

Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế

Pile foundation - Specification for design

1. Nguyên tắc chung

1.1. Phạm vi áp dụng của tiêu chuẩn

Tiêu chuẩn thiết kế móng cọc được áp dụng cho các công trình thuộc lĩnh vực xây dựng dân dụng và công nghiệp, giao thông, thủy lợi và các ngành có liên quan khác.

Những công trình có yêu cầu đặc biệt mà chưa đề cập đến trong tiêu chuẩn này sẽ được thiết kế theo tiêu chuẩn riêng hoặc do kỹ sư tư vấn đề nghị với sự chấp thuận của chủ công trình.

1.2. Các tiêu chuẩn hiện hành có liên quan:

- TCVN 4195 4202 : 1995 Đất xây dựng - Phương pháp thử;
- TCVN 2737 : 1995 - Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế;
- TCVN 5574 : 1991 - Kết cấu bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế;
- TCVN 3993 3994 : 1985 - Chống ăn mòn trong xây dựng kết cấu bê tông và bê tông cốt thép;
- TCXD 206 : 1998 - Cọc khoan nhồi - Yêu cầu về chất lượng thi công;
- TCVN 160 : 1987 - Khảo sát địa kỹ thuật phục vụ cho thiết kế và thi công móng cọc;
- TCXD 174 : 1989 - Đất xây dựng - Phương pháp thí nghiệm xuyên tĩnh;
- TCXD 88 : 1982 Cọc - Phương pháp thí nghiệm hiện trường;
- ASTM D4595 : 1989 - Thí nghiệm động cọc biến dạng lớn - Phương pháp tiêu chuẩn (Standard Test Method for High - Strain Dynamic Testing of Piles);
- BS 8004 : 1986 - Móng (Foundations)
- SNiP 2.02.03.85 - Móng cọc (Svainu Fundamentu);
- SNiP 2.02.01.83 - Nền nhà và công trình (Osnovania Zdanii i soorujenii)

1.3. Ký hiệu quy ước chính.

A_p - Diện tích tiết diện mũi cọc;

A_s - Tổng diện tích mặt bên có kể đến trong tính toán;

B - Bề rộng của đáy móng quy ước;

c - Lực dính của đất;

d - Bề rộng tiết diện cọc;

d_p - Đường kính mũi cọc;

E_s - Mô - đun biến dạng của đất nền;

E_p - Mô - đun biến dạng của vật liệu cọc;

FS - Hệ số an toàn chung của cọc;

FS_s - Hệ số an toàn cho ma sát bên của cọc;

FS_p - Hệ số an toàn cho sức chống tại mũi cọc;

G_1 - Giá trị mô - đun cắt của lớp đất xung quanh thân cọc;

G_2 - Giá trị mô - đun cắt của lớp đất dưới mũi cọc;

L - Chiều dài cọc;

I_L - Chỉ số sệt của đất;

M_x, M_y - Giá trị mômen tác dụng lên đài cọc theo các trục x và y;

- N - Tải trọng nén tác dụng lên cọc;
 N_k - Tải trọng nhỏ tác dụng lên cọc;
 N_h - Tải trọng ngang tác dụng lên cọc;
 N_c, N_q, N_γ - Thông số sức chịu tải lấy theo giá trị góc ma sát trong của nền đất;
 N_{SPT} - Chỉ số SPT từ thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT);
 Q_a - Sức chịu tải trọng nén cho phép của cọc;
 Q_{ak} - Sức chịu tải trọng nhỏ cho phép của cọc;
 Q_{ah} - Sức chịu tải trọng ngang cho phép của cọc;
 Q_u - Sức chịu tải trọng nén cực hạn của cọc;
 Q_{uk} - Sức chịu tải trọng nhỏ cực hạn của cọc;
 Q_{uh} - Sức chịu tải trọng ngang cực hạn của cọc;
 Q_s - Sức chịu tải cực hạn của cọc đơn do ma sát bên;
 Q_p - Sức chịu tải cực hạn của cọc đơn do lực chống;
S - Độ lún tính toán của móng cọc;
 S_{gh} - Độ lún giới hạn của công trình;
W - Trọng lượng cọc;
 c_a - Lực dính giữa cọc và đất xung quanh cọc;
 c_u - Sức chống cắt không thoát nước của đất nền;
 f_i - Ma sát bên tại lớp đất thứ i;
 f_c - Cường độ chịu nén của bê tông;
 f_{pe} - Giá trị ứng suất trước của tiết diện bê tông đã kể đến tổn thất;
 f_y - Giới hạn dẻo của thép;
 l_i - Chiều dày của lớp đất thứ i trong chiều dài tính toán của cọc;
 q_p - Cường độ chịu tải cực hạn của đất ở mũi cọc;
 q^c - Sức chống ở mũi từ thí nghiệm xuyên tĩnh;
u - Chu vi tiết diện ngang thân cọc;
- Khối lượng thể tích tự nhiên của đất;
- Hệ số Poát xông của đất;
- Góc ma sát trong của đất;
 a - Góc ma sát giữa cọc và đất.

