

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

BỘ XÂY DỰNG

TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG MIỀN TÂY

TRẦN QUỐC HUY

**NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ CỦA MÓNG CỌC CHỊU TÁC ĐỘNG
ĐỘNG ĐẤT TRONG ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT TỈNH ĐỒNG THÁP**

**TÓM TẮT
ĐỀ ÁN TỐT NGHIỆP THẠC SĨ KỸ THUẬT XÂY DỰNG**

Vĩnh Long – 2025

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

BỘ XÂY DỰNG

TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG MIỀN TÂY

TRẦN QUỐC HUY

**NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ CỦA MÓNG CỌC CHỊU TÁC ĐỘNG
ĐỘNG ĐẤT TRONG ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT TỈNH ĐỒNG THÁP**

Chuyên ngành: KỸ THUẬT XÂY DỰNG

Mã số: 8.58.02.01

**TÓM TẮT
ĐỀ ÁN TỐT NGHIỆP THẠC SĨ**

NGƯỜI HƯỚNG DẪN KHOA HỌC:

1. TS. LÊ BẢO QUỐC

2. TS. NGUYỄN TUẤN PHƯƠNG

Vĩnh Long – 2025

MỞ ĐẦU

1. Lý do lựa chọn đề tài

Đồng bằng sông Cửu Long có địa hình trũng thấp với hệ thống kênh rạch chằng chịt, đất nền chủ yếu được bồi đắp bởi phù sa, lớp đất yếu được phân bố khá dày. Tỉnh Đồng Tháp địa hình được hình thành chủ yếu từ sự phân hóa của sông Mê Kông, từ hệ thống sông ngòi, mạch nước phức tạp. Nền đất chủ yếu là đất sét mềm, bùn, than bùn,... có khả năng chịu tải thấp và dễ bị lún. Trường hợp khi chịu tác động của tải trọng động như động đất, động đất kích thích,... gây hóa lỏng nền đất sẽ gia tăng biến dạng nền, hư hỏng kết cấu công trình.

Động đất là hiện tượng dao động của vỏ Trái Đất phát sinh từ sự giải phóng năng lượng tích tụ tại các đứt gãy địa chất, có khả năng sinh ra sóng địa chấn với biên độ và tần số biến đổi theo không gian và thời gian. Ở Việt Nam, mặc dù không nằm trong Vành đai Lửa Thái Bình Dương – khu vực có hoạt động địa chấn mạnh mẽ nhất thế giới, nhưng trên vẫn tồn tại nhiều hệ thống đứt gãy có hoạt động địa chất phức tạp, điển hình như các đứt gãy Lai Châu–Điện Biên, Sơn La, Sông Hồng và Sông Cả, Sông Mã... Sự tồn tại và hoạt động của các đứt gãy này có thể gây ra các trận động đất kích thích hoặc kiến tạo với mức độ dao động nền từ yếu đến mạnh, đủ để ảnh hưởng tới an toàn của công trình và tính mạng con người.

Đa phần các trận động đất ở Việt Nam có độ lớn dưới mức 5 nên thường ít gây ra rủi ro thiên tai. Tuy nhiên, điều này không có nghĩa là trong tương lai sẽ không có các rủi ro từ động đất. Thiên tai là điều khó nói trước và với động đất, rất khó dự báo chính xác thời điểm xảy ra. Vì thế, việc thiết kế kháng chấn, cũng như đánh giá sức chịu tải của kết cấu móng, như hiệu ứng nhóm khi chịu tác động của tải trọng động cho các công trình xây dựng ở Việt Nam nói chung, tỉnh Đồng Tháp nói riêng cần được quan tâm nhằm đảm bảo sự an toàn cao nhất cho công trình và tính mạng người dân. Yêu cầu kỹ sư thiết kế quan tâm các vấn đề như tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn, dữ liệu động đất; mô hình, phương pháp tính toán thực sự cần thiết nghiên cứu đánh giá xây dựng phương pháp phù hợp thiết kế móng do động đất xảy ra. Vì vậy đề án “**Nghiên cứu ứng xử của móng cọc chịu tác động động đất trong điều kiện địa chất tỉnh Đồng Tháp**” là vấn đề có ý nghĩa khoa học, mang tính thời sự và thực tiễn.

2. Mục tiêu nghiên cứu

Mục tiêu của đề án là nghiên cứu phân tích ứng xử cọc, nhóm cọc chịu tác động của động đất trong tính toán móng cọc trên nền đất yếu ở Đồng Tháp.

3. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu

- *Đối tượng nghiên cứu:* Ứng xử của móng cọc trong nền đất yếu ở Đồng Tháp khi chịu tác động do động đất gây ra.

- *Phạm vi nghiên cứu của đề tài:* Tập trung vào nghiên cứu cơ sở lý thuyết để tính toán

móng cọc và kết hợp sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn để mô phỏng móng cọc chịu tải trọng động đất trong nền đất yếu ở Đồng Tháp.

4. Phương pháp nghiên cứu

Phương pháp nghiên cứu của đề án tốt nghiệp là nghiên cứu cơ sở lý thuyết để tính toán móng cọc chịu tải trọng động.

Mô phỏng bài toán, sử dụng phương pháp giải tích, phương pháp phần tử hữu hạn, phương pháp mô hình tính toán móng cọc chịu tải trọng động đất.

Phân tích, so sánh các kết quả tính toán đánh giá và nhận xét.

5. Ý nghĩa khoa học và thực tiễn của đề tài

- *Ý nghĩa khoa học của đề tài:* giúp có thêm cách nhìn tổng quát về khả năng ứng xử móng cọc và tính toán móng cọc chịu tác động động đất theo miền thời gian sử dụng gia tốc nhân tạo với điều kiện ở Đồng Tháp.

- *Ý nghĩa thực tiễn của đề tài:* Kết quả nghiên cứu có thể giúp các đơn vị tư vấn thiết kế có phương án thiết kế móng cọc hiệu quả kinh tế, tính ổn định cao khi xây dựng các công trình dân dụng và công nghiệp ở Đồng Tháp.

6. Kết cấu đề án

Với những mục tiêu và phương pháp nêu trên. Nội dung đề án được trình bày gồm phần mở đầu, phần kết luận và kiến nghị, và 3 chương, nội dung cụ thể từng chương như sau:

Phần mở đầu: trình bày lý do chọn đề tài, mục tiêu, đối tượng và phạm vi, phương pháp, ý nghĩa khoa học và thực tiễn của đề tài.

Chương 1: Tổng quan tính toán móng cọc chịu tác động động đất trong nền đất yếu. Tổng quan các quan điểm tính toán móng cọc, các tiêu chí đánh giá độ mạnh và đặc trưng của động đất; tổng quan về các nghiên cứu móng cọc thế giới và trong nước nghiên cứu.

Chương 2: Cơ sở lý thuyết và tính toán móng cọc chịu tác động động đất. Trình bày các đặc trưng của đất nền, dạng sóng lan truyền trong môi trường nền đất yếu và cơ sở lý thuyết, phương pháp tính toán móng cọc chịu tải trọng động đất.

Chương 3: Mô phỏng, phân tích tính toán móng cọc chịu tác động của động đất. Gồm các nội dung chính: trình bày kết quả tính toán bằng giải tích và kết quả tính toán sử dụng phần mềm Plaxis 3D.

Phần kết luận, kiến nghị: Trình bày những kết quả của đề án tốt nghiệp và các đề xuất của vấn đề nghiên cứu của đề tài.

