

XÁC ĐỊNH ĐỘ CỨNG LÒ XO CỌC KHI THIẾT KẾ HỆ MÓNG CỌC ĐÀI THẤP THEO MÔ HÌNH NỀN WINKLER

Vũ Minh Ngọc¹, Phạm Văn Thuyết¹

¹Trường Đại học Lâm nghiệp

TÓM TẮT

Quan điểm mới trong tính toán kết cấu ngầm là tính toán có kể đến sự tương tác đàn hồi giữa đất nền và các bộ phận của kết cấu ngầm. Đối với móng cọc đài thấp, các cọc trong đài được mô hình bằng các gối đàn hồi theo phương đứng với độ cứng hữu hạn và với độ cứng vô cùng lớn trong mặt phẳng ngang. Trong nghiên cứu này, nhóm tác giả tiến hành tính toán độ cứng lò xo cọc theo bốn phương pháp gồm: thí nghiệm nén tĩnh theo tiêu chuẩn Việt Nam và Hoa Kỳ, tiêu chuẩn nền móng và kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT cho cọc đường kính 800 mm. Kết quả nghiên cứu cho thấy: 1) Cùng điều kiện địa chất tại một lỗ khoan cố định, các phương pháp tính khác nhau cho kết quả có độ cách biệt rất lớn đến 5 lần; 2) Khi đài móng có cùng chiều cao, sử dụng cọc đường kính 800 mm với độ cứng lò xo cọc càng lớn thì chênh lệch giữa lực phân phối vào cọc lớn nhất và nhỏ nhất trong đài càng tăng, khoảng dao động từ lớn nhất là $(0,85 \div 4,34\%)$ với đài cao 2 m và nhỏ nhất là $(0,45 \div 2,37\%)$ với đài cao 2,5 m. Điều đó có nghĩa chiều cao đài càng lớn thì sự phân phối lực tác dụng vào đầu cọc càng đều hơn; 3) Trong số bốn phương pháp tính toán độ cứng lò xo cọc trong mô hình nền đàn hồi, phương pháp tính toán theo tiêu chuẩn TCVN 10304:2014 và tiêu chuẩn ASTM (D1143) cho kết quả tải trọng phân phối lên cọc gần với tính toán lý thuyết nhất với sai số nhỏ hơn 0,5%.

Từ khóa: Hệ số nền, móng cọc, nền Winkler.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Móng cọc là kết cấu được sử dụng phổ biến trong các công trình xây dựng dân dụng và công nghiệp. Trước đây, khi khoa học máy tính chưa phát triển việc tính toán chủ yếu bằng thủ công với những mô hình tĩnh định, liên kết cọc và nền được mô hình hóa theo các quy ước phù hợp với cơ học kết cấu nhưng chưa kể đến ảnh hưởng của đất nền hoặc có kể đến nhưng còn nhiều hạn chế dẫn đến chưa chính xác trong kết quả tính toán. Với lý thuyết tính toán hiện đại sử dụng mô hình làm việc đồng thời giữa cọc và nền mà đi đầu là lý thuyết nền Winkler cùng các phần mềm phần tử hữu hạn phát triển ngày một mạnh đã giải quyết vấn đề đó.

Trong móng cọc đài thấp, toàn bộ lực ngang tại chân cột công trình đã được cân bằng hoặc nhỏ hơn áp lực đất tác dụng vào đài. Điều đó được thể hiện qua việc chọn chiều sâu chôn móng. Bởi vậy trong móng cọc đài thấp các cọc chịu tải trọng dọc trục là chính. Do vậy có thể hoàn toàn mô hình các cọc như các lò xo có độ cứng hữu hạn để tính toán trong trường hợp nền đàn hồi theo quan điểm tính toán hiện đại. Tuy nhiên, vấn đề đặt ra là cần có sự đánh giá hợp lý hệ số nền của các lớp đất từ đó giải quyết bài toán hệ số độ cứng lò xo cọc trong bài toán móng cọc đài thấp.

Để giải quyết vấn đề nêu trên, nhóm tác giả

tiến hành nghiên cứu “Xác định độ cứng lò xo cọc khi thiết kế hệ móng cọc đài thấp theo mô hình nền Winkler” với mục đích áp dụng các lý thuyết về hệ số nền cho móng cọc trong tiêu chuẩn và các học giả vào công trình thực tế. Từ đó đưa ra các phân tích đánh giá về giá trị độ cứng lò xo cọc khi mô hình theo các phương pháp khác nhau. Đồng thời, đề tài cũng tiến hành mô phỏng hệ đài – cọc trên máy tính điện tử với các trường hợp tính toán khác nhau nhằm đánh giá kết quả giữa lý thuyết và thực tế.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

2.1. Đối tượng nghiên cứu

Nghiên cứu áp dụng cho đối tượng là kết cấu móng cọc đài thấp sử dụng trong công trình nhà bê tông cốt thép. Cọc được sử dụng trong móng là cọc bê tông đúc sẵn hoặc cọc khoan nhồi.

2.2. Phương pháp nghiên cứu

2.2.1. Phương pháp nghiên cứu và tổng hợp lý thuyết

Trong bài báo này, nhóm tác giả đi tổng hợp các lý thuyết trình bày trong tiêu chuẩn hiện hành và các tài liệu học thuật nhằm đưa ra các thông số đầu vào cho mô hình tính toán cụ thể gồm:

- Xác định hệ số nền đàn hồi các lớp đất cọc đi qua từ đó tính toán hệ số độ cứng lò xo cọc;
- Phân tích đánh giá sự khác nhau giữa kết quả của các hệ số nền.

2.2.2. Phương pháp mô hình

Đối với hệ kết cấu móng cọc là một hệ kết cấu siêu tĩnh nhóm tác giả sử dụng mô hình dựng trên máy tính điện tử nhằm đảm bảo cho kết cấu có sự làm việc gần với thực tế nhất gồm:

- Mô hình hóa đài cọc bằng cấu kiện bán có độ dày bằng chiều cao đài;
- Mô hình cọc bằng các gối đàn hồi với độ cứng lò xo cọc K_c ;
- Thay đổi các thông số trong mô hình và đánh giá kết quả.

