

NGHIÊN CỨU CÁC GIẢI PHÁP NỀN MÓNG HỢP LÝ CHO KHU ĐÔ THỊ MỚI BẾN LỨC

Study on optimal foundation solutions for a new urban area in Ben Luc District

Nguyễn Bình Nhi¹ và Nguyễn Thanh Nguyên²

¹Học viên cao học Trường Đại học Kinh tế Công nghiệp Long An, Tây Ninh, Việt Nam
binhnhi29091999@gmail.com

²Trường Đại học Kinh tế Công nghiệp Long An, Tây Ninh, Việt Nam
ntnguyen.lan@gmail.com

Tóm tắt — Nghiên cứu này phân tích và so sánh các phương án thiết kế nền móng cho một công trình xây dựng tại khu đô thị mới Bến Lức, tỉnh Tây Ninh – nơi có địa tầng đặc trưng là đất yếu, sét mềm với sức kháng cắt thấp và độ cố kết nhỏ. Thông qua phân tích sức chịu tải tối ưu, khả năng thi công và chi phí đầu tư, bốn phương án móng gồm cọc ly tâm ứng suất trước D400, D500 và cọc khoan nhồi D800, D1000 đã được đánh giá toàn diện. Kết quả cho thấy phương án sử dụng cọc ly tâm D500 có số lượng cọc hợp lý, đảm bảo sức chịu tải và tiết kiệm chi phí vật liệu nhất. Trong khi đó, phương án cọc D400 gặp nhiều bất lợi do số lượng cọc quá lớn, gây khó khăn cho thi công và tăng chi phí đài móng. Cọc khoan nhồi D800 tuy không tối ưu hoàn toàn về sức chịu tải nhưng có tiềm năng ứng dụng khi cần giảm số lượng cọc trong điều kiện thi công hạn chế. Phương án D1000 chỉ phù hợp với công trình có tải trọng rất lớn do chi phí cao và thi công phức tạp. Nghiên cứu cũng đề xuất chiều sâu đặt mũi cọc hợp lý (40D–45D đối với cọc ly tâm, 40D–50D đối với cọc khoan nhồi), đồng thời nhấn mạnh tầm quan trọng của thiết kế linh hoạt theo từng vị trí tải trọng và địa tầng thực tế.

Từ khóa — Nền móng, đất yếu, cọc ly tâm, cọc khoan nhồi, sức chịu tải.

Abstract — This study analyzes and compares foundation design alternatives for a construction project located in the new urban area of Ben Luc, Tay Ninh Province, where the subsurface is characterized by weak soil conditions, specifically soft clay with low shear strength and low consolidation capacity. Through comprehensive evaluations of ultimate bearing capacity, constructability, and investment cost, four foundation options were assessed: prestressed spun concrete piles D400 and D500, and bored piles D800 and D1000. The results indicate that the D500 spun pile option offers a reasonable number of piles, ensures sufficient bearing capacity, and is the most cost-effective in terms of material usage. In contrast, the D400 pile option poses several disadvantages due to the excessive number of piles required, which complicates construction and increases pile cap costs. Although the D800 bored pile is not fully optimal in terms of bearing capacity, it shows potential in situations where reducing the number of piles is necessary under constrained construction conditions. The D1000 bored pile option is only suitable for structures with very large loads due to its high cost and complex construction process. The study also proposes reasonable pile tip embedment depths (40D–45D for spun piles and 40D–50D for bored piles), and emphasizes the importance of flexible design based on specific load positions and actual subsurface conditions.

Keywords — Foundation, weak soil, centrifugal piles, bored piles, bearing capacity.

1. Giới thiệu

Trong quá trình phát triển kinh tế - xã hội, xã Bến Lức, tỉnh Tây Ninh đang trở thành một khu vực phát triển năng động nhờ vào vị trí địa lý chiến lược, nằm giáp ranh Thành phố Hồ Chí Minh và là cửa ngõ của vùng Đồng bằng sông Cửu Long. Với sự gia tăng mạnh mẽ về dân số cơ học và nhu cầu xây dựng các công trình dân dụng, công nghiệp và hạ tầng kỹ thuật, yêu cầu về giải pháp nền móng ổn định, kinh tế và phù hợp với điều kiện địa chất địa phương trở nên cấp thiết hơn bao giờ hết.

Tuy nhiên, khu vực Bến Lức có đặc điểm địa chất không thuận lợi, điển hình là lớp đất yếu tồn tại với chiều dày lớn, sức kháng cắt thấp, hệ số nén lún cao và tốc độ cố kết chậm. Thực tế đã ghi nhận nhiều công trình xây dựng trong khu vực bị lún lệch, nứt kết cấu hoặc phải xử lý nền phức tạp, làm tăng chi phí và kéo dài thời gian thi công.

Trong bối cảnh đó, việc nghiên cứu, tổng hợp và đề xuất các giải pháp nền móng hợp lý, có khả năng áp dụng linh hoạt theo từng điều kiện công trình cụ thể tại xã Bến Lức là yêu cầu bức thiết,

<https://doi.org/10.63783/dla.2026.013>

Ngày nộp bài: 28/07/2025; Ngày nhận bản chỉnh sửa: 22/02/2026; Ngày duyệt đăng: 25/03/2026

không chỉ mang ý nghĩa kỹ thuật mà còn có tính thực tiễn cao trong công tác xây dựng.

2. Tổng quan

Cọc khoan nhồi và cọc ly tâm ứng suất trước (PHC) là hai giải pháp móng sâu được ứng dụng rộng rãi trong xây dựng dân dụng và hạ tầng tại Việt Nam và quốc tế, đặc biệt trong điều kiện nền đất yếu. Chương này trình bày tổng quan các nghiên cứu trong và ngoài nước liên quan đến khả năng chịu tải, ứng xử cơ học và ứng dụng thực tiễn của hai loại cọc trên.

Đối với cọc ly tâm ứng suất trước, nhiều nghiên cứu như Kou et al. (2018), Yang et al. (2015), Ren et al. (2021, 2022, 2023) và Ahmed et al. (2024) đã chứng minh hiệu quả chịu tải cao, khả năng chống động đất và ứng xử tốt trong nền đất yếu nhờ cấp ứng suất trước và cấu trúc rỗng. Các mô hình thí nghiệm thực tế kết hợp với mô phỏng bằng phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) cho thấy cọc PHC và PSRC có khả năng làm việc tốt hơn cọc truyền thống trong điều kiện động, đồng thời khẳng định FEM là công cụ hiệu quả trong mô hình hóa kết cấu phức tạp.

