■Ngày nhận bài: 16/02/2021 ■Ngày sửa bài: 10/03/2021 ■Ngày chấp nhận đăng: 6/04/2021

Tính toán kết cấu công trình chịu tải trọng động đất theo phương pháp lịch sử thời gian, có xét đến tương tác phi tuyến kết cấu - đất nền

Analysis of structures under seismic load by the time history method taking into account the nonlinear interaction of soil – structure

> TS PHẠM TUẤN ANH[1], THS GIÁP VĂN LỢI[2]
[1]Trường Đại học Công nghệ GTVT – Email: Anhpt@utt.edu.vn
[2]Trường Đại học Công nghệ GTVT – Email: Loigv@gmail.com

TÓM TẮT:
Bài báo trình đưa ra một mô hình mới trong phân tích kết cấu công trình chịu tải trọng động đất bằng phương pháp lịch sử thời gian. Gia tốc đồ của một trận động đất thực Elcentro (1940) được sử dụng để phân tích động trực tiếp ứng xử của kết cấu. Ngoài ra, ứng xử phi tuyến trong tương tác kết cấu – nền đất đã được xem xét đến thông qua phương pháp đường cong Py, Tz, M_θ, lần lượt mô tả quan hệ phi tuyến giữa tải trọng ngang – chuyển vị ngang, tải trọng đứng – chuyển vị đứng và Mô men uốn – góc xoay của đài cọc. Kết quả phân tích sự làm việc của kết cấu theo mô hình mới được so sánh với phương pháp phổ phản ứng và lịch sử thời gian trong trường hợp coi chân cột là liên kết ngàm với mặt đất, cho thấy khi mô phỏng gần đúng sự làm việc thực của công trình, ứng xử của kết cấu có sự thay đổi khá rõ rệt. Nghiên cứu có thể coi là bước đầu trong việc đưa ra một mô hình mô phỏng gần đúng sự làm việc thực tế của công trình theo mô hình rời rạc, giúp các kỹ sư thiết kế có thể mô phỏng sự làm việc kết cấu công trình mà không mất nhiều thời gian xây dựng mô hình.
Từ khóa: đường cong Py Tz M_θ, kết cấu khung, tải trọng động đất, lịch sử thời gian.

ABSTRACT:
The paper presents a new model in analyzing the structure under earthquake by the time history method. Acceleration of a real earthquake Elcentro (1940) was used to directly analyze the behavior of structures. In addition, nonlinear behavior in the soil - structure interaction has been considered through the Py, Tz, M_θ curve method, respectively describing the nonlinear relationship between horizontal load - horizontal displacement, vertical load - vertical displacement and bending moment - angle of rotation of the foundation system. The results of the analysis of the structural work of the new model are compared with the respond spectrum method and time history in case the column foot is considered to be the mount link to the ground, showing that when the simulation is approximate the real work of the construction, the behavior of the structure has changed quite markedly. The research can be considered as the first step in providing an approximate simulation model of the actual work of the building in a discrete model, helping design engineers to simulate the work of structural works without spending a lot of time building models.
Keywords: Py Tz M_θ curve method, structure analysis, seismic load, time history method.

1. Đặt vấn đề:

Việc tính toán kết cấu công trình nhà chịu tải trọng động đất đã và đang là vấn đề được nhiều nhà nghiên cứu quan tâm. Nguyễn Đại Minh [1] sử dụng pháp phổ phản ứng nhiều dạng dao động, tính toán cho kết cấu nhà cao tầng và cho thấy rằng phương pháp này tiết kiệm thời gian, công sức cho người thiết kế, đồng thời cũng cho kết quả chính xác hơn so với phương pháp tĩnh lực ngang tương đương. Gs.Ts. Shuenn-yih Chang (2015) [3] sử dụng phương pháp động – phi tuyến để nghiên cứu phân tích kết cấu chịu tải trọng động theo lịch sử thời gian, áp dụng cho hệ 1 bậc tự do và nhiều bậc tự do, chân ngàm.