3. KẾT QUẢ VÀ THẢO LUẬN

3.1. Lựa chọn sơ bộ số lượng và xác định tải trọng tác dụng lên cọc trong đài móng

Số lượng cọc n_c được xác định sơ bộ dựa trên cơ sở sức chịu tải cho phép của cọc và tải trọng công trình lên móng theo công thức (1) (Phan Hồng Quân, 2006):

$$n_c = \frac{N_0}{[P]} \beta \quad (\text{cọc}) \quad (1)$$

Trong đó:

N_0 – Giá trị thiết kế của tổng tải trọng thẳng đứng lên móng (ở cao trình mặt đất), (T);

β – Hệ số xét đến ảnh hưởng của mô men M_0 (ở cao trình mặt đất) và trọng lượng đài, có thể lấy $\beta = 1,2 \div 2$;

$[P]$ – Sức chịu tải của cọc, T.

Khi xác định giá trị tải trọng truyền lên cọc, cần xem móng cọc như kết cấu khung tiếp nhận tải trọng thẳng đứng, tải trọng ngang và mô men uốn. Đối với móng dưới cột gồm các cọc thẳng đứng, có cùng tiết diện và độ sâu, liên kết với nhau bằng đài cứng, cho phép xác định giá trị tải trọng N_j truyền lên cọc thứ j trong móng theo công thức (2) (Tiêu chuẩn quốc gia TCVN 10304:2014):

$$N_j = \frac{N}{n_c} + \frac{M_x y_j}{\sum y_i^2} + \frac{M_y x_j}{\sum x_i^2} \quad (\text{daN}) \quad (2)$$

Trong đó:

N – Lực tác dụng vào cọc tính tại mặt đáy đài (gồm cả phần trọng lượng đài giằng), daN;

M_x, M_y – Mô men uốn tương ứng với trục trọng tâm chính X, Y mặt bằng cọc tại cao trình đáy đài, daNm;

x_j, y_j – Tọa độ tìm cọc thứ j cần tính toán tại cao trình đáy đài, m;

x_i, y_i – Tọa độ tìm cọc thứ i tại cao trình đáy đài, m.

3.2. Hệ số kháng đàn hồi (hệ số nền) (Nguyễn Kế Tường và Nguyễn Minh Hùng, 2014)

Cơ chế tương tác của những kết cấu công trình ngầm với khối địa tầng rất phức tạp, phụ thuộc tính chất cơ lý, cấu trúc và trạng thái tự nhiên của địa tầng; công nghệ đào đất cũng như việc chống đỡ chúng. Đa số các phương pháp tính đã có không phản ánh đầy đủ cơ chế tương tác giữa kết cấu công trình ngầm và địa tầng. Các phương pháp tính toán dựa trên công cụ cơ học kết cấu và thường tính với những tải trọng đã biết.

Dưới tác dụng của các loại tải trọng chủ động, tất cả các kết cấu công trình ngầm hầu hết đều biến dạng. Ở những phần của kết cấu có chuyển vị thì địa tầng sẽ phát sinh phản lực chống lại biến dạng này. Đó là lực kháng đàn hồi.

Lực kháng đàn hồi làm thay đổi sự làm việc của kết cấu, điều tiết biến dạng và nội lực trong kết cấu công trình ngầm. Trong những công trình ngầm nén trước vào địa tầng, lực kháng đàn hồi có thể tác dụng lên toàn bộ chu vi công trình ngầm. Lực kháng đàn hồi theo mặt bên của vỏ dạng vòm hoặc tròn có thể ở dạng pháp tuyến (chống nén) và tiếp tuyến t (chống trượt).

Khi tính toán kết cấu công trình ngầm, thường chỉ tính thành phần pháp tuyến và bỏ qua thành phần tiếp tuyến để dự trữ độ bền cho kết cấu. Mối quan hệ giữa lực kháng đàn hồi và chuyển vị được xác định trên cơ sở những giả thiết khác nhau về môi trường đất đá xung quanh.

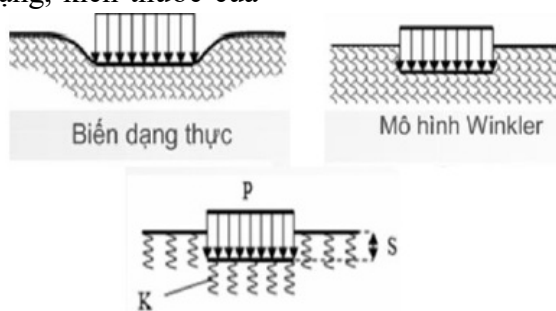
Theo giả thuyết biến dạng cục bộ (Phux – Winkler): dựa trên quan hệ bậc nhất giữa giữa ứng suất và chuyển vị:

$$\sigma = K \delta \quad (\text{daN/m}^2) \quad (3)$$

Ở đây: K là hệ số kháng lực đàn hồi. Như vậy, theo giả thiết biến dạng cục bộ, để xác định kháng lực đàn hồi cần xác định chính xác hệ số kháng lực đàn hồi K (daNT/m^3). Giá trị của hệ số kháng lực đàn hồi không phải là một đặc trưng cơ lý của đất đá vì nó không chỉ phụ

thuộc vào tính chất của đất đá mà còn phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác như: khả năng biến dạng địa tầng; hình dạng, kích thước của

mặt tiếp xúc; trị số của tải trọng mặt tiếp xúc; độ cứng của kết cấu...



