

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

BỘ NÔNG NGHIỆP & 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**

**NGÀNH: ĐỊA KỸ THUẬT XÂY DỰNG
MÃ SỐ: 9 58 02 11**

CÔNG TRÌNH KHOA HỌC CÔNG BỐ

LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH – NĂM 2026

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

BỘ NÔNG NGHIỆP & 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**

**NGÀNH: ĐỊA KỸ THUẬT XÂY DỰNG
MÃ SỐ: 9 58 02 11**

CÔNG TRÌNH KHOA HỌC CÔNG BỐ

LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

CÁN BỘ HƯỚNG DẪN KHOA HỌC

TS. BẠCH VŨ HOÀNG LAN

PGS.TS. NGUYỄN NGHĨA HÙNG

THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH – NĂM 2026

DANH MỤC CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ CÔNG BỐ

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. 1
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.....10
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.....20
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.....29

Tiếng Anh

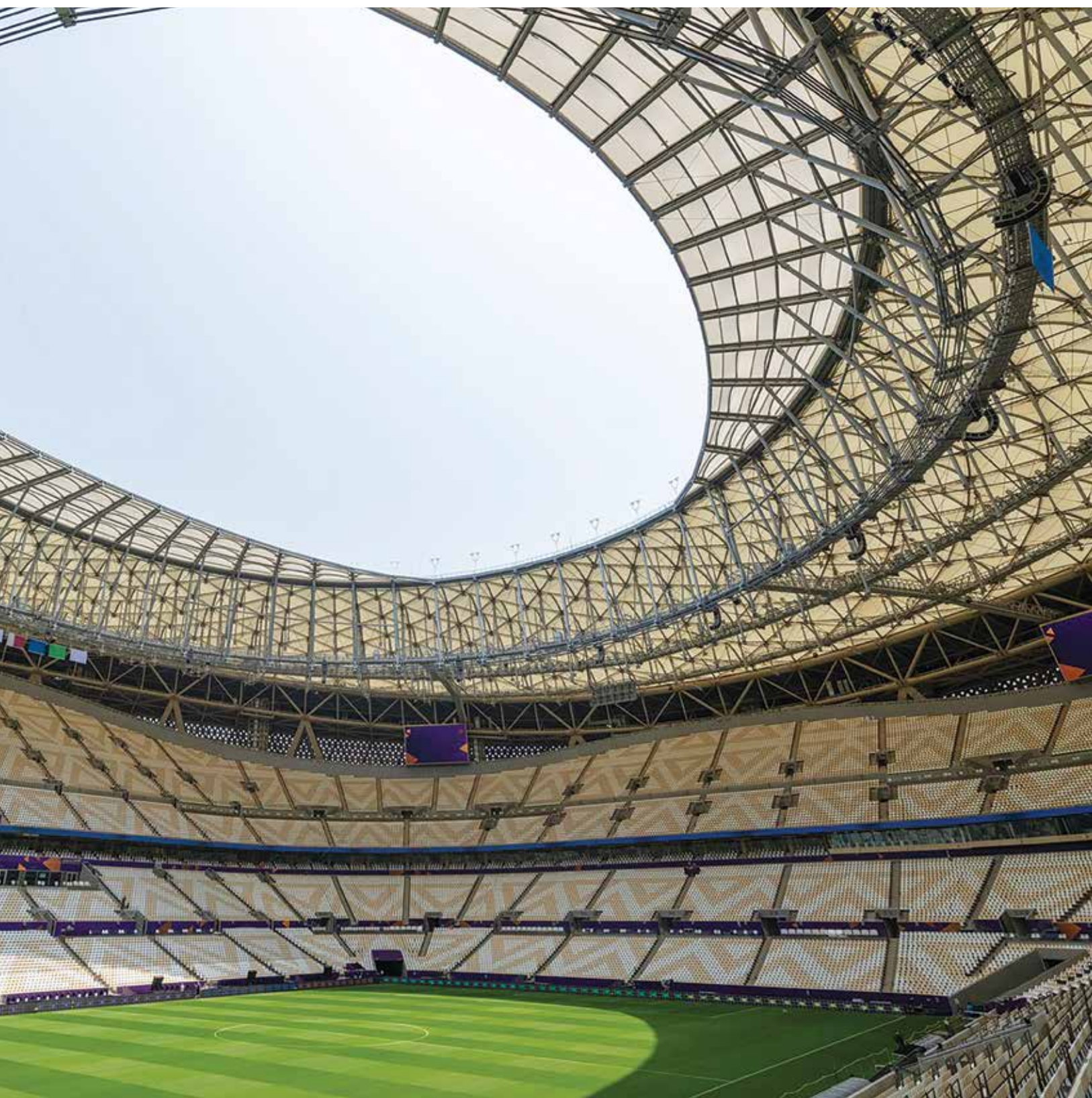
1. Trung Thanh Le, Lan Vu Hoang Bach. Field Study on the Effects of Shaft Grouting on the Load-Settlement Behavior of Bored Piles. Indian Geotechnical Journal, Springer Nature, ISSN: 0971-9555, vol. 56, pages1590 - 1604 (2026).
<https://doi.org/10.1007/s40098-025-01266-8> . (Indexed in Scopus, Q3)..... 42
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).59

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.....**94**

XÂY DỰNG

TẠP CHÍ CỦA BỘ XÂY DỰNG

JOURNAL OF CONSTRUCTION



HỘI ĐỒNG KHOA HỌC:

PGS.TS Phạm Minh Hà - Chủ tịch Hội đồng
PGS.TS Lê Trung Thành - Thường trực Hội đồng
PGS.TS Vũ Ngọc Anh - Ủy viên
GS.TS Nguyễn Việt Anh - Ủy viên
TS Lê Văn Cư - Ủy viên
PGS.TS Phạm Xuân Dương - Ủy viên
PGS.TS Hoàng Hà - Ủy viên
TS Nguyễn Hồng Hải - Ủy viên
TS Lê Quang Hùng - Ủy viên
PGS.TS Nguyễn Văn Hùng - Ủy viên
TS Khuất Việt Hùng - Ủy viên
PGS.TS.KTS Hoàng Vĩnh Hưng - Ủy viên
GS.TS Phạm Huy Khang - Ủy viên
GS.TS.KTS Đoàn Minh Khôi - Ủy viên
GS.TS.KTS Nguyễn Tố Lăng - Ủy viên
PGS.TS Nguyễn Ngọc Long - Ủy viên
GS.TS Phan Quang Minh - Ủy viên
TS Phan Hữu Duy Quốc - Ủy viên
PGS.TS Nguyễn Thanh Sang - Ủy viên
GS.TS Phạm Cao Thắng - Ủy viên
GS.TS Trịnh Minh Thụ - Ủy viên
PGS.TS Nguyễn Hồng Tiến - Ủy viên
PGS.TS Nguyễn Thị Tuyết Trinh - Ủy viên
PGS.TS Hoàng Tùng - Ủy viên
PGS.TS Tống Trần Tùng - Ủy viên

TỔNG BIÊN TẬP:

Nguyễn Thái Bình

PHÓ TỔNG BIÊN TẬP:

Nguyễn Văn Hường
Phạm Văn Dũng
Nguyễn Thanh Hoa
Lý Ngọc Thanh

TÒA SOẠN:

37 LÊ ĐẠI HÀNH, P.HAI BÀ TRƯNG, HÀ NỘI

Phòng Thư ký - Biên tập (tiếp nhận bài):
 024.39740744

Email: banbientap@tapchixaydung.vn

Văn phòng đại diện phía Nam:

17A Hồng Hà, phường Tân Sơn Hoà, TP.HCM.

Giấy phép xuất bản:

Số 14/GP-BVHTTDL, ngày 11/4/2025.

ISSN: 2734-9888

Tài khoản: 113000001172

Ngân hàng Thương mại Cổ phần Công thương

Việt Nam Chi nhánh Hai Bà Trưng, Hà Nội

Thiết kế: Thạc Cường

In tại: Công ty TNHH In Quang Minh

Địa chỉ: Số 27, Ngõ 785 Trương Định, P. Hoàng Mai, TP Hà Nội.

Ảnh bìa 1: Sân vận động Lusail Iconic (Qatar) - nơi diễn ra trận chung kết World Cup 2022, do doanh nghiệp Việt cung cấp kết cấu thép, thi công và lắp dựng.

THANH NGA, TUẤN ĐÔNG
MINH THÀNH, ĐÌNH QUANG
CẨM PHÚ

THANH PHONG
BÍCH DIỆP

THANH TÂM

THANH BÌNH

HUY THẢO

THANH TRÀ

THANH NGA

PHAN VĂN NINH, NGUYỄN HUY HIỆP, ĐÌNH QUANG TRUNG

NGUYỄN HUY HIỆP, TRẦN TRUNG ĐỨC

NGUYỄN HẠNH

NGUYỄN HOÀNG LINH

KHÁNH LÊ

HOÀNG LONG

PV

AN NHIÊN

PGS.TS.GVCC.KTS NGUYỄN VŨ PHƯƠNG

TỔNG THỊ HẠNH

NGUYỄN HOÀNG ANH, NGÔ THỊ KIM DUNG

THS.KTS THÁI ANH VŨ, PGS.TS TRỊNH TÚ ANH

PGS.TS TRẦN QUANG PHÚ,

PGS.TS NGUYỄN HỒNG THÁI, THS BÙI QUỐC AN

TS TRẦN QUÝ DƯƠNG, TS NGUYỄN THANH TÚ,

TS NGUYỄN THÀNH TRUNG

THS.KTS LÊ HỒ TUYẾT NGÂN

TS LÊ LAN HƯƠNG, THS NGUYỄN THÙY TRANG,

NGUYỄN ANH DŨNG, HOÀNG THANH NAM,

TẠ TUẤN VIỆT, TRẦN TRÂM ANH

NGUYỄN NGỌC TÙNG, ĐẶNG HOÀNG BẢO KHƯƠNG,

TRẦN NHƯ GIA HẸN, DƯƠNG XUÂN THÁI,

NGUYỄN DIỆU THIÊN

PGS.TS NGUYỄN HỒNG TIẾN

THS NGUYỄN THẾ LỬ

PGS.TS BÙI TRƯỞNG SƠN, THS LÊ TIẾN NGHĨA

THS MAI VŨ DUY, PGS.TS BÙI MẠNH HÙNG

TS LÊ HOÀI LONG, NGUYỄN VĂN TÍNH, TS VÕ ĐĂNG KHOA

QUẢN LÝ NGÀNH

6 Xây dựng khung pháp lý linh hoạt về quy hoạch cho mô hình chính quyền 2 cấp
8 Sửa đổi toàn diện Luật Hàng không dân dụng Việt Nam để chấp những cánh bay
12 Chuẩn hóa và minh bạch hoạt động kiểm định phương tiện

TỪ CHÍNH SÁCH ĐẾN CUỘC SỐNG

14 Bức tranh toàn cảnh và chính sách thúc đẩy công trình xanh
18 Phát triển xanh trong ngành Xây dựng: Nhận diện điểm nghẽn và gợi mở từ kinh nghiệm quốc tế
20 Kỳ vọng doanh nghiệp sản xuất VLXD dẫn dắt hành trình chuyển đổi xanh
22 Giao thông xanh - trụ cột của chuyển đổi phát triển bền vững
24 Tạo lập chính sách phát triển nhà ở xã hội đồng bộ
26 Phát triển nhà ở xã hội: "Điểm nghẽn" không ở vốn mà là thủ tục tại địa phương
28 Hoàn thiện cơ sở định mức phục vụ quản lý chi phí dự án đường sắt
30 Phân tích điểm tương đồng các hệ thống tiêu chuẩn đường sắt trên thế giới
35 Xây dựng hệ thống tiêu chuẩn đường sắt mang bản sắc Việt Nam dựa trên các tiêu chuẩn hiện hành

TRÒ CHUYỆN VỚI CHUYÊN GIA

38 "Tư duy toàn cầu để định vị doanh nghiệp Việt trên bản đồ thế giới"

GÓC NHÌN TỪ THỰC TIỄN

44 Đắn đo quá lâu về căn nhà thứ 2!

AN TOÀN GIAO THÔNG

46 Phát triển hạ tầng đường bộ cao tốc đồng bộ hiện đại
48 Cấp bách tổ chức lại giao thông trên toàn tuyến QL5

VẬT LIỆU XANH

50 Chia khóa hóa giải thách thức kép của kiến trúc net-zero: Vai trò đột phá của vật liệu chống cháy thụ động trong kiến trúc Net - Zero

GIỚI THIỆU SÁCH MỚI

54 Cấu trúc quy hoạch hành lang xanh thành phố Hà Nội

NGHIÊN CỨU KHOA HỌC

55 Đô thị thông minh và nông thôn thông minh trong bối cảnh chính quyền hai cấp: Tiếp cận tích hợp và chuyển đổi số lãnh thổ
62 Mô hình Quản lý giá trị tăng thêm từ đất (LVCA) các khu vực phát triển theo định hướng giao thông công cộng (TOD) tại TP.HCM
66 Tác động của tỷ lệ hẻm núi đô thị và hướng đường phố tới điều kiện vi khí hậu và tiện nghi nhiệt ngoài trời tại thành phố Đà Nẵng, Việt Nam
71 Nghiên cứu tái phát triển khu vực đất nâu: Trường hợp khu vực phía Tây TP.HCM
78 Nghiên cứu tổ chức vận tải theo mô hình TOD: Trường hợp nhà ga Thảo Điền thuộc tuyến đường sắt đô thị số 1 - TP Hồ Chí Minh
82 Công viên nghĩa trang - mô hình hạ tầng xanh mới hướng tới đô thị bền vững
88 Biểu hiện kiến trúc cổ điển phương Tây trên mặt đứng nhà cổ ở Sa Đéc, tỉnh Đồng Tháp
94 Thiết kế bao trùm trong nhà ở xã hội, nghiên cứu trường hợp tại Hà Nội
99 Đặc điểm kiến trúc lăng mộ An Bằng, thành phố Huế
106 Nước với sức khỏe cộng đồng và vai trò của quản lý cấp nước đô thị
110 Nghiên cứu giải pháp bố trí hạ tầng kỹ thuật trong không gian tunnel kỹ thuật đa tiện ích phục vụ phát triển đô thị thông minh tại Việt Nam
116 Nghiên cứu thiết lập quan hệ tải trọng - độ lún từ kết quả nén tĩnh cọc bằng hàm số xấp xỉ
120 Khung pháp lý về đầu tư và phát triển khu công nghiệp sinh thái tại Việt Nam
123 Nỗ lực của nhà thầu hướng đến thành công dự án nhà công nghiệp: Phân tích nghiên cứu liên quan



INDUSTRY MANAGEMENT

- THANH NGA, TUAN DONG 6 Developing a flexible legal framework for planning under the Two-level Government model
 MINH THANH, DINH QUANG 8 Comprehensive revision of Vietnam's Civil Aviation Law to foster new horizons for the Nation's Aviation Sector
 CAM PHU 12 Standardization and transparency of vehicle inspection activities

FROM POLICY TO LIFE

- THANH PHONG 14 Panorama and policies to promote green buildings
 BICH DIEP 18 Green Development in the Construction Industry: Identifying bottlenecks and suggestions from international experience
 THANH TAM 20 Expecting construction material manufacturing enterprises to lead the green transformation journey
 THANH BINH 22 Green transport - The pillar of sustainable development transformation
 HUY THAO 24 Formulating a comprehensive policy for social housing development
 THANH TRA 26 Social Housing development: The bottleneck lies not in funding, but in Local Administrative procedures
 THANH NGA 28 Completing the standard basis for railway project cost management
 PHAN VAN NINH, NGUYEN HUY HIEP, DINH QUANG TRUNG 30 Analysis of similarities of railway standard systems in the world
 NGUYEN HUY HIEP, TRAN TRUNG DUC 35 Building a railway standards system with Vietnamese identity based on current standards

TALK WITH EXPERTS

- NGUYEN HANH 38 Global mindset to position Vietnamese enterprises on the World map

PERSPECTIVE TO PRACTICAL

- NGUYEN HOANG LINH 44 Hesitating too long about the second home!

TRANSPORTATION SAFETY

- KHANH LE 46 Development of modern, synchronous highway infrastructure
 HOANG LONG 48 Urgent reorganization of traffic along the entire National Highway No. 5

GREEN MATERIALS

- PV 50 The Key to Solving the Dual Challenges of Net-Zero Architecture: The Breakthrough Role of Passive Fire Protection Materials in Net-Zero Architecture

ABOUT NEW BOOK

- AN NHIEU 54 Green corridor planning structure of Hanoi city

SCIENTIFIC RESEARCH

- NGUYEN VU PHUONG 55 Smart cities and smart rural area in the context of a two-tier government: An integrated approach to territorial digital transformation
 TONG THI HANH 62 Land Value Capture Management Models in Transit-Oriented Development (TOD) Areas in Ho Chi Minh City
 NGUYEN HOANG ANH, NGO THI KIM DUNG 66 Impacts of urban canyon aspect ratio and street orientation on microclimate and outdoor thermal comfort in Da Nang, Vietnam
 THAI ANH VU, TRINH TU ANH 71 Research on brownfield redevelopment: A case study of the Western area Ho Chi Minh City
 TRAN QUANG PHU, NGUYEN HONG THAI, BUI QUOC AN 78 A study on transport organization based on the TOD model: The case of Thao Dien station on urban railway line No. 1 - Ho Chi Minh City
 TRAN QUY DUONG, NGUYEN THANH TU, NGUYEN THANH TRUNG 82 Cemetery park - a new green infrastructure model towards sustainable urban development
 LE HO TUYET NGAN 88 Manifestations of Western Classical architecture on the façades of historic houses in Sa Dec, Dong Thap province
 LE LAN HUONG, NGUYEN THUY TRANG, NGUYEN ANH DUNG, HOANG THANH NAM, TA TUAN VIET, TRAN TRAM ANH 94 Inclusive design in social housing, case-study in Hanoi
 NGUYEN NGOC TUNG, DANG HOANG BAO KHUONG, TRAN NHU GIA HAN, DUONG XUAN THAI, NGUYEN DIEU THIEN 99 Architectural features of An Bang tombs in Hue City
 NGUYEN HONG TIEN 106 Water and public health the role of urban water supply management
 NGUYEN THE LU 110 Research on technical infrastructure arrangement solutions in multiutility technical tunnel space to serve smart urban development in Vietnam
 BUI TRUONG SON, LE TIEN NGHIA 116 Research on establishing load - settlement relationship from static compression results of piles using approximate functions
 MAI VU DUY, BUI MANH HUNG 120 Legal framework on investment and development of eco-industrial park in Vietnam
 LE HOAI LONG, NGUYEN VAN TINH, VO DANG KHOA 123 Contractor effort toward industrial projects success: An analysis of related studies
 CAO THIEN AN, MA CHI HIEU 128 Performance comparison of SARIMA and SARIMAX models in forecasting container cargo volume at Busan Port

SCIENTIFIC COMMISSION:

- Ass.Prof Pham Minh Ha, Ph.D**
 (Chairman of the Scientific Council)
Ass.Prof Le Trung Thanh, Ph.D
 (Permanent Council)
Ass.Prof Vu Ngoc Anh, Ph.D
Prof. Nguyen Viet Anh, Ph.D
Dr. Le Van Cu
Ass.Prof Pham Xuan Duong, Ph.D
Ass.Prof Hoang Ha, Ph.D
Dr. Nguyen Hong Hai
Dr. Le Quang Hung
Ass.Prof Nguyen Van Hung, Ph.D
Dr. Khuat Viet Hung
Ass.Prof, Architect Hoang Vinh Hung
Prof. Pham Huy Khang, Ph.D
Prof, Dr, Architect Doan Minh Khoi
Prof, Dr, Architect Nguyen To Lang
Ass.Prof Nguyen Ngoc Long, Ph.D
Prof. Phan Quang Minh, Ph.D
Dr. Phan Huu Duy Quoc
Ass.Prof Nguyen Thanh Sang, Ph.D
Prof. Pham Cao Thang, Ph.D
Prof. Trinh Minh Thu, Ph.D
Ass.Prof Nguyen Hong Tien, Ph.D
Ass.Prof Nguyen Thi Tuyet Trinh, Ph.D
Ass.Prof Hoang Tung, Ph.D
Ass.Prof Tong Tran Tung, Ph.D

EDITOR-IN-CHIEF:

Nguyen Thai Binh

DEPUTY-EDITOR-IN-CHIEF:

Nguyen Van Huong
Pham Van Dung
Nguyen Thanh Hoa
Ly Ngoc Thanh

OFFICE:

37 LE DAI HANH, HAI BA TRUNG, HANOI

Editorial Board: 024.39740744

Email: banbientap@tapchixaydung.vn

Representative Office in Ho Chi Minh City:

17A Hong Ha, Tan Son Hoa, HCM City.

Publication:

No: 14/GP-BVHTTDL dated April 11, 2025.

ISSN: 2734-9888

Account: 113000001172

Joint Stock Commercial Bank of Vietnam

Industrial and Commercial Branch,

Hai Ba Trung, Hanoi

Designed by: Thac Cuong

Printed at Quang Minh Company Limited

Address: No. 27, Alley 785, Truong Dinh Street,

Hoang Mai, Hanoi City, Vietnam.

HỘI ĐỒNG KHOA HỌC:

PGS.TS Phạm Minh Hà - Chủ tịch Hội đồng
PGS.TS Lê Trung Thành - Thường trực Hội đồng
PGS.TS Vũ Ngọc Anh - Ủy viên
GS.TS Nguyễn Việt Anh - Ủy viên
TS Lê Văn Cư - Ủy viên
PGS.TS Phạm Xuân Dương - Ủy viên
PGS.TS Hoàng Hà - Ủy viên
TS Nguyễn Hồng Hải - Ủy viên
TS Lê Quang Hùng - Ủy viên
PGS.TS Nguyễn Văn Hùng - Ủy viên
TS Khuất Việt Hùng - Ủy viên
PGS.TS.KTS Hoàng Vinh Hưng - Ủy viên
GS.TS Phạm Huy Khang - Ủy viên
GS.TS.KTS Doãn Minh Khởi - Ủy viên
GS.TS.KTS Nguyễn Tổ Lăng - Ủy viên
PGS.TS Nguyễn Ngọc Long - Ủy viên
GS.TS Phan Quang Minh - Ủy viên
TS Phan Hữu Duy Quốc - Ủy viên
PGS.TS Nguyễn Thanh Sang - Ủy viên
GS.TS Phạm Cao Thăng - Ủy viên
GS.TS Trịnh Minh Thụ - Ủy viên
PGS.TS Nguyễn Hồng Tiến - Ủy viên
PGS.TS Nguyễn Thị Tuyết Trinh - Ủy viên
PGS.TS Hoàng Tùng - Ủy viên
PGS.TS Tống Trần Tùng - Ủy viên

TỔNG BIÊN TẬP:

Nguyễn Thái Bình
PHÓ TỔNG BIÊN TẬP:
Nguyễn Văn Hường
Phạm Văn Dũng
Nguyễn Thanh Hoa
Lý Ngọc Thanh

CAO THIÊN ẮN, MÃ CHÍ HIẾU	128	So sánh hiệu quả mô hình SARIMA và SARIMAX trong dự báo lượng hàng container tại cảng Busan
NGUYỄN HOÀI NGHĨA	132	Ứng dụng mô hình System Dynamics trong mô phỏng và đánh giá phương án đầu tư xây dựng dự án nhà phố - chung cư
TS ĐỖ VĂN THUẬN, PGS.TS NGUYỄN LƯƠNG HẢI	137	Nghiên cứu sự vận động của kiểm soát vốn đầu tư công trong xây dựng cơ sở hạ tầng giao thông tại Việt Nam
TS TRẦN TRUNG KIẾN	140	So sánh các khung báo cáo ESG và khuyến nghị đối với các doanh nghiệp xây dựng Việt Nam
THS.NCS TRỊNH ĐÌNH CƯỜNG, PGS.TS HỒ THỊ THU HÒA, KS NGUYỄN THANH DANH	144	Đánh giá mức độ quan trọng của các yếu tố tác động đến sự phát triển bền vững nguồn nhân lực logistics: Trường hợp tại khu vực Đông Nam Bộ
TS HOÀNG NGỌC SƠN, THS BÙI THỊ NHƯ LOAN	148	Kinh nghiệm của Hàn Quốc và Trung Quốc trong quản lý, giám sát và thanh tra tài chính dự án đầu tư công và bài học cho Việt Nam
TS. NGUYỄN TIẾN QUÝ, TS NGUYỄN VĂN KHOA	151	Nghiên cứu sự thay đổi hành vi đi lại của hành khách sau khi tuyến đường sắt đô thị Nhổn - Cầu Giấy vận hành
TS ĐỖ VĂN THÁI	156	Nâng cao hiệu quả việc thực hành tay nghề thi công cơ bản và công tác sản xuất kết hợp sinh viên Khoa Công trình - Trường Đại học Công nghệ Giao thông vận tải
TS CAO VĂN LÂM, TS LÊ ĐÌNH VIỆT, HOÀNG PHƯỚC DỰC	161	Ứng dụng nội suy và biến đổi Fourier để nâng cao độ chính xác tần số cộng hưởng cảm biến dây rung
TS NGUYỄN MINH NHẤT, TS NGUYỄN QUỐC ĐẠT	168	Ứng dụng BIM trong quản lý tiến độ thi công xây dựng: Một số vấn đề cần lưu ý
TS LÊ BẢO QUỐC	174	Nghiên cứu ứng dụng giải pháp túi D-Box trong xử lý nền đất yếu tại tỉnh Đồng Tháp
THS HOÀNG HỮU ĐỨC	178	Ứng dụng GIS và ngôn ngữ lập trình VBA xây dựng và khai thác cơ sở dữ liệu giải phóng mặt bằng đường cao tốc TP.HCM - Mộc Bài đoạn qua xã Thái Mỹ, TP.HCM
KS TRẦN ĐĂNG HUY, TS NGUYỄN THỊ THANH VÂN, TS NGUYỄN HOÀNG QUÂN	182	Nghiên cứu khảo sát mô hình động lực học của thiết bị bay sử dụng động cơ 2 tầng cánh
KS NGUYỄN VĂN QUÂN, KS ĐẶNG THỊ THU HẰNG	186	Nghiên cứu, thiết kế hệ thống giám sát toàn tàu OKS.VN dựa trên nền tảng PLC/HMI và thuật toán xử lý tín hiệu tiên tiến
THS PHẠM HUY TÙNG, PGS.TS NGUYỄN LƯƠNG HẢI	192	Nghiên cứu hiệu suất khai thác nhóm thiết bị xe nâng tại các dự án đầu tư xây dựng cảng biển container ở Việt Nam
THS.KS TRẦN THỊ MINH THU	196	IFCS: Kỳ vọng về cuộc cách mạng trao đổi thông tin trong xây dựng kỹ thuật số
NGUYỄN MINH TUẤN ANH, PHAN VĂN HUỆ, VÕ VĂN NAM, TRƯƠNG QUANG HẢI	199	Mô phỏng ứng xử liên kết cột ống thép nhồi bê tông với sàn phẳng bê tông cốt thép khi chịu mô men không cân bằng
THS LÊ THÀNH TRUNG, TS BẠCH VŨ HOÀNG LAN	204	Phương pháp đường kính tương đương trong mô phỏng cọc khoan nhồi phục vụ đọc thành cọc
THS NGUYỄN THANH TRƯỜNG	208	Giải pháp giếng cát đóng túi trong xử lý nền đất yếu và khả năng ứng dụng tại Việt Nam
THS TRẦN THU MINH, THS LÊ HÀ LINH, TS TRẦN NGỌC HÒA, PGS.TS TRẦN THẾ TRUYỀN	212	Phân tích ảnh hưởng của ăn mòn cấp đến sức kháng của kết cấu dầm bê tông dự ứng lực
THS VƯƠNG THẾ HÙNG, THS NGUYỄN QUỐC TRÚC, TS TRẦN HỮU BẰNG, PGS.TS LÊ VĂN BÁCH	216	Ảnh hưởng hàm lượng tro bay và phụ gia hóa học đến một số tính chất bê tông xi măng
PGS.TS NGUYỄN ANH DŨNG, NGUYỄN ĐĂNG KHÔI	221	Phân tích nội lực sàn bê tông lắp ghép theo phương ngang
TS NGUYỄN ĐÌNH HÒA, PGS.TS NGUYỄN NGỌC LINH, PGS.TS NGUYỄN NGỌC TÂN, PGS.TS NGUYỄN TRUNG KIẾN	226	Phân tích hiệu quả kỹ thuật và chi phí vòng đời của bể chứa nhôm và thép trong môi trường biển
TS NGUYỄN THỊ HƯƠNG GIANG	231	Xác định hệ số dẫn nhiệt ngang của vật liệu composite cốt sợi thủy tinh đồng phương nền epoxy bằng phương pháp học máy
NCS NGÔ VĂN TÌNH, TS LƯƠNG XUÂN CHIỂU, PGS.TS NGUYỄN THANH SANG	234	Thiết kế thực nghiệm bê tông xi măng cốt liệu tái chế trong xây dựng mặt đường bằng phương pháp Taguchi
PGS.TS NGUYỄN THỊ TUYẾT TRINH	238	Phân tích và khuyến nghị hoàn thiện tiêu chuẩn gối cầu TCVN 13594-8:2023 cho cầu đường sắt tốc độ cao có yêu cầu kháng chấn
THS ĐỖ THÁI GIANG, THS PHẠM THANH TÙNG	242	Thiết kế điều khiển ổn định lệch hướng cho ô tô điện sử dụng mô hình động học logic hỗn hợp kết hợp với điều kiện dự báo mô hình
TS VƯƠNG XUÂN CẦN, THS NGUYỄN THẾ ANH	246	Phân tích tai nạn giao thông liên quan đến người đi bộ ở nước ta bằng Python
THS LÊ VĂN THỨC	250	Nghiên cứu, kiến nghị hoàn thiện mô hình hoa tiêu hàng hải Việt Nam
KS HOÀNG PHỐ ÁNH	254	Nghiên cứu đánh giá an toàn công trình đường sắt trong quá trình khai thác
THS NGUYỄN LAN ANH, TS VŨ PHƯƠNG THẢO	258	Nghiên cứu lan truyền ô nhiễm không khí do hoạt động dòng xe tại nút giao Giảng Võ - Láng Hạ - Đề La Thành
NGUYỄN SỸ ĐỨC, ĐÌNH NGỌC TRUNG, LÊ HUY VIỆT, NGÔ XUÂN HÙNG	264	Ảnh hưởng của phụ gia polymer đến một số tính chất cơ học của vữa cường độ cao cho công trình biển
NGUYỄN THỊ HỒNG HƯƠNG, LƯƠNG THANH TÂM	270	Nghiên cứu thực trạng phát sinh chất thải tại Viện Huyết học - Truyền máu Trung ương
NGUYỄN THẾ THÔNG, LẠI VĂN MẠNH, NGUYỄN MINH KHOA, NGUYỄN CÔNG THÀNH, KARLA CERVANTES BARRON, PHẠM VĂN NAM, TRẦN HOÀI LÊ	274	Ứng dụng phân tích dòng vật chất để xuất các khuyến nghị chính sách trong triển khai kinh tế tuần hoàn cho ngành công nghiệp bao bì giấy tại Việt Nam



NGUYEN HOAI NGHIA	132	Application of System Dynamics modeling in simulating and evaluating townhouse - condominium investment alternatives
DO VAN THUAN, NGUYEN LUONG HAI	137	A study on the dynamics of public investment capital control in transportation infrastructure development in Vietnam
TRAN TRUNG KIEN	140	Comparison of ESG reporting frameworks and recommendations for Vietnamese construction enterprises
TRINH DINH CUONG, HO THI THU HOA, NGUYEN THANH DANH	144	Assessing the importance of factors affecting the sustainable development of logistics human resources: The case of the Southeast region
HOANG NGOC SON, BUI THI NHU LOAN	148	Experiences of Korea and China in financial management, supervision and inspection of public investment projects and lessons for Vietnam
NGUYEN TIEN QUY, NGUYEN VAN KHOA	151	Study on changes in passengers' travel behavior after the Nhon - Cau Giay urban railway began operation
DO VAN THAI	156	Improving practical training and production integration for Civil Engineering Students at the University of Transport Technology
CAO VAN LAM, LE DINH VIET, HOANG PHUOC DUC	161	Application of interpolation and Fourier transform to improve resonant frequency estimation in vibrating wire sensors
NGUYEN MINH NHAT, NGUYEN QUOC DAT	168	Implementation of building information modeling BIM in construction scheduling: Critical considerations
LE BAO QUOC	174	Research on the application of D-Box bags for soft soil improvement in Dong Thap province
HOANG HUU DUC	178	Applying GIS and VBA programming language to build and explore the database for the Ho Chi Minh City - Moc Bai expressway clearance, section through Thai My Commune, Ho Chi Minh City
TRAN DANG HUY, NGUYEN THI THANH VAN, NGUYEN HOANG QUAN	182	Dynamic modeling of a coaxial rotor aerial vehicle
NGUYEN VAN QUAN, DANG THI THU HANG	186	Research and design OKS.VN ship-wide monitoring system based on PLC/HMI platform and advanced signal processing algorithms
PHAM HUY TUNG, NGUYEN LUONG HAI	192	Operational efficiency analysis of forklift equipment in container terminal construction projects in Vietnam
TRAN THI MINH THU	196	IFCS: Expectations on the information exchange revolution in digital construction
NGUYEN MINH TUAN ANH, PHAN VAN HUE, VO VAN NAM, TRUONG QUANG HAI	199	Simulation of the behavior of connections between reinforced concrete flat-plate slab and concrete-filled steel tube columns subjected to unbalanced moments
LE THANH TRUNG, BACH VU HOANG LAN	204	Equivalent Diameter Method in Modeling Shaft-Grouted Bored Piles
NGUYEN THANH TRUONG	208	Geotextile sandbag well solution for soft ground improvement and its potential application in Vietnam
TRAN THU MINH, LE HA LINH, TRAN NGOC HOA, TRAN THE TRUYEN	212	Influence of cable corrosion on the structural capacity of prestressed concrete beams
VUONG THE HUNG, NGUYEN QUOC TRUC, TRAN HUU BANG, LE VAN BACH	216	The effect of fly ash content and chemical admixtures on some properties of cement concrete
NGUYEN ANH DUNG, NGUYEN DANG KHOI	221	Analysis of internal forces of precast concrete floors in horizontal direction
NGUYEN DINH HOA, NGUYEN NGOC LINH, NGUYEN NGOC TAN, NGUYEN TRUNG KIEN	226	Technical and life-cycle cost analysis of aluminum and steel storage tanks in marine environments
NGUYEN THI HUONG GIANG	231	Determination of the transverse thermal conductivity of unidirectional glass fiber-reinforced epoxy composites using machine learning
NGO VAN TINH, LUONG XUAN CHIEU, NGUYEN THANH SANG	234	Experimental design of recycled aggregate cement concrete in road construction using Taguchi method
NGUYEN THI TUYET TRINH	238	Analysis and recommendations for improving the TCVN 13594-8:2023 standard on bridge bearings for high-speed railway bridges considering seismic requirements
DO THAI GIANG, PHAM THANH TUNG	242	Design of yaw stability control for electric vehicles using a mixed logical dynamical model combined with model predictive control
VUONG XUAN CAN, NGUYEN THE ANH	246	Analyzing traffic accidents involving pedestrians in Vietnam using Python
LE VAN THUC	250	Research and Recommendations for the Improvement of the Maritime Pilotage Model in Vietnam
HOANG PHO ANH	254	Research on safety assessment of railway structures in operation
NGUYEN LAN ANH, VU PHUONG THAO	258	Investigation of air pollution diffusion caused by traffic activities at the intersection of Giang Vo - Lang Ha - De La Thanh
NGUYEN SY DUC, DINH NGOC TRUNG, LE HUY VIET, NGO XUAN HUNG	264	Effect of polymer additives on mechanical properties of high-strength mortar for marine structures
NGUYEN THI HONG HUONG, LUONG THANH TAM	270	Research on the current status of waste generation at The national institute of Hematology and blood transfusion
NGUYEN THE THONG, LAI VAN MANH, NGUYEN MINH KHOA, NGUYEN CONG THANH, KARLA CERVANTES BAR-RON, PHAM VAN NAM, TRAN HOAI LE	274	Applying the material flow analysis to propose policy recommendations for implementing the circular economy for the paper packaging industry in Vietnam

SCIENTIFIC COMMISSION:

Ass.Prof Pham Minh Ha, Ph.D

(Chairman of the Scientific Council)

Ass.Prof Le Trung Thanh, Ph.D

(Permanent Council)

Ass.Prof Vu Ngoc Anh, Ph.D

Prof. Nguyen Viet Anh, Ph.D

Dr. Le Van Cu

Ass.Prof Pham Xuan Duong, Ph.D

Ass.Prof Hoang Ha, Ph.D

Dr. Nguyen Hong Hai

Dr. Le Quang Hung

Ass.Prof Nguyen Van Hung, Ph.D

Dr. Khuat Viet Hung

Ass.Prof, Architect Hoang Vinh Hung

Prof. Pham Huy Khang, Ph.D

Prof, Dr, Architect Doan Minh Khoi

Prof, Dr, Architect Nguyen To Lang

Ass.Prof Nguyen Ngoc Long, Ph.D

Prof. Phan Quang Minh, Ph.D

Dr. Phan Huu Duy Quoc

Ass.Prof Nguyen Thanh Sang, Ph.D

Prof. Pham Cao Thang, Ph.D

Prof. Trinh Minh Thu, Ph.D

Ass.Prof Nguyen Hong Tien, Ph.D

Ass.Prof Nguyen Thi Tuyet Trinh, Ph.D

Ass.Prof Hoang Tung, Ph.D

Ass.Prof Tong Tran Tung, Ph.D

EDITOR-IN-CHIEF:

Nguyen Thai Binh

DEPUTY-EDITOR-IN-CHIEF:

Nguyen Van Huong

Pham Van Dung

Nguyen Thanh Hoa

Ly Ngoc Thanh

Phương pháp đường kính tương đương trong mô phỏng cọc khoan nhồi phụt vữa dọc thân cọc

Equivalent Diameter Method in Modeling Shaft-Grouted Bored Piles

> **THS LÊ THÀNH TRUNG^{1,*}, TS BẠCH VŨ HOÀNG LAN²**

¹Khoa Kiến trúc Xây dựng, Trường Đại học Thủ Dầu Một

²Khoa Xây dựng, Trường Đại học Kiến trúc TP.HCM; *Corresponding Author: Email: ltrung@tdmu.edu.vn

TÓM TẮT

Cọc khoan nhồi có phụt vữa dọc thân là giải pháp ngày càng được sử dụng để nâng cao sức chịu tải và giảm độ lún của nền móng sâu. Tuy nhiên, việc mô phỏng chính xác hiệu ứng phụt vữa trong phân tích số vẫn còn nhiều hạn chế do cấu tạo phức tạp và phụ thuộc vào nhiều tham số thực nghiệm. Bài báo này đề xuất một phương pháp mới - phương pháp đường kính quy đổi tương đương - nhằm đơn giản hóa quá trình tính toán. Ý tưởng cơ bản là thay thế đoạn cọc được phụt vữa bằng một cọc tương đương có đường kính lớn hơn, phản ánh sự gia tăng diện tích tiếp xúc và ma sát thành. Công thức quy đổi giữa đường kính tương đương và hàm lượng vữa phụt được thiết lập từ dữ liệu thực nghiệm và hiệu chỉnh bằng mô phỏng số với Plaxis 3D. Kết quả so sánh với thí nghiệm hiện trường trên các cọc thử (BPG0-BPG50) cho thấy phương pháp dự báo tốt quan hệ tải trọng-độ lún, với sai số trong phạm vi $\pm 7,5\%$. Ứng dụng phương pháp vào công trình thực tế Friendship Tower (TP.HCM) tiếp tục khẳng định tính khả thi, khi kết quả mô phỏng cho cọc phụt vữa (TP2) phù hợp chặt chẽ với dữ liệu thử tải hiện trường. Nghiên cứu chứng minh rằng phương pháp đường kính tương đương là một công cụ đơn giản, hiệu quả và có tiềm năng ứng dụng rộng rãi trong thiết kế nền móng, góp phần giảm thiểu số lượng thí nghiệm hiện trường tốn kém mà vẫn đảm bảo độ tin cậy trong dự báo ứng xử cọc khoan nhồi phụt vữa.

Từ khóa: Phương pháp đường kính tương đương, phụt vữa, cọc khoan nhồi, thí nghiệm nền tĩnh, đất cát pha.

ABSTRACT

Bored piles with shaft grouting have increasingly been adopted to enhance load-bearing capacity and reduce settlement of deep foundations. However, accurately simulating the effect of shaft grouting in numerical analysis remains challenging due to the complex geometry and dependence on numerous experimental parameters. This paper introduces a new approach - the Equivalent Diameter Method - to simplify the analysis process. The core concept is to replace the grouted section of a pile with an equivalent pile of larger diameter, thereby capturing the increased contact area and shaft resistance. A conversion formula between the equivalent diameter and grout volume was developed based on experimental data and calibrated using numerical simulations with Plaxis 3D. Comparisons with full-scale static load tests on trial piles (BPG0-BPG50) demonstrate that the method accurately predicts load-settlement behavior, with errors within $\pm 8.5\%$. Application to a real project, the Friendship Tower in Ho Chi Minh City, further confirms its feasibility, as the predicted performance of the grouted pile (TP2) closely matches the field load test results. The study shows that the Equivalent Diameter Method is a simple and effective tool with strong potential for practical application in foundation design, helping to reduce costly field testing while maintaining reliable predictions of grouted bored pile behavior.

Keywords: Equivalent Diameter Method, shaft grouting, bored piles, static load test, sandy clay soil.

1. GIỚI THIỆU

Trong những thập kỷ gần đây, cọc khoan nhồi đã trở thành giải pháp nền móng phổ biến cho các công trình cao tầng và công trình hạ tầng lớn tại các đô thị. Tuy nhiên, khả năng chịu tải của cọc thường bị ảnh hưởng bởi điều kiện địa chất phức tạp cũng như các yếu tố thi công, đặc biệt là sự suy giảm ma sát thành cọc do sử dụng dung dịch giữ thành, lẫn tạp chất hoặc biến dạng trong quá trình khoan. Để khắc phục hạn chế này, kỹ thuật phụt vữa dọc thân cọc đã được áp dụng rộng rãi ở nhiều quốc gia như Mỹ, Hồng Kông, Thái Lan, và gần đây là tại Việt Nam (Littlechild et al. 2000). Các nghiên cứu thực nghiệm cho thấy phụt vữa có thể làm tăng đáng kể sức kháng thành, qua đó nâng cao sức chịu tải cực hạn và giảm độ lún của cọc (Littlechild et al. 2000; Sze and Chan 2012). Tại Việt Nam, một số nghiên cứu thực địa và phòng thí nghiệm đã được tiến hành nhằm đánh giá hiệu quả của phụt vữa (Nguyen and Nguyen 2021; Nguyen et al. 2019; Tran and Tran 2021). Kết quả bước đầu khẳng định tính hiệu quả, song các phương pháp phân tích hiện nay chủ yếu dựa vào các mô hình thực nghiệm hoặc phân tích FEM chi tiết, đòi hỏi nhiều tham số đầu vào và không phải lúc nào cũng thuận

tien cho thiết kế. Do đó, nhu cầu về một phương pháp mô phỏng đơn giản, dễ áp dụng nhưng vẫn phản ánh chính xác hiệu ứng phụt vữa là rất cần thiết.

Trong bối cảnh đó, bài báo đề xuất phương pháp đường kính quy đổi để mô phỏng ứng xử của cọc khoan nhồi có phụt vữa dọc thân. Ý tưởng cơ bản là thay thế đoạn cọc được phụt vữa bằng một cọc tương đương có đường kính lớn hơn, phản ánh sự gia tăng diện tích tiếp xúc và ma sát thành do lớp vữa tạo ra. Phương pháp được xây dựng dựa trên dữ liệu thí nghiệm nền tĩnh hiện trường, hiệu chỉnh bằng mô hình số với Plaxis 3D, từ đó thiết lập công thức quy đổi giữa hàm lượng vữa và đường kính tương đương.

Đóng góp chính của nghiên cứu gồm: (i) xây dựng cơ sở lý thuyết và công thức tính toán đường kính tương đương; (ii) kiểm chứng bằng dữ liệu thí nghiệm trên các cọc thử (BPG0-BPG50); (iii) ứng dụng vào công trình thực tế Friendship Tower tại TP.HCM để đánh giá độ tin cậy. Kết quả nghiên cứu không chỉ góp phần làm sáng tỏ cơ chế làm việc của cọc phụt vữa mà còn cung cấp một công cụ tính toán hiệu quả, có thể giảm thiểu số lượng thí nghiệm hiện trường tốn kém và hỗ trợ cho

giai đoạn thiết kế nền móng.

2. PHƯƠNG PHÁP ĐƯỜNG KÍNH TƯƠNG ĐƯƠNG

2.1. Cơ sở lý thuyết

Kỹ thuật phụt vữa dọc thân cọc tạo ra một lớp vật liệu xi măng-đất bao quanh bề mặt cọc, giúp tăng diện tích tiếp xúc và cải thiện ma sát giữa cọc và nền đất (Hình 1). Thực chất, hiệu ứng này có thể được mô phỏng tương đương bằng cách thay thế đoạn cọc được phụt vữa bằng một đoạn cọc có đường kính lớn hơn so với đường kính ban đầu. Ý tưởng này hình thành nên phương pháp đường kính tương đương, cho phép phản ánh sự thay đổi sức kháng thành mà không cần mô hình hóa chi tiết lớp vữa trong phân tích số.



Hình 1. Đầu cọc bám xung quanh thân cọc khoan nhồi có phụt vữa

2.2. Giả thiết cơ bản

Phương pháp được xây dựng dựa trên các giả thiết: (i) Lớp vữa bám dính hoàn toàn vào thân cọc, không xảy ra hiện tượng tách lớp, (ii) Cọc và lớp vữa có biến dạng đồng nhất theo phương ngang, tức là cùng tham gia chịu tải bên, (iii) Đất nền được giả thiết là đồng nhất trong phạm vi phụt vữa, và các thông số cơ học không thay đổi đáng kể do quá trình thi công.

2.3. Xác định đường kính quy đổi

Mối quan hệ giữa đường kính quy đổi D_{qd} và hàm lượng vữa phụt IR (lít/m²) được thiết lập dưới dạng hàm tuyến tính hiệu chỉnh bằng mô phỏng số. Quan hệ này được thể hiện qua công thức (1):

$$D_{qd} = D_0 + f(IR) \quad (1)$$

Trong đó: D_{qd} và D_0 lần lượt là đường kính quy đổi (m) của đoạn cọc có phụt vữa và đường kính cọc khoan nhồi ban đầu (m); IR là hàm lượng vữa phụt (lít/m²), và $f(IR)$ là hệ số hiệu chỉnh xác định từ dữ liệu thực nghiệm.

3. HIỆU CHỈNH THỰC NGHIỆM

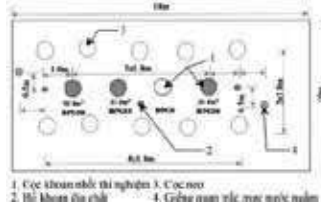
3.1. Mô tả chương trình thực nghiệm

Để kiểm chứng và hiệu chỉnh phương pháp đường kính quy đổi, một chương trình thí nghiệm nén tĩnh hiện trường đã được triển khai tại khu vực Bình Dương, nơi địa chất đặc trưng bởi lớp cát pha dày, có chỉ tiêu cơ lý tương đối đồng nhất. Bốn cọc thử được thi công với cùng quy trình khoan nhồi, đường kính danh định 400 mm, chiều dài cọc 3 m.

Cấu hình thí nghiệm bao gồm (Hình 2): (i) Cọc BPG0 (đối chứng): không áp dụng phụt vữa, được sử dụng để xác định bộ thông số nền và hiệu chỉnh mô hình số ban đầu, và (ii) Cọc BPG20, BPG35 và BPG50: các cọc được phụt vữa dọc thân với hàm lượng lần lượt là 20, 35 và 50 l/m². Phạm vi phụt tập trung ở thân cọc, nơi đóng vai trò chính trong việc truyền tải vào nền đất xung quanh. Dung dịch vữa được bơm vào qua hệ thống ống phụt áp lực cao, với áp suất duy trì ổn định trong khoảng 1,5-3,0 MPa, tỷ lệ cấp phối xi măng/nước là 0,66:1.

Công tác thử tải được tiến hành theo ASTM D1143, sử dụng hệ khung phản lực và dãn neo đối xứng. Tải trọng được gia tải theo cấp, mỗi cấp bằng 10% tải thiết kế, thời gian tăng tải trong 2 phút và giữ ổn định trong 3 phút để ghi nhận độ lún tương ứng với cấp tải tác dụng, trước khi tăng cấp tiếp theo. Thí nghiệm được duy trì cho đến khi cọc đạt độ lún tối đa 40 mm hoặc có dấu hiệu phá hoại về sức chịu tải. Trong

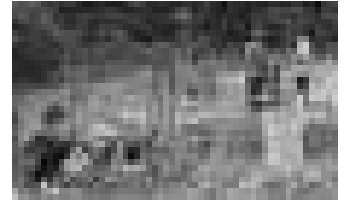
quá trình thí nghiệm, hệ thống cảm biến dịch chuyển và cảm biến lực được bố trí để ghi nhận quan hệ giữa tải trọng và độ lún thu được từ đồng hồ đo lún đặt trên đầu cọc.



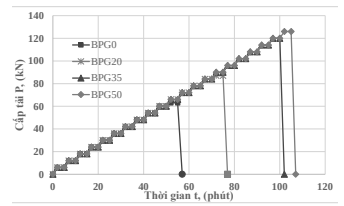
(a) Mặt bằng thí nghiệm cọc



(c) Hiện trường công tác thí nghiệm nén tĩnh cọc



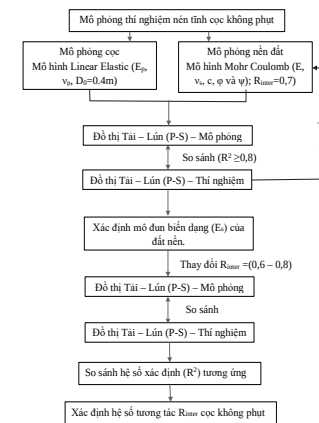
(b) Hiện trường công tác phụt vữa thân cọc



(d) Biểu đồ quan hệ giữa tải và thời gian cọc thí nghiệm

Hình 2. Thí nghiệm nén tĩnh cọc cho cọc khoan nhồi không có phụt vữa (BPG0) và có phụt vữa dọc thân (BPG20, BPG35 và BPG50)

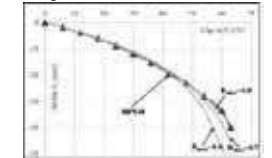
3.2. Hiệu chỉnh mô hình cọc không phụt (BPG0)



(a) Sơ đồ khối quá trình hiệu chỉnh bộ thông số đất nền cho cọc BPG0



(b) Đồ thị quan hệ P-S từ kết quả mô phỏng và thí nghiệm cọc BPG0 tương ứng với các giá trị mô đun đàn hồi E khác nhau



(c) Đồ thị tải - lún cọc từ kết quả mô phỏng và thí nghiệm cọc BPG0 theo các trường hợp $R_{inter} = [0,6 \div 0,8]$

Hình 3. Quy trình và kết quả hiệu chỉnh mô hình cọc không phụt (BPG0)

Bài toán FEM được thiết lập trong Plaxis 3D, sử dụng mô hình Mohr-Coulomb cho đất nền và mô hình đàn hồi tuyến tính cho cọc. Quá trình hiệu chỉnh được tiến hành theo hai bước: (i) Điều chỉnh mô đun biến dạng (E) của đất nền: giảm dần từ giá trị ban đầu (3420 kPa) xuống 1710 kPa để đạt được độ khớp tốt nhất giữa mô phỏng và thí nghiệm. Kết quả cho thấy tại $E = 1710$ kPa, hệ số xác định đạt $R^2 = 0,97$, phản ánh sự phù hợp cao. (ii) Điều chỉnh hệ số tiếp xúc R_{inter} : khảo sát các giá trị từ 0,6-0,8. Kết quả tốt nhất đạt tại $R_{inter} = 0,8$ với $R^2 = 0,99$. Bộ thông số hiệu chỉnh này được sử dụng làm cơ sở cho các mô hình cọc có phụt vữa.

