọng thí nghiệm				78 kN	
Ngày thí nghiệm	Thời gian	T/g đọc (phút)	Tải trọng		Độ lún mm				Độ lún trung bình S(mm)	Ghi chú
			%	Tải trọng (kN)	Số. 1	Số. 2	Số. 3	Số. 4		
15/11/2023	9h00	0	0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		5	10	6.0	-0.83	-0.87	-0.89	-0.85	-0.86	
		10	20	12.0	-1.84	-1.91	-1.95	-1.88	-1.90	
		15	30	18.0	-2.84	-2.96	-3.02	-2.90	-2.93	
		20	40	24.0	-3.72	-3.88	-3.96	-3.80	-3.84	
		25	50	30.0	-4.82	-5.02	-5.12	-4.92	-4.97	
		30	60	36.0	-6.26	-6.51	-6.64	-6.39	-6.45	
		35	70	42.0	-7.68	-8.00	-8.16	-7.84	-7.92	
		40	80	48.0	-8.97	-9.34	-9.53	-9.16	-9.25	
		45	90	54.0	-10.19	-10.61	-10.82	-10.40	-10.50	
		50	100	60.0	-12.13	-12.63	-12.88	-12.38	-12.50	
		55	105	66.0	-14.07	-14.65	-14.94	-14.36	-14.50	
	10h00	0	110	72.0	-16.07	-16.73	-17.06	-16.40	-16.56	
		5	115	78.0	-19.55	-20.35	-20.75	-19.95	-20.15	

Bảng PL 2.2 Số liệu thí nghiệm nén tĩnh cọc BPG20

BIỂU GHI SỐ LIỆU THÍ NGHIỆM										
Công trình		LATS_NCS Lê Thành Trung			Tên cọc				BPG20	
Địa điểm		Bắc Tân Uyên Bình Dương			Đường kính cọc				D400mm	
Ngày thí nghiệm		15/11/2023			Chiều dài cọc				3m	
Người thí nghiệm		Trần Gia Thịnh			Tải trọng thiết kế				130.72 kN	
Người kiểm tra		Nguyễn Hồng Sơn			Tải trọng thí nghiệm				102 kN	
Ngày thí nghiệm	Thời gian	T/g đọc (phút)	Tải trọng		Độ lún mm				Độ lún trung bình S (mm)	Ghi chú
			%	Tải trọng (kN)	Số. 1	Số. 2	Số. 3	Số. 4		
16/11/2023	9h00	0	0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		5	10	6.0	-0.81	-0.84	-0.85	-0.82	-0.83	
		10	20	12.0	-1.39	-1.44	-1.47	-1.42	-1.43	
		15	30	18.0	-2.28	-2.38	-2.43	-2.33	-2.36	
		20	40	24.0	-2.98	-3.10	-3.16	-3.04	-3.07	
		25	50	30.0	-3.56	-3.71	-3.78	-3.63	-3.67	
		30	60	36.0	-4.24	-4.42	-4.51	-4.33	-4.38	
		35	70	42.0	-5.15	-5.37	-5.47	-5.26	-5.31	
		40	80	48.0	-6.06	-6.31	-6.44	-6.19	-6.25	
		45	90	54.0	-7.28	-7.58	-7.73	-7.43	-7.50	
		50	100	60.0	-8.49	-8.84	-9.01	-8.66	-8.75	
		55	110	66.0	-9.70	-10.10	-10.30	-9.90	-10.00	
	10h00	0	120	72.0	-10.91	-11.36	-11.59	-11.14	-11.25	
		5	130	78.0	-12.73	-13.26	-13.52	-12.99	-13.13	
		10	140	84.0	-14.55	-15.15	-15.45	-14.85	-15.00	
		15	150	90.0	-16.07	-16.73	-17.06	-16.40	-16.56	
		20	160	96.0	-17.58	-18.31	-18.67	-17.94	-18.13	
		25	170	102.0	-19.16	-19.95	-20.34	-19.55	-19.75	

Bảng PL 2.3 Số liệu thí nghiệm nén tĩnh cọc BPG35

BIỂU GHI SỐ LIỆU THÍ NGHIỆM										
Công trình		LATS_NCS Lê Thành Trung			Tên cọc				BPG35	
Địa điểm		Bắc Tân Uyên_ Bình Dương			Đường kính cọc				D400mm	
Ngày thí nghiệm		15/11/2023			Chiều dài cọc				3m	
Người thí nghiệm		Trần Gia Thịnh			Tải trọng thiết kế				70.05 kN	
Người kiểm tra		Nguyễn Hồng Sơn			Tải trọng thí nghiệm				132 kN	
Ngày thí nghiệm	Thời gian	T/g đọc (phút)	Tải trọng		Độ lún mm				Độ lún trung bình S(mm)	Ghi chú
			%	Tải trọng (kN)	Số. 1	Số. 2	Số. 3	Số. 4		
17/11/2023	9h00	0	0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		5	10	6.0	-0.40	-0.41	-0.42	-0.41	-0.41	
		10	20	12.0	-0.92	-0.95	-0.97	-0.94	-0.95	
		15	30	18.0	-1.46	-1.52	-1.55	-1.49	-1.51	
		20	40	24.0	-2.03	-2.11	-2.15	-2.07	-2.09	
		25	50	30.0	-2.62	-2.73	-2.78	-2.67	-2.70	
		30	60	36.0	-3.49	-3.63	-3.70	-3.56	-3.60	
		35	70	42.0	-4.09	-4.26	-4.35	-4.18	-4.22	
		40	80	48.0	-5.20	-5.42	-5.53	-5.31	-5.37	
		45	90	54.0	-6.06	-6.31	-6.43	-6.18	-6.25	
		50	100	60.0	-6.74	-7.02	-7.16	-6.88	-6.95	
		55	110	66.0	-7.70	-8.01	-8.17	-7.86	-7.94	
	10h00	0	120	72.0	-8.49	-8.84	-9.01	-8.66	-8.75	
		5	130	78.0	-9.70	-10.10	-10.30	-9.90	-10.00	
		10	140	84.0	-10.31	-10.73	-10.94	-10.52	-10.63	
		15	150	90.0	-11.22	-11.68	-11.91	-11.45	-11.56	
		20	160	96.0	-12.13	-12.63	-12.88	-12.38	-12.50	
		25	170	102.0	-13.03	-13.57	-13.84	-13.30	-13.44	
		30	180	108.0	-14.55	-15.15	-15.45	-14.85	-15.00	
		35	190	114.0	-15.76	-16.41	-16.74	-16.09	-16.25	
		40	200	120.0	-16.98	-17.68	-18.03	-17.33	-17.50	
		45	210	126.0	-18.19	-18.94	-19.31	-18.56	-18.75	
		50	220	132.0	-19.59	-20.40	-20.81	-20.00	-20.20	

Bảng PL 2.4 Số liệu thí nghiệm nén tĩnh cọc BPG50

BIỂU GHI SỐ LIỆU THÍ NGHIỆM										
Công trình		LATS_NCS Lê Thành Trung			Tên cọc				BPG50	
Địa điểm		Bắc Tân Uyên_ Bình Dương			Đường kính cọc				D400 mm	
Ngày thí nghiệm		15/11/2023			Chiều dài cọc				3 m	
Người thí nghiệm		Trần Gia Thịnh			Tải trọng thiết kế				70.05 kN	
Người kiểm tra		Nguyễn Hồng Sơn			Tải trọng thí nghiệm				138 kN	
Ngày thí nghiệm	Thời gian	T/g đọc (phút)	Tải trọng		Độ lún mm				Độ lún trung bình S(mm)	Ghi chú
			%	Tải trọng (kN)	Số. 1	Số. 2	Số. 3	Số. 4		
18/11/2023	9h00	0	0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		5	10	6.0	-0.38	-0.40	-0.41	-0.39	-0.40	
		10	20	12.0	-0.85	-0.89	-0.91	-0.87	-0.88	
		15	30	18.0	-1.37	-1.42	-1.45	-1.40	-1.41	
		20	40	24.0	-1.92	-1.99	-2.03	-1.96	-1.98	
		25	50	30.0	-2.47	-2.58	-2.63	-2.52	-2.55	
		30	60	36.0	-3.16	-3.29	-3.35	-3.22	-3.26	
		35	70	42.0	-3.81	-3.96	-4.04	-3.89	-3.93	
		40	80	48.0	-4.24	-4.42	-4.51	-4.33	-4.38	
		45	90	54.0	-4.85	-5.05	-5.15	-4.95	-5.00	
		50	100	60.0	-5.46	-5.68	-5.79	-5.57	-5.63	
		55	110	66.0	-6.37	-6.63	-6.76	-6.50	-6.56	
	10h00	0	120	72.0	-7.28	-7.58	-7.73	-7.43	-7.50	
		5	130	78.0	-8.49	-8.84	-9.01	-8.66	-8.75	
		10	140	84.0	-9.40	-9.78	-9.98	-9.59	-9.69	
		15	150	90.0	-10.31	-10.73	-10.94	-10.52	-10.63	
		20	160	96.0	-11.22	-11.68	-11.91	-11.45	-11.56	
		25	170	102.0	-12.13	-12.63	-12.88	-12.38	-12.50	
		30	180	108.0	-13.39	-13.94	-14.21	-13.66	-13.80	
		35	190	114.0	-14.55	-15.15	-15.45	-14.85	-15.00	
		40	200	120.0	-15.76	-16.41	-16.74	-16.09	-16.25	
		45	210	126.0	-16.98	-17.68	-18.03	-17.33	-17.50	
		50	220	132.0	-18.19	-18.94	-19.31	-18.56	-18.75	
		55	230	138.0	-19.25	-20.05	-20.45	-19.65	-19.85	

PHỤ LỤC 2.2. SỐ LIỆU THÍ NGHIỆM ĐO BIẾN DẠNG CỌC

Bảng PL 2.5 Số liệu đo biến dạng dọc thân cọc BPG0

Ngày	Giờ	Vị trí	Tải	Chiều sâu	Số đọc		TB Số đọc (μs)	Biến đổi ($\mu \epsilon$)
			(kN)	(m)	A	B	(A + B)/2	
15/11/2023	9h00	1	0	0.5	800.4	786.6	793.5	0.0
		2	0	1.5	850.2	820.5	835.4	0.0
		3	0	2.5	920.1	915.3	917.7	0.0
	9h05	1	6	0.5	798.6	784.8	791.7	1.8
		2	6	1.5	849.0	819.3	834.2	1.2
		3	6	2.5	919.7	914.9	917.3	0.4
	9h10	1	12	0.5	795.1	781.3	788.2	3.5
		2	12	1.5	846.7	817.0	831.9	2.3
		3	12	2.5	918.8	914.0	916.4	0.9
	9h15	1	18	0.5	790.0	776.2	783.1	5.1
		2	18	1.5	843.4	813.7	828.6	3.3
		3	18	2.5	917.7	912.9	915.3	1.1
	9h20	1	24	0.5	783.3	769.5	776.4	6.7
		2	24	1.5	839.0	809.3	824.2	4.4
		3	24	2.5	916.2	911.4	913.8	1.5
	9h25	1	30	0.5	775.1	761.3	768.2	8.2
		2	30	1.5	833.8	804.1	819.0	5.2
		3	30	2.5	914.5	909.7	912.1	1.7
	9h30	1	36	0.5	765.2	751.4	758.3	9.9
		2	36	1.5	827.5	797.8	812.7	6.3
		3	36	2.5	912.4	907.6	910.0	2.1
	9h35	1	42	0.5	753.6	739.8	746.7	11.6
		2	42	1.5	820.1	790.4	805.3	7.4
		3	42	2.5	909.6	904.8	907.2	2.8
	9h40	1	48	0.5	740.2	726.4	733.3	13.4

Ngày	Giờ	Vị trí	Tải	Chiều sâu	Số đọc		TB Số đọc (μ s)	Biến đổi
		2	48	1.5	810.8	781.1	796.0	9.3
		3	48	2.5	905.1	900.3	902.7	4.5
	9h45	1	54	0.5	724.8	711.0	717.9	15.4
		2	54	1.5	799.6	769.9	784.8	11.2
		3	54	2.5	898.5	893.7	896.1	6.6
	9h50	1	60	0.5	707.5	693.7	700.6	17.3
		2	60	1.5	786.4	756.7	771.6	13.2
		3	60	2.5	889.9	885.1	887.5	8.6
	9h55	1	66	0.5	688.3	674.5	681.4	19.2
		2	66	1.5	771.2	741.5	756.4	15.2
		3	66	2.5	879.4	874.6	877.0	10.5
	10h00	1	72	0.5	667.2	653.4	660.3	21.1
		2	72	1.5	754.2	724.5	739.4	17.0
		3	72	2.5	867.2	862.4	864.8	12.2
	10h05	1	6	0.5	644.2	630.4	637.3	23.0
		2	6	1.5	735.2	705.5	720.4	19.0
		3	6	2.5	853.0	848.2	850.6	14.2

Bảng PL 2.6 Số liệu đo biến dạng dọc thân cọc BPG20

Ngày	Giờ	Vị trí	Tải	Chiều sâu	Số đọc		TB Số đọc (μs)	Biến đổi
			(kN)	(m)	A	B	(A + B)/2	($\mu\text{ε}$)
16/11/2023	9h00	1	0	0.5	800.4	786.6	793.5	0.0
		2	0	1.5	850.2	820.5	835.4	0.0
		3	0	2.5	920.1	915.3	917.7	0.0
	9h05	1	6	0.5	799.2	785.4	792.3	1.2
		2	6	1.5	849.3	819.6	834.5	0.9
		3	6	2.5	919.8	915.0	917.4	0.3
	9h10	1	12	0.5	796.8	783.0	789.9	2.4
		2	12	1.5	847.6	817.9	832.8	1.7
		3	12	2.5	919.3	914.5	916.9	0.5
	9h15	1	18	0.5	793.3	779.5	786.4	3.5
		2	18	1.5	845.2	815.5	830.4	2.4
		3	18	2.5	918.6	913.8	916.2	0.7
	9h20	1	24	0.5	788.6	774.8	781.7	4.7
		2	24	1.5	842.2	812.5	827.4	3.0
		3	24	2.5	917.6	912.8	915.2	1.0
	9h25	1	30	0.5	781.8	768.0	774.9	5.7
		2	30	1.5	838.0	808.3	823.2	3.7
		3	30	2.5	916.3	911.5	913.9	1.0
	9h30	1	36	0.5	774.0	760.2	767.1	6.8
		2	36	1.5	833.2	803.5	818.4	4.2
		3	36	2.5	914.8	910.0	912.4	1.3
	9h35	1	42	0.5	765.0	751.2	758.1	7.8
		2	42	1.5	827.7	798.0	812.9	4.8
		3	42	2.5	913.2	908.4	910.8	1.5
	9h40	1	48	0.5	754.8	741.0	747.9	9.0
		2	48	1.5	821.4	791.7	806.6	5.5
		3	48	2.5	911.3	906.5	908.9	1.6
	9h45	1	54	0.5	743.5	729.7	736.6	10.2

Ngày	Giờ	Vị trí	Tải	Chiều sâu	Số đọc		TB Số đọc (μ s)	Biến đổi
		2	54	1.5	814.4	784.7	799.6	6.3
		3	54	2.5	908.9	904.1	906.5	1.9
	9h50	1	60	0.5	731.0	717.2	724.1	11.3
		2	60	1.5	806.1	776.4	791.3	7.0
		3	60	2.5	905.3	900.5	902.9	2.4
	9h55	1	66	0.5	717.1	703.3	710.2	12.5
		2	66	1.5	796.5	766.8	781.7	8.3
		3	66	2.5	900.4	895.6	898.0	3.6
	10h00	1	72	0.5	701.9	688.1	695.0	13.9
		2	72	1.5	785.6	755.9	770.8	9.6
		3	72	2.5	894.1	889.3	891.7	4.9
	10h05	1	78	0.5	685.4	671.6	678.5	15.2
		2	78	1.5	773.3	743.6	758.5	10.9
		3	78	2.5	886.6	881.8	884.2	6.3
	10h10	1	84	0.5	667.6	653.8	660.7	16.5
		2	84	1.5	759.7	730.0	744.9	12.3
		3	84	2.5	877.6	872.8	875.2	7.5
	10h15	1	90	0.5	648.4	634.6	641.5	17.8
		2	90	1.5	744.8	715.1	730.0	13.6
		3	90	2.5	867.3	862.5	864.9	9.0
	10h20	1	96	0.5	629.2	615.4	622.3	19.2
		2	96	1.5	729.9	700.2	715.1	14.9
		3	96	2.5	857.0	852.2	854.6	10.3
	10h25	1	102	0.5	629.2	615.4	622.3	20.5
		2	102	1.5	729.9	700.2	715.1	16.3
		3	102	2.5	857.0	852.2	854.6	11.6

Bảng PL 2.7 Số liệu đo biến dạng dọc thân cọc BPG35

Ngày	Giờ	Vị trí	Tải	Chiều sâu	Số đọc			TB Số đọc (μs)	Biến đổi ($\mu\text{ε}$)
			(kN)	(m)	A	B	C	(A + B)/2	
17/11/2023	9h00	1	0	0.5	800.4	786.6	902.9	793.5	0.0
		2	0	1.5	850.2	820.5	705.7	835.4	0.0
		3	0	2.5	920.1	915.3	918.7	917.7	0.0
	9h05	1	6	0.5	799.6	785.8	902.1	792.7	0.8
		2	6	1.5	849.6	819.9	705.1	834.8	0.6
		3	6	2.5	919.9	915.1	918.5	917.5	0.2
	9h10	1	12	0.5	797.9	784.1	900.4	791.0	1.7
		2	12	1.5	848.5	818.8	704.0	833.7	1.1
		3	12	2.5	919.6	914.8	918.2	917.2	0.3
	9h15	1	18	0.5	795.4	781.6	897.9	788.5	2.5
		2	18	1.5	846.9	817.2	702.4	832.1	1.6
		3	18	2.5	919.1	914.3	917.7	916.7	0.5
	9h20	1	24	0.5	792.1	778.3	894.6	785.2	3.3
		2	24	1.5	844.7	815.0	700.2	829.9	2.2
		3	24	2.5	918.5	913.7	917.1	916.1	0.6
	9h25	1	30	0.5	787.3	773.5	889.8	780.4	4.1
		2	30	1.5	841.6	811.9	697.1	826.8	2.8
		3	30	2.5	917.6	912.8	916.2	915.2	0.9
	9h30	1	36	0.5	781.7	767.9	884.2	774.8	4.8
		2	36	1.5	838.0	808.3	693.5	823.2	3.1
		3	36	2.5	916.5	911.7	915.1	914.1	0.9
	9h35	1	42	0.5	775.3	761.5	877.8	768.4	5.6
		2	42	1.5	833.9	804.2	689.4	819.1	3.6
		3	42	2.5	915.2	910.4	913.8	912.8	1.1
	9h40	1	48	0.5	768.1	754.3	870.6	761.2	6.4
		2	48	1.5	829.5	799.8	685.0	814.7	4.1
		3	48	2.5	913.7	908.9	912.3	911.3	1.3
	9h45	1	54	0.5	760.1	746.3	862.6	753.2	7.2

Ngày	Giờ	Vị trí	Tải	Chiều sâu	Số đọc			TB Số đọc (μ s)	Biến đổi
		2	54	1.5	824.6	794.9	680.1	809.8	4.4
		3	54	2.5	912.2	907.4	910.8	909.8	1.5
	9h50	1	60	0.5	751.4	737.6	853.9	744.5	8.0
		2	60	1.5	819.2	789.5	674.7	804.4	4.9
		3	60	2.5	910.5	905.7	909.1	908.1	1.5
	9h55	1	66	0.5	741.8	728.0	844.3	734.9	8.7
		2	66	1.5	813.2	783.5	668.7	798.4	5.4
		3	66	2.5	908.7	903.9	907.3	906.3	1.7
	10h00	1	72	0.5	731.5	717.7	834.0	724.6	9.6
		2	72	1.5	806.8	777.1	662.3	792.0	6.0
		3	72	2.5	906.7	901.9	905.3	904.3	1.8
	10h05	1	78	0.5	720.3	706.5	822.8	713.4	10.3
		2	78	1.5	799.5	769.8	655.0	784.7	6.4
		3	78	2.5	903.9	899.1	902.5	901.5	2.0
	10h10	1	84	0.5	708.1	694.3	810.6	701.2	11.2
		2	84	1.5	791.4	761.7	646.9	776.6	7.3
		3	84	2.5	900.5	895.7	899.1	898.1	2.8
	10h15	1	90	0.5	695.0	681.2	797.5	688.1	12.2
		2	90	1.5	782.3	752.6	637.8	767.5	8.1
		3	90	2.5	896.0	891.2	894.6	893.6	3.4
	10h20	1	96	0.5	680.9	667.1	783.4	674.0	13.1
		2	96	1.5	772.3	742.6	627.8	757.5	9.1
		3	96	2.5	890.5	885.7	889.1	888.1	4.5
	10h25	1	102	0.5	666.0	652.2	768.5	659.1	14.1
		2	102	1.5	761.5	731.8	617.0	746.7	10.0
		3	102	2.5	884.2	879.4	882.8	881.8	5.5
	10h30	1	108	0.5	650.1	636.3	752.6	643.2	14.9
		2	108	1.5	749.7	720.0	605.2	734.9	10.8
		3	108	2.5	876.8	872.0	875.4	874.4	6.3
	10h35	1	114	0.5	633.3	619.5	735.8	626.4	15.9

Ngày	Giờ	Vị trí	Tải	Chiều sâu	Số đọc			TB Số đọc (μ s)	Biến đổi
		2	114	1.5	737.0	707.3	592.5	722.2	11.8
		3	114	2.5	868.6	863.8	867.2	866.2	7.4
	10h40	1	120	0.5	615.7	601.9	718.2	608.8	16.8
		2	120	1.5	723.6	693.9	579.1	708.8	12.7
		3	120	2.5	859.9	855.1	858.5	857.5	8.2
	10h45	1	126	0.5	597.1	583.3	699.6	590.2	17.6
		2	126	1.5	709.2	679.5	564.7	694.4	13.4
		3	126	2.5	850.2	845.4	848.8	847.8	8.7
	10h50	1	132	0.5	597.1	583.3	699.6	590.2	18.6
		2	132	1.5	709.2	679.5	564.7	694.4	14.4
		3	132	2.5	850.2	845.4	848.8	847.8	9.7