Hình 1. Mô hình nền Winkler (Nguyễn Kế Tường và Nguyễn Minh Hùng, 2014)

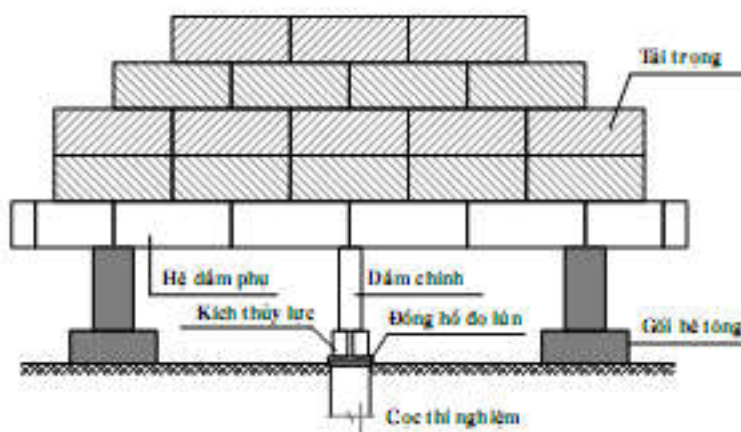
Hệ số kháng đàn hồi còn gọi là hệ số nền, là hàm phi tuyến, phụ thuộc vào cấp độ tải trọng, phương thức gia tải, loại đất, kích thước và đặc tính kết cấu công trình ngầm tác dụng vào đất. Tuy nhiên nhằm đáp ứng mục đích thiết kế thông thường, ta có thể xác định hệ số nền theo tiếp tuyến gốc hoặc pháp tuyến ứng với tải trọng làm việc.

3.3. Các phương pháp xác định hệ số nền

3.3.1. Phương pháp thí nghiệm nén tĩnh cọc với tải trọng duy trì ML(maintained loading) (Phan Hồng Quân, 2006)

Nguyên tắc của thí nghiệm theo phương pháp này là tác dụng một lực nén tĩnh lên đầu cọc và thu nhận quan hệ giữa lực nén với độ lún của đầu cọc khi tăng dần tải trọng cho đến khi cọc bị phá hoại hoặc đến khi thỏa mãn yêu cầu khảo sát. Từ quan hệ tải trọng – độ lún, có thể xác định sức chịu tải tải giới hạn của cọc và tải trọng cho phép lên cọc.

Độ lún của đầu cọc bao gồm biến dạng bản thân cọc và biến dạng của đất nền do đó về nguyên tắc, không thể xảy ra và kết thúc trong thời gian ngắn.

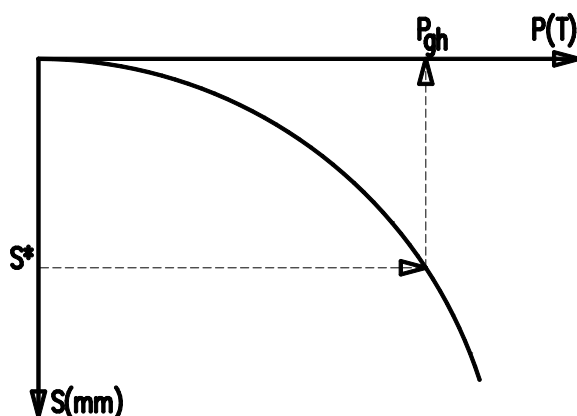


Hình 2. Sơ đồ bố trí thí nghiệm nén tĩnh (Tiêu chuẩn Quốc gia TCVN 9393:2012)

Tải trọng tác dụng lên đầu cọc không thể tăng một cách liên tục mà vẫn thảo mãn điều kiện kết thúc biến dạng. Như vậy, hai yếu tố chính để xây dựng quan hệ tải trọng – độ lún khi thí nghiệm nén tĩnh cọc buộc phải chấp nhận một số quy ước: quy ước về độ lớn cấp tải trọng và quy ước về điều kiện kết thúc biên

dạng. Các quy ước này nói chung khác nhau ở các Tiêu chuẩn thí nghiệm khác nhau (của các nước, các tổ chức khác nhau).

Kết quả chính của thí nghiệm là quan hệ tải trọng – độ lún của đầu cọc được biểu diễn dưới dạng đồ thị như hình 3.



Hình 3. Biểu đồ quan hệ tải trọng – chuyển vị

Trên cơ sở đường cong $P = f(S)$, ứng với độ lún giới hạn thí nghiệm, S^* , sức chịu tải giới hạn của cọc P_{gh} được xác định trên đồ thị theo:

$$P_{gh} = f(S^*) \quad (T) \quad (4)$$

Tải trọng cho phép tác dụng lên cọc xác định theo công thức:

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} \quad (T) \quad (5)$$

Trong đó: F_s – Hệ số an toàn xác định theo

tiêu chuẩn thiết kế, tùy theo cách định nghĩa S^* .

Điểm mấu chốt trong các tiêu chuẩn thí nghiệm hiện nay và cũng có thể là những điểm khác biệt nhau thuộc về những vấn đề mang tính quy ước: tải trọng thí nghiệm lớn nhất P_{max} ; số gia tải trọng thí nghiệm ΔP ; tiêu chuẩn quy ước về ổn định lún $\Delta S/\Delta t$ và độ lún giới hạn thí nghiệm S^* . Dưới đây là các quy ước được sử dụng trong thí nghiệm theo tiêu chuẩn Hoa Kỳ ASTM (D1143) và thí nghiệm theo TCVN 9393:2012:

Bảng 1: Quy ước các hệ số trong tiêu chuẩn Hoa Kỳ và Việt Nam

TT	Chỉ số	Tiêu chuẩn Hoa Kỳ ASTM	Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN
1	P_{max}	Tối thiểu 2 P_w	Đến độ lún $S = 40$ mm nhưng không nhỏ hơn $1,5P_{gh}^*$
2	ΔP	25% P_w cho lần nén thứ nhất đến 2 P_w ; 50% cho lần nén thứ hai đến P_{max}	10% P_{max} cho các cấp tải trọng ban đầu < 10% P_{max} cho các cấp cuối cùng
3	$\Delta S/\Delta t$	0,25 mm/h nhưng không quá 2h cho mỗi cấp trừ cấp 2 P_w duy trì đến 24h	0,1 mm/h khi đất mũi cọc là cát hoặc sét cứng – nửa cứng 0,05 mm/h khi đất mũi cọc là sét dẻo
4	S^*	Không quy định, khuyến cáo lấy $0,1D_{cọc}$	$0,2[S]$ hoặc 40 mm lấy giá trị nhỏ hơn
5	Chu trình thí nghiệm	Thí nghiệm đến P_{max} với $\Delta P = 25\%P_w$ dỡ tải với $\Delta P = 50\%P_w$ về 0. Lưu 24h, nén lại với $\Delta P = 50\%P_w$ đến phá hoại	Thí nghiệm đến P_{max} với $\Delta P \leq 10\%P_{max}$ Dỡ tải với $\Delta P' = 2\Delta P$, mỗi cấp 15 phút

Ghi chú:

P_w - Tải trọng làm việc yêu cầu của cọc (sức chịu tải cho phép của cọc cần phải có);

P_{gh}^* - Sức chịu tải giới hạn của cọc theo dự báo bằng các phương pháp khác.