1.4. Các định nghĩa và thuật ngữ:

- Cọc: là một kết cấu có chiều dài lớn so với bề rộng tiết diện ngang được đóng, ấn hay thi công tại chỗ vào lòng đất, đá để truyền tải trọng công trình xuống các lớp đất đá sâu hơn nhằm cho công trình xây dựng bên trên đạt các yêu cầu của trạng thái giới hạn quy định.
- Cọc chiếm chỗ: là loại cọc được đưa vào lòng đất bằng cách đẩy đất ra xung quanh bao gồm các loại cọc chế tạo trước được đưa xuống độ sâu thiết kế bằng phương pháp đóng (được gọi là đóng cọc), ấn (được gọi là cọc ép) và rung, hay các loại cọc nhồi đổ tại chỗ mà phương pháp tạo lỗ được thực hiện bằng phương pháp đóng.
- Cọc thay thế: là loại cọc được thi công bằng cách khoan tạo lỗ và sau đó lấp đầy bằng vật liệu khác (ví dụ cọc nhồi đổ tại chỗ) hoặc đưa các loại cọc chế tạo sẵn vào.
- Cọc thí nghiệm: là cọc được dùng để đánh giá sức chịu tải hoặc kiểm tra chất lượng cọc.
- Nhóm cọc: gồm một số cọc được bố trí gần nhau và cùng có chung một đài cọc.

- Băng cọc: gồm những cọc được bố trí theo 1 - 3 hàng dưới các móng băng.
- Bè cọc: gồm nhiều cọc có chung một đài với kích thước lớn hơn 10x10m.
- Đài cọc: là phần kết cấu để liên kết các cọc trong một nhóm cọc với công trình bên trên.
- Cọc đài cao: là hệ cọc trong đó đài cọc không tiếp xúc với đất.
- Cọc chống: là cọc có sức chịu tải chủ yếu do lực chống của đất tại mũi cọc.
- Cọc ma sát: là cọc có sức chịu tải chủ yếu do ma sát của đất tại mặt bên cọc.
- Lực ma sát: là giá trị lực do đất tác dụng lên thân cọc có chiều cùng với chiều của tải trọng công trình tác dụng lên cọc khi chuyển dịch của đất xung quanh cọc lớn hơn chuyển dịch của cọc.
- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT (Standard Penetration Test): là thí nghiệm thực hiện trong hố khoan bằng cách đóng một ống mẫu có kích thước quy định vào lòng đất bằng năng lượng rơi tự do của một quả búa là 63,5 kg với chiều cao rơi búa là 76 cm.
- Chỉ số N_{SPT} : là kết quả thu được từ thí nghiệm SPT, thể hiện bằng số nhát búa cần thiết để đóng được mũi xuyên vào đất một khoảng là 30 cm.
- Sức chịu tải cực hạn: là giá trị sức chịu tải lớn nhất của cọc trước thời điểm xảy ra phá hoại, xác định bằng cách tính toán hoặc thí nghiệm.
- Sức chịu tải cho phép: là giá trị tải trọng mà cọc có khả năng mang được, xác định bằng cách chia sức chịu tải cực hạn cho hệ số an toàn quy định.
- Tải trọng thiết kế (tải trọng sử dụng): là giá trị tải trọng dự tính tác dụng lên cọc.