Bảng PL 2.8 Số liệu đo biến dạng dọc thân cọc BPG50

Ngày	Giờ	Vị trí	Tải	Chiều sâu	Số đọc (μs)		TB Số đọc (μs)	Biến đổi
			(kN)	(m)	A	B	(A + B)/2	($\mu\text{ε}$)
18/11/2023	9h00	1	0	0.5	800.4	786.6	793.5	0.0
		2	0	1.5	850.2	820.5	835.4	0.0
		3	0	2.5	920.1	915.3	917.7	0.0
	9h05	1	6	0.5	799.6	785.8	792.7	0.8
		2	6	1.5	849.7	820.0	834.9	0.5
		3	6	2.5	920.0	915.2	917.6	0.1
	9h10	1	12	0.5	798.0	784.2	791.1	1.6
		2	12	1.5	848.6	818.9	833.8	1.1
		3	12	2.5	919.7	914.9	917.3	0.3
	9h15	1	18	0.5	795.7	781.9	788.8	2.3
		2	18	1.5	847.1	817.4	832.3	1.5
		3	18	2.5	919.3	914.5	916.9	0.4
	9h20	1	24	0.5	792.6	778.8	785.7	3.1
		2	24	1.5	845.1	815.4	830.3	2.0
		3	24	2.5	918.7	913.9	916.3	0.6
	9h25	1	30	0.5	788.0	774.2	781.1	3.9
		2	30	1.5	842.2	812.5	827.4	2.5
		3	30	2.5	917.7	912.9	915.3	0.7
	9h30	1	36	0.5	782.7	768.9	775.8	4.6
		2	36	1.5	838.9	809.2	824.1	2.9
		3	36	2.5	916.7	911.9	914.3	1.0
	9h35	1	42	0.5	776.7	762.9	769.8	5.3
		2	42	1.5	835.2	805.5	820.4	3.3
		3	42	2.5	915.5	910.7	913.1	1.0
	9h40	1	48	0.5	769.9	756.1	763.0	6.0
		2	48	1.5	831.0	801.3	816.2	3.7
		3	48	2.5	914.1	909.3	911.7	1.2
	9h45	1	54	0.5	762.4	748.6	755.5	6.8

Ngày	Giờ	Vị trí	Tải	Chiều sâu	Số đọc (μ s)		TB Số đọc (μ s)	Biến đổi
		2	54	1.5	826.3	796.6	811.5	4.2
		3	54	2.5	912.5	907.7	910.1	1.4
	9h50	1	60	0.5	754.1	740.3	747.2	7.5
		2	60	1.5	821.0	791.3	806.2	4.7
		3	60	2.5	910.8	906.0	908.4	1.6
	9h55	1	66	0.5	745.1	731.3	738.2	8.3
		2	66	1.5	815.3	785.6	800.5	5.3
		3	66	2.5	909.0	904.2	906.6	1.7
	10h00	1	72	0.5	735.3	721.5	728.4	9.0
		2	72	1.5	809.2	779.5	794.4	5.7
		3	72	2.5	907.0	902.2	904.6	1.8
	10h05	1	78	0.5	724.7	710.9	717.8	9.8
		2	78	1.5	802.4	772.7	787.6	6.1
		3	78	2.5	904.8	900.0	902.4	2.0
	10h10	1	84	0.5	713.3	699.5	706.4	10.6
		2	84	1.5	795.2	765.5	780.4	6.8
		3	84	2.5	902.3	897.5	899.9	2.2
	10h15	1	90	0.5	701.0	687.2	694.1	11.4
		2	90	1.5	787.1	757.4	772.3	7.2
		3	90	2.5	898.8	894.0	896.4	2.5
	10h20	1	96	0.5	687.8	674.0	680.9	12.3
		2	96	1.5	778.0	748.3	763.2	8.1
		3	96	2.5	894.3	889.5	891.9	3.5
	10h25	1	102	0.5	673.6	659.8	666.7	13.2
		2	102	1.5	768.1	738.4	753.3	9.1
		3	102	2.5	889.0	884.2	886.6	4.5
	10h30	1	108	0.5	658.6	644.8	651.7	14.2
		2	108	1.5	757.4	727.7	742.6	9.9
		3	108	2.5	882.9	878.1	880.5	5.3
	10h35	1	114	0.5	642.7	628.9	635.8	15.0

Ngày	Giờ	Vị trí	Tải	Chiều sâu	Số đọc (μ s)		TB Số đọc (μ s)	Biến đổi
		2	114	1.5	745.7	716.0	730.9	10.7
		3	114	2.5	875.8	871.0	873.4	6.1
	10h40	1	120	0.5	625.9	612.1	619.0	15.9
		2	120	1.5	733.2	703.5	718.4	11.7
		3	120	2.5	867.8	863.0	865.4	7.1
	10h45	1	126	0.5	608.2	594.4	601.3	16.8
		2	126	1.5	719.8	690.1	705.0	12.5
		3	126	2.5	859.0	854.2	856.6	8.0
	10h50	1	132	0.5	589.6	575.8	582.7	17.7
		2	132	1.5	705.5	675.8	690.7	13.4
		3	132	2.5	849.3	844.5	846.9	8.8
	10h55	1	138	0.5	589.6	575.8	582.7	18.6
		2	138	1.5	705.5	675.8	690.7	14.3
		3	138	2.5	849.3	844.5	846.9	9.7

PHỤ LỤC 2.3. DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI CỌC KHOAN NHỒI KHÔNG PHỤT VÀ CÓ PHỤT VỮA

PL.2.3.1 Sức chịu tải của cọc khoan nhồi không phụt vữa BPG0 theo cường độ vật liệu.

Sức chịu tải theo cường độ vật liệu của cọc theo TCVN 5574: 2018, xác định theo công thức sau:

$$R_V = \varphi(\gamma_{cb} \cdot \gamma'_{cb} \cdot R_b \cdot A_b + R_s \cdot A_s)$$

γ_{cb} -Hệ số kể đến việc đổ bê tông trong khoảng không chật hẹp của hố và ống vách, $\gamma_{cq}=0,85$

γ'_{cb} - Hệ số kể đến phương pháp thi công cọc như sau: thi công bê tông dưới huyền phù, $\gamma'_{cb}=0,7$

Hệ số uốn dọc φ được xác định theo công thức

$$\varphi = 1,028 - 0,0000288\lambda_d^2 - 0,0016\lambda_d$$

Với λ_d – độ mảnh của cọc $\lambda_d=l_y/r$ ($r=0,4m$);

$l_y=\mu l$; với l là chiều dài cọc; $l=3,0m$; $\mu=0.7$ (đỉnh cọc ngàm vào đài và mũi cọc treo trong đất).

Như vậy: $l_y = 0,7 \times 3.0 = 2.1m$; $\lambda_d = 2.1/0.4 = 5.25$

Thay số, ta có $\varphi = 1,028 - 0.0000288 \times 5.25^2 - 0.0016 \times 5.25 = 1$

Sức chịu tải cho phép trong trường hợp này:

$$R_v = 1(0,85 \times 0,7 \times 11500 \times 0,1256 + 280000 \times 3.14 \times (12 \times 10^{-3})^2 / 4) = 891.07 \text{ (kN)}$$

PL.2.3.2 Sức chịu tải của cọc khoan nhồi không phụt vữa BPG0 theo điều kiện đất nền (theo TCVN 10304:2014)

1. Sức chịu tải của cọc BPG0 theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền

Sức chịu tải trọng nén cực hạn tiêu chuẩn của cọc được xác định theo công thức:

$$R_k = \gamma_c \cdot (\gamma_{cq} \cdot q_p \cdot A_p + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot l_i)$$

Trong đó

- γ_c – hệ số điều kiện làm việc của cọc, $\gamma_c = 1$;
- γ_{cq} – hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc, lấy $\gamma_{cq} = 0,9$ cho trường hợp dùng phương pháp đổ bê tông dưới nước ;
- γ_{cf} – hệ số điều kiện làm việc của đất trên thân cọc, phụ thuộc vào phương pháp tạo lỗ và điều kiện đổ bê tông, lấy $\gamma_{cf} = 0,6$ cho trường hợp dùng phương pháp đổ bê tông dưới nước;
- A_p – diện tích tiết diện ngang mũi cọc, $A_p = 0,13 \text{ m}^2$;
- u – chu vi tiết diện ngang thân cọc, $u = 2,51 \text{ m}$;
- q_p – cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc được xác định như sau:

$$q_b = 0,75 \cdot \alpha_4 \cdot (\alpha_1 \cdot \gamma' \cdot d + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma \cdot h)$$

Với góc ma sát trong $\alpha_4 = 23^\circ 39'$, xác định các hệ số α_1 , α_2 , α_3 , và α_4 theo **Bảng 3.11** và nhân với hệ số chiết giảm **0,9**.

$$\alpha_1 = 9.5 \times 0.9 = 8.55 \text{ (9.5)}$$

$$\alpha_2 = 18.60 \times 0.9 = 16.74 \text{ (18.6)}$$

$$\alpha_3 = 0.68 \times 0.9 = 0.61; \text{ với } h/d = \frac{3,0}{0,4} = 7.5$$

$$\alpha_4 = 0.34 \times 0.9 = 0.31; \text{ với } d \leq 0,4$$

γ'_1 – Dung trọng tính toán của nền đất dưới mũi cọc (kN/m^3) (có xét đến tác dụng đẩy nổi trong đất bão hòa nước);

$$\gamma'_1 = 10,20 \text{ kN/m}^3.$$

γ_1 – Dung trọng tính toán trung bình (kN/m^3) (tính theo các lớp) của đất nằm trên mũi cọc (có xét đến tác dụng đẩy nổi trong đất bão hòa nước).

Trường hợp cọc thí nghiệm $\gamma'_1 = \gamma_1 = 10,20 \text{ kN/m}^3$.

h – chiều sâu hạ cọc, kể từ mặt đất tự nhiên tới mũi cọc hoặc tới đáy phần mở rộng, $h = 3,0 \text{ m}$

$$q_b = 0,75 \cdot 0,31 \cdot (8,55 \cdot 10,2 \cdot 0,4 + 16,74 \cdot 0,61 \cdot 10,2 \cdot 3)$$

$$= 80,76 \text{ kN/m}^2$$

Ma sát của đất với bề mặt xung quanh cọc xác định bằng cách chia các lớp đất thành các lớp phân tố có chiều dày ≤ 2 m.

Việc tính toán được lập thành bảng sau:

Bảng PL 2.9 Xác định sức kháng thành đơn vị của cọc không phụt BPG0 theo chỉ tiêu cơ lý đất nền

Lớp đất	Loại đất	Chiều dày l_i (m)	Độ sâu z_i (m)	γ_{cf}	f_i (kPa)	$\gamma_{cf} \cdot f_i$ (kN/m ²)
1.1	Cát mịn	3,0	1,5	0,6	26,5	15,90

Thay số : $R_k = 80,76 \times 0,13 + 15,90 \times 3,77 = 10,50 + 59,94 = 70,44$ (kN)

2. Sức chịu tải cực hạn của cọc khoan nhồi không phụt vữa BPG0 theo chỉ tiêu cường độ

Sức chịu tải cực hạn của cọc xác định theo công thức:

$$R_k = q_b \cdot A + u \cdot f_s \cdot L$$

Trong đó:

q_b là cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc,

$$q_b = q'_{\gamma,p} \cdot N'_q = 10,2 \cdot 1,5 \cdot 25 = 382,5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$q'_{\gamma,p}$ là áp lực hiệu quả lớp phủ tại cao trình mũi.

N'_q là hệ số sức chịu tải của đất dưới mũi cọc, tra Bảng G.1 của Phụ lục G, TCVN 10304:2014

f_s : là sức kháng của đất xung quanh cọc, được xác định như sau

$$f_s = \frac{10 \cdot N}{3}$$

Trong đó:

- N là chỉ số SPT trung bình trong lớp đất rời; ($N_{tb}=4,0$)

Bảng PL 2.10 Xác định sức kháng thành của cọc không phụt BPG0

Lớp đất	Bề dày (m)	SPT	A_s (m ²)	f_s (kN/m ²)	Q_s kN	R_k kN
Cát mịn	3,00	4,00	3,77	13,33	50,25	50,25

Sức chịu tải cực hạn:

$$R_k = 49,73 + 50,25 = 99,98 \text{ (kN)}.$$

3. Sức chịu tải cực hạn của cọc BPG0 dựa vào kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT

❖ Theo Meyerhof

Sức chịu tải cực hạn của cọc xác định theo công thức:

$$R_k = q_b \cdot A + u \cdot f_s \cdot L$$

Trong đó:

q_b là cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc, được xác định như sau: Khi mũi cọc nằm trong đất rời: $q_b = 120 \cdot N = 480 \text{ kN/m}^2$

f_s : là sức kháng của đất xung quanh cọc, được xác định như sau

$$f_s = N$$

Trong đó:

- N là chỉ số SPT trung bình trong lớp đất rời; ($N=4,0$)

Bảng PL 2.11 Xác định sức chịu tải cực hạn của cọc không phụt BPG0 theo

TCVN10304:2025

Lớp đất	Bề dày (m)	SPT	A_s (m ²)	$q_b = 120 \cdot N_{SPT}$ (kN/m ²)	f_s (kN/m ²)	Q_s kN	Q_b kN	R_k kN
Cát mịn	3,00	4,00	3,77	480,00	13,33	50,25	62,40	112,65

$$R_k = q_b \cdot A + u \cdot f_s \cdot L = 480 \cdot 0,13 + 3,77 \cdot 13,33 = 62,40 + 50,25 = 112,65 \text{ (kN)}$$

❖ Theo Viện Kiến trúc Nhật Bản

Sức chịu tải cực hạn của cọc xác định theo công thức:

$$R_k = q_b \cdot A + u \cdot f_s \cdot L = 600 \cdot 0,13 + 3,77 \cdot 13,33 = 78,00 + 50,25 = 128,25 \text{ (kN)}$$

$$f_s = \frac{10 \cdot N}{3} = 13,33 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_b = 150 \cdot N = 600 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

PL.2.3.3 Kết luận

(1) Tổng hợp và lựa chọn sức chịu cực hạn của cọc khoan nhồi không phụt BPG0.

Các loại sức chịu tải của cọc đã tính toán cho kết quả như sau:

- Sức chịu tải theo vật liệu cọc: $R_v = 891.07$ (kN)
- Sức chịu tải cực hạn chỉ tiêu cơ lý: $R_k = 70,44$ kN
- Sức chịu tải cực hạn theo chỉ tiêu cường độ: $R_k = 99,98$ kN
- Sức chịu tải cực hạn dựa vào kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT
 - + Theo Meyerhof: $R_k = 77,48$ kN
 - + Theo Meyerhof: $R_k = 128,25$ kN

Kết luận: Chọn giá trị sức chịu tải của cọc không phụt vữa BPG0 theo điều kiện đất nền:
 $R_k = 70,44$ kN.

(2) Xác định sức chịu tải của cọc khoan nhồi có phụt vữa (BPG20, BPG35 và BPG50).

- Sức kháng thành đơn vị của cọc trong nền cát theo Bachy Soletanche;
 $f_{sg} = (8/5).f_s = 2,29 \times 15,90 = 25,44$ kPa

trong đó, f_{sg} là sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa theo Bachy Soletanche; N chỉ số SPT

- Sức kháng mũi xác định theo chỉ tiêu cơ lý tương ứng là $q_b = 480,00$ kPa;
- Sức chịu tải của cọc phụt vữa tương ứng:

$$R_k = 25,44 \times 3.77 + 80.76 \times 0,13 = 95,91 + 10,50 = 106,41 \text{ kN}$$

Kết luận: Sức chịu tải cực hạn của cọc phụt vữa (bao gồm BPG20; BPG35 và BPG50) tương ứng với cọc không phụt BPG0 là **106,41** kN.

PHỤ LỤC 2.4. TÍNH TOÁN HỆ ĐỐI TRỌNG THÍ NGHIỆM CỌC

I. DẦM PHỤ I250, DÀI 1.8 m

1. Thông số kỹ thuật của dầm I250

- Loại dầm: Thép hình I250
- Chiều dài: 1.8 m
- Chiều cao tiết diện: $h = 250 \text{ mm}$
- Bề rộng cánh: $b = 125 \text{ mm}$
- Bán bụng: $t_w = 6 \text{ mm}$
- Bán cánh: $t_f = 9 \text{ mm}$
- Mô đùn chống uốn: $W = 4.46 \times 10^{-5} \text{ m}^3$
- Mômen quán tính: $I = 5.58 \times 10^{-6} \text{ m}^4$
- Mô đùn đàn hồi: $E = 2.1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$
- Cường độ chảy: $f_y = 400 \text{ MPa}$ (Thép SM490)

2. Điều kiện làm việc

- Liên kết hai đầu ngàm
- Tải tập trung giữa nhịp: $P = 65 \text{ kN}$

3. Kiểm tra khả năng chịu tải của dầm

3.1. Ứng suất uốn:

$$M_{\max} = (65 \times 1.8)/8 = 14.625 \text{ kNm}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 328 \text{ MPa} < f_y = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Đạt}$$

3.2. Độ võng:

$$f_{\max} = 1.68 \text{ mm} < L/250 = 7.2 \text{ mm} \rightarrow \text{Đạt}$$

II. DẦM CHÍNH I400, DÀI 3.4 m

1. Thông số kỹ thuật của dầm I400

- Loại dầm: Thép hình I400
- Chiều dài: 3.4 m
- Chiều cao tiết diện: $h = 400 \text{ mm}$
- Bề rộng cánh: $b = 180 \text{ mm}$

- Bán bụng: $t_w = 10 \text{ mm}$
- Bán cánh: $t_f = 16 \text{ mm}$
- Mô đun chống uốn: $W = 1.65 \times 10^{-4} \text{ m}^3$
- Mômen quán tính: $I = 3.35 \times 10^{-5} \text{ m}^4$
- Mô đun đàn hồi: $E = 2.1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$
- Cường độ chảy: $f_y = 400 \text{ MPa}$ (Thép SM490)

2. Điều kiện làm việc

- Liên kết hai đầu ngàm
- Tải tập trung giữa nhịp: $P = 130 \text{ kN}$

3. Kiểm tra khả năng chịu tải của dầm

3.1. Ứng suất uốn:

$$M_{\max} = (130 \times 3.4)/8 = 55.25 \text{ kNm}$$

$$\sigma = M_{\max} / W = 335 \text{ MPa} < f_y = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Đạt}$$

3.2. Độ võng:

$$f_{\max} = 3.78 \text{ mm} < L/250 = 13.6 \text{ mm} \rightarrow \text{Đạt}$$

4. KẾT LUẬN

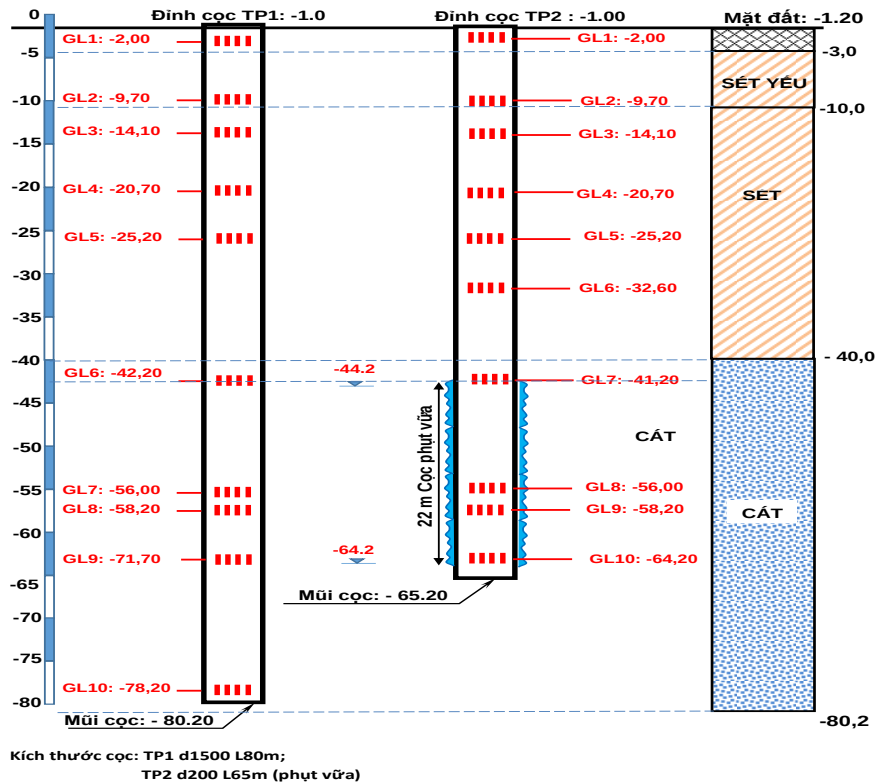
Tổng độ võng thiết kế của hệ dầm trong điều kiện làm việc là 5.46 mm, nhỏ hơn nhiều so với giới hạn cho phép theo tiêu chuẩn ($L/250$) theo từng dầm. Trên thực tế, độ võng quan sát được có thể nhỏ hơn đáng kể hoặc xấp xỉ bằng 0, do xét đến hệ số an toàn trong tính toán, độ cứng thực tế của liên kết và hệ giằng phụ trợ. Điều này đảm bảo hệ dầm không gây biến dạng ảnh hưởng đến kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc.