CHƯƠNG 1 TỔNG QUAN TÍNH TOÁN MÓNG CỌC CHỊU TÁC ĐỘNG ĐỘNG ĐẤT TRONG NỀN ĐẤT YẾU

1.1. Tổng quan các quan điểm thiết kế móng cọc chịu tác động động đất

1.1.1. Tính toán cọc theo phương pháp giải tích

1.1.2. Tính toán cọc và nền làm việc đồng thời

1.2. Khái niệm động đất và tác động, thiệt hại do động đất

1.2.1. Động đất và nguồn gốc

1.2.2. Những tác động và mức độ thiệt hại do động đất

1.2.2.1. Mức độ thiệt hại do động đất.

1.2.2.2. Ảnh hưởng của động đất đến kết cấu công trình.

1.2.2.3. Những tác động của động đất đối với công trình nhà

1.2.2.4. Tiêu chí đánh giá độ mạnh của động đất theo thang cường độ của thế giới

a. Thang cường độ động đất ở Châu Âu.

b. Thang JMA, Nhật bản

c. Thang cường độ động đất MSK – 64

1.2.2.5. Tiêu chí đánh giá sức mạnh của động đất theo thang độ lớn của thế giới

a. Thang độ lớn của động đất theo thang Richter (1935)

b. Các thang độ lớn động đất khác

- **Thang độ lớn sóng mặt được xác định theo biểu thức:**

1.3. Tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn của các nước và Việt Nam

1.4. Tiêu chí đánh giá môi trường nền đất yếu

1.5. Các kết quả đạt được của các công trình nghiên cứu đã công bố.

1.5.1. Tình hình nghiên cứu ngoài nước

* Blaney và cộng sự (1976)

* Kuhlemeyer (1979)

* Trochanis và cộng sự (1988)

* Mô hình 3D phần tử hữu hạn của Wu, Finn và cộng sự (1997)

* Ứng dụng vào thí nghiệm máy ly tâm (Gohl, 1991)

* Brown, O'Neill và các cộng sự (2001)

1.5.2. Tình hình nghiên cứu trong nước

* Trần Thị Mỹ Thành (2007)

* Đinh văn Thuật (2012)

* Lê Bảo Quốc (2016)

1.6. Phương pháp tính toán móng cọc chịu tác động động đất

1.6.1. Phương pháp giải tích

1.6.2. Phương pháp phân tử hữu hạn

1.7. Nhận xét

Các nghiên cứu đều chỉ ra rằng công trình xây dựng, đặc biệt là những công trình ngầm hoặc có nền cọc có nguy cơ cao khi chịu tải trọng động đất. Rủi ro này không chỉ đến từ tải trọng động mà còn do sự tương tác phức tạp giữa kết cấu, móng cọc và nền đất. Các hiện tượng như dao động nhanh, biến dạng phi tuyến, hiện tượng trượt và khe hở tại mặt tiếp xúc đất – cọc đều góp phần làm tăng nguy cơ hư hỏng hoặc sụp đổ của công trình.

Các đại lượng đặc trưng của động đất được trình bày trong các bài toán tính toán đặc trưng ngẫu nhiên cho thấy địa chất của Đồng Tháp có những lệch khác so với địa chất khu vực Miền Trung và Miền Bắc như: Phổ phản ứng đàn hồi và giá trị đỉnh gia tốc nền, Các thông số giảm chấn và độ cứng của nền đất, từ đó có thể đưa ra những điều chỉnh trong thiết kế công trình nhằm giảm bớt những quyết định thiếu tin cậy trong điều kiện thông tin địa chất còn hạn chế.

Việc nắm bắt được sự khác biệt về đặc trưng động đất giữa Đồng Tháp và các vùng khác giúp các kỹ sư:

Điều chỉnh các yếu tố thiết kế (như giản đồ gia tốc nền, hệ số giảm chấn, độ cứng của nền) một cách phù hợp với điều kiện địa chất thực tế.

Giảm thiểu sự bất định khi đưa ra quyết định thiết kế trong bối cảnh thiếu thông tin địa chất đầy đủ.

Nâng cao tính an toàn và hiệu quả của công trình xây dựng, đặc biệt là đối với các công trình ngầm và móng cọc.

CHƯƠNG 2 CƠ SỞ LÝ THUYẾT VÀ TÍNH TOÁN MÓNG CỌC CHỊU TÁC ĐỘNG ĐỘNG ĐẤT

2.1. Các đặc trưng của đất nền

2.1.1. Các mô hình nền của đất nền

2.1.1.1. Mô hình đàn hồi tuyến tính

- Mô hình nền Winkler.
- Mô hình nền hỗn hợp.

2.1.2. Mô hình đàn hồi phi tuyến

- Mô hình đàn dẻo lý tưởng.
- Mô hình sử dụng hệ số độ cứng động của nền

2.1.3. Các đặc trưng động của đất nền

2.1.3.1. Cường độ, biến dạng của đất nền chịu tác động tải trọng động

2.1.3.2. Sự hoá lỏng của đất cát và đất cát mịn bão hoà nước

2.1.3.3. Các tham số động của nền khi tính toán nền đất chịu tác động động đất

2.2. Các dạng sóng lan truyền trong môi trường đất nền

2.2.1. Sóng nén (Sóng ứng suất nén, sóng P)

2.2.2. Sóng cắt (Sóng S)

2.2.3. Sóng mặt (Sóng Rayleigh)

2.2.4. Sóng Love (Sóng L)

2.3. Mô hình về tương tác giữa cọc và đất nền xung quanh cọc

2.4. Tính toán tương tác giữa cọc và đất nền theo giải tích

2.4.1. Tính toán sức chịu tải của cọc đơn theo cơ lý (cọc ma sát)

Sức chịu tải theo chỉ tiêu cơ lý (sức chịu tải trọng nén R_{cu}) của cọc được xác định theo công thức:

$$R_{c,u} = \gamma_c (\gamma_{cq} q_b A_b + u \sum \gamma_{cf} f_{li}) \quad (0.1)$$

2.4.2. Tính toán sức chịu tải của cọc đơn theo cường độ của đất nền

Sức chịu tải theo cường độ của đất nền (sức chịu tải trọng nén R_{cu}) của cọc được xác định theo công thức:

$$R_{c,u}^2 = Q_b + Q_f = q_b A_b + u \sum f_i l_i \quad (0.2)$$

2.4.3. Tính toán sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)

Theo công thức của Viện kiến trúc Nhật Bản (1988)

Sức chịu tải của cọc theo thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) được tính theo mục G.3.2, phụ lục G, TCVN 10304 – 2014.

$$R^3_{c,u} = q_b \cdot A_b + u \sum (f_{c,i} \cdot l_{c,i} + f_{s,i} \cdot l_{s,i})$$

2.4.4. Tính toán sức chịu tải của cọc đơn theo Plaxis

Từ kết quả tính toán từ phần mềm ta xuất được biểu đồ mối quan hệ giữa tải trọng tác dụng lên đầu cọc (P) và chuyển vị (S) của cọc, từ đó xác định sức chịu tải giới hạn của cọc. Trường hợp, Biểu đồ không có điểm gãy rõ ràng nên lấy chuyển vị giới hạn theo Bảng E.1-TCVN 9393-2012.

$$S_{gh} = 10\%D \quad (0.3)$$

2.5. Tính toán tương tác giữa cọc và đất nền theo phương pháp số

2.5.1. Lịch sử hình thành Plaxis 3D

2.5.2. Các mô hình vật liệu trong tính toán phương pháp số

- a. Mô hình đàn hồi tuyến tính
- b. Mô hình nền Hardening Soil
- c. Mô hình nền Mohr – Coulomb (MC)

2.6. Ứng dụng tạo giả giản đồ gia tốc nền cho khu vực nghiên cứu

Trình tự hiệu chỉnh được xác định như sau:

Bước 1. Xác định miền chu kỳ hiệu chỉnh

Bước 2. Lựa chọn và hiệu chỉnh giản đồ gia tốc

2.7. Mô hình bài toán cọc chịu tác động động đất

2.7.1. Mô hình cọc

2.7.2. Mô hình phần tử tiếp xúc

2.8. Nhận xét

Trong chương, trình bày xây dựng cơ sở lý thuyết phục vụ cho việc tính toán và mô phỏng ứng xử động của móng cọc trong điều kiện nền đất yếu chịu tác động của động đất; đây một bài toán phức tạp trong lĩnh vực địa kỹ thuật và động lực công trình. Trình bày đa dạng các mô hình nền đất, từ mô hình tuyến tính (Winkler), mô hình hỗn hợp đến mô hình đàn dẻo lý tưởng Mohr–Coulomb, giúp phản ánh rõ ràng đặc trưng phi tuyến và đa hướng của

đất nền khi làm việc thực tế. Việc phân tích và so sánh các mô hình nền là rất cần thiết trong bối cảnh thiết kế móng chịu tải trọng động, bởi phản ứng cơ học của đất đóng vai trò chi phối trong sự lan truyền sóng và phân bố ứng suất – biến dạng dọc theo chiều sâu cọc.