2. Yêu cầu đối với khảo sát.

2.1. Khảo sát địa chất công trình

2.1.1. Những vấn đề chung

Nhiệm vụ kỹ thuật cho khảo sát điều kiện đất nền phục vụ thiết kế móng cọc do đơn vị tư vấn hoặc thiết kế đề xuất và phải được chủ đầu tư nhất trí, sau đó chuyển giao cho đơn vị chuyên ngành khảo sát. Trong nhiệm vụ kỹ thuật khảo sát cần nêu rõ dự kiến các loại cọc và các giải pháp thi công để làm cơ sở cho các yêu cầu khảo sát.

Trên cơ sở các nhiệm vụ kỹ thuật của chủ đầu tư, đơn vị thực hiện khảo sát lập phương án kỹ thuật để thực hiện.

2.1.2. Các giai đoạn khảo sát

Công việc khảo sát thực hiện theo yêu cầu của Tiêu chuẩn “Khảo sát Địa kỹ thuật phục vụ cho thiết kế và thi công móng cọc” TCXD 160 : 1987. Thông thường nội dung khảo sát được thực hiện làm 2 giai đoạn tùy theo yêu cầu của chủ đầu tư bao gồm:

- Khảo sát sơ bộ, giai đoạn này được thực hiện trong trường hợp quy hoạch khu vực xây dựng, nhằm cung cấp các thông tin ban đầu để khởi thảo các giải pháp công trình và nền móng dự kiến.
- Khảo sát kỹ thuật : giai đoạn này được thực hiện sau khi phương án công trình đã được khẳng định, nhằm cung cấp các chỉ tiêu tính toán phục vụ cho việc thiết kế chi tiết các giải pháp nền móng.

2.1.3. Khối lượng khảo sát

- Đối với giai đoạn khảo sát sơ bộ : Số lượng điểm khảo sát cần phải đủ tùy theo điều kiện phức tạp của đất nền và độ lớn của diện tích xây dựng để có thể cung cấp các thông tin sơ bộ về đất nền theo độ sâu, trong đó ít nhất một điểm phải khoan đến độ sâu của lớp đất có khả năng chịu lực thích hợp.
- Đối với giai đoạn khảo sát kỹ thuật : Số lượng điểm khảo sát cần phải đủ tùy theo độ lớn của diện tích xây dựng nhưng không ít hơn 3 điểm cho khu vực hoặc công trình dự kiến xây dựng. Đối với trụ và móng cầu, tại mỗi vị trí phải thực hiện ít nhất một điểm thăm dò.

2.1.4. Độ sâu thăm dò

- Đối với giai đoạn khảo sát sơ bộ : tùy theo đặc điểm công trình, độ sâu điểm thăm dò được kết thúc khi $N_{SPT} > 50 - 100$ và liên tiếp trong 5 lần thí nghiệm tiếp theo. Khoảng cách giữa hai lần thí nghiệm liền nhau không lớn hơn 1,5m. Trong trường hợp không sử dụng thí nghiệm SPT, có thể sử dụng các phương pháp khác sao cho vẫn thỏa mãn yêu cầu xác định được lớp đất có đủ tin cậy để tựa cọc.

- Đối với giai đoạn khảo sát kỹ thuật : độ sâu thăm dò không nhỏ hơn một trong hai giá trị khác nhau : 10 lần đường kính dưới độ sâu mũi cọc và 6m. Tuy nhiên đối với các công trình giao thông khi sử dụng nhóm cọc, độ sâu thăm dò dưới mũi cọc không nhỏ hơn hai lần chiều rộng lớn nhất của nhóm cọc, trừ trường hợp cọc được thiết kế chống trên mặt đá hoặc ngàm trong đá. Khi cọc được thiết kế chống hoặc ngàm trong đá, tại mỗi vị trí thăm dò cần khoan vào đá một chiều sâu không nhỏ hơn 6m hay 3 lần đường kính cọc.