Ở trong nước, Việt Nam đã ban hành TCVN: 9386-2012 [5] - Tiêu chuẩn thiết kế công trình chịu động đất, dựa trên cơ sở của tiêu chuẩn EUROCODE8 – Design of structure for earthquake resistance đã có bổ sung và thay thế một số nội dung cho phù hợp với điều kiện Việt Nam, trong đó có đề cập đến phương pháp phân tích theo lịch sử thời gian (time history).

Tất cả các nghiên cứu và tiêu chuẩn đã đưa ra đều thực hiện phân tích kết cấu công trình khi coi phần chân công trình ngàm với mặt đất. Tuy vậy, tùy theo điều kiện địa chất, phần chân công trình sẽ có sự dịch chuyển khi chịu tải trọng động đất, điều này sẽ ảnh hưởng lớn đến kết quả phân tích nội lực và chuyển vị phần kết cấu bên trên.

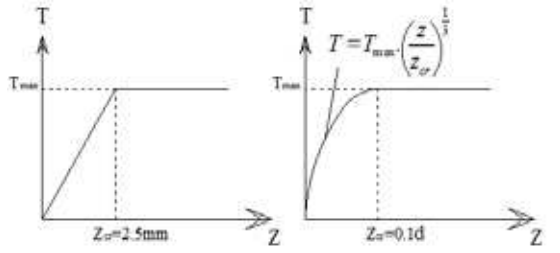
Trong nghiên cứu này, tác giả sử dụng các đường cong Py Tz M_θ để mô tả tương tác phi tuyến kết cấu – nền đất. Kết quả phân tích công trình chịu tải trọng động đất theo phương pháp lịch sử thời gian được thực hiện bằng phương pháp phần tử hữu hạn trên phần mềm SAP2000.

2. Xây dựng mô hình tính

2.1. Mô hình đường cong Py Tz M_θ

Có rất nhiều dạng mô hình đường cong Py Tz M_θ khác nhau ứng với loại đất và trạng thái của đất. Trong phạm vi nghiên cứu, bài báo sử dụng dạng phương trình đường cong T-Z do Reese(1966) [6] đề xuất để minh họa, hình 1.

Mô hình này có thể được xem là mô hình đàn dẻo lý tưởng, gồm 2 đoạn, đàn hồi tuyến tính và chảy dẻo. Giá trị tải trọng giới hạn của giai đoạn đàn hồi là T_{max}, ứng với nó là chuyển vị giới hạn đàn hồi Z_{cr}. Khi tải trọng tác dụng lớn hơn T_{max}, giữa đất và cọc xảy ra hiện tượng trượt cục bộ, khi đó tải trọng không tăng nhưng biến dạng tăng dần. Độ cứng lò xo sẽ giảm dần đến giới hạn bền của đất. Mô hình đường cong P-y cũng lấy hình dạng tương tự, chỉ có chiều là theo phương nằm ngang.



a – Sức kháng bên b-Sức kháng mũi

Hình 1. Mô hình đường cong T-Z [5]

2.2. Bài toán ứng xử cọc đơn

Để giải bài toán tương tác cọc – đất theo cả phương đứng và phương ngang, tác giả sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn với kiểu phân tích phi tuyến.

Phương trình cân bằng tĩnh của bài toán hệ nhiều bậc tự do được viết như sau:

$$[K]\{U\} = \{P\} \quad (1)$$

trong đó:

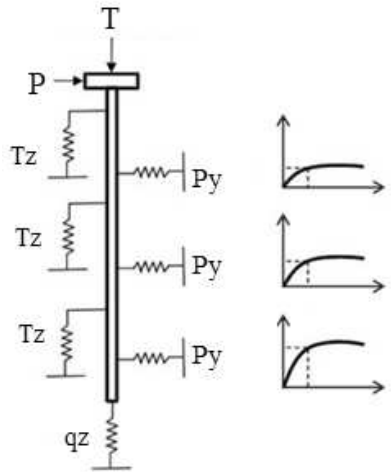
$[K]$ - ma trận độ cứng tổng thể của hệ;

$\{P\}$ - véc tơ tải trọng ngoài;

$\{U\}$ - véc tơ chuyển vị nút.