Bên cạnh đó, tác giả đã luận giải kỹ lưỡng về các dạng sóng địa chấn (P, S, Rayleigh, Love) và cơ chế truyền tải năng lượng động đất qua môi trường đất nền, cũng như đặc điểm động lực học nền đất – yếu tố ảnh hưởng trực tiếp đến phản ứng động của móng cọc.

Trình bày sự kết hợp giữa hai hướng tiếp cận: giải tích và phương pháp số. Phương pháp giải tích được triển khai với cơ sở rõ ràng, từ mô hình dầm trên nền đàn hồi đến phương pháp sai phân hữu hạn, cho phép tính toán chuyển vị, moment và ứng suất trên toàn bộ chiều dài cọc. Trong khi đó, phương pháp phần tử hữu hạn với phần mềm Plaxis 3D được giới thiệu như một công cụ mô phỏng mạnh, có khả năng xét đến tính phi tuyến của vật liệu, điều kiện biên phức tạp và đặc biệt là tương tác đất – cọc trong miền thời gian.

Tóm lại, chương 2 được xây dựng trình bày cơ sở lý thuyết, học thuật và định hướng rõ ràng cho các nội dung mô phỏng trong chương sau, là nền tảng quan trọng góp phần đảm bảo độ tin cậy và tính khả thi cho đề án nghiên cứu.

CHƯƠNG 3 MÔ PHỎNG, PHÂN TÍCH TÍNH TOÁN MÓNG CỌC CHỊU TÁC ĐỘNG CỦA ĐỘNG ĐẤT

3.1. Giới thiệu công trình nghiên cứu

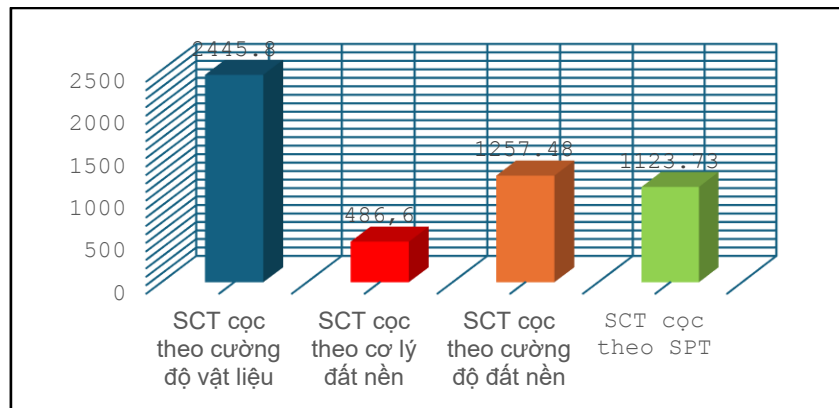
3.1.1. Giới thiệu công năng và kiến trúc

3.1.2. Đặc điểm địa chất công trình

3.2. Kết quả tính toán bằng phương pháp giải tích

Bảng 3.2. Bảng giá trị Sức chịu tải cọc theo các chỉ tiêu.

PP xác định SCT cọc	SCT (kN)
SCT cọc theo cường độ vật liệu	2.445,8
SCT cọc theo cơ lý đất nền	486,6
SCT cọc theo cường độ đất nền	1.257,48
SCT cọc theo SPT	1.123,73



Hình 3.5. Sức chịu tải cọc theo phương pháp giải tích

3.2.1. Kết quả tính toán móng cọc làm việc nhóm

Kiểm tra sự làm việc của cọc trong nhóm theo biểu thức sau:

$$Q_{nhom} = \eta \times n_c \times R_{tk}$$

$$\text{Hệ số nhóm: } \eta = 1 - \theta \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 \times n_1 \times n_2} \right] \text{ với } \theta = \arctg \frac{d}{s} \text{ (deg)}$$

$$\text{Sức chịu tải của nhóm cọc: } Q_{nhom} = \eta \times n_c \times R_{tk} > \sum N^{tt}$$

$$Q_{nhom} = 0,738 \times 9 \times 486,6 = 3.231,98 \text{ kN}$$

3.3. Phương pháp phần tử hữu hạn (Plaxis 3D)

3.3.1. Tạo giản đồ gia tốc nhân tạo cho tỉnh Đồng Tháp

3.3.2. Mô hình bằng phần mềm Plaxis 3D

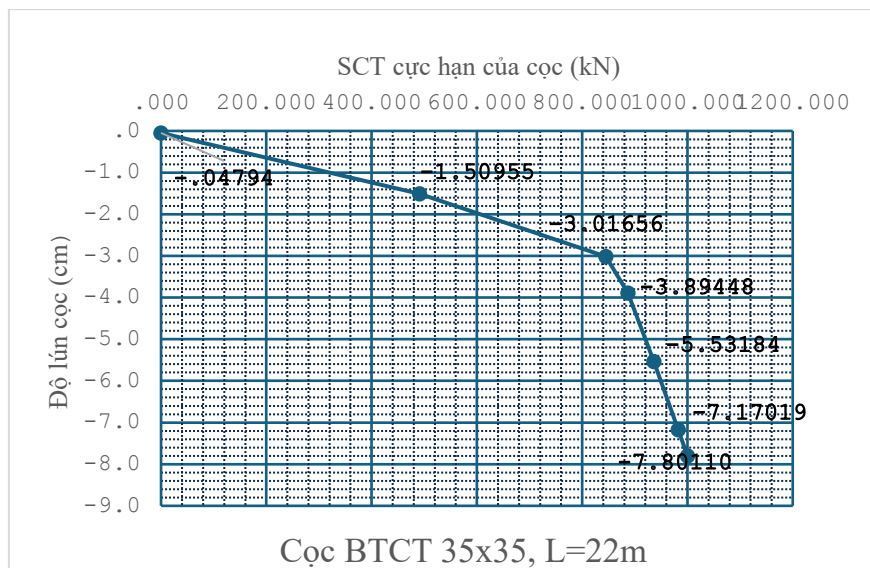
Bảng 3.3. Bảng tổng hợp số liệu đầu vào trong mô phỏng

Vật liệu	Độ sâu (m)	Mô hình	γ (kN/m ³)	Ứng xử	E' (kN/m ²)	Hệ số Poisson v	c (kPa)	ϕ (độ)
A. Sét màu xám vàng, dẻo mềm	0 – 1,2							
Lớp 1: Sét pha. Xám nâu, xám đen trạng thái dẻo chảy;	1,2 - 11	MC	17,5	Undrained	2248,3	0,3	10,3	4,95
Lớp 2A: Cát nhỏ, xám đen - xám nâu kết cấu kém chặt;	11 - 21	MC	18,4	Drained	11779,2	0,3	4,1	25,53
Lớp 2B: Cát pha, xám đen, xám nâu, trạng thái dẻo;	21 - 33	MC	18,2	Drained	11632	0,3	11,4	17,9
Lớp 3A: Sét – sét pha, nâu xám trạng thái dẻo mềm;	33 – 41,4	MC	17,6	Undrained	5409,9	0,3	14,9	8,22
Lớp 3B: Sét – sét pha, nâu đốm trắng trạng thái dẻo cứng – nửa cứng;	41,4 - 47	MC	20,3	Undrained	8268,4	0,3	40	15
Lớp 4: Cát trung, nâu, nâu vàng kết cấu chặt vừa – chặt;	47 - 70	MC	20,1	Drained	13690,3	0,3	3,3	30,4
5. Cọc BTCT		LEM	25	Nonporous	3×10^7	0,15		

3.4. Kết quả tính toán bằng phần mềm Plaxis 3D

3.4.1. Kết quả tính toán cọc đơn

a. Sức chịu tải của cọc đơn chịu tác dụng tĩnh tải.