3.3.2. Phương pháp tra bảng tính hệ số nền cho cọc theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 10304:2014

Đất bao quanh cọc được xem như môi

trường đàn hồi biến dạng tuyến tính đặc trưng bằng hệ số nền C_z , tính bằng kN/m^3 , tăng dần theo chiều sâu. Hệ số nền tính toán của đất trên thân cọc, C_z , được xác định theo công thức:

$$C_z = \frac{kZ}{\gamma_c} \quad (kN/m^3) \quad (6)$$

Trong đó:

k – Hệ số tỷ lệ, tính bằng kN/m^4 , phụ thuộc vào loại đất bao quanh cọc theo bảng 2;

z – Độ sâu của tiết diện cọc trong đất, nơi xác định hệ số nền, kể từ mặt đất trong trường hợp móng cọc dài cao, hoặc kể từ đáy đài trong trường hợp móng cọc đài thấp, m;
 γ_c – Hệ số điều kiện làm việc (đối với cọc độc lập $\gamma_c = 3$).

Bảng 2. Hệ số tỷ lệ k theo công thức tính hệ số nền trong TCVN 10304:2014

TT	Đất bao quanh cọc và các đặc trưng của đất	Hệ số tỷ lệ k kN/m ⁴
1	Cát to ($0,55 \leq e \leq 0,7$); Sét và sét pha cứng ($IL < 0$). Cát hạt nhỏ ($0,6 \leq e \leq 0,75$); cát hạt vừa ($0,55 \leq e \leq 0,7$);	Từ 18000 đến 30000
2	Cát pha cứng ($IL < 0$); sét, sét pha dẻo cứng và nửa cứng ($0 \leq IL \leq 0,5$)	Từ 12000 đến 18 000
4	Cát bụi ($0,6 \leq e \leq 0,8$); cát pha dẻo ($0 \leq IL \leq 1$) và Sét và sét pha dẻo mềm ($0,5 \leq IL \leq 0,75$)	Từ 7000 đến 12000
4	Sét và sét pha dẻo chảy ($0,75 \leq IL \leq 1$)	Từ 4000 đến 7000
5	Cát sạn ($0,55 \leq e \leq 0,7$); đất hạt lớn lẫn cát	Từ 50000 đến 100000

3.3.3. Phương pháp tính hệ số nền theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT (Nguyễn Kế Tường, Nguyễn Minh Hùng, 2014)

Hệ số nền theo phương đứng theo chiều sâu K_s tính theo công thức:

- Trong đất rời:

$$K_s = \frac{1,95N}{B} \quad (\text{MN}) \quad (7)$$

- Trong đất dính:

$$K_s = \frac{1,04N}{B} \quad (\text{MN}) \quad (8)$$

Trong đó:

N - Giá trị SPT trung bình của lớp đất;
 B - Bề rộng hoặc đường kính cọc, m.

3.4. Áp dụng tính toán trong điều kiện thực tế

3.4.1. Số liệu địa chất – nền móng

Tài liệu địa chất và nền móng này được tham khảo từ số liệu khảo sát địa chất phục vụ cho thiết kế kỹ thuật giảng đường H3 tại trường Đại học Xây dựng do Công ty TNHH Tư vấn xây dựng Nhật Việt (VJEC) thực hiện. Trong khuôn khổ bài báo, nhóm tác giả trích dẫn kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT nhằm phục vụ cho tính toán nghiên cứu.

Bảng 5. Bảng thống kê kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT (N_{30}) tại lỗ khoan LK3

TT	Tên lớp	Tên đất	Cao độ đỉnh lớp (m)	Độ sâu đáy lớp (m)	Chiều dày (m)	N_{30} , (búa)
1	Lớp 1	Đất lấp	0	1,7	1,7	0
2	Lớp 2	Sét ít dẻo, TT dẻo nửa cứng	1,7	5,8	4,1	8
3	Lớp 3	Bụi ít dẻo, TT dẻo chảy	5,8	10	4,2	2
4	Lớp 4a	Cát bụi, kết cấu rời rạc	10	10	0	8
5	Lớp 4b	Cát bụi, kết cấu chặt vừa	10	25,5	15,5	15
6	Lớp 5	Bụi rất dẻo, TT dẻo mềm	25,5	30,4	4,9	18
7	Lớp 6	Cát bụi, kết cấu chặt vừa	30,4	32,8	2,4	24
8	Lớp 7	Sét ít dẻo, TT dẻo cứng	32,8	33,9	1,1	12
9	Lớp 8a	Cát bụi, kết cấu chặt vừa	33,9	36,5	2,6	16
10	Lớp 8b	Cát bụi, kết cấu chặt vừa	36,5	40,2	3,7	10
11	Lớp 9	Sét ít dẻo, TT dẻo cứng	40,2	41,8	1,6	15
12	Lớp 10	Cát bụi lẫn sỏi sạn, kết cấu chặt vừa	41,8	44,5	2,7	20
13	Lớp 11b	Sỏi sạn, kết cấu chặt	44,5	46,5	2	50

3.4.2. Dự báo sức chịu tải của cọc

Cọc trong công trình sử dụng cọc đường

kinh $D = 800$ mm, bê tông cọc B30 có cường độ chịu nén $R_b = 17$ Mpa, cốt thép cọc sử dụng

mác thép CB-400V với 12Ø18.