PHỤ LỤC 2.5. DỮ LIỆU THÍ NGHIỆM CỌC XÁC ĐỊNH SỨC KHÁNG THÀNH ĐƠN VỊ TẠI CÁC CÔNG TRÌNH THỰC TẾ

PL.2.5.1 Công trình Friendship Tower (TP.HCM)

Thông tin công trình

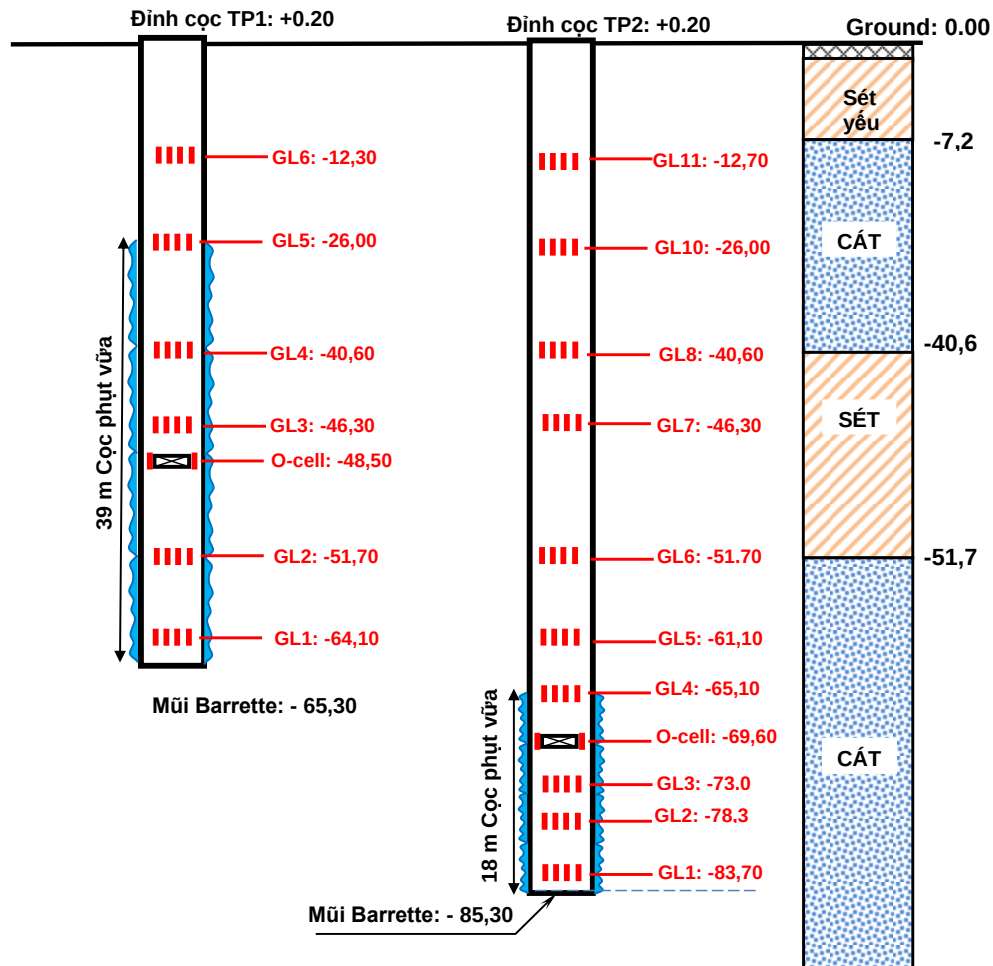
- Địa chỉ: số 31 đường Lê Duẩn, Thành phố Hồ Chí Minh.
- Quy mô gồm 4 tầng hầm và 21 tầng cao. Tổng diện tích sàn 19.000m², mục đích sử dụng làm văn phòng làm việc.
- Số cọc thử: 02 cọc nhồi, gồm TP1 có D = 1500 mm ; L=80 m – không phụt vữa; TP2 có đường kính D=2000 mm ; L=65m – có phụt vữa thân cọc. Hai cọc đều có gắn các đầu đo biến dạng tại 10 cao trình khác nhau dọc theo thân cọc, chi tiết được thể hiện trên Hình PL 2.1
- Phương pháp thử tải: nén tĩnh có kết hợp đo biến dạng cọc.
- Địa tầng nghiên cứu: Cát, cao trình Z = -60.20 m



Hình PL 2.1 Chi tiết 2 cọc thí nghiệm thử tải tĩnh tại công trình Frenship building

PL.2.5.2 Eximbank building

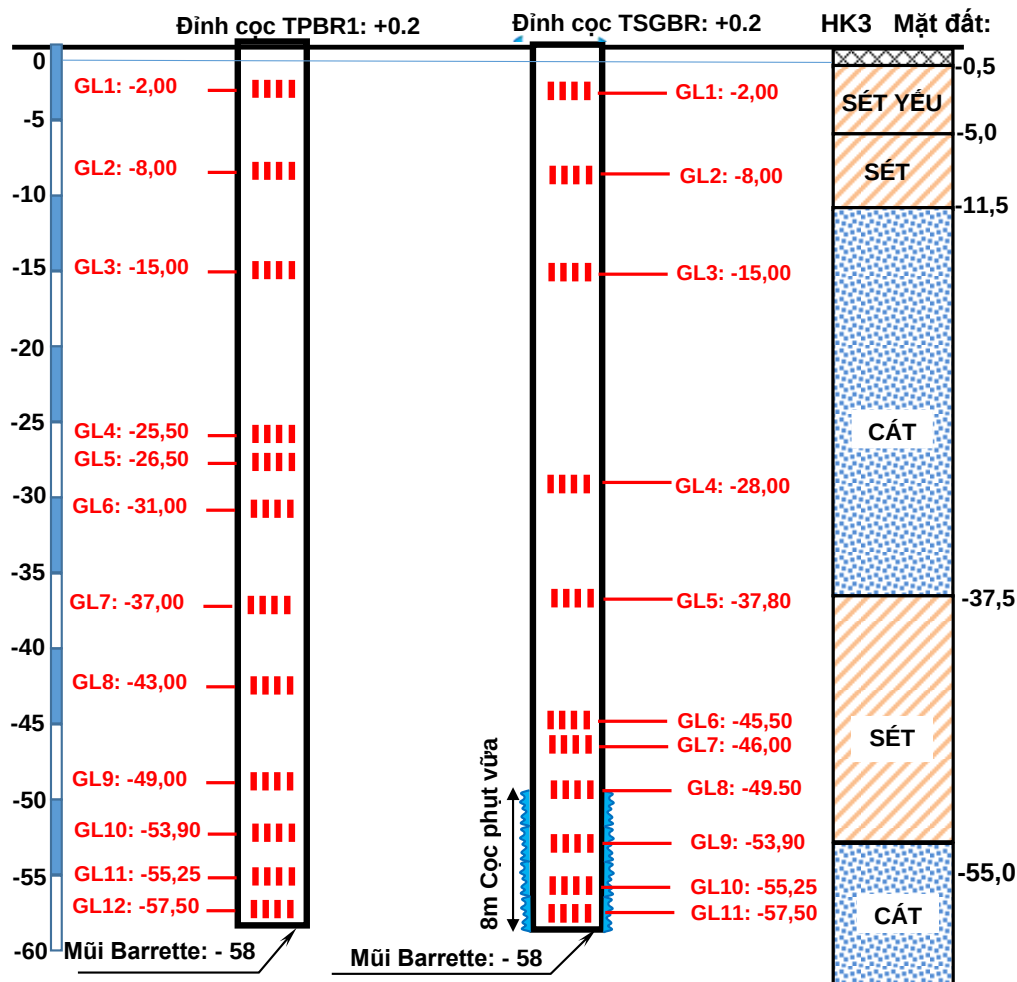
- Quy mô công trình: cao 163m với tổng diện tích 3514 m², gồm 40 tầng nổi và 5 tầng hầm.
- Quy mô công trình: cao 163m với tổng diện tích 3514 m², gồm 40 tầng nổi và 5 tầng hầm.
- Cọc thí nghiệm 02 cọc barrtte đều có phụt vừa thân cọc, ký hiệu TP1 và TP2 có tiết diện ngang 2.800mm x 1.400mm với chiều dài mỗi cọc tương ứng là 65m và 85m.
- Thử tải cọc theo phương pháp tự cân bằng (Osterberg). Chi tiết phụt vừa thân cọc và các cao trình lắp đặt đầu đo biến dạng cọc thể hiện trên Hình PL 2.2



Hình PL 2.2 Chi tiết 2 cọc thí nghiệm thử tải tĩnh tại Eximbank building

PL.2.5.3 Vincom khu B

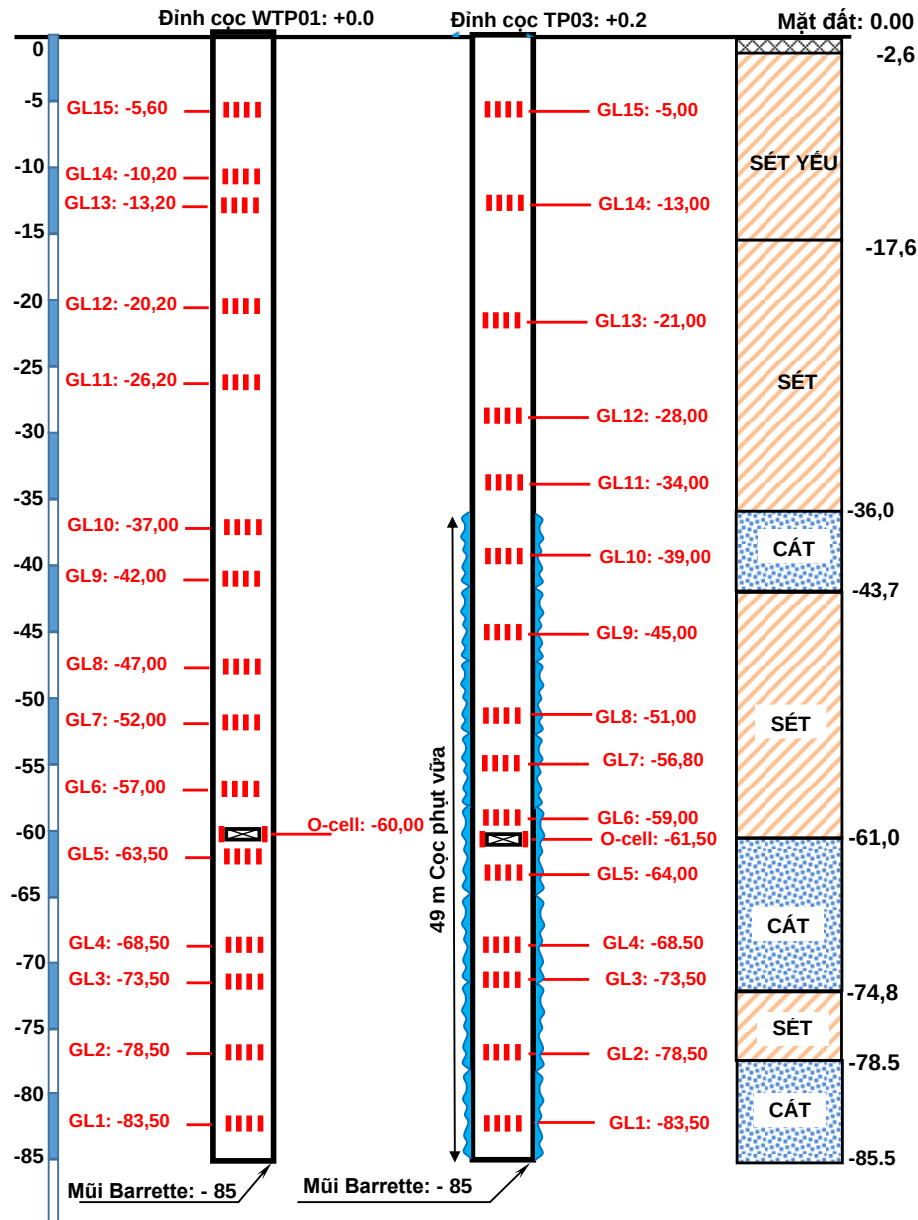
- Địa chỉ: số 72, Lê Thánh Tôn, phường Bến Nghé, Tp.HCM.
- Quy mô: Công trình cao 25 tầng nổi và 6 tầng hầm
- Công năng: Trung tâm thương mại, văn phòng, căn hộ, và bãi đậu xe ngầm.
- Cọc thử: 02 cọc barrette; ký hiệu TPBR1, TSGBR2 có tiết diện ngang 2.800mm x 800mm ; L= 58m. Cọc TSGBR2 được phụt vữa từ cao trình -48,50m đến mũi cọc, chi tiết thể hiện trên Hình PL 2.3
- Phương pháp thí nghiệm cọc: thử tải tĩnh



Hình PL 2.3 Chi tiết 2 cọc thử tại công trình Vincom khu B

PL.2.5.4 Lancaster Lincoln

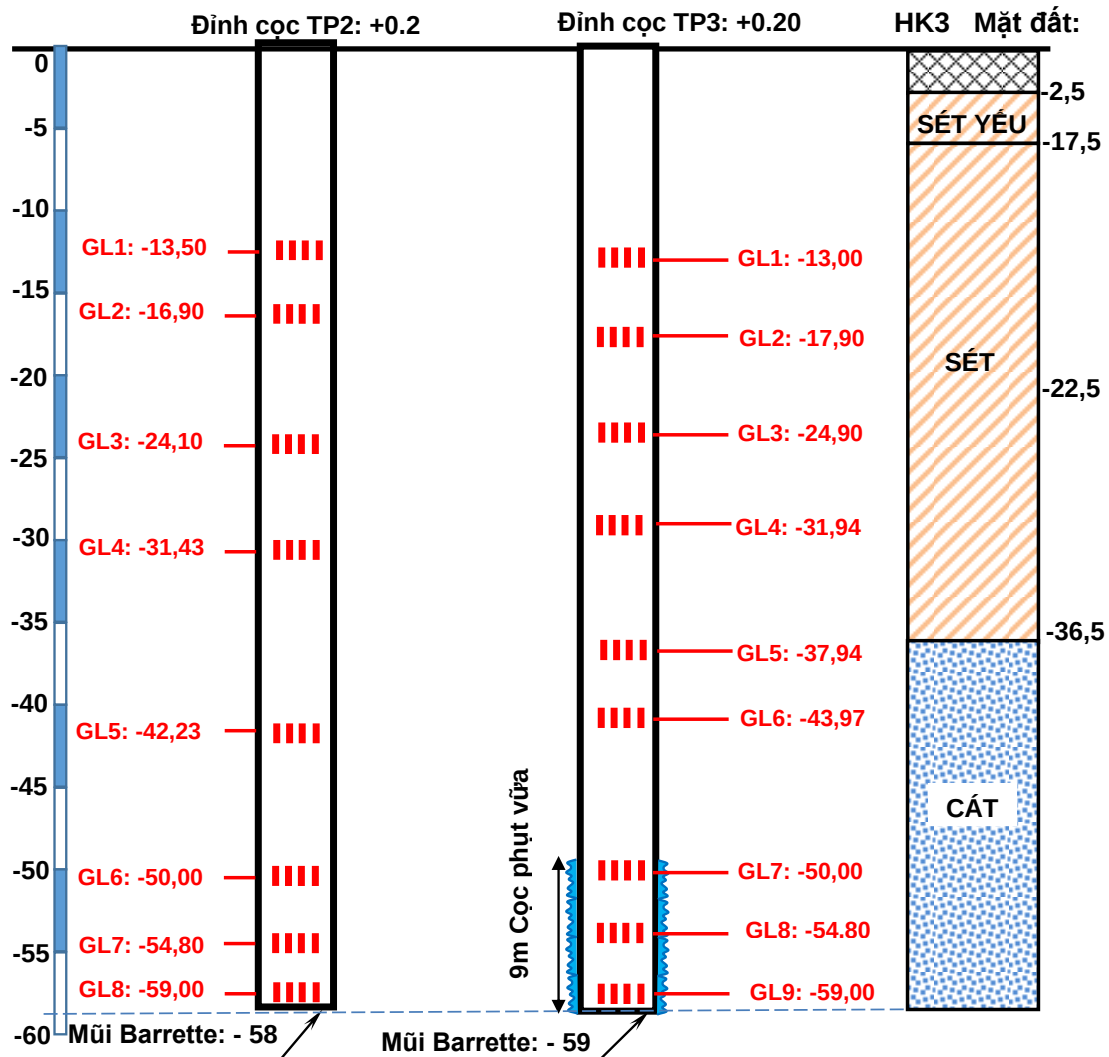
- Địa chỉ: số 428-430 đường Nguyễn Tất Thành, tpHCM,
- Quy mô công trình: gồm 40 tầng nổi và 03 tầng hầm,
- Cọc thử tải: 02 cọc cọc khoan nhồi có đường kính $D=1.5\text{ m}$; $L= 85\text{ m}$; thí nghiệm bằng phương pháp Osterberg, chi tiết cọc thể hiện trên Hình PL 2.4



Hình PL 2.4 Chi tiết 2 cọc thử tải tại công trình Lancaster Lincoln

PL.2.5.5 Cao ốc Thủ Thiêm

- Quy mô tổng diện tích đất là 20.269 m². Tổng diện tích sàn xây dựng hơn 45.000 m², gồm 20 tầng nổi và 4 tầng hầm.
- Cọc thí nghiệm là 02 cọc barette có ký hiệu TP2 và TP3 có tiết diện ngang 0.8mx2.8m ; L=59m, cọc TP3 có phụt vừa thân cọc, chi tiết trên Hình PL 2.5
- Thí nghiệm bằng phương pháp thử tải tĩnh.

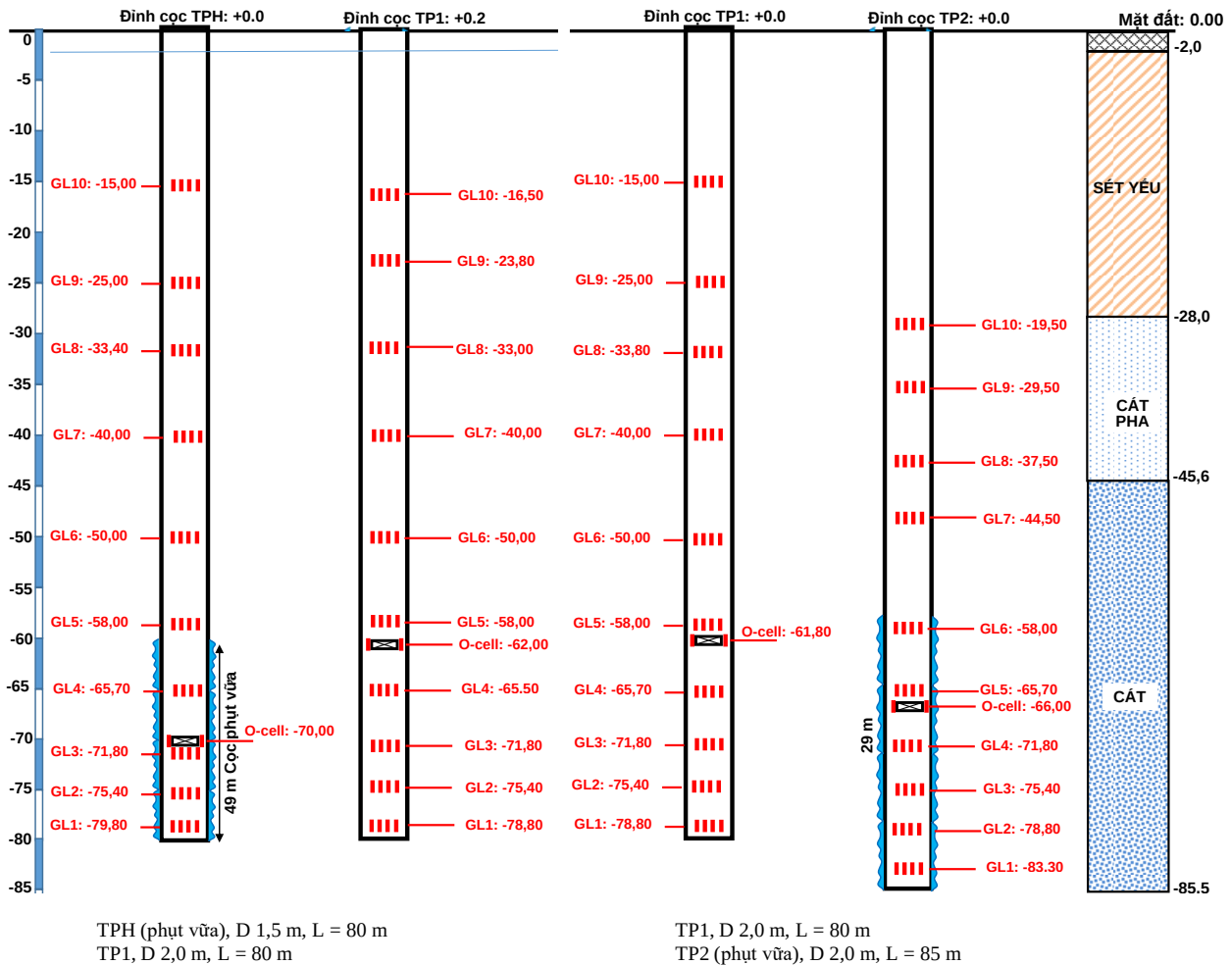


Hình PL 2.5 Chi tiết 2 cọc thử tải tại cao ốc Thủ Thiêm

PL.2.5.6 Everrich II

- Vị trí: tọa lạc tại phường Phú Thuận – Quận 7. TpHCM,

- Quy mô: công trình có 37 tầng với tổng chiều cao 152 m và tổng diện tích sàn 112,000 m².
- Công năng: Kinh doanh kết hợp với căn hộ cao cấp
- Cọc thử tải: 04 cọc khoan nhồi, gồm cọc TPH có D= 1,5m; L= 80m, Cọc TP1, TP2 có D= 2,0m L=80m và TP3 có D= 2,0m; L=85m. Cọc TPH và cọc TP3 có phụt vữa thân cọc. Cả 04 cọc được thí nghiệm theo phương pháp tự cân bằng. Chi tiết các cọc thí nghiệm thể hiện trên Hình PL 2.6

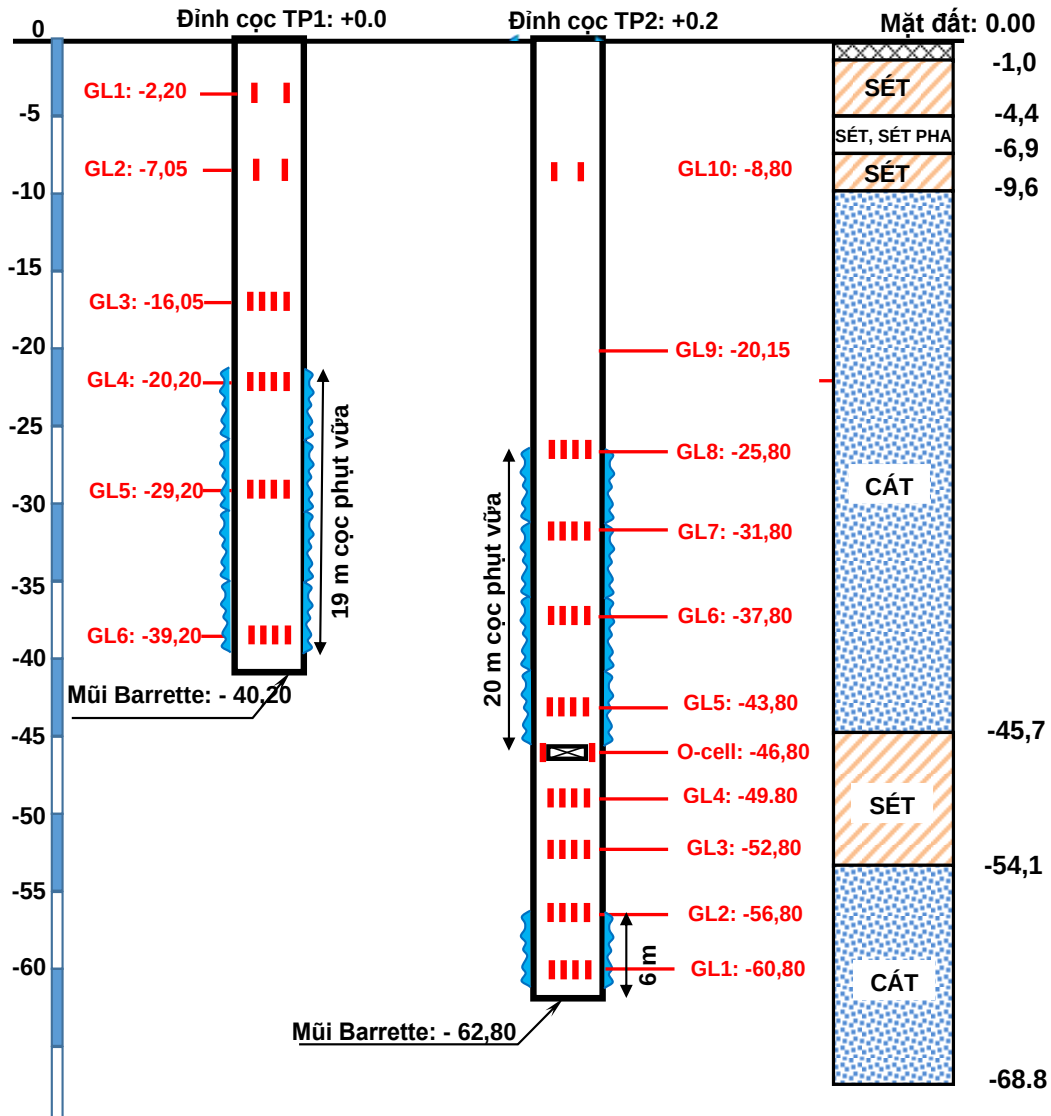


Hình PL 2.6 Chi tiết 4 cọc thí nghiệm tại công trình Everich II

PL.2.5.7 Công trình Lim Tower 3

- Địa chỉ: số 29A Nguyễn Đình Chiểu, TpHCM.
- Công trình có 26 tầng nổi, 03 tầng hầm với tổng diện tích sàn 43.000 m².