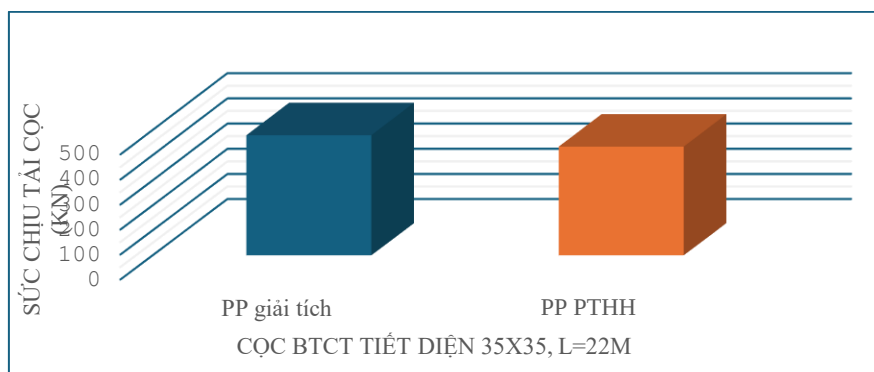
Hình 3.14. Mối tương quan sức chịu tải và độ lún cọc.

Sức chịu tải cho phép được tính theo công thức:

$$Q_{cp} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{868}{2} = 434 \text{ kN}$$

Bảng 3.4. Kết quả SCT cọc đơn theo giải tích và phương pháp số

L _{btct} (m)	Cạnh cọc (cm)	SCT của cọc (kN)		Tỷ lệ (%)
		PP giải tích	PP phần tử hữu hạn	
22	35x35	486,6	434	12,12



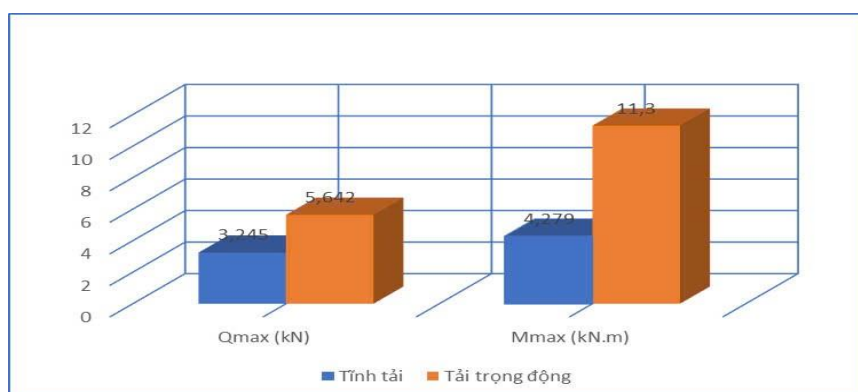
Hình 3.15.. Khả năng chịu tải của cọc BTCT 35x35, L=22m

Nhận xét: sức chịu tải của cọc theo được tính toán bằng phương pháp giải tích lớn hơn so với phương pháp số và có sai số 10% cho thấy có tính tương đồng.

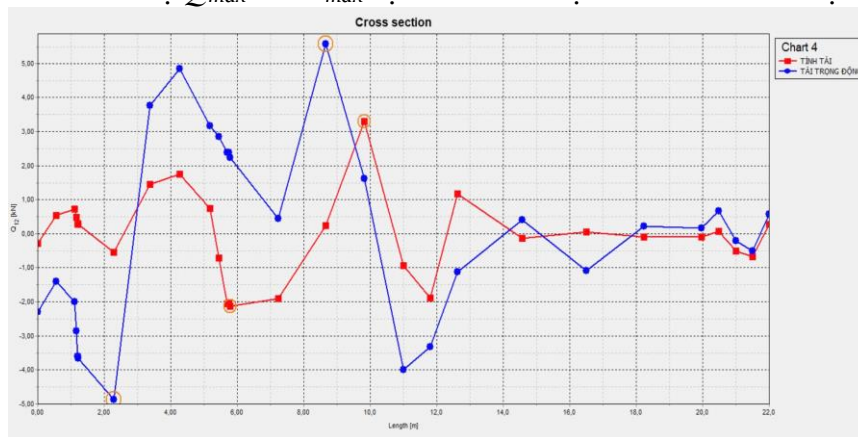
b. Kết quả nội lực phân bố theo chiều sâu cọc

Bảng 3.5. Bảng giá trị Q_{max} và M_{max} cọc đơn khi chịu tĩnh tải và tải trọng động

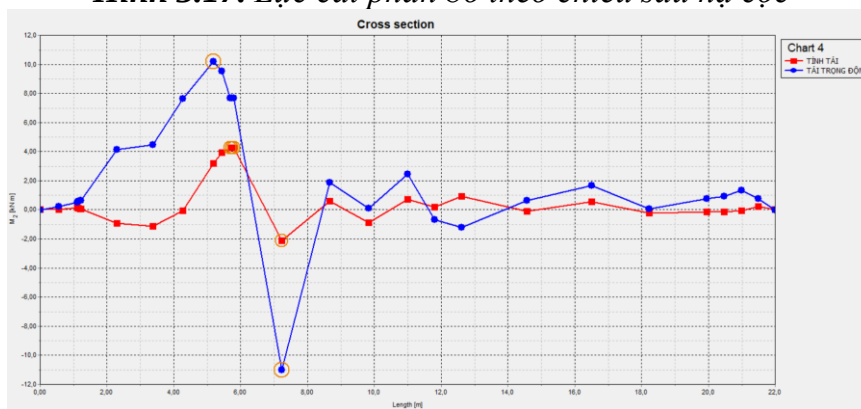
Dạng tải trọng	Q_{max} (kN)	M_{max} (kN.m)
Tĩnh tải	3,25	4,28
Tải trọng động	5,64	11,31
Sai số	42,48 (%)	62,13 (%)



Hình 3.16. Giá trị $Q_{\max}$ và $M_{\max}$ cọc đơn khi chịu tĩnh tải và tải trọng động



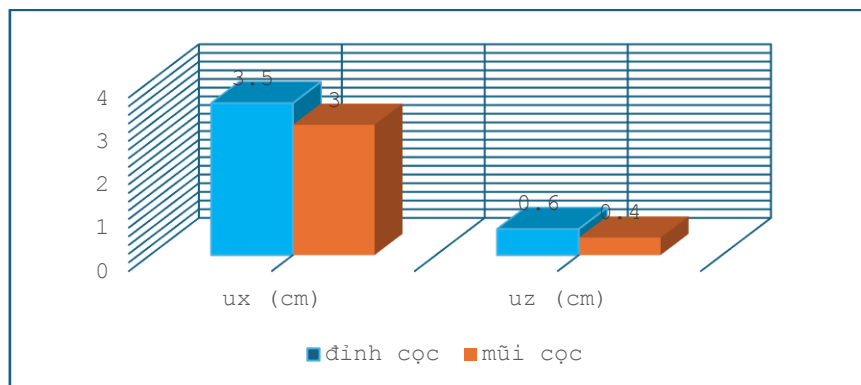
Hình 3.17. Lực cắt phân bố theo chiều sâu hạ cọc