- Sức chịu tải của cọc theo vật liệu P_{vl} được xác định theo công thức (Phan Hồng Quân, 2006):

$$P_{vl} = \gamma_{cb} \gamma'_{cb} R_b A_c + R_a A_s \quad (9)$$

Trong đó:

γ_{cb} – Hệ số điều kiện làm việc, $\gamma_{cb} = 0,85$;

γ'_{cb} – Hệ số kể đến phương pháp thi công cọc $\gamma'_{cb} = 1,00$;

A_c - Diện tích mặt cắt ngang cọc;

A_s - Diện tích cốt thép trên mặt cắt ngang cọc;

Thay số vào ta có:

$$P = 0,85 \cdot 1 \cdot 170 \cdot 3,14 \cdot 80^2 / 4 + 12 \cdot 3,14 \cdot 1,8^2 / 4 \cdot 4000 / 1,1 = 839952,73 \text{ (daN)} = 839,95 \text{ (T)}$$

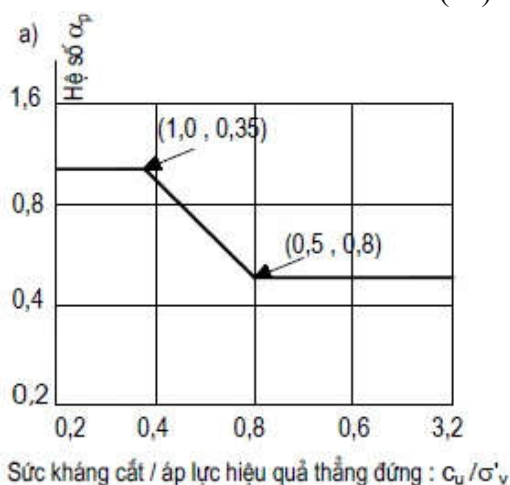
- Sức chịu tải của cọc P theo công thức Nhật Bản từ kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT (Phan Hồng Quân, 2006):

$$P = \frac{R_{cu}}{\gamma} \quad (10)$$

Trong đó:

R_{cu} – Sức chịu tải cực hạn của cọc, được tính theo công thức:

$$R_{cu} = (q_b A_c + u(R_c + R_s)) = (q_b A_b + u \sum (f_{c,i} l_{c,i} + f_{s,i} l_{s,i})) \quad (11)$$



q_b – Cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc xác định như sau:

Khi mũi cọc trong đất rời $q_b = 300N_p$ cho cọc đóng (ép) và $q_b = 150N_p$ cho cọc khoan nhồi.

Khi mũi cọc trong đất dính $q_b = 9C_u$ cho cọc đóng (ép) và $q_b = 6C_u$ cho cọc khoan nhồi.

$f_{s,i}$ – Cường độ sức kháng trung bình trên đoạn cọc xác định như sau:

Đối với cọc đóng và cọc ép, cường độ sức kháng trung bình trên đoạn cọc nằm trong lớp đất rời thứ “i”:

$$f_{s,i} = 10N_{s,i} / 3 \quad (12)$$

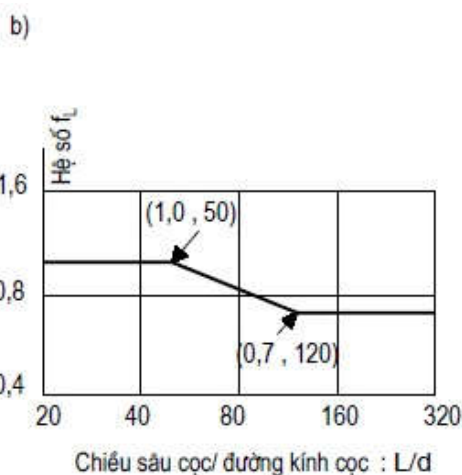
Và cường độ sức kháng trên đoạn cọc nằm trong đất dính thứ “i”:

$$f_{s,i} = \alpha_p f_L c_{u,i} \quad (13)$$

Trong đó:

α_p – Hệ số điều chỉnh cho cọc đóng, phụ thuộc vào tỷ lệ sức kháng cắt không thoát nước của đất dính c_u và trị số trung bình của ứng suất pháp hiệu quả thẳng đứng, xác định theo biểu đồ trên hình 4.

f_L – Hệ số điều chỉnh theo độ mảnh h/d của cọc đóng, xác định theo biểu đồ trên hình 4.



Hình 4. Biểu đồ xác định hệ số α_p và f_L

N_p – Chỉ số SPT trung bình trong khoảng 1d dưới và 4d trên mũi cọc;

C_u – Cường độ sức kháng cắt không thoát nước của đất dính, khi không có số liệu sức kháng cắt không thoát nước c_u xác định trên các thiết bị thí nghiệm cắt đất trực tiếp hay thí nghiệm nén ba trục có thể xác định từ thí nghiệm nén một trục nở ngang tự do ($c_u = q_u/2$) hoặc từ chỉ số SPT trong đất

dính: $c_{u,i} = 6,25 N_{c,i}$ tính bằng kPa, trong đó $N_{c,i}$ là chỉ số SPT trong đất dính.

$N_{s,i}$ – là chỉ số SPT trung bình trong lớp đất rời “i”;

$l_{s,i}$ – là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất rời “i”;

$l_{c,i}$ – là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất dính “i”;

u - là chu vi tiết diện ngang cọc;
 d - là đường kính tiết diện cọc tròn, hoặc cạnh tiết diện cọc vuông.
 γ - Hệ số an toàn đối với cọc chịu nén tính theo công thức:

$$\gamma = \frac{\gamma_n \gamma_k}{\gamma_0} \quad (14)$$

γ_n - Hệ số tin cậy về tầm quan trọng của công trình, lấy bằng 1,2; 1,15 và 1,1 tương ứng với tầm quan trọng của công trình cấp I, II, III trong phụ lục F(TCVN 10304:2014);

γ_k - là hệ số tin cậy lấy theo đất, đối với móng

cọc đài thấp có đáy đài nằm trên lớp đất biên dạng lớn, lấy $\gamma_k = 1,75$ cho móng có $01 \div 05$ cọc;
 γ_0 - là hệ số điều kiện làm việc kể đến yếu tố tăng mức độ đồng nhất của nền đất khi sử dụng móng cọc lấy bằng 1 với cọc đơn và lấy bằng 1,15 với nhiều cọc.