Trong đó, phần tử đài cọc sử dụng kiểu phần tử Shell, phần tử cọc sử dụng kiểu phần tử frame và tương tác giữa cọc – đất được thay thế bằng các lò xo phi tuyến theo 2 phương, tuân theo quy luật đường cong Py Tz.

Mô hình cọc trong phần mềm SAP2000, với lò xo dọc thân cọc theo 2 phương sử dụng kiểu phần tử phi tuyến Link – Multi Linear Elastic để phân tích tương tác phi tuyến cọc – đất. Phương pháp phân tích hệ phi tuyến sử dụng thuật toán giải lặp Newton – Rhapson.



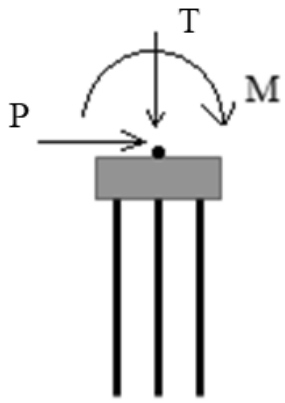
Hình 2. Sơ đồ phân tích cọc đơn

Tác dụng lực P và T với các giá trị tăng dần, ta vẽ được đường cong biểu thị quan hệ tải trọng - chuyển vị đỉnh cọc Py và Tz.

2.2. Bài toán ứng xử móng cọc

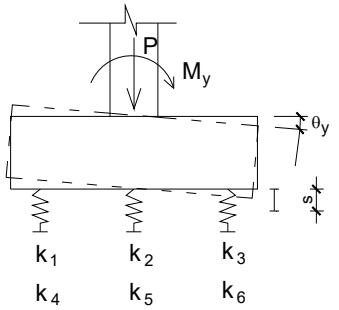
Phân tích ứng xử móng cọc sẽ được tính toán trên cơ sở ứng xử từng cọc trong đài. Khi cọc làm việc theo nhóm, hệ số nhóm cần được xem xét đến. Hệ số nhóm theo phương đứng lấy theo tác giả Phạm Tuấn Anh (2019) [2] và hệ số nhóm theo phương ngang lấy theo Rollines (2003) [7]. Các hệ số này dùng cho nhóm cọc chịu tải trọng tĩnh, tuy vậy trong nghiên cứu này ta giả thiết lấy tương đương cho nhóm cọc chịu tải trọng động. Hệ số này nhân trực tiếp với giá trị trên đường cong Py Tz, ta được độ cứng phi tuyến các cọc có xét đến hiệu ứng nhóm.

Ứng xử phi tuyến của móng được xem xét bằng cách mô hình hóa toàn bộ đài cọc và các cọc trên phần mềm SAP2000. Đài cọc vẫn được mô hình hóa bằng phần tử Shell, các cọc được thay thế bằng các lò xo phi tuyến, kiểu phần tử Link – Multi Linear Elastic. Tác dụng lực P và T với các giá trị tăng dần, ta vẽ được đường cong biểu thị quan hệ tải trọng - chuyển vị đỉnh móng.



Hình 3. Mô hình phân tích ứng xử móng.

Quan hệ M_θ được xác định dựa trên sơ đồ tính hình 3, trong đó các cọc được thay bằng các lò xo phi tuyến đặt tại các vị trí tương ứng. Tăng dần mô men M, ta đo được các chuyển vị xoay tương ứng θ. Lực dọc đỉnh cọc lấy bằng lực dọc trong trường hợp coi liên kết chân cột là ngàm.