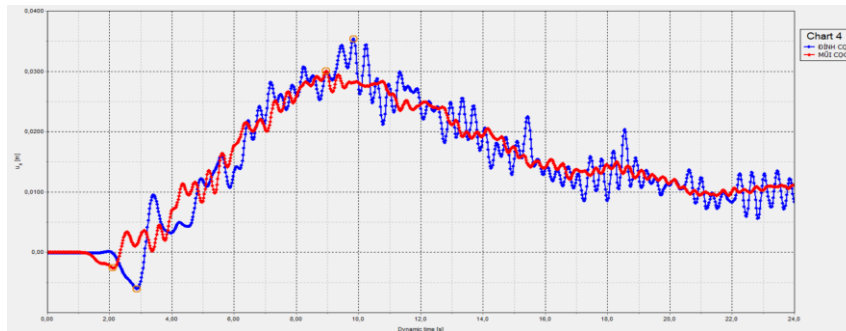
Hình 3.18. Mô men phân bố theo chiều sâu hạ cọc

Bảng 3.6. Bảng giá trị chuyển vị cọc đơn khi chịu tải trọng động

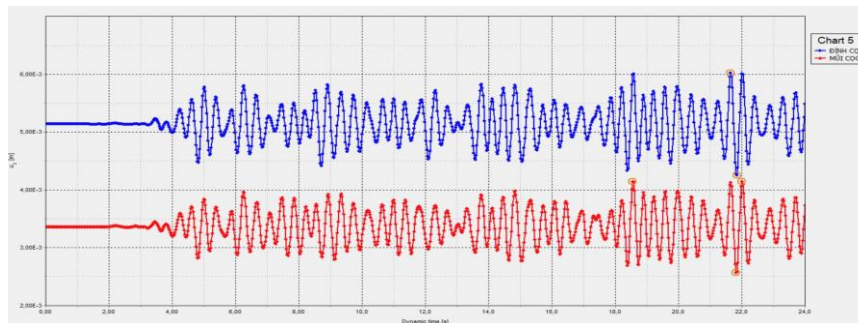
Chuyển vị	$u_{x,\max}$ (cm)	$u_{z,\max}$ (cm)
Đỉnh cọc	3,5	0,6
Mũi cọc	3	0,4
Sai số	16,67 (%)	50,00 (%)



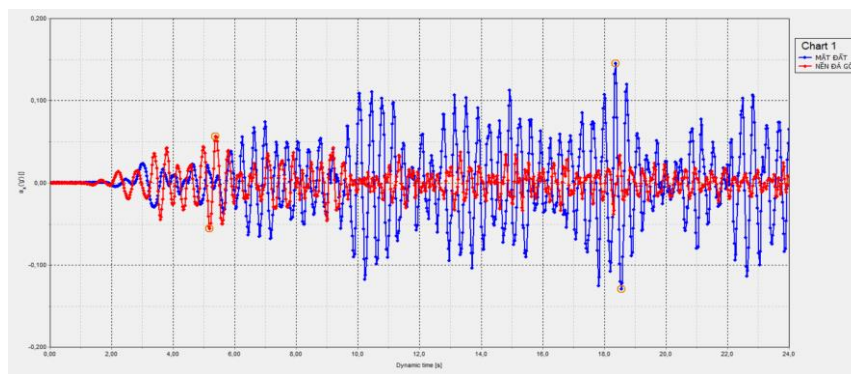
Hình 3.19. Sự chênh lệch giữa chuyển vị ngang $u_{x,max}$ và chuyển vị đứng $u_{z,max}$ khi cọc đơn chịu tác động động đất



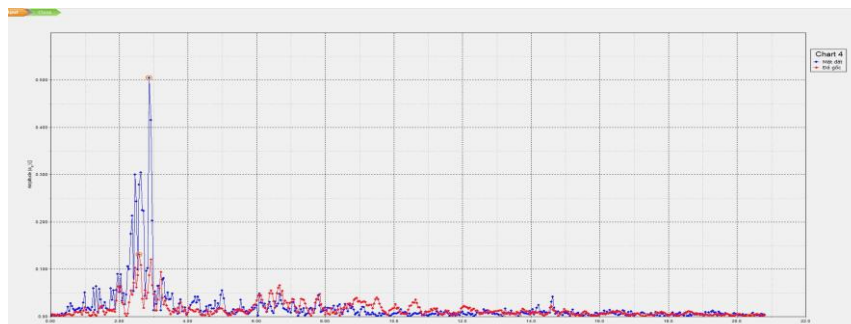
Hình 3.20. Chuyển vị cọc theo phương ngang u_x tại đỉnh và mũi cọc biến thiên theo thời gian



Hình 3.21. Chuyển vị cọc theo phương đứng u_z tại đỉnh và mũi cọc biến thiên theo thời gian



Hình 3.22. Gia tốc a_g tại nền đá gốc và khuếch đại trên mặt đất.



Hình 3.23. Phổ Fourier tại nền đá gốc và khuếch đại trên mặt đất.

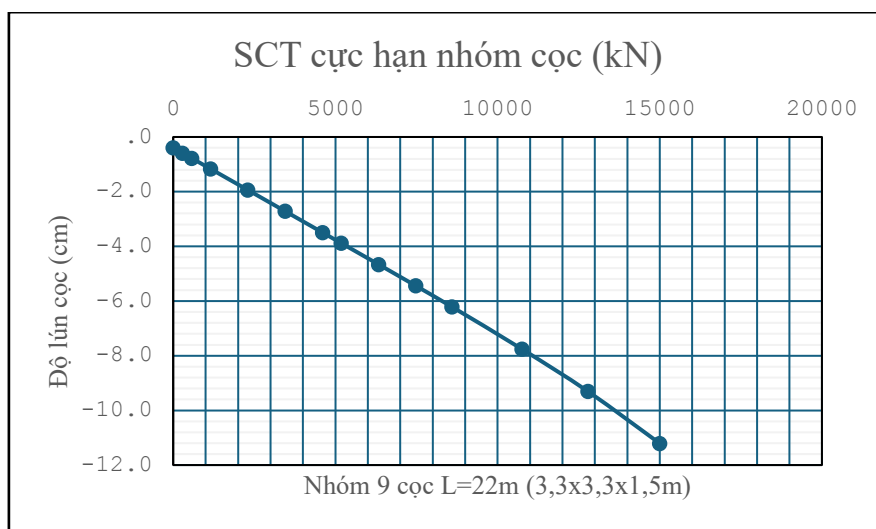
Nhận xét: Qua kết quả phân tích ứng xử cọc đơn và đất nền xung quanh cọc khi chịu tác động động đất với gia tốc đỉnh $a_g = 0,07$, cho thấy tại thời điểm ban đầu ($t = 0$

s), cả đỉnh và mũi cọc đều có chuyển vị gần như bằng 0, phản ánh trạng thái ban đầu chưa bị biến dạng. Chuyển vị tại đỉnh cọc tăng dần từ 0 đến khoảng 3,5cm ở thời điểm khoảng 9,8 giây và tại mũi cọc chuyển vị cực đại trong khoảng 3 cm ở thời điểm 8,9 giây sớm hơn mũi cọc 0,9 giây. Sau đó chuyển vị ngang của cọc đạt cực đại thì chuyển vị giảm dần với biên độ dao động nhỏ hơn tương ứng với tải tác động theo thời gian.