3.3. Xác định đường kính quy đổi cho cọc phụt vữa

Sau khi thiết lập bộ thông số nền từ BPG0, các cọc BPG20, BPG35 và BPG50 được mô phỏng bằng cách tăng dần đường kính quy đổi D_{qd} và so sánh với kết quả thí nghiệm.

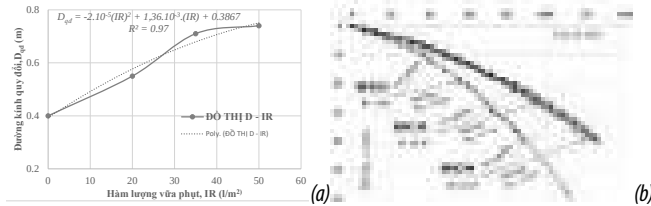
Bảng 1. Đường kính quy đổi cho các cọc phụt vữa

Cọc thử	Hàm lượng vữa IR (lít/m ²)	Đường kính quy đổi D_{qd} (m)
BPG20	20	0.56
BPG35	35	0.71
BPG50	50	0.74

Mối quan hệ tương quan giữa hàm lượng vữa và D_{qd} được trình bày trong Hình 4 và có dạng tuyến tính với công thức tương quan (2) phù hợp với dạng công thức (1).

$$D_{qd} = -2 \cdot 10^{-5} \cdot (IR)^2 + 13,6 \cdot 10^{-3} \cdot (IR) + D_0 \quad (2)$$

Trong đó: D_{qd} (m) – Đường kính quy đổi cọc phụt vữa theo hàm lượng vữa phụt, D_0 (m) – Đường kính cọc khoan nhồi không phụt tương ứng, IR là hàm lượng vữa phun (lít/m²).



Hình 4. (a) Đồ thị quan hệ giữa đường kính quy đổi của cọc phụt vữa với hàm lượng vữa phụt xác định bằng phương pháp số, (b) Biểu đồ tải - lún của cọc tương ứng với đường kính quy đổi đã xác định trường hợp $R_{inter} = 1,0$

3.4. So sánh đường cong tải trọng - độ lún và đánh giá độ tin cậy của phương pháp

Kết quả so sánh giữa thí nghiệm hiện trường và mô phỏng bằng phương pháp đường kính tương đương được thể hiện qua các đường cong tải trọng - độ lún (Hình 4). Các đường cong từ mô hình số nhìn chung có xu hướng bám sát dữ liệu đo được tại hiện trường, đặc biệt ở giai đoạn tải trọng trung bình và lớn. Sai khác chủ yếu xuất hiện trong giai đoạn đầu, khi độ lún nhỏ hơn 20 mm. Nguyên nhân có thể do các yếu tố thi công, độ không đồng nhất của đất nền hoặc giả thiết mô hình chưa phản ánh đầy đủ ứng xử phi tuyến ở giai đoạn đàn hồi ban đầu. Tuy vậy, sự chênh lệch này không đáng kể và vẫn nằm trong giới hạn cho phép đối với mục tiêu mô phỏng sức chịu tải cọc.

Phân tích định lượng cho thấy sai số mô phỏng so với thí nghiệm hiện trường dao động trong khoảng $\pm 7,5\%$, với hệ số xác định $R^2 > 0,90$ cho tất cả các trường hợp (BPG20, BPG35 và BPG50). Điều này chứng tỏ phương pháp đường kính tương đương không chỉ dự báo đúng quan hệ tải - lún

Bảng 2. Tổng hợp các thông số đất nền và cọc khi mô phỏng cọc không phụt TP1

Lớp đất/ cọc	Vị trí phụt vữa	Độ sâu (m)	Dung trọng tự nhiên	Dung trọng bão hòa	Mô đun biến dạng	Lực dính (kPa)	Góc ma sát trong (độ)	Hệ số Poisson	Hệ số tiếp xúc R_{inter}
1.Sét pha		0-10	15,1	15,4	27500	60	25	0,2	0,8
2.Sét pha		10-14	21,0	21,3	23000	51	25	0,2	0,8
3.Cát pha		14-21	20,4	20,7	22500	50	25	0,2	0,8
4.Cát pha		21-25	20,0	20,5	25500	56	30	0,2	0,8
5.Cát pha		25-41	19,9	20,4	25500	56	30	0,2	0,8
6.Cát pha		41-55	20,1	20,8	60500	126	30	0,2	0,8
7.Sét pha		55-57	21,0	21,3	56000	117	25	0,2	0,8
8.Sét pha		57-72	20,4	20,7	43000	91	25	0,2	0,8
6.Cát pha	x	42.2-55	20,1	20,8	60500	126	30	0,2	1,0
7.Sét pha	x	55-57	21,0	21,3	56000	117	25	0,2	1,0
8.Sét pha	x	57-64,2	20,4	20,7	43000	91	25	0,2	1,0
9.Cát pha		72-100	20,2	21,0	43000	91	25	0,2	0,8
Cọc khoan nhồi					30.10 ⁶			0,2	0,8

Kết quả so sánh mô phỏng và thí nghiệm (Hình 5b cho chu kỳ 1 và Hình 5c cho chu kỳ 2) cho thấy độ khớp cao, đặc biệt ở chu kỳ tải lớn nhất (200% tải thiết kế), với $R^2 = 0,97$, khẳng định độ tin cậy của bộ thông số nền.

4.4. Ứng dụng công thức quy đổi cho cọc TP2

Đối với cọc TP2, công thức (1) được áp dụng với $IR = 35$ l/m². Kết quả cho thấy đoạn phụt vữa có đường kính quy đổi $D_{qd} \approx 1500$ mm, thay thế cho đường kính gốc $D = 1200$ mm. Trong mô hình số, R_{inter} tại các lớp đất bao quanh đoạn phụt vữa được gán bằng 1,0, phản ánh sự gia tăng ma sát và lực dính (Hình 6a).

Kết quả thử tải nén tĩnh tại công trình Friendship Tower được so sánh với

tổng thể mà còn phản ánh chính xác xu hướng gia tăng sức kháng thành khi tăng hàm lượng vữa phụt. Hơn nữa, sự phù hợp của các đường cong P-S ở giai đoạn tải trọng lớn cho thấy phương pháp có khả năng mô tả tốt ứng xử phi tuyến và trạng thái gần phá hoại của cọc phụt vữa.

Từ các kết quả trên, có thể khẳng định rằng phương pháp đường kính quy đổi là một công cụ đáng tin cậy để mô phỏng ứng xử cọc khoan nhồi phụt vữa, phù hợp cho cả mục đích nghiên cứu và ứng dụng trong thực hành thiết kế.

4. ỨNG DỤNG PHƯƠNG PHÁP ĐƯỜNG KÍNH TƯƠNG ĐƯƠNG VÀO CÔNG TRÌNH FRIENDSHIP TOWER

4.1. Giới thiệu công trình

Công trình Friendship Tower (31 Lê Duẩn, TP.HCM) là tòa nhà cao tầng gồm 21 tầng nổi và 4 tầng hầm, với diện tích sàn khoảng 19.000 m². Nền móng công trình sử dụng hệ cọc khoan nhồi đường kính lớn, trong đó có áp dụng kỹ thuật phụt vữa dọc thân nhằm nâng cao sức chịu tải và giảm lún. Đây là công trình điển hình để kiểm chứng tính khả thi của phương pháp đường kính tương đương.

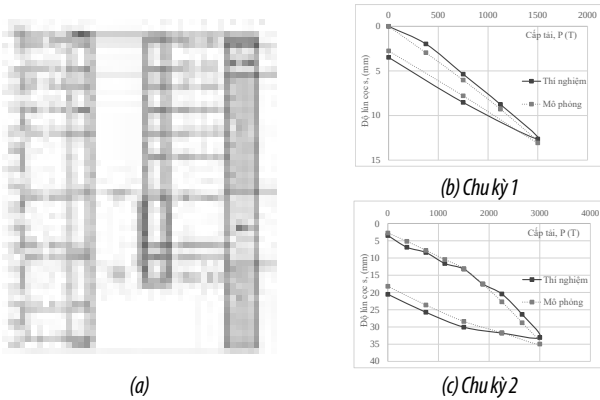
4.2. Đặc điểm địa chất và cọc thí nghiệm

Khu vực xây dựng có địa tầng phức tạp gồm 9 lớp đất chính, từ sét yếu đến cát chặt (Hình 5). Mực nước ngầm ổn định ở độ sâu khoảng -7,5 m. Hai cọc thử nghiệm được lựa chọn là (i) TP1 (không phụt vữa): đường kính 1500 mm, chiều dài 80 m, đóng vai trò cọc đối chứng, và (ii) TP2 (có phụt vữa): đường kính 1200 mm, chiều dài 65 m, phụt vữa đoạn từ -42,2 m đến -64,2 m (22 m gần mũi cọc), với hàm lượng vữa $IR = 35$ l/m². Cả hai cọc được thử tải theo TCVN 9393:2012, với tải trọng cực đại 3000 tấn cho TP1 và 3150 tấn cho TP2.

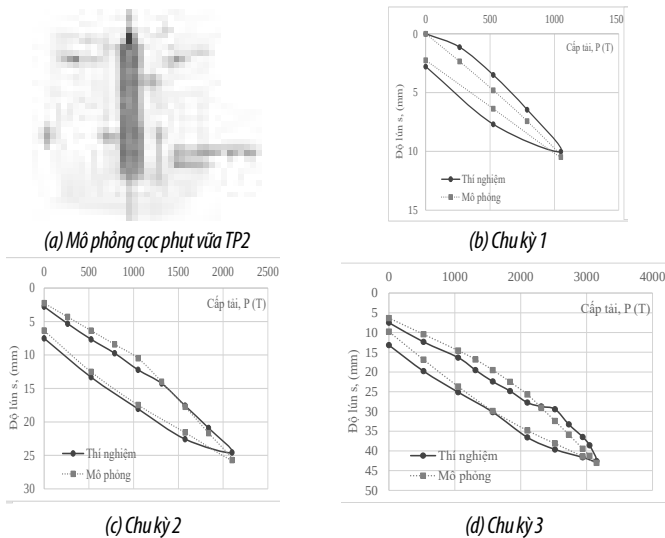
4.3. Mô hình FEM cho cọc TP1

Mô hình số trong Plaxis 3D được xây dựng cho cọc TP1 với các thông số đất nền dựa trên kết quả khảo sát hiện trường, hiệu chỉnh mô đun biến dạng E để phù hợp với kết quả nén tĩnh. Hệ số tiếp xúc giữa cọc và đất được lấy $R_{inter} = 0,8$. Các thông số đất nền và cọc khi mô phỏng cọc không phụt được tổng hợp trong Bảng 2.

mô phỏng số bằng phương pháp đường kính quy đổi cho hai cọc TP1 (không phụt vữa) và TP2 (có phụt vữa). Hình 5b, 5c và Hình 6b, 6c, và 6d trình bày sự so sánh chi tiết giữa kết quả mô phỏng và thí nghiệm cho hai cọc thử. Đối với cọc TP1, đường cong tải trọng - độ lún (P-S) từ mô phỏng gần như trùng khớp với kết quả thí nghiệm, đặc biệt ở giai đoạn tải trọng lớn. Hệ số xác định đạt $R^2 = 0,97$ ở chu kỳ thứ hai, phản ánh độ phù hợp cao giữa mô hình và thực tế. Đối với cọc TP2, phương pháp đường kính tương đương cho kết quả rất khả quan. Quan hệ P-S từ mô hình số bám sát dữ liệu hiện trường trong suốt quá trình gia tải, với hệ số xác định $R^2 = 0,89-0,92$ ở ba chu kỳ thử tải. Sai khác chủ yếu tập trung ở giai đoạn đầu tải, khi độ lún nhỏ hơn 15 mm, nhưng nhìn chung không ảnh hưởng đến khả năng dự báo sức chịu tải tổng thể.



Hình 5. (a) Chi tiết cọc thí nghiệm TP1 và TP2 và phân bố địa tầng tại công trình Friendship Tower, (b) và (c) mối quan hệ giữa độ lún và tải trọng thu được từ thực nghiệm và mô phỏng FEM từ PLAXIS 3D



Hình 6. (a) Mô phỏng cọc phụt vữa TP2, (b), (c) và (d) thể hiện mối quan hệ giữa độ lún và tải trọng thu được từ thực nghiệm và mô phỏng FEM từ PLAXIS 3D đối với cọc phụt vữa TP2

Các kết quả thu được khẳng định tính khả thi và độ tin cậy của phương pháp đường kính tương đương khi áp dụng cho công trình thực tế:

- Sai số mô phỏng so với thí nghiệm dao động trong khoảng $\pm 10\%$, nằm trong giới hạn chấp nhận được đối với bài toán nén tĩnh cọc khoan nhồi.
- Hệ số xác định R^2 đều lớn hơn 0,89, cho thấy mức độ phù hợp rất cao.
- Phương pháp không chỉ mô phỏng tốt xu hướng tuyến tính ở giai đoạn tải trọng nhỏ mà còn phản ánh đúng ứng xử phi tuyến và trạng thái gần phá hoại của cọc phụt vữa.

Như vậy, có thể kết luận rằng công thức đường kính quy đổi (1) kết hợp với phân tích FEM trong Plaxis 3D là một công cụ hữu hiệu để dự báo ứng xử cọc khoan nhồi phụt vữa trong điều kiện công trình thực tế. Phương pháp này có tiềm năng ứng dụng trong thiết kế, giúp giảm phụ thuộc vào số lượng thí nghiệm hiện trường vốn tốn kém chi phí và thời gian.

5. THẢO LUẬN

Kết quả nghiên cứu cho thấy phương pháp đường kính tương đương có khả năng dự báo khá chính xác ứng xử của cọc khoan nhồi phụt vữa, cả trong thí nghiệm hiện trường và ứng dụng công trình thực tế. Một số điểm cần thảo luận được nêu dưới đây:

- Về ưu điểm, phương pháp đề xuất đã đơn giản hóa đáng kể quá trình mô phỏng. Thay vì phải mô hình hóa chi tiết lớp vữa quanh thân cọc, kỹ sư chỉ cần thay đổi giá trị đường kính quy đổi D_{qd} và hệ số tiếp xúc R_{inter} . Điều này giúp giảm thời gian phân tích và dễ dàng áp dụng

trong các phần mềm phổ biến như Plaxis 3D. Hơn nữa, độ chính xác của phương pháp được chứng minh qua kết quả so sánh với thí nghiệm, với sai số nhỏ hơn $\pm 7,5\%$.

- Về hạn chế, công thức quy đổi (1) mới chỉ được xây dựng và kiểm chứng trong điều kiện địa chất cát pha, với hàm lượng vữa phụt $IR \leq 50 \text{ l/m}^2$ và tỷ lệ cấp phối xi măng/nước $N/X = 0,66:1,0$. Ngoài phạm vi này, độ chính xác của phương pháp chưa được kiểm chứng. Bên cạnh đó, giả thiết bám dính tuyệt đối giữa lớp vữa và thân cọc có thể chưa phản ánh đầy đủ thực tế thi công, nơi mà các khuyết tật như bong tách hoặc nứt gãy có thể xảy ra.

- Về khả năng mở rộng, phương pháp đường kính tương đương có thể được phát triển thêm để áp dụng cho nhiều loại điều kiện khác nhau. Các hướng nghiên cứu tiếp theo có thể bao gồm: (i) kiểm chứng trên nền đất sét yếu, cát rời hoặc đất lẫn sỏi; (ii) mở rộng cho các loại tiết diện khác như cọc barrette hoặc cọc chữ nhật; (iii) xây dựng công thức hồi quy đa biến, xét đến ảnh hưởng đồng thời của hàm lượng vữa, tỷ lệ cấp phối, chiều sâu phụt và điều kiện địa chất.

- Về ý nghĩa thực tiễn, phương pháp đường kính tương đương có tiềm năng trở thành một công cụ hỗ trợ thiết kế nền móng. Phương pháp cho phép ước lượng nhanh hiệu quả phụt vữa mà không cần phải phụ thuộc hoàn toàn vào thí nghiệm nén tĩnh hiện trường, vốn tốn kém chi phí và thời gian. Điều này đặc biệt hữu ích trong các giai đoạn thiết kế sơ bộ hoặc khi số lượng cọc cần kiểm chứng quá lớn để có thể tiến hành thí nghiệm toàn diện.

6. KẾT LUẬN

Nghiên cứu này đã đề xuất và kiểm chứng một phương pháp mới - phương pháp đường kính tương đương - nhằm mô phỏng ứng xử của cọc khoan nhồi có phụt vữa dọc thân. Các kết quả chính có thể tóm tắt như sau:

- Phương pháp đường kính tương đương được thiết lập dựa trên giả thiết lớp vữa bám chặt vào thân cọc, qua đó thay thế đoạn cọc phụt vữa bằng cọc có đường kính lớn hơn. Công thức quy đổi (1) giữa đường kính tương đương và hàm lượng vữa phụt được đề xuất.
- Kết quả mô phỏng bằng Plaxis 3D cho các cọc thí nghiệm (BPG0-BPG50) cho thấy phương pháp dự báo tốt quan hệ tải trọng-lún, với sai số trong phạm vi $\pm 7,5\%$.
- Khi áp dụng cho công trình Friendship Tower (TP.HCM), phương pháp cho kết quả phù hợp với số liệu thử tải cọc TP1 và TP2, kể cả ở giai đoạn tải trọng gần giới hạn phá hoại.
- Phương pháp đường kính tương đương giúp đơn giản hóa quá trình mô phỏng, giảm số lượng thí nghiệm hiện trường tốn kém, đồng thời cung cấp một công cụ hiệu quả cho giai đoạn thiết kế sơ bộ và phân tích sức chịu tải của cọc phụt vữa.

Tuy nhiên, phương pháp hiện mới chỉ được kiểm chứng trong điều kiện nền đất cát pha với hàm lượng vữa $IR \leq 50 \text{ l/m}^2$ và cấp phối $N/X = 0,66:1,0$. Các nghiên cứu tiếp theo cần mở rộng phạm vi áp dụng cho các loại đất khác nhau, các dạng cọc có tiết diện khác, cũng như xem xét tác động của điều kiện thi công đến hiệu quả phụt vữa.

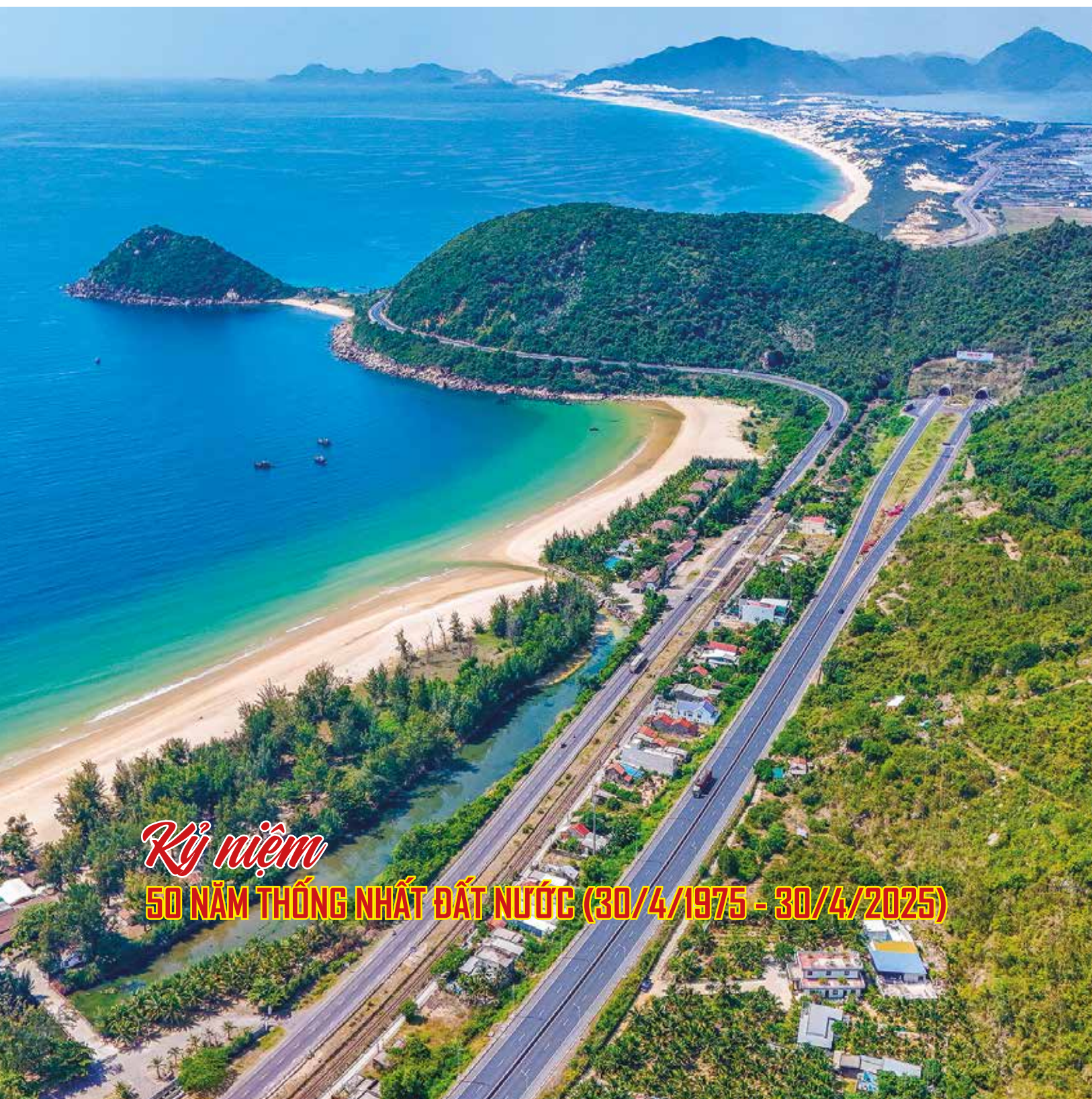
TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Littlechild, B. D., G. D. Plumbridge, S. J. Hill, and S. C. Lee. 2000. "Shaft Grouting of Deep Foundations in Hong Kong." New Technol. Des. Dev. Deep Found., 33-45. Denver, Colorado, United States: American Society of Civil Engineers.
- [2]. Nguyen, P.-H. V., and P.-C. Nguyen. 2021. "Effects of Shaft Grouting on the Bearing Behavior of Barrette Piles: A Case Study in Ho Chi Minh City." Eng. Technol. Appl. Sci. Res., 11 (5): 7653-7657.
- [3]. Nguyen, T. D., V. Q. Lai, D. L. Phung, and T. P. Duong. 2019. "Shaft resistance of shaft-grouted bored piles and barrettes recently constructed in Ho Chi Minh city." Geotech. Eng. J. SEAGS AGSSEA, 50 (3): 155-162.
- [4]. Sze, J. W. C., and K. M. Chan. 2012. "Application of Shaft Grouting Technique in Deep Foundations - Hong Kong Experience." Grouting Deep Mix. 2012, 1085-1094. New Orleans, Louisiana, United States: American Society of Civil Engineers.
- [5]. Tran, T. D., and V. T. Tran. 2021. "Analysis of Increase in Bearing Capacity of Shaft-Grouted Bored Piles at a Project in Ho Chi Minh City." Lect. Notes Civ. Eng., 459-468. Singapore: Springer Singapore.

XÂY DỰNG

TẠP CHÍ CỦA BỘ XÂY DỰNG

JOURNAL OF CONSTRUCTION



Kỷ niệm

50 NĂM THỐNG NHẤT ĐẤT NƯỚC (30/4/1975 - 30/4/2025)

HỘI ĐỒNG KHOA HỌC:

PGS.TS Phạm Minh Hà

(Chủ tịch Hội đồng)

PGS.TS Vũ Ngọc Anh

(Thường trực Hội đồng)

GS.TS Nguyễn Việt Anh**TS Lê Văn Cư****TS Nguyễn Hồng Hải****TS Lê Quang Hùng****PGS.TS.KTS Hoàng Vĩnh Hưng****GS.TS.KTS Doãn Minh Khôi****GS.TS.KTS Nguyễn Tổ Lăng****GS.TS Phan Quang Minh****TS Phan Hữu Duy Quốc****PGS.TS Lê Trung Thành****GS.TS Trịnh Minh Thụ****PGS.TS Nguyễn Hồng Tiến**

TỔNG BIÊN TẬP:

Nguyễn Thái Bình

PHÓ TỔNG BIÊN TẬP:

Nguyễn Văn Hường**Phạm Văn Dũng****Nguyễn Thanh Hoa****Lý Ngọc Thanh**

TÒA SOẠN:

37 LÊ ĐẠI HÀNH, Q.HAI BÀ TRƯNG, HÀ NỘI**Ban biên tập** (tiếp nhận bài): 024.39740744**Email:** banbientaptxcd.bxd@gmail.com**Văn phòng đại diện TP.HCM:**

14 Kỳ Đồng, Quận 3, TP.HCM

Giấy phép xuất bản:

Số 728/GP-BTTTT ngày 10/11/2021

ISSN: 2734-9888**Tài khoản:** 113000001172

Ngân hàng Thương mại Cổ phần Công thương

Việt Nam Chi nhánh Hai Bà Trưng, Hà Nội

Thiết kế: Thạc Cường**In tại:** Công ty TNHH In Quang Minh

Địa chỉ: Số 27, Ngõ 785, Trương Định, Q Hoàng

Mai, TP Hà Nội.

Ảnh bìa 1: Mục tiêu cả nước sẽ có hơn 3.000 km đường cao tốc được đưa vào khai thác cuối năm 2025 đang dần thành hiện thực (trong ảnh là Hầm đường bộ Cổ Mã - một hạng mục thuộc dự án hầm đường bộ qua Đèo Cả trên QL1, đoạn giáp ranh hai tỉnh Phú Yên và Khánh Hòa).

Giá 75.000 đồngĐÌNH QUANG, THÀNH VŨ
KTS PHẠM THANH TÙNG
GS.TS NGUYỄN VIỆT ANHHUY LỘC, MINH TÙNG
ĐỖ THẠCH
NCS.THS NGUYỄN CHÍ ĐẠT, TS NGUYỄN VĂN ĐỨC
NCS.THS NGUYỄN CHÍ ĐẠT
MICHAEL HUY THAN, NGUYỄN ĐỨC TOÀNHOÀNG THẠCH, LỘC TÙNG
NGUYỄN QUANG CHUNG, NGUYỄN XUÂN ĐÀI
NGUYỄN QUANG CHUNG, PHẠM ĐỨC HUY,
TRẦN VĂN NAM
NGUYỄN XUÂN ĐÀI, PHÙNG BÁ THẮNG,
NGUYỄN THÀNH ĐỒNG
TS BÙI ĐỨC HÙNG
BẢO CHÂU

NGUYỄN HOÀNG LINH

AN NHIÊN
NGUYỄN ĐÌNH THI

TS NGUYỄN VĂN TRUNG

TS NGUYỄN HOÀI THU

THS ỨNG QUỐC TRẮNG, KS TRẦN VĂN DẤU, TS
NGUYỄN SỸ NAM, THS NGUYỄN THIỆU TRẦN ĐĂNG
THS NGUYỄN NGỌC HƯƠNGNCS ĐÀO NGỌC KHÁNH VY, PGS.TS NGUYỄN TRUNG
HIẾU, PGS.TS ĐẶNG VŨ HIỆP, TS NGUYỄN CÔNG
THẮNG, GS.TS NGUYỄN VĂN TUẤN
TRẦN QUỐC BẢO, NGUYỄN ĐÌNH THI

ĐẶNG VIỆT DŨNG

TRẦN TRUNG HIẾU, NGUYỄN VĂN TUẤN, PHẠM
XUÂN ĐẠT, NGUYỄN CÔNG THẮNG,
NGUYỄN MẠNH HÙNG, NGUYỄN TRUNG HIẾU, ĐÀO
NGỌC KHÁNH VY
NGUYỄN NGỌC THANHLÊ NAM PHONG, THS ĐẶNG VIỆT LONG, TS VŨ THỊ
HƯƠNG LAN
THS NGUYỄN DUY THANH
TRẦN THUY DƯƠNG

TS BÙI THANH DANH

TS NGÔ THANH THỦY, TS HUỖNH XUÂN TÍN
TS CÙ VIỆT HƯNG

TS ĐỖ DUY ĐÌNH

TS LÊ VĂN TOÀN, THS ĐOÀN TRUNG VIỆT
THS VŨ QUANG HUY, TS ĐẶNG MINH TÂN,
THS NGUYỄN CHÍ CÔNG
THS VŨ NGỌC PHƯỢNG, TS LÊ KHÁNH GIANG,
TS NGUYỄN VĂN CHÍNH
TS NGUYỄN VĂN TRƯỞNG, NGUYỄN THỊ QUỲNH ANH,
NGUYỄN NGỌC CƯỜNG, ĐÀO MINH TRANG
PGS.TS NGUYỄN XUÂN TÙNG, THS NGUYỄN NGỌC
LÂN, GS.TS NGUYỄN NGỌC LONG
PGS.TS HOÀNG HÀ

TS VƯƠNG XUÂN CẦN, THS NGUYỄN THẾ ANH

QUẢN LÝ NGÀNH

- 6** Hiện thực hóa chiến lược hạ tầng giao thông đồng bộ
- 10** Nửa thế kỷ kiến trúc Việt Nam sau ngày đất nước thống nhất: Nhìn lại và suy ngẫm
- 14** Giải pháp bảo vệ môi trường nước và phát triển hạ tầng xanh cho TP Hà Nội
- TỪ CHÍNH SÁCH ĐẾN CUỘC SỐNG**
- 26** Phát triển công nghiệp đường sắt hiện đại
- 28** Nhân lực cho dự án đường sắt tốc độ cao: Cần một chương trình đào tạo chuẩn toàn diện
- 30** Đào tạo nhân lực và mô hình hợp tác phát triển đường sắt của Trung Quốc
- 37** Một số kinh nghiệm đào tạo nhân lực ngành đường sắt tại châu Âu
- 42** So sánh chiến lược giáo dục đường sắt và phát triển nguồn nhân lực của Việt Nam và Thụy Điển
- TRÒ CHUYỆN VỚI CHUYÊN GIA**
- 46** Cơ hội “vàng” để đường sắt Việt Nam bứt phá
- DIỄN ĐÀN KHOA HỌC**
- 54** Phân loại, vai trò, nguyên lý hoạt động và quy trình bảo dưỡng gối cầu
- 59** Phân tích, đánh giá hiện trạng sử dụng gối cầu tại Việt Nam
- 64** Xu hướng phát triển và ứng dụng gối cầu chống động đất tại Việt Nam
- 68** Phát triển kinh tế số ở Việt Nam: Thách thức và giải pháp
- 70** Trường Đại học Hàng hải Việt Nam: Nôi đào tạo hàng đầu về kinh tế biển của đất nước
- GÓC NHÌN TỪ THỰC TIỄN**
- 72** Nguồn lực tư nhân trong quốc kế dân sinh
- GIỚI THIỆU SÁCH MỚI**
- 74** Cầu bê tông cốt thép trên các tuyến đường sắt đô thị
- 75** Một số yếu tố ảnh hưởng đến phát triển bền vững kiến trúc nhà ở các dân tộc thiểu số vùng miền núi phía Bắc
- 80** Tăng cường công tác quản lý Nhà nước trong xây dựng phát triển nông thôn mới vùng miền núi phía Bắc theo hướng bền vững
- 85** Tổ chức không gian sinh hoạt cộng đồng bản dân tộc Sán Chay miền núi phía Bắc phục vụ du lịch cộng đồng
- 90** Nghiên cứu chế tạo máy ép gạch đất không nung dạng tự chèn phục vụ phát triển bền vững khu vực miền núi phía Bắc
- 94** Tình hình xây dựng phát triển kiến trúc nhà ở các dân tộc thiểu số trên thế giới và bài học kinh nghiệm tại Việt Nam
- 100** Nghiên cứu ảnh hưởng của khối lượng thể tích đến cường độ chịu nén đối với gạch đất - xi măng không nung dùng trong xây dựng nhà ở vùng miền núi phía Bắc
- 104** Thực trạng kiến trúc nhà ở các dân tộc thiểu số miền núi phía bắc và định hướng phát triển bền vững
- 109** Định hướng tổ chức cảnh quan bản, làng các dân tộc thiểu số vùng miền núi Tây Bắc phục vụ phát triển du lịch bền vững
- 115** Gạch đất không nung trong xây dựng nhà ở cho đồng bào dân tộc thiểu số miền núi phía Bắc
- 119** Thực trạng tổ chức không gian cư trú các dân tộc thiểu số tỉnh Bắc Giang và định hướng phát triển bền vững
- 126** Chính sách phát triển bền vững nhà ở dân tộc thiểu số một số nước trên thế giới và bài học tại vùng miền núi phía Bắc
- 131** Kiến trúc trường học vùng núi phía Bắc Việt Nam: Thực trạng và định hướng phát triển bền vững
- 137** Đánh giá khả năng chịu lực của khối xây gạch đất không nung dùng trong xây dựng nhà ở tại các địa bàn miền núi khó khăn
- NGHIÊN CỨU KHOA HỌC**
- 142** Tính toán, thiết kế kết cấu thép công trực dạng dầm hộp khẩu độ 46 m, tải trọng 80 tấn phục vụ đúc dầm bê tông cho các dự án cầu cạn
- 148** Ứng dụng BIM cho công tác chế tạo cầu kiện bê tông cốt thép đúc sẵn
- 152** Nghiên cứu ứng xử thực tế của kết cấu dầm hộp bê tông mở rộng bản cánh bằng thanh chống thép thông qua quan trắc ứng suất trong quá trình thi công và thí nghiệm thử tải
- 158** Các yếu tố ảnh hưởng đến hành vi lái xe đạp điện/xe máy điện nguy hiểm của học sinh trung học phổ thông ở Việt Nam: Phân tích hồi quy theo từng nhóm hành vi
- 162** Tự động hóa rời rạc hình học vô tau thủy
- 166** Đánh giá tác động của giải pháp hạn chế tốc độ tại khu vực trường học trên địa bàn TP Pleiku, tỉnh Gia Lai
- 170** Nghiên cứu đề xuất quy trình thành lập mô hình BIM hiện trạng hạ tầng kỹ thuật ở Việt Nam
- 174** Nghiên cứu thực thi Phụ lục V - MARPOL 73/78 tại Việt Nam
- 178** Giải pháp gia cường nứt do uốn âm cho cầu bê tông đúc đẩy sử dụng vật liệu UHPC
- 182** Phân tích các điều kiện áp dụng và phương pháp xác định hệ số động lực do tải trọng đoàn tàu trong thiết kế cầu trên đường sắt tốc độ cao theo Tiêu chuẩn TCVN 13594 - 2022
- 188** Bước đầu khai thác phần mềm R trong phân tích và trực quan hóa dữ liệu tai nạn giao thông đường bộ ở Hà Nội

INDUSTRY MANAGEMENT

- DINH QUANG, THANH VU **6** Realizing the strategy of synchronous transport infrastructure
 PHAM THANH TUNG **10** Half a century of Vietnamese architecture after the country's reunification: Looking back and reflecting
 NGUYEN VIET ANH **14** Solutions to protect water environment and develop green infrastructure for Hanoi City

FROM POLICY TO LIFE

- HUY LOC, MINH TUNG **26** Development of modern railway industry
 DO THACH **28** Human resources for high-speed railway projects: A comprehensive standard training program is needed
 NGUYEN CHI DAT, NGUYEN VAN DUC **30** Human resource training and China's railway development cooperation model
 NGUYEN CHI DAT **37** Experiences in training railway human resources in Europe
 MICHAEL HUY THAN, NGUYEN DUC TOAN **42** Comparison of railway education and human resource development strategies of Vietnam and Sweden

TALK WITH EXPERTS

- HOANG THACH, TUNG LOC **46** Vietnam's railways "on track" for a break-through

SCIENCE FORUM

- NGUYEN QUANG CHUNG, NGUYEN XUAN DAI **54** Classification, role, operating principle and maintenance process of bridge bearings
 NGUYEN QUANG CHUNG, PHAM DUC HUY, **59** Analysis and evaluation of the current status of bridge bearing usage in Vietnam
 TRAN VAN NAM
 NGUYEN XUAN DAI, PHUNG BA THANG, **64** Development trends and applications of earthquake-resistant bridge bearings in Vi-etnam
 NGUYEN THANH DONG
 BUI DUC HUNG
 BAO CHAU **68** Digital economy development in vietnam - challenges and Solutions

- Vietnam Maritime University: The country's leading training center for marine economics

PERSPECTIVE TO PRACTICAL

- NGUYEN HOANG LINH **72** Private resources in national planning and people's livelihood

ABOUT NEW BOOK

- AN NHIEU **74** Reinforced concrete bridges on urban railway lines
 NGUYEN DINH THI **75** Some factors affecting the sustainable development of housing architecture for ethnic minorities in the northern mountainous regions
 NGUYEN VAN TRUNG **80** Strengthening government management in the Sustainable development of New rural Areas in the Northern mountainous region
 NGUYEN HOAI THU **85** Spatial organization of Community living spaces in Sán Chay Ethnic villages in the Northern mountainous region for Community-Based tourists
 UNG QUOC TRANG, TRAN VAN DAU, **90** Study on the development of a self-interlocking non-fired earth birck press for sustainable
 NGUYEN SY NAM, NGUYEN THIEU TRAN DANG development in the Northern mountainous region
 NGUYEN NGOC HUONG **94** The situation of housing architecture devel-opment among ethnic minorities worldwide and lessons learned for Vietnam

- DAO NGOC KHANH VY, NGUYEN TRUNG HIEU, **100** Study of the influence of density on the com-pressive strength in Compressed cement stabi-
 DANG VU HIEP, NGUYEN VAN TUAN, lized earth blocks (CCSEB) for housing con-struction in Northern mountainous regions
 NGUYEN CONG THANG

- TRAN QUOC BAO, NGUYEN DINH THI **104** The current state of residential architecture of ethnic minorities in northern mountainous vietnam and sustainable development orienta-tions

- DANG VIET DUNG **109** Orientation for organizing the landscape of ethnic minority villages in the Northwestern mountainous region to support sustainable tourism development

- TRAN TRUNG HIEU, NGUYEN VAN TUAN, PHAM **115** Non-fired earth brick in Housing construction for Ethnic minorities in the Northern moun-
 XUAN DAT, NGUYEN CONG THAANG, NGUYEN MANH tainous Areas
 HUNG, NGUYEN TRUNG HIEU, DAO NGOC KHANH VY
 NGUYEN NGOC THANH

- LE NAM PHONG, DANG VIET LONG, **119** Current status of Residential spatial organiza-tion of Ethnic minorities in Bac Giang prov-ince and Sustainable development orientation

- VU THI HUONG LAN **126** Review on sustainable development housing policies for Ethnic minorities and the lessons for The Northern mountain regions of vietnam

- NGUYEN DUY THANH **131** The Architecture of Schools in Northern mountainous regions of Vietnam: Current status and Sustainable development direc-tions

- TRAN THUY DUONG **137** Assessment of the Load-Bearing Capacity of Non-Fried Compressed Earth Brick Masonry used in Housing Construction in difficult Moutainous Areas

SCIENTIFIC RESEARCH

- BUI THANH DANH **142** Calculation and design of steel structure of box girder gantry crane with span of 46 meters and load capacity of 80 tons for casting con-crete beams for viaduct projects
 NGO THANH THUY, HUYNH XUAN TIN **148** Application of bim in the fabrication of pre-cast reinforced concrete components
 CU VIET HUNG **152** Behavior of box girder structures with strutted wing slabs through stress monitoring during construction and load testing

- DO DUY DINH **158** Factors influencing risky electric bicycle rid-ing behavior among high-school students in Vietnam: A regression analysis by behavior groups

- LE VAN TOAN, DOAN TRUNG VIET **162** Automation of ship hull geometry discretiza-tion

- VU QUANG HUY, DANG MINH TAN, **166** Evaluate the impact of speed limit solutions in school zones: A case study of Pleiku City, Gia
 NGUYEN CHI CONG Lai Province

- VU NGOC PHUONG, LE KHANH GIANG, **170** Research on the process of establishing bim models for existing infrastructure in Vietnam
 NGUYEN VAN CHINH

- NGUYEN VAN TRUONG, NGUYEN THI QUYNH ANH, **174** A study on the implementation of Annex V - MARPOL 73/78 In vietnam
 NGUYEN NGOC CUONG, DAO MINH TRANG

- NGUYEN XUAN TUNG, NGUYEN NGOC LAN, **178** Reinforcement method for negative moment cracks of incremental launching concrete bridge
 NGUYEN NGOC LONG using UHP

SCIENTIFIC COMMISSION:

Ass.Prof Pham Minh Ha

(Chairman of the Scientific Council)

Ass.Prof Vu Ngoc Anh

(Permanent Council)

Prof. Nguyen Viet Anh, Ph.D

Dr. Le Van Cu

Dr. Nguyen Hong Hai

Dr. Le Quang Hung

Ass.Prof, Architect Hoang Vinh Hung

Prof, Dr, Architect Doan Minh Khoi

Prof, Dr, Architect Nguyen To Lang

Prof. Phan Quang Minh, Ph.D

Dr. Phan Huu Duy Quoc

Ass.Prof Le Trung Thanh, Ph.D

Prof. Trinh Minh Thu, Ph.D

Ass.Prof Nguyen Hong Tien, Ph.D

EDITOR-IN-CHIEF:

Nguyen Thai Binh

DEPUTY-EDITOR-IN-CHIEF:

Nguyen Van Huong

Pham Van Dung

Nguyen Thanh Hoa

Ly Ngoc Thanh

OFFICE:

37 LE DAI HANH, HAI BA TRUNG, HANOI

Editorial Board: 024.39740744

Email: banbientaptxcd.bxd@gmail.com

Representative Office in Ho Chi Minh City:

No. 14 Ky Dong, District 3, Ho Chi Minh City

Publication:

No: 728/GP-BTTTT date 10th, November/2021

ISSN: 2734-9888

Account: 113000001172

Joint Stock Commercial Bank of Vietnam

Industrial and Commercial Branch,

Hai Ba Trung, Hanoi

Designed by: Thac Cuong

Printed at Quang Minh Company Limited

Address: No. 27, Alley 785, Truong Dinh Street,

Hoang Mai District, Hanoi City, Vietnam.

MỤC LỤC CONTENT

tapchixaydung.vn

TS PHẠM ĐỨC PHONG, TS NGÔ VIỆT ĐỨC, TS HOÀNG THỊ KHÁNH VÂN TS NGUYỄN THỊ NGUYỆT HẰNG	192	Xây dựng dạng phân phối xác suất cho các biến đầu vào của bài toán phân tích chi phí vòng đời kết cấu ảo đường bê tông nhựa khi sử dụng thuật toán mô phỏng Monte Carlo
TS HUỖNH VĂN HIỆP, TS NGUYỄN THANH TÂM, TS THÁI MINH QUÂN KS ĐỖ VĂN TÍNH THS LÊ THỊ HÀ, TS VŨ THỊ PHƯƠNG THẢO, TS ĐỖ THỊ PHƯƠNG THẢO TS MAI BÁ LĨNH	196	Ảnh hưởng của vật liệu chống cháy bê mặt đến khả năng chịu uốn của bản bê tông cốt thép dự ứng lực chịu cháy
TS NGUYỄN LỘC KHA	200	Móng mặt đường bằng vật liệu gia cố tro bay - chất kết dính vô cơ trong xây dựng công trình giao thông
TS NGUYỄN THỊ THU NGÀ	205	Thiết kế và kiểm bền cho kết cấu cơ khí của ro-bot chuột sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn
TS NGUYỄN MINH QUÝ, THS NGUYỄN DUY HOAN	208	Sử dụng GIS phân tích điểm nóng sự cố giao thông đường bộ tại tỉnh Thanh Hóa
TS TRẦN ANH DŨNG	213	Nghiên cứu để xuất giải pháp triển khai ứng dụng hàng hải điện tử (E-Navigation) nhằm nâng cao hiệu quả quản trị trong lĩnh vực hàng hải
THS TRẦN ÁNH VIÊN THS.NCS TRỊNH ĐÌNH CƯỜNG, KS NGUYỄN THANH DANH, PGS.TS HỒ THỊ THU HÒA PGS.TS TRẦN THẾ TRUYỀN, TS NGUYỄN VĂN ĐẮNG, THS VŨ QUANG ANH, THS VŨ QUANG KHÔI, THS CAO MẠNH HÙNG TS NGUYỄN THÙY LINH, TS LÊ KHÁNH GIANG	216	Một số nội dung tính toán kháng chấn nhà cao tầng với kết cấu khung chịu lực bê tông cốt thép theo Tiêu chuẩn ACI-318 và IBC-2018
TS NGUYỄN VĂN HIẾU, THS NGUYỄN THỊ MINH HẰNG	219	Ứng dụng của bê tông tự lên có graphene oxide và tro bay trong công trình giao thông transportation infrastructure
PGS. TS TRẦN ANH DŨNG	222	Tổng quan các phương pháp xác định độ dự trữ dưới sóng tàu do sóng trong thiết kế và khai thác luồng tàu
THS VŨ VĂN THỊ, KS ĐẶNG HUY HOÀN	225	Nghiên cứu tính toán tà vẹt bê tông dự ứng lực đáp ứng điều kiện kỹ thuật đường sắt tốc độ cao tại Việt Nam
THS NGUYỄN HOÀNG MAI, THS NGUYỄN THỊ NHƯ, THS TRỊNH THANH THÙY TS NGUYỄN TRỌNG ĐỨC	228	Nghiên cứu tổng quan về ảnh hưởng của các thông số trong hàn laser hybrid
TS PHẠM VĂN TÂN, PHẠM MINH ĐỨC TS VŨ NGỌC ANH, TS CAO CHU QUANG	231	Phát triển nguồn nhân lực logistics trong các doanh nghiệp logistics tại tỉnh Bà Rịa - Vũng Tàu: Bối cảnh hiện nay và xu thế tương lai
NGUYỄN LÂM QUẢNG, PGS.TS NGHIÊM VĂN KHANH THS ĐÌNH THỦY HÀ NGUYỄN THỊ THANH HƯƠNG	234	Phân tích một số thông số kỹ thuật của hệ thống đường sắt đô thị trên thế giới và đề xuất sử dụng trong thiết kế tuyến đường sắt đô thị ở Việt Nam
NGUYỄN HOÀI NGHĨA, PHAN THÀNH NHÂN NGUYỄN XUÂN HAI, TS VŨ NGỌC ANH, TS PHẠM ĐỨC TIẾP, TS LÊ BẢO QUỐC PGS.TS NGUYỄN HỒNG TIẾN DAO DUY KIEN	237	Nghiên cứu phương pháp phát hiện số liệu GNSS-RTK ngoại lai trong quan trắc chuyển dịch cầu hệ dầm
TS TRẦN ĐÌNH CƯỜNG, LÊ NHẬT MINH CHÂU TRAN TRUNG HIỆU, PHẠM QUANG VƯƠNG	242	Đánh giá sự suy giảm mức cường độ tiếng ồn bằng thực nghiệm khi sử dụng tấm cách âm nỉ Acoustic Sonic
THS.NCS LÊ THÀNH TRUNG, TS BẠCH VŨ HOÀNG LAN	247	Nghiên cứu điều khiển ổn định tối ưu tàu cánh ngầm và thực nghiệm trên hệ thống mô phỏng HIL
THS HƯỞNG THÀNH KHANG	250	Mô phỏng và mô hình hóa ảnh hưởng của bán kính lưỡi cắt trong gia công vi mô bằng phương pháp phần tử hữu hạn
TS TRẦN ĐỨC HIẾU	253	Mục tiêu phát triển hậu cần đô thị xanh từ quan điểm của khu vực công và tư nhân
TS NGUYỄN CÔNG NGHỊ, TS NGÔ NGỌC THÙY, THS LÊ SỸ HÀ TS NGUYỄN THỊ HOÀI AN	256	Giải pháp quy hoạch tối ưu hệ thống trạm chờ xe buýt trong mạng giao thông công cộng nội thành TP Hải Phòng
TS NGUYỄN NGỌC THẮNG, THS TRẦN THỊ PHƯƠNG LAN, THS BÙI TRƯỜNG GIANG, THS NGUYỄN QUANG TUẤN, THS NGUYỄN PHAN ANH LÊ ĐỨC TUẤN, NGUYỄN DUY CƯỜNG, HUỖNH VĂN KHANH TS.KTS NGUYỄN HỒNG LOAN, TS.KTS NGUYỄN VĂN TÍN, KTS TRẦN NHẬT MINH NGUYỄN THỊ CẨM NHUNG, HÀ MINH ĐỨC, PHÍ ĐÌNH SƠN, NGUYỄN PHƯƠNG LINH, LÊ MINH ĐỨC, NGUYỄN CÔNG THÀNH	260	Nghiên cứu các giải pháp nâng cao chất lượng đội tàu biển Việt Nam
	263	Phát sinh ngẫu nhiên gián đồ gia tốc nhân tạo tại nền đá gốc khu vực quận Ba Đình TP Hà Nội, trên cơ sở phương pháp của Yamamoto
	268	Thực trạng và giải pháp quản lý chất thải rắn sinh hoạt đô thị hướng tới phát triển xanh
	274	Phân tích dẻo kết cấu dầm phẳng bằng phương pháp trực tiếp
	276	Đánh giá độ tin cậy của phần mềm trong bài toán mất ổn định của cấu kiện chữ C tạo hình nguội chịu uốn
	280	Đánh giá các yếu tố ảnh hưởng hiệu quả vốn đầu tư dự án bất động sản tại TP.HCM
	284	Đánh giá ảnh hưởng của tham số động (mức biến dạng cắt) của mô hình HSS đến chuyển vị, nội lực trong kết cấu vỏ hầm chịu tác dụng của động đất tại tuyến Metro 03 Nhổn - Ga Hà Nội
	288	Thoát nước và xử lý nước thải tại TP Hà Nội - Thực trạng, quy hoạch và một số đề xuất
	291	Phân tích quá trình phá hoại của kết cấu thép trong điều kiện ăn mòn tự nhiên bằng phương pháp phần tử hữu hạn
	294	Giải pháp mới nhằm hạn chế gian lận thuế trong chuyển nhượng bất động sản tại Việt Nam
	299	Ảnh hưởng của kích thước hố đào sử dụng đất ổn định hoá lỏng làm vật liệu san lấp tới nền đất dưới tác động của động đất
	304	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
	309	Ảnh hưởng của vít chống cắt lên khả năng chịu lực của sàn liên hợp thép - bê tông nhẹ đổ nhiều lớp
	314	Lựa chọn và xác định các thông số của máy đào một gầu bằng phương pháp giảm thiểu thời gian chu kỳ làm việc
	319	Đánh giá hiệu quả gia cường kết cấu bê tông cốt thép chịu tác dụng của tải trọng động bằng phương pháp dẫn dầm sợi FRP
	324	Nghiên cứu một số giải pháp kỹ thuật đảm bảo khả năng vận hành liên thông trong mạng lưới đường sắt đô thị Hà Nội
	327	Tính toán kết cấu thép thành móng tạo hình nguội theo tiêu chuẩn Eurocode 3 và đánh giá ảnh hưởng độ cứng tiết diện tới chuyển vị khung ngang
	332	Phân tích đặc điểm tính toán tải trọng gió của các tiêu chuẩn phổ biến
	337	Mô hình ứng dụng trí tuệ nhân tạo - AI vào các giai đoạn thiết kế kiến trúc tại Việt Nam
	342	Nghiên cứu dao động của trụ cầu ô tô khi có tác dụng của dòng chảy do lũ