Với cọc khoan nhồi, các nghiên cứu trong nước (Trung và Tuấn, 2022; Thắng, 2023) và quốc tế (Zheng et al., 2023; Bai et al., 2025; Dai et al., 2012) đã tập trung khảo sát sức chịu tải, ảnh hưởng địa chất, cũng như hiệu quả gia cố sau thi công. Các kết quả cho thấy việc áp dụng công nghệ cảm biến sợi quang và phương pháp FEM cho phép tối ưu hóa thiết kế, kiểm chứng mô hình và nâng cao độ tin cậy trong điều kiện địa chất phức tạp. Đặc biệt, các mô hình FEM (Salem et al., 2024; Shalabi et al., 2023; Budek và Benzoni, 2009) tái hiện sát thực nghiệm, giúp phân tích tương tác nhóm cọc – đài móng và ứng xử uốn – cắt dưới tải trọng động.

Song song đó, các phương pháp học máy như ANN và các thuật toán tối ưu (Nguyen et al., 2024) đã mở ra hướng tiếp cận mới trong dự đoán ứng xử móng thông qua dữ liệu thực nghiệm, cho thấy hiệu quả cao trong điều kiện đất yếu đô thị.

Tổng quan nghiên cứu trước cho thấy xu hướng nghiên cứu hiện nay là kết hợp giữa thực nghiệm hiện trường, mô hình số (FEM) và học máy nhằm nâng cao hiệu quả thiết kế – thi công móng sâu trong các điều kiện địa chất phức tạp. Cọc khoan nhồi D800 – D1000 và cọc PHC A400 – A500 là các cấu kiện được sử dụng phổ biến tại Việt Nam. Nghiên cứu này lựa chọn các loại cọc trên để khảo sát, đánh giá hiệu quả trong điều kiện đặc thù của khu vực Bến Lức – nơi có nền đất yếu và đang phát triển mạnh về hạ tầng.

3. Cơ sở lý thuyết

3.1. Tiêu chuẩn thiết kế móng cọc – TCVN 10304:2014

Tiêu chuẩn TCVN 10304:2014 quy định phương pháp xác định sức chịu tải và độ lún của móng cọc, đảm bảo thiết kế an toàn và phù hợp điều kiện địa chất đặc thù. Sức chịu tải cực hạn ($R_{c,u}$) được xác định theo cường độ đất nền hoặc chỉ tiêu sức kháng cắt SPT, với công thức riêng cho đất dính và đất rời. Trong đất dính, cường độ ma sát thân và sức kháng mũi cọc được tính qua hệ số α và $N'c$; trong khi ở đất rời sử dụng các hệ số k , δ , $N'q$ cùng giới hạn chiều sâu ảnh hưởng Z_L . Ngoài ra, sức chịu tải thiết kế ($R_{c,d}$) được hiệu chỉnh với hệ số tin cậy γ_k phụ thuộc số lượng cọc và loại móng. Độ lún cọc đơn được xác định bằng phương pháp kinh nghiệm (Vesic, 1977) có xét đến các yếu tố hình học và vật liệu.

3.2. Phương pháp phần tử hữu hạn (FEM)

Phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) là công cụ số hiện đại để giải bài toán cơ học nền móng phức tạp, cho phép mô phỏng ứng xử của công trình dưới tác động tải trọng và điều kiện đất nền không đồng đều. Phương pháp này chia miền nghiên cứu thành các phần tử nhỏ, thiết lập ma trận độ cứng $[K]$, vecto chuyển vị $\{q\}$ và tải trọng $\{P\}$, từ đó giải hệ phương trình tổng thể để thu được kết quả về chuyển vị, ứng suất, biến dạng trong kết cấu.

3.3. Ứng dụng phần mềm SAFE trong phân tích đài móng

Phần mềm SAFE là công cụ chuyên dụng cho phân tích đài móng và móng bè theo FEM, cho phép mô hình hóa tương tác giữa cột, nền đàn hồi và bê tông cốt thép. SAFE tích hợp tính năng chia lưới phần tử tự động, gán mô đun đàn hồi nền đất theo vùng, tính chuyển vị – nội lực – biến dạng, và thiết kế cốt thép theo tiêu chuẩn ACI, Eurocode, TCVN. Đặc biệt, SAFE liên kết trực tiếp với ETABS giúp nhập nội lực từ mô hình kết cấu, nâng cao hiệu quả và độ chính xác. Nhờ đó, phần mềm này hỗ trợ tốt việc tối ưu kích thước đài, kiểm soát lún lệch cột và giảm chi phí đầu tư trong các dự án xây dựng trên nền đất yếu như tại Bến Lức.

4. Phân tích phương án móng phù hợp với địa chất khu vực Bến Lức

4.1. Giới thiệu hồ sơ địa chất

4.1.1. Tổng quan khảo sát địa chất:

Dự án Khu đô thị mới Vàm Cỏ Đông – Southgate được triển khai tại xã Bến Lức, tỉnh Tây Ninh. Nhằm phục vụ cho công tác thiết kế nền móng, đơn vị tư vấn đã tiến hành khảo sát địa chất

với quy mô 06 hố khoan, ký hiệu từ ST5-1 đến ST5-6. Việc khoan thăm dò được bố trí hợp lý trên toàn bộ khu vực dự án nhằm xác định rõ đặc điểm địa chất, phân bố các lớp đất yếu và lớp đất tốt, từ đó làm cơ sở lựa chọn phương án móng hợp lý và đảm bảo an toàn công trình.

4.1.2. Kết quả khảo sát địa chất:

Qua khảo sát, khu vực có địa tầng phức tạp, gồm các lớp đất yếu như bùn sét mềm, bùn hữu cơ và sét mềm. Dưới các lớp đất yếu là lớp sét cứng và cát pha có khả năng chịu tải tốt.