2.1.5. Các phương pháp khảo sát phục vụ cho thiết kế :

- Khoan
- Lấy mẫu đất và nước để thí nghiệm ;
- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) ;
- Thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT) ;
- Thí nghiệm cắt cánh ;
- Các thí nghiệm quan trắc nước dưới đất ;
- Thí nghiệm nén ngang trong hố khoan ;
- Thí nghiệm xác định sức chịu tải và khả năng thi công cọc ;
- v.v...

2.1.6. Các thông số chủ yếu cần cho thiết kế bao gồm :

- Chỉ số N_{spt} theo độ sâu ;
- Giá trị sức chống ở mũi, q_c và ma sát bên, f_s theo độ sâu ;
- Giá trị sức chống cắt, c_u theo độ sâu ;
- Chế độ nước dưới đất ;
- Các chỉ tiêu cơ lý của đất, tính ăn mòn của đất và nước.

2.2. Khảo sát công trình lân cận.

Các công trình lân cận khu vực xây dựng (nhà, cầu, đường, công trình ngầm, hệ thống đường ống kỹ thuật, v.v...) cần được khảo sát hiện trạng để lập biện pháp thiết kế và thi công cọc tránh ảnh hưởng bất lợi đối với việc sử dụng bình thường của các công trình đó. Nội dung và giải pháp khảo sát do kỹ sư tư vấn quyết định.

3. Nguyên tắc cơ bản cho tính toán

3.1. Những yêu cầu chung

3.1.1. Cọc và móng cọc được thiết kế theo các trạng thái giới hạn. Trạng thái giới hạn của móng cọc được phân thành hai nhóm sau :

Nhóm thứ nhất gồm các tính toán :

- Sức chịu tải giới hạn của cọc theo điều kiện đất nền ;
- Độ bền của vật liệu làm cọc và đài cọc ;
- Độ ổn định của cọc và móng ;

Nhóm thứ hai gồm các tính toán :

- Độ lún của nền cọc và móng ;

- Chuyển vị ngang của cọc và móng ;
- Hình thành và mở rộng vết nứt trong cọc và đài cọc bằng bê tông cốt thép.

Chú thích:

- 1) Khi trong nền đất dưới mũi cọc có lớp đất yếu thì cần phải kiểm tra sức chịu tải của lớp đất này để đảm bảo điều kiện làm việc tin cậy của cọc.
- 2) Khi cọc làm việc trong đài cao hoặc cọc dài và mảnh xuyên qua lớp đất yếu có sức chịu tải giới hạn nhỏ hơn 50 kPa (hoặc sức chống cắt không thoát nước nhỏ hơn 10 kPa) thì cần kiểm tra lực nén cực hạn của thân cọc.
- 3) Khi cọc nằm ở sườn dốc hoặc ở mép biên cạnh hố đào... cần kiểm tra tính ổn định của cọc và móng. Nếu có yêu cầu nghiêm ngặt đối với chuyển vị ngang, phải kiểm tra chuyển vị ngang.
- 4) Tính toán khả năng chống nứt và độ mở rộng khe nứt của cọc và đài cọc bằng bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hiện hành.

3.1.2. Tải trọng dùng trong tính toán theo nhóm trạng thái giới hạn đầu là tổ hợp tải trọng cơ bản và tải trọng đặc biệt (động đất, gió, v.v...) còn theo nhóm trạng thái giới hạn thứ hai theo tổ hợp tải trọng cơ bản với tải trọng tiêu chuẩn như quy định của tải trọng và tác động.

3.1.3. Mỗi phương án thiết kế cần thỏa mãn các yêu cầu sau đây :

- a) Đảm bảo mọi yêu cầu của trạng thái giới hạn theo quy định ;
- b) Hệ số an toàn sử dụng cho vật liệu cọc và đất nền là hợp lý ;
- c) Phương án có tính khả thi về mặt kinh tế- kỹ thuật, đảm bảo việc sử dụng bình thường các công trình lân cận.