HOANG HA	182	Analysis of application cases and methods for determining dynamic coefficients due to train loads in the design of bridges on high-speed railways according to TCVN 13594 -2022 Standard
VUONG XUAN CAN, NGUYEN THE ANH	188	Initial application of R Software in data analysis and visualization of road traffic accidents in Vietnam
PHAM DUC PHONG, NGO VIET DUC,	192	Constructing probability distributions for input variables in the life cycle cost analysis of asphalt pavement structures using the Mon-te Carlo simulation algorithm
HOANG THI KHANH VAN		
NGUYEN THI NGUYET HANG	196	Effect of spray-applied insulating materials on flexural capacity of prestressed concrete slabs under fire conditions
HUYNH VAN HIEP, NGUYEN THANH TAM,	200	Pavement base stabilized with fly ash and inorganic binders in transportation infrastructure construction
THAI MINH QUAN		
DO VAN TINH	205	Design and check the strength of mechanical structure of robot mouse using finite element method
LE THI HA, VU THI PHUONG THAO,	208	Application of GIS in analyzing road traffic accident hotspots in Thanh Hoa province
DO THI PHUONG THAO		
MAI BA LINH	213	Research proposes solutions to deploy electronic navigation applications (E-Navigation) to improve management efficiency in the maritime industry
NGUYEN LOC KHA	216	Some calculation contents for the seismic resistance of high - rise buildings with reinforced concrete frame structures according to ACI-318 and IBC-2018 standards
NGUYEN THI THU NGÀ	219	Application of self-compacting concrete containing graphene oxide and fly ash in
NGUYEN MINH QUY, NGUYEN DUY HOAN	222	Overview of methods for determining under-keel clearance due to waves in ship design and navigation
TRAN ANH DUNG	225	Research on the calculation of prestressed concrete sleepers to meet the technical requirements of high-speed railways in Vietnam
TRAN ANH VIEN	228	Overview research on the influence of parameters in hybrid laser welding
TRINH DINH CUONG, NGUYEN THANH DANH,	231	Developing logistics human resources in logistics enterprises in Ba Ria - Vung Tau province: Current context and future trends
HO THI THU HOA		
TRAN THE TRUYEN, NGUYEN VAN DANG,	234	Analysis of some technical parameters of global urban railway systems and recommendations for their application in the design of urban rail lines in Vietnam
VU QUANG ANH, VU QUANG KHOI, CAO MANH HUNG	237	Research on outlier detection methods for GNSS-RTK data in cable-stayed bridge displacement monitoring
NGUYEN THUY LINH, LE KHANH GIANG	242	Evaluating of reduction of noise's intensity level through experiments when using the Acoustic Sonic soundproofing panel
NGUYEN VAN HIEU, NGUYEN THI MINH HANG	247	Research on optimal stability control of hydrofoil and experiment on HIL simulation system
TRAN ANH DUNG	250	Simulation and modeling of cutting edge radius in micromachining by finite element method
VU VAN THI, DANG HUY HOAN	253	Development goals for green urban logistics: Public and private sector perspectives
NGUYEN HOANG MAI, NGUYEN THI NHU,		
TRINH THANH THUY		
NGUYEN TRONG DUC	256	Optimized planning solution for bus stop system in Hai Phong's urban public transportation network
PHAM VAN TAN, PHAM MINH DUC	260	Research on solutions to improve quality of Vietnamese ships
VU NGOC ANH, CAO CHU QUANG	263	Generating randomly artificial accelerations on the bedrock in Ba Dinh district based on Yamamoto method
NGUYEN LAM QUANG, NGHIEM VAN KHANH	268	Current situation and solutions for urban domestic solid waste management towards green development
DINH THUY HA	274	Plastic analysis of truss structures by direct methods
NGUYEN THI THANH HUONG	276	Evaluation of software reliability in the buckling problem of flexural cold-formed channel members
NGUYEN HOAI NGHIA, PHAN THANH NHAN	280	Assessment of factors affecting the efficiency of investment capital of real estate projects in Ho Chi Minh City
NGUYEN XUAN HAI, VU NGOC ANH, PHAM DUC TIEP,	284	Evaluation of the Influence of Dynamic parameters (Shear strain levels) of the Hardening soil small-strain (HSS) Model on Displacement and Internal forces in Tunnel lining structures under Seismic loading at Metro line 03 Nhon - Hanoi Station
LE BAO QUOC		
NGUYEN HONG TIEN	288	Drainage and wastewater treatment in Hanoi - Current situation, planning and some proposals
DAO DUY KIEN	291	Analysis of destruction process of corroded steel structure in atmospheric environment by FEM
TRAN DINH CUONG, LE NHAT MINH CHAU	294	A new solution to curb tax evasion in real estate transactions in Vietnam
TRAN TRUNG HIEU, PHAM QUANG VUONG	299	Effect of size of excavation pit using Liquefied Stabilized Soil as backfilling material to the ground under an earthquake
LE THANH TRUNG, BACH VU HOANG LAN	304	Study on the Effect of Grout Injection Along the Pile Shaft on the Bearing Capacity of Bored Piles in Sandy Silt Soil
HUONG THANH KHANG	309	Effect of shear screws on flexural capacity of steel - multi-layer lightweight concrete composite slabs
TRAN DUC HIEU	314	Selection and determination of the parameters of a single-bucket excavator using the method of minimizing the working cycle time
NGUYEN CONG NGHI, NGO NGOC THUY, LE SY HA	319	Evaluation of the strengthening effectiveness of reinforced concrete structures subjected to dynamic loads using FRP fabric bonding method
NGUYEN THI HOAI AN	324	Research on technical solutions for interoperability of urban rail transit network in Hanoi
NGUYEN NGOC THANG, TRAN THI PHUONG LAN,	327	Analysis of Cold-formed thin-Walled Steel structures per Eurocode 3 and Stiffness effects on Frame displacement
BUI TRUONG GIANG, NGUYEN QUANG TUAN,		
NGUYEN PHAN ANH		
LE DUC TUAN, NGUYEN DUY CUONG,	332	Comparative analysis of wind load calculation characteristics of popular standards
HUYNH VAN KHANH		
NGUYEN HONG LOAN, NGUYEN VAN TIN,	337	Model for applying of Artificial Intelligence - AI in architectural design phases in Vietnam
TRAN NHAT MINH		
NGUYEN THI CAM NHUNG, HA MINH DUC,	342	Researching on the vibration of bridge piers under the influence of flood-induced flow
PHI DINH SON, NGUYEN PHUONG LINH,		
LE MINH DUC, NGUYEN CONG THANH		

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

Study on the Effect of Grout Injection Along the Pile Shaft on the Bearing Capacity of Bored Piles in Sandy Silt Soil

> **THS.NCS LÊ THÀNH TRUNG^{1*}, TS BẠCH VŨ HOÀNG LAN²**

¹Viện Đào tạo Kiến trúc xây dựng và Giao thông, Trường ĐH Thủ Dầu Một

²Khoa Xây dựng, Trường ĐH Kiến trúc TP. HCM; Email: lan.bachvuhoang@uah.edu.vn

*Corresponding Author: Email: ltrung@tdmu.edu.vn

TÓM TẮT

Nghiên cứu này đánh giá ảnh hưởng của công nghệ phụt vữa dọc thân cọc đến sức chịu tải của cọc khoan nhồi trong nền đất cát pha. Phương pháp phụt vữa (shaft grouting hoặc skin grouting) là một kỹ thuật thi công tiên tiến giúp cải thiện sự liên kết giữa bề mặt cọc và đất xung quanh. Từ đó tăng cường khả năng chịu tải của cọc. Để đánh giá hiệu quả của phương pháp này, nghiên cứu đã tiến hành thí nghiệm nén tĩnh trên bốn cọc khoan nhồi có thiết bị đo biến dạng được lắp đặt tại bãi thử nghiệm ở Tân Uyên, Bình Dương, Việt Nam. Trong đó, một cọc đối chứng không phụt vữa và ba cọc còn lại được phụt vữa với các mức khác nhau (20 l/m^2 , 35 l/m^2 và 50 l/m^2). Các kết quả thử nghiệm về quan hệ tải trọng - chuyển vị, phân bố biến dạng dọc trục và sức kháng đơn vị của cọc đã được phân tích để đánh giá tác động của công nghệ phụt vữa. Kết quả cho thấy phương pháp này giúp cải thiện đáng kể sức kháng ma sát thành cọc và sức kháng mũi, trong đó hiệu quả cao nhất được ghi nhận tại cọc có hàm lượng vữa 35 l/m^2 . Cụ thể, sức kháng ma sát đơn vị của cọc phụt vữa tăng từ 1.46 - 2.17 lần so với cọc không phụt vữa, trong khi sức kháng mũi tăng đến 1.76 lần. Nghiên cứu cũng chỉ ra rằng khi hàm lượng vữa vượt quá 35 l/m^2 , mức độ cải thiện không còn đáng kể. Ngoài ra, kết quả đo biến dạng trục cho thấy sức kháng ma sát được huy động tối đa khi chuyển vị đầu cọc đạt từ 12.6 mm - 16.8 mm, trong khi sức kháng mũi gia tăng đáng kể ở khoảng 16 mm - 18 mm. Các phát hiện từ nghiên cứu này cung cấp cơ sở khoa học cho việc tối ưu hóa lượng vữa phun trong thiết kế cọc khoan nhồi, góp phần nâng cao hiệu quả thi công nền móng sâu trong điều kiện đất cát pha tại Việt Nam.

Từ khóa: Cọc khoan nhồi; phụt vữa; sức kháng ma sát; sức kháng mũi; thí nghiệm nén tĩnh; đất cát pha.

ABSTRACT

This study investigates the effect of grout injection along the pile shaft on the bearing capacity of bored piles in sandy silt soil. Grout injection (shaft grouting or skin grouting) is an advanced construction technique used to enhance the interface between the pile shaft and the surrounding soil, thereby increasing load-bearing capacity. To evaluate its effectiveness, full-scale static load tests were conducted on four instrumented bored piles at a test site in Tan Uyen, Binh Duong, Vietnam. The experimental piles included a control pile without grout injection and three grouted piles with different injection rates (20 l/m^2 , 35 l/m^2 , and 50 l/m^2). Load-displacement responses, axial strain distribution, and unit shaft resistance were analyzed to determine the impact of grout injection on pile performance. The results demonstrate that grout injection significantly improves shaft resistance and end-bearing capacity, with the highest improvements observed in piles with an injection rate of 35 l/m^2 . Specifically, the unit shaft resistance of grouted piles increased by 1.46 to 2.17 times compared to the ungrouted pile, while the end-bearing capacity increased by up to 1.76 times. The study also highlights the optimal injection rate, beyond which additional grout does not result in significant performance enhancement. Furthermore, axial strain measurements indicate

that shaft resistance mobilizes at pile head displacements between 12.6 mm and 16.8 mm, while end-bearing resistance increases significantly at displacements between 16 mm and 18 mm. These findings provide practical insights into the application of grout injection in sandy silt soil conditions and offer a scientific basis for optimizing grout quantity in bored pile design. The research contributes to the advancement of deep foundation construction techniques, particularly in Vietnam, where geotechnical conditions vary widely. Future studies should explore long-term durability, economic feasibility, and performance in different soil conditions to establish comprehensive design guidelines for grouted bored piles.

Keywords: Bored piles; grout injection; shaft resistance; end-bearing capacity; static load test; sandy silt soil.

1. GIỚI THIỆU

Cọc khoan nhồi là giải pháp móng sâu phổ biến, đặc biệt hiệu quả trong nền đất yếu nhờ khả năng truyền tải trọng xuống các lớp đất cứng. Tuy nhiên, trong đất cát pha, sức kháng ma sát thành cọc thường thấp, làm giảm khả năng chịu tải và ảnh hưởng đến hiệu suất làm việc của cọc (Poulos 2000; Wehnert and Vermeer 2004).

Để khắc phục hạn chế này, công nghệ phụt vữa dọc thân cọc (shaft grouting) đã được nghiên cứu và ứng dụng nhằm tăng cường liên kết giữa cọc và đất nền. Phương pháp này bơm vữa xi măng vào vùng tiếp xúc, giúp cải thiện đáng kể đặc tính cơ lý của đất xung quanh (Littlechild et al. 2000; Sze and Chan 2012). Khi vữa được bơm vào với áp lực cao, nó lấp đầy lỗ rỗng trong đất, tăng độ chặt và áp lực ngang, đồng thời loại bỏ lớp bùn bentonite còn sót lại sau thi công, giúp nâng cao hiệu quả làm việc của cọc khoan nhồi (Nonveiller 2013; Njock et al. 2018). Tuy nhiên, tại Việt Nam, việc triển khai công nghệ này còn hạn chế do thiếu các tiêu chuẩn thiết kế và thi công chuyên biệt (Nguyen and Nguyen 2021; Nguyen et al. 2019; Tran and Tran 2021). Điều kiện địa chất đặc thù cũng đặt ra yêu cầu cần có nghiên cứu đánh giá mức độ cải thiện sức kháng thành cọc khi áp dụng công nghệ phụt vữa trong thực tế.

Xuất phát từ thực tiễn này, nghiên cứu nhằm đánh giá hiệu quả của công nghệ phụt vữa trong nền đất cát pha tại Việt Nam thông qua thí nghiệm nén tĩnh trên mô hình thực nghiệm. Kết quả thu được sẽ góp phần xây dựng công thức dự báo sức kháng ma sát đơn vị của cọc khoan nhồi có phụt vữa, tạo cơ sở khoa học cho thiết kế và thi công cọc khoan nhồi tại Việt Nam.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM

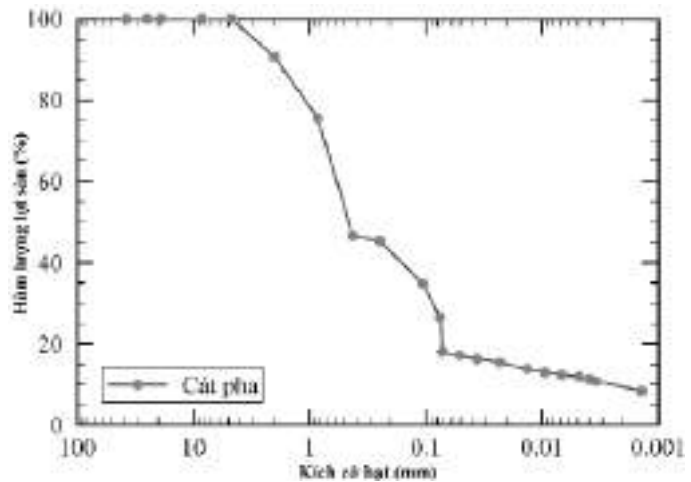
2.1 Địa điểm và số liệu địa chất

Nghiên cứu được tiến hành tại bãi tập thao trường Tân Uyên, thuộc Trường Đại học Kỹ thuật Quân sự, tọa lạc tại đường 748, phường Tân Mỹ, huyện Bắc Tân Uyên, tỉnh Bình Dương, Việt Nam. Vị trí này được lựa chọn do tính chất đại diện của nền đất và điều kiện thi công thuận lợi cho các thí nghiệm hiện trường.

Khu vực nghiên cứu được đặc trưng bởi nền đất chủ yếu là cát pha, trong đó có chứa một lượng nhỏ tạp chất và sỏi thạch anh. Đặc điểm màu sắc của đất biến đổi từ xám trắng đến xám vàng, xám hồng và xám tro, phản ánh sự khác biệt về thành phần khoáng vật và mức độ phong hóa. Phân tích thành phần hạt cho thấy đất tại khu vực nghiên cứu có tỷ lệ cát chiếm ưu thế, với hàm lượng lên đến 85.7%. Bên cạnh đó, hàm lượng hạt sỏi, hạt bụi và hạt sét lần lượt là 0.9%, 6.6% và 6.8% (Hình 1 và Bảng 1). Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) được thực hiện nhằm đánh giá sự thay đổi độ chặt của đất theo chiều sâu. Kết quả cho thấy chỉ số SPT có xu hướng tăng theo độ sâu, với giá trị lần lượt là 2, 9 và 15 tại các độ sâu 0.5 m, 2.5 m và 4.5 m (Hình 1). Kết quả quan trắc mực nước ngầm cho thấy mực nước ổn định ở độ sâu 0.3 m so với mặt đất tự nhiên.

Bảng 1. Thông số nền đất nơi tiến hành thực nghiệm

Thông số	Giá trị
Hàm lượng hạt sỏi (%)	0.9
Hàm lượng hạt cát (%)	85.7
Hàm lượng hạt bụi (%)	6.6
Hàm lượng hạt sét (%)	6.8
Độ ẩm tự nhiên (%)	18.11
Dung trọng ướt (kN/m^3)	20.2
Dung trọng khô (kN/m^3)	17.1
Tỷ trọng hạt	2.67
Độ bão hòa (%)	36
Độ rỗng	0.56
Góc ma sát trong (φ°)	$23^\circ 39'$
Lực dính (kPa)	7.5

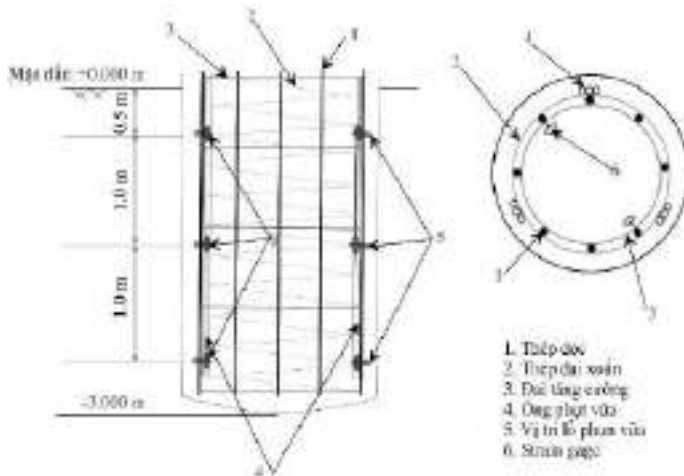


Hình 1. Đường cong cấp phối hạt của đất khu vực tiến hành thực nghiệm

2.2 Thiết kế mô hình cọc

Mô hình cọc thí nghiệm được thiết kế nhằm mô phỏng cọc khoan nhồi thực tế, đồng thời cho phép đánh giá ảnh hưởng của công nghệ phụt vữa dọc theo thân cọc. Cọc thí nghiệm có đường kính 400 mm và tổng chiều dài 3.3 m, trong đó 3.0 m được chôn trong đất và 0.3 m nằm trên mặt đất. Cọc thí nghiệm được đúc từ bê tông có cường độ chịu nén tiêu chuẩn $R_n = 0.9 \text{ MPa}$. Hệ thống cốt thép gồm 8 thanh thép dọc có đường kính $\phi 12 \text{ mm}$ với cường độ chịu kéo 400 Mpa (Hình 2).

Để đo biến dạng dọc trục cọc trong quá trình thí nghiệm, các cảm biến biến dạng Geokon 4200 (strain gage) được lắp đặt tại ba cao trình khác nhau dọc theo thân cọc (0.5 m, 1.5 m và 2.5 m tính từ mặt đất tự nhiên). Mỗi cao trình được trang bị hai cảm biến đối xứng, đảm bảo thu thập dữ liệu chính xác về ứng suất và biến dạng phát sinh trong quá trình chịu tải. Tổng cộng, mỗi cọc thí nghiệm được lắp đặt 6 strain gage (Hình 4).



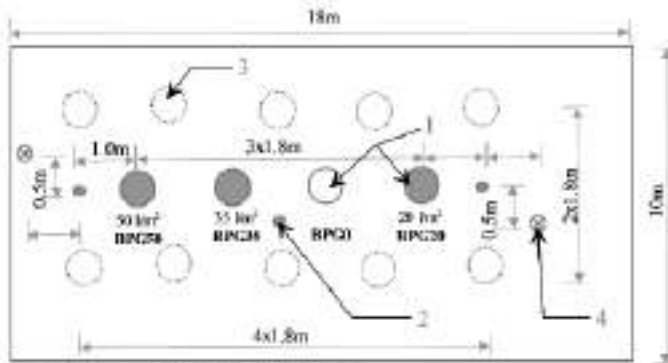
Hình 2. Vị trí lắp đặt hệ thống đo biến dạng và hệ thống phụt vữa trong cọc khoan nhồi

Cọc neo được thiết kế với kích thước tương tự như cọc thí nghiệm (đường kính 400 mm, chiều dài 3.3 m, chôn 3.0 m trong đất). Tuy nhiên, cọc neo không được trang bị hệ thống phụt vữa và thiết bị đo biến dạng mà chỉ đóng vai trò làm đối trọng trong quá trình thí nghiệm nén tĩnh.

2.3 Quy mô thí nghiệm

Thí nghiệm nén tĩnh cọc được thực hiện trên bốn cọc với các điều kiện phụt vữa khác nhau nhằm đánh giá ảnh hưởng của hàm lượng vữa đến hiệu quả gia cố cọc (Hình 3). Trong đó, BPG0 là cọc đối chứng không phụt vữa, còn BPG20, BPG35, BPG50 lần lượt được phụt vữa với hàm lượng 20 l/m², 35 l/m², 50 l/m².

Tất cả các cọc có đường kính 400 mm, chiều dài chôn trong đất 3.0 m, đảm bảo điều kiện thí nghiệm đồng nhất. Lượng vữa phun qua mỗi lỗ phun được kiểm soát chặt chẽ, với các giá trị lần lượt là 8.37 lít, 14.65 lít và 20.94 lít cho BPG20, BPG35, và BPG50.



1. Cọc khoan nhồi thí nghiệm
 2. Hồ khoan địa chất
 3. Cọc neo
 4. Giếng quan trắc mực nước ngầm
- Hình 3. Bản vẽ mặt bằng bố trí cọc thí nghiệm

2.4 Thi công cọc khoan nhồi, thi công phá nước và phụt vữa

Quy trình thi công cọc khoan nhồi được thực hiện theo các bước tiêu chuẩn nhằm đảm bảo chất lượng và tính đồng nhất của các cọc thí nghiệm. Sau khi cọc được thi công hoàn tất, quy trình phụt vữa được triển khai nhằm cải thiện tính chất cơ học của cọc. Giai đoạn đầu tiên là phá nước, được tiến hành sau 24 giờ kể từ khi hoàn thành đổ bê tông cọc. Tại các lỗ phụt vữa, sử dụng tia nước áp suất cao để loại bỏ các lớp bê tông thừa hoặc bùn đất còn sót lại. Công đoạn này giúp đảm bảo các lỗ phụt thông thoáng, tạo điều kiện thuận lợi cho quá trình phun vữa. Sau khi phá nước, tiến hành phụt vữa vào thân cọc. Quá trình này được thực hiện ba ngày sau khi đổ bê tông cọc, với lượng vữa phun (Injection Rate - IR) được kiểm soát theo thiết kế (Bảng 2).

Bảng 2. Thông số cọc và lượng vữa phun cho các cọc thí nghiệm

Các thông số của cọc TN	Ký hiệu cọc			
	BPG0	BPG20	BPG35	BPG50
Đường kính cọc (mm)	400	400	400	400
Chiều dài cọc nằm trong đất (mm)	3000	3000	3000	3000
Lượng vữa phun trên diện tích thân cọc (l/m ²)	0	20	35	50

2.6 Thí nghiệm nén tĩnh cọc: Phương pháp và hệ thống đo đạc

Thí nghiệm nén tĩnh cọc được thực hiện theo phương pháp gia tải nhanh (ASTM D1143/D1143M-20) để đánh giá khả năng chịu tải dọc trục và ảnh hưởng của phụt vữa. Lực nén áp dụng từ 200% - 300% tải thiết kế, mỗi cấp tải $\approx 10\%$ tải thiết kế, duy trì 3 phút, và ghi nhận số liệu mỗi 5 phút. Thí nghiệm kết thúc khi cọc nén tụt hoặc chuyển vị đầu cọc đạt 40 mm.

Hệ thống gia tải dùng cọc neo làm đối trọng, kích thủy lực 40 tấn, và cảm biến tải trọng (load cell) đo tải thực tế. Để đảm bảo độ chính xác, hệ thống đảm bảo chuẩn hạn chế sai số, kết hợp chuyển vị kế 0.001 mm ghi nhận chuyển vị đứng của đầu cọc (Hình 4).

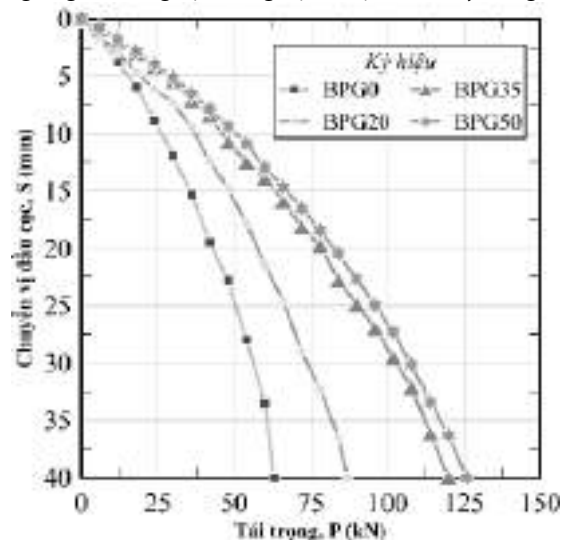


Hình 4. Hệ thống thí nghiệm nén tĩnh cọc

3. KẾT QUẢ VÀ THẢO LUẬN

3.1 Kết quả

Kết quả thử tải tĩnh của bốn cọc thí nghiệm được tổng hợp trong Bảng 3, cung cấp dữ liệu chi tiết về quan hệ giữa lực nén tác dụng và chuyển vị thẳng đứng tại đầu cọc. Đường cong tải trọng - chuyển vị tương ứng của từng cọc thí nghiệm được trình bày trong Hình 5.



Hình 5. Đường cong tải trọng - Chuyển vị của các cọc thí nghiệm

Bảng 3. Kết quả thí nghiệm nén tĩnh các loại cọc

Tải trọng (P)	Chuyển vị đầu cọc (mm)				
	(kN)	BPG0	BPG20	BPG35	BPG50
0	0	0	0	0	
6	1.72	1.66	0.82	0.79	
12	3.79	2.86	1.89	1.76	
18	5.96	4.71	3.01	2.82	
24	8.88	6.14	4.18	3.95	
30	11.93	7.34	5.40	5.10	
36	15.30	9.44	7.10	6.51	
42	19.48	12.44	8.44	7.85	
48	22.85	14.82	10.73	9.39	
54	27.97	17.85	12.49	10.89	
60	33.50	21.44	13.90	12.96	
63	40.00	-	-	-	
66		24.59	15.87	14.68	
72		29.03	18.15	16.51	
78		32.28	19.78	18.46	
84		36.50	22.78	20.49	
87		40.00	-	-	
90			24.84	22.69	
96			27.00	24.96	
102			29.53	27.32	
108			32.13	30.16	
114			36.20	33.43	
120			40.00	36.32	
126				40.00	

Phân tích kết quả thí nghiệm cho thấy các cọc được xử lý bằng phương pháp phụt vữa thân cọc có khả năng chịu tải cao hơn đáng kể so với cọc không xử lý (BPG0). Cọc BPG50 (hàm lượng vữa 50 l/m²) đạt sức chịu tải lớn nhất, tiếp theo là BPG35 và BPG20. Sự khác biệt này phản ánh ảnh hưởng trực tiếp của hàm lượng vữa phun đến sức chịu tải của cọc, với xu hướng tăng hàm lượng vữa dẫn đến gia tăng khả năng chịu tải. Tại cùng một cấp tải, các cọc được phun vữa ghi nhận độ lún thấp hơn đáng kể so với cọc trơn BPG0. Sự cải thiện này chứng minh hiệu quả của công nghệ phụt vữa trong việc tăng cường khả năng chịu tải của cọc, đồng thời giảm thiểu độ lún. Kết quả cũng cho thấy mối quan hệ tỷ lệ thuận giữa hàm lượng vữa phun và khả năng chống lún của cọc.

3.2 Hàm lượng vữa và ma sát thành đơn vị

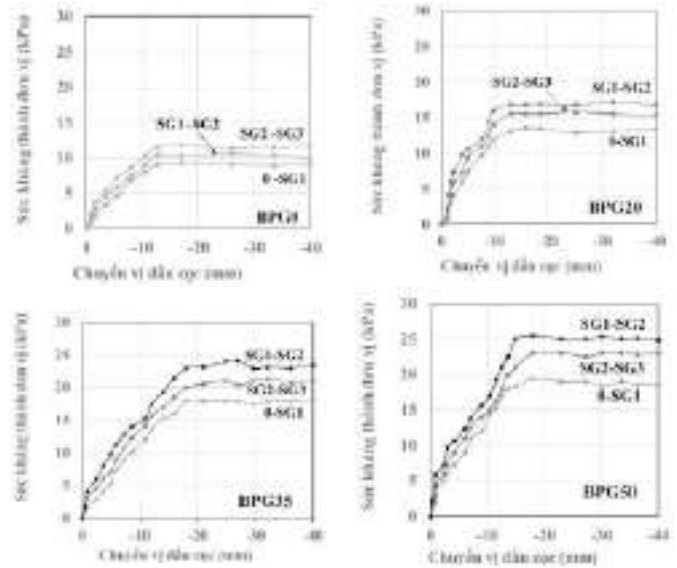
Việc xác định sức kháng thành đơn vị của cọc có thể được thực hiện dựa trên số liệu đo biến dạng dọc trục cọc thu thập từ strain gage. Phương pháp này cho phép tính toán sức kháng thành thông qua sự suy giảm lực dọc theo chiều sâu cọc trong quá trình thí nghiệm nén tĩnh. Khi tải trọng tác dụng lên đầu cọc tăng dần thông qua quá trình thí nghiệm nén tĩnh, cọc bắt đầu chuyển vị xuống so với đất xung quanh. Khi đó, lực ma sát phát sinh giữa thành cọc và đất đóng vai trò là thành phần sức kháng thành của cọc. Thành phần sức kháng này có hướng ngược với chiều chuyển vị của cọc, do đó làm giảm lực nén dọc theo chiều sâu cọc.

Sức kháng đơn vị f_i giữa cọc và đất có thể được xác định từ số liệu đo biến dạng theo công thức sau:

$$f_i = \frac{N_i - N_{i+1}}{u_i \times l_i} \quad (1)$$

Trong đó: N_i và N_{i+1} lần lượt là lực dọc tại vị trí strain gage thứ i và $i+1$ trong cùng một cấp tải trọng, u_i là chu vi cọc, và l_i là chiều dài đoạn cọc giữa hai vị trí strain gage i và $i+1$.

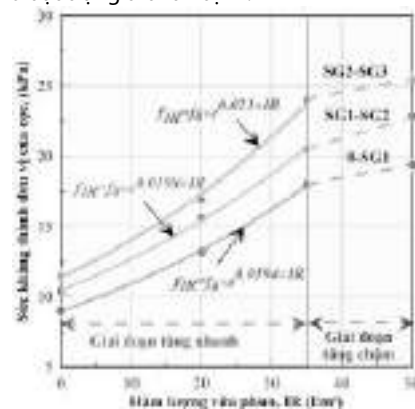
Kết quả thí nghiệm cho thấy sức kháng thành đơn vị của các cọc phụt vữa (BPG20, BPG35 và BPG50) tăng nhanh theo sự gia tăng chuyển vị cọc, đạt giá trị cực đại khi chuyển vị tại đầu cọc nằm trong khoảng 12.6 mm - 16.8 mm. So với cọc không xử lý (BPG0), giá trị cực đại này cao hơn đáng kể (Hình 6).



Hình 6. Biểu đồ quan hệ giữa sức kháng thành đơn vị và chuyển vị đầu cọc

Sau khi sức kháng thành đơn vị đạt cực đại, giá trị ma sát đơn vị giữa cọc và đất duy trì ổn định với mức dao động không đáng kể. Phân tích số liệu biến dạng từ thí nghiệm cho thấy giá trị trung bình lớn nhất của sức kháng đơn vị đối với cọc phụt vữa dao động trong khoảng từ 15.2 kPa - 22.6 kPa, cao hơn từ 1.46 - 2.17 lần so với giá trị 10.4 kPa của cọc trơn. Điều này khẳng định ảnh hưởng tích cực của phương pháp phụt vữa trong việc nâng cao sức chịu tải của cọc ma sát.

Hình 7 thể hiện sự biến thiên của giá trị sức kháng thành đơn vị lớn nhất theo hàm lượng vữa phun. Có thể chia sự thay đổi này thành hai giai đoạn: (i) tăng nhanh khi hàm lượng vữa IR tăng từ 0 đến 35 l/m², sức kháng thành đơn vị tăng đáng kể; và (ii) tăng chậm khi IR vượt quá 35 l/m², tốc độ gia tăng sức kháng thành đơn vị chậm lại và gần như đạt trạng thái ổn định.



Hình 7. Biểu đồ quan hệ giữa sức kháng thành đơn vị của từng đoạn cọc và hàm lượng vữa phun

Trong giai đoạn IR từ 0 đến 35 l/m², sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa có thể được ước tính dựa trên giá trị tương ứng của cọc trơn thông qua phương trình hàm mũ:

$$f_{IR} = f_0 \times e^{Z' \times IR} \quad (2)$$

Trong đó:

- f_{IR} và f_0 lần lượt là giá trị sức kháng thành lớn nhất ứng với hàm lượng vữa phun IR và của cọc trơn (IR=0).

- Z' là tham số phụ thuộc vào cao trình và hàm lượng vữa phun IR.

Giá trị tham số Z' thay đổi theo cao trình của cọc và được xác định bởi công thức thực nghiệm:

$$Z' = -0,00191.Z + 0,02293 \quad (3)$$

Trong đó :

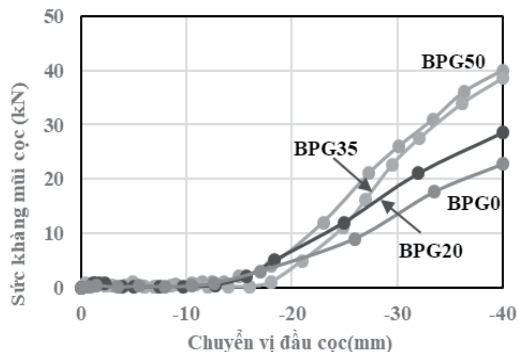
• Z' là tham số phụ thuộc vào cao trình khi hàm lượng vữa phun $IR \leq 35 \text{ l/m}^2$;

• Z là cao trình nghiên cứu của cọc (cao trình Z lấy giá trị âm).

Kết quả nghiên cứu khẳng định hàm lượng vữa phun (IR) có tác động đáng kể đến sức kháng thành đơn vị của cọc. Khi IR tăng, sức kháng thành đơn vị cũng gia tăng, tuy nhiên mức độ cải thiện giảm dần khi IR vượt quá 35 l/m^2 . Các công thức thực nghiệm (2) và (3) có thể được sử dụng để dự báo sức kháng thành đơn vị của cọc phụt vữa dựa trên giá trị tương ứng của cọc trơn và cao trình tính toán.

3.3 Hàm lượng vữa và sức kháng mũi

Hình 8 mô tả mối quan hệ giữa sức kháng mũi và chuyển vị đầu cọc, từ đó có thể rút ra một số nhận xét quan trọng. Kết quả thí nghiệm cho thấy rằng sức chống mũi của cọc có phụt vữa lớn hơn đáng kể so với cọc trơn. Cụ thể, giá trị sức chống mũi của các loại cọc BPG0 (cọc trơn), BPG20, BPG35 và BPG50 lần lượt là 22.7 kN, 28.5 kN, 38.6 kN và 40.1 kN. Sự gia tăng này chứng tỏ rằng việc phụt vữa không chỉ cải thiện sức chịu tải của cọc mà còn làm tăng đáng kể sức kháng tại mũi cọc.



Hình 8. Biểu đồ quan hệ giữa thành phần sức kháng mũi và chuyển vị đầu cọc

Quá trình phụt vữa không chỉ tác động đến đất xung quanh thân cọc mà còn cải thiện đáng kể điều kiện nền đất tại mũi cọc. Điều này được minh chứng qua vị trí lỗ phụt gần nhất chỉ cách mũi cọc 0.5 m, cho thấy rằng vữa có khả năng lan truyền và tác động trực tiếp đến khu vực mũi cọc. Nhờ đó, sức kháng mũi được tăng cường, giúp cọc chịu tải tốt hơn. Tuy nhiên, hiệu quả gia tăng sức kháng mũi không tăng tuyến tính với lượng vữa phụt mà đạt giá trị tối ưu tại một ngưỡng nhất định. Kết quả thí nghiệm cho thấy khi lượng vữa đạt $IR = 35 \text{ l/m}^2$, sức kháng mũi tăng đáng kể. Tuy nhiên, khi lượng vữa tiếp tục tăng vượt ngưỡng này, mức gia tăng sức kháng mũi không còn đáng kể. Điều này chứng tỏ rằng có một hàm lượng vữa tối ưu để đạt được sự cải thiện lớn nhất về sức kháng mũi, trong khi việc tiếp tục gia tăng lượng vữa có thể không mang lại hiệu quả tương ứng.

So với cọc trơn, giá trị sức kháng mũi của cọc phụt vữa tăng theo tỷ lệ khác nhau tùy theo hàm lượng vữa. Cụ thể, cọc BPG20, BPG35 và BPG50 có sức kháng mũi lớn hơn cọc trơn lần lượt 1.2 lần, 1.7 lần và 1.76 lần. Kết quả này khẳng định rằng việc phụt vữa không chỉ giúp gia tăng ma sát dọc thân cọc mà còn có vai trò quan trọng trong việc nâng cao sức kháng tại mũi cọc. Tuy nhiên, mức tăng dần thu hẹp khi hàm lượng vữa vượt quá $IR = 35 \text{ l/m}^2$, cho thấy sự giới hạn trong hiệu quả của phương pháp này.

Bên cạnh đó, sự phát triển sức kháng mũi của cọc cũng có liên quan mật thiết đến chuyển vị đầu cọc. Kết quả thí nghiệm cho thấy khi chuyển vị đầu cọc đạt khoảng 16 - 18 mm, sức kháng mũi bắt đầu gia tăng nhanh chóng. Đây là giai đoạn mà ma sát giữa thân cọc và đất đã được huy động tối đa, dẫn đến tải trọng dồn xuống mũi

cọc, kích hoạt sức kháng mũi một cách đáng kể. Do đó, trong thực tế thiết kế, việc xem xét mối quan hệ giữa chuyển vị đầu cọc và huy động sức kháng mũi là rất quan trọng để đánh giá đúng khả năng chịu tải của cọc.

4. KẾT LUẬN

Nghiên cứu này đã phân tích ảnh hưởng của công nghệ phụt vữa dọc thân cọc đến sức chịu tải của cọc khoan nhồi trong nền đất cát pha thông qua thí nghiệm nén tĩnh trên mô hình thực nghiệm. Kết quả nghiên cứu cho thấy rằng việc áp dụng phụt vữa giúp cải thiện đáng kể sức kháng ma sát thành cọc và sức kháng mũi, từ đó nâng cao tổng khả năng chịu tải của cọc so với cọc không xử lý.

Các kết quả chính có thể được tóm tắt như sau:

1. Tăng cường sức kháng ma sát thành cọc: Việc phụt vữa làm tăng sức kháng thành đơn vị từ 1.46 - 2.17 lần so với cọc không xử lý. Khi hàm lượng vữa phun tăng lên đến 35 l/m^2 , sức kháng ma sát tiếp tục tăng, nhưng sau ngưỡng này, mức độ cải thiện giảm dần. Điều này cho thấy có một hàm lượng vữa tối ưu giúp đạt hiệu quả cao nhất mà không gây lãng phí vật liệu.

2. Cải thiện sức kháng mũi: Công nghệ phụt vữa không chỉ cải thiện ma sát dọc thân cọc mà còn giúp gia tăng đáng kể sức kháng tại mũi cọc. Kết quả thí nghiệm cho thấy cọc phụt vữa có sức kháng mũi cao hơn từ 1.2 - 1.76 lần so với cọc không phụt vữa. Tuy nhiên, khi lượng vữa vượt quá 35 l/m^2 , hiệu quả gia tăng không còn đáng kể, cho thấy mức độ lan truyền của vữa tại khu vực mũi cọc có giới hạn.

3. Tác động của chuyển vị đến sức kháng cọc: Khi chuyển vị đầu cọc đạt khoảng 12.6 - 16.8 mm, sức kháng ma sát thành đạt giá trị tối đa, trong khi sức kháng mũi bắt đầu gia tăng nhanh khi chuyển vị đầu cọc dao động từ 16 - 18 mm. Điều này nhấn mạnh sự cần thiết phải xem xét mối quan hệ giữa chuyển vị và sự huy động sức kháng trong thiết kế cọc khoan nhồi có phụt vữa.

Nghiên cứu này đã chứng minh rằng công nghệ phụt vữa là một giải pháp hiệu quả giúp tăng cường sức chịu tải của cọc khoan nhồi trong nền đất cát pha. Kết quả nghiên cứu có thể là cơ sở khoa học quan trọng cho việc phát triển các tiêu chuẩn thiết kế và thi công cọc khoan nhồi có phụt vữa trong điều kiện thực tế tại Việt Nam.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Littlechild, B. D., G. D. Plumbridge, S. J. Hill, and S. C. Lee. 2000. "Shaft Grouting of Deep Foundations in Hong Kong." *New Technol. Des. Dev. Deep Found.*, 33-45. Denver, Colorado, United States: American Society of Civil Engineers.
- [2]. Nguyen, P.-H. V., and P.-C. Nguyen. 2021. "Effects of Shaft Grouting on the Bearing Behavior of Barrette Piles: A Case Study in Ho Chi Minh City." *Eng. Technol. Appl. Sci. Res.*, 11 (5): 7653-7657.
- [3]. Nguyen, T. D., V. Q. Lai, D. L. Phung, and T. P. Duong. 2019. "Shaft resistance of shaft-grouted bored piles and barrettes recently constructed in Ho Chi Minh city." *Geotech. Eng. J. SEAGS AGSSEA*, 50 (3): 155-162.
- [4]. Njock, P. G. A., J. Chen, G. Modoni, A. Arulrajah, and Y.-H. Kim. 2018. "A review of jet grouting practice and development." *Arab. J. Geosci.*, 11: 1-31. Springer.
- [5]. Nonveiller, E. 2013. *Grouting theory and practice*. Elsevier.
- [6]. Poulos, H. G. 2000. "Foundation Settlement Analysis - Practice Versus Research." *Eighth Spencer J Buchanan Lect.*
- [7]. Sze, J. W. C., and K. M. Chan. 2012. "Application of Shaft Grouting Technique in Deep Foundations - Hong Kong Experience." *Grouting Deep Mix*. 2012, 1085-1094. New Orleans, Louisiana, United States: American Society of Civil Engineers.
- [8]. Tran, T. D., and V. T. Tran. 2021. "Analysis of Increase in Bearing Capacity of Shaft-Grouted Bored Piles at a Project in Ho Chi Minh City." *Lect. Notes Civ. Eng.*, 459-468. Singapore: Springer Singapore.
- [9]. Wehnert, M., and P. A. Vermeer. 2004. "Numerical analyses of load tests on bored piles." *Numer. Methods Geomech. IX*, 505-511.

XÂY DỰNG

ISSN 2734-9888
NĂM THỨ 60

TẠP CHÍ CỦA BỘ XÂY DỰNG
JOURNAL OF CONSTRUCTION 60th Year

10-2021





MỤC LỤC CONTENT

HỘI ĐỒNG KHOA HỌC:

TS Lê Quang Hùng (Chủ tịch hội đồng)
PGS.TS Vũ Ngọc Anh (Thường trực Hội đồng)
GS.TS Nguyễn Việt Anh
GS.TS.KTS Nguyễn Quốc Thông
GS.TS.KTS Nguyễn Tố Lăng
GS.TS Trịnh Minh Thụ
GS.TS Phan Quang Minh
PGS.TS Lê Trung Thành
TS Nguyễn Đại Minh
TS Lê Văn Cư

TỔNG BIÊN TẬP:

Nguyễn Thái Bình

TÒA SOẠN:

37 LÊ ĐẠI HÀNH, Q.HAI BÀ TRUNG, HÀ NỘI
Ban biên tập (tiếp nhận bài): 024.39740744
Email: banbientapctcd.bxd@gmail.com

Giấy phép xuất bản:

Số 372/GP-BTTTT ngày 05/7/2016

ISSN: 2734-9888

Tài khoản: 113000001172

Ngân hàng Thương mại Cổ phần Công thương
Việt Nam Chi nhánh Hai Bà Trưng, Hà Nội

Thiết kế: Thạc Cường

In tại: Công ty TNHH In Quang Minh

Địa chỉ: 418 Bạch Mai, quận Hai Bà Trưng, Hà Nội

Ảnh bìa 1: Giao thông kết nối tạo động lực phát triển kinh tế vùng Đồng bằng sông Cửu Long

Giá 35.000 đồng

TỪ CHÍNH SÁCH ĐẾN CUỘC SỐNG

- AN AN 4** “Dải Ngân hà xanh Thăng Long”
- PHẠM THANH TÙNG 7** Những cây cầu Hà Nội
- THANH PHONG 10** Xu thế tất yếu của nhà cung cấp vật liệu xi măng cho công trình giao thông
- TRẦN LƯƠNG 12** Kỳ vọng giá trị kiến trúc cầu Cửa Lục 1, Cửa Lục 3
- TRẦN BÁ VIỆT, LƯƠNG TIẾN HÙNG 14** Giải pháp kỹ thuật sửa chữa mặt cầu Thăng Long
- VĨNH TIẾN 18** Nhà máy nhiệt điện Vĩnh Tân 4 & Vĩnh Tân 4 mở rộng: Nhiều giải pháp tích cực để tiêu thụ tro, xỉ

GÓC NHÌN TỪ THỰC TIỄN

- NGUYỄN HOÀNG LINH 24** Cấp nước cho khu đô thị: Chuyện tiền sạch nước bẩn!
- BÙI VĂN 26** Từ đô thị hạnh phúc đến phong tỏa, giãn cách và hậu Covid

GIỚI THIỆU SÁCH MỚI

- AN NHIÊN 29** Nhà ở xã hội - Kinh nghiệm phát triển nhà ở xã hội cho công nhân Việt Nam

NGHIÊN CỨU KHOA HỌC

- TRẦN THỊ QUỲNH NHƯ 30** Nghiên cứu thực hiện công tác đánh giá nhà chung cư giai đoạn vận hành, khai thác
- HÀ VĂN THANH KHƯƠNG 34** Chuyển đổi số trong quản trị đô thị Phú Quốc, TP Phú Quốc, tỉnh Kiên Giang
- PHẠM TUẤN ANH, NGUYỄN THANH TÂM 38** Ứng dụng mạng thần kinh nhân tạo trong dự báo sức chịu tải móng nông
- DOAN VAN DUAN 42** Phân tích dao động tự do của thanh có xét đến biến dạng trượt ngang bằng phương pháp chuyển vị cưỡng bức - lời giải số

49 - 300 PHÁT TRIỂN XÂY DỰNG BỀN VỮNG TRONG ĐIỀU KIỆN BIẾN ĐỔI KHÍ HẬU KHU VỰC ĐỒNG BẰNG SÔNG CỬU LONG

FROM POLICY TO LIFE

- AN AN **4** Thang Long Blue Milky Way
- PHAM THANH TUNG **7** Hanoi Bridges
- THANH PHONG **10** The inevitable trend of suppliers of cement materials for traffic works
- TRAN LUONG **12** Architectural value expectation of Cua Luc 1 and Cua Luc 3 bridges
- TRAN BA VIET, LUONG TIEN HUNG **14** Technical solutions to repair Thang Long bridge surface
- VINH TIEN **18** Vinh Tan 4 & Vinh Tan 4 expansion Thermal Power Plants: Many positive solutions for ash and slag consumption

PERSPECTIVE TO PRACTICAL

- NGUYEN HOANG LINH **24** Water supply for urban areas: The story of "clean money and dirty water"!
- BUI VAN **26** From the happy city to blockade, distance and post-Covid

ABOUT NEW BOOK

- AN NHIEN **29** Social housing - Experiences in developing social housing for Vietnamese workers

SCIENTIFIC RESEARCH

- TRAN THI QUYNH NHU **30** Researching the issues related to the task of implementing the assessment during the period of operation, exploit on apartment
- HA VAN THANH KHUONG **34** Digital transformation in urban management at Phu Quoc city, Kien Giang province
- PHAM TUAN ANH, NGUYEN THANH TAM **38** Application of artificial neural network in the forecast the ultimate bearing capacity of shallow foundations
- DOAN VAN DUAN **42** Analysis of bar's free vibration with considering lateral shear strain by forced displacement method - numerical solution

**49 - 300 SUSTAINABLE CONSTRUCTION DEVELOPMENT IN THE
CONTEXT OF CLIMATE CHANGE IN THE MEKONG DELTA
REGION**

SCIENTIFIC COMMISSION:

Le Quang Hung, Ph.D
(Chairman of Scientific Board)
Ass.Prof Vu Ngoc Anh, Ph.D
(Standing Committee)
Prof. Nguyen Viet Anh, Ph.D
Prof. Nguyen Quoc Thong, Ph.D
Prof. Nguyen To Lang, Ph.D
Prof. Trinh Minh Thu, Ph.D
Prof. Phan Quang Minh, Ph.D
Ass.Prof Le Trung Thanh, Ph.D
Nguyen Dai Minh, Ph.D
Le Van Cu, PhD

EDITOR-IN-CHIEF:

Nguyen Thai Binh

OFFICE:

37 LE DAI HANH, HAI BA TRUNG, HANOI
Editorial Board: 024.39740744
Email: banbientapctcd.bxd@gmail.com

Publication:

No: 372/GP-BTTTT date 5th, July/2016

ISSN: 2734-9888

Account: 113000001172

Joint Stock Commercial Bank of Vietnam
Industrial and Commercial Branch,
Hai Ba Trung, Hanoi

Designed by: Thac Cuong

Printed at Quang Minh Company Limited
Address: 418 Bach Mai - Hai Ba Trung - Hanoi

Phát triển xây dựng bền vững trong điều kiện biến đổi khí hậu khu vực Đồng bằng sông Cửu Long

Tập hợp các chuyên đề nghiên cứu khoa học do Trường Đại học Xây dựng Miền Tây tổ chức, nhằm phổ biến kết quả nghiên cứu để áp dụng trong thực tiễn với chủ đề “Phát triển xây dựng bền vững trong điều kiện biến đổi khí hậu khu vực Đồng bằng sông Cửu Long”, nhân Kỷ niệm 45 năm thành lập Trường và 10 năm mang tên Trường Đại học Xây dựng Miền Tây

LÊ HỒ TUYẾT NGÂN, HUỖNH TRỌNG NHÂN	52	Đánh giá hiệu quả giải pháp cách nhiệt phần mái công trình nhà ở vùng Đồng bằng sông Cửu Long
NGÔ LÊ MINH, HOÀNG THỊ THANH HÀ	55	Đô thị ven biển vùng Đồng bằng sông Cửu Long và tác động từ hiện tượng biến đổi khí hậu
VO VAN NAM, TRAN THE TRUYEN	62	Phân tích ảnh hưởng của mức độ ăn mòn cốt thép trong bê tông đến ứng xử của dầm bê tông
VŨ HOÀNG HƯNG, TRẦN ĐÌNH HÒA,	66	Thảo luận một số vấn đề về kết cấu thép cửa van khẩu độ lớn ở Đồng bằng sông Cửu Long
ĐỖ XUÂN CƯỜNG, VÂN THẾ DŨNG, TRẦN XUÂN HẢI		
NGUYỄN TRỌNG CHỨC, MARIUSZ ZYCH,	72	Nghiên cứu, đánh giá sự hình thành các vết nứt nhiệt cục bộ trong kết cấu bê tông khối lớn ở tuổi sớm ngày
ĐỖ THỊ MỸ DUNG, NGUYỄN THỊ MINH HẰNG	77	Giải pháp khối phá sóng Tetrapod bê tông lắp ghép thân thiện môi trường
PHAN QUANG MINH, NGUYỄN VIỆT PHƯƠNG,		
PHẠM THÁI HOÀN		
LE THANH TRUNG, BACH VU HOANG LAN,	82	Mô hình số thí nghiệm cọc khoan nhồi phụt vữa thân cọc
NGUYEN NGHIA HUNG, TRAN HUU BANG		
ĐÀO THỊ NHƯ	86	Phát huy giá trị di sản kiến trúc đô thị theo hướng kiến tạo thương hiệu đô thị để thúc đẩy nguồn lực phát triển đô thị
	94	Quản lý chất lượng thi công cọc khoan nhồi
ĐỖ THỊ MỸ DUNG, LÂM THANH QUANG KHẢI,	101	Quy trình lập tiến độ dự án bằng lý thuyết tập mờ
NGUYỄN TRỌNG CHỨC, ĐOÀN VĂN DUẤN	108	Lựa chọn phương án sử dụng ván khuôn trong thi công nhà cao tầng bằng phương pháp AHP
TRƯƠNG CÔNG BẰNG	114	Ứng dụng rọ đá vỏ lưới nhựa chống xói bờ kè trong môi trường xâm thực
NGUYỄN QUỐC TOẢN, NGUYỄN THỊ MỸ HẠNH		
NGUYỄN DUY LIÊM, ĐỖ XUÂN SƠN,	119	Thiết lập mô hình vật lý xác định sự phân bố tải trọng dọc trục của cọc trong hệ móng bè cọc
LÂM NGỌC TRÀ MY	124	Nghiên cứu đề xuất công nghệ cọc cát biển-xi măng-tro bay xử lý nền đất yếu phục vụ xây dựng vùng ven biển Đồng bằng sông Cửu Long
VÕ VĂN ĐẤU, VÕ PHÁN, TRẦN VĂN TUẤN		
TẠ ĐỨC THỊNH, NGUYỄN THÀNH DƯƠNG,	130	Phân tích sự làm việc của móng bè cọc theo mô hình hệ số nền
NGUYỄN TRỌNG DŨNG, ĐẶNG QUANG HUY,		
HỒ ANH CƯỜNG, NGUYỄN TẤN SƠN	135	Giải pháp chống sạt lở bờ sông, biển bằng kè mềm sử dụng bao sinh thái
VÕ VĂN ĐẤU, TRẦN VĂN TỶ, ĐỖ ANH HẢO,	140	Nghiên cứu quan hệ tải trọng và chuyển vị của cọc trong hệ móng bè cọc bằng mô hình tỉ lệ nhỏ
LÂM TẤN PHÁT		
NGUYỄN XUÂN MÃN, NGUYỄN DUYÊN PHONG,	145	Khả năng cải tạo đất than bùn hóa abQ_2^3 phân bố tại khu vực Kiên Giang bằng xi măng kết hợp với phụ gia thủy tinh lỏng
NGUYỄN DUY BẮC VIỆT	148	Nghiên cứu ứng dụng bê tông Geopolymer cho kết cấu dầm dự ứng lực công trình cầu hướng tới phát triển bền vững
VÕ VĂN ĐẤU, VÕ PHÁN, TRẦN VĂN TUẤN, TRƯƠNG	153	Nghiên cứu ứng dụng bê tông tro bay cát mặn cho công trình hạ tầng ven biển hướng tới phát triển bền vững
TRUNG HIẾU, TRẦN NHẬT LÂM, NGUYỄN NGỌC EM	159	Nghiên cứu ứng dụng bê tông siêu tính năng trong xây dựng dầm cầu cho giao thông nông thôn tại Đồng bằng sông Cửu Long
NGUYỄN THỊ NỤ, TẠ THỊ TOẢN, VŨ NGỌC BÌNH	163	Nghiên cứu sử dụng hỗn hợp đất và xỉ than để làm nền đường giao thông
	171	Nghiên cứu một số đặc tính cơ học của bê tông Geopolymer cốt liệu tái chế
LÊ BÁ DANH, PHẠM DUY HÒA, NGUYỄN BÌNH HÀ,	176	Giải pháp thúc đẩy sử dụng tro, xỉ nhà máy nhiệt điện than làm vật liệu xây dựng trong xu thế nền kinh tế tuần hoàn tại Việt Nam
CAO BẮC ĐĂNG		
PHẠM DUY HÒA, NGUYỄN VIỆT PHƯƠNG,	183	Nghiên cứu sử dụng kết hợp tro bay nhiệt điện với xỉ lò cao để chế tạo bê tông chất lượng cao hạt mịn không xi măng
LÊ BÁ DANH		
TRẦN BÁ VIỆT, NGÔ VĂN THỨC, LƯƠNG THẾ HÙNG		
HUỖNH VĂN HIỆP, LÂM VĂN CHÚC, HUỖNH HỒNG,		
BÙI PHƯỚC HẢO		
LÊ HOÀI BẢO, BÙI QUỐC BẢO		
LÊ VĂN TUẤN, NGUYỄN QUỐC TOẢN		
TĂNG VĂN LÂM, VŨ KIM DIỄN, BULGAKOV BORIS		
IGOREVICH		

Mô hình số thí nghiệm cọc khoan nhồi phụt vữa thân cọc

Numerical model of static load tests on shaft grouted bored piles

> **LE THANH TRUNG¹; BACH VU HOANG LAN²; NGUYEN NGHIA HUNG³; TRAN HUU BANG⁴**

¹ Faculty of Architecture, Thu Dau Mot University, Binh Dương Province.