Bảng 1. Mô tả các lớp đất điển hình

Lớp đất	Mô tả	Độ sâu trung bình (m)	Đặc điểm kỹ thuật
L1	Bùn sét mềm, xám đen, trạng thái dẻo mềm	0 – 3	Chứa hữu cơ, độ ẩm cao
L2	Sét mềm đến dẻo mềm, xám nâu	3 – 10	SPT thấp, dễ cố kết chậm
L3	Bùn hữu cơ đen, trạng thái yếu	10 – 15	Khả năng chịu tải thấp, dễ lún
L4	Sét dẻo cứng, xám vàng nhạt	15 – 25	SPT > 20, nền chịu tải tốt
L5	Cát hạt nhỏ, cát pha	> 25	Có thể là lớp nền đặt mũi cọc

4.1.3. Đặc điểm địa chất ảnh hưởng đến thiết kế móng:

Kết quả khảo sát địa chất cho thấy nền đất khu vực dự án có lớp đất yếu kéo dài đến độ sâu khoảng 25 m, chủ yếu là bùn sét mềm và bùn hữu cơ, với chỉ số xuyên tiêu chuẩn (SPT) thấp, hệ số cố kết nhỏ và khả năng lún thứ cấp lớn. Các lớp đất yếu phân bố không đồng đều, xen kẽ nhiều lớp móng, làm tăng nguy cơ lún lệch nếu sử dụng móng nông hoặc xử lý nền không triệt để. Mực nước ngầm cao quanh năm gây khó khăn cho thi công móng bè và móng băng. Tuy nhiên, từ độ sâu 25 m trở xuống xuất hiện lớp sét cứng và cát pha có SPT > 20, đủ khả năng chịu tải, thích hợp để đặt mũi cọc. Do đó, địa chất khu vực không phù hợp với móng nông, mà yêu cầu sử dụng móng sâu với chiều dài cọc lớn nhằm đảm bảo an toàn và ổn định công trình.

Trên cơ sở đó, nghiên cứu đề xuất và lựa chọn bốn phương án móng sâu phổ biến để phân tích, so sánh và đánh giá hiệu quả kỹ thuật – kinh tế, bao gồm: cọc ly tâm ứng suất trước D400, cọc ly tâm ứng suất trước D500, cọc khoan nhồi D800, cọc khoan nhồi D1000.

4.2. Sức chịu tải vật liệu cọc

Sức chịu tải vật liệu cọc khoan nhồi

$$P_{vl} = \varphi \times (R_{sc} \times A_s + \gamma_{cb} \times \gamma'_{cb} \times R_b \times A_{bt})$$

Sức chịu tải vật liệu của cọc ly tâm ứng suất trước thường được tính toán theo hướng dẫn của tiêu chuẩn TCVN 7888:2014. Tuy nhiên, trong thực tế, loại cọc này thường không tự sản xuất tại công trường, mà đặt hàng từ công ty sản xuất với quy trình kiểm soát chất lượng chặt chẽ. Vì vậy, nghiên cứu này không đi sâu vào tính toán sức chịu tải vật liệu chi tiết, mà tham khảo số liệu từ Catalogue của công ty Phan Vũ để phục vụ đánh giá và lựa chọn phương án móng hợp lý.

4.2.1. Phương án cọc ly tâm ứng suất trước D400:

Chọn loại cọc PHC-A400 (tên cọc: PHC, loại cọc: A, đường kính ngoài: 400mm)

Sức chịu tải vật liệu dài hạn: $P_{vl,dh} = 148$ tấn (= 1451.9 kN)

Sức chịu tải vật liệu ngắn hạn: $P_{vl,nh} = 296$ tấn (= 2903.8 kN)

4.2.2. Phương án cọc ly tâm ứng suất trước D500:

Chọn loại cọc PHC-A500 (tên cọc: PHC, loại cọc: A, đường kính ngoài: 500mm)

Sức chịu tải vật liệu dài hạn: $P_{vl,dh} = 229$ tấn (= 2246.5 kN)

Sức chịu tải vật liệu ngắn hạn: $P_{vl,nh} = 458$ tấn (= 4493.0 kN)

4.2.3. Phương án cọc khoan nhồi D800:

Kết quả sức chịu tải theo vật liệu

$$P_{vl} = \varphi \times (R_{sc} \times A_s + \gamma_{cb} \times \gamma'_{cb} \times R_b \times A_{bt}) = 6122.2 \text{ kN}$$

Các thông số thành phần được tính toán trình bày như bảng dưới đây:

Bảng 2. Thông số thành phần được tính toán

Thông số cọc khoan nhồi		
Đường kính cọc d =	800	(mm)
Diện tích mặt cắt ngang cọc $A_b =$	0.50	(m ²)
Tải ngang $A_s > [0.4\%-0.65\%]A_b =$	0.0033	(m ²)
Nén dọc $A_s > [0.2\%-0.4\%]A_b =$	0.0020	(m ²)
Chọn Ø thép trong cọc =	18	(mm)
Chọn SL thép trong cọc =	12	Thanh

Diện tích cốt thép $A_s =$	0.0031	(m^2)
Hàm lượng cốt thép $\mu =$	0.61	(%)
Diện tích bê tông của cọc $A_{bt} =$	0.4996	(m^2)
Chọn \emptyset thép đai trong cọc $=$	8	(mm)
Chọn khoảng cách đai $=$	200	(mm)
Thông số vật liệu cọc		
Thông số bê tông:	B30	
Thông số cốt thép dọc:	CB400-V	
Thông số cốt thép đai:	CB300-T	
Hệ số ảnh hưởng sức chịu tải vật liệu		
Hệ số γ_{cb} (Mục 7.1.9-TCVN 5574) $=$	0.85	
Hệ số γ'_{cb} (Mục 7.1.9-TCVN 5574) $=$	0.7	
Hệ số uốn dọc $\varphi =$	1	

4.2.4. Phương án cọc khoan nhồi D1000:

Kết quả sức chịu tải theo vật liệu

$$P_{vl} = \varphi \times (R_{sc} \times A_s + \gamma_{cb} \times \gamma'_{cb} \times R_b \times A_{bt}) = 9882.3 \text{ kN}$$

Các thông số thành phần được tính toán trình bày như Bảng 3 dưới đây:

Bảng 3. Thông số thành phần được tính toán

Thông số cọc khoan nhồi		
Đường kính cọc $d =$	1000	(mm)
Diện tích mặt cắt ngang cọc $A_b =$	0.79	(m^2)
Tải ngang $A_s > [0.4\%-0.65\%]A_b =$	0.0051	(m^2)
Nén dọc $A_s > [0.2\%-0.4\%]A_b =$	0.0031	(m^2)
Chọn \emptyset thép trong cọc $=$	22	(mm)
Chọn SL thép trong cọc $=$	15	(thanh)
Diện tích cốt thép $A_s =$	0.0057	(m^2)
Hàm lượng cốt thép $\mu =$	0.73	(%)
Diện tích bê tông của cọc $A_{bt} =$	0.7797	(m^2)
Chọn \emptyset thép đai trong cọc $=$	8	(mm)
Chọn khoảng cách đai $=$	200	(mm)
Thông số vật liệu cọc		
Thông số bê tông:	B30	
Thông số cốt thép dọc:	CB400-V	
Thông số cốt thép đai:	CB300-T	
Hệ số ảnh hưởng sức chịu tải vật liệu		