Áp dụng cho điều kiện địa chất theo bảng 5 xác định được các thông số:

$$q_b = 15.50 = 750 \text{ T/m}^2$$

$$c_u = 6,25.50.0,1 = 31,25 \text{ T/m}^2$$

Tra hình 4 có hệ số $\alpha_p = 1$ và $f_L = 1$; $\gamma = 1,75$.

Bảng 6. Bảng xác định sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT (N_{30})

TT	Tên lớp	Tên đất	Cao độ đỉnh lớp (m)	Độ sâu đáy lớp (m)	Chiều dày (m)	N ₃₀ , (búa)	$c_{u,i}$ (T/m ²)	R_c (T)	R_s (T)
1	Lớp 1	Đất lấp	0	1,7	1,7	0			
2	Lớp 2	Sét ít dẻo, TT dẻo nửa cứng	1,7	5,8	4,1	8	5	51,5	27,5
3	Lớp 3	Bùn ít dẻo, TT dẻo chảy	5,8	10	4,2	2			7,0
4	Lớp 4a	Cát bụi, kết cấu rời rạc	10	10	0	8			0,0
5	Lớp 4b	Cát bụi, kết cấu chặt vừa	10	25,5	15,5	15			194,7
6	Lớp 5	Bùn rất dẻo, TT dẻo mềm	25,5	30,4	4,9	18			73,9
7	Lớp 6	Cát bụi, kết cấu chặt vừa	30,4	32,8	2,4	24			48,2
8	Lớp 7	Sét ít dẻo, TT dẻo cứng	32,8	33,9	1,1	12	7,5	20,7	11,1
9	Lớp 8a	Cát bụi, kết cấu chặt vừa	33,9	36,5	2,6	16			34,8
10	Lớp 8b	Cát bụi, kết cấu chặt vừa	36,5	40,2	3,7	10			31,0
11	Lớp 9	Sét ít dẻo, TT dẻo cứng	40,2	41,8	1,6	15	9,38	37,7	20,1
12	Lớp 10	Cát bụi lẫn sỏi sạn, kết cấu chặt vừa	41,8	44,5	2,7	20			45,2
13	Lớp 11b	Sỏi sạn, kết cấu chặt	44,5	46,5	2	50			83,7

Từ kết quả trên có sức chịu tải của cọc:

$$[P] = [750.0,502 + 2,512.(109,9 + 577,2)]/1,75 = 607,9 \text{ (T)}$$

3.4.3. Tính toán độ cứng lò xo cọc theo các phương pháp

Trong mô hình nền Winkler, các cọc được mô phỏng là các gối lò xo có độ cứng hữu hạn. Khi sử dụng móng cọc đài thấp, cọc chỉ chịu tải trọng dọc trục nên có thể giả thiết độ cứng lò xo theo phương ngang là vô cùng lớn hoặc gán gối theo hai phương.

- Tính toán sức chịu tải của cọc theo thí nghiệm nén tĩnh là một phương pháp cho kết quả có độ tin cậy cao. Tuy nhiên, đòi hỏi chi phí thực hiện lớn và thường dùng hiệu chỉnh phương án móng sau khi thi công các cọc thí

nghiệm. Vì vậy, nhóm tác giả sử dụng giá trị dự báo sức chịu tải cho phép cho việc tính toán độ cứng lò xo cọc khi mô hình theo công thức:

$$K_c = \frac{[P]}{S^*} \quad (15)$$

- Theo Tiêu chuẩn Quốc gia TCVN 9362:2012 thì $S_{gh} = 80 \text{ mm}$ nên $S^* = 0,2.80 = 16\text{mm}$ và $S^* = 0,1.800 = 80\text{mm}$ (ASTM).

- Theo tiêu chuẩn TCVN 10304:2014 và kết quả thí nghiệm SPT, cao độ Z được sử dụng đưa vào tính toán là cao độ nằm giữa lớp đất cọc đi qua.

Bảng 7. Bảng tính toán hệ số nền theo phương đứng cho cọc theo TCVN 10304:2014 và SPT

TT	Tên lớp	Tên đất	Chiều dày l_i (m)	Cao độ z (m)	Hệ số tỷ lệ K (KN/m^4)	SPT N30, (búa)	Hệ số C_z (KN/m^3)	Hệ số K_s (MN/m^3)
1	Lớp 1	Đất lấp	1,7	0,85	0	0	0	0
2	Lớp 2	Sét ít dẻo, TT dẻo nửa cứng	4,1	3,75	12000	8	15000	10,400
3	Lớp 3	Bụi ít dẻo, TT dẻo chảy	4,2	7,9	7000	2	18433	4,875
4	Lớp 4a	Cát bụi, kết cấu rời rạc	0	10,0	12000	8	40000	19,500
5	Lớp 4b	Cát bụi, kết cấu chặt vừa	15,5	17,75	15000	15	88750	36,563
6	Lớp 5	Bụi rất dẻo, TT dẻo mềm	4,9	27,95	18000	18	167700	43,875
7	Lớp 6	Cát bụi, kết cấu chặt vừa	2,4	31,6	18000	24	189600	58,500
8	Lớp 7	Sét ít dẻo, TT dẻo cứng	1,1	33,35	12000	12	133400	15,600
9	Lớp 8a	Cát bụi, kết cấu chặt vừa	2,6	35,2	15000	16	176000	39,000
10	Lớp 8b	Cát bụi, kết cấu chặt vừa	3,7	38,35	12000	10	153400	24,375
11	Lớp 9	Sét ít dẻo, TT dẻo cứng	1,6	41,0	15000	15	205000	19,500
12	Lớp 10	Cát bụi lẫn sỏi sạn, kết cấu chặt vừa	2,7	43,15	24000	20	345200	48,750
13	Lớp 11b	Sỏi sạn, kết cấu chặt	2	45,5	50000	50	758333	121,875

Để thấy, hệ số nền theo phương đứng của cọc trong các tài liệu khác nhau có ký hiệu khác nhau nhưng đều có cùng bản chất cơ học. Độ cứng của lò xo cọc khi xuyên qua các lớp đất là:

$$K_c = \frac{\sum_{i=1}^n K_{s,i} l_i}{\sum_{i=1}^n l_i} A_c \quad (16)$$

Kết quả tính toán theo các phương pháp được tổng hợp trong bảng 8.