Email: lttrung@tdmu.edu.vn

² University of Architecture Ho Chi Minh City,

Email: lan.bachvuhoang@uah.edu.vn

³ Southern institute of water resources research, Ho Chi Minh City.

Email: hungsiwrr@gmail.com

⁴ Faculty of Architecture, Thu Dau Mot University, Binh Dương Province

Email: bangth@tdmu.edu.vn

TÓM TẮT:

Những năm gần đây, nhiều công trình nhà cao tầng được xây dựng tại TP.HCM, một thành phố lớn nhất và năng động nhất của Việt Nam. Phần lớn diện tích của thành phố nằm dọc theo ven sông Sài Gòn và sông Đồng Nai, đặc biệt là các quận trung tâm. Cọc khoan nhồi của móng nhà cao tầng cần có kích thước và chiều sâu lớn để xuyên qua lớp đất sét yếu trầm tích bão hòa nước, có chiều dày lớn và đảm bảo độ mảnh của cọc. Kỹ thuật phụt vữa thân cọc được áp dụng để tăng sức kháng thành của cọc khoan nhồi. Bài báo trình bày mô hình số theo phương pháp phần tử hữu hạn, thông số của mô hình được xác định từ phương pháp phân tích ngược kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) của đất nền và sức kháng thành của cọc khoan nhồi phụt vữa thân cọc. Mô hình này xác định thông qua thí nghiệm nén tĩnh cọc nhằm xác định sức chịu tải của cọc thí nghiệm của công trình tại Quận 1. Kết quả dự báo của mô hình được so sánh với số liệu quan trắc ngoài hiện trường cho thấy là đáng tin cậy. Kết quả tính toán từ mô hình cho phép dự báo được sức chịu tải của cọc và cung cấp một tài liệu tham khảo cho công tác thiết kế cọc.

Từ khóa: Cọc khoan nhồi; phụt vữa thân cọc; sức kháng thành, mô phỏng cọc

ABSTRACT:

In recent years, many high-rise buildings have been built in Ho Chi Minh city, the largest and most dynamic city in Vietnam. Most of its area is located along the the Saigon and Dong Nai rivers, especially the central districts. The bored pile foundation of high-rise buildings need to have a large size and depth to penetrate the large thickness soft soil layer which is a water-saturated deposit clay, and response slenderness of pile. The technique of shaft grouting pile is applied to increase the shaft resistance of bored piles. This paper presents a numerical model according to the finite element method, the parameters of the model are determined by the back analysis method of Standard Penetration Test (SPT) and mobilized shaft resistance along pile. This model is determined by test to calculate the bearing capacity of a bored pile at the construction in District 1. The simulation results of the model are compared with the observed data in the field that are reliable. Calculation results from the model allow to predict the bearing capacity of piles and provide a reference for pile design.

Keywords: Bored piles; shaft grouting pile; shaft resistance; simulation piles

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Hiện nay, việc dự báo sức chịu tải cọc khoan nhồi phụt vữa thân cọc dựa vào lý thuyết tính toán cọc khoan nhồi truyền thống [2], [3]. Kết quả dự báo sức chịu tải của cọc có sai lệch lớn so với thực tế [6], [7], [8], [9], [10]. Dẫn đến công tác dự toán kinh phí đầu phải điều chỉnh tại nhiều dự án. Do đó, công tác thử tải hiện trường trở nên hết sức quan trọng. Thí nghiệm thử tải cọc là một

cách hiệu quả để đánh giá phương pháp thiết kế cọc. Các loại thí nghiệm thử tải cọc bao gồm thí nghiệm nén tĩnh, thí nghiệm O-cell, thí nghiệm thử động biến dạng lớn (PDA)... Kết quả thí nghiệm thử tải cọc nhằm xác định tải trọng cọc, bao gồm quan hệ giữa tải trọng – chuyển vị, khả năng chịu tải cực hạn, đặc tính truyền tải và độ bền của cọc. Thí nghiệm nén tĩnh cọc được xem là thí nghiệm truyền thống, phổ biến tại các dự án. Tuy nhiên, quá

trình thử tải tĩnh tiêu tốn nhiều thời gian để hoàn thiện hồ sơ thiết kế. Do đó, tác giả đề ra giải pháp sử dụng phương pháp số để mô phỏng ứng xử cọc dựa trên các thông số địa chất, mô hình đất và đặc tính cọc. Kết quả nghiên cứu giúp cho việc triển khai dự án được tiến hành nhanh hơn, dự toán công trình được xác định chính xác hơn ở giai đoạn xác định và phê duyệt kinh phí đầu tư xây dựng công trình.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

Sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn (Plaxis 3D) kết hợp với kết quả quan trắc từ thí nghiệm nén tĩnh cọc tại hiện trường.

2.1. Đối tượng nghiên cứu

Cọc khoan nhồi được sử dụng để mô phỏng trong nghiên cứu thuộc dự án Friendship Tower, số 31 đường Lê Duẩn, Quận 1, TP.HCM. Cọc khoan nhồi phụt vữa TP2 có kích thước đường kính D là 1200 mm, chiều dài cọc L là 65 m, phun vữa từ -42m đến -64m so với mặt đất tự nhiên. Cọc thí nghiệm TP2 được thử tải tối đa đến 300% tải thiết kế, tương ứng là 3150 tấn và cọc sẽ không được dùng lại sau khi thí nghiệm. Nhằm thu thập được đầy đủ các thông tin để đánh giá ứng xử của cọc trong quá trình làm việc, sự huy động các thành phần sức kháng tại các lớp đất, cọc thí nghiệm được bố trí các thiết bị cảm biến (strain gauge) dọc thân cọc tại các điểm ranh giới của lớp đất nhằm xác định ma sát thành cọc, loại đầu đo Geokon 4200. Vật liệu vữa phụt thân cọc cho cọc TP2 thiết kế theo cấp phối và các thành phần pha trộn bao gồm Xi măng: 100 kg; Nước: 66.6 lít; Bentonite: 1.5 kg; Bentoryl 186: 150 ml và Daracem 100 (phụ gia siêu hoá dẻo, giảm lượng nước): 400 ml.

2.2. Điều kiện địa chất

Địa tầng công trình gồm 9 lớp đất. Đặc điểm địa chất các lớp cụ thể, Lớp 1: Sét gầy pha cát, xám nâu, nâu đỏ, xám xanh. Bề dày lớp H=10m, chỉ số SPT trung bình là 15. Lớp 2: Cát sét, nâu đỏ, xám xanh, xám vàng, bề dày lớp H=10m chỉ số SPT trung bình là 12. Lớp 3: Cát cấp phối tốt lẫn bụi và sỏi, xám vàng, lớp này có bề dày H=5m, chỉ số SPT trung bình là 14. Lớp 4: Cát sét, bụi, xám vàng, lớp này có mặt hầu hết ở tất cả các hố khoan, nằm bên dưới lớp 3, lớp này có bề dày H=15 m, chỉ số SPT trung bình là 17. Lớp 5: Sét béo lẫn cát, nâu vàng, xám xanh. Bề dày trung bình lớp H=14 m, chỉ số SPT trung bình là 19. Lớp 6: Sét gầy pha cát, xám vàng, lớp này có bề dày tương đối mỏng nằm bên dưới lớp 5, có chiều dày trung bình 2 m, chỉ số SPT trung bình là 40. Lớp 7: Cát sét, bụi, xám xanh, xám trắng, chiều dày trung bình lớp là 12 m, chỉ số SPT trung bình là 35. Lớp 8: Cát sét, xám xanh, lớp này tương đối mỏng nằm bên dưới lớp 7, chiều dày trung bình lớp là 3m, chỉ số SPT trung bình là 45. Lớp 9: Cát cấp phối tốt lẫn bụi, xám vàng, xám xanh, chiều dày trung bình lớp là 12m, chỉ số SPT trung bình lớp 50. Mục nước ngầm khảo sát từ các hố khoan nằm ở độ sâu -7.5m so với mặt đất tự nhiên.

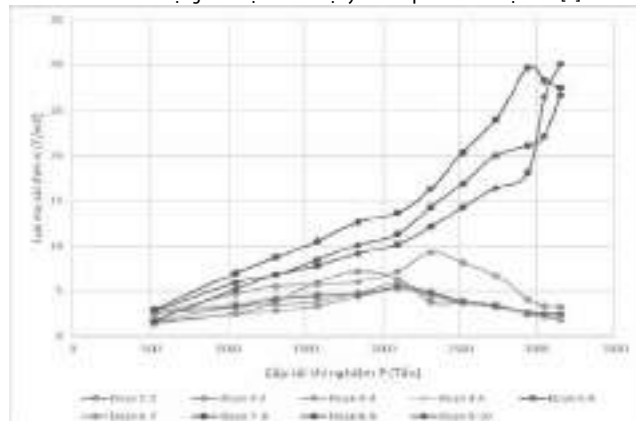
2.3. Quy trình thí nghiệm cọc

Thí nghiệm nén tĩnh với 3 chu kỳ liên tục gia tải và dỡ tải tuân thủ theo tiêu chuẩn hiện hành [1]. Chu kỳ 1: Tại cấp tải trọng 100% tải trọng thiết kế (tương đương 1050 tấn), tổng độ lún đầu cọc là 10.02 mm. Sau khi giảm tải hoàn toàn, độ lún dư còn 3.48 mm. Chu kỳ 2: Tại cấp tải trọng 200% tải trọng thiết kế (tương đương 2100 tấn), tổng độ lún đầu cọc là 25.87 mm. Sau khi giảm tải hoàn toàn, độ lún dư còn 10.73 mm. Chu kỳ 3: Tại cấp tải trọng 300% tải trọng thiết kế (tương đương 3150 tấn), tổng độ lún đầu cọc là 42.59 mm. Sau khi giảm tải hoàn toàn, độ lún dư còn 18.35mm. Kết quả độ lún đầu cọc ứng với tải trọng tác dụng, ma sát đơn vị đo được tại vị trí các lớp đất, tải trọng phân bố dọc thân cọc tại các chu kỳ gia tải được thể hiện *Hình 2.1*, *Hình 2.2*. Kết quả tính toán lực kháng ma sát thành cọc được huy động lớn nhất so với chỉ số N_{SPT} (f_s/N_{SPT}) theo

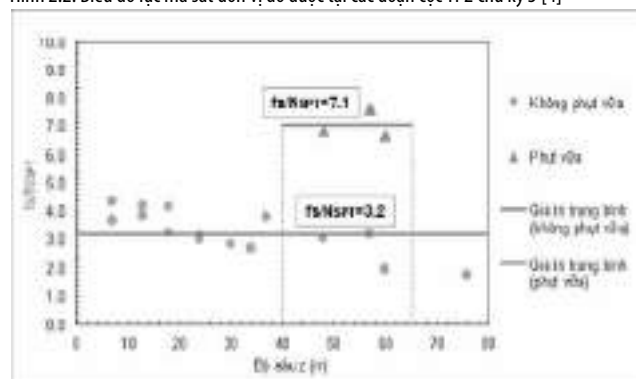
độ sâu z thể hiện *Hình 2.3*, tổng hợp từ dữ liệu đo đặc các strain gauge dọc thân cọc thể hiện tại *Hình 2.3*, tương tự theo các nghiên cứu [6], [7], [8], [9], [10].



Hình 2.1. Biểu đồ tải trọng P và độ lún đầu cọc y từ kết quả thử tĩnh cọc TP2 [4]



Hình 2.2. Biểu đồ lực ma sát đơn vị đo được tại các đoạn cọc TP2 chu kỳ 3 [4]

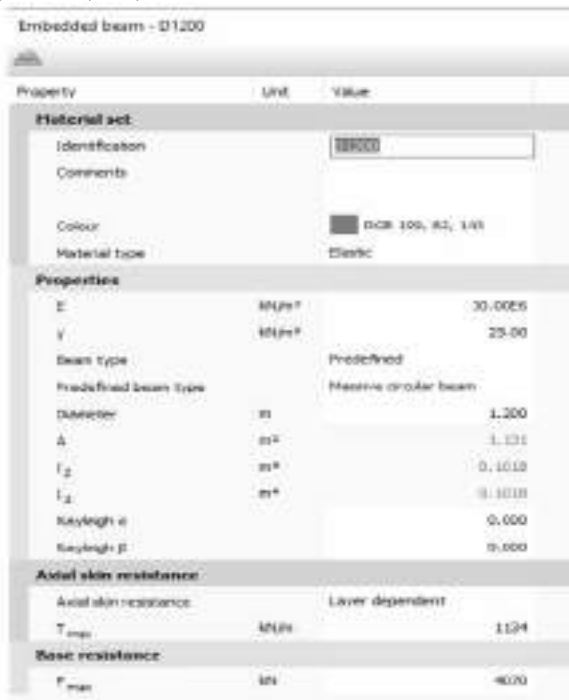


Hình 2.3. Giá trị ma sát f_s/N_{SPT} theo độ sâu z từ kết quả thí nghiệm

2.4. Mô hình trong tính toán mô phỏng cọc phụt vữa thân cọc

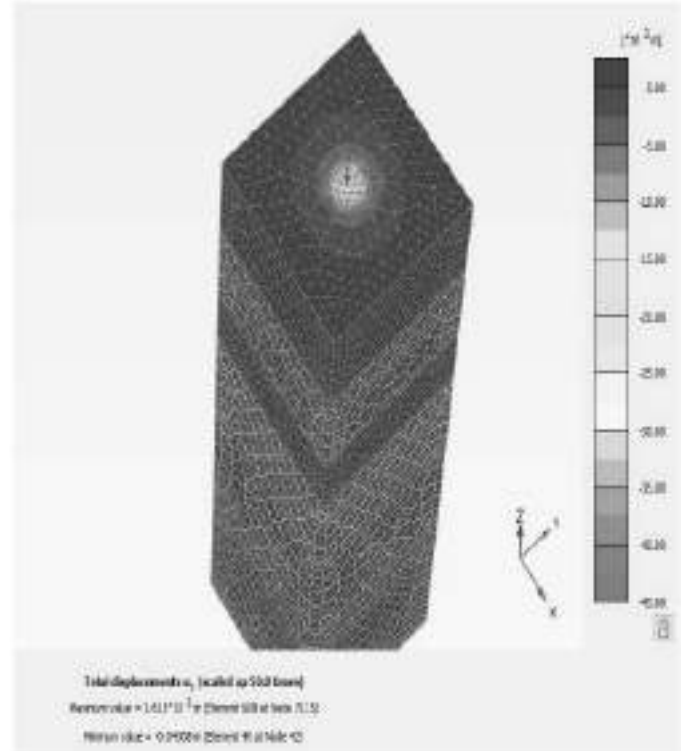
Mô hình đất nền được sử dụng là mô hình Hardening Soil được lựa chọn để phân tích kết quả thử tĩnh cọc. Đây là mô hình nâng cao, sử dụng độ cứng dỡ tải E_{ur} phù hợp với ứng xử dỡ tải khi thử tĩnh cọc. Ngoài ra, mô hình có xét đến thành phần biến dạng dẻo của đất. Trong mô hình đất, 2 thông số quan trọng nhất là thông số độ bền (lực dính c, góc ma sát φ) và thông số về độ cứng E, các thông số này ảnh hưởng trực tiếp và đáng kể đến kết quả chuyển vị và nội lực cọc. Ma sát đơn vị f_s (kN/m^2) đo được tại các đoạn cọc khác nhau, chính là thông số kháng cắt hoặc lực dính giữa cọc và

đất c (kN.m^2). Thành phần góc ma sát φ đã chuyển toàn bộ sang ma sát đơn vị f_s phụ thuộc vào áp lực ngang, có thể xem $\varphi=0$ và $c=f_s$ trong trường hợp này. Giá trị f_s đối với đoạn cọc không phun vữa nằm trong phạm vi $f_s=(2.8-4.3)N_{SPT}$, trung bình là $f_s=3.2N_{SPT}$. Giá trị f_s đối với đoạn cọc phun vữa nằm trong phạm vi $f_s=(6.7-7.3)N_{SPT}$, trung bình là $f_s=7.1N_{SPT}$. Dựa vào chỉ số N_{SPT} trung bình của đoạn cọc theo độ sâu, ta có thể ước lượng được giá trị lực dính c thông qua ma sát đơn vị f_s tính từ N_{SPT} . Điều này xác định thông số độ bền cho mô hình đất nền. Về thông số độ cứng E của các lớp đất được lấy theo tương quan với giá trị f_s , $E=500f_s$. Các giá trị độ cứng E_{oed} và E_{ur} lấy theo khuyến cáo của Plaxis. Cọc được mô hình bằng phần tử Embedded pile với mô đun đàn hồi cọc tương ứng với lát liệu làm cọc và ma sát đơn vị phụ thuộc vào lớp đất. Đường kính cọc được khai báo là 1200 mm. Khai báo vật liệu cọc trong mô hình Plaxis được thể hiện *Hình 2.4*. Trong Axial skin resistance của vật liệu cọc chọn layer dependent tức là ma sát đơn vị f_s của cọc sẽ phụ thuộc trực tiếp vào thông số độ bền c của các lớp đất. Giá trị T_{max} (kN/m) là sức kháng ma sát thành lớn nhất theo độ sâu của cọc. Trong tính toán ma sát huy động thì giá trị ma sát huy động của cọc không vượt quá T_{max} . Giá trị này được lấy từ kết quả đo ma sát f_s lớn nhất nhân với chu vi cọc. Về sức kháng mũi F_{max} (kN) là giá trị lực lớn nhất huy động ở mũi cọc. Giá trị này được lấy theo giá trị lớn nhất sức kháng mũi f_b (kN/m^2) đo được tại mũi cọc nhân với diện tích cọc A (m^2). Điều kiện biên của mô hình 3D được lựa chọn sao cho biên của mô hình lớn hơn vùng ảnh hưởng của cọc, vùng ảnh hưởng của cọc được lấy bằng 3 lần đường kính cọc. Tác giả lựa chọn kích thước mô phỏng của biên là $25\text{m} \times 25\text{m} \times 75\text{m}$ cho cọc đường kính 1200mm và chiều dài 65m. Trong mô hình Plaxis 3D sử dụng lưới phần tử tam giác. Tác giả lựa chọn chế độ chia lưới mịn (fine) để xem xét kết quả một cách chính xác nhất. Các giai đoạn mô phỏng, tính toán kết quả thử tĩnh cọc bao gồm 3 giai đoạn chính. Giai đoạn 1: Tính toán thiết lập điều kiện ban đầu, bao gồm áp lực đất và áp lực nước tại thời điểm trước khi tiến hành xây dựng (Initial Phase). Giai đoạn 2: Thi công cọc (kích hoạt phần tử cọc Embedded pile). Giai đoạn 3: Gia tải và dỡ tải theo trình tự thí nghiệm đã thực hiện.



Hình 2.4. Khai báo vật liệu cọc TP2

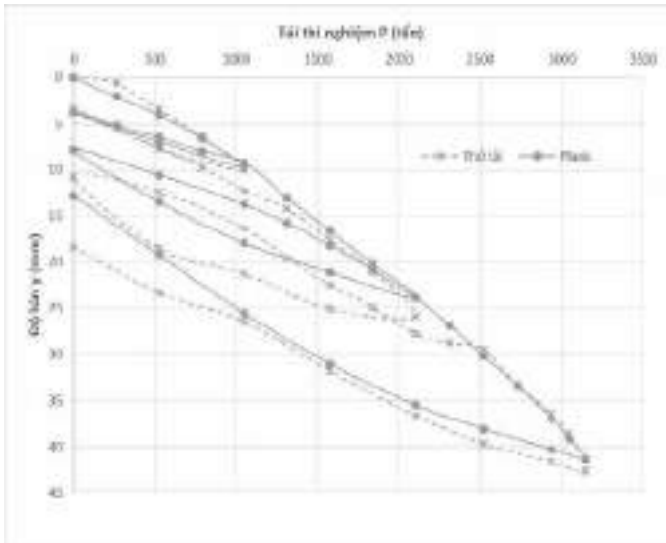
3. KẾT QUẢ TÍNH TOÁN MÔ PHỎNG 3D VÀ SO SÁNH VỚI KẾT QUẢ THỬ TÍNH



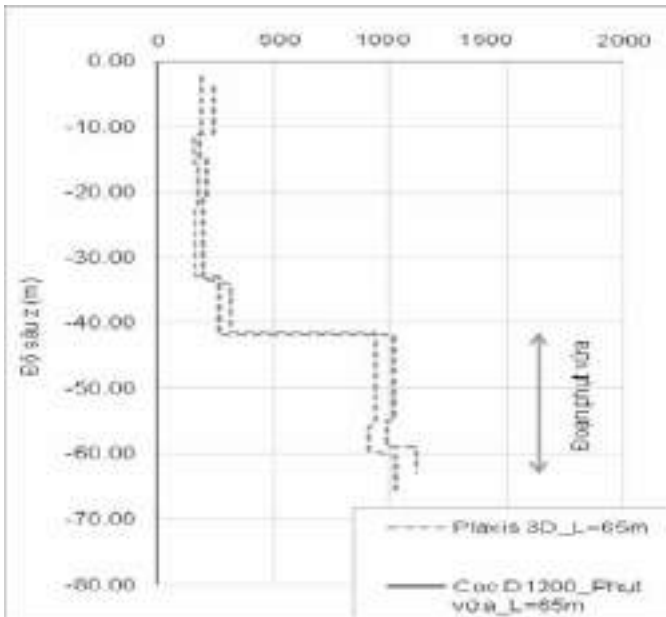
Hình 3.1. Kết quả tính toán cọc ở cấp tải lớn nhất cọc TP2

Hình 3.1 thể hiện kết quả tính toán biến dạng cọc và vùng ảnh hưởng của cọc ra xung quanh tại cấp tải lớn nhất. Hình này cho thấy điều kiện biên đã chọn là đảm bảo. Tại các vị trí biên không phát sinh ứng suất và biến dạng dư do việc gia tải đầu cọc gây ra. Kết quả mô phỏng 3D và kết quả thử tải tĩnh được vẽ trên cùng 1 biểu đồ để so sánh, *Hình 3.2* cho thấy rằng kết quả mô phỏng bằng Plaxis 3D hoàn toàn trùng khớp với kết quả thử tĩnh, sai số không đáng kể. Kết quả này cho thấy phương pháp mô phỏng bằng các thông số, tác giả lựa chọn là hợp lý, có cơ sở và căn cứ để áp dụng cho các mô phỏng cọc bằng phần tử Embedded pile. Cụ thể, tại cấp tải lớn nhất ở chu kỳ 3, độ lún đầu cọc đo được từ kết quả thử tĩnh là 42.59 mm trong khi đó giá trị từ mô phỏng là 43.1mm, sự khác biệt là nhỏ hơn 5%. Hình dạng biểu đồ và xu hướng biến dạng của đầu cọc khi gia tải và dỡ tải của mô phỏng khá phù hợp với thử tĩnh. Sự khác biệt giữa mô phỏng đoạn cọc phun vữa và không phun vữa trong cọc TP2 là giá trị độ bền c và độ cứng E của các lớp đất. Tại các đoạn cọc không phun vữa giá trị $c=f_s$, trong đó giá trị f_s trung bình $f_s=3.2N_{SPT}$ và $E=500f_s$. Tại các đoạn cọc được phun vữa giá trị f_s trung bình được lấy là $f_s=7.1N_{SPT}$ và $E=500f_s$. Sự khác biệt chỉ là sự tăng độ bền và độ cứng của đất tại các đoạn cọc phun vữa, đường kính cọc giữ nguyên không tăng. Điều này hoàn toàn phù hợp vì việc xác định chính xác độ dày đoạn phun vữa ở độ sâu lớn dưới nền đất là rất khó khăn và không biết chính xác độ dày lớp phun vữa. Ngoài ra, việc phun vữa trong đất sét và đất cát có độ dày lớp vữa sẽ khác nhau không đồng nhất nên việc quy đổi hiệu quả của phun vữa về sự tăng độ bền của đất f_s và độ cứng E tại lớp phun là một cách tiếp cận hợp lý và đủ độ tin cậy so với xem xét tăng đường kính cọc do lớp vữa phun. *Hình 3.3* so sánh ma sát thành theo độ sâu của cọc từ kết quả

đo thực tế và mô hình, có thể thấy rằng kết quả mô phỏng bằng Plaxis 3D trùng khớp 90% so với thực tế. Kết quả này cho thấy độ tin cậy của phương pháp mô phỏng mà tác giả đã đề xuất trên.



Hình 3.2. So sánh kết quả thử tính và mô phỏng quan hệ P-y cọc TP2



Hình 3.3. So sánh ma sát thành f_s giữa mô phỏng và thí nghiệm cọc TP2

4. KẾT LUẬN

Kết quả phân tích so sánh, cho thấy phương pháp tác giả sử dụng để mô phỏng cho đoạn cọc phun vữa và đoạn cọc không phun vữa là đủ độ tin cậy. Kết quả đã được kiểm chứng qua cọc thử tính TP2 đường kính 1200 mm, chiều dài 65m phun vữa từ độ sâu -42m đến -64m. Sự khác biệt giữa mô phỏng đoạn cọc phun vữa và không phun vữa trong cọc TP2, L=65m này là giá trị độ bền c và độ cứng E của các lớp đất. Tại các đoạn cọc không phun vữa giá trị $c=f_s$ đưa vào mô hình, trong đó giá trị f_s trung bình là $f_s=3.2N_{SPT}$ và $E=500f_s$. Tại các đoạn cọc được phun vữa giá trị f_s trung bình được lấy là $f_s=7.1N_{SPT}$ và $E=500f_s$. Sự khác biệt chỉ là sự tăng độ bền và độ

cứng của đất tại các đoạn cọc phun vữa, đường kính cọc giữ nguyên không tăng.

Phương pháp tiếp cận này, có thể áp dụng mô phỏng, so sánh sức chịu tải cực hạn của cọc không phun vữa và cọc phun vữa cùng chiều dài dựa trên biểu đồ quan hệ tải trọng P và độ lún đầu cọc y từ kết quả mô phỏng.

Phương pháp này được xem là phương pháp thử tính trên mô hình, tương tự như thử tính hiện trường, kết quả là biểu đồ $P-y$ được xác định, dựa vào biểu đồ này có thể xác định sức chịu tải cực hạn theo các phương pháp khác nhau về độ lún giới hạn.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Bộ Xây dựng (2012), TCVN 9393:2012, Cọc - Phương pháp thí nghiệm bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục, NXB Xây dựng, Hà Nội.
- [2]. Bộ Xây dựng (2014), TCVN 10304:2014, Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế, NXB Xây dựng, Hà Nội.
- [3]. TCXD 11823-2017. Design of road bridge, Ha Noi, 2017
- [4]. Báo cáo nền tĩnh cọc khoan nhồi công trình "Tòa nhà hữu nghị Việt Nam - Slovakia tại 31 Lê Duẩn, Quận 1, TP.HCM".
- [5]. PLAXIS 3D Foundation. Plaxis Computer Program, Version 1.5 tutorial manual.
- [6]. Littlechild, B. D., Plumbridge, G. D., & Free, M. W. (1998). Shaft grouted piles in sand and clay in Bangkok. In Proc. 7th International Conference and Exhibition on Piling and Deep Foundations (pp. 171-178).
- [7]. Phan, V.K. and Pham, Q.D. (2013). Analysis of load bearing capacity of shaft grouted barrettes based on experiential coefficients and its effects on piling design in Vietnam. In Proceedings of the 18th Southeast Asian Geotechnical & Inaugural AGSSEA Conference, 29-31 May 2013, Singapore.
- [8]. T.D. Nguyen and nnk (2018), Shaft resistance of shaft-grouted bored piles and barrettes recently constructed, Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA Vol. 50 No. 3 September 2019, ISSN 0046-5828 in Ho Chi Minh City
- [9]. Lan V. H. Bach, Trung T. Le (2020), Shaft grouting efficiency investigated by bidirectional loading test of barrette pile at vinhomes golden river project in ho chi minh city Viet nam, Vietnam Journal of Construction, No. 7 July 2020, ISSN 0866-8762
- [10]. Tran V.T, Nghiên cứu tính toán sức chịu tải của cọc barrette trên cơ sở so sánh với thí nghiệm O-cell. Vietnam Journal of Construction, No. 6 June 2020, ISSN 0866-8762.



BỘ XÂY DỰNG
Trường Đại học Xây dựng Miền Trung
(MUCE)



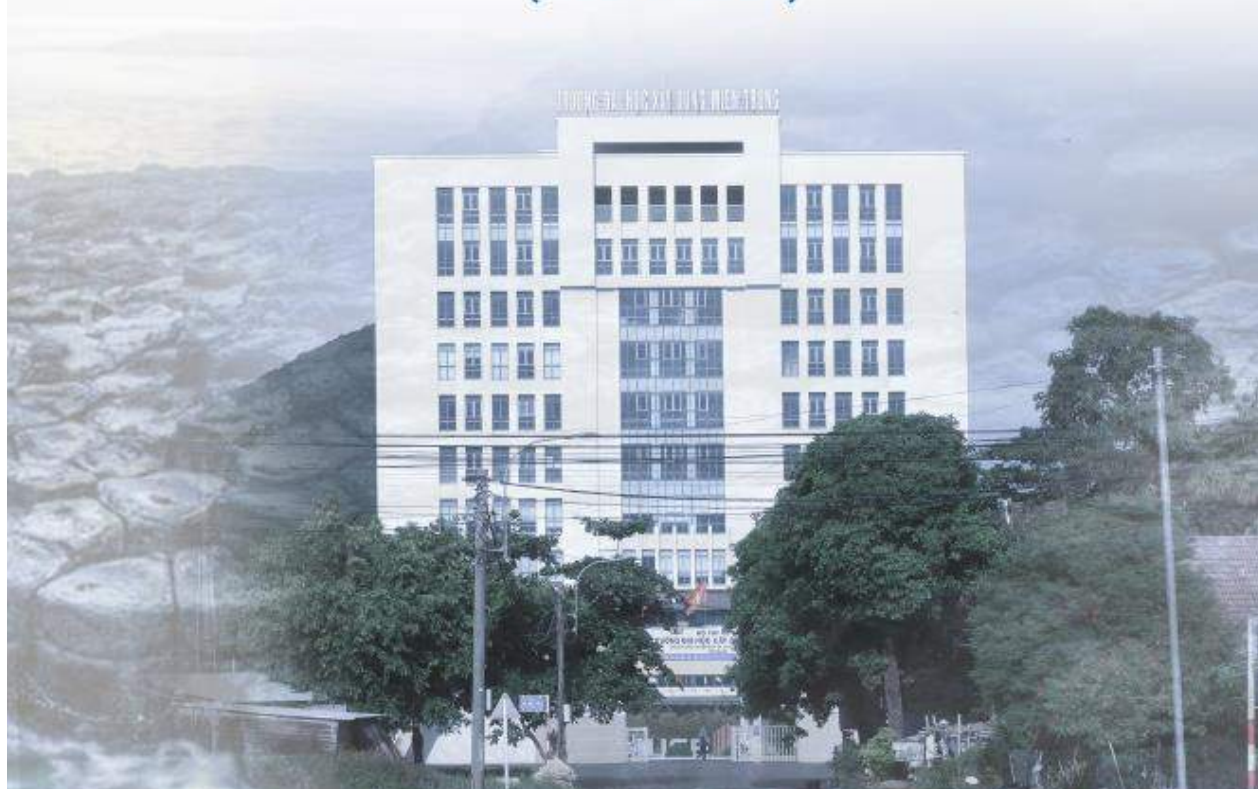
Tổng hội Xây dựng Việt Nam
(VFCEA)



Hành các trường ĐH, CĐ VN
CLB Khổi đào tạo
Xây dựng & Kiến trúc

KỶ YẾU HỘI THẢO KHOA HỌC QUỐC GIA **NHỮNG TIẾN BỘ TRONG XÂY DỰNG, KIẾN TRÚC, KINH TẾ & CÔNG NGHỆ NĂM 2024**

Conference Proceedings
Advances in Civil Engineering, Architecture,
Economy and Technology 2024
(ACEAT 2024)



NHÀ XUẤT BẢN
XÂY DỰNG

MỤC LỤC

Tiểu ban 01: Xây dựng, địa kỹ thuật xây dựng, vật liệu xây dựng mới	1
01. Một phương pháp thiết kế kết cấu theo mức độ tin cậy quy định.....	2
<i>Hoàng Bắc An</i>	
02. nghiên cứu thực nghiệm về cường độ và hệ số thấm của đất cát đen trộn xi măng.....	11
<i>Luong Thị Bích, Trần Nguyễn Hoàng Hùng, Nguyễn Sĩ Vinh</i>	
03. Nghiên cứu phân chia cấu trúc nền công trình, đề xuất công tác khảo sát địa chất công trình và giải pháp nền móng đối với công trình nhà cao tầng khu vực thành phố Tuy Hòa, tỉnh Phú Yên.....	20
<i>Nguyễn Thanh Danh, Nguyễn Văn Hải, Nguyễn Thành Sơn, Trịnh Văn Thảo, Nguyễn Ngọc Quan</i>	
04. Kỹ thuật tích phân số mới cho phần tử đa giác trong phân tích dao động tự do bài toán phẳng đàn hồi tuyến tính.....	27
<i>Lê Quốc Huy, Nguyễn Đình Dư</i>	
05. Nghiên cứu thực nghiệm sự làm việc chịu uốn của dầm bê tông cốt thép chế tạo bằng bê tông cốt sợi Polypropylene.....	34
<i>Dương Xuân Hải, Nguyễn Đại Dương, Bùi Đức Huy, Hoàng Đức Huy, Mai Phi Khanh, Nguyễn Trung Hiếu</i>	
06. Nghiên cứu ổn định tường vây hố móng công trình Khu căn hộ Asiana, Quận Liên Chiểu, Tp Đà Nẵng.....	39
<i>Nguyễn Văn Hải, Nguyễn Thanh Danh, Đặng Bảo Lợi, Nguyễn Bình Phương</i>	
07. Nghiên cứu sử dụng thiết bị tiêu tán năng lượng trong kết cấu tường kép nhà nhiều tầng chịu tác động động đất.....	47
<i>Phạm Thu Hiền, Nguyễn Hải Quang, Đoàn Xuân Quý, Nguyễn Tiến Chương</i>	
08. Top Base - Công nghệ xử lý gia cường nền móng tiên tiến cho công trình xây dựng.....	57
<i>Vũ Chung Hiếu</i>	
09. Nghiên cứu thực nghiệm mô đun đàn hồi nén và cắt của khối xây bằng gạch bê tông.....	65
<i>Nguyễn Trung Hiếu, Phạm Xuân Đạt, Nông Ngọc Nhất</i>	
10. Nghiên cứu thực nghiệm sàn T-kép cho cầu kiện lắp ghép.....	71
<i>Nguyễn Đình Hùng, Phan Lâm Vẹn, Trần Ngọc Linh, Huỳnh Xuân Duy, Đinh Nguyễn Kim Ngân, Nguyễn Đăng Việt Thủy Thùy Tiên, Đoàn Đình Thiên Vương</i>	
11. The Process of Building Information Modelling Integrated into Vietnam: adopted technology situation and challenges.....	78
<i>Hung T. Nguyen, Hang T. Le, Ven L. Phan</i>	
12. Industrial X-ray CT scanner, a useful tool for geo-technical engineering research field.....	87
<i>Phạm Đăng Khoa</i>	
13. Lý thuyết về sức kháng cắt của dầm bê tông cốt thép nhiều lớp không cốt đai.....	95
<i>Trần Ngọc Linh, Lâm Vẹn, Nguyễn Đình Hùng</i>	
14. Công nghệ in 3D trong xây dựng: Thách thức và Cơ hội.....	104
<i>Phạm Thị Loan, Nguyễn Thị Hoài Thu</i>	
15. Sử dụng phương pháp học máy mạng thần kinh nhân tạo dự đoán cường độ chịu nén của bê tông thường và bê tông cường độ sớm.....	115
<i>Võ Thanh Lộc, Nguyễn Văn Ưt Em, Tạ Thùy Trang</i>	
16. Mô hình dầm dựa vào lý thuyết độ dốc biến dạng đàn hồi, áp dụng tính toán kết cấu giàn Lattice.....	124
<i>Trần Vĩnh Lộc</i>	
17. Nghiên cứu sử dụng cát nhân tạo và hỗn hợp phụ gia khoáng Zeolite – xi lò cao chế tạo vữa nền cường độ cao dùng cho bê tông tự đầm.....	130
<i>Thái Quang Minh, Lê Văn Trí, Nguyễn Hải Đăng, Nguyễn Thị Tuyết Mai, Hoàng Đức Anh Vũ</i>	

18. Nghiên cứu tái sử dụng đá thải mỏ than làm cốt liệu cho sản xuất gạch lát bê tông trong xu thế phát triển bền vững.....	139
<i>Nguyễn Văn Minh</i>	
19. So sánh tiêu chuẩn tính toán tải trọng gió TCVN 2737-2023 với tiêu chuẩn Châu Âu Eurocodes EN1991-1-4 & tiêu chuẩn Hoa Kỳ ASCE 7-16 cho kết cấu khung nhà bê tông cốt thép.....	145
<i>Đỗ Thị Kim Oanh, Phạm Trí Quang, Lê Văn Trình</i>	
20. Phân tích phá hoại của mô hình cục bộ bất đẳng hướng cho composite cốt sợi.....	152
<i>Trần Như Quân, Nguyễn Ngọc Minh, Bùi Quốc Tĩnh</i>	
21. Nghiên cứu thực nghiệm dầm bê tông cốt thép được gia cường kháng uốn bằng lớp bê tông chất lượng siêu cao.....	161
<i>Nguyễn Văn Quang, Nguyễn Trung Hiếu, Phạm Thanh Tùng, Đặng Trần Đức</i>	
22. Phân tích kết cấu lõi nhà nhiều tầng có xét đến ứng xử sau dãn hồi của các dầm nối.....	170
<i>Đoàn Xuân Quý, Nguyễn Hùng Phong, Phạm Thu Hiền, Nguyễn Tiến Chương</i>	
23. Ảnh hưởng của sợi phân tán đến ứng xử chịu uốn của cấu kiện bê tông in.....	180
<i>Nguyễn Thị Hoài Thu, Phạm Thị Loan</i>	
24. Công nghệ INTOC - Chống thấm ngược tầng hầm không cần mương dẫn.....	192
<i>Đỗ Thành Tích, Bùi Quốc Bảo, Nguyễn Minh Thuyết, Đỗ Thành Tín</i>	
25. Phân tích ổn định mái dốc bằng phương pháp phần tử hữu hạn trơn và kỹ thuật hồi phục ứng suất.....	199
<i>Phạm Ngọc Tiến, Lê Hoàng Vũ, Đặng Ngọc Tân, Nguyễn Thành Sơn, Bùi Tiến Ngoan</i>	
26. Phân tích kết quả nén tĩnh cọc khoan nhồi trên nền địa chất Quận 3 khu vực thành phố Hồ Chí Minh.....	207
<i>Lê Thành Trung</i>	
27. Cường độ chịu kéo của bê tông cốt liệu tái chế có gia cường sợi Bazan.....	217
<i>Trần Minh Tùng, Nguyễn Thái Vin</i>	
28. Ứng xử uốn của dầm thép được gia cường tấm CFRP dưới nhiệt độ cao.....	224
<i>Nguyễn Xuân Tùng, Nguyễn Nhật Minh Trí</i>	
29. Nghiên cứu thực nghiệm sức kháng cắt dầm bê tông nhiều lớp không cốt đai.....	234
<i>Phạm Lâm Vẹn, Nguyễn Đình Hùng, Trần Ngọc Linh</i>	
30. Bê tông nhẹ cho cấu kiện không chịu lực sử dụng cốt liệu từ vỏ hạt Macca.....	242
<i>Bùi Đức Vinh, Lê Đức Việt, Võ Lâm Huy Cường, Tạ Thùy Trang</i>	
31. Đánh giá yếu tố ảnh hưởng nứt trong bê tông ở giai đoạn tuổi sớm của kết cấu tấm bằng thí nghiệm đoạn nhiệt và mô phỏng số.....	250
<i>Chu Thị Hải Vinh, Nguyễn Minh Nhật, Bùi Đức Vinh</i>	
32. Khả năng chống cháy của vữa geopolymere.....	258
<i>Nguyễn Thắng Xiêm, Trần Quang Huy, Đỗ Huỳnh Như</i>	
Tiểu ban 02: Kiến trúc, quy hoạch và thích ứng với biến đổi khí hậu.....	265
33. Ứng dụng mô hình Business Park thể hệ 4 trong tổ chức không gian cảnh quan đô thị ven biển phục vụ phát triển du lịch tỉnh Phú Yên.....	266
<i>Phạm Bảo An, Huỳnh Võ Duyên Anh, Lê Thị Ly Na</i>	
34. Tác động của hướng đường phố và tỷ lệ bêm núi đô thị lên tiện nghi nhiệt ngoài trời trong khu vực dân cư thấp tầng ven biển.....	276
<i>Nguyễn Hoàng Anh, Ngô Thị Kim Dung</i>	
35. Xu hướng sử dụng vật liệu xanh trong thiết kế kiến trúc bền vững hiện nay.....	283
<i>Nguyễn Hoàng Anh</i>	
36. Xu hướng sử dụng vật liệu mây, tre trong trang trí kiến trúc hiện đại.....	290
<i>Đặng Mai Anh, Nguyễn Thu Anh</i>	

Phân tích kết quả nén tĩnh cọc khoan nhồi trên nền địa chất Quận 3 khu vực thành phố Hồ Chí Minh

Lê Thành Trung¹

¹Trường Đại học Thủ Dầu Một

Email: lttrung@tdmu.edu.vn

Tóm tắt: Công trình Hotel des Art Saigon với qui mô 18 tầng được xây dựng tại quận 3, Tp. HCM được thiết kế với 40 cọc khoan nhồi đường kính 1.2m và dài 70.7 m. Đặc điểm địa tầng tại khu vực bao gồm lớp cát san lấp dày khoảng 1m, nằm trên lớp đất sét pha đến độ sâu khoảng 10.4m, tiếp theo là lớp cát hạt trung đến độ sâu khoảng 43m, phía dưới là lớp sét và sét pha trạng thái cứng đến độ sâu khoảng 60m và sau cùng là lớp cát mịn trạng thái chặt. Cọc thử được lắp 24 strain gages tại 10 cao trình khác nhau, dọc theo thân cọc. Thí nghiệm thử tĩnh cọc được tiến hành sau 35 ngày kể từ ngày thi công cọc và việc gia tải được thực hiện trong hai chu kỳ. Tại cấp tải lớn nhất (23MN, 200% tải thiết kế), độ lún đo được tại đầu cọc là 43 mm. Phân tích kết quả đo biến dạng cọc xác định được mô đun đàn hồi trung bình của cọc là 43GPa. Trị số ma sát đơn vị tại các cao trình gần đầu cọc đạt giá trị khá lớn cho thấy sự phản ánh chưa đúng điều kiện địa chất tại đây.

Từ khóa: Cọc khoan nhồi, nén tĩnh cọc, E- mô đun đàn hồi, phân tích biến dạng cọc,...

Analysis of static loading test results of a bored pile in geological district 3 at Ho Chi Minh city

Abstract: The design of the 18 floors Hotel des Art Saigon in District 3, Ho Chi Minh city, included 40 bored piles with 1.2m diameter and 70.7m length. The soil profile consisted of sand fill to 1m depth on a deposit of semihard to hard sandy clay reaching the depth of 10.4m, followed by a coarse grained, medium sand to the depth of about 43m, next to a very stiff clay layer about 60m underground and then a fine, very dense sand layer. The bored pile was installed total of 24 strain gages at 10 levels along the pile body. Static load test experiment was performed after placing concrete about 45 days with two cycles. At the maximum load of pile is 23MN (200% of working load), measured settlement at the pile top about 42.96mm. The analysis of strain gages records indicated an average Young's modulus value of about 43Gpa. The ultimate shaft resistance of some levels near the top pile reached the maximum value to show the incorrect reflection of soil conditions at site

Keywords: Bored pile, static load test, E-modulus, analysis of strain-gage records

1. Giới thiệu

Công trình Hotel des Arts Saigon tọa lạc tại số 76 -78 Nguyễn Thị Minh Khai, quận 3, Tp Hồ Chí Minh có quy mô gồm 3 tầng hầm và 18 tầng nổi, chiều cao khoảng 75m. Khách sạn có quy mô 168 phòng theo tiêu chuẩn 5 sao, được khởi công vào đầu năm 2013 và chính thức đi vào hoạt động từ tháng 10/2015.

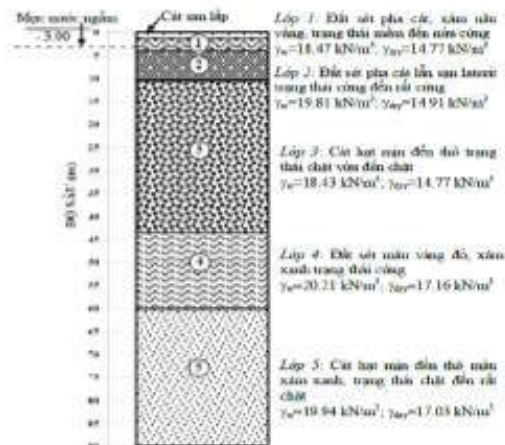
Công trình được thiết kế tổng cộng 40 cọc khoan nhồi có đường kính 1.2m với chiều dài cọc 70.7m, có sức chịu tải theo thiết kế là 11.5MN. Cọc thử được lắp đặt tổng cộng 24 đầu đo biến dạng (strain gages) tại 10 cao trình khác nhau dọc theo thân cọc, mỗi cao trình gắn từ 2 đến 3 strain gages và thí nghiệm thử tĩnh cọc được tiến hành trong 3 ngày từ ngày 3/3/2013 đến ngày 6/3/2013.