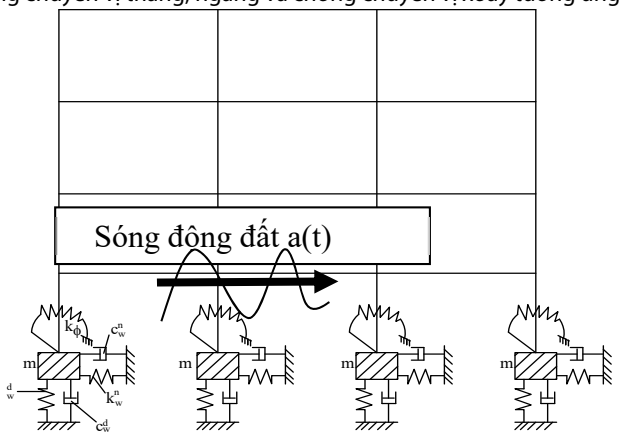


Hình 4. Mô hình tính quan hệ mô men – góc xoay của móng cọc

Trong nghiên cứu này, hệ số giảm chấn (damping ratio) theo các phương của móng được giả thiết là hằng số. Hệ số giảm chấn của kết cấu công trình được lấy bằng 5%.

2.3. Mô hình hóa kết cấu khung và nền

Lựa chọn mô hình mô hình gối lò xo tương đương, trong đó toàn bộ móng và cọc được thay thế bằng các gối lò xo phi tuyến đặt song song với hệ giảm chấn (liên kết kiểu Kelvin-voight), gồm độ cứng chống chuyển vị thẳng, ngang và chống chuyển vị xoay tương ứng.

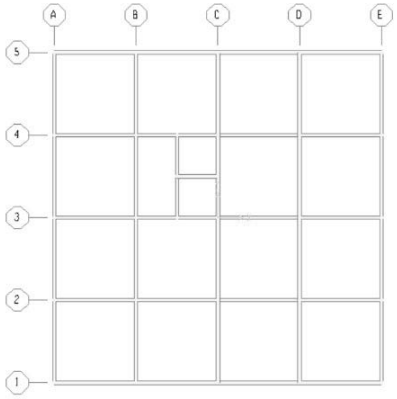


Hình 5. Mô hình hóa kết cấu khung - nền

3. Ví dụ minh họa

3.1. Giới thiệu về công trình

Địa điểm xây dựng: Cầu Giấy - Hà Nội, gia tốc nền khu vực xây dựng a_g=0.1032g (Tra vị trí theo TCVN 9386-2012). Gia tốc trọng trường tại khu vực, g = 9,81 m/s^2.



Hình 6. Mặt bằng kết cấu công trình

Kết cấu chịu lực của công trình là hệ khung bê tông cốt thép đổ toàn khối. Vật liệu công trình sử dụng Bê tông cấp bền B20, có E_b = 2.7.10^7 (kPa)

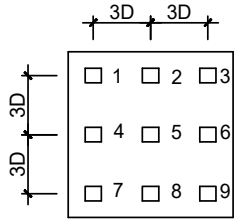
Địa chất công trình được cho trong bảng 1.

Bảng 1. Bảng chỉ tiêu cơ lý của đất

Lớp đất(*)	Chiều dày	γ	φ	c	E
	m	kN/m^3	o	kPa	kPa
ĐL	1	16,0	-	-	-
SP	4	19,0	18	28	12000
SP	9	18,2	16	18	8000
CN	5	18,6	30	-	15000
CT	10	19,2	35	-	15600

(*) ĐL – Đất lấp, SP – Sét pha, CN – Cát hạt nhỏ, CT – Cát hạt trung.

Móng cọc BTCT đúc sẵn 0,3x0,3m, dài 18m; Bê tông cọc sử dụng cấp bền B20; đài móng cao 1,5m.



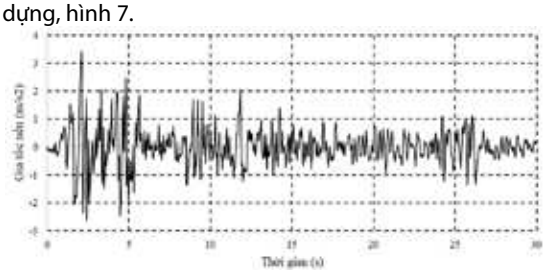
Hình 7. Mặt bằng móng cọc

Các móng trong công trình sử dụng móng 9 cọc, bố trí theo sơ đồ hình 6.