Gia tốc cực đại tại mặt đất đạt giá trị cực đại $a_g = 0,15$ trong khoảng thời gian $t = 18,2$ giây, trong khi gia tốc tại nền đá gốc đạt giá trị cực đại khoảng $a_g = 0,071$ g trong khoảng thời gian $t = 5,376$ s, gia tốc tại nền đá gốc đạt cực đại sớm hơn mặt đất 12,824 giây. Trong giai đoạn 6–20 giây, biên độ dao động tại mặt đất lớn hơn biên độ dao động nền đá gốc trung bình từ 2,0 đến 2,5 lần, cho thấy khuếch đại sóng địa chấn khi truyền qua lớp đất yếu đúng theo quy luật truyền sóng trong môi trường nền đất mềm, đồng thời tính tương đồng thể hiện ở phổ Fourier **Hình 3.**

3.4.2. Kết quả tính toán móng cọc làm việc nhóm

a. Sức chịu tải của nhóm cọc chịu tác dụng tĩnh tải.



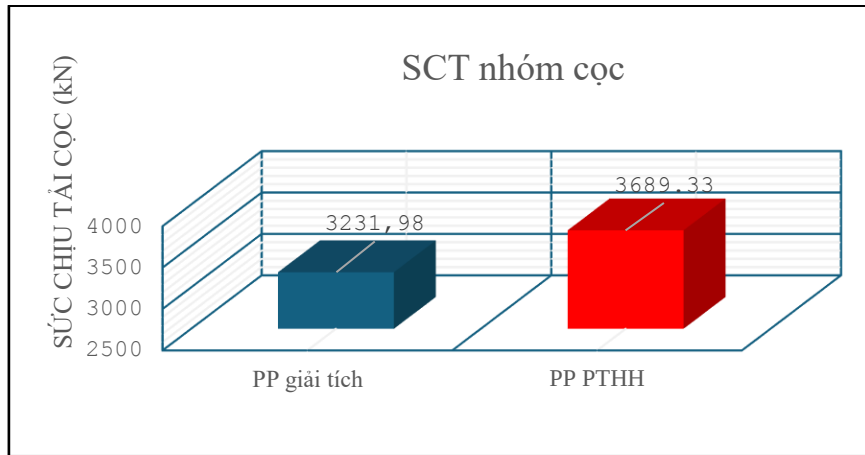
Hình 3.25. Khả năng chịu tải của nhóm cọc bê tông cốt thép 35x35, $L=22$ m

Sức chịu tải cho phép được tính theo công thức:

$$Q_{cp} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{11068}{3} = 3689,33 \text{ kN}$$

Bảng 3.7. Bảng kết quả tính toán SCT nhóm cọc

L_{btct} (m)	Cạnh cọc (cm)	SCT của cọc (kN)		Tỷ lệ (%)
		PP giải tích	PP phần tử hữu hạn	
22	35x35	3.231,98	3.689,33	14,15



Hình 3.26. Khả năng chịu tải của nhóm cọc bê tông cốt thép 35x35, L=22m

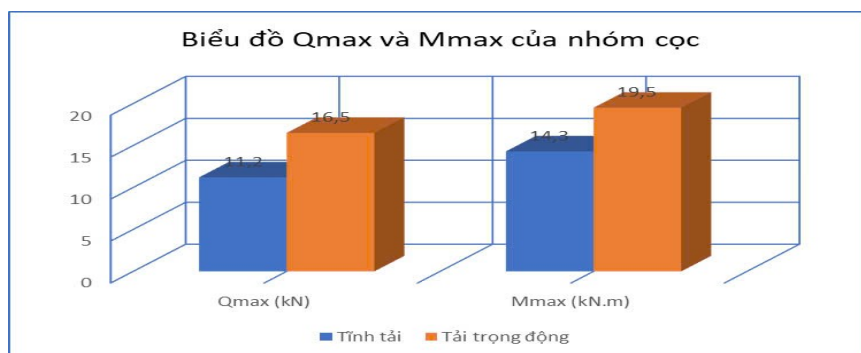
Kết quả tính toán sức chịu tải của nhóm cọc theo phương pháp giải tích 3.231,98 kN nhỏ hơn so với kết quả thu được từ mô hình phần tử hữu hạn 14,15%.

b. Mối quan hệ nội lực - chiều dài dọc trục cọc khi chịu tác động động đất

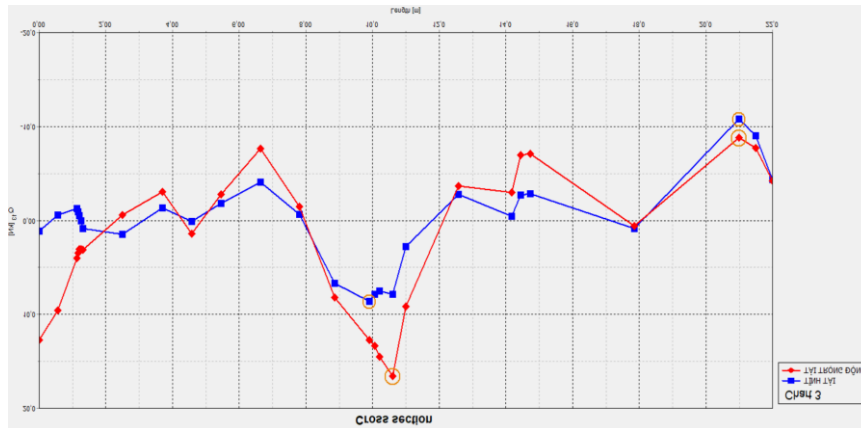
ội lực phân bố trong cọc dưới tác dụng của tĩnh tải khi có sự xuất hiện của tải trọng động đất được phân tích bằng phương pháp phần tử hữu hạn.

Bảng 3.8. Bảng giá trị Q_{max} và M_{max} cọc khi chịu tĩnh tải và tải trọng động

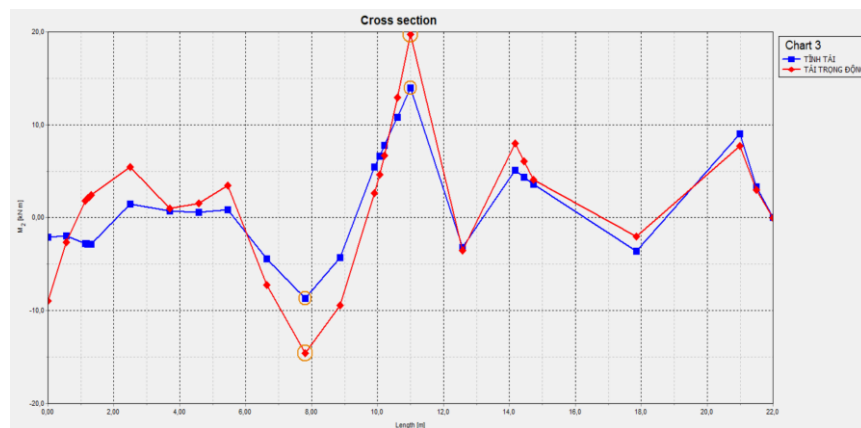
Dạng tải trọng	Q_{max} (kN)	M_{max} (kN.m)
Tĩnh tải	11,2	14,3
Tải trọng động	16,5	19,5
Sai số	47,32 (%)	36,36 (%)



Hình 3.29. Giá trị Q_{max} và M_{max} cọc khi chịu tĩnh tải và tải trọng động (nhóm cọc)