Bài báo trình bày kết quả phân tích sức chịu tải của cọc, thông qua việc tính toán sức kháng thành, sức kháng mũi của cọc, từ kết quả của thí nghiệm nén tĩnh kết hợp với đo biến dạng dọc trục của cọc khoan nhồi. Kết quả phân tích giúp đánh giá được khả năng chịu tải thực tế của cọc và cũng cho thấy nhược điểm của phương pháp thử tĩnh sử dụng hệ phản lực với đối trọng có trọng lượng lên tới 28MN.

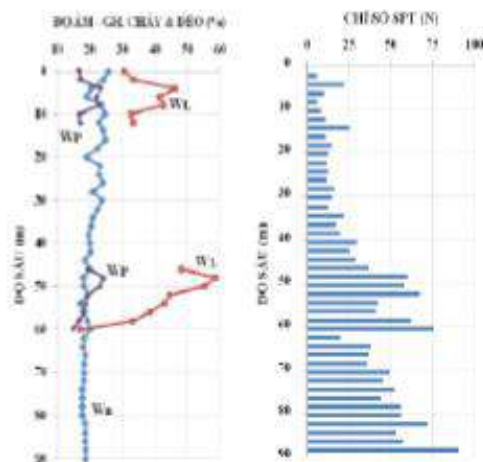
2. Số liệu địa chất

Công tác khoan khảo sát địa chất thực hiện trong 30 ngày với 5 lỗ khoan tới độ sâu 90m kể từ mặt đất tự nhiên cho thấy cấu trúc địa tầng tại địa điểm xây dựng gồm 5 lớp đất chính: Dưới lớp cát san lấp dày 1m, phủ lên trên lớp sét pha ở trạng thái mềm đến nửa cứng, có chiều dày 2.9m; Lớp thứ 2 là đất sét pha lẫn sỏi sạn laterit trạng thái rắn đến rất rắn, có chiều dày 6.4m; Lớp thứ 3 là cát hạt mịn đến trung, trạng

thai từ rời đến chặt vừa, chiều dày khoảng 35.9m; Lớp thứ 4 là sét màu nâu vàng, đỏ, trạng thái cứng đến rất cứng, chiều dày 14m; Lớp đất thứ 5 cát hạt mịn đến thô trạng thái chặt. Mực nước ngầm xuất hiện tại độ sâu -3m, so với mặt đất tự nhiên. Hình 1 thể hiện mặt cắt địa chất tại hố khoan 2 là hố khoan gần nhất với vị trí cọc thử.



Hình 1. Mặt cắt địa chất, dung trọng tự nhiên (γ_w) và dung trọng khô (γ_{dry}) của các lớp đất

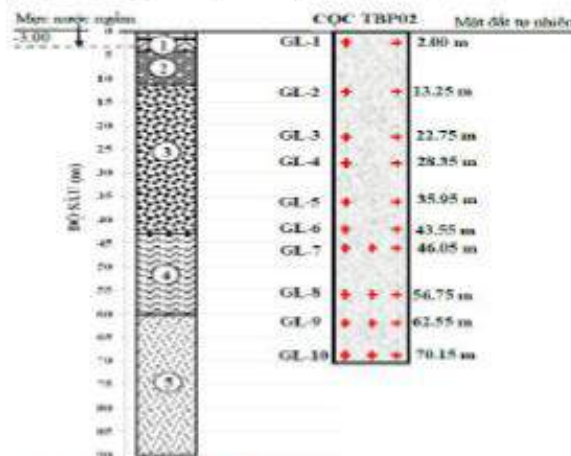


Hình 2. Độ ẩm (W_n - %), giới hạn chảy (W_L - %), giới hạn dẻo (W_P - %) và chỉ số SPT (N) của từng lớp đất

Hình 2 là các đồ thị biểu diễn: độ ẩm (W_n - %), giới hạn chảy (W_L - %), giới hạn dẻo (W_P - %), và chỉ số SPT (N) của từng lớp đất, được tổng hợp từ báo cáo địa chất.

3. Thi công cọc

Cọc được đổ bê tông hoàn tất 45 ngày trước khi tiến hành thí nghiệm nén tĩnh. Bê tông cọc có cấp độ bền C35 (theo BS 8110: 1997), độ sụt của bê tông được quy định trong khoảng 20 ± 2 mm. Các đầu đo biến dạng (strain gage) được cố định vào thép chủ của cọc và được lắp đặt, kiểm tra trong vòng 24h trước khi hạ lồng thép đổ bê tông cọc. Việc cố định cáp truyền tín hiệu từ các đầu đo đến hộp thu tín hiệu được thực hiện liên tục trong giai đoạn hạ lồng thép và được bảo vệ cẩn thận trong suốt quá trình thi công bê tông cọc.



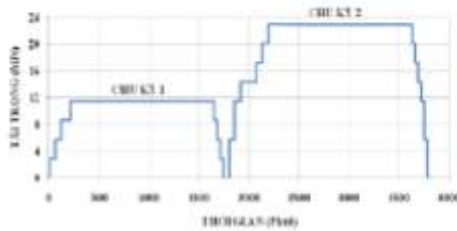
Hình 3. Các vị trí lắp đặt Strain gages trên cọc khoan nhồi

Các cao trình được lắp đặt strain gage dọc theo thân của cọc thử thể hiện trên Hình 3. Cọc được lắp đặt tổng số 24 strain gages cho 10 cao trình khác nhau. Ở 6 cao trình liên tiếp kể từ đầu cọc, mỗi cao trình

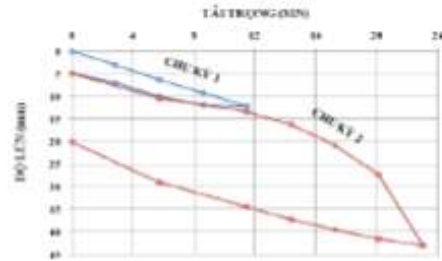
được gắn 2 strain gages, 4 cao trình tiếp theo có 3 strain gages cho mỗi cao trình. Biến dạng dọc trục của cọc tại từng cao trình được tính bằng trị số trung bình của các strain gages tương ứng với cao trình đó.

4. Quy trình thí nghiệm

Thí nghiệm nén tĩnh và đo biến dạng của cọc khoan nhồi được thực hiện từ ngày 3/3/2013 đến ngày 6/3/2013. Cọc được thí nghiệm theo quy trình gia tải tiêu chuẩn (theo TCVN 9393:2012), với 2 chu kỳ được biểu diễn trên đồ thị Tải trọng - Thời gian (Hình 4).



Hình 4. Quy trình gia tải của cọc khoan nhồi TBP02



Hình 5. Biểu đồ Tải trọng - Độ lún của cọc TBP02

Chu kỳ gia tải 1 gồm 4 cấp tăng tải mỗi cấp tăng 25% tải trọng thiết kế, được giữ trong 60 phút. Ở cấp tải lớn nhất là 11.5MN (100% tải trọng thiết kế) giữ trong 24 giờ; quá trình giảm tải gồm 4 cấp tương tự, mỗi cấp được giữ trong 30 phút, cấp tải 0 được giữ trong 60 phút.

Chu kỳ gia tải 2 gồm 6 cấp tăng tải, mỗi cấp tăng tải được giữ trong khoảng từ 60 phút đến 90 phút cho đến khi tốc độ lún của cọc nhỏ hơn 0.1mm/giờ, tại cấp tải lớn nhất là 23MN (ứng với 200% của tải trọng thiết kế) được giữ trong vòng 24 giờ; quá trình giảm tải gồm 6 cấp tương ứng, thời gian giữ tải ở mỗi cấp là 30 phút, riêng cấp tải 0 được giữ trong 60 phút.

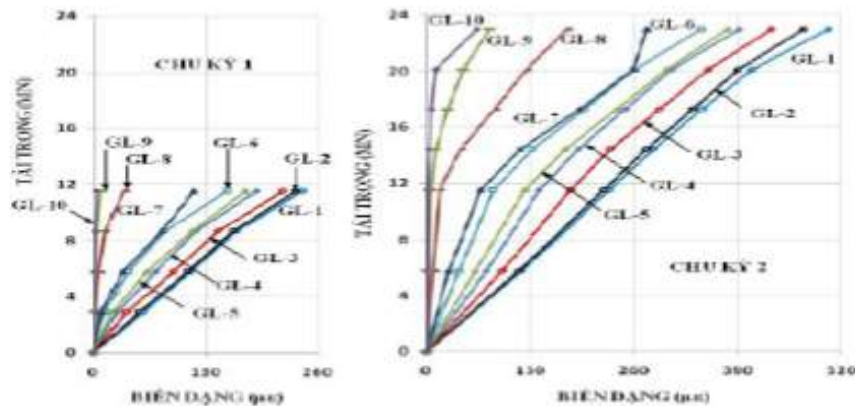
5. Kết quả thí nghiệm

5.1. Đo tải trọng - chuyển vị

Hình 5 biểu diễn các biểu đồ quan hệ giữa Tải trọng - Độ lún của cọc thử. Ở cuối chu kỳ gia tải 1, ứng với cấp tải lớn nhất là 11.5MN (100% sức chịu tải thiết kế), độ lún đạt được là 12.9mm. Ở chu kỳ 2 ứng với cấp tải lớn nhất là 23MN (200% sức chịu tải thiết kế), độ lún đo tại đầu cọc ghi nhận được là 42.96mm.

5.2. Đo biến dạng dọc trục cọc

Hình 6 trình bày các biểu đồ quan hệ giữa biến dạng của cọc tương ứng với từng cấp tăng tải trong chu kỳ 1 và chu kỳ 2. Biến dạng lớn nhất của cọc đo được ở đầu cọc (GL-1) ứng với cấp tải 23MN (200% tải thiết kế) là 504 $\mu\epsilon$ (micro-strain).



Hình 6. Biểu đồ Biến dạng – Tải trọng của cọc thử trong giai đoạn tăng tải của chu kỳ 1 và chu kỳ 2

So sánh biến dạng tại các strain gages ứng với hai cấp tải chung là 5.7MN và 11.5MN (tương ứng với 50% và 100% tải trọng thiết kế) của hai chu kỳ tăng tải, ta thấy trị số của biến dạng trong hai chu kỳ là tương đương nhau (sai số lớn nhất khoảng 6%), điều này cho thấy biến dạng dư trong cọc là khá nhỏ và quá trình giảm tải và tái chất tải theo hai chu kỳ không làm ảnh hưởng đáng kể đến kết quả đo biến dạng dọc trục của cọc.

6. Phân tích số liệu đo

6.1. Phân tích sự truyền tải trong cọc

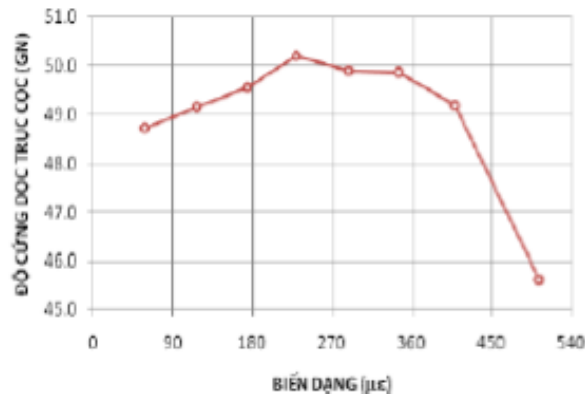
6.1.1. Độ cứng của cọc

Để phân tích được sự phân phối lực dọc theo thân cọc thông qua các dữ liệu thu được từ các strain gages, ta cần biết thông số mô đun đàn hồi của cọc (E_p) hay độ cứng dọc trục của cọc ($E_p A$). Để xác định thông số này, ta giả thiết lực tác dụng không bị thất thoát giữa đầu cọc và vị trí đo của strain gage đầu tiên (GL-1), sử dụng công thức:

$$E_p A = \frac{P_l}{\varepsilon_1^l} \quad (1)$$

Trong đó E_p - Mô đun đàn hồi của cọc ứng với cấp tải P_l ; P_l - Lực tác dụng vào đầu cọc; A - Diện tích tiết diện ngang của cọc và ε_1^l - Trị số biến dạng tại GL-1 ứng với cấp tải P_l .

Hình 7 thể hiện độ cứng dọc trục của cọc ($E_p A$) ứng với biến dạng đo được tại strain gage GL-1 ứng với các cấp tải trọng khác nhau. Kết quả tính toán cho thấy giá trị độ cứng của cọc không phải là hằng số, điều này phản ánh chính xác sự làm việc thực tế của vật liệu cọc, không phải là vật liệu đàn hồi tuyến tính. Ứng với biến dạng lớn nhất của cọc tại cấp tải là 23MN, độ cứng của cọc giảm khá nhanh, cho thấy cọc có hiện tượng “mềm” đi ở cấp tải này.

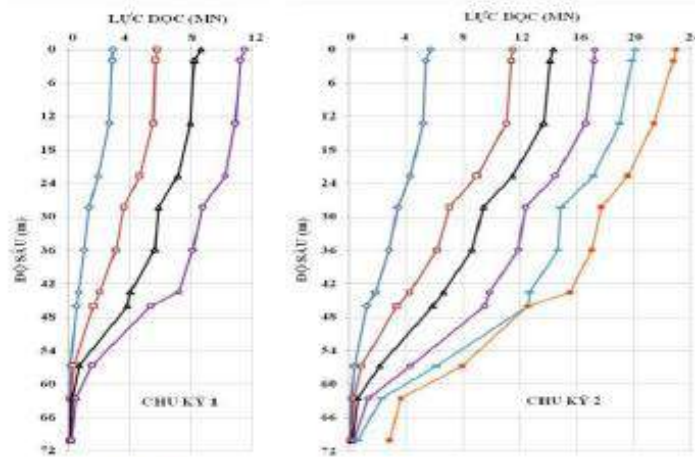


Hình 7. Biểu đồ Độ cứng – Biến dạng cọc thử

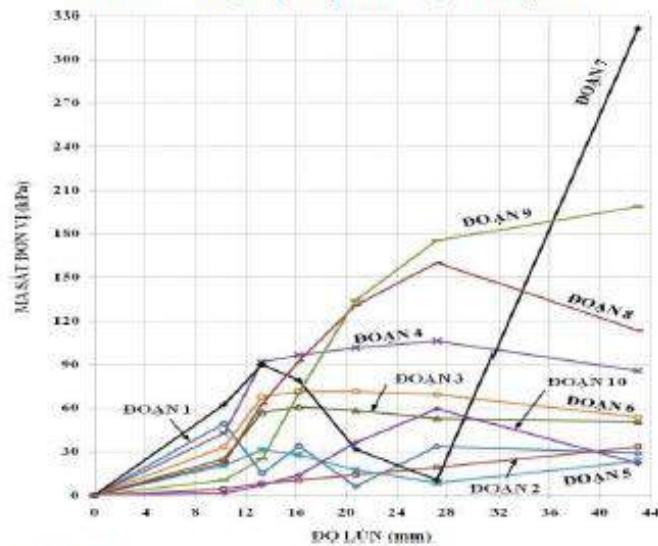
6.1.2. Ma sát đơn vị giữa cọc và đất

Hình 8, 9 thể hiện biểu đồ phân bố lực dọc theo chiều dài cọc ứng với từ cấp tải tác dụng và ma sát đơn vị của từng đoạn cọc ứng với chuyển vị ở đầu cọc.

Từ kết quả tính toán ma sát đơn vị, cho thấy các đoạn cọc ở phía đầu cọc, như: đoạn 1 (0-GL1), đoạn 2 (GL1- GL2) và đoạn 3 (GL2-GL3) thì ma sát đơn vị giữa cọc - đất đạt cực đại khi độ lún tại đầu cọc trong khoảng từ 10mm đến 12mm. Ngược lại, các đoạn cọc tiếp theo như: đoạn 4 (GL3-GL4), đoạn 6 (GL5-GL6), đoạn 8 (GL7-GL8), đoạn 9 (GL8-GL9) và đoạn 10 (GL9-GL10) lực ma sát đơn vị giữa cọc - đất đều đạt cực đại ứng với độ lún ở đầu cọc là 27.12mm và có trị số lần lượt là: 106kPa; 70kPa; 160kPa; 176kPa và 59kPa, điều này là minh chứng cho thấy biến dạng đàn hồi của vật liệu cọc là khá lớn.



Hình 8. Biểu đồ Lực dọc - độ sâu của cọc ở chu kỳ 1 và 2



Hình 9. Biểu đồ quan hệ giữa Ma sát đơn vị - Độ lún của cọc trong chu kỳ 2

Riêng đoạn cọc 7 (GL6-GL7) lực ma sát đơn vị tăng vọt đạt giá trị là 321kN/m² ứng với khi cọc đạt độ lún tối đa là 42.96mm, trị số này lớn gấp 2 lần trị số ma sát ở đoạn cọc tiếp theo - đoạn 8 (lưu ý rằng đoạn cọc 7 và 8 đều nằm trong lớp số 4 - đất sét trạng thái cứng đến rất cứng) điều này cho thấy số đo tại các strain gages tại cao trình 6 và 7 chưa phản ánh đúng sự làm việc của cọc hoặc địa tầng tại đoạn cọc này hoặc xuất hiện lớp thấu kính có tính chất cơ lý thay đổi, mà quá trình khảo sát địa chất chưa phát hiện.

Theo Bjerrum- Burland (phương pháp β) (1973) ma sát đơn vị được tính theo công thức:

$$f_i = \beta \sigma'_i \quad (2)$$

Trong đó: f_i - Ma sát đơn vị ứng với cao trình thứ i của cọc; β - hệ số sức kháng bên; σ'_i = ứng suất có hiệu của các lớp đất mà cọc đi qua.

Sử dụng các giá trị ma sát đơn vị lớn nhất của mỗi đoạn cọc, để tính ngược lại giá trị của hệ số β ứng với từng cao trình lắp đặt strain gage, kết quả tính toán thể hiện trên Bảng 1. Phạm vi đề nghị của hệ số $[\beta]$ được xác định dựa vào góc ma sát trong (ϕ) của từng loại đất theo kiến nghị của Fellenius (2008).

Hệ số β xác định tại cao trình GL-1, GL-3 cho kết quả khá lớn, vượt khỏi phạm vi giá trị đề nghị [8], nhất là tại cao trình GL-1. Điều này có thể do ảnh hưởng của khối đất trọng lớn được đặt ở phạm vi xung quanh cọc, làm thay đổi tính chất cơ lý của các lớp đất phía đầu cọc.

Kết quả tính hệ số β cho thấy hầu hết tại các cao trình phía mũi cọc giá trị của β nhỏ hơn hoặc chỉ bằng cận dưới so với phạm vi đề nghị β , đây cũng là điểm minh chứng cho thấy có sự không bình thường của hệ số β ở các đoạn cọc gần đầu cọc.

Ở cao trình của GL7 giá trị $\beta=0.6$ vượt qua phạm vi đề nghị $[\beta]=0.25-0.5$ giá trị này cũng cho thấy sự thiếu chính xác của biến dạng cọc ghi nhận được tại strain gage GL-6 và GL-7.

Bảng 1. Hệ số β theo phương pháp của Bjerrum-Burland

Strain gage	Độ sâu (m)	Ma sát (kPa)	Ứng suất hữu hiệu σ' (kPa)	Hệ số β	$[\beta]$
GL1	2.0	42	37	1.14	0.05-0.20
GL2	13.3	33	188	0.18	0.05-0.20
GL3	22.8	61	289	0.22	0.05-0.20
GL4	28.4	106	348	0.30	0.30-0.90
GL5	36.0	31	429	0.07	0.30-0.90
GL6	43.6	70	510	0.14	0.30-0.90
GL7	46.1	321	536	0.60	0.15-0.35
GL8	56.8	160	647	0.25	0.15-0.35
GL9	62.6	176	707	0.25	0.30-0.90
GL10	70.2	59	786	0.08	0.30-0.90

6.1.3. Sức kháng đơn vị ở mũi cọc

Hình 10 trình bày các biểu đồ liên hệ giữa sức kháng mũi của cọc ứng với các giá trị khác nhau của độ lún tại đầu cọc trong hai chu kỳ 1 và 2, ta thấy có sự tăng vọt sức kháng mũi đạt tới giá trị 2980kN - ứng với sức kháng đơn vị là 2640kPa khi độ lún đầu cọc là 42.96mm, điều này minh chứng cho thấy ứng với sức kháng mũi của cọc sẽ được huy động khi hệ số ma sát giữa cọc - đất đạt giá trị cực đại.

Theo TCVN 10304:2012 sức kháng mũi đơn vị của cọc khoan nhồi được xác định bằng công thức:

$$q_b = 0.75\alpha_4(\alpha_1\gamma'_i D + \alpha_1\alpha_3\gamma_i L) \quad (3)$$

Trong đó: $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ - Các hệ số xác định bằng bảng tra phụ thuộc vào góc ma sát trong của nền đất tại mũi cọc; γ'_i - dung trọng của nền đất dưới mũi cọc; γ_i - dung trọng trung bình của các lớp đất mà cọc đi qua; D - đường kính cọc; L - Chiều dài cọc nằm trong đất.

Với góc ma sát trong $\varphi=32^{\circ}$ của nền đất cát tại mũi cọc, ta xác định sức kháng đơn vị theo công thức (3) là $q_b = 3970$ kPa.

Áp dụng công thức xác định sức kháng đơn vị tại mũi cọc bằng chỉ số SPT, theo công thức (4) của Decourt (1989; 1995), ta có giá trị $q_b = 5630$ kPa

$$q_b = KN_t \quad (4)$$

Trong đó: K - Hệ số xác định bằng bảng tra phụ thuộc vào loại đất tại mũi cọc; N_t - Chỉ số SPT của nền đất tại mũi cọc.

Tại cấp tải lớn nhất $P_{max}=23MN$, giá trị sức kháng đơn vị thu được từ kết quả thí nghiệm là 2640 kPa, khá nhỏ khi so sánh với kết quả tính sức kháng mũi xác định theo TCVN và theo chỉ số SPT.

6.2. Phân tích sức chịu tải giới hạn của cọc

Dựa trên kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc, ta có thể xác định sức chịu tải giới hạn của cọc bằng các phương pháp sau:

6.2.1 Theo tiêu chuẩn TCVN 10304-2014

Sức chịu tải giới hạn của cọc có chiều dài lớn và được cắm vào tầng đất ít biến dạng được xác định ứng với giá trị chuyển vị đầu cọc tính theo công thức:

$$S = \xi S_{gh} + \beta \frac{PL}{EA} \quad (5)$$

Trong đó: ξ - Hệ số chuyển từ độ lún giới hạn sang độ lún ổn định cọc khi thử tĩnh ($\xi=0.2$); S_{gh} - Độ lún giới hạn của công trình ($S_{gh}=80\text{mm}$); β - hệ số phụ thuộc vào ứng suất nền phân bố theo chiều dài cọc ($\beta=0.3$); A - Diện tích tiết diện ngang của cọc; P - Lực nén tác dụng vào cọc; L - Chiều dài cọc và E - Mô đun đàn hồi của cọc.

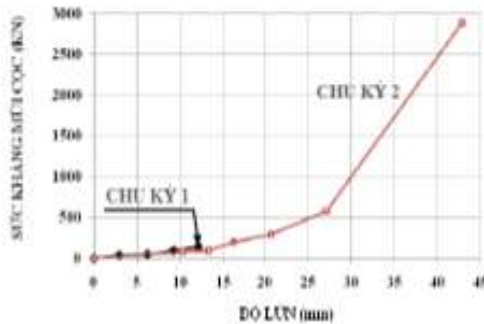
Hình 10 thể hiện kết quả xác định sức chịu tải giới hạn của cọc theo TCVN, $Q_n=18.5\text{ MN}$, ứng với độ lún xác định bằng công thức (5) là: $S_n=26.04\text{ mm}$

6.2.2. Phương pháp của Davission (1972)

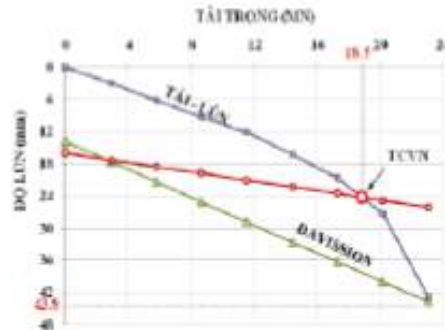
Sức chịu tải giới hạn của cọc được xác định ứng với chuyển vị đầu cọc tính theo công thức:

$$S = \frac{PL}{EA} + 0.004 + \frac{D}{120} (m) \quad (6)$$

Trong đó: A - Diện tích tiết diện cọc; P - Lực nén tác dụng vào cọc; L - Chiều dài cọc; D - Đường kính cọc và E - Mô đun đàn hồi của cọc.



Hình 10. Biểu đồ Sức kháng mũi cọc - Độ lún của cọc TBP02 trong chu kỳ 1 và chu kỳ 2



Hình 11. Sức chịu tải giới hạn của cọc xác định theo TCVN 10304:2014 và phương pháp của Davission

Hình 11 thể hiện cách xác định sức chịu tải giới hạn của cọc thông qua biểu đồ Tải trọng - Độ lún của cọc và các phương án xác định chuyển vị của đầu cọc theo TCVN và Davission. Từ kết quả cho trên đồ thị, ta thấy đường quan hệ Tải - Lún vẽ theo phương pháp của Davission chưa cắt với đường Tải - Lún từ kết quả nén tĩnh, do vậy chưa xác định được giá trị của sức chịu tải giới hạn của cọc và các phương án xác định chuyển vị của đầu cọc theo TCVN và Davission. Từ kết quả cho trên đồ thị, ta thấy đường quan hệ Tải - Lún vẽ theo phương pháp của Davission chưa cắt với đường Tải - Lún từ kết quả nén tĩnh, do vậy chưa xác định được giá trị của sức chịu tải giới hạn của cọc.

6.2.3. Phương pháp Hansen 80%

Để xác định sức chịu tải giới hạn của cọc ta vẽ đồ thị Hansen 80% - là đường biểu diễn quan hệ -

$\sqrt{(S)/P}$ - Độ lún của đầu cọc và đồ thị quan hệ Tải trọng - Độ lún trên cùng một biểu đồ. Hai đường cong này sẽ giao nhau tại điểm ứng với chuyển vị đầu cọc là $0,25S_u$, vẽ đường thẳng y qua các điểm của đồ thị $\sqrt{(S)/P}$ - Độ lún và xác định phương trình giải tích của đường thẳng này (Hình 12), sức chịu tải giới hạn của cọc được xác định bằng công thức:

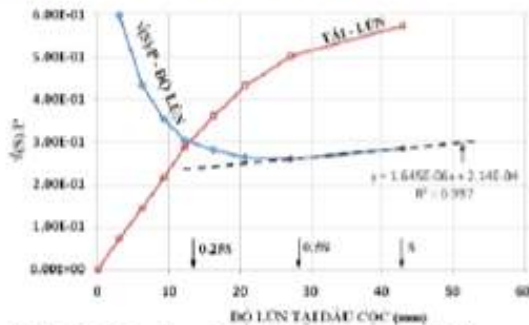
$$Q_u = \frac{1}{2\sqrt{C_1 C_2}} \quad (7)$$

Giá trị độ lún ứng với sức chịu tải giới hạn (Q_u) của cọc được xác định bằng công thức:

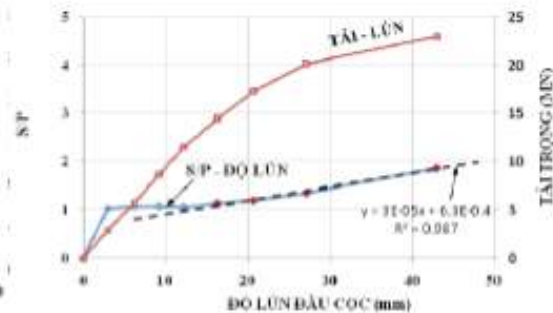
$$Q_u = \frac{C_1}{C_2} \quad (8)$$

Trong đó: Q_u - Sức chịu tải giới hạn của cọc; S_u - Độ lún ứng với giá trị sức chịu tải giới hạn; C_1 - Hệ số hệ số góc của đường thẳng y đi qua các điểm trên đường Hansen 80% ($C_1 = 1.645e-6$); C_2 - Giao điểm của đường thẳng với trục tung ($C_2 = 2.14e-4$).

6.2.4. Phép ngoại suy của Chin - Kondner



Hình 12. Sức chịu tải giới hạn của cọc xác định theo phương pháp Hansen 80-%



Hình 13. Sức chịu tải giới hạn của cọc xác định theo phương pháp ngoại suy của Chin - Kondner

Tương tự như phương pháp của Hansen để xác định sức chịu tải giới hạn của cọc, Chin-Kondner vẽ các đường cong quan hệ giữa tỷ số của độ lún và tải trọng (S/P) - Độ lún và Tải trọng - Độ lún trên cùng một biểu đồ. Xác định phương trình đường thẳng y của một phần đường cong quan hệ giữa tỷ số S/P - độ lún (Hình 13). Sức chịu tải giới hạn của cọc (Q_u) xác định bằng công thức:

$$Q_u = \frac{1}{C_1} \quad (9)$$

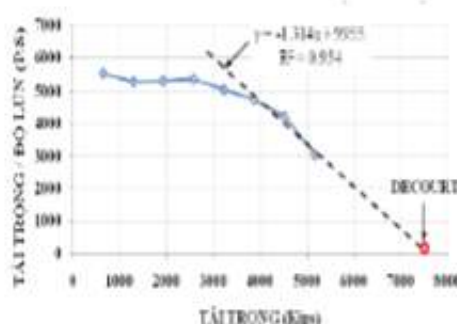
Trong đó: Q_u - Sức chịu tải giới hạn của cọc; C_1 - Hệ số hệ số góc của đường thẳng y đi qua các điểm trên đường S/P - Độ lún ($C_1 = 3E-5$).

6.2.5. Phép ngoại suy của Decourt (1998-2008)

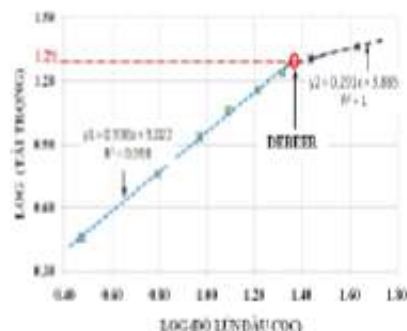
Phép ngoại suy của Decourt có nhiều điểm tương đồng với phương pháp của Chin-Kondner, Decourt đề nghị vẽ đường quan hệ giữa tỷ số P/S (Tỷ số giữa tải trọng và độ lún) - Tải trọng, sau đó xác định đường thẳng y đi qua các điểm của đường cong quan hệ đã thiết lập, giao điểm của đường thẳng y với trục nằm ngang (Tải trọng) chính là giá trị sức chịu tải giới hạn của cọc (Hình 14). Khi sử dụng phép ngoại suy của Decourt để xác định sức chịu tải giới hạn, ta cần dùng hệ đơn vị đo của Mỹ (US. Unit) lực dùng đơn vị - kips và độ lún đo bằng inches).

6.2.6. Phương pháp của De Beer (1968)

Phương pháp của DeBeer sử dụng các hàm logarit thập phân để biểu diễn quan hệ log (tải trọng) - log (độ lún), sau đó xác định các đường thẳng xu hướng (y_1 và y_2) cho từng đoạn của đồ thị đã thiết lập. Giá trị sức chịu giới hạn của cọc được xác định tại giao điểm của các đường thẳng xu hướng đã nêu trên (Hình 15).



Hình 14. Sức chịu tải giới hạn của cọc xác định theo phương pháp ngoại suy của Decourt



Hình 15. Sức chịu tải giới hạn của cọc xác định theo phương pháp của De Beer

Bảng 2. Bảng tổng hợp sức chịu tải của cọc

Q _u – của cọc xác định theo các phương pháp (MN)					
TCVN	Davission	Hansen	Chin-Kondner	Decourt	DeBeer
18.5	-	26.6	33.3	33.7	19.5

Bảng 2 tổng hợp kết quả xác định sức chịu tải giới hạn của cọc được xác định từ các phương pháp khác nhau, có giá trị biến thiên từ 18.5MN đến 33.7MN. Trong đó, sức chịu tải giới hạn của cọc xác định theo TCVN và phương pháp của DeBeer có giá trị chưa hợp lý vì được lấy khi độ lún của đầu cọc còn khá nhỏ (lần lượt là 24mm và 22.4mm) nếu so với đường kính cọc thử $D=1200\text{mm}$.

Sức chịu tải giới hạn xác định theo phương pháp ngoại suy của Chin-Kondner và của Decourt khá tương đồng với nhau và phù hợp với thiết kế ban đầu nếu lấy hệ số an toàn $FS=2.5 \div 3$. Phương pháp của Hansen 80% cho kết quả sức chịu tải giới hạn gần với sức chịu tải thiết kế của cọc, khi sử dụng hệ số an toàn $FS=2 \div 2.5$.

7. Kết luận

Việc phân tích kết quả nén tĩnh cọc khoan nhồi của công trình Hotel des Arts Saigon, cho thấy sức chịu tải thiết kế của cọc ($P_k=11.5\text{MN}$) tương đối hợp lý so với đường kính và chiều dài của cọc, điều này thể hiện khá rõ qua độ lún đầu cọc đạt giá trị là 42.96mm ứng với cấp tải lớn nhất $P_{\max}=23\text{MN}$ (tương đương 200% sức chịu tải thiết kế) và các kết quả phân tích sức chịu tải giới hạn của cọc.

Việc xác định lực phân phối dọc theo cọc và ma sát đơn vị giữa cọc và đất cho thấy hệ số ma sát của đoạn cọc phía gần đầu cọc khá lớn so với tính toán, ngược lại sức kháng đơn vị tại mũi cọc xác định bằng thí nghiệm nhỏ hơn so với kết quả tính toán theo các công thức lý thuyết. Kết quả này phản ánh cho thấy nhược điểm của thí nghiệm nén tĩnh sử dụng hệ phân lực, khối đối trọng có trọng lượng lớn đặt trực tiếp lên mặt đất có khả năng làm thay đổi tính chất cơ lý các lớp đất phía trên đầu cọc. Điều này làm cho sai lệch số liệu đo biến dạng cọc và vì vậy không thể phản ánh chính xác sự làm việc thực tế của cọc.

Tài liệu tham khảo

[1] Bengt H. Fellenius (2016). Basic of Foundation Design. Electronic Edition. www.Fellenius.net. 453p

-
- [2] Công ty TNHH Tư vấn Xây dựng Địa kỹ thuật môi trường (2013). Báo cáo Thí nghiệm nén tĩnh cọc TBP02, tại địa điểm 76 -78 Nguyễn Thị Minh Khai, Q.3, Tp HCM
 - [3] Công ty TNHH Tư vấn Xây dựng Địa kỹ thuật môi trường (2013). Báo cáo Thí nghiệm đo biến dạng cọc TBP02, tại địa điểm 76 -78 Nguyễn Thị Minh Khai, Q.3, Tp HCM
 - [4] Công ty cổ phần Tư vấn Xây dựng tổng hợp (2013). Báo cáo kết quả khảo sát địa chất, tại địa điểm 76-78, Nguyễn Thị Minh Khai, Q.3, Tp HCM
 - [5] TCVN 9393: 2012 (2012). Cọc - Phương pháp thử nghiệm hiện trường bằng tải trọng ép dọc trục. NXB Xây dựng, Hà nội
 - [6] TCVN 10304:2014 (2014). Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế NXB Xây dựng, Hà nội

INDIAN GEOTECHNICAL JOURNAL

An Official Publication of the Indian Geotechnical Society



Response of Soil and Structure to Base Isolation: A State-of-the-Art-Review

K. Kiran Prakash, Jayanti Mahalakshmi & Deendayal Rathod

State of the Art/Practice Paper | 24 February 2025 | Pages: 1492 – 1513



A Review of the Application of Pressuremeter Test in Evaluating the Behavior of Foundations

Muhammad S. Sada, Guo-Wei Li ... Wada Idris Muhammad

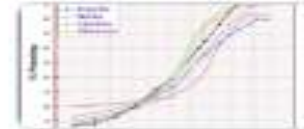
State of the Art/Practice Paper | 27 April 2025 | Pages: 1514 – 1530



The Influence of Soil Properties on Dynamic Cone Penetration Test Results: Evaluating the Impact of Moisture Content, Plastic Index, Particle Size and Dry Density for Pavement Design

Lameck Benard Baya, Mwajuma Ibrahim Lingwanda & Patrice Nyangi Mkono

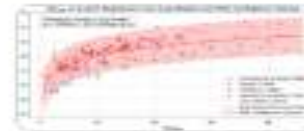
Technical Note | 11 February 2025 | Pages: 1531 – 1542



On the Lookout for a General Relationship Between the Friction Angle of Sandy Soils and SPT

Jose Duque, Carlos Acosta ... Jennifer Cárdenas

Technical Note | Open access | 16 March 2025 | Pages: 1543 – 1550



Effect of Unsaturated Soil on Seepage and Stability of Earthen Dam in Steady-State Conditions, Case Study (Doiraj Dam)

Farzin Salmasi, Bahram Nourani & John Abraham

Technical Note | 17 March 2025 | Pages: 1551 – 1568



Durability Assessment of Biopolymers for Mitigating Soil Erosion in the Indian Desert

Monika Dagliya, Neelima Satyam & Varsha Doliya

Technical Note | 28 April 2025 | Pages: 1569 – 1580



Influence of Angle of Internal Friction and Slope Face Angle on Kinematic Failures in Marble Mines: A Predictive Approach

Shambhavi Sinha, Anup Kumar Tripathi ... Mritunjay Kumar

Technical Note | 10 May 2025 | Pages: 1581 – 1589



Field Study on the Effects of Shaft Grouting on the Load-Settlement Behavior of Bored Piles

Trung Thanh Le & Lan Vu Hoang Bach

Technical Note | 27 May 2025 | Pages: 1590 – 1604





TECHNICAL NOTE

Field Study on the Effects of Shaft Grouting on the Load-Settlement Behavior of Bored Piles

Trung Thanh Le¹ · Lan Vu Hoang Bach²

Received: 24 January 2025 / Accepted: 28 April 2025 / Published online: 27 May 2025
 © The Author(s), under exclusive licence to Indian Geotechnical Society 2025

Abstract This study investigates the effectiveness of shaft grouting in enhancing the axial bearing capacity of bored piles under varying grout injection rates in sandy soil conditions at the Thao Truong Tan Uyen site. Bored piles with dimensions of 400 mm in diameter and 3.3 m in length were constructed, and grout was injected at three different rates ($IR = 20, 35$, and 50 L per square meter). Static load tests were conducted according to ASTM D1143 to evaluate the effect of grouting on pile performance. The results reveal that grouting significantly enhances the load-bearing capacity of piles and reduces settlement across all loading conditions. A two-phase response to increasing IR was observed. In the first phase ($IR = 0$ to 35 l/m²), load capacity increased sharply, with a 90% improvement compared to non-grouted piles. In the second phase ($IR = 35$ to 50 l/m²), the rate of improvement diminished, with only a marginal 5% increase in capacity. This suggests that an IR of 35 l/m² is optimal for maximizing pile performance while maintaining cost efficiency. Visual inspections following the excavation of surrounding soil showed that grouted piles had significantly more soil adhesion, enhancing shaft friction and soil-pile interaction. This finding aligns with previous studies, further validating the effectiveness of grouting in improving pile performance, particularly in sandy soil.

Keywords Bored piles · Shaft grouting · Load-settlement behavior · Static load testing

Introduction

Grouting is a widely applied geotechnical technique used to enhance soil properties or reinforce underground structures [1–3]. It involves injecting a fluid material, such as cementitious grout, chemical solutions, or polymers, into the soil, rock, or voids within structures to improve strength, stability, and impermeability. There are various types of grouting, such as shaft grouting [4, 5], where the grout penetrates the soil without disturbing its structure, and compaction grouting [6, 7], which densifies the surrounding soil to increase load-bearing capacity. Jet grouting is another method that creates columns or walls of grout to reinforce weak soils and prevent water seepage [2, 3, 8]. In practical applications, grouting is commonly used to reinforce pile foundations by increasing shaft friction and reducing settlement [9, 10], as well as waterproof tunnels, dams, and other underground structures. Additionally, it is employed to improve the stability of soft ground before construction and to repair and maintain infrastructure by sealing cracks and voids, ensuring long-term structural integrity [1, 11].

In Vietnam, grouting techniques have been increasingly applied in various construction projects to address issues related to weak ground conditions, particularly in urban areas with soft clay soils and regions prone to water seepage. Grouting has been utilized in foundation improvement for high-rise buildings, bridges, and infrastructure, as well as in the construction of tunnels and water control structures, such as dams and embankments. Shaft grouting, in particular, has been employed to increase shaft friction in pile foundations,

✉ Lan Vu Hoang Bach
 lan.bachvuhoang@uah.edu.vn
 Trung Thanh Le
 ltrung@tdmu.edu.vn

¹ Department of Civil Engineering, Thu Dau Mot University, Thu Dau Mot City, Binh Duong Province, Vietnam

² Department of Civil Engineering, University of Architecture Ho Chi Minh City, 196 Pasteur Street, District 3, Ho Chi Minh City, Vietnam

enhancing the load-bearing capacity and reducing settlement of structures built on soft or loose soils.

Nguyen et al. [12] conducted the bidirectional static load tests on two shaft-grouted barrette piles constructed for the Exim Bank Building in Ho Chi Minh City. The tests were conducted to assess the impact of shaft grouting on pile performance in soft clay and silty sand soils typical of the Mekong Delta. The findings demonstrated a significant improvement in shaft resistance, with grouted sections exhibiting higher load-bearing capacity compared to non-grouted sections.

Nguyen et al. [13] focused on the use of shaft grouting to enhance the bearing capacity of bored piles and barrettes in several high-rise building projects in Ho Chi Minh City. The study analyzed a database of static load tests on both grouted and non-grouted piles to evaluate the effectiveness of shaft grouting in increasing shaft resistance. The results indicated that grouted piles in clayey and sandy soils had approximately twice the shaft resistance compared to non-grouted piles. This technique offers a cost-effective solution for deep foundations in areas with weak alluvial deposits, commonly found in Ho Chi Minh City.

Moreover, Nguyen and Nguyen [14] investigated the application of shaft grouting on barrette piles in Ho Chi Minh City, focusing on two piles at the Eximbank building site. It used O-cell tests and finite element analysis (*FEM*) through Plaxis software to evaluate the increase in pile-bearing capacity. The study demonstrated that grouting can enhance lateral resistance by 1.48 times compared to non-grouted piles, improving safety and efficiency.

More recently, Tran and Tran [15] examined the increase in bearing capacity of shaft-grouted bored piles in the Lancaster Lincoln project. Two piles (one grouted and one non-grouted) were tested using O-Cell tests and finite element modeling in Plaxis 2D. Results showed that shaft grouting increased friction resistance by up to 2 times compared to non-grouted piles. The study also proposed a formula to estimate friction resistance based on the Standard Penetration Test (*SPT*) values.

However, despite its widespread application, research on grouting techniques in Vietnam is still limited in both scope and depth. One key limitation is the lack of comprehensive field studies that assess the effectiveness of different grouting content under varying soil conditions. Most current research tends to focus on case studies without detailed analysis of grouting's performance in real-world conditions. Additionally, there is often insufficient data on the optimal grout content for specific soil types, leading to conservative design practices that may not fully leverage the potential of grouting.

To address these gaps, field experiments like the one conducted in this study offer a valuable approach. By implementing shaft grouting at different grout levels around bored

piles and measuring the effects on load-settlement behavior, this research provides practical insights into how grouting can enhance shaft friction and overall pile performance.

Methodology

Site Description

The experiment was conducted at a vacant plot located in the Thao Truong Tan Uyen training ground, under the University of Military Engineering, situated at 748 Street, Ward Tan My, Bac Tan Uyen District, Binh Duong Province, Vietnam (Fig. 1). The geological conditions of the test site were assessed through three boreholes, each drilled to a depth of 7.0 m. From each borehole, three soil samples were collected for laboratory testing. The physical and mechanical properties of the soil at the test site were determined based on laboratory tests conducted on samples from the boreholes and the key soil parameters are listed in Table 1. The soil profile of the area consists mainly of silty sand with occasional inclusions of quartz gravel, displaying colors ranging from white-gray to yellow-gray, pink-gray, and ash-gray. The particle size distribution curve of silty sand is shown in Fig. 2.

The soil at the test site was classified according to the Unified Soil Classification System (USCS) as SC-SM. The grain size distribution curve (Fig. 2) was used to determine the coefficient of uniformity (C_u) and the coefficient of curvature (C_c) of the soil. The results indicate that the soil has a $C_u = 18.0$ and $C_c = 1.13$.

Additionally, the modulus of elasticity of the soil, derived from laboratory tests, was determined to be 3.0 MPa. These soil properties play a crucial role in understanding the load-bearing behavior of the piles and the effectiveness of shaft grouting in enhancing soil-pile interaction.

Additionally, Standard Penetration Tests (*SPT*) were carried out at three specific depths: 0.5 m, 2.5 m, and 4.5 m within each borehole. The *SPT* results were 2, 9, and 15 blows, respectively, indicating increasing soil density with depth. Furthermore, two groundwater monitoring wells were installed to monitor the water table throughout the test period.

Bored Pile Specification

The bored piles used in this experiment have a diameter of 400 mm and a total length of 3.3 m, with 0.3 m above ground and 3.0 m embedded in the soil (Fig. 3). The bored piles were constructed using concrete with 1×2 aggregate and a strength class of B20 (Grade 250, $R_n = 14.5$ MPa), with a slump (*SN*) of 19 ± 1 cm. During pile construction, cube samples ($150 \times 150 \times 150$ mm) were cast to test the



Fig. 1 Site location of field test

Table 1 Soil profile of field test site

Key parameter	Sandy soil
Gravel content (%)	0.4
Sand content (%)	82.0
Silt content (%)	8.1
Clay content (%)	9.5
The coefficient of uniformity (C_u)	227.23
The coefficient of curvature (C_c)	4.57
Moisture content (%)	18.11
Wet density (kN/m^3)	20.2
Dry density (kN/m^3)	17.1
Specific gravity	2.67
Saturation (%)	36
Porosity (%)	0.56
Relative density	Loose to medium-dense
Friction angle (φ°)	23°39
Cohesion (kPa)	6.6
The modulus of elasticity (MPa)	3.0

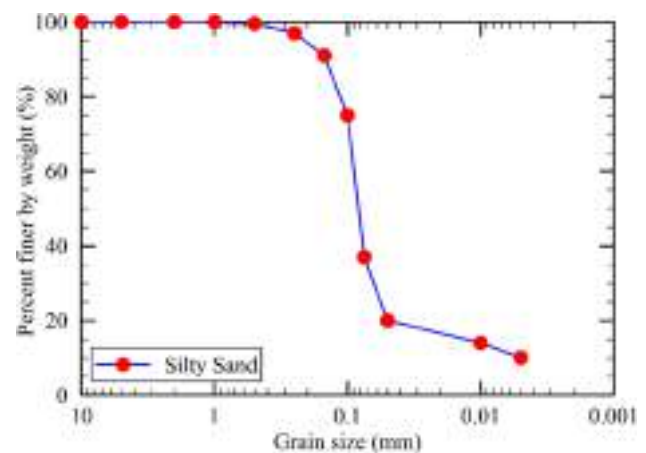


Fig. 2 Particle size distribution curve of silty sand

compressive strength of the concrete. The main longitudinal reinforcement is 8 bars of $\phi 12$ mm, using steel with a yield strength of 280 MPa. The steel reinforcement ratio is 0.72%, distributed uniformly along the length of the pile. All steel bars were tested for tensile strength before fabrication, ensuring compliance with the required design

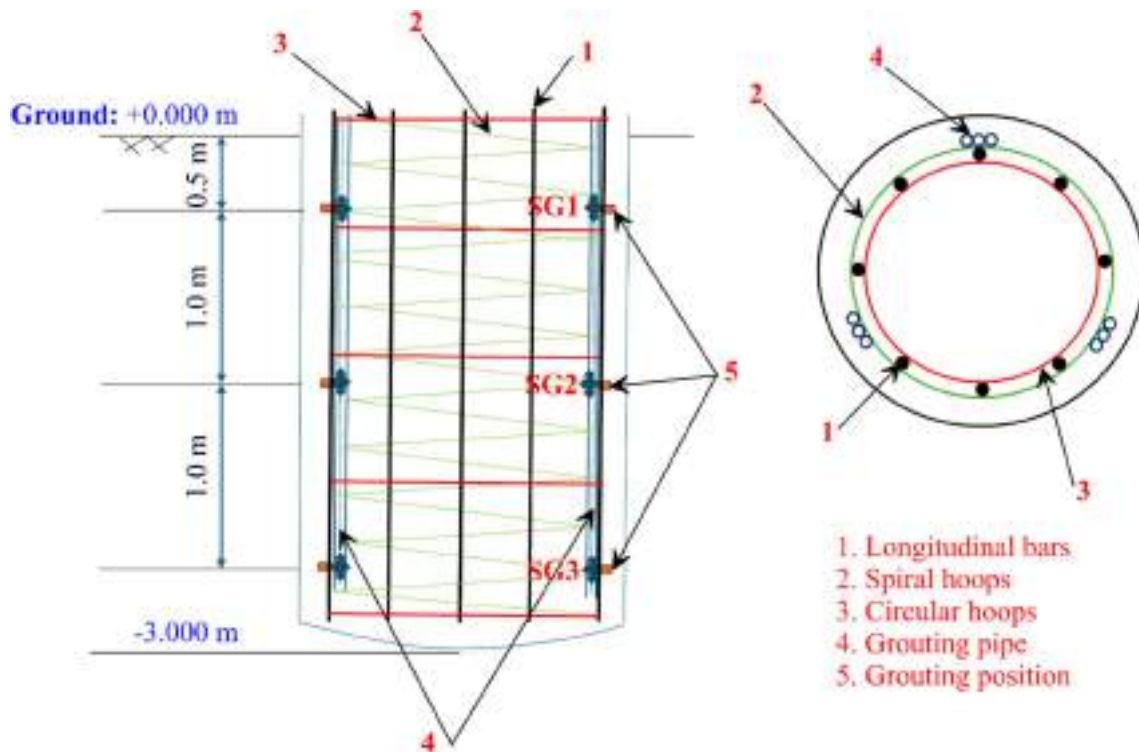


Fig. 3 Description of the steel cage and grouting pipes in a pile

specifications. The steel cage was fabricated and assembled in the mechanical workshop (Fig. 4).

Experimental Procedure

Figure 5 shows the experimental procedure, including pile installation, high-pressure water jetting, grouting reinforcement, static load testing, and data recording and processing.