3.2. Tải trọng tác dụng

Các loại tải trọng tĩnh tải lấy hệ số trọng lượng bản thân 1,2. Hoạt tải lấy theo tiêu chuẩn 2737-1995 hiện hành. Trọng lượng đưa vào phân tích dao động: Tĩnh tải + 0.5 Hoạt tải.

Tải trọng động đất: Sử dụng giá trị gia tốc nền đo được từ trận động đất Elcentro (1940) theo phương Ux [9]. Do đỉnh gia tốc nền của trận động đất Elcentro khác so với Việt nam nên nghiên cứu này sử dụng hệ số tỷ lệ 0,1 cho tương ứng với đỉnh gia tốc nền khu vực của xây dựng, hình 7.



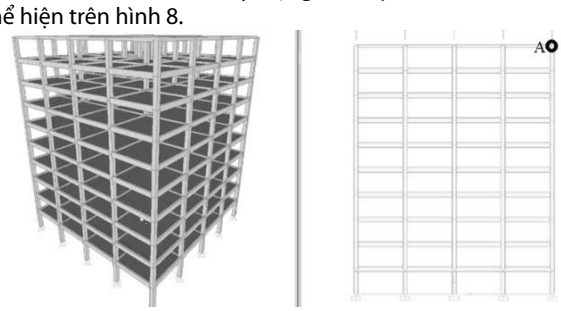
Hình 8. Gia tốc nền theo phương Ux trận động đất Elcentro (1940)

Thời gian dữ liệu trận động đất sử dụng dữ liệu cho 30s đầu tiên.

Bước thời gian phân tích t = 0,02(s)

Đặt tên nút trên cùng công trình khung trục 2 là nút A.

Sơ đồ tính của mô hình xây dựng trên phầm mềm SAP2000 được thể hiện trên hình 8.

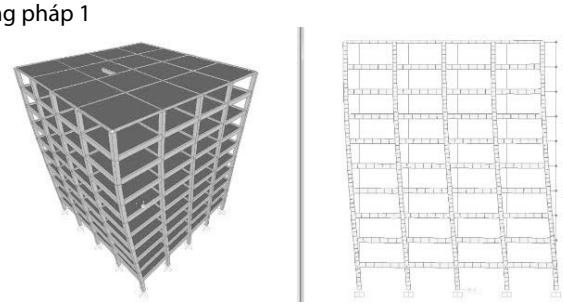


Hình 9. Sơ đồ tính của công trình và khung trục 2 theo phương X

3.3. Kết quả tính toán

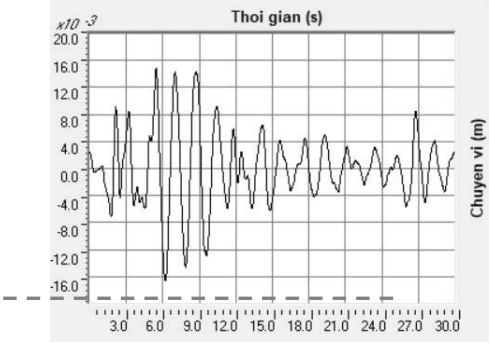
Kết cấu công trình sẽ được phân tích theo 3 phương pháp. Kết quả về nội lực, chuyển vị được đưa vào so sánh.

3.3.1. Theo phương pháp lịch sử thời gian (chân cột ngàm) – Phương pháp 1



Hình 10. Chuyển vị công trình tại T = 15s.

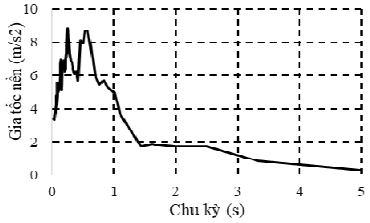
Phân tích chuyển vị nút (A) theo thời gian thấy rằng, nút này đạt chuyển vị cực đại 1,65cm tại thời điểm 6.2(s) kể từ khi bắt đầu trận động đất.