Hình 3.30. Lực cắt phân bố theo chiều sâu hạ cọc

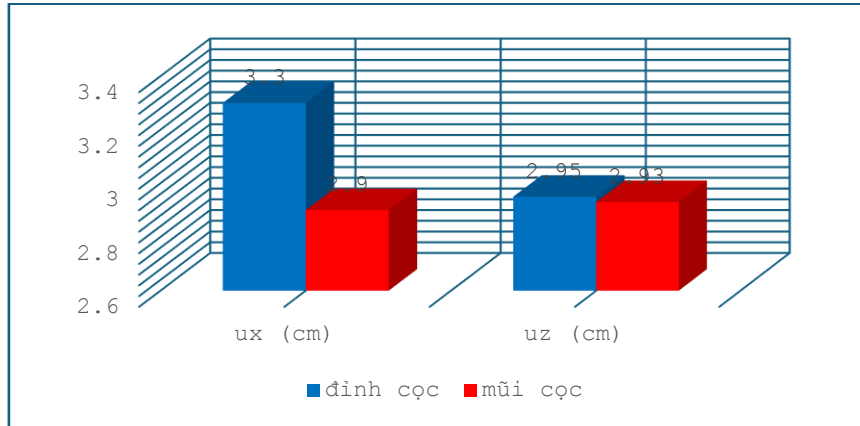


Hình 3.31. Mô men phân bố theo chiều sâu hạ cọc

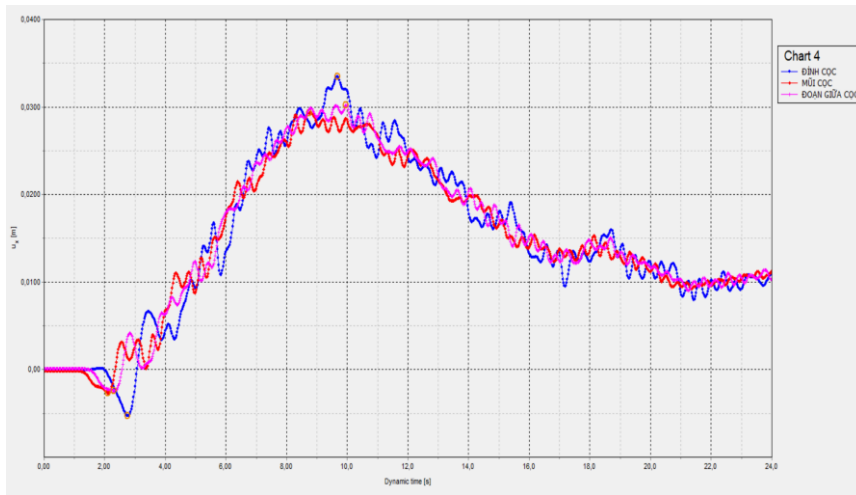
Nhận xét: Khi cọc chịu tác dụng tải trọng động, nội lực trong cọc, lực cắt và mô men uốn có gia tăng đáng kể so với trường hợp tải trọng tĩnh. Cho thấy, tải trọng động đất tạo ra sự dao động nhanh và thay đổi hướng liên tục tác động theo phương kéo - đẩy, dẫn đến sự phân bố nội lực không đồng đều theo chiều sâu cọc. Mô men và lực cắt đạt giá trị cực đại tại đoạn gần đầu cọc do sự thay đổi đột ngột trong phản ứng giữa cọc và đất nền. Điều này cho thấy rằng khi thiết kế cọc trong điều kiện có tải trọng động, cần đặc biệt chú ý đến nội lực cực đại và các vị trí có nguy cơ phá hoại cọc bộ.

Bảng 3.9. Bảng giá trị chuyển vị cọc trong nhóm khi chịu tải trọng động

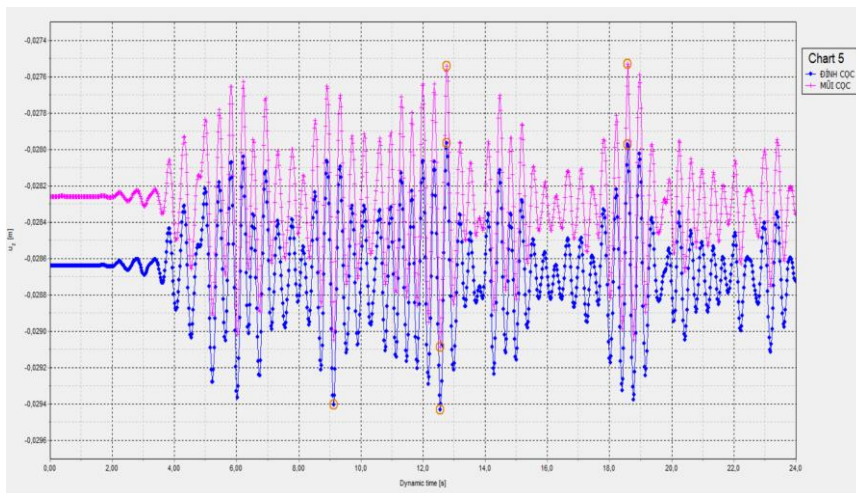
Chuyển vị	$u_{x,max}$ (cm)	$u_{z,max}$ (cm)
Đỉnh cọc	3,3	2,95
Mũi cọc	2,9	2,93
Sai số	12,12 (%)	0,678 (%)



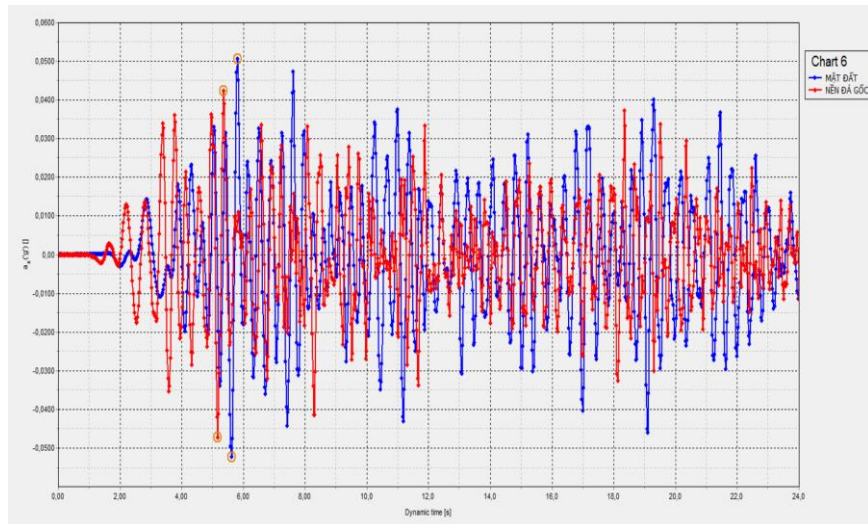
Hình 3.32. Chuyển vị nhóm cọc khi chịu động đất theo phương ngang $u_{x,max}$ và phương đứng $u_{z,max}$.