Pile Installation

The installation of the bored piles began with precise positioning of the pile centerlines, using measuring tools and surveying equipment based on pre-established benchmarks. A casing with an outer diameter of 420 mm and an inner diameter of 400 mm was installed to a depth of 3.3 m, including 0.3 m above the ground and 3.0 m embedded in

Fig. 4 The steel cage of the bored piles

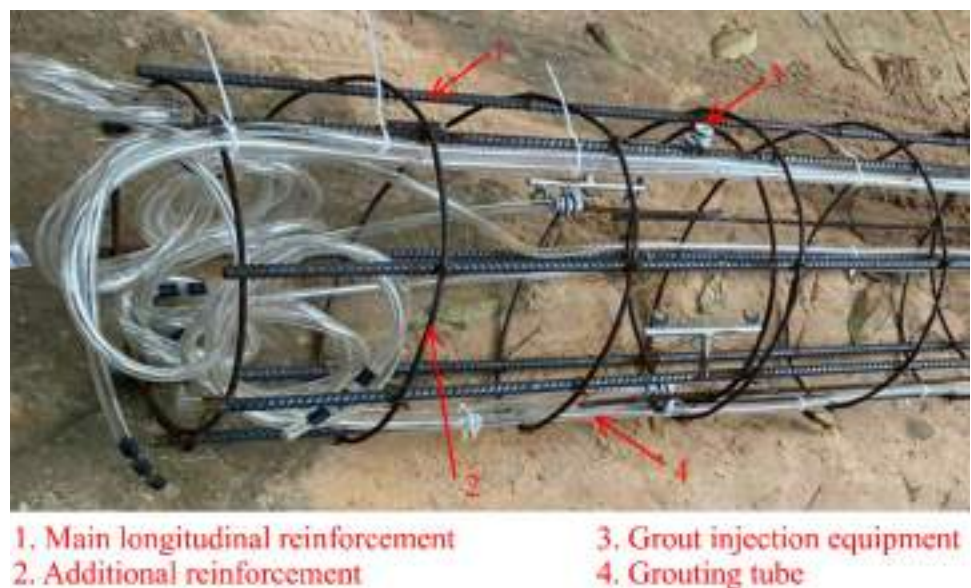
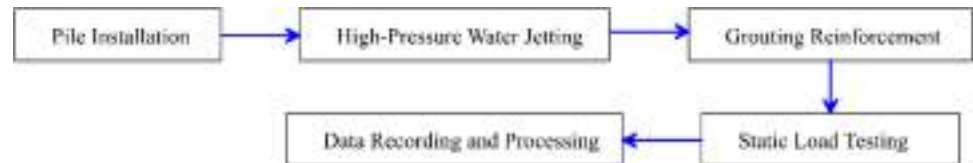


Fig. 5 Experimental procedure

the soil. The borehole was drilled through the casing using a drill bit with a diameter of 380 mm. During drilling, the soil around the borehole loosened, and Bentonite slurry was pumped continuously to stabilize the borehole walls and carry the loosened material to the surface. After drilling was completed, the borehole was cleaned thoroughly using a Bentonite pump. Once the borehole was prepared, the steel reinforcement cage was carefully lowered into place using a tripod and winch. The cage was fixed in position, and its vertical alignment was verified using a plumb line. Precast concrete spacers were placed around the cage to ensure the required concrete cover, and to maintain the cage's position during the pouring process. A PVC tremie pipe with an outer diameter of 144 mm and an inner diameter of 140 mm was then installed to facilitate concrete pouring. Concrete was poured from the bottom up, in increments of 500 mm, using the tremie pipe to ensure proper compaction and uniform placement of the concrete. Three hours after completing the concrete pour, the casing was removed, marking the completion of the bored pile installation.

Figure 6 illustrates the layout of the field test, including the non-grouted pile (*BPG0*) and the piles reinforced with grout at varying injection rates (*BPG20*, *BPG35*, and *BPG50*). Additionally, Fig. 7 shows the positions of the anchor piles used for the static load tests, the boreholes

drilled for geological investigation, and the groundwater monitoring wells.

High-Pressure Water Jetting

Twenty-four hours after the pile construction, high-pressure water jets were used to penetrate the concrete and the rubber membranes surrounding the grout injection ports. This process prepared the piles for the subsequent grout injection phase.

Grouting Reinforcement

The grouting process was carried out three days after the completion of pile installation. Grout was injected into each pile with varying volumes depending on the specific pile type. For piles *BPG20*, *BPG35*, and *BPG50*, the injection rates (*IR*) were 20, 35, and 50 L per square meter, respectively. In Vietnam, practical grout injection rates for shaft grouting typically range from 25 to 35 l/m² [13, 16]. However, to comprehensively evaluate the influence of different injection volumes, this study selected three rates: 20, 35, and 50 l/m².

The grouting operation was performed through three grouting pipes, with grout injected at three different heights:

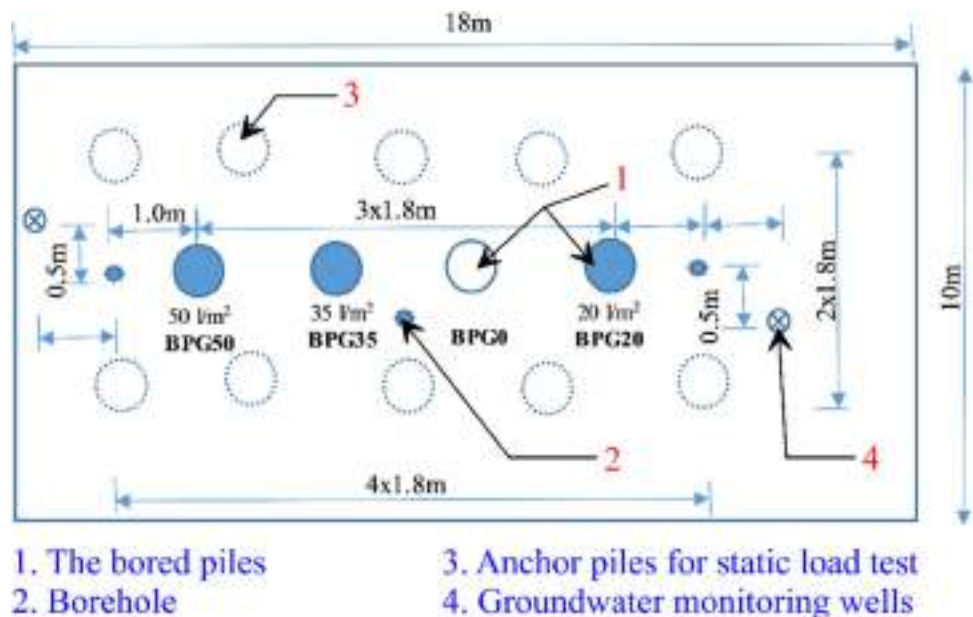
Fig. 6 The layout of the field test

Fig. 7 The testing field after completion of the pile installation



Table 2 The detail of the grout injection volumes, and static load test

Pile ID	BPG0	BPG20	BPG35	BPG50
Diameter (mm)	400	400	400	400
Length (mm)	3000	3000	3000	3000
Injection rate (IR -l/m ²)	0	20	35	50
Grout volume per port (l)	0	8.27	14.65	20.94
Number of load stages	11	15	20	21
Load increment (kN)	6	6	6	6

–0.5 m, 1.5 m, and 2.5 m from the natural ground surface, ensuring uniform grout distribution (Fig. 4).

The grout volumes used for each pile during this process are summarized in Table 2 and illustrated in Figs. 8 and 9. To account for potential grout loss during injection, the total grout volume was closely monitored and recorded using flow meters. The injection at each port continued until the required volume of grout was injected, signaling the completion of the process.

To minimize potential interaction effects between grouted piles, the center-to-center spacing was maintained at 1.8 m, equivalent to approximately $4.5D$ (with D being the pile diameter). This spacing falls within the commonly recommended range of $3D$ to $6D$ to avoid overlapping influence zones and group interaction effects in pile testing [17, 18]. Post-test excavations revealed that the maximum extent of grout influence did not exceed 0.3 m from the pile shaft,

even at the highest injection rate ($BPG50$), indicating that the grout-affected zones remained well within their respective boundaries (Fig. 14). This layout ensured that the load-settlement response of each test pile was governed solely by its assigned grout configuration, without interference from neighboring piles..

Static Load Testing

The static load test is a critical procedure for evaluating the axial bearing capacity and settlement characteristics of the bored piles used in this study. The test was conducted to determine the load-deformation behavior of both non-grouted ($BPG0$) and grouted piles ($BPG20$, $BPG35$, and $BPG50$), with a focus on understanding the effectiveness of shaft grouting in enhancing the load-bearing performance. The static load test method applies a vertical, incremental static load to the pile head and records the resulting settlement at each load stage. The testing was performed following ASTM D1143, ensuring compliance with established guidelines for static load testing of deep foundations.

In this study, a quick load test method was employed to simulate typical load conditions experienced by piles in construction projects. The tests were carried out in the field under controlled conditions, utilizing a comprehensive set of instruments to accurately measure load application and pile displacement.

Fig. 8 Grouting equipment setup for test piles

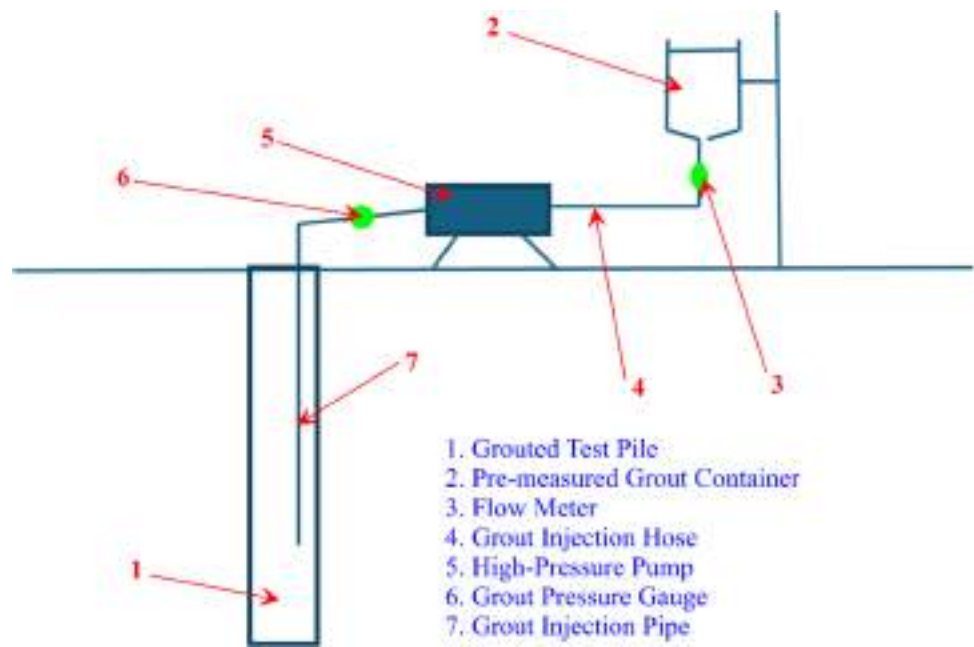


Fig. 9 The grouting process



Fig. 10 Instrumentation setup for the field static load test

The instrumentation setup for the field static load test was carefully designed to ensure accurate measurements of the pile's behavior under applied loads (Fig. 10). The primary equipment used in the test included a hydraulic jack with a maximum capacity of 40 tons and a stroke length of 40 mm, which was used to apply the vertical load to the pile head. A load cell was placed between the hydraulic jack and the pile to measure the actual load transmitted to the pile, ensuring precise control over the loading process.

To monitor the pile settlement, high-precision displacement gauges (dial gauges) with a travel range of 60 mm were installed on independent reference beams. These gauges recorded the vertical displacement of the pile at each load increment, providing crucial data on the pile's settlement behavior. A rigid monitoring frame was erected around the test setup to support the dial gauges, ensuring that the measurements reflected only the pile's movement and not external disturbances.

The static load test was conducted following ASTM D1143 standards, using the quick load method to assess the bearing capacity of both grouted and non-grouted piles. Before the test, the pile head was carefully prepared, ensuring a smooth surface to place the hydraulic jack and load cell. The surrounding area was cleared of debris to prevent any interference during the test. Reference beams for the displacement gauges were installed at a distance from the pile to avoid being influenced by the ground settlement. These beams provided a stable platform for measuring the vertical movements of the pile head.

The test piles included one non-grouted (*BPG0*) and grouted piles (*BPG20*, *BPG35*, and *BPG50*). The loading sequence followed a stepwise approach, with increments of 6

kN. Each load increment was maintained for 5 min to allow for settlement measurements. For all piles, the loading continued until either the pile failed (reached ultimate capacity) or the hydraulic jack reached its maximum stroke of 40 mm. Once the test reached its defined endpoint, either through pile failure or the maximum jack stroke, the load was gradually released. The unloading phase was done quickly, ensuring the safe recovery of all equipment.

Data Recording and Processing

During each test, data was collected on the load applied and the corresponding settlement for each load increment. Table 2 summarizes the number of load stages and the loading increment for each pile type.

Results and Discussion

Testing Results

The static load test results, presented in Table 3, offer detailed insights into the performance of both non-grouted

Table 3 Results of Static load test

<i>P</i> (kN)	Vertical Displacement (mm)			
	<i>BPG0</i>	<i>BPG20</i>	<i>BPG35</i>	<i>BPG50</i>
0	0	0	0	0
6	1.72	1.66	0.82	0.79
12	3.79	2.86	1.89	1.76
18	5.96	4.71	3.01	2.82
24	8.88	6.14	4.18	3.95
30	11.93	7.34	5.40	5.10
36	15.30	9.44	7.10	6.51
42	19.48	12.44	8.44	7.85
48	22.85	14.82	10.73	9.39
54	27.97	17.85	12.49	10.89
60	33.50	21.44	13.90	12.96
63	40.00	—	—	—
66		24.59	15.87	14.68
72		29.03	18.15	16.51
78		32.28	19.78	18.46
84		36.50	22.78	20.49
87		40.00	—	—
90			24.84	22.69
96			27.00	24.96
102			29.53	27.32
108			32.13	30.16
114			36.20	33.43
120			40.00	36.32
126				40.00

and grouted test piles under incremental loading conditions. The experiment aimed to evaluate the vertical displacement of the piles, with varying grouting levels, in response to increasing load. Vertical displacement was recorded at each load step for all pile types, with load increments ranging from 6 to 63 kN for *BPG0*, and up to 87 kN, 120 kN, and 126 kN for *BPG20*, *BPG35*, and *BPG50*, respectively.

Load-Settlement Curves

Figure 11 illustrates the detailed load–displacement behavior of the test piles under vertical loading, including the *BPG0*, *BPG20*, *BPG35*, and *BPG50*. The *BPG0* pile, representing the unreinforced condition, exhibited significant displacement under incremental loading. In the initial loading stages, with load increments up to 18 kN, the *BPG0* pile showed moderate settlement, with vertical displacements increasing from 1.72 mm at 6 kN to 5.96 mm at 18 kN. This indicates that the pile experienced early deformation even under relatively low loads. As the load increased to the mid-range (18–36 kN), the settlement of *BPG0* increased substantially, reaching 15.30 mm at 36 kN. This rapid increase in displacement suggests a loss of stiffness in the pile–soil system, with the surrounding soil beginning to compress and lose its resistance. In the final loading stages, as the load reached 63 kN, the vertical displacement of *BPG0* continued to rise sharply, peaking at 40 mm. This indicates that the pile had reached its ultimate capacity, with the soil–pile interaction breaking down and the pile unable to resist further loading without large settlements. Overall, *BPG0*'s behavior demonstrates a limited load-carrying capacity, with significant deformation under increasing vertical loads, highlighting the need for grout reinforcement to improve performance under higher loads.

As observed in Table 3, the settlement response of the *BPG0* and *BPG20* piles up to 18 kPa is quite similar, with

only minor differences. This can be attributed to the fact that at low applied loads, the full shaft resistance has not yet been mobilized, and the load is primarily carried by the pile toe and initial shaft–soil contact. Consequently, at lower load levels, the influence of shaft grouting, which increases shaft friction, is not significantly apparent. However, as the applied load increases, the benefits of shaft grouting become more pronounced, with increased soil–pile interaction and reduced settlement. This is clearly illustrated in Fig. 11, which shows the detailed load–displacement behavior of the piles under vertical loading, including *BPG0*, *BPG20*, *BPG35*, and *BPG50*. At loading stages up to 18 kN, the *BPG0* pile exhibited moderate settlement, with vertical displacements increasing from 1.72 mm at 6 kN to 5.96 mm at 18 kN. In contrast, the grouted piles, including *BPG20*, demonstrated a much stiffer response at the same load levels, with settlements of only 1.66 mm at 6 kN and 4.71 mm at 18 kN. This indicates that the grout reinforcement had a noticeable effect on reducing settlement even at low loading stages, contributing to a more controlled and stable soil–pile interaction. As the load continues to increase, the grouted piles show significantly better performance, with reduced settlements at each loading stage compared to the non-grouted pile, demonstrating the effectiveness of grout reinforcement in improving load-carrying capacity.

In the case of *BPG35* (grouted with 35 l/m²), the pile shows even less settlement, with displacements of only 0.82 mm at 6 kN and 3.01 mm at 18 kN. At the higher load of 54 kN, the vertical displacement reaches 12.49 mm, showing that *BPG35* is able to carry the load with much less deformation than *BPG20* and *BPG0*. This improved performance highlights the increased stiffness provided by the higher grout quantity, allowing the pile to bear more load with minimal settlement. Finally, *BPG50* (grouted with 50 l/m²) exhibits the stiffest behavior of all piles, showing minimal settlement throughout the test. At 6 kN, the vertical displacement is only 0.79 mm, and at 18 kN, it remains low at 1.76 mm. Under the maximum load of 54 kN, *BPG50* shows a displacement of just 10.89 mm, which is the lowest among all the tested piles. This indicates that the highest level of grout reinforcement provides the greatest improvement in load-carrying capacity and reduces settlement to the lowest levels.

Effect of Grout Injection Rate on Pile Settlement

As mentioned earlier, grouting around the pile significantly enhances its load-bearing capacity. To further clarify this, Fig. 12 details the effect of the grout injection rate (*IR*) on the pile settlement under various applied loads of 12, 24, 36, 48, and 60 kN for all piles.

As seen in Fig. 12, the *IR* has a significant influence on the settlement behavior of the test piles. At low applied

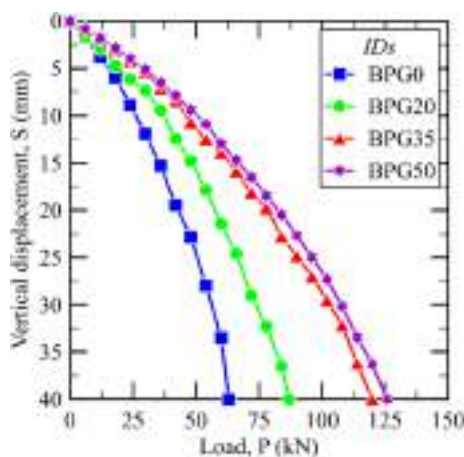


Fig. 11 Load-settlement curves of various test piles

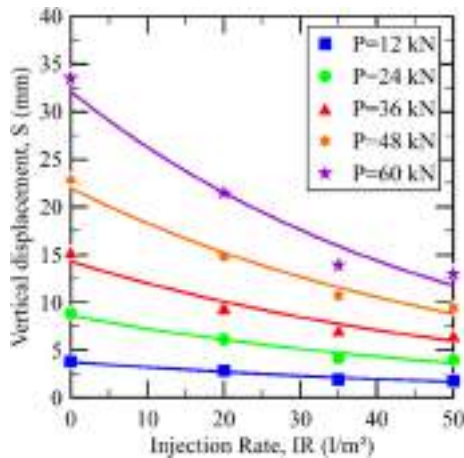


Fig. 12 Effect of grout injection rate on the vertical displacement of tested piles under various values of P

loads, such as 12 kN and 24 kN, the settlement reduction is evident as the IR increases, though the differences between higher grout contents ($IR = 35$ and 50 l/m^2) become less pronounced. For instance, at 12 kN, the settlement for the non-grouted pile ($BPG0$) is 3.79 mm, while the grouted pile with $IR = 20 \text{ l/m}^2$ experiences a settlement of only 2.86 mm, representing a 25% reduction. Similarly, at 24 kN, the settlement decreases from 8.88 mm for $BPG0$ to just 6.14 mm for $BPG20$. This shows that even a moderate grout injection can significantly enhance the pile stiffness and resistance to settlement under lighter loads.

However, as the applied load increases, the effectiveness of the grout injection becomes more prominent. At 48 kN and 60 kN, the settlement differences between the grouted piles become more pronounced. For example, at 48 kN, the settlement of $BPG0$ is 22.85 mm, whereas $BPG50$, the pile with the highest IR , settles only 9.39 mm, reflecting an 59% reduction in settlement. The same trend is observed at 60 kN, where the non-grouted pile exhibits a settlement of 33.5 mm compared to just 12.96 mm for the pile with $IR = 50 \text{ l/m}^2$. This substantial difference in performance demonstrates the critical role grout content plays in reducing settlement under higher load conditions, where the pile-soil interaction and shaft friction are key factors in determining load capacity.

Overall, the results clearly show that increasing the IR significantly improves the load-bearing capacity of the piles by reducing settlement across all load levels. The diminishing returns observed between $IR = 35$ and 50 l/m^2 at lower loads suggest that beyond a certain point, increasing IR further may offer only marginal improvements. Nonetheless, at higher load levels, the additional grout content continues to yield substantial benefits, making it a crucial factor in pile design for heavily loaded structures.

The relationship between settlement (S), applied load (P), and grout injection rate (IR) is best represented using

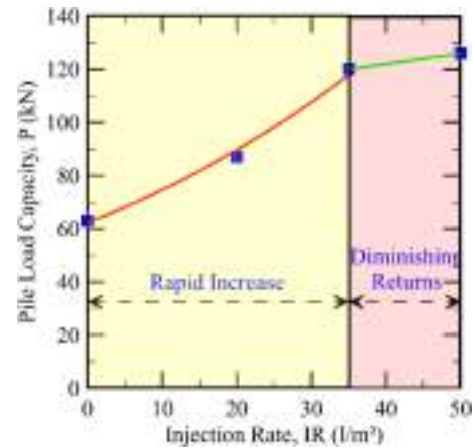


Fig. 13 Effect of IR on the load-bearing capacity of pile

a hyperbolic model, which is commonly used in pile settlement analysis [19, 20]. The proposed equation is given by

$$S = \frac{P}{a + b \times P} e^{c \times IR} \quad (1)$$

where S = pile settlement (mm), P = applied load (kN), IR = grout injection rate (l/m^2), and a , b , c = empirical coefficients dependent on IR , determined from experimental regression analysis.

This indicates a direct correlation between increased IR and improved load-bearing performance. The greater the grout volume around the pile, the more effectively the pile can transfer the load into the surrounding soil, reducing settlement.

Effect of Grout Injection Rate on Design Load Capacity

When assessing the design load capacity of piles (P), it is often crucial to limit the maximum settlement to a predetermined level. In this case, a target settlement of 40 mm serves as a reference point. The relationship between the IR and the design load capacity of piles is illustrated in Fig. 13.

The results clearly show that the IR has a significant impact on the design load capacity of the piles. Based on Fig. 13, as the IR increases from 0 to 20, 35, and 50 L per square meter, the P correspondingly increases from 63 kN for the non-grouted pile ($IR = 0$) to 87 kN for the $IR = 20$ pile, 120 kN for the $IR = 35$ pile, and 126 kN for the $IR = 50$ pile. This progressive increase indicates that grouting enhances the pile's ability to resist vertical loads.

The load-settlement behavior of grouted bored piles was compared with results from previous studies [9, 10, 13]. The observed 90% increase in load capacity aligns with published literature, confirming that shaft grouting significantly enhances pile performance. Furthermore, the analysis indicates that beyond a certain grout injection rate ($IR = 35 \text{ l/m}^2$), the improvement in load capacity begins to level off.

m²), the improvement becomes marginal, which is consistent with previous research on diminishing returns in shaft grouting. These findings reinforce the practical applicability of optimizing grouting efficiency for bored piles.

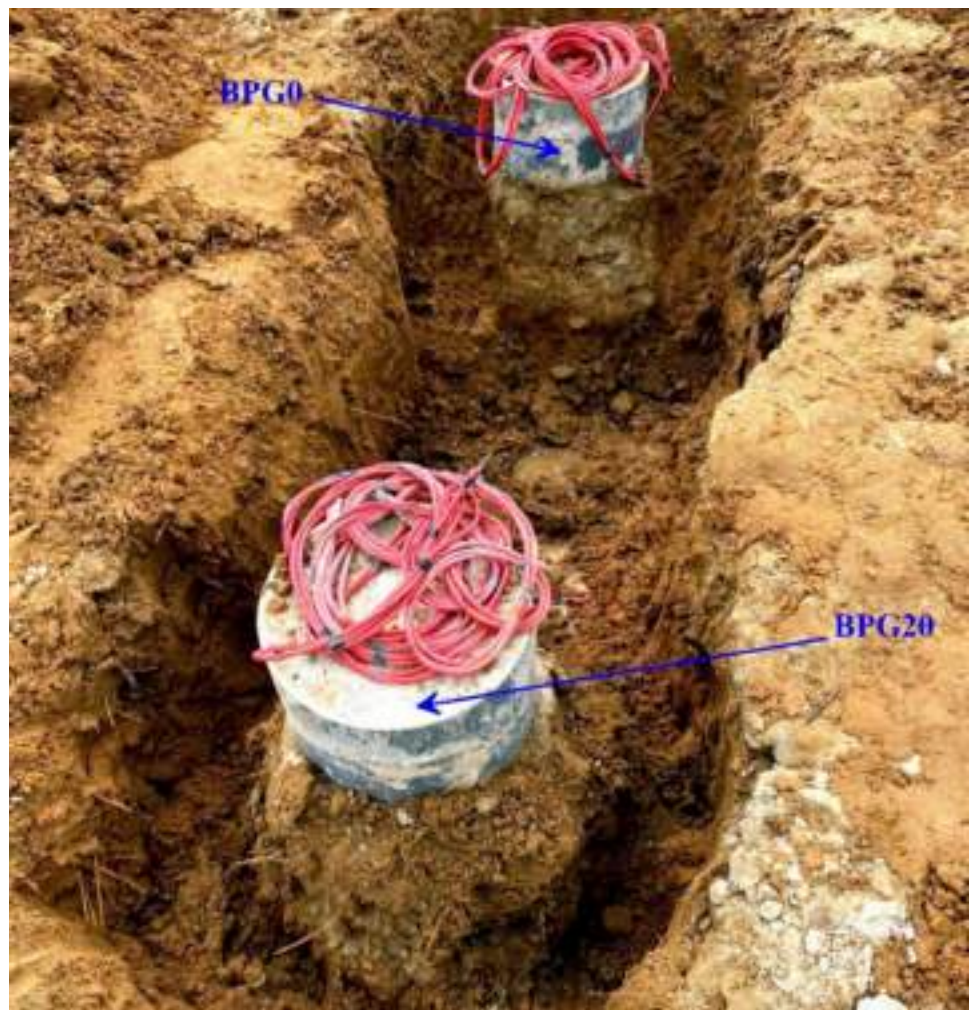
The relationship between the *IR* and *P* can be divided into two distinct phases, reflecting different responses to increasing *IR* levels. In Phase 1, named Rapid Increase in load capacity, the load capacity shows a steep rise as *IR* increases from 0 to 35 l/m². The design load capacity jumps from 63 kN for the non-grouted pile to 120 kN for the pile with an *IR* of 35 l/m², which represents a significant improvement of approximately 90%. This substantial increase suggests that the initial grout injection effectively enhances soil-pile interaction, particularly by increasing shaft friction resistance along the pile. In Phase 2, called Diminishing Returns, the rate of increase in load capacity slows considerably. When *IR* increases from 35 to 50 l/m², the load capacity only rises marginally, from 120 to 126 kN, an increase of just 5%. This indicates that beyond an *IR* of 35 l/m², further increases in grout injection produce diminishing returns in terms of load capacity. At this stage, the pile has already achieved

the majority of its potential load-bearing capacity, and additional grout volume provides minimal additional benefits.

Based on this analysis, it can be concluded that the optimal *IR* for maximizing the pile's load capacity while maintaining efficiency is around 35 l/m². Beyond this value, the benefits of increased grout volume are minimal, and the additional cost and effort involved in injecting more grout may not be justified. Therefore, an *IR* of 35 l/m² can be considered an optimal level for this type of ground condition and pile configuration.

Visual inspection of the piles following the excavation of surrounding soil revealed noticeable differences between the grouted and non-grouted piles (Fig. 14). The grouted piles exhibited a significantly higher amount of soil adhering to their surfaces, particularly in the sections where grout was applied. This increased soil adhesion is likely due to the grout filling the voids and cracks in the surrounding soil, which in turn enhanced the frictional interaction between the pile and the ground. In contrast, the non-grouted piles displayed much less soil adhesion, suggesting lower frictional resistance along the pile surface. These observations align

Fig. 14 Comparison of soil adhesion on grouted and non-grouted piles after excavation



with the experimental results, confirming that grouting not only improved the load-bearing capacity of the piles but also strengthened the overall interaction between the pile and the surrounding soil.

Effect of Grout Injection Rate on Unit Shaft Resistance

Figure 15 illustrates the variation of unit shaft resistance along the pile depth as a function of pile displacement for various pile types, including non-grouted piles (*BPG0*) and piles with grout injection at rates of 20 l/m² (*BPG20*), 35 l/m² (*BPG35*), and 50 l/m² (*BPG50*). The strain gauge measurements were taken at three distinct segments of the pile: from the pile head to the first strain gauge (*0-SG1*), from *SG1* to *SG2*, and from *SG2* to *SG3*. This setup allows for

an in-depth evaluation of the variation in shaft resistance across different segments of the pile shaft under increasing displacement.

From the data presented in Fig. 15, it is evident that the unit shaft resistance increases with pile displacement for all pile types, with significant differences observed between grouted and non-grouted piles. For the non-grouted pile (*BPG0*), the unit shaft resistance initially increases rapidly as the displacement increases, reaching a maximum value of approximately 10.4 kPa after the pile displacement reaches around 12 mm. Beyond this point, the shaft resistance stabilizes and fluctuates only slightly around this peak value, indicating that the friction between the pile and soil has reached a limit. In contrast, the grouted piles (*BPG20*, *BPG35*, and *BPG50*) exhibit a more pronounced increase in

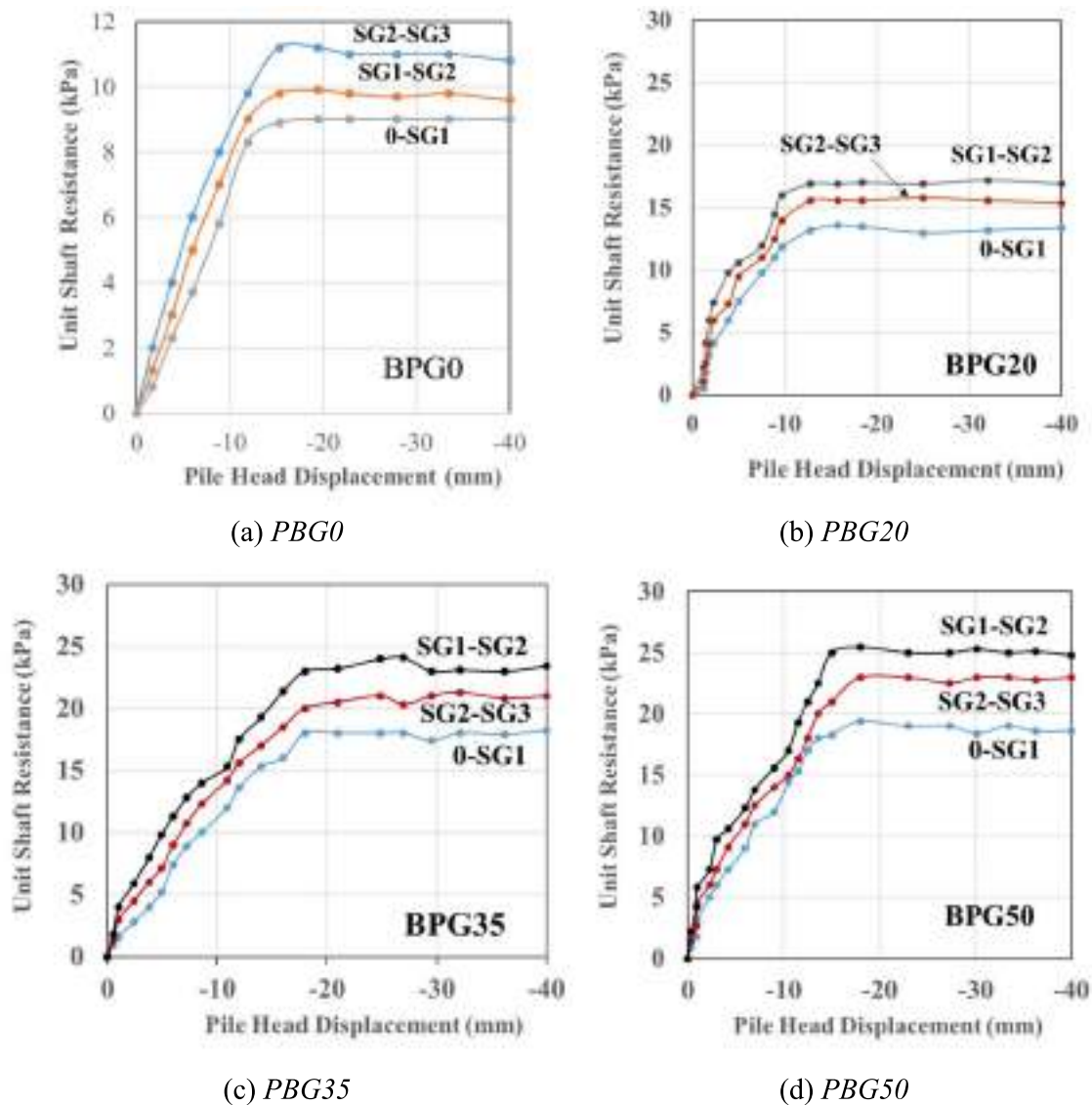


Fig. 15 The unit shaft resistance versus pile displacement

unit shaft resistance. The shaft resistance values for these piles continue to rise as the pile displacement increases, reaching peak values significantly higher than those of the non-grouted pile. Specifically, the peak unit shaft resistance for *BPG20*, *BPG35*, and *BPG50* is observed to be 15.2 kPa, 21.4 kPa, and 22.6 kPa, respectively. This represents an increase in shaft resistance by factors of 1.46, 2.05, and 2.17 compared to the non-grouted pile (*BPG0*), demonstrating the beneficial effect of grout injection on pile performance.

Additionally, it is important to note that the unit shaft resistance does not increase uniformly along the pile depth for grouted piles. While the resistance increases at a rapid rate near the pile head, a distinct variation is observed in the middle segment of the pile (from *SG1* to *SG2*). This segment shows a higher unit shaft resistance than both the upper and lower segments of the pile. This phenomenon can be attributed to the grout injection process, which likely increases the effective pressure between the pile and surrounding soil, particularly in the middle section. The grout tends to enhance bonding at this level, which results in higher frictional resistance at this depth compared to the other segments.

The increase in shaft resistance with grouting can be attributed to several mechanisms. First, the grout fills the voids and strengthens the soil around the pile shaft, increasing frictional resistance [21]. This enhanced bonding between the grout and surrounding soil particles leads to a more effective transfer of load from the pile to the soil. Furthermore, the grout injection likely modifies the stress distribution along the pile, particularly in the zone near the pile shaft, where shaft friction plays a crucial role in resisting applied loads [22]. As a result, the pile exhibits greater resistance to displacement, as seen in the increased values of unit shaft resistance with higher grout injection rates. In summary, the results confirm that shaft grouting improves the shaft-soil interaction, leading to a higher load-bearing capacity. The effectiveness of the grout injection is particularly pronounced at higher injection rates (*BPG35* and *BPG50*), which results in a greater increase in shaft resistance compared to lower injection rates (*BPG20*). This

suggests that optimizing the grout injection rate is crucial for enhancing the performance of grouted piles.

Economic Analysis

An economic analysis was conducted to assess the cost-effectiveness of different grout injection rates (*IR*) by comparing construction cost and ultimate load capacity [23–25]. Cost efficiency was calculated as the cost per unit load capacity (VND/kN), as summarized in Table 4.

Results show that increasing grout injection rate significantly improves load-bearing capacity. However, beyond $IR = 35 \text{ l/m}^2$, the cost per kN increases, diminishing economic returns. *BPG35* ($IR = 35 \text{ l/m}^2$) is the most cost-effective option, offering the highest load-bearing capacity with the lowest cost per kN (233,333 VND/kN), making it the optimal choice for both structural efficiency and economic viability.

Comparison with Previous Studies

The effectiveness of shaft grouting in improving pile performance has been widely documented in recent geotechnical studies. Table 5 presents a comparative summary of key findings from relevant research, highlighting improvements in bearing capacity and shaft resistance due to grouting under different soil conditions and pile types.

The present study aligns with prior research in confirming the positive impact of shaft grouting on pile performance. However, it extends the existing knowledge by providing a detailed analysis of the influence of different grout injection rates (*IR*). While studies such as Nguyen and Fellenius [27] and Nguyen et al. [13] demonstrated general improvements, this study emphasizes quantitative relationships between *IR* and performance, offering a more practical framework for optimizing grout volume with respect to cost-efficiency and engineering performance.

Table 4 The detail of the construction cost for each pile type

Pile Type	Grout injection rate (<i>IR</i>) (l/m ²)	Construction cost (million VND)	Ultimate load capacity (kN)	Cost efficiency (VND/kN)
<i>BPG0</i> (Non-grouted)	0	20	63	317,460
<i>BPG20</i> ($IR = 20 \text{ l/m}^2$)	20	24	87	275,862
<i>BPG35</i> ($IR = 35 \text{ l/m}^2$)	35	28	120	233,333
<i>BPG50</i> ($IR = 50 \text{ l/m}^2$)	50	32	126	253,968

Construction Cost—The cost of constructing each pile type (in million VND) is considered for each grout injection rate (*IR*); Ultimate Load Capacity—The ultimate load-bearing capacity of each pile is obtained from static load tests; Cost Efficiency—Cost efficiency is calculated as the ratio of construction cost to ultimate load capacity (VND/kN); This metric indicates how much cost is required to achieve each unit of load-bearing capacity

Table 5 Comparison of grouting methods in pile performance enhancement

Research	Pile type	Grouting method	Soil type	Key findings
Manai [26]	Barrette	Shaft and base grouting	Silty sand & clay	Combined grouting improved capacity: ~5.0–7.0 times
Nguyen and Fellenius [27]	Bored pile	Shaft grouting	Soft to silty sand	Shaft resistance increased by 30–50%; stiffness improved by ~20%
Nguyen et al. [12]	Barrette	Shaft grouting	Sand	Showed increased shaft resistance in the grouted section
Zhou et al. [9]	Bored pile	Shaft and base grouting	Jinan, China	Combined grouting improved capacity by ~9.82%; base grouting alone by ~15%
Nguyen et al. [13]	Bored pile and barrette	Shaft grouting	Sand & clay	Shaft resistance: 1.9 times in sand, 2.2 times in clay (based on $SPT-N_{60}$ correlation)
Le et al. [16]	Barrette	Shaft grouting	Silty sand & clay	Shaft resistance: ~2.0–2.5 times greater in grouted zones
This study	Bored pile	Shaft grouting	Sand	Bearing capacity increased significantly with higher grout injection rates ($IR = 20\text{--}50\text{ l/m}^2$)

Conclusion

This study thoroughly investigated the effects of varying grout injection rates (IR) on the performance of bored piles in sandy soils at the Thao Truong Tan Uyen site. The research involved pile construction, grout injection, and static load testing. Through careful pile construction, controlled grout injection, and detailed static load testing, the research assessed the effect of grout injection rates (20, 35, and 50 l/m^2) on the load-bearing capacity and settlement behavior of the piles. The key findings are summarized as follows:

+ Grouting significantly reduced settlement and increased load-bearing capacity across all IR levels. At low applied loads, even moderate grout injection ($IR = 20\text{ l/m}^2$) effectively reduced settlement, with reductions of up to 25% compared to non-grouted piles. At higher loads (e.g., 48 kN), the impact of grouting became more prominent, with the pile settlement decreasing by up to 59% for $IR = 50\text{ l/m}^2$.

+ The relationship between IR and pile load capacity can be divided into two distinct phases. The first phase ($IR = 0$ to 35 l/m^2) showed a rapid increase in load capacity, rising from 63 kN for non-grouted piles to 120 kN for $IR = 35\text{ l/m}^2$, a 90% improvement. The second phase ($IR = 35$ to 50 l/m^2) exhibited diminishing returns, with only a marginal 5% increase in load capacity beyond $IR = 35\text{ l/m}^2$. These results suggest that an IR of 35 l/m^2 is optimal, as further increases in grout volume provide limited additional benefits.

+ Visual inspection of the piles after excavation revealed significantly more soil adhered to the surfaces of grouted piles, particularly in the grouted sections. This indicates that grouting improves the soil-pile interaction by filling voids and increasing shaft friction, leading to enhanced load-bearing capacity. Non-grouted piles, in contrast, showed less soil adhesion and lower frictional capacity, consistent with their inferior load performance.

Author Contributions The authors confirm contribution to the paper as follows: study conception and design: Trung Thanh Le, Lan Vu Hoang Bach; data collection: Trung Thanh Le; analysis and interpretation of results: Trung Thanh Le, Lan Vu Hoang Bach; draft manuscript preparation: Trung Thanh Le, Lan Vu Hoang Bach. All authors reviewed the results and approved the final version of the manuscript.

Funding The authors declare that this research received no external funding or financial support.

Declarations

Conflict of interest The authors declare no competing interests.

References

- Nonveiller E (2013) Grouting theory and practice. Elsevier, The Netherlands
- Wang ZF, Shen S-L, Ho C-E, Kim YH (2013) Jet grouting practice: an overview. *Geotech Eng J SEAGS AGSSEA* 44:88–96
- Njock PGA, Chen J, Modoni G et al (2018) A review of jet grouting practice and development. *Arab J Geosci* 11:1–31
- Dayakar P, Raman KV, Raju KVB (2012) Study on permeation grouting using cement grout in sandy soil. *J Mech Civ Eng* 4:5–10
- Fraccica A, Spagnoli G, Romero E et al (2022) Permeation grouting of silt-sand mixtures. *Transp Geotech* 35:100800
- Brown DR, Warner J (1973) Compaction grouting. *J Soil Mech Found Div* 99:589–601. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001911>
- Miller EA, Roycroft GA (2004) Compaction grouting test program for liquefaction control. *J Geotech Geoenviron Eng* 130:355–361. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:4\(355\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:4(355))
- Burke GK (2004) Jet Grouting Systems: Advantages and Disadvantages. In: *GeoSupport 2004*. American Society of Civil Engineers, Orlando, Florida, United States, pp 875–886
- Zhou J, Zhang X, Jiang H et al (2017) Static and dynamic load tests of shaft and base grouted concrete piles. *Adv Civ Eng* 2017:1–11. <https://doi.org/10.1155/2017/2548020>
- Wu Y, Zhao C, Zhao C et al (2020) Effect of grout conditions on the mechanical behaviors of unloading sand-concrete interface for reinforcing bored pile foundation. *Constr Build Mater* 243:118218

11. Henn RW (1996) Practical guide to grouting of underground structures. Thomas Telford
12. Nguyen HM, Fellenius BH, Puppala AJ et al (2016) Bidirectional tests on two shaft-grouted barrette piles in Mekong Delta Vietnam. *Geotech Eng J SEAGS AGSSEA* 47:15–25
13. Nguyen TD, Lai VQ, Phung DL, Duong TP (2019) Shaft resistance of shaft-grouted bored piles and barrettes recently constructed in Ho Chi Minh city. *Geotech Eng J SEAGS AGSSEA* 50:155–162
14. Nguyen P-HV, Nguyen P-C (2021) Effects of shaft grouting on the bearing behavior of barrette piles: a case study in Ho Chi Minh City. *Eng Technol Appl Sci Res* 11:7653–7657
15. Tran TD, Tran VT (2021) Analysis of Increase in Bearing Capacity of Shaft-Grouted Bored Piles at a Project in Ho Chi Minh City. In: *Lecture Notes in Civil Engineering*. Springer Singapore, Singapore, pp 459–468
16. Le TT, Bach LVH, Nguyen HM (2024) Bearing Capacity Assessment of the Instrumented Shaft Grouting Barrette Pile by Conventionally Static Loading Test. In: Duc Long P, Dung NT (eds) *Proceedings of the 5th International Conference on Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development*. Springer Nature Singapore, Singapore, pp 291–305
17. Poulos HG, Davis EH (1980) Pile foundation analysis and design
18. Wang D, Wang L, Zhang L (2015) Experimental study on post grouting bearing capacity of large diameter bored piles. In: *MATEC Web of Conferences*. EDP Sciences, p 04029
19. Duncan JM, Chang C-Y (1970) Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *J Soil Mech Found Div* 96:1629–1653. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001458>
20. Fellenius BH (1984) Negative skin friction and settlement of piles. In: *Proceedings of the Second International Seminar, Pile Foundations*, Nanyang Technological Institute, Singapore
21. Hu T, Dai G, Wan Z, Gong W (2022) Field study on the side resistance-softening and resistance-reinforcing effects of large-diameter combined grouting drilled shafts. *Sustainability* 14:6835
22. Xiang P, Ji HG, Zhang GQ, Li WG (2023) Theoretical analysis of grouting reinforcement for surrounding rock of deep shaft based on stability and water inflow control. *Front Earth Sci* 11:1126764
23. Sellountou EA, Roberts TL (2007) The cost-effectiveness of dynamic pile installation monitoring: a case study. In: *7th FMGM 2007*. American Society of Civil Engineers, Boston, Massachusetts, United States, pp 1–12
24. Garmanov G, Urazaeva N (2015) Design and calculation of cost effectiveness of various types of foundations in Central Russia. *Procedia Eng* 117:470–480. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.08.196>
25. Javed SA, Salsabiyl A, Jubaida FN et al (2019) Comparative cost analysis of pile foundation with soil improvement of a reclaimed area. *J Earthq Sci Soil Dyn Eng* 2:1–9
26. Manai R (2010) The enhancement of pile capacity by shaft grouting technique in the Ruspa bridge project in Bangladesh. *Geotech Eng J SEAGS AGSSEA* 41:1–6
27. Nguyen MH, Fellenius BH (2015) Bidirectional cell tests on non-grouted and grouted large-diameter bored piles. *J Geo Eng Sci* 2:105–117

Publisher's Note Springer Nature remains neutral with regard to jurisdictional claims in published maps and institutional affiliations.