Hình 11. Chuyển vị nút A theo thời gian

3.3.2. Theo phương pháp phổ phản ứng (chân cột ngàm) – Phương pháp 2

Sử dụng phần mềm SAP2000 để phân tích dao động, xác định được phổ phản ứng theo phương Ux của trận động đất Elcentro ứng với tỷ số cản nhớt kết cấu 5%. Ta sử dụng kết quả này để phân tích kết cấu công trình theo phương pháp phổ phản ứng.



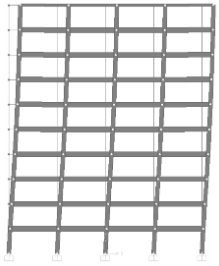
Hình 12. Phổ phản ứng U_x của trận động đất Elcentro (Damping = 0.05)

Các tham số đầu vào để phân tích công trình chịu động đất:

Số lượng dạng dao động riêng đưa vào phân tích: 12 dạng.

Hệ số cản kết cấu: Damping = 0,05.

Tổ hợp tải trọng: Căn quân phương (CQC).



Hình 13. Chuyển vị khung 2

Chuyển vị ngang lớn nhất nút A theo phương pháp phổ phản ứng của 12 dạng dao động là 1.59 (cm), xấp xỉ trường hợp phân tích kết cấu theo phương pháp lịch sử thời gian.

3.3.2. Theo phương pháp phổ phản ứng

(chân cột liên kết nửa cứng) – Phương pháp 3

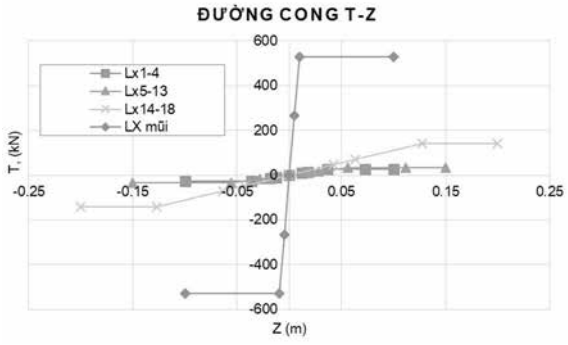
a. Móng cọc chịu tải trọng đứng:

Độ cứng lò xo đứng trong giai đoạn đàn hồi xác định theo các công thức của Viện KHCN GTVT [4]. Ma sát bên cực hạn xác định dựa vào công thức Mohr – Coulomb:

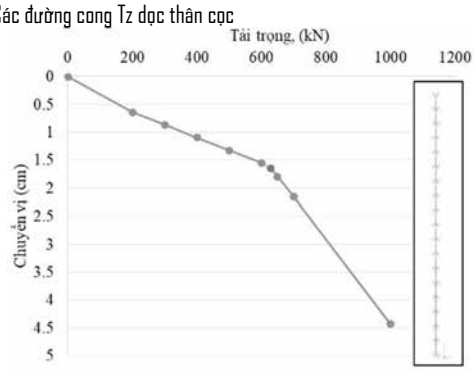
$$T_{max} = \varepsilon.\sigma_{bt}.tg(\delta) \quad (2)$$

Trong đó: ε - hệ số áp lực đất ngang; σ_{bt} - ứng suất do trọng lượng bản thân đất tại độ sâu cần tính; δ - góc ma sát giữa cọc và đất $\delta = \varphi - 5^0$.

Các đường cong Tz thể hiện trên hình 14. Ứng xử cọc được phân tích trên phần mềm SAP2000 với kiểu phân tích phi tuyến, sử dụng phương pháp lặp Newton-Rhapson, kết quả thể hiện trên hình 15.