- Cọc thử tải: 2 cọc barrette TP1 có L= 40,2 m, TP2 có L= 62,8m có cùng tiết diện ngang là 600mmx24000mm. Cọc TP1 được thí nghiệm theo phương pháp nén tĩnh, trong khi đó cọc TP2 thí nghiệm theo phương pháp tự cân bằng. Cả 02 cọc đều được phụt vữa tại các cao trình khác nhau, chi tiết thể hiện trên Hình PL 2.7

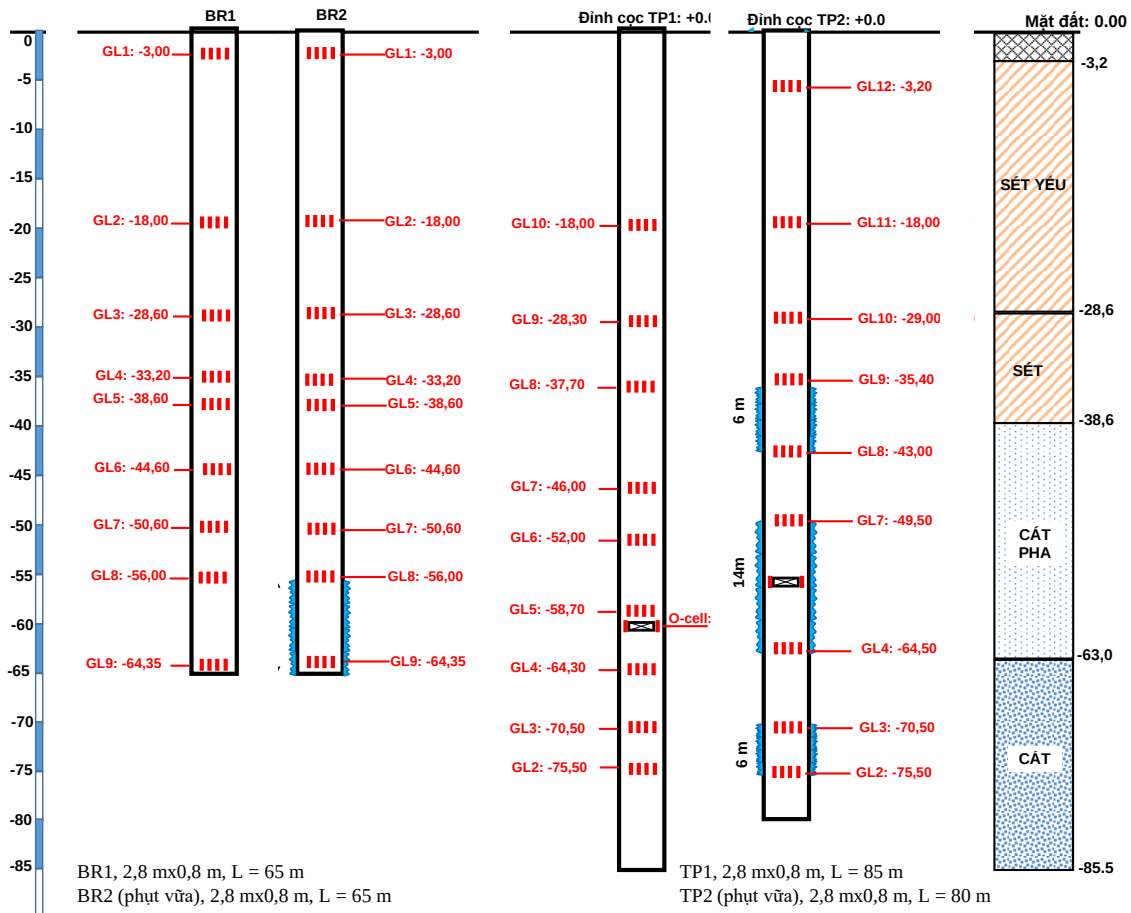


Hình PL 2.7 Chi tiết 2 cọc thử tại LIM Tower 3

PL.2.5.8 Tòa nhà Landmark 81

- Địa điểm : số 720A Điện Biên Phủ, quận Bình Thạnh, thành phố Hồ Chí Minh,
- Tổng diện tích 241.000 m², chiều cao 461.3m, gồm 81 tầng nổi và 03 tầng hầm.

- Số lượng cọc thí nghiệm : 04 cọc barrette. Chi tiết các cọc được thể hiện trên Hình PL 2.8
- Phương pháp thí nghiệm :
- Hai cọc ký hiệu BR1, BR2 có tiết diện ngang 2800x800; chiều dài L=65m; được thí nghiệm theo phương pháp nén tĩnh,
- Hai cọc TP1, TP2 có tiết diện ngang 2800x1000; có chiều dài lần lượt là L=80 và 85m thí nghiệm theo phương pháp tự cân bằng (O-cell).

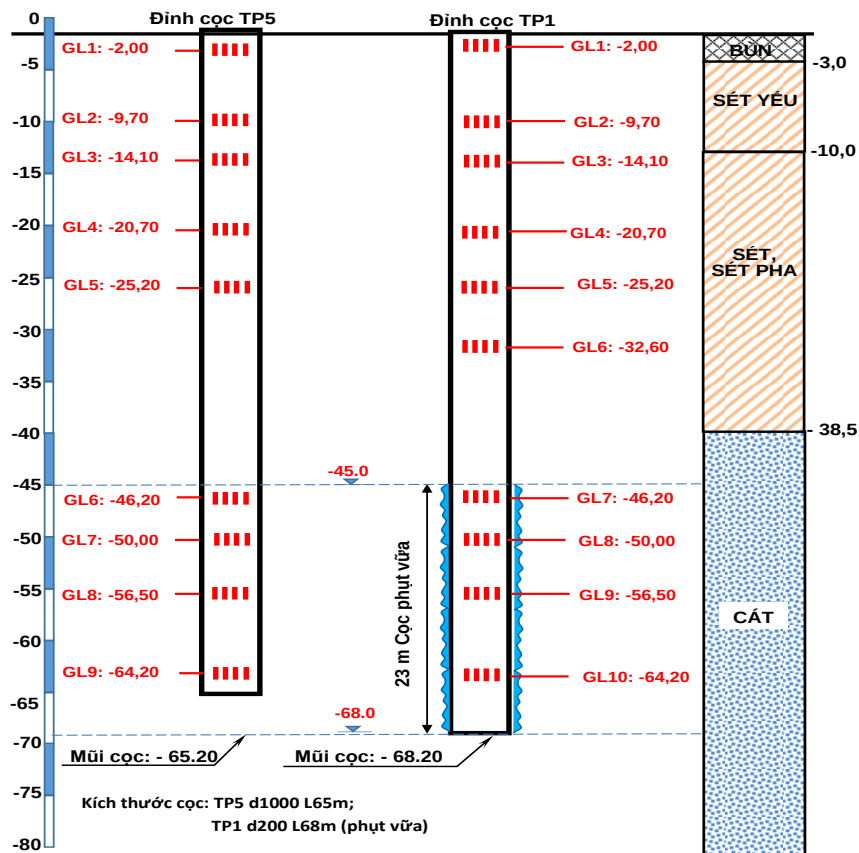


Hình PL 2.8 Chi tiết 4 cọc thử tại công trình Landmark 81

PL.2.5.9 Công trình Sông Đà Riverside

- Địa điểm : Phường Hiệp Bình Phước, Tp.HCM (trước đây số 720A Điện Biên Phủ, quận Bình Thạnh, thành phố Hồ Chí Minh)
- Tổng diện tích 195.000 m², chiều cao 200.3m, gồm 60 tầng nổi và 03 tầng hầm.

- Số lượng cọc thí nghiệm : 02 cọc barrette. Chi tiết các cọc được thể hiện trên Hình PL 2.9
- Phương pháp thí nghiệm :
- Hai cọc ký hiệu BR1, BR2 có tiết diện ngang 2800x800; chiều dài L=65m; được thí nghiệm theo phương pháp nén tĩnh,
- Hai cọc TP1, TP2 có tiết diện ngang 2800x1000; có chiều dài lần lượt là L=80 và 85m thí nghiệm theo phương pháp tự cân bằng (O-cell).

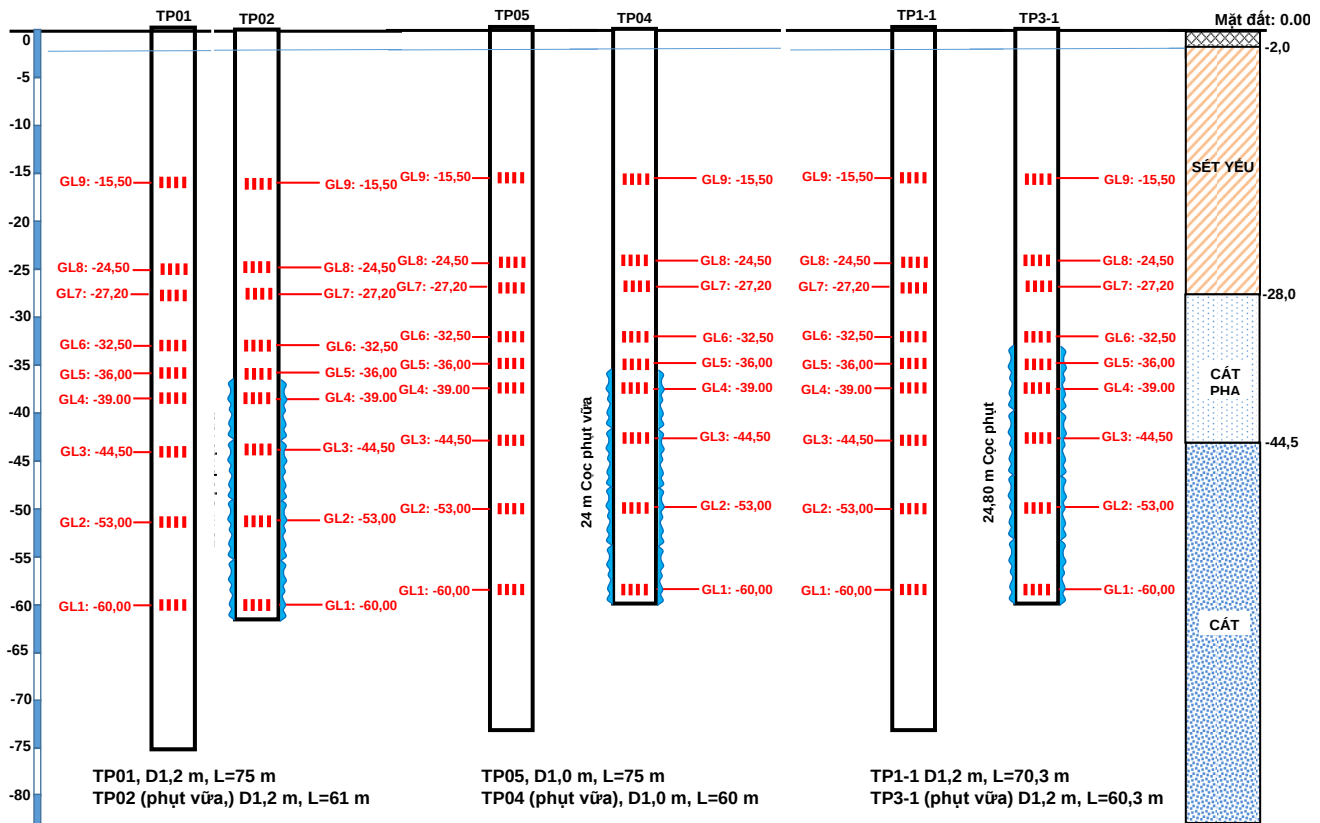


Hình PL 2.9 Chi tiết 6 cọc thử tại Sông Đà Riverside.

PL.2.5.10 Sóng Việt Building.

- Địa điểm : Phường An Khánh, Tp.HCM (trước đây là số 720A Điện Biên Phủ, quận Bình Thạnh, thành phố Hồ Chí Minh),
- Tổng diện tích 320.000 m², chiều cao 161.3m, gồm 42 tầng nổi và 02 tầng hầm.

- Số lượng cọc thí nghiệm : 06 cọc barrette. Chi tiết các cọc được thể hiện trên Hình PL 2.10
- Phương pháp thí nghiệm :
- Hai cọc ký hiệu BR1, BR2 có tiết diện ngang 2800x800; chiều dài $L=65\text{m}$; được thí nghiệm theo phương pháp nén tĩnh,
- Hai cọc TP1, TP2 có tiết diện ngang 2800x1000; có chiều dài lần lượt là $L=80$ và 85m thí nghiệm theo phương pháp tự cân bằng (O-cell).



Hình PL 2.10 Chi tiết 2 cọc thử tại công trình Sóng Việt Building

Bảng PL 2.12. Bảng tổng hợp giá trị sức kháng thành đơn vị của các đoạn cọc nghiên cứu

STT	Tên công trình	Ký hiệu cọc	PP thử tải	Cao trình phụt vữa (m)	Cao trình phụt vữa Z (m)	Hệ số ma sát đơn vị (kPa)		Tỷ số f_{35}/f_0
						Cọc không phụt vữa (f_0)	Cọc phụt vữa (f_{35})	
1	Friendship building	TP1 TP2	Nén tĩnh	-42.2 ÷ -56	-49.1	135	235	1.74
				-56 ÷ -58,2	-57.1	116	205	1.77
				-58,2 ÷ -64.2	-61.2	125	225	1.80
2	Eximbank building	TP1	O-cell	-26 ÷ -40.6	-33.3	85	145	1.71
		TP2		-51,7 ÷ -64,1	-57.9	155	265	1.71
3	Vincom khu B	TPBR1 TSGBR2	Nén tĩnh	-53,9 ÷ -58	-55.9	140	238	1.70
4	Lancaster Lincoln	WTP1	O-cell	-36 ÷ -45	-40.5	112	195	1.74
		TP3		-61,5 ÷ -64	-62.7	145	246	1.70
				-64 ÷ -73,5	-68.7	155	265	1.71
				-78,5 ÷ -83,5	-81	165	302	1.83

STT	Tên công trình	Ký hiệu cọc	PP thử tải	Cao trình phụt vữa (m)	Cao trình phụt vữa Z (m)	Hệ số ma sát đơn vị (kPa)		Tỷ số f_{35}/f_0
						Cọc không phụt vữa (f_0)	Cọc phụt vữa (f_{35})	
5	Cao ốc Thủ Thiêm	TP1	Nén tĩnh	-50 ÷ -54,8	-53.9	127	225	1.77
		TP2		-54,8 ÷ -59,0	-56.9	147	255	1.73
6	Everrich 2	TPH	O-cell	-58 ÷ -65,7	-61.8	150	260	1.73
		TP1		-65,7 ÷ -71,8	-68.7	160	280	1.75
				-71,8 ÷ -75,4	-73.8	120	205	1.71
				-75,4 ÷ -79,8	-77.8	165	280	1.70
		TP2	O-cell	-58 ÷ -65,7	-61.8	105	195	1.86
		TP3		-65,7 ÷ -71,8	-68.7	115	200	1.74
				-71,8 ÷ -75,4	-73.6	118	205	1.74
				-75,4 ÷ -79,8	-77.6	162	275	1.70
7	Lim 3	TP1 TP2	Nén tĩnh	-20,2÷ -25,8	-23	65	115	1.77

STT	Tên công trình	Ký hiệu cọc	PP thử tải	Cao trình phụt vữa (m)	Cao trình phụt vữa Z (m)	Hệ số ma sát đơn vị (kPa)		Tỷ số f_{35}/f_0
						Cọc không phụt vữa (f_0)	Cọc phụt vữa (f_{35})	
8	Landmark 81	BR1 BR2	Nén tĩnh	-56 ÷ -64,3	-60.1	152	265	1.74
		TP1	O-cell	-49,5 ÷ -64,5	-57	145	255	1.76
		TP2		-70,5 ÷ -75,5	-73	165	298	1.81
9	Sông Đà Riverside	TP1	Nén tĩnh	-46.2 ÷ -50	-48.1	130	235	1.81
		TP5		-50 ÷ -56,5	-53.2	110	198	1.80
				-56,5 ÷ -64.2	-60.3	115	205	1.78
10	Sóng Việt	TP-01	O-cell	-36 ÷ -39,0	-37.5	145	260	1.79
		TP-02		-39,0 ÷ -44,5	-41.7	155	280	1.81
		TP-04		-44,5 ÷ -53,0	-48.7	125	205	1.64
		TP-05		-53,0 ÷ -60,0	-56.5	160	280	1.75

STT	Tên công trình	Ký hiệu cọc	PP thử tải	Cao trình phụt vữa (m)	Cao trình phụt vữa Z (m)	Hệ số ma sát đơn vị (kPa)		Tỷ số f_{35}/f_0
						Cọc không phụt vữa (f_0)	Cọc phụt vữa (f_{35})	
		TP1-1	O-cell	-36 ÷ -39,0	-37.5	102	182	1.78
		TP3-1		-39,0 ÷ -44.5	-41.7	112	200	1.79
				-44,5 ÷ -53,0	-48.7	110	195	1.77
				-53,0 ÷ -60,0	-56.5	155	275	1.77
				-34.5 ÷ -40,0	-37.2	70	115	1.64
				-40,0 ÷ -46,5	-52.1	148	265	1.79
				-46,5 ÷ -53,0	-49.7	142	255	1.80
				-53,0 ÷ -58,0	-55.5	158	285	1.80

Bảng PL 2.13. So sánh sức kháng đơn vị tính theo thí nghiệm và công thức đề xuất

Tên công trình	Ký hiệu cọc	Cao trình nghiên cứu Z (m)	Giá trị sức kháng thành đơn vị (kPa)					
			Theo kết quả thí nghiệm		Sức kháng thành của đoạn cọc phụt vữa tính theo công thức đề xuất			
			Cọc không phụt vữa f_0 (kPa)	Cọc phụt vữa f_{35} (kPa)	f_{35} khi b tính theo (3.3)	Sai số (%)	f_{35} khi b tính theo (3.5)	Sai số (%)
BỘ DỮ LIỆU HIỆU CHỈNH (8 CÔNG TRÌNH)								
1.Friendship building	TP1 TP2	-49.1	135	235	271	15.43		
		-57.1	116	205	234	13.95		
		-61.2	125	225	252	11.88		
2.Eximbank building	TP1	-33.3	85	145	164	13.32		
	TP2	-57.9	155	265	312	17.79		
3.Vincom khu B	TPBR1 TSGBR2	-55.95	140	238	282	18.46		
4.Lancaster Lincoln	WTP1 TP3	-40.5	112	195	220	13.00		
		-62.75	145	246	292	18.70		
		-68.75	155	265	312	17.79		
		-81	165	302	358	18.70		
5.Cao ốc Thủ thiêm	TP1	-53.9	127	225	256	13.67		
	TP2	-56.9	147	255	296	16.09		
6.Everrich 2	TPH	-61.85	150	260	302	16.18		
	TP1	-68.75	160	280	322	15.07		
	TP2	-73.8	120	205	242	17.88		