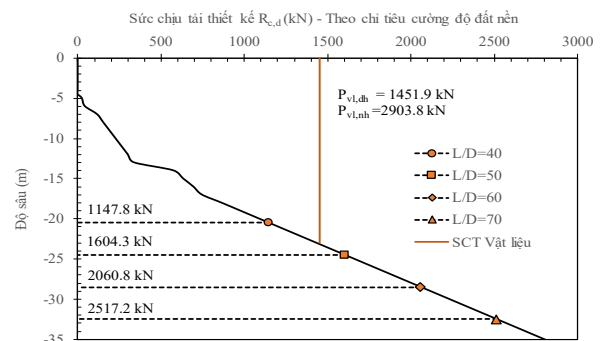
Hệ số γ_{cb} (Mục 7.1.9-TCVN 5574) $=$	0.85	
Hệ số γ'_{cb} (Mục 7.1.9-TCVN 5574) $=$	0.7	
Hệ số uốn dọc $\varphi =$	1	

4.3. Sức chịu tải thiết kế tối ưu

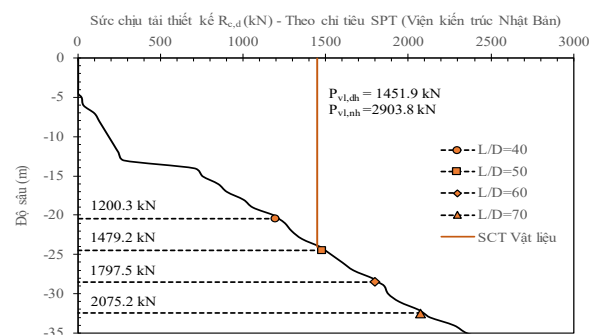
Sức chịu tải thiết kế trình bày phần này được lấy cho trường hợp đài móng có từ 1 đến 5 cọc. Sức chịu tải thiết kế này được bố trí cho toàn bộ mặt bằng cọc, nhằm đảm bảo an toàn và tính đồng nhất khi xác định phương án nền móng tối ưu nhất.

4.3.1. Phương án cọc ly tâm ứng suất trước D400:

Kết quả tính toán sức chịu tải thiết kế theo TCVN 10304:2014. Đối với 2 phương án tiếp cận khi tính toán SCT thiết kế cọc là theo cường độ đất nền và theo chỉ tiêu SPT cho thấy kết quả xu hướng SCT tương đối giống nhau. Sức chịu tải tính toán theo chỉ tiêu SPT sẽ nhỏ hơn cường độ đất nền khi độ sâu mũi cọc $\geq 21m$ nên kết quả nhận xét trong nghiên cứu này sẽ tập trung vào chỉ tiêu SPT, thực hiện tính toán theo chỉ tiêu cường độ đất nền nhằm tham chiếu kết quả và đánh giá xu hướng chung cho SCT cọc theo độ sâu.



Hình 1. Sức chịu tải thiết kế theo độ sâu (CDDN)



Hình 2. Sức chịu tải thiết kế theo độ sâu (SPT-NB)

Phương án cọc ly tâm ứng suất trước D400 có độ sâu mũi cọc không vượt quá lớp đất 4 và không đi qua lớp đất yếu nào, nên SCT thiết kế cọc có xu hướng tăng dần theo chiều sâu. Tuy nhiên đối với địa chất Bến Lức đang khảo sát, để tối ưu hóa sức

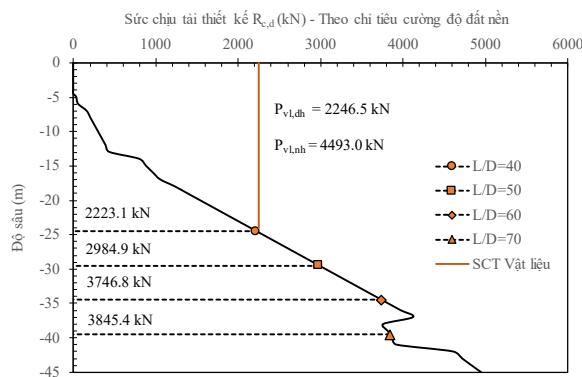
chịu tải thì cọc nên được thiết kế ở khoảng độ mảnh (L/D) từ 40 đến 50 nhằm huy động sức chịu tải thiết kế khoảng 120 tấn đến 148 tấn. Mức độ sức chịu tải thiết kế này cũng sẽ phù hợp với sức chịu tải vật liệu dài hạn ($P_{v,đh} = 145$ tấn).

4.3.2. Phương án cọc ly tâm ứng suất trước D500:

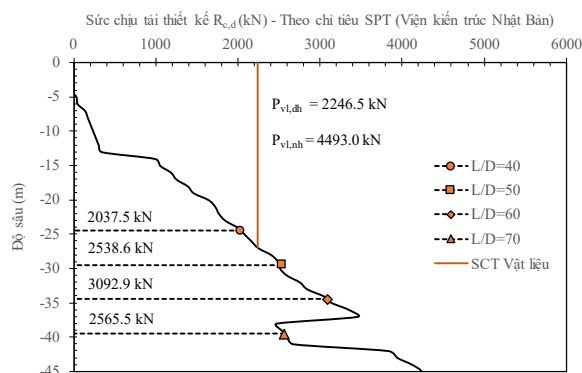
Kết quả tính toán sức chịu tải thiết kế theo TCVN 10304:2014.

Sức chịu tải tăng đều khi mức độ mảnh (L/D) từ 40 đến 60, nhưng khi $L = 70D$ thì sức chịu tải thiết kế cọc bị giảm đột ngột. Nguyên nhân là khi $L = 70D$ mũi cọc đặt vào lớp đất 5: Sét dẻo cao, lẫn ít cát là lớp đất dính, sức kháng mũi cọc giảm đáng kể khi so với lớp đất rời như lớp 4 và lớp 6 liền kề. Không nên chọn vị trí mũi cọc tại lớp đất 5.

Để tối ưu hóa sức chịu tải thì cọc nên được thiết kế ở khoảng độ mảnh (L/D) từ 40 đến 45 nhằm huy động sức chịu tải thiết kế hơn 200 tấn mà vẫn thỏa mãn khả năng chịu tải theo vật liệu cọc ($P_{v,đh} = 225$ tấn).