Bảng 8. Độ cứng lò xo cọc từ thí nghiệm nén tĩnh theo các phương pháp

Độ cứng lò xo cọc K_c (T/m)			
TCVN 9393:2012	TN SPT	ASTM	TCVN 10304:2014
37993,75	34565,36	7598,75	7423,074

3.4.4. Mô hình hóa hệ đài – cọc trên phần mềm SAFE

- SAFE là một phần mềm nằm trong bộ ba gồm SAP, ETAB, SAFE của đại học Berkeley, California, Hoa Kỳ. SAFE được phát triển như là một phần mềm kết cấu chuyên dụng tính toán cho các loại sàn bê tông cốt thép theo phương pháp phần tử hữu hạn như sàn sườn, sàn không dầm, sàn ứng lực trước... Với các công cụ hỗ trợ cho việc tính toán các kết cấu bản các kỹ sư đang dần hoàn thiện và từng bước ứng dụng SAFE vào trong việc tính toán các kết cấu ngầm.

- Chiều cao tối thiểu của đài cọc chọn theo công thức (Charles E. Reynolds and James C. Steedman, 1999):

+ Nếu đường kính cọc $D_c \leq 550$ mm thì:

$$h_d = 2D_c + 100 \text{ (mm)} \quad (17a)$$

+ Nếu đường kính cọc $D_c \geq 550$ mm thì:

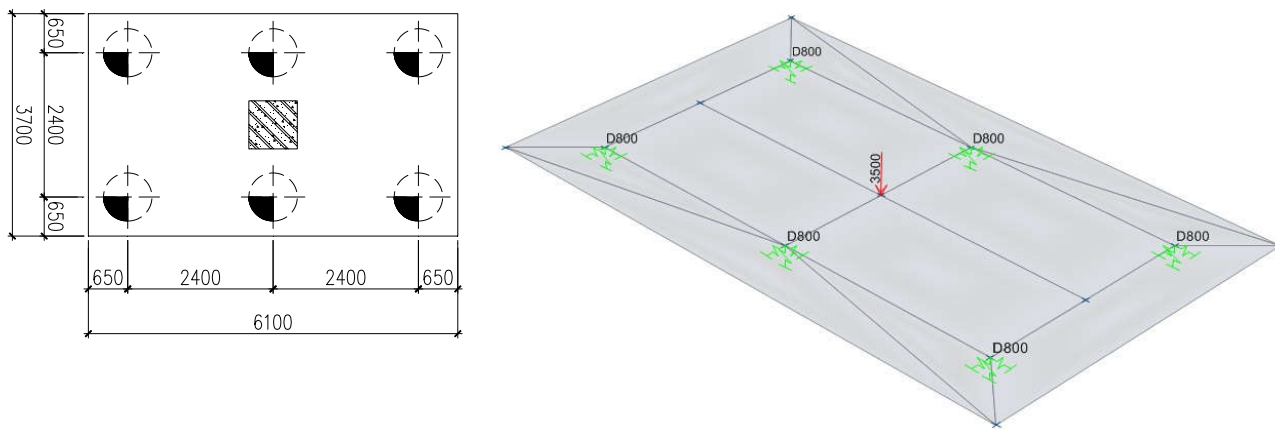
$$h_d = \frac{(8D_c - 600)}{3} \text{ (mm)} \quad (17b)$$

Trong đó: h_d - Chiều cao đài cọc, (mm).

- Chiều cao đài cọc (ứng với cọc $D_c = 800$ mm) trong nghiên cứu chọn h_d tối thiểu là 1933 mm. Nhóm tác giả tiến hành khảo sát trong khoảng từ (2000÷2500) mm.

- Trên mặt bằng, theo TCVN 10304:2014 khoảng cách giữa các cọc theo hai phương phải từ $(3\div 5)D_c$ và khoảng cách từ mép cọc đến mép đài tối thiểu là 250 mm.

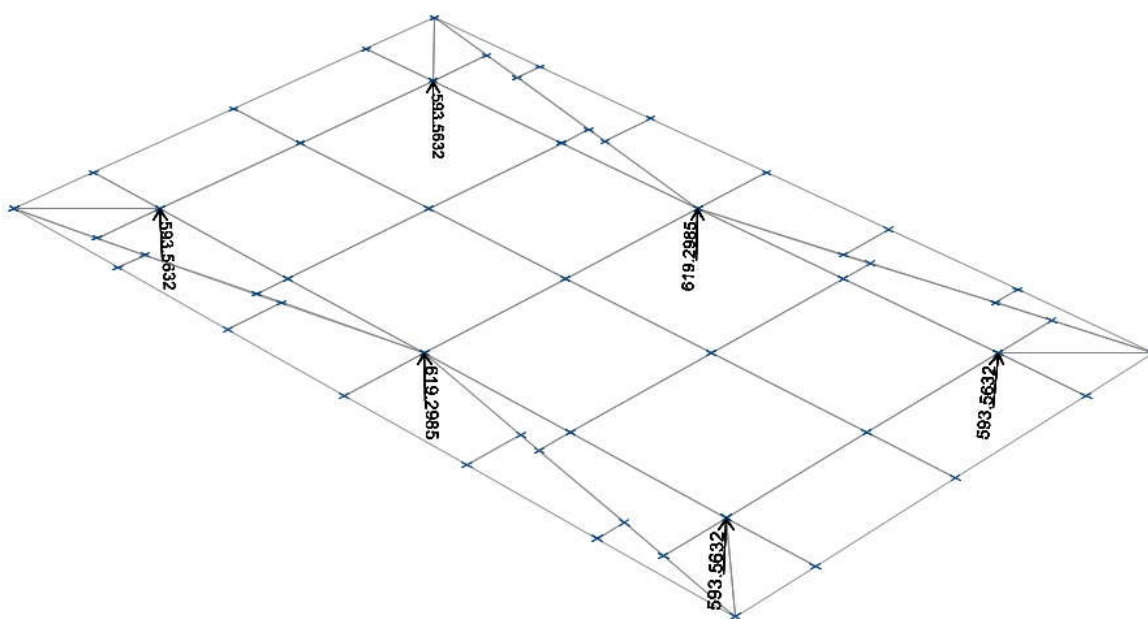
- Khảo sát trường hợp lực dọc chân cột tác dụng $N_0 = 3500T$ ứng với trường hợp cọc đường kính 800 có sức chịu tải 607,92T. Như vậy, theo công thức (1) số lượng cọc cần sử dụng tối thiểu là 6 cọc. Sơ đồ bố trí cọc và mô hình được thể hiện trên hình 5.