Tên công trình	Ký hiệu cọc	Cao trình nghiên cứu Z (m)	Giá trị sức kháng thành đơn vị (kPa)					
			Theo kết quả thí nghiệm		Sức kháng thành của đoạn cọc phụt vữa tính theo công thức đề xuất			
			Cọc không phụt vữa f_0 (kPa)	Cọc phụt vữa f_{35} (kPa)	f_{35} khi b tính theo (3.3)	Sai số (%)	f_{35} khi b tính theo (3.5)	Sai số (%)
	TP3	-77.8	165	280	332	18.67		
		-61.85	105	195	211	8.43		
		-68.75	115	200	232	15.79		
		-73.6	118	205	238	15.91		
		-77.6	162	275	326	18.63		
7.Lim 3	TP1 TP2	-23	65	115	123	6.54		
8.Landmark 81	BR1 BR2	-60.15	152	265	306	15.51		
	TP1	-57	145	255	297	16.49		
	TP2	-73	165	298	352	17.96		
BỘ DỮ LIỆU KIỂM CHỨNG ĐỘC LẬP (2 CÔNG TRÌNH)								
1.Sông Đà Riverside	TP5	-48.1	130	235			224	-4.83
	TP1	-53.25	110	198			189	-4.43
		-63.35	115	205			198	-3.50
2.Sóng Việt	TP-01	-37.50	145	260			249	-4.06
	TP-02	-41.75	155	280			267	-4.77
	TP-04	-48.75	125	205			215	4.90
	TP-05	-56.50	160	280			275	-1.70
	TP1-1	-37.50	102	182			175	-3.59
	TP3-1	-41.75	112	200			193	-3.66

Tên công trình	Ký hiệu cọc	Cao trình nghiên cứu Z (m)	Giá trị sức kháng thành đơn vị (kPa)					
			Theo kết quả thí nghiệm		Sức kháng thành của đoạn cọc phụt vữa tính theo công thức đề xuất			
			Cọc không phụt vữa f_0 (kPa)	Cọc phụt vữa f_{35} (kPa)	f_{35} khi b tính theo (3.3)	Sai số (%)	f_{35} khi b tính theo (3.5)	Sai số (%)
		-48.75	110	195			189	-2.96
		-56.50	155	275			267	-3.04
		-37.25	70	115			120	4.71
		-52.15	148	265			255	-3.92
		-49.75	142	255			244	-4.20
		-55.50	158	285			272	-4.63

PHỤ LỤC 2.6. HỒ SƠ KIỂM ĐỊNH THIẾT BỊ THÍ NGHIỆM

ORIGINAL

1. Goods consigned from (Exporter's business name, address, country) GTC CO., LTD. 29-67, Jiwoi-ro 100beon-gil, Chowi-siup, Gwangju-gi, GYEONGGI-DO, KOREA		Reference No. K021-22-0793596 Reference Code 795d-c394			
2. Goods consigned to (Consignee's name, address, country) MT TECHNOLOGY PRODUCTS DISTRIBUTION JOINT STOCK COMPANY 16, Alley 25, Tho Quan Lane, Kham Thien Street, Tho Quan Ward, Dong Da District, Hanoi City VIETNAM 84 912 962 694 honghanhinfor@gmail.com		KOREA-ASEAN FREE TRADE AREA PREFERENTIAL TARIFF CERTIFICATE OF ORIGIN (Combined Declaration and Certificate) FORM AK THE REPUBLIC OF KOREA Issued in: (Country) See Notes Overleaf			
3. Means of transport and route (as far as known) Departure date 24 OCT. 2022 Vessel's name/Aircraft etc. FDXX Port of Discharge HANOI, VIETNAM		4. For official use ☐ Preferential Treatment Given Under KOREA-ASEAN Free Trade Area Preferential Tariff ☐ Preferential Treatment Not Given (Please state reason/s) Signature of Authorized Signatory of the Importing Country			
5. Item number	6. Marks and numbers on packages	7. Number and type of packages, description of goods (including quantity where appropriate and HS number of the importing country)	8. Origin criterion (see notes overleaf)	9. Gross weight or other quantity, and Value(FOB only when RVC criterion is used)	10. Number and date of invoices
1 //////	 GIAM ĐỐC Nguyễn Thị Hồng Hạnh	2031,80]VN EMBEDMENT STRAIN GAGE ////////////////////////////////////	GTH //////	30 PCS ////////////////////////////////////	C1- GTC20221020- 010 2022-10-20 ////////////////////////////////////
11. Declaration by the exporter The undersigned hereby declares that the above details and statements are correct; that all the goods were produced in: THE REPUBLIC OF KOREA (Country) and that they comply with the origin requirements specified for these goods in the KOREA-ASEAN Free Trade Area Preferential Tariff for the goods exported to: THE SOCIALIST REPUBLIC OF VIETNAM (Importing Country) GTC Corporation Co., Ltd. GWANGJUHANAM KOREA 04 NOV 2022 Place and date, signature of authorized signatory: 			12. Certification It is hereby certified, on the basis of control carried out, that the declaration by the exporter is correct. GWANGJUHANAM 04 NOV 2022  ISSUED RETROACTIVELY  Staff LEE, EUN-CHAN Place and date, signature and stamp of certifying authority:		
13. ☐ Third Country Invoicing ☐ Exhibition ☐ Back-to-Back C/O					



29 - 67 Jiwol-ro, 100 beon-gil, Chosol-eup
Gwangju-si, Gyeonggi-do, Korea
Tel: (031) 8027-2500
[Http://www.gtceng.com](http://www.gtceng.com)

On the date of 20-Oct-22

Quality Certificate

Customer: **MT TECHNOLOGY PRODUCTS DISTRIBUTION JSC**

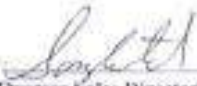
Packing list No: **PL -GTC20221020-010**

Packing list date: 20-Oct-22

Description:	Model:	Quantity:	Unit:
Vibrating Wire Embedment Strain gage	SG-4200	30	Pcs
Serial no: From 001 To 030,			

Vibrating Wire Embedment Strain gage		OK
Specification	Range	3.000 Microstrain
	Resolution	1 Microstrain
	Accuracy	± 0.1 FSR
	Operating Temperature	From - 20 °C to +80 °C
	Temperature Sensor	Thermistor(3KD-ATF)

We certify hereby that products above have been manufactured and tested by GTC Corp., and are in compliance with GTC work instructions and quality management criteria.

Signature: 
KT Song: Oversea Sales Director





GTC CORPORATION Co., Ltd.

29-67, Jiwoi-ro 100beon-gil, Chowol-eup, Gwangju-si, Gyeonggi-do, KOREA.
TEL 82-2-577-0020(031-8027-2500) FAX 82-2-577-0419(031-8027-2501)

CERTIFICATE OF CALIBRATION
Vibrating Wire Strain Gage

Model Number : SG4200

Calibration Data : 12 - 10 - 22

Job Number : 1024

Temperature : 21.1°C

Calibration Equipment Number : MITUTOYO (JAPAN) CODE NO : 350-511-39

	Gage#1	Gage#2	Gage#3	Average Calibration Factor
Calibration Factor	0.95935	0.91705	0.98661	0.95433

Average Batch Calibration Factor K : 0.95433

True strain = strain indicated on GK-403 channel D X K



Calibration Technician : [Signature]



We certify that the certificate is based on the calibration by the measurement standards traceable to measurement standards being held and operated by GTC Corporation CO., LTD., as the item calibrated is out of range of equipment that is subject to National Standards.

G T C Corporation Co., Ltd.

 CÔNG TY CỔ PHẦN KIỂM ĐỊNH ĐO LƯỜNG HIỆU CHUẨN ILAS ILAS VERIFICATION MEASUREMENT CALIBRATION JOINT STOCK COMPANY Địa chỉ/Addr: 77/75 - Đường Bà Triệu 9, Đồng Cẩn, Xã Bà Triệu, Huyện Bắc Môn, Tp. Hồ Chí Minh Điện thoại/Tel: 028 - 99 9585 68 - 0967 89 52 87 Website: www.ilas.vn Email: Baogiang@ilas.vn					
Số (Nº): ILAS22 - 0030/3		GIẤY CHỨNG NHẬN HIỆU CHUẨN CERTIFICATE OF CALIBRATION Số giấy chứng nhận đăng ký cung cấp dịch vụ/Service Licence Nº: DK 461			Ngày/Date: 21/02/2023 Trang/Page: 2/2
KẾT QUẢ HIỆU CHUẨN <i>(Calibration Results)</i>					
STT No	Vị trí đo Measuring Position	Sai lệch Difference		Cấp chính xác Class	Độ KDBD Uncertainty
		Đi Upward	Về Downward		
		mm	mm	mm	-
1	0	0.00	0.00	A	6
2	5	0.01	0.00	A	6
3	10	0.00	-0.02	A	6
4	15	0.02	-0.01	A	6
5	20	0.03	0.01	A	6
6	25	0.03	-0.01	A	6
7	50	0.03	-0.01	A	6
8	75	0.02	-0.01	A	6
9	100	0.04	0.04	B	6



• Độ KDBD mở rộng được tính từ độ không đảm bảo đo chuẩn nhân với hệ số phủ k = 2, phân bố chuẩn tương ứng với 95% độ tin cậy.

The reported expanded uncertainty of measurement is stated as the standard uncertainty of measurement multiplied by the coverage factor k = 2, which for a normal distribution corresponds to a coverage probability of approximately 95 %



1. Độ không đảm bảo đo mở rộng ước lượng được tính với k = 2, mức tin cậy 95%
 Estimated expanded uncertainty of measurement with k = 2, at 95 % confidence level

2. Các kết quả hiệu chuẩn ghi trong giấy chứng nhận này chỉ có giá trị đối với những thiết bị đã được hiệu chuẩn ở đây
 The calibration results in this certificate are applicable to the above calibrated instrument only

3. Không thông áp dụng / Not applicable

4. Giấy được trích sản một phần gây chứng nhận hiệu chuẩn này nếu không có sự đồng ý bằng văn bản của ILAS
 The certificate shall not be reproduced, except in full, without the written permission by ILAS

 CÔNG TY CỔ PHẦN KIỂM ĐỊNH ĐO LƯỜNG HIỆU CHUẨN ILAS ILAS VERIFICATION MEASUREMENT CALIBRATION JOINT STOCK COMPANY Địa chỉ/Address: 27/25 - Đường Bô Đĩnh 9, Đồng Lân, Xã Bô Đĩnh, Huyện Hóc Môn, Tp. Hồ Chí Minh Điện thoại/Telephone: 0281-99 9565 66 - 0967 89 52 97 Website: www.ilas.vn Email: ilas@ilas.vn																	
Số (N°): ILAS22 - 0030/5	GIẤY CHỨNG NHẬN HIỆU CHUẨN CERTIFICATE OF CALIBRATION Số giấy chứng nhận đăng ký cung cấp dịch vụ/Service Licence N°: 06 463	Ngày/Date: 21/02/2023 Trang/Page: 1/2															
1. Phương tiện đo/Object: Cảm biến đo chuyển vị / <i>Linear displacement sensor</i> 2. Nơi sản xuất/Manufacturer: Hoàng Vinh T.R.C.C - Việt Nam / <i>Hoang Vinh T.R.C.C - Viet Nam</i> 3. Kiểu/Type: CRVPT10 Số/Serial No: PN220209 Mã QL/ID: CH19 • Cảm biến/Load cell: Kiểu/Type: DRW200 Số/Serial No: 220218-004 4. Đặc trưng kỹ thuật/Specification: • Phạm vi đo/Range: (0 - 200) mm Độ phân giải/Resolution: 0.01 mm 5. Khách hàng/Customer: CÔNG TY TNHH NGHIÊN CỨU KỸ THUẬT VÀ TƯ VẤN XÂY DỰNG HOÀNG VINH Địa chỉ/Address: 375 - 377 Tây Thạnh, Phường Tây Thạnh, Quận Tân Phú, TP. Hồ Chí Minh 6. Nơi hiệu chuẩn/Place of Calibration: TẠI PHÒNG THÍ NGHIỆM Địa chỉ/Address: 375 - 377 Tây Thạnh, Phường Tây Thạnh, Quận Tân Phú, TP. Hồ Chí Minh 7. Phương pháp hiệu chuẩn/Method of Calibration: ASTM E2309 8. Chuẩn được sử dụng/Standards Used																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th>ID</th> <th>Description</th> <th>Traceability to</th> <th>Cal. Date</th> <th>Due Date</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ILAS - DD03</td> <td>Thiết bị kiểm tra đồng hồ so <i>Dial gage tester</i></td> <td>Hiệu chuẩn ILAS <i>ILAS Calibration</i></td> <td>04/2021</td> <td>04/2022</td> </tr> <tr> <td>ILAS - DD13</td> <td>Bộ cân mẫu cấp 0 <i>Gauge block set class 0</i></td> <td>Trung Tâm Kỹ Thuật 3 <i>QUATEST 3</i></td> <td>12/2020</td> <td>N/A</td> </tr> </tbody> </table>			ID	Description	Traceability to	Cal. Date	Due Date	ILAS - DD03	Thiết bị kiểm tra đồng hồ so <i>Dial gage tester</i>	Hiệu chuẩn ILAS <i>ILAS Calibration</i>	04/2021	04/2022	ILAS - DD13	Bộ cân mẫu cấp 0 <i>Gauge block set class 0</i>	Trung Tâm Kỹ Thuật 3 <i>QUATEST 3</i>	12/2020	N/A
ID	Description	Traceability to	Cal. Date	Due Date													
ILAS - DD03	Thiết bị kiểm tra đồng hồ so <i>Dial gage tester</i>	Hiệu chuẩn ILAS <i>ILAS Calibration</i>	04/2021	04/2022													
ILAS - DD13	Bộ cân mẫu cấp 0 <i>Gauge block set class 0</i>	Trung Tâm Kỹ Thuật 3 <i>QUATEST 3</i>	12/2020	N/A													
9. Môi trường hiệu chuẩn/Calibration Environment • Nhiệt độ/Temperature: 26 °C Độ ẩm/Humidity: 70 % RH 10. Hiệu chỉnh phương tiện đo/Adjustment: Có/Yes 11. Ngày hiệu chuẩn/Date of Calibration: 18/02/2023 12. Tem hiệu chuẩn/Calibration Label: ILAS22 - 0030/5 13. Khuyến nghị về ngày hiệu chuẩn tới /Recalibration due: 18/02/2024 14. Kết quả/Results: Vui lòng xem kết quả trang sau/ Please see the results on the next page																	
TL. Trưởng Phòng Đo Lường PP. Head of the Measurement Laboratory  VÕ MẠNH CƯỜNG																	
 Giám Đốc  LÊ THỊ THU HIỀN																	

1. Các thông số hiệu chuẩn chỉ có giá trị khi được thực hiện bởi ILAS, nhân viên cấp 1/2.
Calibration results are only valid when performed by ILAS, level 1/2 staff.
 2. Các kết quả hiệu chuẩn ghi trong giấy chứng nhận này chỉ có giá trị đối với phương tiện đo đã được hiệu chuẩn ở trên.
The calibration results in this certificate are only applicable to the device calibrated on this certificate.
 3. Mọi khiếu nại về chất lượng / Not applicable.
 4. Không được tái sử dụng bất kỳ phần mềm chứng nhận hiệu chuẩn này nếu không có sự đồng ý bằng văn bản của ILAS.
This certificate shall not be re-used without the written permission of ILAS.

 CÔNG TY CỔ PHẦN KIỂM ĐỊNH ĐO LƯỜNG HIỆU CHUẨN ILAS ILAS VERIFICATION MEASUREMENT CALIBRATION JOINT STOCK COMPANY Địa chỉ/Addr: 7/75 - Đường Bà Điểm 9, Đồng Lân, Xã Bà Điểm, Huyện Hóc Môn, Tp. Hồ Chí Minh Điện thoại/ Tel: 028 - 99 9565 68 - 0967 80 52 87 Website: www.ilas.vn Email: kinhdoanh@ilas.vn		
Số (Nº): ILAS22 - 0030/5	GIẤY CHỨNG NHẬN HIỆU CHUẨN CERTIFICATE OF CALIBRATION Số giấy chứng nhận đăng ký cung cấp dịch vụ/Service License N°: 006 462	Ngày/Date: 21/02/2023 Trang/Page: 2/2

KẾT QUẢ HIỆU CHUẨN
(Calibration Results)

STT No	Vị trí đo Measuring Position	Sai lệch Difference		Cấp chính xác Class	Độ KĐBĐ Uncertainty
		Đi Upward	Về Downward		
	mm	mm	mm		µm
1	0	0.00	0.00	A	6
2	5	0.03	0.00	A	6
3	10	0.02	-0.01	A	6
4	15	0.03	0.01	A	6
5	20	0.04	0.01	A	6
6	25	0.02	-0.01	A	6
7	50	0.03	0.00	A	6
8	75	0.02	-0.01	A	6
9	100	0.03	0.03	B	6

- Độ KĐBĐ mở rộng được tính từ độ không đảm bảo đo chuẩn nhân với hệ số phủ $k = 2$, phân bố chuẩn tương ứng với 95% độ tin cậy.

The reported expanded uncertainty of measurement is stated as the standard uncertainty of measurement multiplied by the coverage factor $k = 2$, which for a normal distribution corresponds to a coverage probability of approximately 95 %

1. Độ không đảm bảo đo mở rộng với hệ số phủ $k = 2$, tương đương 95%.
 Expanded standard uncertainty of measurement with $k = 2$, at 95 % confidence level.
 2. Các kết quả hiệu chuẩn ghi trong giấy chứng nhận này chỉ có giá trị đối với phương tiện đo đã được hiệu chuẩn ở trên.
 The calibration results in this certificate are applicable to the above calibrated instrument only.
 3. Không áp dụng / Not applicable.
 4. Không được tái sản xuất hoặc sao chép giấy chứng nhận hiệu chuẩn này nếu không có sự đồng ý bằng văn bản của ILAS.
 This certificate shall not be reproduced, copied or to be without the written permission by ILAS.

 CÔNG TY CỔ PHẦN KIỂM ĐỊNH ĐO LƯỜNG HIỆU CHUẨN ILAS ILAS VERIFICATION MEASUREMENT CALIBRATION JOINT STOCK COMPANY Địa chỉ/Addr: 2/75 - Đường Bà Điểm 9, Đồng Lân, Xã Bà Điểm, Huyện Hóc Môn, Tp. Hồ Chí Minh Điện thoại/Tel: 076 - 99 9565 66 - 0967 89 52 82 Website: www.ilas.vn Email: bangga@ilas.vn																	
Số (№): ILAS22 - 0030/2	GIẤY CHỨNG NHẬN HIỆU CHUẨN CERTIFICATE OF CALIBRATION Số giấy chứng nhận đăng ký cung cấp dịch vụ/Service License №: DK 462	Ngày/Date: 21/02/2023 Trang/Page: 1/2															
1. Phương tiện đo/Object: Cảm biến đo chuyển vị/ <i>Linear displacement sensor</i> 2. Nơi sản xuất/Manufacturer: Hoàng Vinh T.R.C.C - Việt Nam/ <i>Hoang Vinh T.R.C.C - Viet Nam</i> 3. Kiểu/Type: CRVPT10 Số/Serial No: PNXC20209 Mã QL/ID: CH6 • Cảm biến/ Load cell: Kiểu/Type: DRW200 Số/Serial No: 220218-001 4. Đặc trưng kỹ thuật/Specification: • Phạm vi đo/Range: (0 - 200) mm Độ phân giải/Resolution: 0.01 mm 5. Khách hàng/Customer: CÔNG TY TNHH NGHIÊN CỨU KỸ THUẬT VÀ TƯ VẤN XÂY DỰNG HOÀNG VINH Địa chỉ/Address: 375 - 377 Tây Thạnh, Phường Tây Thạnh, Quận Tân Phú, TP. Hồ Chí Minh 6. Nơi hiệu chuẩn/Place of Calibration: TẠI PHÒNG THÍ NGHIỆM Địa chỉ/Address: 375 - 377 Tây Thạnh, Phường Tây Thạnh, Quận Tân Phú, TP. Hồ Chí Minh 7. Phương pháp hiệu chuẩn/Method of Calibration: ASTM E2309 8. Chuẩn được sử dụng/Standards Used <table border="1"> <thead> <tr> <th>ID</th> <th>Description</th> <th>Traceability to</th> <th>Cal. Date</th> <th>Due Date</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ILAS - DD03</td> <td>Thiết bị kiểm tra đồng hồ so <i>Dial gage tester</i></td> <td>Hiệu chuẩn ILAS <i>ILAS Calibration</i></td> <td>04/2021</td> <td>04/2021</td> </tr> <tr> <td>ILAS - DD13</td> <td>Bộ cân mẫu cấp 0 <i>Gauge block set class 0</i></td> <td>Trung Tâm Kỹ Thuật 3 <i>QUATEST 3</i></td> <td>12/2020</td> <td>N/A</td> </tr> </tbody> </table>			ID	Description	Traceability to	Cal. Date	Due Date	ILAS - DD03	Thiết bị kiểm tra đồng hồ so <i>Dial gage tester</i>	Hiệu chuẩn ILAS <i>ILAS Calibration</i>	04/2021	04/2021	ILAS - DD13	Bộ cân mẫu cấp 0 <i>Gauge block set class 0</i>	Trung Tâm Kỹ Thuật 3 <i>QUATEST 3</i>	12/2020	N/A
ID	Description	Traceability to	Cal. Date	Due Date													
ILAS - DD03	Thiết bị kiểm tra đồng hồ so <i>Dial gage tester</i>	Hiệu chuẩn ILAS <i>ILAS Calibration</i>	04/2021	04/2021													
ILAS - DD13	Bộ cân mẫu cấp 0 <i>Gauge block set class 0</i>	Trung Tâm Kỹ Thuật 3 <i>QUATEST 3</i>	12/2020	N/A													
9. Môi trường hiệu chuẩn/Calibration Environment • Nhiệt độ/Temperature: 26 °C Độ ẩm/Humidity: 70 % RH 10. Hiệu chỉnh phương tiện đo/Adjustment: Có/Yes 11. Ngày hiệu chuẩn/Date of Calibration: 18/02/2023 12. Tên hiệu chuẩn/Calibration Label: ILAS22 - 0030/2 13. Khuyến nghị về ngày hiệu chuẩn tới/Recalibration due: 18/02/2024 14. Kết quả/Results: Vui lòng xem kết quả trang sau/ <i>Please see the results on the next page</i>																	
TL. Trưởng Phòng Đo Lường PP. Head of the Measurement Laboratory  VÕ MẠNH CƯỜNG																	
 LÊ THỊ THU HIỀN																	
1. Độ không đảm bảo đo và tổng độ không chắc chắn với k = 2, tuân theo tiêu chuẩn. 2. Các kết quả hiệu chuẩn chỉ có giá trị trong phạm vi áp dụng của phương pháp đo được nêu trong tiêu chuẩn ILAS. 3. Không áp dụng cho các ứng dụng khác. 4. Không được trích xuất một phần giấy chứng nhận hiệu chuẩn này nếu không có sự đồng ý bằng văn bản của ILAS. This certificate shall not be reprinted, except in full, without the written permission by ILAS.																	