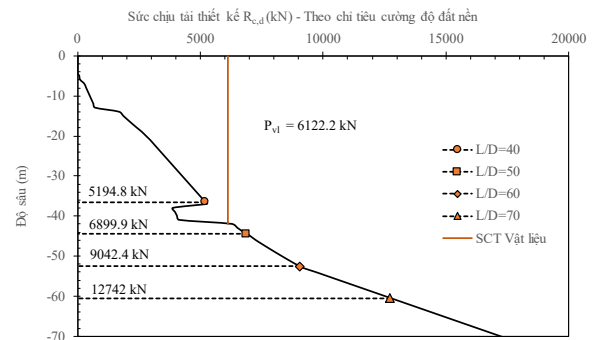
Hình 3. Sức chịu tải thiết kế theo độ sâu (CĐĐN)



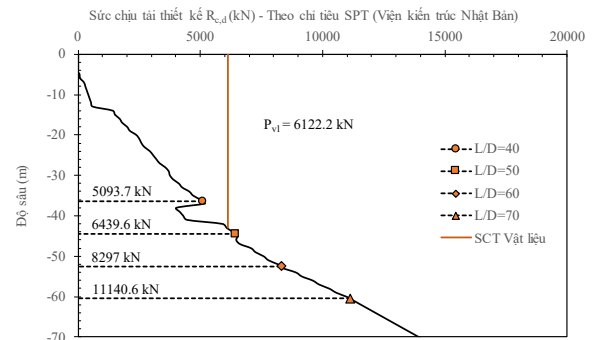
Hình 4. Sức chịu tải thiết kế theo độ sâu (SPT-NB)

4.3.3. Phương án cọc khoan nhồi D800:

Tính toán sức chịu tải thiết kế theo TCVN 10304:2014. Phương án cọc khoan nhồi D800, sức chịu tải thiết kế cọc tăng đều, có sự giảm mạnh khi mũi cọc đặt vào lớp đất số 5.



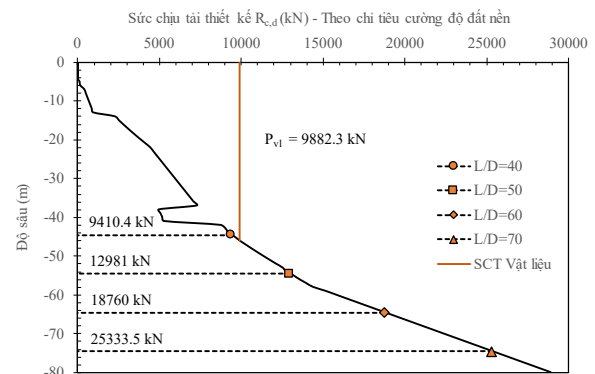
Hình 5. Sức chịu tải thiết kế theo độ sâu (CĐĐN)



Hình 6. Sức chịu tải thiết kế theo độ sâu (SPT-NB)

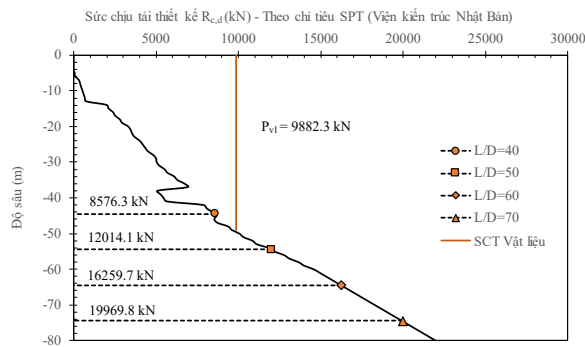
Để tối ưu hóa sức chịu tải thì cọc nên được thiết kế ở khoảng độ mảnh (L/D) từ 40 đến 50 nhằm huy động sức chịu tải thiết kế từ 500 tấn đến 600 tấn. Mức SCT này cũng thỏa mãn khả năng chịu tải theo vật liệu cọc ($P_{vl} = 610$ tấn). Phương án này cần cẩn thận hơn trong thiết kế bởi vì khoảng độ mảnh từ 40 đến 50 cũng bao gồm cả trường hợp mũi cọc đặt vào lớp đất 5 (Lớp đất xấu theo đánh giá trước đó).

4.3.4. Phương án cọc khoan nhồi D1000:



Hình 7. Sức chịu tải thiết kế theo độ sâu (CĐĐN)

Tính toán sức chịu tải thiết kế theo TCVN 10304:2014. Phương án cọc khoan nhồi D1000, sức chịu tải thiết kế cọc tăng đều, có sự giảm mạnh khi mũi cọc đặt vào lớp đất số 5. Để tối ưu hóa sức chịu tải thì cọc nên được thiết kế ở khoảng độ mảnh (L/D) từ 40 đến 45 nhằm huy động sức chịu tải thiết kế hơn 941 tấn. Mức SCT này cũng thỏa mãn khả năng chịu tải theo vật liệu cọc ($P_{vl} = 988$ tấn).



Hình 8. Sức chịu tải thiết kế theo độ sâu (SPT-NB)

4.4. Áp dụng cho công trình thực tế

4.4.1. Giới thiệu sơ bộ về quy mô công trình:

Chung cư An Phú là công trình dân dụng cấp II, cao 15 tầng nổi và 1 tầng hầm, với tổng chiều cao 52,7 m, diện tích tầng hầm 1479 m² và diện tích tầng điển hình khoảng 903 m². Công trình sử dụng hệ kết cấu khung bê tông cốt thép toàn khối kết hợp dầm, cột và hệ vách lõi thang nhằm đảm bảo ổn định chịu lực theo cả phương đứng và phương ngang. Trong nghiên cứu, phần mềm ETABS được dùng để phân tích nội lực kết cấu thân công trình, làm cơ sở thiết kế hệ móng phù hợp với đặc điểm địa chất tại khu vực Bến Lức, Tây Ninh.

4.4.2. Kết quả phương án cọc ly tâm ứng suất trước D400:

Sức chịu tải thiết kế tối ưu

Sức chịu tải thiết kế: $R_{c,d} = 1443.4 \text{ kN} \leq P_{vl,dh} = 1451.9 \text{ kN}$: Thỏa

Tải đóng, ép cọc tối thiểu: $P_{ép,min} = (1.1 - 1.2) \times R_{c,d}$

→ $P_{ép,min} = 1700 \text{ kN} \geq R_{c,d}$: Thỏa

Tải đóng, ép cọc tối đa: $P_{ép,max} = (1.6 - 2.0) \times R_{c,d}$

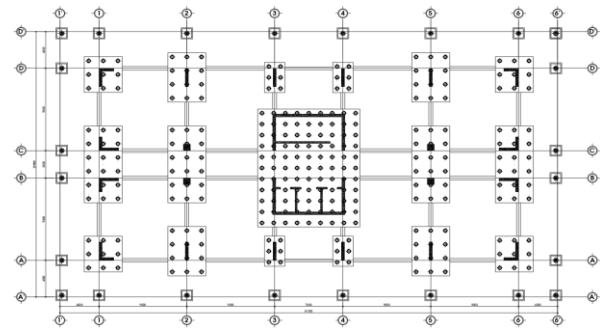
→ $P_{ép,max} = 2000 \text{ kN} \leq P_{vl,nh} = 2903.8 \text{ kN}$: Thỏa