Phung Duc Long
Nguyen Tien Dung *Editors*

Proceedings of the 5th International Conference on Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development

GEOTEC2023; 14–15 Dec; Hanoi, Vietnam

Contents

Deep Foundations

1943–2023: 80 Years of Research and Practice for Pile Foundations	3
Alessandro Mandolini	
Stress Distribution of Pile Group on Jakarta Diluvium Clay Using 3D Finite Element Method	55
Stefanus Diaz Alvi, Stella Liviana, and Paulus P. Rahardjo	
FEM Simulation of Single Pile Load Tests	69
Long Duc Phung	
The Effects of Ground Anchor Prestressing on Pile Group Reaction Force Redistribution and Settlement as Permanent Foundation of High-Rise Building Using 3D FEM	79
Stefanus Diaz Alvi, Yiska Vivian C. Wijaya, Bondan W. Anggoro, and Paulus P. Rahardjo	
Numerical Study on Behaviors of Vertically-Loaded Tender Net Foundations Supported by Piles	89
Han Vo-Cong, Kinji Takeuchi, Yasuo Tomono, and Tatsunori Matsumoto	
An Appraisal of the Second-Order Pile Buckling Model According to the 2nd Generation Eurocode 7	105
Gary Axelsson and Fredrik Jansson	
Study on Uplift Capacity of Belled Pile in Sandy Soil	119
Toru Watanabe, Kentaro Hama, Yoshihiro Horii, and Yoshitaka Nakanishi	
Some Experiences with Drilled Shaft Construction in Punjab Alluvium, Using Different Drilling Methods	135
Sadaf Saeed and Sohail Kibria	

Modified β-method for Pile Design in Partially Saturated Soils: Theoretical Considerations for an Effective Stress Framework	151
T. Matthew Evans, Josiah Baker, and Tuyen Ngoc Tran	
Axial Load-Bearing Capacity Solutions of PHC Nodular Pile: A New Advancement in Vietnam Engineering Practice	167
Tuetakoun Aphisith, Duy-Khuong Ly, Tan Nguyen, and Jim Shiau	
Bearing Characteristics of Sheet Piles Subjected to Vertical Monotonic and Quasi-Static Cyclic Load in Saturated Clay Ground	177
Xi Xiong, Jiapeng Yu, Lua Thi Hoang, and Tatsunori Matsumoto	
Enhancing Rapid Construction Profitability of the Monolithic Steel Structure of Pile–Pier for Bridges in Vietnam	191
Hanh Quang Le, Trinh Thi Tuyet Nguyen, and Masaya Higashi	
Design Challenges of Large Diameter and Long Steel Pipe Pile in High Plasticity Clay at Patimban Port Development Project	203
Ryota Mizuno, Le Phuong Dong, Aditya Karya, and Thanh T. Nguyen	
The Use of Rapid Load Test as Alternative Load Test Method of Bored Piles	221
Poh Hai Ooi and Yong Ping Oh	
Building up a Dataset for Investigation of the Load Transfer Mechanism of Bored Piles from Case Histories in Vietnam	233
Phi Nguyen-Dinh, Tuetakoun Aphisith, Tan Nguyen, and Jim Shiau	
Load–Displacement Relations of a Driven Steel Pipe Piles from Static and Rapid Load Tests, and Empirical Formulas Based on SPT and CPT: A Case Study at Sashima Test Yard	245
Shihchun Lin, Koji Watanabe, Yutaro Naka, and Tatsunori Matsumoto	
Correlation Between SPT Indexes of Soils to Pressing Pile Load and Settlement of Concrete Piles: An Experimental Study in Bac Giang, Vietnam	261
Van Tai Tang, Tran Khoa Vu, Praveen M. Huded, and Thuy Lan Chi Nguyen	
Comparative Static and Rapid Load Tests on Steel Pipe Piles: A Case Study at Sashima Test Yard	275
Shihchun Lin, Koji Watanabe, Shuichi Kamei, and Tatsunori Matsumoto	
Bearing Capacity Assessment of the Instrumented Shaft Grouting Barrette Pile by Conventionally Static Loading Test	291
Trung Thanh Le, Lan Vu Hoang Bach, and Hai Minh Nguyen	

State of Practice—Dynamic Load Test Monitoring of Driven Piles in the United States.....	307
Thai Nguyen	
Case Study: Dynamic Load Testing of a Jointed Concrete Pile Project in Malaysia.....	323
Thai Nguyen	
Fundamental Study on Stress Evaluation of Pile Using Optical Fiber Sensors	341
Akihito Nakazato, Koji Watanabe, Takuya Ozama, and Daizo Yamashita	
Development of t-z and q-z Curves for Driven Piles and Bored Piles in Alluvial Clay Soil Based on Fiber Optic Instruments—A Case Study in Bekasi, Indonesia.....	353
Prieschila C. Tamsir, Ricky Setiawan, Bondan W. Anggoro, and Paulus P. Rahardjo	
Case History of Soil–Cement Piles with H-Shaped Steels and Vertical Loading Tests.....	369
Junji Hamada, Yuji Taya, Kiyoshi Yamashita, and Hidemi Ikeda	
In-Situ Full Scale Horizontal Load Test on Soil–Cement Composite Pile	381
Shohei Koga, Koji Watanabe, and Tadahisa Yamamoto	
Continuum Analytical Models for the Ultimate Limit State Design of Energy Piles.....	395
Chiara Iodice and George Anoyatis (Georgios Anogiatis)	
Case Study—Feasibility of Energy Piles in a Cooling-Dominated Climate in Mexico.....	411
Norma Patricia López-Acosta, David Francisco Barba-Galdámez, and Martin Arenas-Moreno	
Modulus Number and Reference Tangent Modulus of Clays in the Red River Delta.....	425
Tien Dung Nguyen, Cong Kien Nguyen, Sung Gyo Chung, and Bengt H. Fellenius	
Behavior of Soil Surface Due to a Laterally Loaded Pile Based on a 1G Model Test and PIV.....	439
Mizuki Odagiri, Takatoshi Kiriya, and Yoshiharu Asaka	
Forensic Investigation of Pile Damages Using Dynamic Load Test and Continuous Monitoring, Case Study in Palembang, Indonesia	451
Stefanus Diaz Alvi and Paulus P. Rahardjo	

Geotechnical Design of Onshore Wind Turbine Foundations: Some Applications and Lessons Learned in Vietnam.....	461
Duc-An Ho, Trung-Kien Nguyen, and Tien Dung Nguyen	
Analysing the Suitability of the American Petroleum Institute Filter Press Test for Polymer Support Fluids.....	477
Daniel McNamara, Brian Sheil, Stephan Jefferis, and Chris Barker	
Influence of the Pulling-Out of the Temporary Sheet Pile Wall on the Adjacent Pile Foundation in Clay.....	487
Ngoc Bao Nguyen, Tae-Sung Ha, Yung-Ho Park, and Dong-Ju Yoo	
Studying on Bending Resistance of Monolithic Steel Structure of Pile–Pier	501
Thi Tuyet Trinh Nguyen, Sayuri Kitaichi, Duy Lam Dao, and Nobuyuki Matsui	
Machine Learning-Aided Prediction of Pile Behaviour: The Role of Data Quality.....	515
Thanh T. Nguyen, Thien Q. Huynh, Hadi Khabbaz, and Khuong Le Nguyen	
Tunnelling and Underground Spaces	
Urban Tunnelling—The Challenges of Creating Underground Space in Historic Cities.....	529
Giulia M. B. Viggiani	
Ground Movements in Shield Tunnelling for MRT Orange Line in Bangkok	567
Ochok Duangsano, Kangwan Kandavorawong, Auttakit Asanprakit, and Pornkasem Jongpradist	
Evaluating Interaction Between Structural Supports and Sedimentary Rock for a Tunnel with Penstock at a Hydropower Plant in Laos.....	581
Thi Minh Giang Le and Quang Huy Le	
Estimating the Maximum Support Pressure When Shallow Tunnelling in Soft Soils in Hanoi and Ho Chi Minh .City.....	597
Minh Ngan Vu and Wout Broere	
The Design of Mountainous and Sub-sea Tunnels as Climate Resilient Infrastructures Using the Norwegian Method of Tunnelling (NMT).....	611
Rajinder Bhasin and Arnstein Aarset	

A 3D Finite Element Analysis and Field Monitoring of the Residual Displacement of the Existing TBM Tunnel After Underground Culvert Construction: A Case Study in Ho Chi Minh City	623
Hung Van Nguyen, Duc Dinh Nguyen, Tam Trong Nguyen, and Duong Thuy Le	
Successful Implementation of Earth Pressure Balance Shield for Hanoi Metro Line 3 Project	633
Jeremy Lee and Thorsten Tatzki	
On Preparation and Assembly of TBMs for Metro Line No. 3 Project in Hanoi.....	649
Hoang Phuong Luu, Quoc Tuan Trinh, Van Quang Nguyen, and Tien Dung Nguyen	
Trans-Tokyo Bay Highway (Submarine Auto-Route).....	665
Yukitake Shioi	
Evaluation of Jet Grouting Design Parameters for TBM Launching and Arrival in Bangkok Soils.....	681
Allan Sharma Neaupane, Kuo Chieh Chao, Ricky K. N. Wong, and Ochok Duangsano	
Remanufacturing, Refurbishment and Rebuilt: A Review of Herrenknecht Remanufacturing Process and its Application on Tunnel Boring Machines in Asia-Pacific Region.....	697
Mai Ngoc Khang Cao	
Applying Buttress Wall to Reduce Displacement of a Deep Excavation Adjacent to the Ben Thanh-Suoi Tien Metro Tunnel...	711
Nghia Trong Le, Kien Trung Nguyen, and Trung Minh Nguyen	
Polynomial Regression Analysis Method for Predicting Excavation-Induced Deformation in Shanghai Soft Soil	727
Hechen Zhou, Ruituo Wu, Xiaoqiang Gu, and Zhaohui Qin	
FEM Back-Analysis of a Deep Excavation in Hanoi, Vietnam.....	741
Tuan Van Nguyen, Nam Quang Tran, and Truong Xuan Dang	
Evaluation of Retaining Wall and Surrounding Ground Behavior in Soft Cohesive Soil by FEM Analysis.....	761
Hiroto Kumagai, Takao Kono, and Shou Nishiie	
Comparing Prestressed Wales System and Traditional Shoring System Method for a Deep Excavation Using Bored Pilling Wall in Ho Chi Minh City.....	775
Nghia Trong Le, Vien Ngoc Truong, and Kien Trung Nguyen	

Effect of Diaphragm Wall Stiffness for a Deep Excavation on Adjacent Tunnel Deformation.....	791
Nghia Trong Le, Kien Trung Nguyen, Son Ngoc Nguyen, and Trung Minh Nguyen	
Finite Element Analysis of Buttress Wall to Reduce Lateral Deformation of Deep Excavation Adjacent to Tunnels in HCMC...	811
Van Qui Lai, Thai Trung Le, Thi Thanh Hai Truong, and Tran Anh Toan Le	
Investigation of the Effects of Seepage from Excavation Pit on Surrounding Environment and Numerical Simulation Study....	827
Yonglai Zheng, Xubing Xu, and Ruizhi Li	
Numerical Analysis on the Performance of Anchored Diaphragm Walls for a Deep Excavation in Hanoi.....	843
Thanh Son Nguyen and Quoc Khanh Nguyen	
Python-Based Visualization and Characterization of Subsurface Profile for a Long-Distance Subway Alignment in Manila.....	855
Elaine Marie Z. Peña, Pham Huy Giao, Noppadol Phien-wej, and Roy Anthony C. Luna	
Detection of Cavities Beneath Concrete Structures Using Acoustic Wave in Dry and Saturated Soils.....	873
Seonghun Kang, WooJin Han, Dongsoo Lee, and Jong-Sub Lee	
Automatic Detection Model for Underground Pipelines Using FDTD Analysis and Convolution Neural Network.....	881
Sang Yun Lee, Ki-il Song, Weiwei Zhang, and Joo Yeol Bae	
Assessing the Strength and Failure Mechanism of Cement-Filled Metamorphic Rock	893
Hoang-Khanh Le, Meng-Chia Weng, and Thi Kim Thoa Ho	
Laboratory Testing of Open-Dug Caisson Skin Friction During Sinking in Sands	905
Alexander W. Swallow, Jack O. Templeman, Bryn M. Phillips, and Brian B. Sheil	
Ground Deformation During the Construction of a Shield Tunnel in Sand and Gravel Layers.....	919
Chuanjin Ding, Jun Kuang, Xuedong Li, and Qiang Tang	
Ground Improvement	
Applications of Deep Vertical Vibratory Compaction.....	937
K. Rainer Massarsch	

Undrained Shear Strength Increase of Clay Among SCPs Examined in the Triaxial Cell.....	975
Yoichi Watabe, Aika Ohno, and Tomoka Togiya	
Numerical Analysis on Deformation of Soft Organic Soil Improved and Stabilized by Sand Columns.....	985
Viet Hung Le and Frank Rackwitz	
Comparison Between 3D FEM Analysis with Static Load Test Data of Downhole Dynamic Compaction: A Case Study of Ground Improvement Works on Volcanic Soils, East Java, Indonesia	997
Ahmad Kemal Arsyad, Martin Wijaya, and Paulus P. Rahardjo	
Behavior of Encased Stone Column-Reinforced Soil Under Eccentrically Inclined Loads	1011
Ashutosh Kumar Singh, Venkata Balaiah Kami, and Anumita Mishra	
Fundamental Study on Application of Artificial Neural Network Model to the Mixture Design of Soil Treated with Paper Sludge Ash-Based Stabilizer.....	1025
Phuong-Anh T. To, Kimitoshi Hayano, and Yoshitoshi Mochizuki	
Evaluation of Reinforcement of a Pile by Cement-Mixed Soil Improvement Using Model Tests and 3D Elasto-Plastic FEM Simulation	1035
Saya Okabe, Toshiyuki Kamata, Atsushi Shimamura, and Akihiko Wakai	
Strength and Verticality of Nordic Dry Deep Mixing Columns—A Case Study in Norway.....	1051
Solve Hov, Markus Nikolai Berner, Sigbjørn Rønning, and Bjørn Kristian Fiskvik Bache	
An Experimental Study on Vietnam's Circulating Resources Including Fly Ash for Soil Mixing Method.....	1067
Jae Hyun Park, Kwang Wu Lee, Wan Kyu Yoo, and Se Gwan Seo	
Effectiveness of Reclamation Technology by Combining Cement Deep Mixing Method (CDM) and Cement Pipe Mixing Method (CPM) on Patimban Port Development Project in Indonesia.....	1079
Tatsuru Aoyama, Yoshimitsu Yamada, Aditya Karya, and Hiromi Namiki	
Tailing Storage Facilities with Cemented Berms for Sustainable Production of Raw Materials	1099
António Viana da Fonseca, Isabela Caetano, Bernardo Meneses, and Sara Rios	

A Study of the Anisotropy of Improved Clay Using the Nordic Dry Deep Mixing Method.....	1113
Solve Hov, Priscilla Paniagua, and Kjell Karlsrud	
Effects of Cement Ratio and Curing Period on Interface Shear Strength of Cement-Treated Soil.....	1125
Thanh-Tu Nguyen and Minh-Duc Nguyen	
Construction Challenges and Quality Control and Assurance of Wet Deep Soil Mixing for an Approach Embankment of an Overbridge.....	1139
Kim Chan	
Mixture Design of Liquefied and Stabilized Soil Using High-Water-Content Cohesive Soil as Raw Material and Consistency of Quality in On-site Manufacturing.....	1157
Akihiko Izumi	
Assessment of Strength and Compaction Properties of Clays Treated with Paper Sludge-Based Stabilizers from Laboratory Mixture Tests	1171
Navila Tabassum, Kimitoshi Hayano, and Hiromoto Yamauchi	
California Bearing Ratio of Lateritic Soil Stabilized with Cement and Lime Mixtures.....	1185
Charles Nwaiwu and Everistus Arinze	
Improvement of Erosion Site Soils at Low Cement Content	1195
Charles Nwaiwu	
Reliability Analysis of Strength of Stabilised Soil.....	1209
Ansu Thomas	
Geotechnical Investigation and Evaluation of Steel Slag Mixed Ground	1217
Kosei Kawata, Kazuhiro Tsurugasaki, and Tomoya Sato	
Effective Soil Stabilization Solution for Windfarm Development in Southern Vietnam.....	1235
Viet Chanh Pham, Huy Dong Ngo, and Joe Jiunn Lau	
Preliminary Evaluation of the Viability of Single-Use Face Masks as a Substitute Nonwoven Geotextile.....	1251
Ella Jotojot, Donn Caryl Cabase, Marvin Lester Chu, and Ryan Ramirez	
The Use of Innovative Geocomposite Drainage System—Draintube to Achieve Optimal Drainage Efficiency at Pantai Nyanyi, Bali, Indonesia.....	1265
Saikat Chatterjee and Rocky Leroy	

Design of Ultimate Resistance of Geogrid-Reinforced Working Platforms for Tracked Plant Over Cohesive Subgrade.....	1273
Klomp maker Jörg, Vollmert Lars, and Nguyen Ngoc Hoang	
Effects of Sand Cushion with Geotextile Reinforcement on Improving Consolidation Behavior of Soft Clay.....	1285
Minh-Duc Nguyen, Thanh-Tu Nguyen, Van-Hiep Nguyen, and Hoang-Tuan Nguyen	
Vertical Drain Method for Expansion of Acceptable Capacity of Disposal Pond for Dredged Clay and Its Evaluation.....	1297
Masaaki Katagiri, Haruo Mori, Masahiro Kitahara, and Tomoyuki Nishino	
Design of Sand Moving Operation: Back Analysis and Settlement Prediction	1311
Nguyen T. Chi, Vo M. Thang, Vu A. Quan, and Truong T. Quy	
Evaluation of Instrumented Preloading with PVD in Deep Soft Bandung Lacustrine Soil.....	1325
Mikael Rafael, Stefanus Diaz Alvi, and Paulus P. Rahardjo	
Centrifugal Model Tests on Soil Behavior During Preload Removal from Ground Improved with Vertical Drains.....	1347
Daisuke Niina and Yoichi Watabe	
Impact of Microbial Metabolic Products on the Cone Penetration and Liquefaction Resistance of Sand.....	1361
Saswati Datta and Debasis Roy	
The Effects of RHA Dosage on Compressibility and Microstructural Development of Stabilized Calcite-Rich River Sludge	1375
Md Yachin Islam, Alex Otieno Owino, Abd Elmageed Atef, and Zakaria Hossain	
Using Enzyme-Induced Calcite Precipitation (EICP) to Improve Strength of Sandy Soils.....	1393
Mohsin Usman Qureshi, Azad Alshibli, Umayma Alshibli, and Ghassan Alkindi	
Dynamic Behavior and Undrained Shear Characteristics of Biomass Mixed Soil.....	1401
Tatsuya Yoshizaki, Taichi Hyodo, Naoki Tatta, and Shinya Uchida	
Design and Lesson-Learnt of the Eco-Friendly Bamboo Pile Foundation in Soft Soil—A Case Study in Patimban Deep Seaport	1413
Le Phuong Dong, Ryota Mizuno, Wahyu Trihadi, and Thanh T. Nguyen	

Strength and Deformation Characteristics of Soft Ground Stabilized by Bamboo Piles and Bamboo Mats	1431
Akio Takada, Masato Wada, Yuki Odagiri, and Kazuhiro Tsurugasaki	
The Characteristics of Soft Clay for Ground Improvement Distributed at Patimban Port Development Area in Indonesia.....	1445
Yoshimitsu Yamada, Tatsuru Aoyama, Ryota Mizuno, and Aditya Karya	
Liquefaction and Undrained Cyclic Behaviour in Fully and Partially Saturated Sands.....	1463
Fausto Molina-Gómez, António Viana da Fonseca, Cristiana Ferreira, and Bernardo Caicedo	
Sea Sand Used for Foundation Pit Backfill: A Case Study of Southern Breakwater for Large Ship Channel Route Entering Hau River, Vietnam	1475
Son Huu Nguyen, Vinh Trong Bui, and Tin Trung Huynh	
How to Recover Soil from Mixed Wastes? Separability of Soil and Wastes	1489
Atsushi Takai, Tomohiro Kato, and Takeshi Katsumi	
Deep Vibro Techniques' Performances and Carbon Emission Savings from Selected Industrial Projects in Vietnam.....	1503
William Chong, Cao Van Nghia, and Kam Weng Leong	
Effect of Fiber Material on Cyclic Behavior of Liquefied Stabilized Soil Under Cyclic Loading.....	1519
Hung Khac Le, Yukihiro Kohata, and Hung Quang Duong	
Applications of Big-Diameter Jet Grouting (BDJ) Method in Japan and Vietnam.....	1531
Tien Dung Nguyen, Hitoshi Oyama, Bao Hoang Nguyen, and Ngoc Phong Do	
Landslide and Erosion	
Prediction of the Hydraulic Gradient for Backward Erosion Piping in River Levees.....	1547
Mitsu Okamura	
On the Landslide Susceptibility and Resilience with Impact of Climate Change.....	1569
Keh-Jian Shou, Vi-Chi Lai, and Wei-Jeng Lin	
Spatially Distributed Mapping of Soil Erosion in a Debris Catchment After the 2018 Palu Earthquake.....	1579
I. Gede Tunas and Sriyati Ramadhani	

Large Slope Disaster at Hakusan District in Japan and Estimation of Risk by Rockfall.....	1591
Hiroshi Masuya, Takanari Fuji, and Yusuke Kurihashi	
Mechanism of Large-Scale Landslide Development and Remedial Methods—A Case Study in Vietnam.....	1607
Nguyen Duc Manh, Vu Tien Thanh, Ho Sy An, and Vo Minh Khoa	
A Case Study of Volcanic Soil Embankment Failure Triggered by Soil Softening Due to Water Infiltration and Water Seepage in Bandar Lampung, Indonesia.....	1619
Albert Johan, Andy Sugianto, and Paulus P. Rahardjo	
Rock Planar Slide—A Case Study at Tien Yen–Mong Cai Expressway, Vietnam.....	1637
Tuan-Nghia Do, Lan Chau Nguyen, Nguyen Quang Tuan, and Trang Thi Ha Vu	
Rehabilitation and Protection of Bridge Against Landslides: Case Histories at Semarang Ungaran Bridge.....	1651
Paulus P. Rahardjo, Muhrozi, and Y. Wisanto	
Mechanism and Rectification Method on Difficult Tomo Landslide, Sumedang, West Java, Indonesia.....	1665
Kirana Rongsadi, Albert Johan, Bondan W. Anggoro, and Paulus P. Rahardjo	
Stability Analysis and Parameter Sensitivity Analysis of Slopes Under Rainfall Infiltration Conditions.....	1685
Kaijie Wang, Chao Ge, Zongsizhe Chen, and Qiang Tang	
The Influence of KValue on Excavated Slope Stability: Case Study Cisumdawu Toll Road, Indonesia.....	1699
Delaneira Princess Seourin, Martin Wijaya, Bondan W. Anggoro, and Paulus P. Rahardjo	
Finite Element Simulation for Creep Behavior Actualized Before the Landslide Due to Groundwater Fluctuations Based on Centrifuge Model Test.....	1711
Yuanying Li, Ryogo Isokawa, Shun Tateya, and Akihiko Wakai	
Effect of Wind Load According to Foundation Embedded Depth in Solar Power Plant in Slope.....	1727
Jong-Won Woo, Jeong-Yeon Yu, Jang-Hyun Park, and Ki-Il Song	
Application of TAG_FLOW Model for the Simulation of Slope Disaster in Central Vietnam Caused by a Typhoon in 2020.....	1737
Shota Fukushima, Nguyen Van Thang, Go Sato, and Akihiko Wakai	

Reinforcing a Collapsed Slope with a Combination of Complex Geotechnical Structures—A Case Study in Ha Long, Vietnam	1749
The Anh Pham, Viet Anh Pham, and Thiet Trung Le	
Research on Mechanical Characteristics of Plant Root Reinforced Slope Under Heavy Rainfall Conditions	1761
Zhibo Zhang, Jun Kuang, Xuedong Li, and Qiang Tang	
Effect of Horizontal Drain Installation Pattern on Drainage Performance and Slope Stability	1773
Mihira Lakruwan, Hiromu Oikawa, Akiyoshi Kamura, and Motoki Kazama	
Applicability of Corkscrew Extraction Technique in Strength Characterization of <i>Phragmites australis</i> Rooted Soil	1789
Abhijith Kamath, Karine van Bergen, Geert Ravenshorst, and Jan-Willem van de Kuilen	
Influences of Stress Ratio and Stress Path on Failure Behavior of Intact Completely Decomposed Granite	1801
Duc-Tung Bui and Cong-Oanh Nguyen	
Use of Electrical Resistivity Tomography for Detecting Quick Clay in Norway	1815
Thi Minh Hue Le, Saman Tavakoli, Jean-Sebastien L'Heureux, and Iason Papaioannou	
Soil–Water Characteristic Curve Analysis of Weathered Granite Soil According to Fine Content	1829
Sangbeen Lee, Jeongyoun Lee, and Jongwon Jung	
Shear Properties and Post-shear Water Content Distribution of Clayey Soil Under Different Loading Conditions by Ring Shear Tests	1841
Kyoma Kusano and Motoyuki Suzuki	
A Study on the Shear Strength Characteristics of Granite-Weathered Soil Using a Ring Shear Apparatus	1861
Daewon Lee, Siwon Ryu, and Jongwon Jung	
Bayesian Hierarchical Model on Crushability of Pumice Particle Strength	1871
I Wayan Ariyana Basoka, Kiyonobu Kasama, Zentaro Furukawa, and Ahmad Rifa'i	
Biopotential Response of Plants on Irrigation, Wind, and Tensile Stimuli	1885
Rina Takeda, Kiyonobu Kasama, and Zentaro Furukawa	

Effect of Fine Particles Content on Earthquake-Induced Failure of Volcanic Embankments Subjected to Rainfall.....	1897
Trong Nam Nguyen, Shima Kawamura, Minh Hieu Dao, and Takumi Inaba	
Geotechnical Modelling and Monitoring	
Continuum and Discrete Modelling of Penetration Problems.....	1915
Antonio Gens, Lluís Monforte, Marcos Arroyo, and Matteo Oryem Ciantia	
Monitoring Strains and Temperatures in a Deep Excavation Base Slab Using Fibre-Optic Bragg Gratings.....	1967
Peter J. Hensman and Brian B. Sheil	
Distributed Optical Fibre-Based Pore Water Pressure Sensor for Early Warning of Geohazards.....	1983
Kusumi Anjana, Madhubhashitha Herath, Jayantha Epaarachchi, and Nadeej Priyankara	
Bridge Condition Survey of Critical Bridges in the Philippines....	1995
Rowena Garcia, Luis Ariel Morillo, Patrick Adrian Selda, and John Alejandro Rivera	
Study on Real-Time Monitoring of an Actual Slope and Slope Stability Management Criteria	2009
Shota Yoshida, Xi Xiong, Tatsuro Nakai, and Saiji Fukada	
Measurement Results of Lateral Displacement of the Earth-Retaining Wall Using 3-Axis MEMS Inclinometer	2025
Takao Kono, Toshiaki Sugawara, and Teruhiko Sugimoto	
Shallow Foundation Design Using Dynamic Cone Penetrometer and Taking into Account Liquefaction Aspect.....	2035
Tuan-Anh Luong, Miguel Angel Benz-Navarrete, Philippe Reiffsteck, and Fabien Szymkiewicz	
Development of a Digital Twin System for Retaining Walls.....	2049
Dong-Gun Lee, Ki-il Song, Kyung-Nam Kang, and Joon-Sang An	
Intelligent Framework for Finite Element Analysis with Machine Learning and Back-Analysis Capabilities for Geotechnical Engineering	2059
Chin Yau Pang, Marco Liang, Zhenya Yang, and Chia Weng Boon	
Sustainable Dike Adaptation Measures Using Finite Element Method and Optimization Algorithm NSGA-II.....	2077
Kacper Cerek, Elnaz Hadjiloo, and Jürgen Grabe	

Contaminant Migration in Construction and Demolition Waste Roadbeds Under Rainfall	2093
Deming Kan, Jun Zhou, Jun Yin, and Qiang Tang	
Numerical Study on the Seismic Behavior of Narrow Back-to-Back Geosynthetic Reinforced Soil Walls with Different Reinforcement Arrangements	2107
Ramyasri Rachamadugu and Amit Prashant	
Comparative Study on Settlement of EPS Road Embankments by Numerical Method	2119
Quoc-Bao Truong, Anh-Tuan Vu, Tatsunori Matsumoto, and Duc-Long Phung	
Seismic Evaluation and Retrofitting of Deficient Masonry Building Considering SSI Effects	2133
Lakshmi Latha, Samit Ray-Chaudhuri, and Prishati Raychowdhury	
Large-Displacement Numerical Analysis of Soil Failure Mechanism for Soil-Embedded Cylinder Interaction	2147
Kien Trung Nguyen	
Coupled Thermal-Hydraulic-Mechanical Fluid Simulation—An Innovative Tool for the Design of Grouting in Soils	2157
Conrad Boley, Yashar Forouzandeh, and Lisa Wilfing	
Undrained Bearing Capacity of Strip Footing on Clayey Soil Subjected to Combined Eccentric and Inclined Loads	2171
Quang Ngoc Pham, Satoru Ohtsuka, and Vinh Ngoc Pham	
Numerical Simulations of Pile Foundations Considering Small and Large Deformations	2185
Sascha Henke, Maliha Tasnim Tilat, and Philipp Wiesenthal	
Scattering of Seismic Rayleigh Waves by a Semi-circular Basin with Hysteresis Material Model	2201
Kien Trung Nguyen, Hoang The Thao, Trong Nghia Le, and Truong Son Bui	
Numerical Shear Band Strengthening with Contact Modelling for the Increase of Load Capacity of Geotechnical Structures	2215
Elnaz Hadjiloo and Jürgen Grabe	
Calculation of Pore Pressure Dissipated from a Clay Layer Due to Groundwater Extraction Using Physics-Informed Neural Network (PINN) with Reference to Land Subsidence Analysis	2229
P. H. Giao and D. H. Hien	

Sensitivity Analysis of Fine-Scale Parameters in Triaxial Tests of Soil Particles Based on Discrete Elements	2237
Yanling Lu, Jun Zhou, Jun Yin, and Qiang Tang	
Exploring the Mitigation Measures of Overhanging Antidip Slope by Centrifuge Tests and DEM Modeling	2249
Wen-Chao Huang, Pei-Syuan Wu, and Mei-Wen Chen	
Numerical Modeling of Pull-Out Experiments on Assembly of Aluminum Rods Using DEM.....	2265
Kohei Gohji, Motoyuki Suzuki, and Minato Goya	
A Study on Thermal–Mechanical Coupling Behavior of Foliated Metamorphic Rocks	2281
Minh-Triet Pham, Hoang-Khanh Le, Meng-Chia Weng, and Wei-Han Wu	
Sandstone Damage Characteristics Based on Triaxial Test and Discrete Element Numerical Simulation.....	2295
Xiaoxia Qin, Chao Ge, Zongsizhe Chen, and Qiang Tang	
Detection of Voids in Karstic Terrains with 3D Surface-Based Seismic Waveform Tomography.....	2309
Majid Mirzanejad and Khiem T. Tran	
Utilization of Geophysical Methods for Hazard Assessment and Risk Management for Various Projects in the Philippines.....	2319
Kate Trishia Papina, Arian John Fruto, Roy Anthony Luna, and Ramon Quebral	
Investigation of Buried Objects in the Ground by Borehole Radar Surveys	2331
Keiji Ishikawa, Keito Sakaida, Dyah Sri Utami, and Shinsuke Karasawa	
Denoising Ground Penetrating Radar Images Using Generative Adversarial Networks.....	2343
Ngoc Quy Hoang, Seonghun Kang, and Jong-Sub Lee	
Comparison of Reconstituted Normally Consolidated Kaolinite and Illite in CIU Triaxial Tests Showcasing the Influence of Pore Fluid’s Salinity	2351
Maximilian Schröder and Jürgen Grabe	
Creep Behavior for Bentonite–Sand Mixture in Unsaturated–Saturated Condition.....	2363
Tomoyoshi Nishimura	

Deformation Properties of Red River Sand in Cyclic Triaxial Tests	2375
Nam Hong Nguyen and Manh Van Pham	
Modelling Pre- and Post-localisation Responses in Partially Saturated Soils	2389
Dat G. Phan, Giang D. Nguyen, Ha H. Bui, and Terry Bennett	
Evaluation of Marine Clays' Strain Rate Dependency During the Unloading Process	2401
Zheng Fan and Yoichi Watabe	
Strength-Deformation Behavior of Sandy Soil with Different Structures: Layered Structure Versus Uniform Structure.....	2413
Satoshi Matsumura, Daiki Takano, and Cyrille Couture	
Use of SWC-050 for Measuring Soil–Water Characteristic Curves	2425
Thi Phuong An Tran, Delwyn G. Fredlund, and Tran Thanh Nhan	
Composite Materials for Soil Improvement Applied to Saturated Clays—Requirements for the Material Properties.....	2435
Conrad Boley and Paul Pratter	
Consolidation Analysis in Unsaturated Soils with Non-Darcian Flow	2441
Amit Singh and Manash Chakraborty	
Influence of Rainfall on the Stability of Filtered Tailings Slope with Waste Rock Inclusions.....	2453
Hung Le and Thomas Pabst	
The Simplified Approach for Estimating Liquefaction-Induced Settlement Incorporating Viscous Models and Subgrade Reaction	2465
Chih-Wei Lu, Minh-Tam Doan, Jing-Cai Jiang, and An-Jui Li	
A Simulation of Lightweight Deflectometer Operation to Investigate Influences of Its Design on Soil Modulus of Elasticity	2479
Tram H. Nguyen, Yunje Lee, Yoowon Lee, and Jaehun Ahn	
Prediction of Ground Surface Settlements Induced by Deep Excavation Using a Closed-Form Solution.....	2489
Thanh Son Nguyen, Suched Likitlersuang, Van Qui Lai, and Trung Nghia Phan	
Digitalization and BIM in Geotechnics—Opportunities and Challenges	2503
Conrad Boley and Lisa Wilfing	

Microstructural Studies of Technogenic Soils in Alluvial Massifs...	2513
Alan Lolaev, Aleksandr Badoev, Aleksan Oganessian, and Ilya Tvauri	
Specific Energy as Indicator of Liquefaction in Dynamic Centrifuge Experiments.....	2527
Andrei Dobrisan and Stuart Kenneth Haigh	
Technical Solutions for Improving Soil at Yen My Reservoir, Vietnam	2539
Van Toan Tran and Thai Binh Le	
Role of Drying and Wetting Soil–Water Characteristic Curves and Unsaturated Permeabilities on Slope Stability at Almaty.....	2549
Aiym Amantay, Alfredo Satyanaga, Sung-Woo Moon, and Jong Kim	
Application of Artificial Intelligence on the Uncertainty Quantification Behavior of Creep Rock and Reliability-Based Optimization Design of Deep Tunnel.....	2561
Duc Phi Do, Minh Ngoc Vu, Dashnor Hoxha, and Gilles Armand	
Offshore Wind Power	
Time-Dependent Axial Capacity of Piles Driven in Clays and Sands	2579
Richard J. Jardine	
MMALE Simulations of Vibro-Installation of Offshore Monopiles	2631
Lisa Berki, Daniel Aubram, and Frank Rackwitz	
FE Modelling of Monopiles in Sand Under Monotonic and Cyclic Lateral Loads	2643
Hung Manh Ho, Ilaria Del Brocco, Zheng Li, and Federico Pisanò	
Geotechnical Design of Offshore Monopiles: Enhancing Efficiency and Expanding Analytical Scope.....	2659
Rauan Saturin and Minh Anh Nguyen	
DEM Analysis on Soil Horizontal Support Mechanism of Monopile Subjected to Cyclic Lateral Loading.....	2673
Shogo Ishii, Hirokazu Akagi, and Rikito Hayashida	
Model Tests to Investigate the Influence of the Spread Angle on the Pull-Out Resistance of the Belled Pile.....	2689
Chinatsu Mitsuoka, Shun Nomura, Hitaki Inaba, and Kazuo Tani	
Numerical Investigation of the Pile Installation Process in Clay and Its Influence on the Long-Term Cyclic Lateral Response of Offshore Foundations	2699
Patrick Staubach, Jan Machaček, and Torsten Wichtmann	

Experimental Investigation on the Time Variation of the Relationship Between the Resistance at the End of Installation and the Vertical Capacity of Pressed-in Piles	2709
Yukihiro Ishihara, Stuart Haigh, and Junichi Koseki	
Numerical Analysis for Failure Envelopes of Shallow Suction Caisson Underwater	2723
Sangwook Kang, Phuong T. H. Nguyen, Donghyun Lee, and Jaehun Ahn	
Pullout Capacity of Suction Anchors via 1G Model Tests Assuming Liquefied Sandy Ground.....	2731
Ryosuke Komuro, Masayuki Tomita, Akiyoshi Kamura, and Motoki Kazama	
Effect of Scour Depth on Natural Frequency of Offshore Wind Turbine with Tripod Suction Bucket Foundation.....	2745
Kyeong-Sun Kim, Byong-Youn Hwang, Min-Ho Lee, and Sung-Ryul Kim	
Deformation Analysis of Laterally Loaded Bucket Foundation of Offshore Wind Turbines Using HSS Model.....	2759
Jiandong Xiao, Xiaoqiang Gu, Zhenhao Shi, and Yifeng Lin	
Experimental Investigation of Bucket Foundations Subjected to Vertical Pullout Loading in Sand.....	2775
Seongho Hong, Quang Thien Buu Nguyen, Woong-Jong Park, and Sung-Ryul Kim	
Bearing Capacity of Circular Footing on c-ϕ Slope	2789
Minh Nhat Tran, Tirawat Boonyatee, Anh Tuan Le, and Van Qui Lai	
Long-Term Lateral Cyclic Response of Shallow Onshore Wind Turbine Foundations Resting on Dense Sand.....	2799
Chisom Ifeobu, Christelle Abadie, and Stuart Haigh	
Dynamic Performance Analysis of a 15 MW Floating Offshore Wind Turbine in the Ninh Thuan Offshore Area, Vietnam.....	2813
Thanh Dam Pham, Hai Nam Nguyen, Thanh Huyen Nguyen, and Du Van Toan	
Geo-engineering for Floating Wind Turbines.....	2827
Alan Crowle	
Effect of Foundation Tip Shape on Penetration Mechanism Visualized by Transparent Model Ground.....	2847
Rikuto Fujikata, Shun Nomura, and Kazuo Tani	

The Competitive Advantage of Onshore Lidar: Lessons from the Offshore Wind Industry Applications.....	2859
Matt Smith and Euan Macdonald	
Numerical Investigation of Drag Embedment Anchor Model Reduction for FOWTs in Coarse and Fine-Grained Baltic Sea Soil	2871
Duy A. Dao and Konrad Dicke	
Seabed Morphological Characterization and Shallow Geohazards at Offshore Binh Thuan Wind Farm Sites, Southern Vietnam Shelf	2887
Bui Viet Dung, Pham Quy Ngoc, Doan Huy Hien, and Do Van Chanh	
Scour Protection with Geotextile Sand Containers on Foundation Structures of Offshore Wind Turbines.....	2895
Janne Kristin Pries and Hoang Nguyen Ngoc	
Assessing the Wind Energy Potential of Bach Ho Field Through High-Resolution Downscaling Approach.....	2907
Nga Thi Thanh Pham, Thang Van Vu, Anh Lam Nguyen, and Han Trong Bui	
Modeling of Scholte Wave for Offshore Seismic Survey.....	2919
Quoc Kinh Tran, Chih-Ping Lin, Ernian Pan, and Tsai-Jung Wu	
Field Trials of Suction-Assisted Installation of Circular Steel Pipe Cofferdam in Silty Sand.....	2937
Ju-Hyung Lee, Jae-Hyun Kim, and Jae-Hyun Park	
Evaluation of the Potential for Reusing Dredged Material for Beach Nourishment in Vietnam.....	2949
Dung Duc Le and Tung Thanh Tran	

Bearing Capacity Assessment of the Instrumented Shaft Grouting Barrette Pile by Conventionally Static Loading Test



Trung Thanh Le, Lan Vu Hoang Bach, and Hai Minh Nguyen

Abstract A conventionally static loading test program was conducted on the instrumented shaft grouting barrette pile to serve the design and construction of the 21-story office building foundation located in Ho Chi Minh City, Vietnam. The soil condition at the project site consists of 10-m firm to stiff lean clay (CL), deposited on 40-m loose to very dense silty sand (SM), followed by 10-m hard lean clay (CL), and underlain by dense to very dense silty sand. The test pile was constructed to a depth of 50 m below the existing grade. The strain gages were attached to the test pile at ten levels to measure the shaft resistances during the pile loading test. A 15-m segment of the test pile in silty sand (SM) was grouted to consider reducing the designed pile length. The static loading test results indicate that the unit shaft resistance of the grouted shaft is about 2.0 and 2.5 times greater than that of the non-grouted shaft without and with considering the influence of the vertical effective overburden stresses, respectively.

Keywords Barrette pile · Shaft grouting · Conventionally static loading test · Bearing capacity improvement

T. T. Le (✉)
Thu Dau Mot University, Binh Duong, Vietnam
e-mail: lttrung@tdmu.edu.vn

L. V. H. Bach
University of Architecture Ho Chi Minh City, Ho Chi Minh City, Vietnam
e-mail: lan.bachvuhoang@uah.edu.vn

H. M. Nguyen
Riner Engineering, Inc, Houston, TX, USA

1 Introduction

The pile-supported foundation (bored piles or barrette piles) is regarded as one of the effective settlement-reduced foundation solutions to support high-rise buildings and heavy-load structures constructed in soft strata.

However, for soft strata, the bearing capacity of the piles depends mainly on the pile shaft resistance, and the end-bearing resistance is often ignored in design. This means that the pile circumference (contact area between pile and soil) plays a vital role in improving the pile shaft resistance and reducing the foundation construction cost.

Therefore, to improve the bearing capacity of the piles in soft strata, the barrette pile is often selected because the barrette pile circumference is greater than the bored pile circumference for a similar cross-section area.

In addition, to improve more bearing capacity of the barrette piles, the shaft grouting technique has been recommended to increase the contract area between the pile and surrounding soils in recent years.

The shaft grouting technology for bored piles or barrette piles was studied by many authors such as [1, 2]. In general, the shaft grouting study results indicate that the reinforcement-covered concrete layer at the pile shaft surface was significantly broken and pushed into the soil surrounding piles under grouting pressures.

In addition, the research results also indicate that the shaft grouting increased the cohesion of the loose soil particles and adhesion between the soil particles with the pile shaft. Furthermore, the shaft grouting filled voids within the soil surrounding piles that were caused by the pile construction. This resulted in an increase in the pile shaft resistance as well as an increase in the pile bearing capacity.

Besides, the study results of [3–10] indicate that the shaft grouting increased the shaft resistance from 1.5 to 3.0 times for piles installed both cohesive and cohesionless soils. However, the previously published studies have not considered the effects of the fine-grained sizes and the permeability coefficients of the soil for the successful shaft grouting ability.

This paper presents the static load test results on the shaft grouting barrette pile that was attached with strain gages along the grouted and non-grouted shaft segments. In addition, the paper also addresses the effects of the fine-grained sizes and the permeability coefficients of the soil for the successful shaft grouting ability.

2 Soil and Site Conditions

The project site is located at 158 Vo Van Tan Street, District 3, Ho Chi Minh City, Vietnam. It was planning to construct a new 21-story office building to replace the existing old building. Based on the designed foundation drawings, the new building was placed at the old building's foundation. Thus, the test pile was also installed in

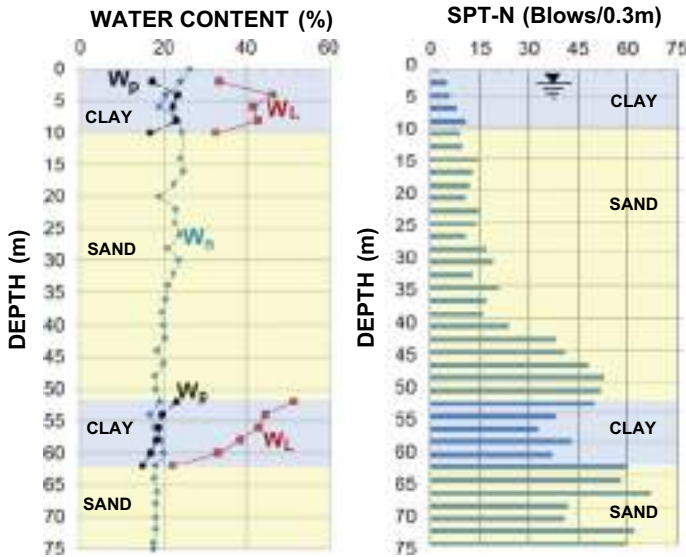


Fig. 1 Typical water content (W_n), liquid limits (W_L), plastic limits (W_p), and SPT N-indices versus depth of on-site soil

the foundation area of the old building. In general, the site and the vicinity areas are relatively flat.

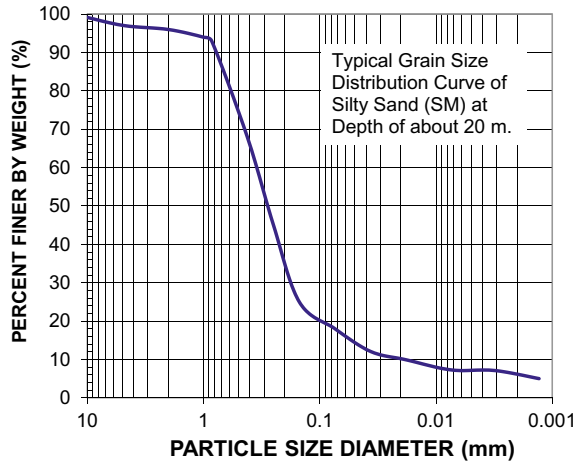
To provide recommendations for the building foundation design, a geotechnical study program was conducted by drilling the borings to a depth of about 75 m below the existing grade to evaluate the subsoil and groundwater conditions of the project site. The typical soil profile of the project site obtained from the geotechnical study program is provided in Fig. 1.

From diagrams in Fig. 1, the soil profile consists of about 10-m firm to stiff clay, deposited on 40-m loose to very dense sand, followed by 10-m hard clay, and underlain by dense to very sand. Based on the Unified Soil Classification System, the clay layers from 0 to 10 m and 52 to 62 m are classified as lean clay (CL).

For sand layers, the fractions of sand and silt are about 82% and 18%, respectively, and they are classified as silty sand (SM). A typical grain size distribution curve of the on-site sand at a depth of about 20 below the existing ground surface is presented in Fig. 2.

The groundwater was encountered at a depth of 3 m below the existing grade during field exploration. Long-term monitoring of groundwater conditions via piezometers was not performed for this project. Thus, it is difficult to accurately predict the magnitude of subsurface water fluctuations that might occur based on short-term observations. The groundwater level is expected to fluctuate throughout the years with variations in precipitation.

Fig. 2 Typical grain size distribution curve of on-site silty sand (SM) at a depth of about 20 m



3 Test Pile Installation

A barrette pile was installed to serve the test and the building foundation design for this project. The test pile had an area of 0.8 m by 2.8 m and was constructed to a depth of about 50 m below the existing ground surface. The twenty-six (26) rebars with a diameter of 32 mm were used to reinforce this test pile. The eight grouting pipes in 49 mm diameter were installed to grout the 16-m pile shaft segment at depths from 14 to 29 m. These grout pipes were perforated with a spacing of about 1 m for grout release and covered by a tight-fitting rubber sleeve to serve the post-grouting of the pile shaft. The arrangement of the rebars, grouting pipes, and tremie pipe on a cross-section area of the test pile is shown in Fig. 3.

Ten (10) strain levels (SG1 to SG10) were attached to the test pile to measure the shear resistance along the pile shaft as indicated in Fig. 4. Spacing between two

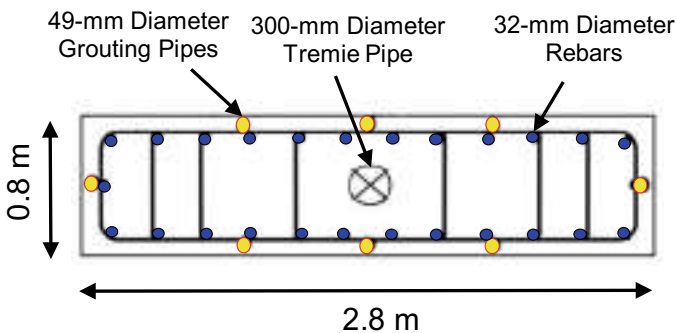


Fig. 3 Typical cross-section area of test pile and arrangement of rebars, grouting pipes, and tremie pipe

adjacent strain gage levels is about 5 m. For the grouted shaft segment, the four (4) strain gage levels (SG3 to SG6) are installed. Each strain gage level had installed four strain gages symmetrically.

Twenty-four hours after placing the concrete completely, the pile reinforcement concrete cover was cracked by means of pumping water through the grout tubes at high pressure. Four days after cracking the pile concrete cover, the cement grout was carried out into the soil surrounding the pile shaft.

The water–cement ratio of the shaft grouting is about 0.63. The specified maximum grouting pressure is 4 MPa, and the amount of grout was about 35 L per square meter of pile shaft area.

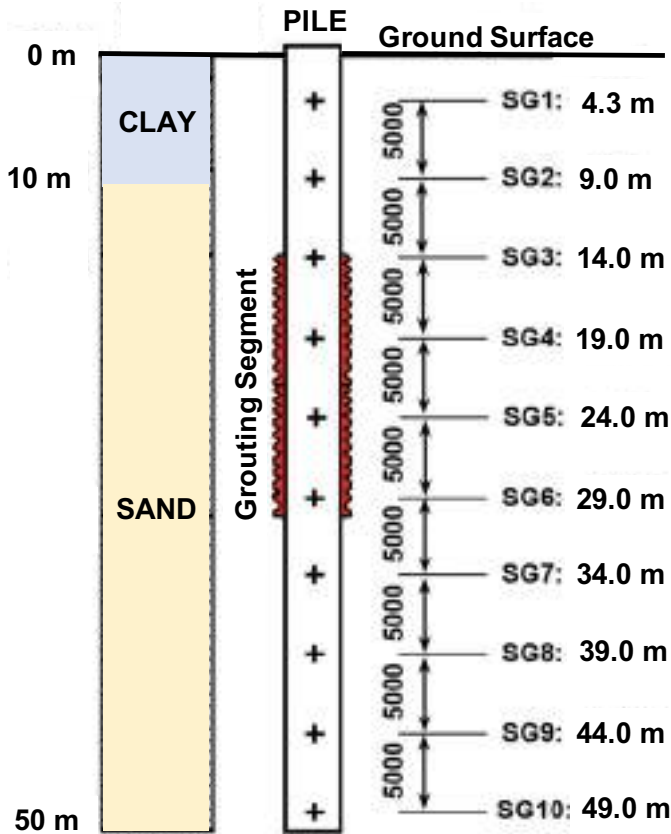


Fig. 4 The levels of the installed strain gages and the grouted shaft segment

4 Pile Test Equipment and Loading Procedures

4.1 General

The design load for the test pile is 1600 tons, and the maximum test load is about 3200 tons. The conventional pile loading test was conducted in two loading cycles on 24 through February 27, 2013 by Consultancy for Construction, Geotechnics and Environment Company, Ltd. (COGECO). During the pile loading test, the pile shaft strain and movements of the pile heads were measured by strain gages and dial gages, respectively. Details of the pile equipment and the pile loading procedures are presented in the following sections.

4.2 Test Equipment

The static loading test equipment used for this project consists of a reaction system, a loading system, and instruments to measure the movement of pile, imposed loads, and strains of concrete.

The reaction system includes fifty-four (54) helical anchor piles, concrete blocks, and test beams. The helical anchor piles were installed at a depth of 6 m below the existing grade, and the maximum uplift capacity of each helical anchor pile was estimated to be about 25 tons.

The loading system includes eight hydraulic jacks with a maximum loading capacity of each jack of about 800 tons and a hydraulic pump system.

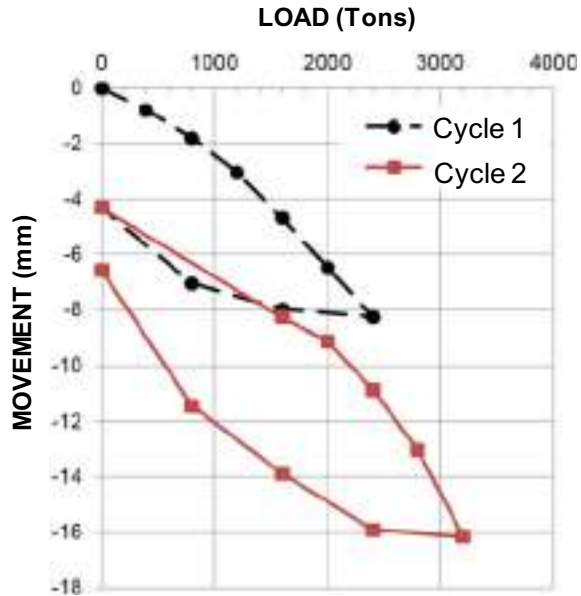
The instruments to measure the movement of pile, imposed loads, and strains of concrete consist of dial gages, pressure gages, and a data logger.

4.3 Loading Procedures

The pile unloading loading procedure was performed in accordance with TCVN 9393–2012 “Pile–Field test method by axial compression load”. The pile loading was conducted in two cycles (cycles 1 and 2). For the loading cycles 1 and 2, the test pile was loaded to 2400 tons and 3200 tons, respectively. These test loads correspond to 150 and 200% of the pile design load, respectively.

Loading cycle 1 consists of six (6) increments and three (3) decrements. Loading cycle 2 consists of eight (8) increments and four (4) decrements. Each loading increment and decrement is about 400 tons and 800 tons, respectively. After each successful loading increment and decrement, it was held for 60 min, and then, the pile movements were recorded.

Fig. 5 Load versus movement curves



5 Pile Test Results and Analysis

5.1 Measurements of Load and Movement

The loads versus movements were measured during the pile test and are provided in Fig. 5. The load versus movement curves indicate that the maximum measured movements of loading cycles 1 and 2 are about 8 and 16 mm for the imposed loads of 2400 tons and 3200 tons, respectively.

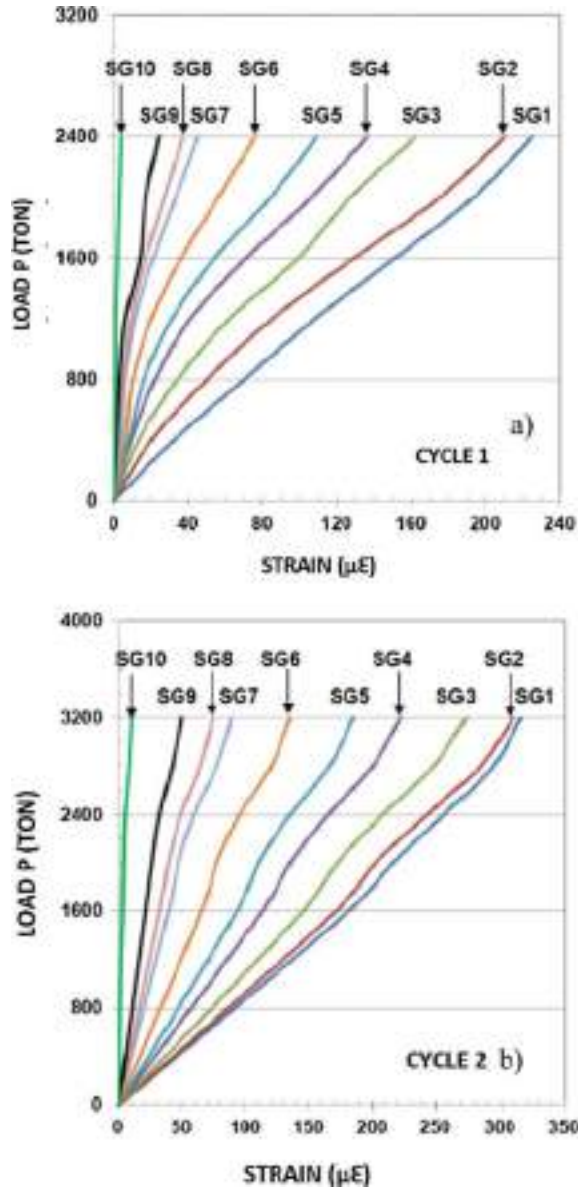
In addition, these curves also reflect that the ultimate capacity of the test piles has not been mobilized fully, especially for the pile tip resistance. However, these movements are enough to mobilize fully the soil shear resistance along the pile shaft so that we can consider the effectiveness of the shaft grouting.

5.2 Measurements of Load and Strain

The strains of concrete along the test pile shaft were recorded during the loads applied at the pile head and presented in Fig. 6. In general, the load versus strain curves are relatively linear.

The maximum measured strains measured at the gage level SG1 are about 220 and 300 $\mu\epsilon$ at the load increments of 2400 tons and 3200 tons in cycles 1 and 2,

Fig. 6 Load versus strain curves along the test pile depth for the loading cycles: **a** cycle 1 and **b** cycle 2



respectively. It is likely that these strains are enough to evaluate the stiffness of the test pile.

5.3 Axial Stiffness Analysis of the Test Pile

In a reinforced concrete structure, the material's elastic modulus (E) is a function of stress and strain. If the pile is considered as a column member under axial compression load, the slope of the load (P) versus strain (ϵ) curve will represent the axial stiffness (EA) of the pile during the elastic period. However, a pile in the ground is not the same as a column member because the pile head load will be gradually reduced versus depth due to the presence of shaft resistance between the pile and the soil. Therefore, before the shaft resistance between the pile and the soil is fully mobilized, the slope of the load versus strain curve will be less than the slope of the column for the same dimension. In other words, the stiffness (AE) of the pile is greater than that of the column for the same load and dimension due to the presence of the soil resistance surrounding the pile. To estimate the load distribution along the depth of the pile, the following Eq. 1 will be used to estimate the stiffness (AE) of the pile.

$$\sigma_i = P_i / A = E \cdot \epsilon_i \rightarrow P_i = A \cdot E \cdot \epsilon_i \quad (1)$$

Here, σ_i and ϵ_i are normal stress and strain at the i th cross-section of the pile, respectively; P_i is the i th applied load; A is the cross-sectional area of the pile; E is the elastic modulus of the pile material.