 CÔNG TY CỔ PHẦN KIỂM ĐỊNH ĐO LƯỜNG HIỆU CHUẨN ILAS ILAS VERIFICATION MEASUREMENT CALIBRATION JOINT STOCK COMPANY Địa chỉ/Addr: 7/75 - Đường Bà Điểm 3, Đồng Lân, Xã Bà Điểm, Huyện Hóc Môn, Tp. Hồ Chí Minh Điện thoại/Tel: 028 - 99 9563 68 - 0967 891 52 87 Website: www.ilas.vn Email: buongia@ilas.vn					
Số (Nº): ILAS22 - 0030/2		GIẤY CHỨNG NHẬN HIỆU CHUẨN CERTIFICATE OF CALIBRATION Số giấy chứng nhận đăng ký cung cấp dịch vụ/Service Licence #: BK 461		Ngày/Date: 21/02/2023 Trang/Page: 2/2	
KẾT QUẢ HIỆU CHUẨN <i>(Calibration Results)</i>					
STT No	Vị trí đo Measuring Position	Sai lệch Difference		Cấp chính xác Class	Độ KĐBD Uncertainty
		Đi Upward	Về Downward		
		mm	mm	mm	
1	0	0.00	0.00	A	6
2	5	0.00	0.00	A	6
3	10	0.01	0.02	A	6
4	15	0.00	0.01	A	6
5	20	0.01	0.01	A	6
6	25	0.01	0.02	A	6
7	50	0.01	0.00	A	6
8	75	-0.02	-0.01	A	6
9	100	-0.02	-0.02	A	6
Độ KĐBD mở rộng được tính từ độ không đảm bảo đo chuẩn nhân với hệ số phủ $k = 2$, phân bố chuẩn tương ứng với 95% độ tin cậy. The reported expanded uncertainty of measurement is stated as the standard uncertainty of measurement multiplied by the coverage factor $k = 2$, which for a normal distribution corresponds to a coverage probability of approximately 95 %					
1. Chỉ không được tái sản xuất, sao chép, hoặc phân phối với $k = 2$, mức tin cậy 95%. Estimate expanded uncertainty of measurement with $k = 2$, at 95 % confidence level. 2. Các kết quả hiệu chuẩn ghi trong giấy chứng nhận này chỉ có giá trị đối với phương tiện đo đã được hiệu chuẩn thành công. The calibration results in this certificate are not applicable to the above-mentioned instrument until. 3. NGƯỜI KHÔNG ĐƯỢC SỬ DỤNG / Not authorized 4. Không được tái sản xuất, sao chép, hoặc phân phối giấy chứng nhận hiệu chuẩn này nếu không có sự đồng ý bằng văn bản của ILAS. This certificate shall not be reproduced, except in full, without the written permission of ILAS.					

 CÔNG TY CỔ PHẦN KIỂM ĐỊNH ĐO LƯỜNG HIỆU CHUẨN ILAS ILAS VERIFICATION MEASUREMENT CALIBRATION JOINT STOCK COMPANY Địa chỉ/Addr: 7/75 - Đường Bà Điểm 9, Đồng Lân, Xã Bà Điểm, Huyện Hóc Môn, TP. Hồ Chí Minh Điện thoại/Tel: 028 - 99 9565 68 - 0967 89 52 67 Website: www.ilas.vn Email: ilas@ilas.vn																	
Số (Nº): ILAS22 - 0030/4	GIẤY CHỨNG NHẬN HIỆU CHUẨN CERTIFICATE OF CALIBRATION Số giấy chứng nhận đăng ký cung cấp dịch vụ/Service Licence Nº: 081 443	Ngày/Date: 23/02/2023 Trang/Page: 1/2															
1. Phương tiện đo/Object: Cảm biến đo chuyển vị/ Linear displacement sensor 2. Nơi sản xuất/Manufacturer: Hoàng Vinh T.R.C.C - Việt Nam/ Huang Vinh T.R.C.C - Viet Nam 3. Kiểu/Type: CRVPT10 Số/Serial No: PNX220309 Mã QL/ ID: CH8 • Cảm biến/ Load cell: Kiểu/Type: DRW200 Số/Serial No: 220218-003 4. Đặc trưng kỹ thuật/Specification: • Phạm vi đo/Range: (0 - 200) mm Độ phân giải/Resolution: 0.01 mm 5. Khách hàng/Customer: CÔNG TY TNHH NGHIÊN CỨU KỸ THUẬT VÀ TƯ VẤN XÂY DỰNG HOÀNG VINH Địa chỉ/Address: 375 - 377 Tây Thạnh, Phường Tây Thạnh, Quận Tân Phú, TP. Hồ Chí Minh 6. Nơi hiệu chuẩn/Place of Calibration: TẠI PHÒNG THÍ NGHIỆM Địa chỉ/Address: 375 - 377 Tây Thạnh, Phường Tây Thạnh, Quận Tân Phú, TP. Hồ Chí Minh 7. Phương pháp hiệu chuẩn/ Method of Calibration: ASTM E2309 8. Chuẩn được sử dụng/Standards Used																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th>ID</th> <th>Description</th> <th>Traceability to</th> <th>Cal. Date</th> <th>Due Date</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ILAS - DD03</td> <td>Thiết bị kiểm tra đồng hồ so Dial gage tester</td> <td>Hiệu chuẩn ILAS ILAS Calibration</td> <td>04/2021</td> <td>04/2023</td> </tr> <tr> <td>ILAS - DD13</td> <td>Bộ cân mẫu cấp 0 Gauge block set class 0</td> <td>Trung Tâm Kỹ Thuật 3 QUATEST 3</td> <td>12/2020</td> <td>N/A</td> </tr> </tbody> </table>			ID	Description	Traceability to	Cal. Date	Due Date	ILAS - DD03	Thiết bị kiểm tra đồng hồ so Dial gage tester	Hiệu chuẩn ILAS ILAS Calibration	04/2021	04/2023	ILAS - DD13	Bộ cân mẫu cấp 0 Gauge block set class 0	Trung Tâm Kỹ Thuật 3 QUATEST 3	12/2020	N/A
ID	Description	Traceability to	Cal. Date	Due Date													
ILAS - DD03	Thiết bị kiểm tra đồng hồ so Dial gage tester	Hiệu chuẩn ILAS ILAS Calibration	04/2021	04/2023													
ILAS - DD13	Bộ cân mẫu cấp 0 Gauge block set class 0	Trung Tâm Kỹ Thuật 3 QUATEST 3	12/2020	N/A													
9. Môi trường hiệu chuẩn/Calibration Environment • Nhiệt độ/Temperature: 26 °C Độ ẩm/Humidity: 70 % RH 10. Hiệu chỉnh phương tiện đo/Adjustment: Có/Yes 11. Ngày hiệu chuẩn/Date of Calibration: 18/02/2023 12. Tem hiệu chuẩn/Calibration Label: ILAS22 - 0030/4 13. Khuyến nghị về ngày hiệu chuẩn tới/Recalibration due: 18/02/2023 14. Kết quả/Results: Vui lòng xem kết quả trang sau/ Please see the results on the next page																	
TL.Trường Phòng Đo Lường PP. Head of the Measurement Laboratory  VÕ MẠNH CƯỜNG Giám Đốc Director  LÊ THỊ THU HIỀN																	
1. Độ không đảm bảo đo mở rộng ước lượng được, ISO 15024 - 2, loại B, cấp 95% Expanded reported uncertainty of measurement with k = 2, at 95 % confidence level 2. Các kết quả hiệu chuẩn ghi trong giấy chứng nhận này chỉ là giá trị ước lượng dựa trên phương tiện đo đã được hiệu chuẩn ở trên The calibration results in this certificate are applicable to the above calibrated instrument only 3. Không được áp dụng /Not applicable 4. Không được trích sao một phần giấy chứng nhận hiệu chuẩn này nếu không có sự đồng ý bằng văn bản của ILAS This certificate shall not be reproduced, except in full, without the written permission of ILAS																	

 CÔNG TY CỔ PHẦN KIỂM ĐỊNH ĐO LƯỜNG HIỆU CHUẨN ILAS ILAS VERIFICATION MEASUREMENT CALIBRATION JOINT STOCK COMPANY Địa chỉ/Addr: 7/75 - Đường Bà Điểm 9, Đồng Lũk, Xã Bà Điểm, Huyện Hóc Môn, Tp. Hồ Chí Minh Điện Thoại/Tel: 028 - 99 9565 68 - 0967 89 52 87 Website: www.ilas.vn Email: baoqu@ilas.vn					
Số (Nº): ILAS22 - 0030/4		GIẤY CHỨNG NHẬN HIỆU CHUẨN CERTIFICATE OF CALIBRATION Số giấy chứng nhận đăng ký cung cấp dịch vụ/Service Licence Nº: DN 481		Ngày/Date: 21/02/2023 Trang/Page: 2/2	
KẾT QUẢ HIỆU CHUẨN <i>(Calibration Results)</i>					
STT No	Vị trí đo Measuring Position	Sai lệch Difference		Cấp chính xác Class	Độ KĐBD Uncertainty
		Đi Upward	Về Downward		
		mm	mm	mm	-
1	0	0.00	0.00	A	6
2	5	0.02	0.00	A	6
3	10	0.03	0.00	A	6
4	15	0.03	-0.01	A	6
5	20	0.03	-0.01	A	6
6	25	0.04	0.02	A	6
7	50	0.04	0.01	A	6
8	75	0.03	0.00	A	6
9	100	0.02	0.02	A	6

• Độ KĐBD mở rộng được tính từ độ không đảm bảo đo chuẩn nhân với hệ số phủ $k = 2$, phân bố chuẩn tương ứng với 95% độ tin cậy.
The reported expanded uncertainty of measurement is stated as the standard uncertainty of measurement multiplied by the coverage factor $k = 2$, which for a normal distribution corresponds to a coverage probability of approximately 95 %



1. Độ không đảm bảo đo mở rộng ước lượng được tính với $k = 2$, mức tin cậy 95%.
 (coverage expanded uncertainty of measurement with $k = 2$, at 95 % confidence level)
 2. Các kết quả hiệu chuẩn ghi trong giấy chứng nhận này chỉ có giá trị hiệu lực và phạm vi áp dụng đã được nêu chuẩn ở trên.
 The calibration results in this certificate are applicable for the stated calibration instrument only.
 3. Nếu không áp dụng / Not applicable
 4. Giấy này được trình bày một phần giấy chứng nhận hiệu chuẩn này nếu không có sự đồng ý bằng văn bản của ILAS.
 This certificate shall not be reproduced, copied or filed without the written permission by ILAS.

 CÔNG TY CỔ PHẦN KIỂM ĐỊNH ĐO LƯỜNG HIỆU CHUẨN ILAS ILAS VERIFICATION MEASUREMENT CALIBRATION JOINT STOCK COMPANY Địa chỉ/Addr: 7/75 - Đường Bà Điểm 9, Đồng Lân, Xã Bà Điểm, Huyện Hóc Môn, Tp. Hồ Chí Minh Điện thoại/Tel: 028 - 39 9565 68 - 0967 89 52 87 Website: www.ilas.vn Email: Baogia@ilas.vn														
Số (№): ILAS21 - 0202/6		GIẤY CHỨNG NHẬN HIỆU CHUẨN CERTIFICATE OF CALIBRATION Số giấy chứng nhận đăng ký cung cấp dịch vụ/Service License №: 0K-461		Ngày/Date: 07/10/2023 Trang/Page: 1/2										
1. Phương tiện đo/Object: Cầm biến đo chuyển vị/Strain gauge displacement sensor 2. Nơi sản xuất/Manufacturer: Hoàng Vinh T.R.C.C - Việt Nam/Hoang Vinh T.R.C.C - Viet Nam 3. Kiểu/Type: PLS-10 Số/Serial No: 1300013 Mã QL / ID: N/A 4. Đặc trưng kỹ thuật/Specification: • Phạm vi đo/Range: (0 - 10) mm Độ phân giải/Resolution: 0.001 mm • Cấp chính xác/Accuracy: $\pm 0.1 \%$ 5. Khách hàng/Customer: CÔNG TY TNHH NGHIÊN CỨU KỸ THUẬT VÀ TƯ VẤN XÂY DỰNG HOÀNG VINH Địa chỉ/Address: 375 - 377 Tây Thạnh, Phường Tây Thạnh, Quận Tân Phú, TP. Hồ Chí Minh 6. Nơi hiệu chuẩn/Place of Calibration: TẠI PHÒNG THÍ NGHIỆM Địa chỉ/Address: 375 - 377 Tây Thạnh, Phường Tây Thạnh, Quận Tân Phú, TP. Hồ Chí Minh 7. Phương pháp hiệu chuẩn/Method of Calibration: ASTM E2309 8. Chuẩn được sử dụng/Standards Used <table border="1"> <thead> <tr> <th>ID</th> <th>Description</th> <th>Traceability to</th> <th>Cal. Date</th> <th>Due Date</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ILAS - DD02</td> <td>Bộ cân mẫu cấp 0 Gauge Block Sets - Grade 0</td> <td>Trung Tâm Kỹ Thuật 3 Quantest 3</td> <td>12/2020</td> <td>N/A</td> </tr> </tbody> </table>					ID	Description	Traceability to	Cal. Date	Due Date	ILAS - DD02	Bộ cân mẫu cấp 0 Gauge Block Sets - Grade 0	Trung Tâm Kỹ Thuật 3 Quantest 3	12/2020	N/A
ID	Description	Traceability to	Cal. Date	Due Date										
ILAS - DD02	Bộ cân mẫu cấp 0 Gauge Block Sets - Grade 0	Trung Tâm Kỹ Thuật 3 Quantest 3	12/2020	N/A										
9. Môi trường hiệu chuẩn/Calibration Environment • Nhiệt độ/Temperature: 26 °C Độ ẩm/Humidity: 65 % RH 10. Hiệu chỉnh phương tiện đo/Adjustment: Có/Yes 11. Ngày hiệu chuẩn/Date of Calibration: 21/10/2023 12. Tem hiệu chuẩn/Calibration Label: ILAS21 - 0202/6 13. Khuyến nghị về ngày hiệu chuẩn tới/Recalibration due: 21/10/2024 14. Kết quả/Results: Vui lòng xem kết quả trang sau/ Please see the results on the next page														
Phó Phòng Đo Lường Deputy Head of the Measurement Laboratory  TRẦN VĂN CƯƠNG		Phó Giám Đốc Vice Director   PHẠM XUÂN GIAO												
1. Độ không đảm bảo đo về tổng với tương đương với $k = 2$, vượt lên cây 95% Estimate expanded uncertainty of measurement with $k = 2$, at 95 % confidence level 2. Các tài liệu hiệu chuẩn ghi trong giấy chứng nhận này chỉ có giá trị đối với phương tiện đo đã được hiệu chuẩn ở trên The calibration results in this certificate are applicable to the above calibrated measurement only 3. N/A, không áp dụng / Not applicable 4. Không được tích tạo một phần giấy chứng nhận hiệu chuẩn này nếu không có sự đồng ý bằng văn bản của ILAS This certificate shall not be reprinted, except in full, without the written permission by ILAS														

 CÔNG TY CỔ PHẦN KIỂM ĐỊNH ĐO LƯỜNG HIỆU CHUẨN ILAS ILAS VERIFICATION MEASUREMENT CALIBRATION JOINT STOCK COMPANY Địa chỉ/Address: 7/75 - Đường Bà Điểm 8, Đồng Lân, Xã Bà Điểm, Huyện Hóc Môn, Tp. Hồ Chí Minh Điện thoại/Telephone: 028 - 99 9563 68 - 0967 89 52 87 Website: www.ilas.vn Email: bangia@ilas.vn				
Số (№): ILAS21 - 0202/6	GIẤY CHỨNG NHẬN HIỆU CHUẨN CERTIFICATE OF CALIBRATION Số giấy chứng nhận đăng ký cung cấp dịch vụ /Service Licence №: DK 483			Ngày/Date: 07/10/2023 Trang/Page: 2/2
KẾT QUẢ HIỆU CHUẨN <i>(Calibration Results)</i>				
STT No	Vị trí đo Measuring Position	Sai lệch Difference		Độ KĐBD Uncertainty
		Đi Upward	Về Downward	
		mm	µm	µm
1	1	-8	-10	6
2	2	-8	-4	6
3	3	-5	-11	6
4	4	-7	-7	6
5	5	-6	-10	6
6	6	-3	-4	6
7	7	-3	-4	6
8	8	-8	-3	6
9	9	-6	0	6
10	10	-7	-1	6

• Độ KĐBD mở rộng được tính từ độ không đảm bảo đo chuẩn nhân với hệ số phủ k = 2, phản bổ chuẩn tương ứng với 95% độ tin cậy.
The reported expanded uncertainty of measurement is stated as the standard uncertainty of measurement multiplied by the coverage factor k = 2, which for a normal distribution corresponds to a coverage probability of approximately 95 %.

1. Độ không đảm bảo đã mở rộng ước lượng được tính với k = 2, mức tin cậy 95%
Expanded uncertainty of measurement is calculated with k = 2, at 95 % confidence level
 2. Các kết quả hiệu chuẩn ghi trong giấy chứng nhận này chỉ có giá trị đối với phương tiện đã được hiệu chuẩn ở trên.
The calibration results in this certificate are applicable to the above calibrated instrument only.
 3. Hình, thông tin chung / Not applicable
 4. Không được trích sao một phần giấy chứng nhận. Nếu chuẩn này vẫn không có sự đồng ý bằng văn bản của ILAS.
This certificate shall not be reproduced, except in full, without the written permission by ILAS.

 CÔNG TY CỔ PHẦN KIỂM ĐỊNH ĐO LƯỜNG HIỆU CHUẨN ILAS ILAS VERIFICATION MEASUREMENT CALIBRATION JOINT STOCK COMPANY Địa chỉ/Address: 7/75 - Đường Bà Điểm 9, Đồng Lân, Xã Bà Điểm, Huyện Bắc Môn, Tp. Hồ Chí Minh Điện thoại/Tel: 028 - 99 9565 68 - 0967 89 52 87 Website: www.ilas.vn Email: baogia@ilas.vn												
Số (N°): ILAS21 - 0202/5	GIẤY CHỨNG NHẬN HIỆU CHUẨN CERTIFICATE OF CALIBRATION Số giấy chứng nhận đăng ký cung cấp dịch vụ/Service Licence N°: DN 463	Ngày/Date: 07/10/2023 Trang/Page: 1/2										
1. Phương tiện đo/Object: Cầm biến đo chuyển vị/ Strain gauge displacement sensor 2. Nơi sản xuất/Manufacturer: LVDT- ANH/ LVDT - UK 3. Kiểu/Type: AML/SGD-10MM Số Serial No: 16773 Mã QL / ID: N/A 4. Đặc trưng kỹ thuật/Specification: • Phạm vi đo /Range: (0 - 10) mm Độ phân giải/Resolution: 0.001 mm • Cấp chính xác/Accuracy: $\pm 0.1 \%$ 5. Khách hàng/Customer CÔNG TY TNHH NGHIÊN CỨU KỸ THUẬT VÀ TƯ VẤN XÂY DỰNG HOÀNG VINH Địa chỉ/Address: 375 - 377 Tây Thạnh, Phường Tây Thạnh, Quận Tân Phú, TP. Hồ Chí Minh 6. Nơi hiệu chuẩn/Place of Calibration: TẠI PHÒNG THÍ NGHIỆM Địa chỉ/Address: 375 - 377 Tây Thạnh, Phường Tây Thạnh, Quận Tân Phú, TP. Hồ Chí Minh 7. Phương pháp hiệu chuẩn/ Method of Calibration: ASTM E2309 8. Chuẩn được sử dụng/Standards Used <table border="1"> <thead> <tr> <th>ID</th> <th>Description</th> <th>Traceability to</th> <th>Cal. Date</th> <th>Due Date</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ILAS - DD02</td> <td>Bộ cân mẫu cấp 0 Gauge Block Sets - Grade 0</td> <td>Trung Tâm Kỹ Thuật 3 Quatest 3</td> <td>12/2020</td> <td>N/A</td> </tr> </tbody> </table>			ID	Description	Traceability to	Cal. Date	Due Date	ILAS - DD02	Bộ cân mẫu cấp 0 Gauge Block Sets - Grade 0	Trung Tâm Kỹ Thuật 3 Quatest 3	12/2020	N/A
ID	Description	Traceability to	Cal. Date	Due Date								
ILAS - DD02	Bộ cân mẫu cấp 0 Gauge Block Sets - Grade 0	Trung Tâm Kỹ Thuật 3 Quatest 3	12/2020	N/A								
9. Môi trường hiệu chuẩn/Calibration Environment • Nhiệt độ/Temperature: 26 °C Độ ẩm/Humidity: 65 % RH 10. Hiệu chỉnh phương tiện đo/Adjustment: Có/Yes 11. Ngày hiệu chuẩn/Date of Calibration: 07/10/2023 12. Tem hiệu chuẩn/Calibration Label: ILAS21 - 0202/5 13. Khuyến nghị về ngày hiệu chuẩn tới /Recalibration due: 07/10/2024 14. Kết quả/Results: Vui lòng xem kết quả trang sau/ Please see the results on the next page												
Phó Phòng Đo Lường <i>Deputy Head of the Measurement Laboratory</i>  TRẦN VĂN CƯỜNG		Phó Giám Đốc <i>Vice Director</i>  PHẠM XUÂN GIAO										
1. Không được sao chép, tái sản xuất, hoặc được trình bày với $k = 2$, một lần duy nhất. <i>Not to be reproduced, except in full, without the written permission by ILAS</i> 2. Các kết quả hiệu chuẩn ghi trong giấy chứng nhận này chỉ có giá trị đối với phương tiện đo đã được hiệu chuẩn ở trên. <i>The calibration results in this certificate are applicable to the above calibrated instrument only.</i> 3. Mọi thông tin khác / All other information 4. Không được trích sao một phần giấy chứng nhận hiệu chuẩn này nếu không có sự đồng ý bằng văn bản của ILAS. <i>This certificate shall not be reproduced, except in full, without the written permission by ILAS</i>												

 CÔNG TY CỔ PHẦN KIỂM ĐỊNH ĐO LƯỜNG HIỆU CHUẨN ILAS ILAS VERIFICATION MEASUREMENT CALIBRATION JOINT STOCK COMPANY Địa chỉ/Addr: 7/75 - Đường Bà Điểm 9, Đồng Lân, Xã Bà Điểm, Huyện Hóc Môn, Tp. Hồ Chí Minh Điện thoại/Tel: 028 - 99 9565 68 - 0967 89 52 87 Website: www.ilas.vn Email: baogia@ilas.vn				
Số (N°): ILAS21 - 0202/5	GIẤY CHỨNG NHẬN HIỆU CHUẨN CERTIFICATE OF CALIBRATION Số giấy chứng nhận đăng ký cung cấp dịch vụ/Service Licence N°: DN 488			Ngày/Date: 07/10/2023 Trang/Page: 2/2
KẾT QUẢ HIỆU CHUẨN <i>(Calibration Results)</i>				
STT <i>No</i>	Vị trí đo <i>Measuring Position</i>	Sai lệch <i>Difference</i>		Độ KĐBĐ <i>Uncertainty</i>
		Đi <i>Upward</i>	Về <i>Downward</i>	
		mm	μm	μm
1	1	1	-5	6
2	2	2	-5	6
3	3	1	-8	6
4	4	3	-7	6
5	5	3	-5	6
6	6	0	0	6
7	7	7	-3	6
8	8	4	12	6
9	9	3	1	6
10	10	4	4	6



• Độ KĐBĐ mở rộng được tính từ độ không đảm bảo đo chuẩn nhân với hệ số phủ $k = 2$, phân bố chuẩn tương ứng với 95% độ tin cậy.
The reported expanded uncertainty of measurement is stated as the standard uncertainty of measurement multiplied by the coverage factor $k = 2$, which for a normal distribution corresponds in a coverage probability of approximately 95 %



1. Độ không đảm bảo đo mở rộng ước lượng được tính với $k = 2$, tương ứng với 95% độ tin cậy.
 2. Các kết quả hiệu chuẩn ghi trong giấy chứng nhận này chỉ có giá trị đối với phương tiện đo đã được hiệu chuẩn ở trên.
 3. N/A, không áp dụng / Not applicable
 4. Không được trích sao một phần giấy chứng nhận hiệu chuẩn này nếu không có sự đồng ý bằng văn bản của ILAS.
 This certificate shall not be reproduced, except in full, without the written permission by ILAS.