Nhận xét: Kết quả sức chịu tải từ phương án là phù hợp và tối ưu, với $R_{c,d} = 99.4\% P_{vl,dh}$

Mặt bằng bố trí cọc: Kết quả mặt bằng bố trí cọc được trình bày là kết quả cuối cùng của phương án sau khi thực hiện nhiều lần lặp và hiệu chỉnh mặt bằng cọc. Số lượng cọc được sơ bộ ban đầu theo công thức $n = k \times \frac{N_{tt}}{R_{c,d}}$ với $k = (1.2 \sim 1.4)$

Mô phỏng phần tử hữu hạn bằng phần mềm SAFE. Mô phỏng với quan điểm quy ước cọc làm

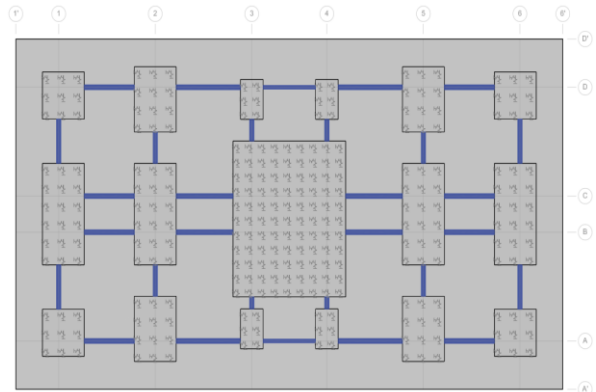
việc bằng lò xo với độ cứng $k = \frac{R_{c,d}}{s}$ (kN/mm) với s được xác định theo công thức kinh nghiệm Vesic (1997) do TCVN 10304:2014.



Hình 9. Mặt bằng bố trí cọc phương án CLT400

Bảng 4. Tổng hợp kết quả tính toán độ cứng lò xo phương án CLT400

Vesic (1997)		
N_{tc}	63846.35	kN
Số cọc	90	cọc
$N_{tc} =$	709.40	kN
$d_p =$	0.4	m
$L_p =$	19.5	m
$A_p =$	0.126	m ²
$E_b =$	39500	Mpa
$s =$	0.01	m
$R_{c,d} =$	1443.424	kN
$k_{lx} =$	212.7	kN/mm



Hình 10. Mô phỏng phương án CLT400 trong phần mềm SAFE

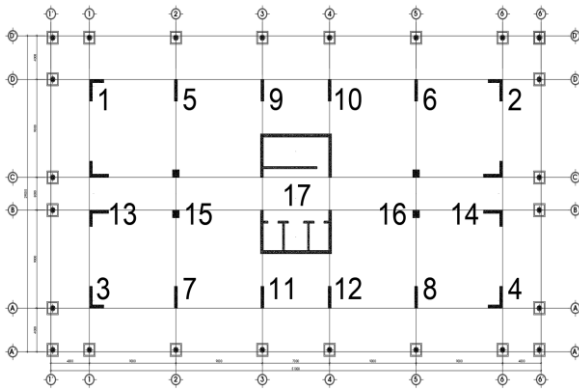
Kết quả kiểm tra tối ưu sức chịu tải cọc đơn:

Bảng 5. Kết quả kiểm tra sức chịu tải cọc đơn phương án CLT400

STT	Phân lực đầu cọc tối đa kN	$R_{c,d}$ kN	Chênh lệch %
1	1414.34	1443.424	97.99
2	1428.63	1443.424	98.98
3	1383.42	1443.424	95.84

STT	Phản lực đầu cọc tối đa kN	$R_{c,d}$ kN	Chênh lệch %
4	1422.89	1443.424	98.58
5	1270.31	1443.424	88.01
6	1260.42	1443.424	87.32
7	1255.06	1443.424	86.95
8	1276.49	1443.424	88.43
9	1383.6	1443.424	95.86
10	1410.31	1443.424	97.71
11	1372.51	1443.424	95.09
12	1385.65	1443.424	96.00
13	1373.03	1443.424	95.12
14	1364.58	1443.424	94.54
15	1404.53	1443.424	97.31
16	1400.37	1443.424	97.02
17	1271.78	1443.424	88.11

Số thứ tự cọc tương ứng được trình bày ở Hình 11 dưới đây:



Hình 11. Mặt bằng trình bày số thứ tự cọc

Phương án cọc ly tâm ứng suất trước D400 được bố trí tối ưu hoàn toàn về sức chịu tải cọc đơn. Cụ thể hơn, chênh lệch giữa phản lực đầu cọc tối đa trong đài so với sức chịu tải thiết kế cọc đều nhỏ hơn 100% (tức không có cọc nào không thỏa phản lực đầu cọc) và đều lớn hơn 80% (tức thiết kế đang tối ưu gần như toàn bộ sức chịu tải của cọc).

4.4.3. Kết quả phương án cọc ly tâm ứng suất trước D500:

Kết quả kiểm tra tối ưu sức chịu tải cọc đơn:

Bảng 6. Kết quả kiểm tra sức chịu tải cọc đơn phương án CLT500

STT	Phản lực đầu cọc tối đa kN	$R_{c,d}$ kN	Chênh lệch %
1	2084.26	2229.14	93.50
2	2105.39	2229.14	94.45
3	2039.05	2229.14	91.47

STT	Phản lực đầu cọc tối đa kN	$R_{c,d}$ kN	Chênh lệch %
4	2098.06	2229.14	94.12
5	1874.58	2229.14	84.09
6	1853.49	2229.14	83.15
7	1853.5	2229.14	83.15
8	1877.94	2229.14	84.24
9	2066.86	2229.14	92.72
10	2100.13	2229.14	94.21
11	2013.92	2229.14	90.35
12	2027.69	2229.14	90.96
13	1927.31	2229.14	86.46
14	1917.41	2229.14	86.02
15	1956.28	2229.14	87.76
16	1949.57	2229.14	87.46
17	1870.5	2229.14	83.91

Phương án cọc ly tâm ứng suất trước D500 được bố trí tối ưu hoàn toàn về sức chịu tải cọc đơn. Cụ thể hơn, chênh lệch giữa phản lực đầu cọc tối đa trong đài so với sức chịu tải thiết kế cọc đều nhỏ hơn 100% (tức không có cọc nào không thỏa phản lực đầu cọc) và đều lớn hơn 80% (tức thiết kế đang tối ưu gần như toàn bộ sức chịu tải của cọc).