Fellenius [11] proposed a method to determine the elastic stiffness of a pile, which is called the tangent modulus method or the incremental stiffness method. When the relative movement between the pile and the soil is large enough to maximize the shaft friction between the soil and the pile, then the entire additional compressive load acting on the pile will cause axial strain, the relation between the load and strain is determined by Eq. (2):

$$\Delta P = E \cdot A \cdot \Delta \epsilon \rightarrow E \cdot A = \Delta P / \Delta \epsilon \quad (2)$$

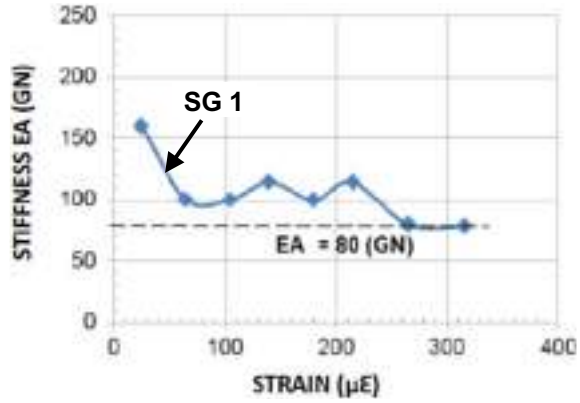
Here, ΔP is incremental load; $\Delta \epsilon$ is incremental strain.

The strain gage SG1 is installed near the pile head, and the influence of the shaft resistance of the surrounding soils on the measurement data is not significant. Thus, the measurement data obtained from this strain gage will be used to estimate the stiffness (EA) of the pile based on Eq. (2) which is provided in Fig. 7. The stiffness (AE) of the test pile is estimated to be about 80 GN.

5.4 Axial Shaft Resistance

The average shaft resistance of each pile segment is determined based on the following Eq. (3).

Fig. 7 Stiffness versus strain curve of strain gage level SG1



$$f_{i,i+1} = \frac{P_i - P_{i+1}}{A_{i,i+1}} \quad (3)$$

Here, $f_{i,i+1}$ is the shaft resistance of the pile segment from level i th to level $i + 1$ th; P_i and P_{i+1} are loads measured at the i th to $i + 1$ th strain gage levels; P_0 is load imposed on the pile head; $A_{i,i+1}$ is the pile shaft area between the i th and $i + 1$ th strain gage levels.

The calculation results of the average shaft resistance and the load distribution along the installed pile depth are shown in Fig. 8. From the slopes of the load distribution curves in Fig. 8, it can be seen clearly that the shaft resistances of the grouted pile shaft segment from 14 to 30 m (from SG3 to SG6) are significant.

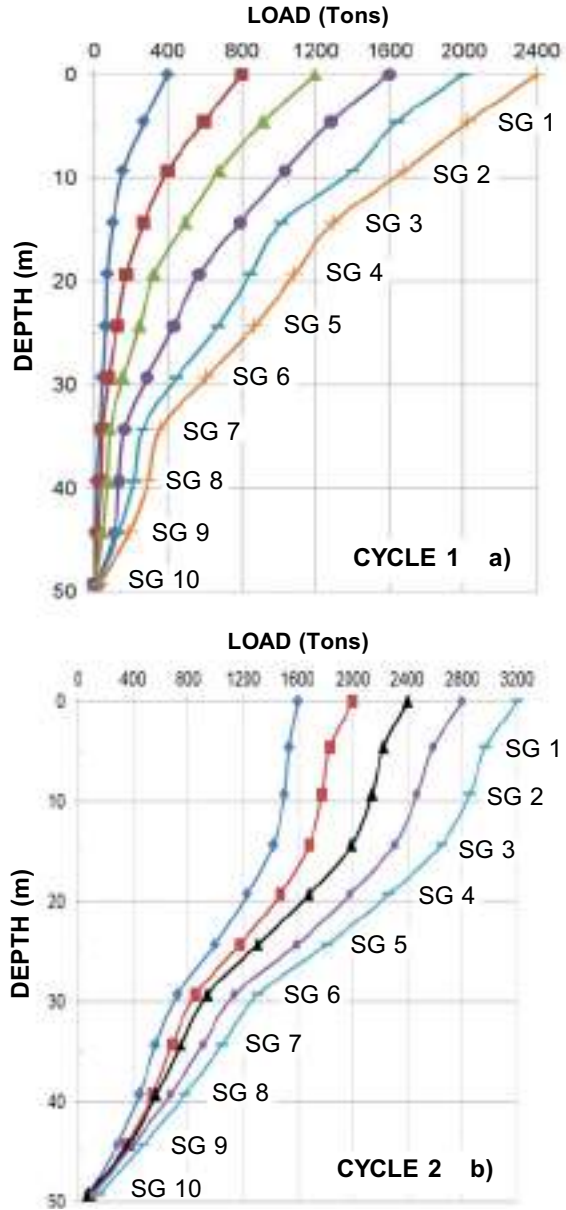
Figure 9 represents the unit shaft resistance versus pile head movement curves. As can be seen from the diagrams in Fig. 9, the unit shaft resistance curves from GS3 to GS4 and from GS4 to GS5 reflect that the shaft resistances have not been mobilized fully. As opposed to the shaft resistance from GS3 to GS5, the shaft curve from GS5 to GS6 indicates the shaft resistance has been mobilized fully for the maximum applied load level. For the shaft resistance curves from GS6 to GS10, the shaft resistances have been mobilized fully.

However, the SPT N-value diagram versus depth in Fig. 1 indicates that the SPT N-values have changed insignificantly from 10 to 40 m depth; meanwhile, from 40 to 50 m depth, the SPT N-values increased linearly versus depth.

Therefore, it is reasonable to evaluate the effectiveness of the grouted shaft if comparing the grouted shaft resistance measured from GS5 to GS6 with the non-grouted shaft resistance measured from the strain gage level SG6 to SG8. This comparison indicates that the unit shaft resistance of the grouted shaft is about 2.0 times greater than that of the non-grouted shaft without considering the influence of the vertical effective overburden stresses.

To consider the influence of the vertical effective overburden stress on the shaft resistance, the beta-method (β) of Bjerrum–Burland (1973) as indicated in Eq. 4 can be used.

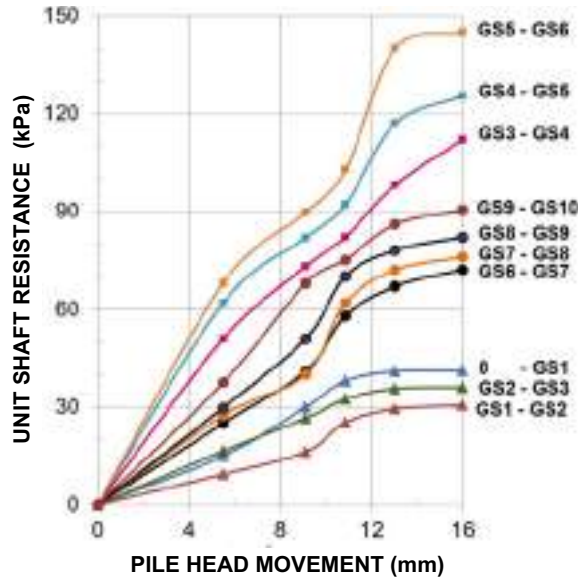
Fig. 8 Load distribution curves along the test pile depth for the loading cycles: **a** cycle 1 and **b** cycle 2



$$f_i = \beta_i \cdot \sigma'_i \rightarrow \beta_i = f_i / \sigma'_i \quad (4)$$

Here, f_i is unit shaft resistance at the i th gage level; β_i is lateral resistance coefficient at the i th gage level; σ'_i is vertical effective overburden stress at the i th gage level.

Fig. 9 Unit shaft resistance versus movement curves of the test pile



From the measured shaft resistances and the estimated vertical effective overburden stresses, the beta-coefficient (β) along the test pile depth was estimated and presented in Table 1.

From Table 1, the average coefficient β of the grouted shaft (SG5 to SG6) is about 0.48, which is about 2.5 times greater than that of the non-grouted shaft (SG6 to SG8). It has become clear that if considering the influence of vertical effective overburden stresses, the effectiveness of the shaft grouting becomes significantly higher.

Table 1 Estimating the beta-coefficient (β)

Gage level	Depth (m)	Shaft resistance (f_i , kPa)	Effective stress (σ'_i , kPa)	β_i
SG 0–1	4.3	41.2	65	0.64
SG 1–2	9.0	30.5	107	0.28
SG 2–3	14.0	36.1	156	0.23
SG 3–4	19.0	106.6	205	0.52
SG 4–5	24.0	125.4	254	0.49
SG 5–6	29.0	145.1	303	0.48
SG 6–7	34.0	72.2	352	0.20
SG 7–8	39.0	75.9	401	0.19
SG 8–9	44.0	82.8	450	0.18
SG9-10	49.0	90.3	499	0.18

As mentioned earlier, the shaft grouting technique is applied to increase the contact area between the pile and surrounding soils. This depends on the permeability coefficient of the grouted soil. A “rule of thumb” that has been applied to chemical grouting is that if the soil grain size is more than 20% passes the 200 sieve, the chance of successfully permeating the soil with any grout is negligible [12].

From the grain size distribution curve of on-site silty sand (SM) at a depth of about 20 m in Fig. 2, it can be seen that the percent soil grain size passes the 200 sieve is only 18% (less than 20%) and this allows the grouting slurry to enter the soil more easily.

In addition, Fig. 2 also indicates that the effective particle size D_{10} is about 0.02 mm, and this results in a permeability coefficient of on-site silty sand about 10^{-4} cm/s [12]. This reflects that the on-site silty sands (SM) are moderately groutable [13].

It should be noted that the coefficient β at SG1 is about 0.64, which is greater significantly than the coefficient β for pile in clay. The research results indicated that the coefficient β for pile in clay ranged from 0.15 to 0.35 [14]. It is likely that the high coefficient β at SG1 is due to the counterweight loads used for the static loading testing. These counterweight loads were placed on the ground surrounding the test piles via two supports and preloaded the clay layer at SG1.

6 Discussion

The static loading test results and analysis of this project indicate that the unit shaft resistance of the grouted shaft is about 2.0 and 2.5 times greater than that of the non-grouted shaft without and with considering the influence of the vertical effective overburden stresses, respectively. The grain size distribution curve analysis of the on-site silty sand indicates a permeability coefficient of about 10^{-4} cm/s, which is considered moderately groutable.

Prior work has documented the effectiveness of the shaft grouting in improving the shaft resistance ranging from 1.5 to 3.0 times greater than the non-grouted shaft in the same soil conditions. However, these studies have not considered the effects of the fine-grained sizes and the permeability coefficient of the soil for the shaft grouting.

As discussed earlier, the shaft grouting to improve the shaft resistance depends on the fine-grained sizes and the permeability coefficient of the soil for the shaft grouting. For very low permeability sands, the injection rate at permissible pressures may be so slow that grouting becomes unfeasible.

In general, soils having permeabilities in the range of 10^{-1} – 10^{-3} cm/s are easily groutable. Soils showing permeabilities in the range of 10^{-3} – 10^{-4} cm/s are moderately groutable. When the permeability is from 10^{-4} to 10^{-5} cm/s, the soil is usually only marginally groutable and may be ungroutable from a practical point of view. Soils with permeabilities above 10^{-5} cm/s are considered ungroutable [13].

A preliminary determination of soil permeability and groutability can be made by measuring the percentage of fines passing a No. 200 sieve. Soils are initially classified as groutable if they have less than 12% fines, moderately groutable if they have from 12 to 20% fines, and only marginally groutable for 20 to 25% fines. Sands are usually considered ungroutable if they have more than about 25% fines [13].

7 Conclusion

The conventionally static load test results of the instrumented shaft grouting barrette pile have been presented. The following conclusions are drawn from this study's results.

The unit shaft resistance of the grouted shaft is about 2.0 times greater than that of the non-grouted shaft without considering the influence of the vertical effective overburden stresses.

The unit shaft resistance of the grouted shaft is about 2.5 times greater than that of the non-grouted shaft if considering the influence of the vertical effective overburden stresses using method β .

The permeability coefficient of on-site silty sand is estimated to be about 10^{-4} cm/s, which indicates the on-site silty sands are moderately groutable.

Shaft grouting technology will become more effective if the permeability coefficient of the on-site soils is greater than or equal to 10^{-4} cm/s or the percentage of fines passing a No. 200 sieve is less than 20%.

The test results also show the disadvantage of the conventionally static load test with axial static compressive load because a too-large counterweight load is placed directly on the ground in the vicinity of the test pile, and this results in a strain measurement error of the strain gage near the pile head.

References

1. Stocker M (1983) The influence of post-grouting on the load bearing of bored piles. In: 8th European conferences on soil mechanics and foundation engineering, Helsinki, pp 186–192
2. Troughton VM, Stocker M (1996) Based and shaft grouted piles. *Proc Inst Civil Eng Geotech Eng* 119(3):186–192
3. Gouvenot D, Gabaix J (1975) A new foundation technique using piles sealed by cement grout under high pressure. In: *Proceedings offshore technology conference, Texas*, Paper Number OTC 2310, pp 645–655
4. Nguyen MH, Fellenius BH, Puppala JA, Pedarla A, Tran TQ (2016) Bidirectional tests on two shaft-grouted barrette piles in the Mekong Delta, Vietnam. *Geotech Eng J SEAGS & AGSSEA* 47(1):15–25
5. Nguyen MH, Fellenius BH (2015) Bidirectional cell tests on not-grouted and grouted large-diameter bored piles. *J Geo Eng Sci IOS Press* 2(3–4):105–117

6. Nguyen TD, Lai VQ, Phung DL, Duong TP (2019) Shaft resistance of shaft-grouted bored pile and barrettes recently constructed in Ho Chi Minh City. *Geotech Eng J SEAGS & AGSSEA* 50
7. Plumbbridge GD, Littlechild BD, Hill SJ, Pratt M (2000) Full-scale shaft grouted piles and barrettes in Hongkong—a first. *Proc Nineteen Annual seminar of Geotech*, 157–166
8. Phan VK, Pham QD (2013) Analysis of load bearing capacity of shaft grouted barrettes based on experiential coefficients and its effects on piling design in Vietnam. In: *Proceedings of the 18th Southeast Asian geotechnical and inaugural AGSSEA conference*, 29–31 May 2013, Singapore
9. Littlechild BD (1998) Shaft grouted piles in sand and clay in Bangkok. *Deep Foundation International Conference*, pp 171–178
10. Nguyen PHV, Nguyen PC (2021) Effects of shaft grouting on the bearing behavior of barrette piles: a case study in Ho Chi Minh City. *Eng, Tech Appl Sci Res* 11(5):7653–7657
11. Fellenius BH (1989) Tangent modulus of piles determined from strain data. *ASCE*. In: Kulhawy FH (eds) *Geotechnical engineering division, the 1989 Foundation Congress* 1:500–510
12. Joe H, Tom L (1976) *Grouting in Soils. Vol. 1- A State-of-the-Art Report*, Federal Highway Administration Report FHWA-RD-76–26, Federal Highway Administration, Washington, DC
13. Wallace HB (1983) *Design and control of chemical grouting, vol. 3 Engineering practice*, federal highway administration report FHWA/RD-82/038, Federal Highway Administration, Washington, DC
14. Fellenius, B.H., 2023. *Basics of foundation design - a textbook*. Electronic Edition, www.Fellenius.net, 548 p.
15. Cogeco (2013) Report of static load test and strain measurement of Barrette pile BT1, the Building at No. 158 Vo Van Tan District, District 3, Ho Chi Minh City
16. Nguyen MH, Puppala JA, Phung DL, Nguyen TT (2019) Drilled shaft grouting effectiveness in Mekong delta. *Geotech Eng J the SEAGS & AGSSEA*, 50(3):91–98
17. Reese LC, O'Neill MW (1989) New design method for drilled shafts from common soil and rock tests. In: Kulhawy FH (eds) *Foundation engineering: current principles and practices*, vol 2, ASCE, New York, pp 1026–1039
18. TCVN 10304:2014 “Pile Foundation - Design Standard”
19. TCVN 9393: 2012 Piles - Standard test method in situ for piles under axial compressive load



**UNIVERSITY OF TRANSPORT
AND COMMUNICATIONS**

<http://tcsj.utc.edu.vn>

ISSN: 1859 - 2724
e-ISSN: 2615 - 9554

Transport and Communications SCIENCE JOURNAL

Table of Contents

1. Fuzzy-based qualification of congestion for traffic control	1
<i>Toan Trinh Dinh</i>	
2. Analysis of impacting factors for soil-cement column combined high strength geogrid	9
<i>Nguyen Thai Linh, Nguyen Duc Manh, Nguyen Hai Ha</i>	
3. Influence of reef flat submergence on intra-gravity wave energy and resonance over the fringing reef	16
<i>Pham Lan Anh</i>	
4. Influence of fly ash and blast furnace slag on characteristics of geopolymer non-autoclaved aerated concrete	25
<i>Tuan Anh Le, Thuy Ninh Nguyen, Quoc Phong Huu Le, Sinh Hoang Le, Khau Tan Nguyen</i>	
5. Research on the effects of sulfur on characteristics of sulfur bituminous binder (SBB) and hot mix asphalt-sulfur (HMAS)	33
<i>Nguyen Thu Trang, Tran Ngoc Hung, Pham Huy Khang, Bui Xuan Cay, Bui Ngoc Kien</i>	
6. Static loading tests on pile piles installed in grouted boreholes	46
<i>Le Thanh Trung, Nguyen Duc Manh</i>	
7. Investigation of saltwater intrusion in thach lan river system by mike hydro river package	57
<i>Vuong Tai Chi, Nguyen Khanh Linh, Vu Huang Ngan, Dinh Nhat Quang, Truong Van Anh</i>	
8. Study the working of piles on the slope ground subjected to horizontal loading by numerical simulation method	69
<i>Nguyen Quoc Van, Nguyen Thanh Sang, Tinh Trung Tien, Nguyen Quy Thanh, Nguyen Thanh Nguyen, Le Ngoc Bin, Cedric Sauter, Dang Van Tien</i>	
9. The effect of the setback angle on overturning stability of the retaining wall	76
<i>Thu Thu Nga NGUYEN, Van Thuc NGO, Thanh Quang Khai LAM, Thanh Trung NGUYEN</i>	
10. The effect of vietnam's nano-silica on mechanical properties of high-performance concrete	86
<i>Le Hong Lam, Dao Duy Lam, Pham Duy Hieu</i>	
11. Static loading tests on small-scale pile groups	93
<i>Bach Vu Hoang Lan</i>	
12. Identification and analysis of shoreline changes over fishermen settlement along the coast of sungaibunti and cemarajaya village, Karawang Regency, West Java	104
<i>A. Ikhsani, P. Sudjono, M. Firdayati, M. Marselina</i>	
13. Establishment the program and mathematical diagrams of embankment stability analysis on soft soil reinforced by soil cement columns	115
<i>Nguyen Thi Ngoc Yen, Tran Trung Viet, Nguyen Hoang Giang</i>	
14. Design, construction and analysis for super-wide, deep and large foundation pit	125
<i>Shenjie Shi, Angran Tian, Yongsheng Zheng, Peng Yin, Weilin Qi, Qiang Tang</i>	
15. A state-of-the-art review of tensile behavior of the textile-reinforced concrete composite	135
<i>Tran Manh Tien, Do Ngoc Tu, Vu Xuan Hong</i>	



STATIC LOADING TESTS ON PHC PILES INSTALLED IN GROUTED BOREHOLES

Le Thanh Trung¹, Nguyen Duc Manh²

¹Hu Dau Mot University, No 6 Tran Van On Street, Binh Duong, Vietnam

²University of Transport and Communications, No 3 Cau Giay Street, Hanoi, Vietnam

ARTICLE INFO

TYPE: Research Article

Received: 5/10/2020

Revised: 30/10/2020

Accepted: 6/11/2020

Published online: 25/01/2021

<https://doi.org/10.47869/tcsj.72.1.6>

* Corresponding author

Email: ltrung@tdmu.edu.vn; Tel: (+84) 988819932

Abstract. A static loading test program on PHC piles installed in grouted boreholes was performed to evaluate the bearing capacity of PHC Pile calculated basing on Standards TCVN 10304-2014, TCVN 11823-10.2017, and TCVN 7888-2014. The soil profile consists of silty sand deposited on fat clay and underlain by silty sand. The followed soil layers are lean clay and silty sand. The 600-mm-diameter PHC piles were installed inside the grouted 600-mm-diameter boreholes into about 60-m depth below the existing grades. 28 days after installing piles, the static loading test were conducted. The pile test results have shown that the ultimate capacities of the tested PHC piles are about 142 to 184% greater than those calculated from Standards of TCVN.

Keywords: PHC piles, Static Loading Test, bearing capacity, Movements, Grouted Boreholes.

© 2020 University of Transport and Communications

1. INTRODUCTION

Pretensioned spun high strength concrete piles (PHC) are produced by centrifugal rotation, have a compressive strength of concrete with a cylindrical test piece (150 x 300) mm not less than 80 MPa [1]. Because the concrete is pre-stressed, this pile is not deformed or cracked during transportation, erection and use. Due to the use of high-strength concrete and steel, the reinforcement cross-section is reduced, the pile weight is light, it is more convenient to transport and test, especially the quality of this prestressed centrifugal concrete pile is better controlled, because it is manufactured in a factory. With these many outstanding advantages,

PHC pile foundation is currently the trend applied to many different types of construction works in Vietnam today.

Practically applying this type of pile, in order to improve the load capacity, in addition to designing to increase the diameter and prolong the length of the pile, the pile is built with grouted borehole method or erosion then pressed to the design depth. With the lead drilling technique, during the drilling process, a content of cement is mixed into the drilling grout, contributing to the improvement of the bearing capacity of the PHC pile. This has led to the prediction of the pile load capacity according to current standards when the design has a large deviation value compared with the field pile compression test results [2]. In this study, using design parameters, ground soil and the test results of static testing of PHC piles constructed with grouted borehole method from the actual project in Nhon Binh, Quy Nhon city, Binh Dinh province to conduct accumulating single pile axial load capacity according to current Vietnamese standards, and at the same time analyzed with static test results of single pile and ground conditions. The initial research results serve as a basis for orientation for further research on this issue, in order to further improve the standard system for calculating this PHC pile foundation in our country in the coming time.

2. THEORETICAL BASIS FOR FORECASTING LOAD CAPACITY OF PHC PILES CONSTRUCTED BY CONDUCTIVE DRILLING

The axial load capacity of the pile in general, PHC pile in particular is divided into 2 types, according to the material and according to the ground [3]. Similar to other types of pile foundations, in order to ensure the bearing capacity according to the material, the extreme load capacity will be calculated based on the strength of the pile materials, specifically considering the simultaneous work of reinforcement and concrete with coefficient of working conditions when these materials work under adverse conditions. In terms of pile load capacity according to the ground, designed to ensure the bearing capacity of the building transmitted down through the pile to the ground layers. Currently, most of the calculation views agree to divide the pile load capacity according to the ground, including 2 components: resistance due to friction along the pile and compression resistance at the pile tip. Or to be specific, the longitudinal friction resistance component is the jet component of the ground around the pile body arising from part or all of the work load transmitted along the pile. The pile tip resistance component is the pressure of the ground under compression at the tip of the pile generated by the remaining part of the work load transmitted down to the pile tip.

In this study, the main problem is to part mainly on the pile load capacity according to the foundation soil and the pile structure with the theoretical basis of forecasting the pile load capacity currently mainly applied according to TCVN 10304-2014, TCVN11823: 2017 and TCVN7888: 2014.

The extreme load capacity of the pile includes the total extreme shear resistance between the soil and the pile body on the side of the pile, together with the extreme soil support at the tip of the pile

$$Q_n = u \sum f_{s,i} l_i + A_p q_p \quad (1)$$

According to TCVN 10304-2014 is determined as follows

$$q_p = (\alpha N'_c + q'_{z,p} N_q) \quad (2)$$

where: N_{60} , N_{60} for coefficient of soil load capacity under the pile tip; q'_{yp} for effective pressure of coating at pile tip elevation; c for non-draining cohesion of the soil layer at the tip of the pile; A_p : Pile tip area.

Average resistance strength on piles can be determined as follows:

For cohesive soil, the average strength of the resistance on piles in the i th layer can be determined by the method α , according to the formula:

$$f_{si} = \alpha \cdot c_{u,i} \quad (3)$$

where: $c_{u,i}$ for non-drainage resistance strength of the " i " soil layer; α for coefficient depends on the characteristics of the soil layer on the adhesive layer, the type of pile and the method of lowering the pile, consolidation of the soil during construction and the method of determining the soil c_u .

For loose soil, the average strength of the resistance on the pile body in the " i " soil layer:

$$f_{si} = k_i \cdot \bar{\sigma}'_{v,i} \cdot \tan \delta_i \quad (4)$$

where: k_i for coefficient of soil horizontal pressure on the pile, depending on the type of pile (driving, pressing) or replacement pile (bored pile or barrette); $\bar{\sigma}'_{v,i}$ for average vertical effective normal stress in the " i " soil layer, δ_i for friction angle between the ground and the pile.

Meanwhile at the standard TCVN 11823-10:2017 The permissible load capacity of the pile according to the ground is determined by the formula:

The rated surface unit resistance is determined as follows:

For loose land

$$f_{si} = 0.0019 N_{60} \quad (\text{Mpa}) \quad (5)$$

For sticky soil

$$f_{si} = \alpha \cdot c_{u,i} \quad (\text{Mpa}) \quad (6)$$

where: α for adhesion coefficient depends on $c_{u,i}$ value (el Caquot & Kerisel).

$$\alpha = (1 + c_{u,i}^2) / (1 + 7 \cdot c_{u,i}^2) \quad (7)$$

N_{60} for number of hammer for SPT test count of soil layer " i " along the pile; $c_{u,i}$ for average undrained shear strength of the " i " soil layer along the pile.

The nominal pile tip unit resistance q_p is determined according to Meyerhof's method:

$$q_p = \frac{0,38 \cdot (N_{60}) \cdot D_b}{D} \quad (8)$$

where: N_{60} for number of hammers in the typical SPT test near the tip of the pile adjusted for the covering layer pressure; D for width or diameter pile (mm); D_b for length of pile submerged in the bearing layer (mm);

In addition, in calculating the load capacity of the pile, the design engineer needs to calculate and check the PHC pile structure according to TCVN 7888-2014 as follows:

The calculated axial compressive resistance of the pile (R_a) is given to provide information for the selection of pile material load during the design and selection of suitable construction equipment.

The axial compressive resistance calculated according to the pile material is calculated by the following formula:

$$R_a = 2,1 \left(\frac{\sigma_{cr}}{3,5} - \frac{\sigma_{cs}}{4} \right) A_0 \quad (9)$$

where: R_a for calculated axial compressive resistance of the pile, kN; A for cross sectional area of the pile, mm^2 ; σ_{cr} for effective internal stress of the concrete pile; σ_{cs} for design compressive strength of concrete.

3. PROJECT SUMMARY AND GEOLOGICAL CONDITIONS

3.1 General information of project

The social housing project of Nhon Binh Ward, Quy Nhon City is built on a lot of land nearly 46034 m^2 . The project includes 5 units of 10-11 floors, technical infrastructure, kindergarten, low-rise housing area. Each house unit is equivalent to grade II building.

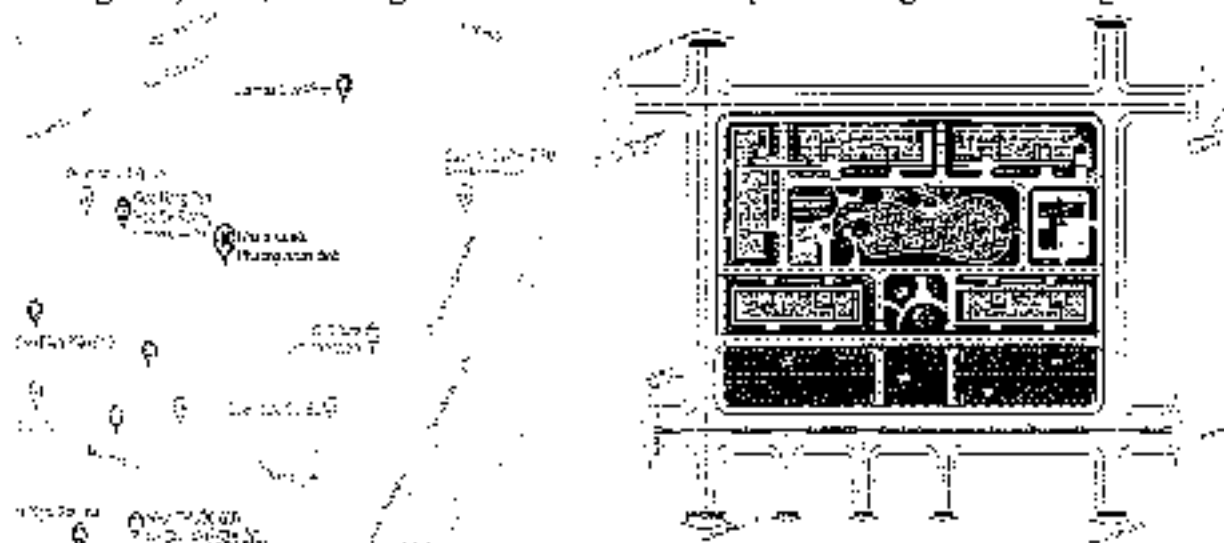


Figure 1. Location of the project and architectural landscape of work.

3.2. Pile construction technology

3.2.1. Working procedure

The first, drill to the design depth with spiral auger, the diameter of borehole shall be 10cm larger than PHC diameter. The slum at the bottom of borehole could not be treated after completion of drilling. Next, pull earth auger, remove some soil cutting, injecting root-hardening cement slurry through hollow drilling rod with proper pressure after drilling to predetermined depth. During injection, the auger shall be lower than the cement milk level from 0.5m - 1m (in case have underground water in the borehole to avoid mix grout with

water). Finally, pull out the earth auger completely, inserting the PHC pile into borehole with its own weight.

3.2.2. Excavating soil

Excavating soil from the ground to designed depth by drilling with air compressor (Figure 2). During construction, the excavating soil shall be collected by excavator. Borehole will be kept as vertical during drilling.

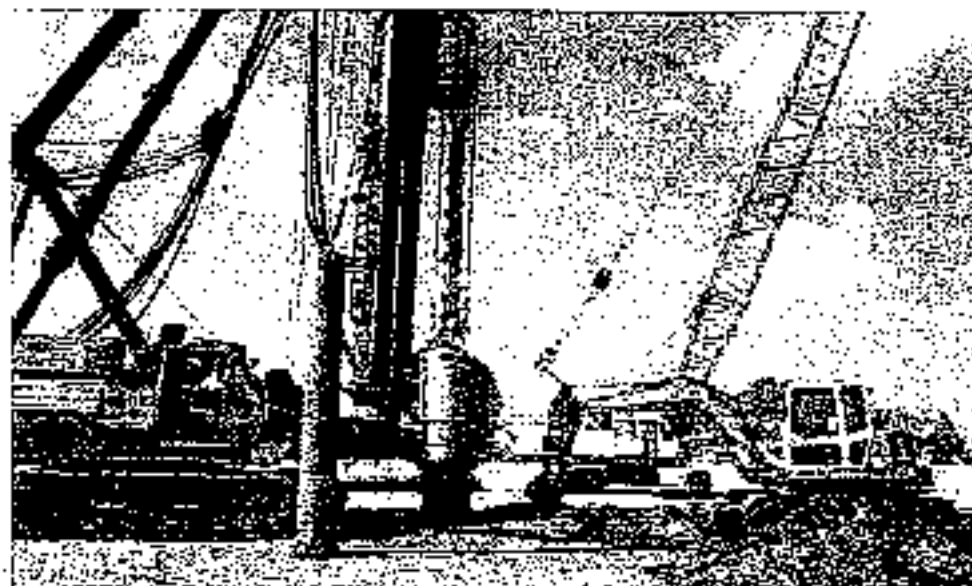


Figure 2. Excavating soil to designed depth by double machine.

3.2.3. Cement milk grouting

Before and after pile-inserting into the hole, hardening cement milk grouting shall be filled respectively. After excavation reach to the designed depth, the cement milk grouting shall be injected into the borehole. Cement milk grouting will be mixed at mixing machine based on approved mix design. Root milk grouting goes through drilling rod to bottom of drilled hole with designed volume. Fixed milk grouting to be pumped from top of borehole after one day. Cement milk grouting take a role in strengthening bearing capacity at pile tip and recovering & rebounding side friction of pile. Cement milk grouting should be complied with requirement of JRA code. The time for slurry to get hard approximately 2-4 hours.

3.2.4 Installing pile

After the filling up cement milk grouting is completed, the PHC pile shall be installed immediately into the borehole to the designed depth. Pile shall be settled slowly by service crane. Two perpendicular vertical direction will be controlled by mean of plumb-line and theodolites to adjust position and direction of piles. The verticality of pile shall be observed by theodolites. Before installing the pile, the ground shall be made evenly. The flat working ground shall minimize the displacement of pile. After installing pile, the cement will over flow on the ground, at the time the cement milk will flow to the gutter had been excavated. When cement milk over flow on the ground, ground water inside the borehole will be pushed out with gravitation of cement milk due to gravitation of cement milk heavier than ground water. Using light blow driving pile head until fix to the ground and then using two direct which have been located at the near distance to check vertical of pile head (Figure 3).

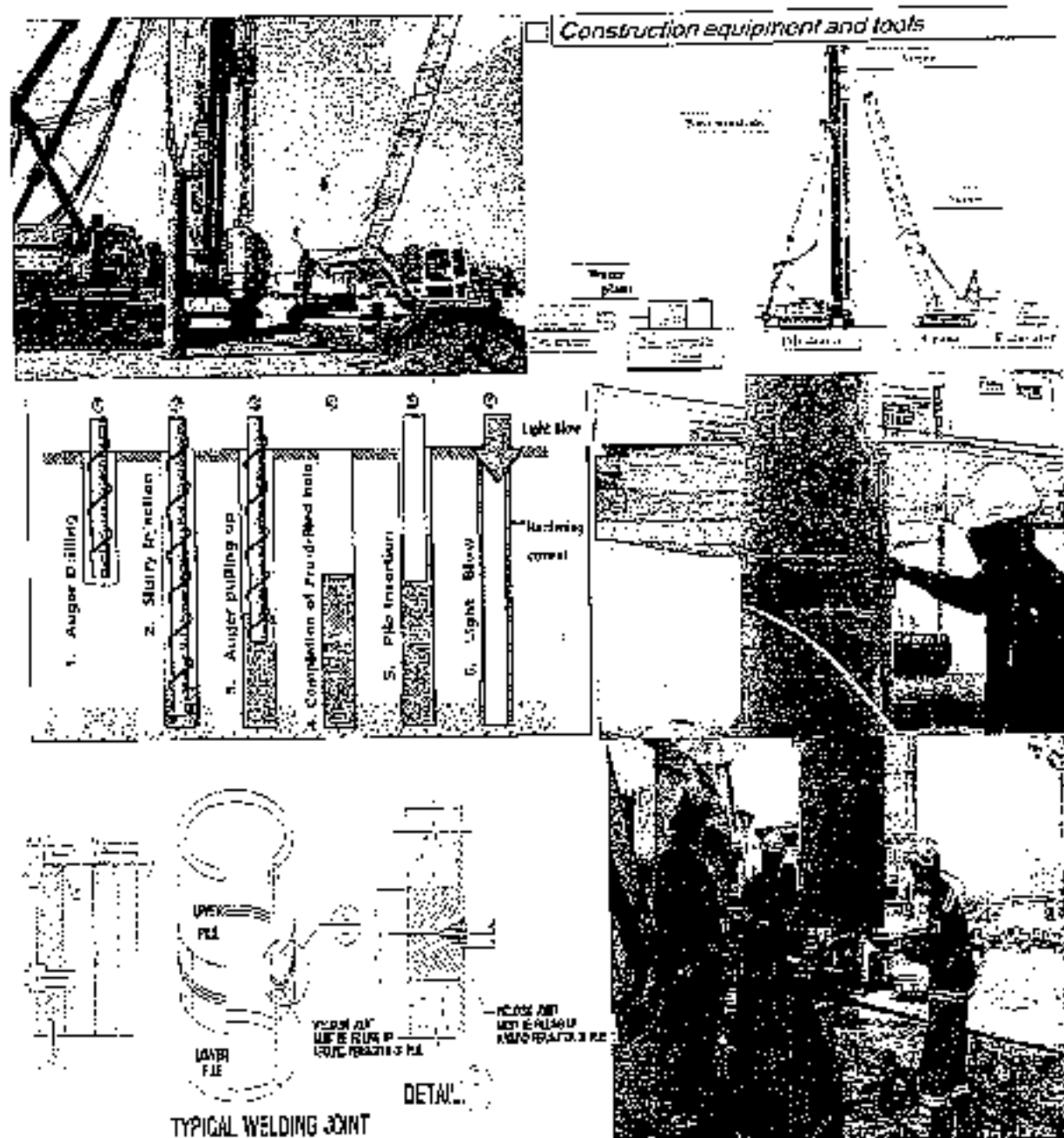


Figure 3. Photos of pile construction technology.

3.2.5 Material

Hardening cement milk grouting, compressive strength test should be carried out at laboratory and site ($R_{28} \geq 20\text{MPa}$). During mixing, the concrete temperature should be managed constantly. Parameter mix design and raw material for pile in 1m^3 is in Table 1.

Table 1. Parameter of cement milk grouting.

Cement	3,330 kg
Water	2,330 L
Compressive strength	200 kg/cm ²

PHC pile shall be manufactured in accordance with JIS A 5373 (or equivalent Vietnamese code) is in Table 2.

Table 2. Parameter of PHC pile.

Diameter (mm)	Class	Effective Pre-stress (N/mm ²)	Thickness (mm)	Compressive Strength of Concrete (N/mm ²)	Allowable Axial Force (tonf)
600	A	4.0	90	80	155

3.4. Geological conditions

From exploration and revealing the formation of data analysis, site 75m depth within the scope of the foundation soil is mainly consisted of the glue powder in the soil, sand silt and fine sand. According to its sedimentary s, the differences between the genetic types and its physical and mechanical properties can be divided into nine engineering geology layer. (1) Clay mixed with roots of plants; (2) summer sand is mixed with grit, dust, gray gray, dark gray, porous state; (3) Clay, mixed organic, sand clamp, gray gray, green gray, flowing to plasticity; (4) Grained sand is small mixed with grit, dust, gray-brown, dark gray, medium tight state; (5) Mixed organic clay, clamshell, sand clamp, gray-brown, dark gray, soft to flexible state; (TK1) Medium grain sand, mixed with shells, gray gray, medium tight state; (6) Fine to coarse-grained sand, gray-gray, yellowish-gray, dark-gray in color, the state is tight in some places; (TK2) Clay mixed organic, gray brown, dark gray, from hard to soft plastic state; (TK3) Mud bag mixed with clay; (7) Medium to coarse grained sand, yellowish gray, white gray, very tight state; (8) Pebbles mixed with gravelly sand, yellow gray, white gray, the state is very tight; (9) Strong to medium fracture weathered granite, reddish-brown, gray-white. The foundation of the project is designed on PHC piles with diameter D600mm, constructed by the grouted borehole method with a borehole diameter of 600mm, in compliance with the instructions in TCVN 7201-2015.

4. STATIC LOAD TEST AND ANALYSIS

4.1. Test pile

The test pile is 600mm in diameter, 60.0m long with the number of three piles. The corresponding test piles are TN1, TN2 and TN3 in boreholes from HK1 to HK4 respectively, it shows in Fig 3. The proposed design load is 250 tons, the experimental load is 500 tons. The test piles are constructed extending up to the natural soil surface and tested as working piles throughout their length from natural ground.

Three rock pile static load tests are respectively for TN1, TN2, and TN3. The maximum load tests of three root piles are conducted according to the 5000kN. It is presented in Table 3.

Table 3. Mechanical parameters of borehole.

Hole no.	The soil	Thickness (m)	SPT - N value	Hole no.	The soil	Thickness (m)	SPT - N value
HK1	(1)	0.5	-	HK3	(1)	0.6	-
	(2)	5	5		(2)	3.5	3
	(3)	30.5	3		(3)	25.9	3
	(4)	3	11		(4)	1	13
	(5)	8.8	5		(5)	17.5	6

HK2	(6)	3.2	39	HK4	(6)	5.3	25
	(TK2)	1	12		(TK2)	3.8	10
	(6)	10	39		(6)	8.4	35
	(7)	6	67		(7)	5	58
	(1)	0.5	-		(1)	0.5	-
	(2)	4.3	4		(2)	3.7	6
	(3)	24.9	3		(3)	24.2	4
	(4)	1.6	11		(4)	3.4	5
	(5)	4.7	4		(5)	4.2	7
	(TK1)	3	7		(TK1)	3	10
	(5)	13.5	40		(5)	9.6	17
	(7)	2.4	86		(6)	22.9	30
	(8)	1.6	>100		(7)	0.6	>100
	(9)	2	>100		(9)	0.9	>100

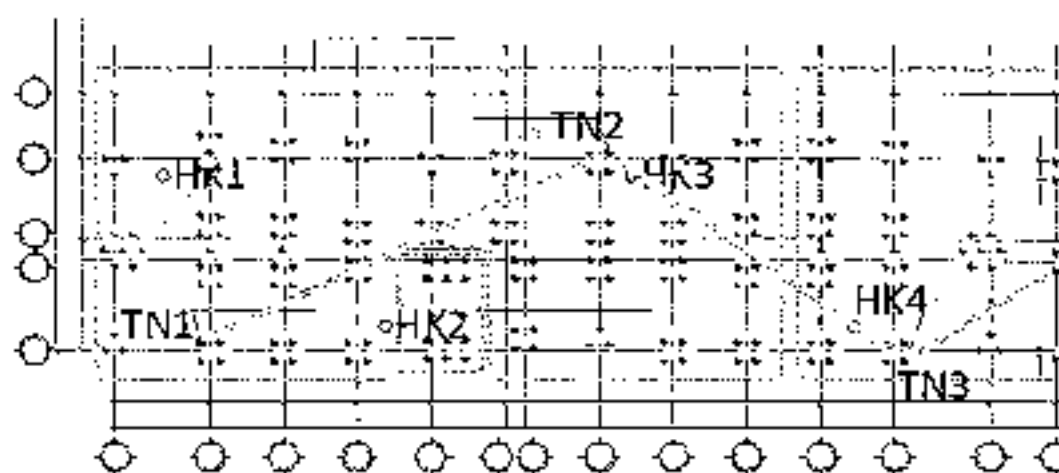


Figure 4. Layout of test piles.

4.2. Test load

The determination of the load capacity of the pile is done according to the Vietnamese standard TCVN 9393-2012, the loading process includes many levels of load, each increase will be 25% Q_u (so there will be 8 + 10 levels of load). Settlement will be recorded at: 0 minutes, 15 minutes, 30 minutes, 45 minutes, 1 hour, 1.5 hours, 2 hours, 3 hours, 4 hours,... Only increase load to the next level if the settlement of the pile has been stable (settlement of the pile by or less than 0.1mm within 30 minutes for sand, 60 minutes for clay).

According to Vietnamese regulations, there are 2 experimental cycles as follows:

Cycle 1 is from zero to Q_{design} down zero is intended to eliminate the anomalies in the pile foundation.

Cycle 2 is from zero Q_{design} to Q_u down zero to collect data in the most reliable way according to the Asht development and to have a basis to determine Q_u .

The working load of the test pile estimated by the design unit is about 250T. The maximum test load applied to the pile is 200% of the design load, that is 500T. The experiment goes well, under maximum load test pile settlement of pile top which is less than 60 mm (1%D), with no obvious increase subsidence phenomenon, and the test pile have no reach the ultimate bearing state.

4.3. Test results and analysis

The results of pile static load test are shown in Table 4. The Q-S curve of TN1, TN2, TN3 root pile is shown in Figure 5.

Table 4. Static load test results		
Pile name	The maximum test load/Ton	The maximum test load of pile top settlement/mm
TN1	500	19.24
TN2	500	15.61
TN3	500	10.84

See from Figure 5, when the maximum load test is 500 tons, which indicates that the test pile settlement is stable at all levels of loads, the Q - S curve lines are similar with slow deformation and no obvious bending steep fall, and the settlement was less than 60 mm, namely 3 root pile tests did not reach the limit state, and the ultimate bearing capacity can be thought not less than 500 tons, which is adopted in this paper, in order to better forecast the load settlement value of origin software software load - settlement for polynomial fitting, and the fitting result is shown in Figure 2. Fitting curve equation is $y = ax^2 - bx + c$, where, $a = 3e-6$, $b = 0.0054$, $c = 0.2914$, and the results show that $R^2 = 0.9916$, and the fitting is good.

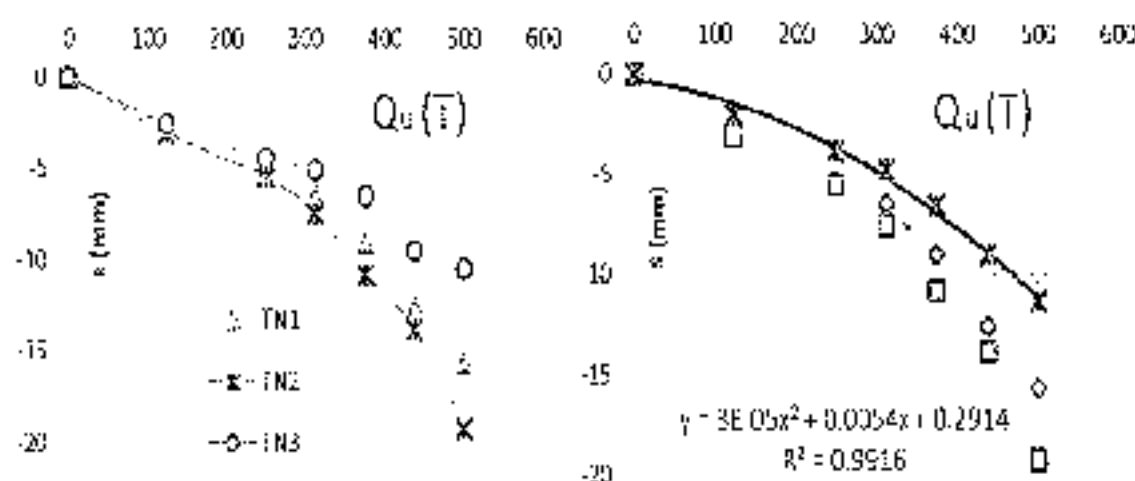


Figure 5. Static load test load - settlement.

5. BEARING CAPACITY CALCULATION, COMPARISON AND ANALYSIS

Based on geological conditions and structural parameters of the test pile. We can have calculated bearing capacity of TN1, TN2 and TN3. Specifically, the bearing capacity of TN1 pile is calculated to boreholes HK1 and HK2. While the bearing capacity of TN2 pile is calculated to boreholes HK3 and TN3 pile is calculated to boreholes HK4. Results of calculation to predict the bearing capacity of the test piles are presented in Table 5.

Table 5. Comparison and analysis results.

Calculation method	TCVN 10304-2017 / kN			TCVN 11823.10 -2017 /kN			TCVN 7888-2014/k	Test/ kN
	Qs	Qp	Qu	Qs	Qp	Qu	N Qu	
HK1	2712.56	659.80	3372.36	4077.33	383.99	4461.32	6867	≥ 5000
HK2	1661.19	707.28	2368.47	2507.20	373.59	2880.79	6867	
	1499.39	672.20		2266.39	376.95			
HK3			2171.59			2643.34	6867	
HK4	2321.82	631.04	2952.86	3771.15	310.68	4081.83	6867	
The average	2048.74	667.58	2716.32	3155.52	361.30	3516.82	6867	
The ratio			≤ 1.84			≤ 1.42	≤ 0.73	

We can see from the result of comparison (1) the bearing capacity of single pile static test determined according to TCVN 9393-2012 gave the result 5000kN. This value is 1.84 times greater than the value of the bearing capacity forecasted according to TCVN10304: 2014, 1.42 times greater than the value of forecasted bearing capacity according to TCVN 11823-2017 but it is 0.73 times greater than the forecast according to TCVN 7888. 2014. (2) in both TCVN 10304-2014 and 11823-10.2017, limit the lateral resistance of the percentage of the ultimate bearing capacity is greater than the resistance ratio of the ultimate end, which shows that the engineering PHC pipe piles for friction piles mechanically are mainly composed of pile side resistance. (3) the bearing capacity of pile approach 73% of the material bearing capacity of the pile. This can be explained by the fact that when constructing the PHC pile with grouted borehole method, by mixing a quantity of cement into the drilling grout, the pile body friction and the pile tip resistance have been significantly improved. The drilling fluid mixed with the cement milk increases the contact between the pile and the ground, which significantly improves the load capacity of the PHC pile, and it also reinforces the soil around the pile. So, it helps us to better exploit the bearing capacity of the pile according to the material condition of the PHC pile.

6. CONCLUSIONS

The research results of the ultimate bearing capacity of PHC constructed with grouted borehole method at Nhon Binh Social Housing Project, Quy Nhon City, Binh Dinh Province show that the actual bearing capacity from the pile static test is much higher, compared with estimates according to current TCVN, from 1.42 to 1.84 times.

Under the same ground conditions and design load, the PHC axial load capacity when forecasting according to different current Vietnamese standards gives different results, the difference up to 87% is very significant.

The results of this study show that, the existence of three interdependent Vietnamese standards guiding pile foundation load prediction, especially with PHC pile foundation constructed by grouted borehole method, still exist differences, especially when forecasting bearing capacity for design, so it is necessary to have more detailed and specific studies in the future.

REFERENCES

- [1]. TCVN 7388-2014. Pre-stressed centrifugal concrete pile. Ha Noi, 2014.
- [2]. TCVN 9393-2012: Pile - Site test method by axial static load. Ha Noi, 2014.
- [3]. TCVN 10304-2014. Pile foundations - Design standards. Ha Noi, 2014.
- [4]. TCVN 11823-2017. Design of road bridges. Ha Noi, 2017.
- [5]. TCVN 7201-2015. Centrifugal concrete pile lowering drilling - Construction and acceptance, 2015.
- [6]. JIS A 5373, Pre-stressed spun concrete piles (PHC pile).
- [7]. Ha Noi Construction Design Survey Consultancy Joint Stock Company Report the results of engineering geological survey "housing project in Nhon Binh commune, Quy Nhon city, Binh Dinh province", 2020.
- [8]. Consultancy and technical investment of foundation works. D600mm concrete pile static compression test results, The project "Housing project in Nhon Binh commune, Quy Nhon city, Binh Dinh province", 2020.
- [9]. X. Zhou, G. Fang, A Study of PHC Pipe Pile Vertical Ultimate Bearing Capacity Calculation Method and its Numerical Simulation Analysis, MATEC Web of Conferences, 22 (2015) 04024. <https://doi.org/10.1051/mateconf/20152204024>
- [10]. L. Prekop, Verification of the Vertical Bearing Capacity of a Reinforced Concrete Pile, Procedia Engineering, 190 (2017) 536-539. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.05.376>
- [11]. K. Rui et al., Field test on Ultimate bearing capacity of Composite Pile made up of Jet-mixing Cement and PHC Pile with Core Concrete. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering, 392 (2018) 022010. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/392/2/022010>
- [12]. B. H. Fellenius, Basics of foundation design, a text book. Revised Electronic Ed., 2017.