 CÔNG TY CỔ PHẦN KIỂM ĐỊNH ĐO LƯỜNG HIỆU CHUẨN ILAS ILAS VERIFICATION MEASUREMENT CALIBRATION JOINT STOCK COMPANY Địa chỉ/Address: 2/75 - Đường Bà Điểm 9, Đồng Lân, Xã Bà Điểm, Huyện Hóc Môn, Tp. Hồ Chí Minh Điện thoại/Tel: 028 - 99 9365 68 - 0967 89 52 87 Website: www.ilas.vn Email: baogao@ilas.vn												
Số (Nº): ILAS22 - 0030/6	GIẤY CHỨNG NHẬN HIỆU CHUẨN CERTIFICATE OF CALIBRATION Số giấy chứng nhận đăng ký cung cấp dịch vụ/Service Licence N°: 006 063	Ngày/Date: 21/02/2023 Trang/Page: 1/2										
1. Phương tiện đo/Object: Lực kế Dynamometer 2. Nơi sản xuất/Manufacturer: Hoàng Vinh T.R.C.C - Việt Nam/ Hoàng Vinh T.R.C.C - Viet Nam 3. Kiểu/Type: CRVPT10 Số/ Serial No: PNX220209 Mã QL / ID: N/A • Cảm biến/ Load cell: Số/ Serial No: 90500605 4. Đặc trưng kỹ thuật/Specification: • Phạm vi đo/Range: (0 - 400) kN Độ phân giải/Resolution: 0,01 kN 5. Khách hàng/Customer: CÔNG TY TNHH NGHIÊN CỨU KỸ THUẬT VÀ TƯ VẤN XÂY DỰNG HOÀNG VINH Địa chỉ/Address: 375 - 377 Tây Thạnh, Phường Tây Thạnh, Quận Tân Phú, TP. Hồ Chí Minh 6. Nơi hiệu chuẩn/Place of Calibration: TẠI PHÒNG THÍ NGHIỆM Địa chỉ/Address: 375 - 377 Tây Thạnh, Phường Tây Thạnh, Quận Tân Phú, TP. Hồ Chí Minh 7. Phương pháp hiệu chuẩn/Method of Calibration: ĐLVN 108: 2002 8. Chuẩn được sử dụng/Standards Used												
<table border="1"> <thead> <tr> <th>ID</th> <th>Description</th> <th>Traceability to</th> <th>Cal. Date</th> <th>Duc Date</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>ILAS - LC07</td> <td>Cảm biến lực Load cell</td> <td>Viện đo lường Việt Nam VMI</td> <td>06/2021</td> <td>N/A</td> </tr> </tbody> </table>			ID	Description	Traceability to	Cal. Date	Duc Date	ILAS - LC07	Cảm biến lực Load cell	Viện đo lường Việt Nam VMI	06/2021	N/A
ID	Description	Traceability to	Cal. Date	Duc Date								
ILAS - LC07	Cảm biến lực Load cell	Viện đo lường Việt Nam VMI	06/2021	N/A								
9. Môi trường hiệu chuẩn/Calibration Environment • Nhiệt độ/Temperature: 29 °C Độ ẩm/Humidity: 75 % RH 10. Hiệu chỉnh phương tiện đo/Adjustment: Có/Yes 11. Sai số cho phép/ Error permit: ± 1 % 12. Ngày hiệu chuẩn/Date of Calibration: 18/02/2023 13. Tem hiệu chuẩn/Calibration label: ILAS22 - 0030/6 14. Khuyến nghị về ngày hiệu chuẩn tới/Recalibration due: 18/02/2024 15. Kết quả/Results: Vui lòng xem kết quả trang sau Please see the results on the next page												
TL.Trưởng Phòng Đo Lường I/P. Head of the Measurement Laboratory  VU MẠNH CƯỜNG		Giám Đốc Director  LÊ THỊ THU HIỀN										
1. Độ không đảm bảo đo mở rộng ước lượng được với k = 2, vượt lên cấp 95%. Estimated expanded uncertainty of measurement with k = 2, at 95 % confidence level. 2. Các kết quả hiệu chuẩn ghi trong giấy chứng nhận này chỉ áp dụng cho đối tượng được hiệu chuẩn ở trên. The calibration results in this certificate are applicable to the object submitted for calibration only. 3. Nếu không áp dụng / Not applicable. 4. Không được tái sản xuất phần giấy chứng nhận hiệu chuẩn này nếu không có sự đồng ý bằng văn bản của ILAS. This certificate shall not be reproduced, except in full, without the written permission of ILAS.												

 CÔNG TY CỔ PHẦN KIỂM ĐỊNH ĐO LƯỜNG HIỆU CHUẨN ILAS ILAS VERIFICATION MEASUREMENT CALIBRATION JOINT STOCK COMPANY Địa chỉ/Addr: 7/75 - Đường Bà Điểm 8, Đồng Lân, Xã Bà Điểm, Huyện Hóc Môn, Tp. Hồ Chí Minh Điện thoại/Tel: 028 - 99 9565 68 - 0967 89 52 87 Website: www.ilas.vn Email: baogia@ilas.vn						
Số (N°): ILAS22 - 0030/6		GIẤY CHỨNG NHẬN HIỆU CHUẨN CERTIFICATE OF CALIBRATION Số giấy chứng nhận đăng ký cung cấp dịch vụ/Service Licence N°: SK 463			Ngày/Date: 21/02/2023 Trang/Page: 2/2	
KẾT QUẢ HIỆU CHUẨN <i>(Calibration Results)</i>						
STT No	Giá trị trên PTD Equipment Value	Giá trị trên chuẩn Reference Value	Độ lặp lại Repeatability	Độ lệch nội suy Deviation of int	Sai số Error	Độ KĐBD Uncertainty
	kN	kN	%	%	%	%
1	0	0.00	-	-	-	-
2	40	40.29	0.08	0.34	-0.72	0.28
3	80	80.13	0.03	0.03	-0.16	0.17
4	120	119.83	0.05	-0.25	0.14	0.20
5	160	160.19	0.06	0.02	-0.12	0.17
6	200	200.20	0.09	0.00	-0.10	0.17
7	240	240.13	0.13	-0.04	-0.05	0.18
8	280	280.44	0.03	0.06	-0.16	0.17
9	320	320.28	0.03	-0.01	-0.09	0.17
10	360	360.30	0.03	-0.01	-0.08	0.17
Độ KĐBD mở rộng được tính từ độ không đảm bảo đo chuẩn nhân với hệ số phủ k = 2, phân bố chuẩn tương ứng với 95% độ tin cậy. <i>The reported expanded uncertainty of measurement is stated as the standard uncertainty of measurement multiplied by the coverage factor k = 2, which for a normal distribution corresponds to a coverage probability of approximately 95 %</i>						
1. Độ không đảm bảo đo mở rộng ước lượng được tính với k = 2, mức tin cậy 95% <i>Estimated expanded uncertainty of measurement with k = 2, at 95 % confidence level</i> 2. Các kết quả hiệu chuẩn ghi trong giấy chứng nhận này chỉ có giá trị hiệu với phương tiện đo đã được hiệu chuẩn ở trên <i>The calibration results in this certificate are applicable to the same instrument measured with</i> 3. Mối tương quan / None applicable 4. Không được trình bày một phần giấy chứng nhận hiệu chuẩn này nếu không có sự đồng ý bằng văn bản của ILAS <i>This certificate shall not be reissued, printed or full, without the written permission by ILAS</i>						

PHỤ LỤC 3. PHÂN TÍCH MÔ HÌNH SỐ FEM

Bảng PL 3.1. Cấp tải và giá trị tải trọng tác dụng đối với các cọc trong mô phỏng số

Thứ tự	Cấp tải trọng P, (kN)			
	BPG0	BPG20	BPG35	BPG50
1	6	6	6	6
2	12	12	12	12
3	18	18	18	18
4	24	24	24	24
5	30	30	30	30
6	36	36	36	36
7	42	42	42	42
8	48	48	48	48
9	54	54	54	54
10	60	60	60	60
11	66	66	66	66
12	72	72	72	72
13	78	78	78	78
14		84	84	84
15		90	90	90
16		96	96	96
17		102	102	102
18			108	108
19			114	114
20			120	120
21			126	126
22			132	132
23				138

Bảng PL 3.2. Quan hệ tải trọng và độ lún của các cọc phụ vữa trong thử tải cọc

Cấp tải	P (kN)	Chuyển vị đầu cọc s, (mm)		
		BPG20	BPG35	BPG50
1	0	0	0	0
2	6	0,83	0,41	0,40
3	12	1,43	0,95	0,88
4	18	2,36	1,51	1,41
5	24	3,07	2,09	1,98
6	30	3,67	2,70	2,55
7	36	4,38	3,60	3,26
8	42	5,31	4,22	3,93
9	48	6,25	5,37	4,38
10	54	7,50	6,25	5,00
11	60	8,75	6,95	5,63
12	66	10,00	7,94	6,56
13	72	11,25	8,75	7,50
14	78	13,13	10,00	8,75
15	84	15,00	10,63	9,69
16	90	16,56	11,56	10,63
17	96	18,33	12,50	11,56
18	102	20,75	13,44	12,50
19	108		15,00	13,80
20	114		16,25	15,00
21	120		17,50	16,25
22	126		18,75	17,50

Cấp tải	P (kN)	Chuyển vị đầu cọc s, (mm)		
		BPG20	BPG35	BPG50
23	132		20,60	18,75
24	138			20,55

PHỤ LỤC 3.1 XÁC ĐỊNH THÔNG SỐ CỌC TRONG MÔ HÌNH SỐ

Mô đun đàn hồi của cọc BTCT được tính theo công thức quy đổi theo Sinha, P.J. (2006) [42] như sau:

$$E' = E'_f V_f + E'_m V_m$$

Trong đó:

- E' : Mô đun đàn hồi của bê tông cốt thép.
- E'_f : Mô đun đàn hồi của cốt thép.
- E'_m : Mô đun đàn hồi của bê tông.
- V_f : Tỷ lệ diện tích thép/diện tích mặt cắt cọc:

$$V_f = A_s t / A$$

- V_m : Tỷ lệ diện tích bê tông/diện tích mặt cắt cọc:

$$V_m = A_b / A$$

Hệ số Poisson của cọc BTCT được tính theo công thức quy đổi theo Sinha, P.J. (2006) [42] như sau:

$$\nu = \nu_f V_f + \nu_m V_m$$

Trong đó:

- ν : Hệ số Poisson của bê tông cốt thép.
- ν_f : Hệ số Poisson của cốt thép.
- ν_m : Hệ số Poisson của bê tông.

Vậy, mô đun đàn hồi và hệ số Poisson của các cọc được tính toán và thể hiện như bảng sau:

Bảng PL 3.3 Xác định mô đun đàn hồi của cọc khi mô phỏng số

Ký hiệu cọc	Cốt thép bố trí	Nhóm thép	Cấp độ bền	Diện tích thép A_s , (cm ²)	Diện tích bê tông A_b , (cm ²)	Mô đun đàn hồi của thép E_s (kN/m ²)	Mô đun đàn hồi của bê tông E_b (kN/m ²)	Hệ số Poatxong v_s	Hệ số boatxong v_b	Mô đun đàn hồi của BTCT E	Hệ số Poatxong của BTCT v
CỌC THÍ NGHIỆM MÔ HÌNH											
PBG0 PBG20 PBG35 PBG50	8Ø14	AIII	B20	12.32	1243.68	2,1.10 ⁸	2,75.10 ⁷	0,3	0,2	2,93.10 ⁷	0,20
CÔNG TRÌNH FRIENDSHIP TOWER											
TP1 D1500	16Ø25	AIII	B25	78.54	17584	2,1.10 ⁸	3,25.10 ⁷	0,3	0,2	3,33.10 ⁷	0,20
TP2 D1200	16Ø22	AIII	B25	60.82	17601.7	2,1.10 ⁸	3.25.10 ⁷	0,3	0,2	3,31.10 ⁷	0,20
CÔNG TRÌNH TỔ HỢP CĂN HỘ SÔNG ĐÀ RIVERSIDE											
TP5 D1000	16Ø20	AIII	B25	50.27	17612.2	2,1.10 ⁸	3,25.10 ⁷	0,3	0,2	3,30.10 ⁷	0,20
TP1 D1200	16Ø22	AIII	B25	60.82	17601.7	2,1.10 ⁸	3,25.10 ⁷	0,3	0,2	3,31.10 ⁷	0,20

PHỤ LỤC 3.2 XÁC ĐỊNH HỆ SỐ XÁC ĐỊNH R^2 ĐƯỜNG CONG P-S MÔ HÌNH SỐ - THÍ NGHIỆM CỦA CÁC CỌC THÍ NGHIỆM

PL.3.3.1 Xác định hệ số xác định R^2 đường cong P-S mô hình và thí nghiệm của cọc BPG0 tương ứng với $R_{\text{inter}} = [0.6 \div 0.8]$.

Bảng PL 3.4 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG0, trường hợp $R_{\text{inter}} = 0.6$

STT	Tải (kN)	Độ lún		$S_{TN,i} - S_{MP,i}$	$(S_{TN,i} - S_{MP,i})^2$	$(S_{TN,i} - \bar{S}_{TN})^2$
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$			
1	0	0.00	0.00	0.00	0.00	64.37
2	6	-0.86	-0.57	-0.29	0.09	51.31
3	12	-1.90	-1.20	-0.70	0.49	37.56
4	18	-2.93	-1.90	-1.03	1.07	25.94
5	24	-3.84	-2.66	-1.18	1.38	17.50
6	30	-4.97	-3.54	-1.43	2.04	9.32
7	36	-6.45	-4.57	-1.88	3.53	2.48
8	42	-7.92	-5.83	-2.09	4.38	0.01
9	48	-9.25	-7.51	-1.74	3.04	1.50
10	54	-10.50	-9.96	-0.54	0.29	6.13
11	60	-12.50	-14.18	1.68	2.82	20.04
12	66	-14.50	-19.19	4.69	22.01	41.95
13	72	-16.56	-24.89	8.33	69.31	72.92
14	78	-20.15	-31.29	11.14	124.10	147.05
		$y_{tb} = -8.02$		Tổng:	234.55	498.09

Hệ số tương quan R^2 : 0.529

Bảng PL 3.5 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG0, trường hợp $R_{\text{inter}} = 0.7$

STT	Tải (kN)	Độ lún (mm)		$S_{TN,i} - S_{MP,i}$	$(S_{TN,i} - S_{MP,i})^2$	$(S_{TN,i} - \bar{S}_{TN})^2$
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$			
1	0	0.00	0.00	0.00	0.00	64.37
2	6	-0.86	-0.54	-0.32	0.10	51.31
3	12	-1.90	-1.15	-0.75	0.56	37.56
4	18	-2.93	-1.84	-1.09	1.20	25.94
5	24	-3.84	-2.57	-1.28	1.63	17.50
6	30	-4.97	-3.44	-1.53	2.33	9.32
7	36	-6.45	-4.43	-2.02	4.09	2.48
8	42	-7.92	-5.62	-2.30	5.28	0.01
9	48	-9.25	-7.04	-2.21	4.89	1.50
10	54	-10.50	-8.88	-1.62	2.62	6.13
11	60	-12.50	-11.55	-0.95	0.90	20.04
12	66	-14.50	-16.01	1.51	2.29	41.95
13	72	-16.56	-21.28	4.72	22.25	72.92
14	78	-20.15	-27.39	7.24	52.46	147.05
	$y_{tb} =$	-8.02		Tổng:	100.60	498.09

Hệ số tương quan R^2 : 0.798

Bảng PL 3.6 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG0, trường hợp $R_{inter} = 0.8$

[illegible]

PL.3.3.2 Xác định hệ số xác định R^2 đường cong p-s mô hình số - thí nghiệm của các cọc thí nghiệm của cọc phụt vữa theo các hàm lượng vữa khác nhau.

a. Trường hợp $R_{inter} = 0.8$

Bảng PL 3.7 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG20, trường hợp $R_{inter} = 0.8$, tương ứng với $D_{qd} = 0,52$.