4.4.4. Kết quả phương án cọc khoan nhồi D800:

Kết quả kiểm tra tối ưu sức chịu tải cọc đơn:

Bảng 7. Kết quả kiểm tra sức chịu tải cọc đơn phương án CKN800

STT	Phản lực đầu cọc tối đa kN	$R_{c,d}$ kN	Chênh lệch %
1	5713.63	5977.15	96
2	5782.87	5977.15	97
3	5597.29	5977.15	94
4	5780.47	5977.15	97
5	4872.8	5977.15	82
6	4795.95	5977.15	80
7	4810.98	5977.15	80
8	4837.64	5977.15	81
9	4519.73	5977.15	76
10	4540.76	5977.15	76
11	4164.79	5977.15	70
12	4162.47	5977.15	70
13	5572.89	5977.15	93
14	5540.26	5977.15	93
15	5656.15	5977.15	95
16	5628.22	5977.15	94

STT	Phản lực đầu cọc tối đa kN	R _{c,d} kN	Chênh lệch %
17	5040.09	5977.15	84

Phương án cọc khoan nhồi D800 được bố trí tối ưu hoàn toàn về sức chịu tải cọc đơn. Cụ thể hơn, chênh lệch giữa phản lực đầu cọc tối đa trong đài so với sức chịu tải thiết kế cọc đều nhỏ hơn 100% (tức không có cọc nào không thỏa phản lực đầu cọc) và phần lớn các vị trí đều lớn hơn 80% (tức thiết kế đang tối ưu gần như toàn bộ sức chịu tải của cọc).

Vị trí đài cọc 9, 10, 11, 12; kết quả sức chịu tải cọc đơn không đạt được tối ưu yêu cầu ($P_{c,max} \geq 80\% R_{c,d}$). Nguyên nhân là sức chịu tải thiết kế cọc khoan nhồi D800 là 5977.15kN là quá lớn so với vị trí đài cọc 9, 10, 11, 12. Đưa ra phương án xây dựng thực tế, các vị trí này nên hiệu chỉnh riêng một kích thước cọc khác để đạt được kết quả tối ưu hơn.

4.4.5. Kết quả phương án cọc khoan nhồi D1000:

Kết quả kiểm tra tối ưu sức chịu tải cọc đơn:

Bảng 8. Kết quả kiểm tra sức chịu tải cọc đơn phương án CKN1000

STT	Phản lực đầu cọc tối đa kN	R _{c,d} kN	Chênh lệch %
1	6011.35	8795.46	68.3
2	6090.61	8795.46	69.2
3	5889.29	8795.46	67.0
4	6083.61	8795.46	69.2
5	7370.36	8795.46	83.8
6	7333.92	8795.46	83.4
7	7315.51	8795.46	83.2
8	7472.99	8795.46	85.0
9	8635.98	8795.46	98.2
10	8710.11	8795.46	99.0
11	8179.49	8795.46	93.0
12	8198.13	8795.46	93.2
13	7266.25	8795.46	82.6
14	7220.27	8795.46	82.1
15	7630.6	8795.46	86.8
16	7654.63	8795.46	87.0
17	8316.67	8795.46	94.6

Phương án cọc khoan nhồi D1000 được bố trí tối ưu hoàn toàn về sức chịu tải cọc đơn. Cụ thể hơn, chênh lệch giữa phản lực đầu cọc tối đa trong đài so với sức chịu tải thiết kế cọc đều nhỏ hơn 100% (tức không có cọc nào không thỏa phản lực đầu cọc) và phần lớn các vị trí đều lớn hơn 80% (tức thiết kế đang tối ưu gần như toàn bộ sức chịu tải của cọc).

Vị trí đài cọc 1, 2, 3, 4; kết quả sức chịu tải cọc đơn không đạt được tối ưu yêu cầu ($P_{c,max} \geq 80\% R_{c,d}$). Nguyên nhân là sức chịu tải thiết kế cọc khoan nhồi D1000 là 8795.46kN là quá lớn so với vị trí đài cọc 1, 2, 3, 4. Đưa ra phương án xây dựng thực tế, các vị trí này nên hiệu chỉnh riêng một kích thước cọc khác để đạt được kết quả tối ưu hơn.

4.5. So sánh hiệu quả các phương án nền móng đã đề xuất

4.5.1. Yếu tố kinh tế:

Bảng 9. Tổng hợp chi phí cho toàn bộ các phương án

Chi phí cho từng phương án (triệu đồng)				
Phương án	CLT 400	CLT 500	CKN 800	CKN 1000
đài	1263.70	1121.91	977.91	959.19
cọc	2226.42	2343.13	2489.28	3098.68
tổng	3490.12	3465.04	3467.19	4057.87

4.5.2. Yếu tố thi công:

Phương án cọc khoan nhồi có ưu điểm nổi bật là ít gây rung động, hạn chế ảnh hưởng đến các công trình lân cận và dễ dàng xuyên qua các tầng đất cứng, lớp cát dày. Tuy nhiên, giải pháp này yêu cầu thiết bị thi công phức tạp, mặt bằng thi công rộng và đòi hỏi kỹ thuật cũng như kinh nghiệm cao của kỹ sư phụ trách.

Phương án cọc ly tâm ứng suất trước có ưu điểm thi công đơn giản, nhanh chóng và dễ kiểm tra chất lượng cọc, đồng thời có khả năng chịu uốn cao nhờ thép chế tạo sẵn bên trong. Tuy vậy, nhược điểm của loại cọc này là gây rung động, ảnh hưởng đến công trình xung quanh, khó khăn khi ép qua các tầng đất cứng có chỉ số SPT lớn, dễ hư hỏng trong vận chuyển và lắp đặt.

4.5.3. Yếu tố kỹ thuật:

Phương án cọc khoan nhồi có ưu điểm là chế tạo trực tiếp tại hiện trường, cho phép chủ động điều chỉnh chiều dài và độ sâu mũi cọc phù hợp với địa chất thực tế, đồng thời đảm bảo tính liên khối nhờ bê tông được đổ liên tục từ đáy hố khoan lên. Tuy nhiên, phương án này có hạn chế là ma sát bên thân cọc giảm so với cọc đóng và cọc ép, cùng với rủi ro thất thoát bê tông hoặc sập thành hố khoan trong quá trình thi công, làm ảnh hưởng chất lượng cọc.