a) Mặt bằng cọc thực tế

b) Mô phỏng đài – cọc trên phần mềm SAFE

Hình 5. Bố trí cọc trên thực tế và mô hình



Hình 6. Phản lực của cọc khi tiếp nhận tải trọng từ cột

Bảng 9. Bảng thống kê kết quả tải trọng phân phối lên đầu cọc trong các trường hợp

N ₀ (T)	G _{đài} (T)	P _{LT} (T)	K _c ^{TCVN 9393:2012}		K _c ^{SPT}		K _c ^{ASTM}		K _c ^{TCVN 10304:2014}	
			P _{max} (T)	P _{min} (T)	P _{max} (T)	P _{min} (T)	P _{max} (T)	P _{min} (T)	P _{max} (T)	P _{min} (T)
Chiều cao đài h _d = 2,0 m										
3500	112,85	602,14	619,30	593,56	617,77	594,33	605,62	600,40	605,54	600,44
Chiều cao đài h _d = 2,25 m										
3500	126,95	604,50	617,01	598,23	615,89	598,79	607,02	603,23	606,96	603,26
Chiều cao đài h _d = 2,5 m										
3500	141,06	606,84	616,33	602,1	615,48	602,52	608,76	605,89	608,71	605,91

4. KẾT LUẬN

Từ các kết quả nghiên cứu “Xác định độ cứng lò xo cọc khi thiết kế hệ móng cọc đài thấp theo mô hình nền Winkler”, nhóm tác giả đưa ra một số kết luận như sau:

- Cùng điều kiện địa chất tại một lỗ khoan

cố định, các phương pháp tính khác nhau cho kết quả có độ cách biệt rất lớn đến 5 lần.

- Khi đài móng có cùng chiều cao, sử dụng cọc đường kính 800 mm với độ cứng lò xo cọc càng lớn thì chênh lệch giữa lực phân phối vào cọc lớn nhất và nhỏ nhất trong đài càng tăng,

khoảng dao động từ lớn nhất là $(0,85 \div 4,34\%)$ với đài cao 2 m và nhỏ nhất là $(0,45 \div 2,37\%)$ với đài cao 2,5 m. Điều đó có nghĩa chiều cao đài càng lớn thì sự phân phối lực tác dụng vào đầu cọc càng đều hơn.

- Trong số bốn phương pháp tính toán độ cứng lò xo cọc trong mô hình nền đàn hồi, phương pháp tính toán theo tiêu chuẩn TCVN 10304:2014 và tiêu chuẩn ASTM (D1143) cho kết quả tải trọng phân phối lên cọc gần với tính toán lý thuyết nhất với sai số nhỏ hơn 0,5%.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Phan Hồng Quân (2006). *Nền và Móng*. Nhà xuất bản Giáo dục, Hà Nội.
2. Tiêu chuẩn quốc gia TCVN 10304:2014 Móng

cọc – Tiêu chuẩn Thiết kế. Bộ Khoa học và Công nghệ.

3. Tiêu chuẩn Quốc gia TCVN 9393:2012 Cọc – Phương pháp thí nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục, Bộ Khoa học và Công nghệ.

4. Nguyễn Kế Tường, Nguyễn Minh Hùng (2014). *Phương pháp xác định hệ số kháng đàn hồi*. Tạp chí Đại học Thủ Dầu I, số 1(14)-2014.

5. Tiêu chuẩn Quốc gia TCVN 9362:2012 Tiêu chuẩn thiết kế Nền nhà và Công trình, Bộ Khoa học và Công nghệ.

6. Nguyễn Khánh Hùng, Nguyễn Hồng Ân, Nguyễn Ngọc Phúc (2012). *Thiết kế kết cấu công trình SAFE 12*. Nhà xuất bản Đại học quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh.

7. Charles E. Reynolds, James C. Steedman (1999). *Reinforced Concrete Designer's Handbook" Tenth Edition*. E&FN Spon Ltd.

DETERMINING THE PILE SPRING STIFFNESS IN DESIGNING A LOW PILE FOUNDATION ACCORDING TO THE WINKLER FOUNDATION MODEL

Vu Minh Ngoc¹, Pham Van Thuyet¹
¹Vietnam National University of Forestry

SUMMARY

The new perspective in calculating underground structural is the calculation of the elastic interaction between foundation soil and underground structural. For the low pile foundation, the piles in the pile cap are modeled by vertical elastic bearing with finite stiffness and extremely large stiffness in the horizontal plane. In this study, the group of authors calculated the pile spring stiffness by four methods: Method of cone penetration test according to Vietnamese and American standards, Foundation standards and the results of Standard penetration test with 800 mm pile diameter. The results of the study show that: 1) With the same geological conditions in a fixed borehole, the different calculation methods give results in a very big difference of 5 times; 2) For the pile cap is the same height, using 800 mm pile diameter with a bigger pile spring stiffness than the difference between the distribution force into the biggest and smallest pile in the pile cap increases, the biggest range from $(0.85 \div 4.34\%)$ with 2m high pile cap and the smallest one from $(0.45 \div 2.37\%)$ with 2.5 m high pile cap. That means the bigger the height of the pile cap, the more evenly distributed the force at the top of the pile; 3) Among the four methods for calculating the pile spring stiffness in the elastic foundation model, the calculation method according to 10304: 2014 and ASTM (D1143) standards give results in the distribution load into the pile is close to the most theoretical calculation with errors are less than 0.5%.

Keyword: Foundation coefficient, pile foundation, Winkler foundation.

Ngày nhận bài : 10/4/2019
Ngày phản biện : 16/5/2019
Ngày quyết định đăng : 24/5/2019