3.1.4. Những công trình có một trong những điều kiện sau đây phải tiến hành quan trắc lún theo một chương trình quy định cho đến khi độ lún được coi là ổn định :

- Công trình có tính chất quan trọng ;
- Điều kiện địa chất phức tạp ;
- Dùng công nghệ làm cọc mới ;

3.2. Chọn loại cọc

3.2.1. Việc lựa chọn loại cọc về nguyên tắc phải dựa và điều 3.1.3, trong đó phải đặc biệt chú ý đến các yếu tố chính sau đây :

- Đặc điểm của công trình ;
- Điều kiện cụ thể của đất nền và nước ngầm ;
- Những ràng buộc khác của hiện trường xây dựng (mức độ ồn và rung động cho phép, hiện trạng công trình lân cận, hệ thống ngầm dưới đất và những yêu cầu vệ sinh môi trường khác, v.v...);
- Khả năng thi công của nhà thầu ;
- Tiến độ thi công và thời gian cần thiết để hoàn thành ;
- Khả năng kinh tế của chủ đầu tư.

3.2.2. Cần nắm vững phạm vi sử dụng từng loại cọc cũng như khả năng và mức độ hoàn thiện của thiết bị thi công, trình độ nghề nghiệp của đơn vị thi công, nhất là phương án cọc khoan đổ bê tông tại chỗ. Nên lập không ít hơn hai phương án để so sánh hiệu quả kinh tế kỹ thuật và tính khả thi để lựa chọn.

Chú thích:

- 1) Theo biện pháp thi công, cọc có thể được phân làm ba loại chính :

a) Cọc gây dịch chuyển lớn trong quá trình thi công là loại cọc thông thường, được hạ bằng phương pháp đóng, ép hoặc rung ;

b) Cọc gây dịch chuyển nhỏ trong quá trình thi công : bao gồm các loại cọc thép hình có mặt cắt hở, cọc ống mà đất có thể chui vào lòng cọc một cách dễ dàng hoặc cọc được hạ bằng phương pháp đóng, ép và rung có khoan dẫn với đường kính lỗ khoan nhỏ hơn bề rộng tiết diện cọc ;

c) Cọc thay thế : là các loại cọc khoan, nhồi hoặc cọc được hạ bằng phương pháp đóng, ép và rung có khoan dẫn với đường kính lỗ khoan bằng hoặc lớn hơn bề rộng tiết diện cọc.

2) Khi sử dụng loại cọc dịch chuyển lớn, cần chú ý tới ảnh hưởng bất lợi đến công trình lân cận và các cọc được thi công trước do dịch chuyển thẳng đứng và dịch chuyển ngang của nền đất. Các dịch chuyển này có thể làm các cọc được thi công trước đó bị nâng lên và bị dịch chuyển ngang quá mức cho phép.

Trong quá trình hạ cọc, nền đất bị xáo động, hiệu ứng này cần phải được kể đến trong thiết kế nhóm cọc. Các hiện tượng nêu trên có thể khắc phục bằng cách sử dụng các loại cọc gây dịch chuyển nhỏ, khoan dẫn trước khi hạ cọc hoặc cọc khoan nhồi.

3) Khi sử dụng giải pháp cọc khoan nhồi trong nền đất rời bão hòa nước, nước trong đất, đặc biệt là nước có áp, có thể làm ảnh hưởng đến chất lượng cọc và khả năng chịu tải của các lớp đất xung quanh thân cọc, mặt khác với sự tồn tại của nước tự do trong các lớp đất rời sẽ làm ảnh hưởng đến quá trình ninh kết của xi măng. Trong trường hợp này nên sử dụng ống vách để bảo vệ cho cọc.

4) Khi thi công móng cọc cạnh các công trình đặt trên nền đất cát hay đất bụi ở trạng thái rời, bão hòa nước, nhất thiết phải tránh sử dụng các phương pháp gây tác động rung làm giảm cường độ chống cắt của các lớp đất dưới đáy móng của các công trình lân cận.