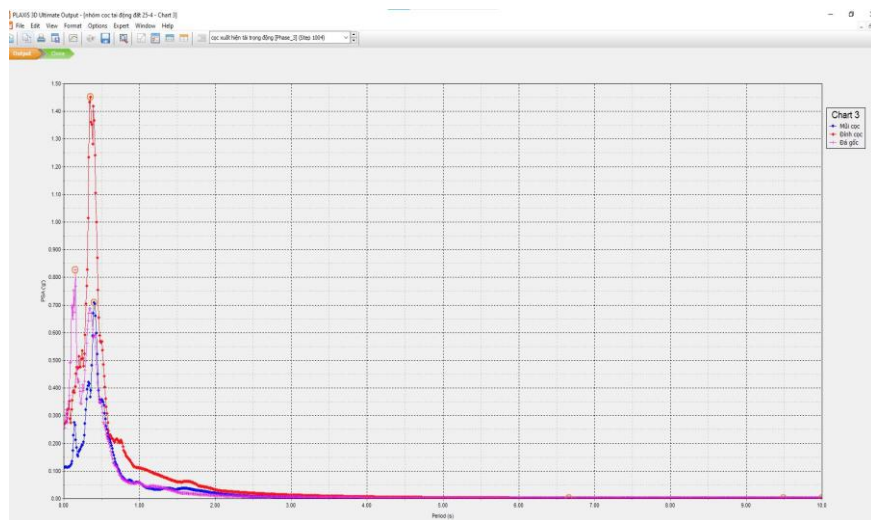
Hình 3.33. Chuyển vị ngang (u_x) tại đầu, thân và mũi cọc theo thời gian



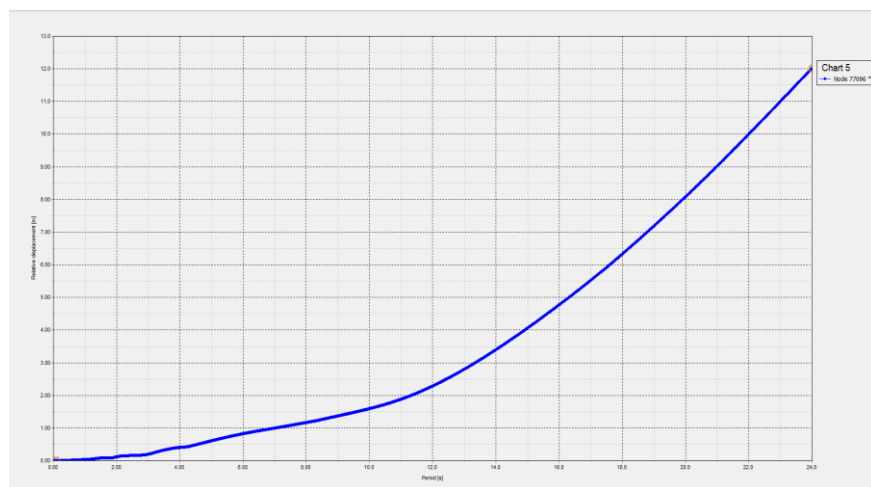
Hình 3.34. Chuyển vị phương đứng u_z tại đỉnh và mũi cọc theo thời gian



Hình 3.35. Gia tốc a_g tại mặt đất và nền đá gốc



Hình 3.36. Phổ PSA tại mũi cọc, mặt đất và nền đá gốc



Hình 3.37. Phổ chuyển vị tương đối

Nhận xét: Chuyển vị ngang tại đỉnh cọc tăng dần từ 0 đến khoảng 3,4cm ở thời điểm khoảng 9,71giây, trong khi tại mũi cọc, chuyển vị cực đại chỉ đạt khoảng 2,9cm ở thời điểm

8,7 giây sớm hơn mũi cọc 0,8 giây. Tốc độ tăng chuyển vị nhanh nhất xảy ra trong khoảng 2–10 giây, cho thấy đây là giai đoạn ảnh hưởng mạnh nhất của sóng động đất. Sau thời điểm chuyển vị ngang của cọc đạt cực đại thì chuyển vị giảm dần với biên độ dao động nhỏ hơn, tương đồng với kết quả phân tích cọc đơn.

Gia tốc tại mặt đất có biên độ lớn hơn nền đá gốc cho thấy hiện tượng khuếch đại sóng địa chấn khi truyền qua lớp đất yếu. Gia tốc cực đại tại mặt đất đạt khoảng $\pm 0,056g$ trong khoảng thời gian $t = 5,8$ giây, trong khi tại mũi cọc chỉ đạt khoảng $\pm 0,042g$ trong khoảng thời gian 5,3 giây.

3.5. Nhận xét chương

Tính toán kết cấu móng dưới nền đất trong môi trường đất yếu chịu tác động của tải trọng động đất gần đây đòi hỏi các kỹ sư xây dựng thiết kế phải xét đến nhất là các công trình cao tầng và vùng có khả năng xảy ra động đất.

Nhằm để xét đến bài toán động học viên ứng dụng phương pháp tạo giả giảm đồ gia tốc của Lê Bảo Quốc và kết hợp mô đun động của phần mềm Plaxis 3D để tính toán sức chịu tải của cọc theo phương pháp động lực học (phương pháp gia tốc nền theo lịch sử thời gian).

Qua tính toán cho thấy kết cấu móng (phần ngầm) chịu tải trọng động đất cho giá trị nội lực kéo - nén theo thời gian khi động đất xảy ra. Qua kết quả cho thấy sự làm việc của kết cấu nguy hiểm hơn so với tính toán theo phương pháp giải tích và tựa tĩnh.

Nhược điểm là khối lượng tính toán lớn mất nhiều thời gian và yêu cầu máy tính cấu hình cao.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Kết luận

Công trình nghiên cứu trình bày ứng xử của các hệ kết cấu cọc đơn cứng và hệ kết cấu móng cọc đặt trên nền đất yếu dưới tác động của tải trọng động đất. Để đạt được mục tiêu này, các phân tích số ba chiều trong môi trường liên tục cho hệ đất - cọc cứng - nền với việc xét đến các loại đất và mô hình nền.

Kết quả cho thấy đối với đất yếu, phổ phản ứng bị khuếch đại đáng kể so với chuyển động đầu vào tại đáy mô hình. Khi xét đến ứng xử dẻo của đất, biên độ đỉnh phổ giảm đáng kể so với khi dùng mô hình tuyến tính đàn hồi.

Trường hợp sử dụng cọc cứng, gia tốc tại đỉnh lớp đất yếu cao hơn một chút so với tại đáy cọc, cho thấy lợi thế tiêu tán năng lượng của nền đất yếu. Tần số chuyển động đầu vào có ảnh hưởng lớn đến phổ đáp ứng. Việc đặt sâu đài móng làm giảm phổ đáp ứng do hiệu ứng động học. Sự khác biệt về phổ đáp ứng trong các cấu hình nhóm cọc khác nhau là không đáng kể. Với đất có khả năng hóa lỏng, phổ đáp ứng tại mặt đất giảm do năng lượng bị suy hao trong lớp đất hóa lỏng.

Đề xuất khi tính toán hệ kết cấu móng cọc trong môi trường nền đất yếu theo phương pháp động lực học để đánh giá thực tế hệ làm việc trong thực tế.

Kiến nghị

Độ dịch chuyển lớn hơn khi xét tương tác cho hệ đất - cọc cứng theo yêu cầu kết cấu cao hơn để đánh giá sụp đổ hoặc có thể xảy ra phá hoại đầu cọc.

Xét hiện tượng lắc của móng trong thiết kế để tránh kéo đứt, lún hoặc phá hoại.

Tính toán hệ móng có lớp đất khác độ cứng hoặc có xen kẽ lớp hóa lỏng - không hóa lỏng. Nội lực tại vị trí tiếp giáp tăng mạnh. Cọc mảnh dễ bị mất ổn định uốn.

Mô phỏng các loại kết cấu móng khác nhau;

Nghiên cứu sâu phản ứng nhóm cọc với các mô hình vật liệu khác như Hardening Soil, Hardening Small Strain, soft soil;

- Xét ảnh hưởng thay đổi hệ số thấm trong quá trình hóa lỏng và độ sâu lớp đất hóa lỏng, cũng như xét biện pháp giảm hóa lỏng như cột đá.

DANH MỤC CÔNG TRÌNH CÔNG BỐ CỦA TÁC GIẢ

- [1] L. B. Quốc, T. Q. Huy và V. N. Anh, "Nghiên cứu ứng xử móng cọc chịu tác động động đất trong nền đất yếu – *Research on the Dynamic Behavior of Pile Foundations under Earthquake Loading in Soft Ground*," *Tạp chí Xây dựng*, số tháng 5, tr. 230–233, 2025, ISSN 2734-9888.