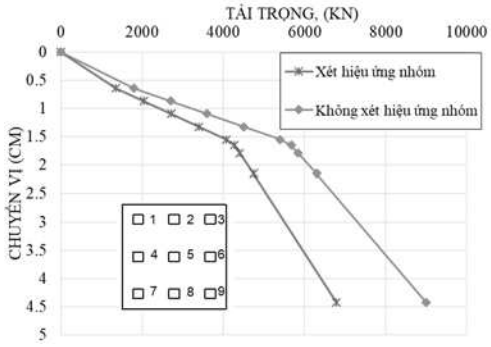


Hình 14. Các đường cong Tz dọc thân cọc



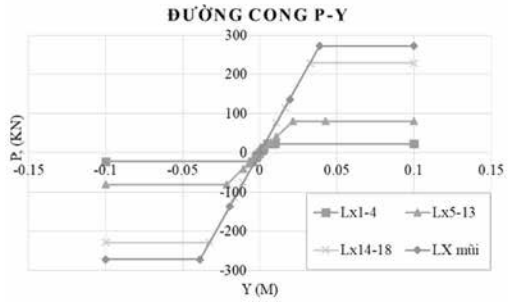
Hình 15. Ứng xử cọc đơn chịu tải đứng

Có thể thấy tải trọng phá hoại bằng 620 kN ứng với chuyển vị đỉnh cọc 1,65 cm. Kết quả phân tích ứng xử hệ móng cọc thể hiện trên hình 16.



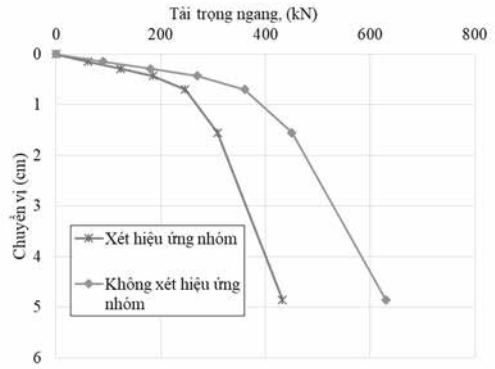
Hình 16. Ứng xử đài cọc chịu tải đứng

a. Móng cọc chịu tải trọng ngang:



Hình 17. Các đường cong Py dọc thân cọc

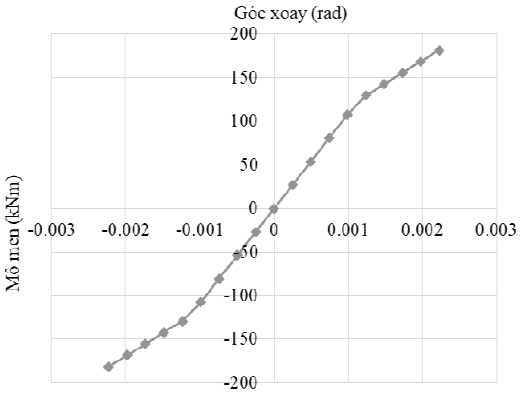
Độ cứng lò xo ngang trong giai đoạn đàn hồi xác định theo các công thức của Viện KHCN GTVT [4]. Phản lực ngang cực hạn P_u lấy theo theo Reese [8]. Kết quả được các đường cong Py dọc theo thân cọc như hình 17. Trên sơ sở các đường cong Py, thay vào mô hình móng cọc trong SAP2000, ta xác định được ứng xử đài cọc dưới các cấp tải ngang như hình 18.



Hình 18. Ứng xử đài cọc chịu tải ngang

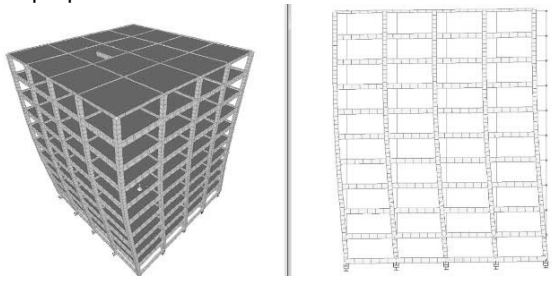
c. Móng cọc chịu mô men uốn:

Quan hệ Mô men – góc xoay đỉnh móng xây dựng trên mô hình trong SAP2000.