STT	Tải (kN)	Độ lún (mm)		$S_{TN,i} - S_{MP,i}$	$(S_{TN,i} - S_{MP,i})^2$	$(S_{TN,i} - \bar{S}_{TN})^2$
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$			
1	0	0.00	0.00	0.00	0.00	67.02
2	6	-0.83	-0.46	-0.37	0.14	54.12
3	12	-1.43	-0.96	-0.47	0.22	45.65
4	18	-2.36	-1.51	-0.84	0.71	34.01
5	24	-3.07	-2.10	-0.97	0.94	26.18
6	30	-3.67	-2.76	-0.91	0.83	20.40
7	36	-4.38	-3.50	-0.88	0.77	14.53
8	42	-5.31	-4.34	-0.97	0.95	8.26
9	48	-6.25	-5.29	-0.96	0.92	3.75
10	54	-7.50	-6.35	-1.15	1.32	0.47
11	60	-8.75	-7.53	-1.22	1.49	0.32
12	66	-10.00	-8.84	-1.17	1.36	3.29
13	72	-11.25	-10.28	-0.97	0.94	9.39
14	78	-13.13	-11.90	-1.23	1.51	24.39
15	84	-15.00	-13.78	-1.22	1.50	46.43
16	90	-16.56	-16.20	-0.36	0.13	70.16
17	96	-18.13	-19.44	1.32	1.74	98.78
18	102	-19.75	-23.32	3.57	12.72	133.72
	$y_{tb} =$	-8.19		Tổng:	28.18	660.83

Hệ số tương quan R^2 : 0.957

Bảng PL 3.8 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG35, trường hợp $R_{inter} = 0.8$, tương ứng với $D_{qd} = 0,64$ m

STT	Tải (kN)	Độ lún (mm)		$S_{TN,i} - S_{MP,i}$	$(S_{TN,i} - S_{MP,i})^2$	$(S_{TN,i} - \bar{S}_{TN})^2$
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$			
1	0	0.00	0.00	0.00	0.00	73.02
2	6	-0.41	-0.40	-0.01	0.00	66.18
3	12	-0.95	-0.84	-0.11	0.01	57.76
4	18	-1.51	-1.31	-0.19	0.04	49.56
5	24	-2.09	-1.80	-0.29	0.08	41.67
6	30	-2.70	-2.33	-0.37	0.13	34.16
7	36	-3.60	-2.91	-0.68	0.47	24.50
8	42	-4.22	-3.54	-0.68	0.46	18.71
9	48	-5.37	-4.24	-1.13	1.27	10.11
10	54	-6.25	-5.00	-1.24	1.54	5.29
11	60	-6.95	-5.84	-1.11	1.23	2.54
12	66	-7.94	-6.76	-1.18	1.39	0.37
13	72	-8.75	-7.75	-1.00	1.01	0.04
14	78	-10.00	-8.81	-1.19	1.42	2.12
15	84	-10.63	-9.95	-0.67	0.45	4.33
16	90	-11.56	-11.15	-0.41	0.17	9.11
17	96	-12.50	-12.46	-0.04	0.00	15.64
18	102	-13.44	-13.86	0.42	0.18	23.94
19	108	-15.00	-15.40	0.40	0.16	41.67
20	114	-16.25	-17.23	0.98	0.96	59.37

STT	Tải (kN)	Độ lún (mm)		$S_{TN,i} - S_{MP,i}$	$(S_{TN,i} - S_{MP,i})^2$	$(S_{TN,i} - \bar{S}_{TN})^2$
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$			
21	120	-17.50	-19.41	1.91	3.65	80.19
22	126	-18.75	-21.84	3.09	9.54	104.14
23	132	-20.20	-24.52	4.32	18.70	135.84
	$y_{tb} =$	-8.55	-27.45	Tổng:	42.85	860.25

Hệ số tương quan R^2 : 0.950

Bảng PL 3.9 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG50, trường hợp $R_{inter} = 0.8$, tương ứng với $D_{qd} = 0,67$ m

STT	Tải (kN)	Độ lún (mm)		$S_{TN,i} - S_{MP,i}$	$(S_{TN,i} - S_{MP,i})^2$	$(S_{TN,i} - \bar{S}_{TN})^2$
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$			
1	0	0.00	0.00	0.00	0.00	67.88
2	6	-0.40	-0.39	0.00	0.00	61.52
3	12	-0.88	-0.82	-0.06	0.00	54.15
4	18	-1.41	-1.28	-0.13	0.02	46.63
5	24	-1.98	-1.75	-0.22	0.05	39.23
6	30	-2.55	-2.26	-0.29	0.08	32.36
7	36	-3.26	-2.82	-0.44	0.19	24.84
8	42	-3.93	-3.42	-0.51	0.26	18.61
9	48	-4.38	-4.07	-0.30	0.09	14.93
10	54	-5.00	-4.79	-0.21	0.04	10.49
11	60	-5.63	-5.57	-0.05	0.00	6.83
12	66	-6.56	-6.42	-0.14	0.02	2.81
13	72	-7.50	-7.34	-0.16	0.03	0.55
14	78	-8.75	-8.33	-0.42	0.18	0.26
15	84	-9.69	-9.38	-0.31	0.10	2.10
16	90	-10.63	-10.48	-0.14	0.02	5.69
17	96	-11.56	-11.68	0.12	0.01	11.05
18	102	-12.50	-12.94	0.44	0.20	18.16
19	108	-13.80	-14.31	0.51	0.26	30.93
20	114	-15.00	-15.85	0.85	0.72	45.72
21	120	-16.25	-17.60	1.35	1.81	64.18

STT	Tải (kN)	Độ lún (mm)		$S_{TN,i} - S_{MP,i}$	$(S_{TN,i} - S_{MP,i})^2$	$(S_{TN,i} - \bar{S}_{TN})^2$
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$			
22	126	-17.50	-19.51	2.01	4.02	85.77
23	132	-18.75	-21.59	2.84	8.05	110.49
24	138	-19.85	-23.85	4.00	16.00	134.82
	y _{tb} =	-8.24		Tổng:	32.17	889.99

Hệ số tương quan R^2 : 0.964

b. Trường hợp $R_{inter} = 0.9$

Bảng PL 3.10 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG20, trường hợp $R_{inter} = 0.9$, tương ứng với $D_{qd} = 0,52$ m

STT	Tải (kN)	Độ lún (mm)		$S_{TN,i} - S_{MP,i}$	$(S_{TN,i} - S_{MP,i})^2$	$(S_{TN,i} - \bar{S}_{TN})^2$
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$			
1	0	0.00	0.00	0.00	0.00	67.02
2	6	-0.83	-0.32	-0.51	0.26	54.12
3	12	-1.43	-0.93	-0.50	0.25	45.65
4	18	-2.36	-1.47	-0.88	0.78	34.01
5	24	-3.07	-2.05	-1.02	1.04	26.18
6	30	-3.67	-2.69	-0.98	0.96	20.40
7	36	-4.38	-3.42	-0.96	0.92	14.53
8	42	-5.31	-4.25	-1.07	1.14	8.26
9	48	-6.25	-5.19	-1.06	1.13	3.75
10	54	-7.50	-6.24	-1.26	1.59	0.47
11	60	-8.75	-7.41	-1.34	1.80	0.32
12	66	-10.00	-8.70	-1.30	1.70	3.29
13	72	-11.25	-10.11	-1.14	1.29	9.39
14	78	-13.13	-11.46	-1.67	2.78	24.39
15	84	-15.00	-13.36	-1.64	2.68	46.43
16	90	-16.56	-15.24	-1.32	1.75	70.16
17	96	-18.13	-17.54	-0.59	0.34	98.78
18	102	-19.75	-20.65	0.90	0.81	133.72
	y_tb =	-8.19		Tổng:	21.22	660.83

Hệ số tương quan R^2 : 0.963

Bảng PL 3.11 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG35, trường hợp $R_{inter} = 0.9$, tương ứng với $D_{qd} = 0,64$ m.

STT	Tải (kN)	Độ lún (mm)		$S_{TN,i} - S_{MP,i}$	$(S_{TN,i} - S_{MP,i})^2$	$(S_{TN,i} - \bar{S}_{TN})^2$
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$			
1	0	0.00	0.00	0.00	0.00	73.02
2	6	-0.41	-0.39	-0.02	0.00	66.18
3	12	-0.95	-0.82	-0.13	0.02	57.76
4	18	-1.51	-1.28	-0.23	0.05	49.56
5	24	-2.09	-1.76	-0.33	0.11	41.67
6	30	-2.70	-2.28	-0.42	0.17	34.16
7	36	-3.60	-2.86	-0.74	0.55	24.50
8	42	-4.22	-3.48	-0.74	0.55	18.71
9	48	-5.37	-4.16	-1.20	1.44	10.11
10	54	-6.25	-4.96	-1.29	1.65	5.29
11	60	-6.95	-5.75	-1.20	1.43	2.54
12	66	-7.94	-6.66	-1.28	1.63	0.37
13	72	-8.75	-7.64	-1.11	1.23	0.04
14	78	-10.00	-8.70	-1.30	1.69	2.12
15	84	-10.63	-9.83	-0.80	0.64	4.33
16	90	-11.56	-11.02	-0.54	0.29	9.11
17	96	-12.50	-12.31	-0.19	0.03	15.64
18	102	-13.44	-13.68	0.24	0.06	23.94
19	108	-15.00	-15.13	0.13	0.02	41.67

Hệ số tương quan R^2 : 0.974

Bảng PL 3.12 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG20, trường hợp $R_{inter} = 0.9$, tương ứng với $D_{qd} = 0,67$ m

STT	Tải (kN)	Độ lún (mm)		$S_{TN,i} - S_{MP,i}$	$(S_{TN,i} - S_{MP,i})^2$	$(S_{TN,i} - \bar{S}_{TN})^2$
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$			
1	0	0.00	0.00	0.00	0.00	67.88
2	6	-0.40	-0.38	-0.01	0.00	61.52
3	12	-0.88	-0.80	-0.08	0.01	54.15
4	18	-1.41	-1.25	-0.16	0.03	46.63
5	24	-1.98	-1.71	-0.26	0.07	39.23
6	30	-2.55	-2.22	-0.33	0.11	32.36
7	36	-3.26	-2.76	-0.49	0.24	24.84
8	42	-3.93	-3.35	-0.57	0.33	18.61
9	48	-4.38	-4.00	-0.37	0.14	14.93
10	54	-5.00	-4.73	-0.27	0.07	10.49
11	60	-5.63	-5.49	-0.14	0.02	6.83
12	66	-6.56	-6.33	-0.23	0.05	2.81
13	72	-7.50	-7.24	-0.26	0.07	0.55
14	78	-8.75	-8.22	-0.53	0.28	0.26
15	84	-9.69	-9.26	-0.42	0.18	2.10
16	90	-10.63	-10.36	-0.26	0.07	5.69
17	96	-11.56	-11.55	-0.01	0.00	11.05
18	102	-12.50	-12.79	0.29	0.08	18.16
19	108	-13.80	-14.11	0.31	0.09	30.93
20	114	-15.00	-15.50	0.50	0.25	45.72
21	120	-16.25	-17.00	0.75	0.57	64.18

STT	Tải (kN)	Độ lún (mm)		$S_{TN,i} - S_{MP,i}$	$(S_{TN,i} - S_{MP,i})^2$	$(S_{TN,i} - \bar{S}_{TN})^2$
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$			
22	126	-17.50	-18.69	1.19	1.42	85.77
23	132	-18.75	-20.59	1.84	3.39	110.49
24	138	-19.85	-22.68	2.83	8.00	134.82
	$y_{tb} =$	-8.24		Tổng:	15.46	889.99

Hệ số tương quan R^2 : 0.983

c. Trường hợp $R_{inter} = 1.0$

Bảng PL 3.13 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG20, trường hợp $R_{inter} = 1,0$, tương ứng với $D_{qd} = 0,52$ m

STT	Tải (kN)	Độ lún (mm)		$S_{TN,i} - S_{MP,i}$	$(S_{TN,i} - S_{MP,i})^2$	$(S_{TN,i} - \bar{S}_{TN})^2$	$ S_{TN,i} - S_{MP,i} $
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$				
1	0	0	0	0	0	67.03	0
2	6	-0.83	-0.43	-0.4	0.16	54.13	0.40
3	12	-1.43	-0.91	-0.52	0.27	45.66	0.52
4	18	-2.36	-1.44	-0.92	0.84	33.96	0.92
5	24	-3.07	-2	-1.07	1.14	26.19	1.07
6	30	-3.67	-2.63	-1.04	1.07	20.41	1.04
7	36	-4.38	-3.35	-1.03	1.05	14.49	1.03
8	42	-5.31	-4.17	-1.15	1.31	8.28	1.15
9	48	-6.25	-5.1	-1.15	1.32	3.75	1.15
10	54	-7.5	-6.15	-1.35	1.83	0.47	1.35
11	60	-8.75	-7.31	-1.44	2.08	0.32	1.44
12	66	-10	-8.59	-1.41	1.99	3.29	1.41
13	72	-11.25	-9.98	-1.27	1.6	9.38	1.27
14	78	-13.13	-11.52	-1.61	2.58	24.43	1.61
15	84	-15	-13.19	-1.81	3.28	46.41	1.81
16	90	-16.56	-14.99	-1.57	2.48	70.10	1.57
17	96	-18.13	-17.03	-1.09	1.2	98.86	1.09
18	102	-19.75	-19.28	-0.47	0.22	133.70	0.47
	$\bar{S}_{TN}$	-8.19		Tổng:	24.42	660.85	19.30

Hệ số xác định R^2 0.97

Sai số tuyệt đối trung bình MEA : 1.07

Bảng PL 3.14 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG35, trường hợp $R_{inter} = 1,0$, tương ứng với $D_{qd} = 0,64$ m.

STT	Tải (kN)	Độ lún (mm)		$S_{TN,i} - S_{MP,i}$	$(S_{TN,i} - S_{MP,i})^2$	$(S_{TN,i} - \bar{S}_{TN})^2$	$ S_{TN,i} - S_{MP,i} $
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$				
1	0	0	0	0	0	73.04	0
2	6	-0.41	-0.38	-0.03	0	66.20	0.03
3	12	-0.95	-0.8	-0.14	0.02	57.71	0.14
4	18	-1.51	-1.25	-0.25	0.06	49.51	0.25
5	24	-2.09	-1.73	-0.36	0.13	41.69	0.36
6	30	-2.7	-2.24	-0.46	0.21	34.18	0.46
7	36	-3.6	-2.81	-0.79	0.62	24.47	0.79
8	42	-4.22	-3.42	-0.8	0.64	18.72	0.80
9	48	-5.37	-4.1	-1.26	1.6	10.09	1.26
10	54	-6.25	-4.85	-1.39	1.94	5.27	1.39
11	60	-6.95	-5.68	-1.27	1.62	2.55	1.27
12	66	-7.94	-6.58	-1.36	1.84	0.37	1.36
13	72	-8.75	-7.56	-1.19	1.42	0.04	1.19
14	78	-10	-8.6	-1.4	1.95	2.11	1.40
15	84	-10.63	-9.73	-0.89	0.8	4.34	0.89
16	90	-11.56	-10.92	-0.64	0.41	9.08	0.64
17	96	-12.5	-12.21	-0.29	0.08	15.63	0.29
18	102	-13.44	-13.56	0.12	0.01	23.95	0.12
19	108	-15	-15	0	0	41.65	0.00
20	114	-16.25	-16.53	0.28	0.08	59.34	0.28
21	120	-17.5	-18.16	0.66	0.43	80.16	0.66
22	126	-18.75	-19.9	1.15	1.33	104.11	1.15
23	132	-20.2	-21.79	1.59	2.52	135.80	1.59
	$\bar{S}_{TN}$	-8.55		Tổng:	17.71	860.02	16.32

Hệ số xác định R^2 0.98

Sai số tuyệt đối trung bình MEA: 0.71

Bảng PL 3.15 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc BPG50, trường hợp $R_{inter} = 1,0$, tương ứng với $D_{qd} = 0,67$ m.

STT	Tải (kN)	Độ lún (mm)		$S_{TN,i} - S_{MP,i}$	$(S_{TN,i} - S_{MP,i})^2$	$(S_{TN,i} - \bar{S}_{TN})^2$	$ S_{TN,i} - S_{MP,i} $
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$				
1	0	0	0	0	0	67.90	0
2	6	-0.4	-0.38	-0.02	0	61.47	0.02
3	12	-0.88	-0.78	-0.1	0.01	54.17	0.10
4	18	-1.41	-1.22	-0.19	0.04	46.65	0.19
5	24	-1.98	-1.68	-0.29	0.09	39.19	0.29
6	30	-2.55	-2.18	-0.37	0.14	32.38	0.37
7	36	-3.26	-2.72	-0.54	0.29	24.80	0.54
8	42	-3.93	-3.3	-0.62	0.39	18.58	0.62
9	48	-4.38	-3.94	-0.43	0.19	14.90	0.43
10	54	-5	-4.64	-0.36	0.13	10.50	0.36
11	60	-5.63	-5.42	-0.21	0.04	6.81	0.21
12	66	-6.56	-6.25	-0.31	0.1	2.82	0.31
13	72	-7.5	-7.16	-0.34	0.11	0.55	0.34
14	78	-8.75	-8.13	-0.62	0.38	0.26	0.62
15	84	-9.69	-9.17	-0.51	0.26	2.10	0.51
16	90	-10.63	-10.27	-0.36	0.13	5.71	0.36
17	96	-11.56	-11.45	-0.12	0.01	11.02	0.12
18	102	-12.5	-12.68	0.18	0.03	18.15	0.18
19	108	-13.8	-13.99	0.19	0.03	30.91	0.19
20	114	-15	-15.36	0.36	0.13	45.70	0.36
21	120	-16.25	-16.82	0.57	0.33	64.16	0.57
22	126	-17.5	-18.37	0.87	0.75	85.75	0.87
23	132	-18.75	-20.02	1.27	1.6	110.46	1.27
24	138	-19.85	-21.81	1.96	3.86	134.79	1.96
	$\bar{S}_{TN}$	-8.24		Tổng:	9.04	889.72	10.79

Hệ số xác định R^2 0.99

Sai số tuyệt đối trung bình MEA : 0.45

PHỤ LỤC 3.3 XÁC ĐỊNH HỆ SỐ XÁC ĐỊNH R^2 ĐƯỜNG CONG P-S MÔ HÌNH SỐ - THÍ NGHIỆM TẠI CÔNG TRÌNH FRIENDSHIP TOWER VÀ SÔNG ĐÀ RIVERSIDE

PL.3.3.1 Công trình Friendship Tower.

Bảng PL 3.16 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc tron TP1.

STT	Tải (kN)	Độ lún (mm)					
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$				
1	0	0	0	0	0	196.28	0
2	3750	1.97	2.96	-0.99	0.98	144.96	0.99
3	7500	5.36	6.03	-0.67	0.45	74.82	0.67
4	11250	8.76	9.29	-0.53	0.28	27.56	0.53
5	15000	12.64	13.07	-0.43	0.18	1.88	0.43
6	18750	17.54	16.59	0.95	0.90	12.46	0.95
7	22500	20.43	21.70	-1.27	1.61	41.22	1.27
8	26500	26.35	27.77	-1.42	2.02	152.28	1.42
9	30000	33.04	33.94	-0.90	0.81	362.14	0.90
	$\bar{S}_{TN}$	14.01		Tổng:	7.24	1013.60	7.16

Hệ số xác định R^2 0.96
 Sai số tuyệt đối trung bình MEA : 0.80

Bảng PL 3.17 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc phụt vữa TP2.

STT	Tải (kN)	Độ lún (mm)		$S_{TN,i} - S_{MP,i}$	$(S_{TN,i} - S_{MP,i})^2$	$(S_{TN,i} - \bar{S}_{TN})^2$	$ S_{TN,i} - S_{MP,i} $
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$				
1	0	0	0	0	0	420.51	0
2	2630	1.13	2.35	-1.22	1.48	375.28	1.22
3	5250	3.50	4.80	-1.30	1.69	289.21	1.30
4	7880	6.45	7.42	-0.97	0.94	197.58	0.97
5	10500	10.02	10.48	-0.46	0.21	109.96	0.46
6	13130	14.25	14.00	0.25	0.06	39.14	0.25
7	15750	17.58	17.75	-0.17	0.03	8.56	0.17
8	18380	20.92	21.67	-0.75	0.56	0.17	0.75
9	21000	24.58	25.70	-1.12	1.25	16.60	1.12
10	23100	28.75	29.03	-0.28	0.08	67.96	0.28
11	25200	29.44	32.42	-2.98	8.88	79.81	2.98
12	27300	33.30	35.89	-2.59	6.71	163.68	2.59
13	29400	36.48	39.45	-2.97	8.82	255.16	2.97
14	30450	38.60	41.26	-2.66	7.08	327.38	2.66
15	31500	42.59	43.05	-0.46	0.21	487.69	0.46
	$\bar{S}_{TN}$	20.51		Tổng:	38.00	2838.70	18.18

Hệ số xác định R^2 0.94

Sai số tuyệt đối trung bình MEA : 1.21

PL.3.3.2 Công trình Tổ hợp căn hộ Sông Đà Riverside

Bảng PL 3.18 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc tron TP5.

STT	Tải (kN)	Độ lún (mm)					
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$				
1	0	0	0	0	0	166.18	0
2	1500	1.80	1.40	0.40	0.16	123.01	0.40
3	3000	3.80	3.95	-0.15	0.02	82.64	0.15
4	4500	5.70	6.70	-1.00	1.00	51.71	1.00
5	6000	12.00	9.70	2.30	5.29	0.79	2.30
6	7500	13.00	12.42	0.58	0.34	0.01	0.58
7	9000	15.80	15.21	0.59	0.35	8.46	0.59
8	10500	17.20	17.81	-0.61	0.37	18.57	0.61
9	12000	20.10	20.50	-0.40	0.16	51.97	0.40
10	13500	23.40	24.00	-0.60	0.36	110.44	0.60
11	15000	29.00	28.00	1.00	1.00	259.50	1.00
	$\bar{S}_{TN}$	12.89		Tổng:	9.05	873.29	7.63

Hệ số xác định R^2 0.97
 Sai số tuyệt đối trung bình MEA : 0.69

Bảng PL 3.19 Xác định hệ số xác định R^2 giữa đường cong tải lún cọc mô phỏng và thí nghiệm đối với cọc phụ TP1.

STT	Tải (kN)	Độ lún (mm)		$S_{TN,i} - S_{MP,i}$	$(S_{TN,i} - S_{MP,i})^2$	$(S_{TN,i} - \bar{S}_{TN})^2$	$ S_{TN,i} - S_{MP,i} $
		$S_{TN,i}$	$S_{MP,i}$				
1	0	0	0	0	0	195.44	0
2	2500	1.10	1.35	0.25	0.06	165.89	0.25
3	5000	2.20	2.80	0.60	0.36	138.77	0.60
4	7500	3.60	3.42	-0.18	0.03	107.74	0.18
5	10000	5.00	5.48	0.48	0.23	80.64	0.48
6	12500	6.70	6.37	-0.33	0.11	53.00	0.33
7	15000	9.20	9.25	0.05	0.00	22.85	0.05
8	17500	12.00	11.30	-0.70	0.49	3.92	0.70
9	20000	14.50	13.59	-0.91	0.83	0.27	0.91
10	22500	16.00	16.47	0.47	0.22	4.08	0.47
11	25000	17.90	19.53	1.63	2.66	15.37	1.63
12	27500	21.80	22.20	0.40	0.16	61.15	0.40
13	30000	25.60	25.60	0.00	0.00	135.02	0.00
14	32500	32.60	31.00	-1.60	2.56	346.70	1.60
15	35000	41.50	40.50	-1.00	1.00	757.35	1.00
	$\bar{S}_{TN}$	13.98		Tổng:	8.71	2088.20	8.60

Hệ số xác định R^2 0.96

Sai số tuyệt đối trung bình MEA : 0.57

Bảng PL 3.20 Phương thức sử dụng dữ liệu công trình thực tế.

STT	Công trình	Vai trò đối với công thức f_{IR} – Chương 3	Kiểm chứng mô hình số – Chương 4, sử dụng giải pháp $D_{qđ}$
1	Friendship Tower	Hiệu chỉnh	Có
2	Eximbank Building	Hiệu chỉnh	—
3	Vincom Khu B	Hiệu chỉnh	—
4	Lancaster Lincoln	Hiệu chỉnh	—
5	Cao ốc Thủ Thiên	Hiệu chỉnh	—
6	Everrich II	Hiệu chỉnh	—
7	LIM Tower 3	Hiệu chỉnh	—
8	Landmark 81	Hiệu chỉnh	—
9	Sông Đà Riverside	Kiểm chứng độc lập	Có
10	Sóng Việt	Kiểm chứng độc lập	—

Bảng PL 3.21 Thống kê các trường hợp tính toán sai số *MEA*

Số thứ tự	Đối tượng	Trường hợp tính MAE
1	BPG0	$R_{inter} = 0,8$
2	BPG20	$D_{qd} = 0,52 \text{ m}; R_{inter} = 1$
3	BPG35	$D_{qd} = 0,64 \text{ m}; R_{inter} = 1$
4	BPG50	$D_{qd} = 0,67 \text{ m}; R_{inter} = 1$
5	Friendship TP1	cọc không phụt
6	Friendship TP2	cọc phụt
7	Sông Đà TP5	cọc không phụt
8	Sông Đà TP1	cọc phụt

Công thức xác định sai số *MEA*

$$MAE = \frac{\sum |S_{TN} - S_{MP}|}{n}$$