Phương án cọc ly tâm ứng suất trước có ưu thế về chất lượng ổn định nhờ sản xuất và bảo dưỡng trong nhà máy, giúp tăng khả năng chống nứt, chống thấm và chống ăn mòn, nâng cao độ tin cậy và tuổi thọ cọc. Tuy nhiên, hạn chế đáng kể là việc sử dụng khớp nối giữa các đoạn cọc gây khó khăn trong truyền lực đúng tâm, cùng với giới hạn chiều

dài cọc do số lượng mũi nổi không nhiều, làm giảm tính linh hoạt khi thi công ở nền đất yếu dày.

4.6. Nhận xét

Từ kết quả phân tích sức chịu tải tối ưu và thiết kế nền móng cho công trình tại khu vực Bến Lức, mỗi phương án móng đều thể hiện những ưu nhược điểm nhất định. Đối với cọc ly tâm ứng suất trước D400, dù tối ưu sức chịu tải nhưng số lượng cọc lớn (90 cọc tại vị trí lõi thang), gây khó khăn khi thi công, đồng thời làm tăng đáng kể chi phí vật liệu và kích thước đài móng. Phương án cọc ly tâm ứng suất trước D500 cũng đạt tối ưu về sức chịu tải, nhưng vượt trội hơn khi giảm đáng kể số lượng cọc và tiết kiệm chi phí nhất trong số các phương án được xem xét.

Phương án cọc khoan nhồi D800 mặc dù không tối ưu hoàn toàn sức chịu tải cọc do một số vị trí có tải trọng nhỏ, nhưng có ưu điểm là số lượng cọc ít, chi phí cũng không quá cao so với phương án tiết kiệm nhất (cọc ly tâm D500). Riêng phương án cọc khoan nhồi D1000 có sức chịu tải quá lớn dẫn đến không tối ưu tại nhiều vị trí, đồng thời chi phí vật liệu cao nhất trong tất cả các phương án được đề xuất. Như vậy, cọc ly tâm ứng suất trước D500 được đánh giá là phương án phù hợp nhất với công trình nghiên cứu tại Bến Lức, Tây Ninh nhờ số lượng cọc hợp lý và hiệu quả về mặt chi phí. Trong trường hợp số lượng cọc ly tâm quá lớn dẫn đến khó khăn thi công, cọc khoan nhồi D800 có thể được xem xét như một giải pháp thay thế tiềm năng.

5. Kết luận

Thông qua quá trình khảo sát và phân tích địa chất công trình tại khu vực xã Bến Lức, tỉnh Tây Ninh, nghiên cứu đã xác định rõ đặc điểm địa tầng với sự xuất hiện phổ biến của lớp đất yếu có sức kháng cắt thấp, độ sệt cao và hệ số cố kết nhỏ. Điều này gây nhiều bất lợi trong thiết kế và thi công nền móng, đặc biệt là hiện tượng lún lớn và kéo dài theo thời gian, ảnh hưởng đến độ ổn định và độ bền của công trình.

Từ cơ sở lý thuyết và khảo sát thực tế, nghiên cứu đã phân tích các giải pháp xử lý nền phổ biến như: cọc cát đầm chặt, cọc xi măng đất, cọc bê tông ly tâm ứng suất trước và thay đất cục bộ. Mỗi giải pháp đều được đánh giá trên các khía cạnh về khả năng chịu tải, hiệu quả kiểm soát lún, mức độ phức tạp khi thi công và chi phí đầu tư. Kết quả cho thấy, tùy vào quy mô và tính chất công trình, từng giải pháp có thể được áp dụng linh hoạt.

Đối với khu vực có địa chất yếu như Bến Lức, giải pháp sử dụng cọc bê tông ly tâm ứng suất trước D500 được xác định là phù hợp và hiệu quả cho các công trình quy mô vừa và lớn. Vị trí mũi cọc nên được bố trí ở độ sâu tương đương 40D đến 45D để tận dụng tốt khả năng làm việc của cọc và đảm bảo hiệu quả kinh tế. Trong trường hợp công trình có tải trọng lớn vượt khả năng chịu tải của cọc D500, phương án cọc khoan nhồi D800 là lựa chọn thay thế hợp lý, với khuyến nghị đặt mũi cọc ở độ sâu từ 40D đến 50D nhằm đạt hiệu quả ổn định lâu dài. Đặc biệt, tại những khu vực có địa tầng phức tạp với các lớp cát và sét xen kẽ, cần tránh bố trí mũi cọc trong lớp sét yếu, vì sẽ làm giảm hiệu quả chịu tải và gây lãng phí vật liệu. Thay vào đó, nên ưu tiên thiết kế mũi cọc xuyên qua hoặc nằm trong lớp cát chặt để tăng cường sức kháng và độ ổn định cho nền móng công trình.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] *Nền móng - Thiết kế theo trạng thái giới hạn*, TCVN 10304:2014, Bộ Khoa học và Công nghệ, 2014.
- [2] *Cọc khoan nhồi - Thi công và nghiệm thu*, TCVN 9393:2012, Bộ Xây dựng, 2012.
- [3] *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế*, TCVN 5574:2018, Bộ Xây dựng, 2018.
- [4] N. B. Ké, *Cơ học đất và nền móng*. Hà Nội, Việt Nam: Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, 2003.
- [5] N. V. Quảng, *Nền móng công trình - Phân tích và thiết kế*. Hà Nội, Việt Nam: Nhà xuất bản Xây dựng, 2015.
- [6] P. V. Hội, *Thiết kế móng cọc - Lý thuyết và thực hành*. Hà Nội, Việt Nam: Trường Đại học Giao thông Vận tải, 2011.
- [7] N. H. Dũng và T. Q. Bình, “Phân tích phương án móng cọc trong nền đất yếu vùng đồng bằng sông Cửu Long,” *Tạp chí Khoa học Kỹ thuật Xây dựng*, Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng (IBST), 2021.
- [8] L. V. Hùng và N. Đ. Tài, “Ứng dụng cọc ly tâm ứng suất trước trong xây dựng công trình dân dụng ở khu vực đất yếu,” *Tạp chí Xây dựng Việt Nam*, 2022.
- [9] Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng (IBST), “Báo cáo khảo sát địa chất công trình khu đô thị Bến Lức, tỉnh Long An,” 2020.
- [10] J. E. Bowles, *Foundation Analysis and Design*, 5th ed. New York, NY, USA: McGraw-Hill, 1997.
- [11] B. M. Das, *Principles of Foundation Engineering*, 7th ed. Stamford, CT, USA: Cengage Learning, 2011.
- [12] H. G. Poulos and E. H. Davis, *Pile Foundation Analysis and Design*. New York, NY, USA: John Wiley & Sons, 1980.