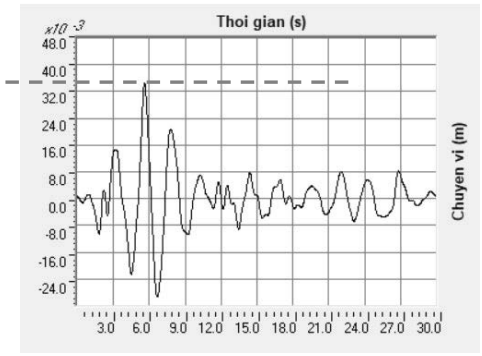


Hình 19. Ứng xử đài cọc chịu mô men

c. Kết quả phân tích:



Hình 20. Chuyển vị công trình tại T = 15s



Hình 21. Chuyển vị nút A theo thời gian

Phân tích chuyển vị nút (A) theo thời gian thấy rằng, nút này đạt chuyển vị cực đại 3,45cm tại thời điểm 5.6(s) kể từ khi bắt đầu trận động đất.

Bảng **Error! No text of specified style in document.**.2. Kết quả so sánh

Tiêu chí so sánh	Phương pháp 1	Phương pháp 2	Phương pháp 3
Chuyển vị A, cm	1,65	1,59	3,45
Mô men dầm, kNm	61.3 (-58)	67.2	52.1 (-57.3)
Mô men cột, kNm	104	95.3	49
Lực dọc cột, kN	153 kN	153 kN	185

Nhận xét: Khi coi liên kết chân cột là mềm (PP3), mô men trong dầm và cột giảm, lực dọc tăng lên. Chuyển vị đỉnh tăng do chân cột có sự dịch chuyển so với nền.

4. Kết luận

Nghiên cứu đã sử dụng các phương pháp đường cong P-Y, T-Z để đưa ra mô hình động – phi tuyến tương đương của móng cọc.

Trên cơ sở mô hình tương đương của móng cọc, tiến hành phân tích kết cấu công trình chịu tải trọng động đất bằng phương pháp PTHH.

Kết quả phân tích cho thấy, khi liên kết chân cột là mềm, tải trọng động đất sẽ làm chuyển vị tuyệt đối theo phương ngang lớn hơn, nhưng nội lực trong dầm, cột lại giảm đi. Mô men phân phối thành lực dọc giúp giảm độ lệch tâm của cấu kiện.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1.Nguyễn Đại Minh (2012). *phương pháp phổ phản ứng nhiều dạng dao động và tính toán nhà cao tầng chịu động đất theo tcxdvn* 375 : 2006. Tạp chí KH & CN Xây dựng.

2. Phạm Tuấn Anh và Nguyễn Văn Chung (2019). *Nghiên cứu sự làm việc của nhóm cọc chịu tải trọng đứng với các cọc có khoảng cách tim cọc khác nhau.* Tạp chí KH & CN Xây dựng.

3. Shuenn-Yih Chang (2015). *Phương pháp phân tích động phi tuyến kết cấu theo lịch sử thời gian không có điều kiện ổn định.* Tạp chí KHCN Xây dựng.

4. Viện KHCN GTVT (2006). *Phân tích và lựa chọn các phương pháp tính hệ số nền.* Tạp chí cầu đường.

5. (2012). TCVN-9386-2012 - *Thiết kế công trình chịu động đất.*

6. Coyle, H.M. and Reese (1966). *Load Transfer for Axially Loaded Pile in Clay.* Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 92.

7. Rollines, K., Olsen, R., Egbert, J., Olsen, K., Jensen, D., and Garrett, B. (2003). *Response, analysis and design of pile groups subjected to static and dynamic lateral loads.* Utah Department of Transportation Research and Development Division, Report No UT-0303.

8. Reese L.C., Isenhower W.M., và Wang S. (2005), *Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations*, Wiley.

9. Gia tốc đồ trận động đất Elcentro (1940). http://www.vibrationdata.com/elcentro.htm