3.3. Cường độ của vật liệu cọc

3.3.1. Những vấn đề chung

Cọc chế tạo sẵn phải được thiết kế để có thể chịu được các giá trị nội lực sinh ra trong quá trình cầu, vận chuyển, lắp dựng, thi công hạ cọc và chịu tải với hệ số an toàn hợp lý. Đối với cọc khoan nhồi, để đảm bảo cường độ, cần chú ý đến độ sạch của đáy hố khoan, độ thẳng đứng của cọc, đảm bảo kích thước thân cọc, độ đồng nhất và đặc chắc của bê tông.

3.3.2. Ứng suất trong cọc

Ứng suất cho phép lớn nhất không vượt quá các giới hạn sau:

- Với cọc bê tông cốt thép: $0.33 f_c$;
- Với cọc bê tông cốt thép ứng suất trước: $0.33 f_c \quad 0.27 f_{pe}$;
- Với cọc thép hình chữ H và tròn không có bê tông nhồi: $0.25 f_y$;
- Với cọc thép ống tròn có bê tông nhồi: $0.25 f_y \quad 0.40 f_c$

Ứng suất cho phép lớn nhất (trong quá trình đóng cọc có thể sinh ra hai loại sóng ứng suất nén và kéo) do đóng cọc, không được vượt quá các giới hạn sau:

- Với cọc bê tông cốt thép: $0.85 f_c$ (cho trường hợp sóng nén);
 $0.70 f_y$ (cho trường hợp sóng kéo);
- Với cọc bê tông cốt thép ứng suất trước: $0.85 f_c \quad f_{pe}$ (cho trường hợp sóng nén);
 $f_c \quad f_{pe}$ (cho trường hợp sóng kéo);
- Với cọc thép $0.90 f_y$ (cho trường hợp sóng nén và sóng kéo).

Chú thích:

1) Nếu mặt phẳng đầu cọc không vuông góc với hướng rơi của quả búa, lực ngang sẽ xuất hiện gây mô - men uốn cho cọc. Giá trị mô - men này sẽ tác dụng lại dàn búa và làm cho cọc bị nghiêng.

2) Nếu tiết diện chịu va chạm của cọc không đủ lớn, vật liệu đầu cọc sẽ bị phá hoại. Hiện tượng này thường xảy ra đối với cọc gỗ và cọc thép được đóng trực tiếp mà không có mũ cọc, tuy nhiên nếu mũ cọc không che hết được đầu cọc thì cũng xảy ra các hiện tượng như trên.

3) Nếu cọc phải đóng qua một lớp sét cứng hoặc lớp cát chặt để đi xuống lớp chịu lực sâu hơn, thì do đầu cọc chịu va chạm trong thời gian dài nên dễ bị hư hỏng. Mũi cọc khi đâm vào các lớp cuội sỏi hoặc đá cũng dễ bị phá hoại.

4) Khi đóng cọc với quả búa nhẹ so với trọng lượng cọc và chiều cao rơi búa lớn sẽ gây ra ứng suất tiếp xúc lớn làm hỏng đầu cọc. Thông thường tỉ số giữa trọng lượng búa và cọc không nhỏ hơn 0.25 và được lấy tùy theo loại búa sử dụng.

5) Khi đóng cọc qua lớp đất yếu, nếu chiều cao rơi búa lớn có thể gây ứng suất kéo làm hỏng cọc.

3.3.3. Cọc bê tông cốt thép đúc sẵn

Cọc được thiết kế với các loại tải trọng thường xuất hiện trong quá trình bốc dỡ, vận chuyển và đóng cọc.

a) Bê tông

Những yêu cầu về bê tông cọc được lấy theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hiện hành. Bê tông cọc cần được thiết kế chống được các tác nhân ăn mòn có trong nền đất.

Dựa trên điều kiện làm việc của cọc, mức tối thiểu cho bê tông cọc có thể lấy theo bảng 3.1:

Bảng 3.1 - Mức tối thiểu của bê tông cọc

Điều kiện	Mức bê tông (MPa)
Cọc phải đóng đến độ chối rất nhỏ	40
Điều kiện bình thường và dễ đóng	25

b) Cốt thép

Cốt thép cọc phải được thỏa mãn các điều kiện quy định về chất lượng cốt thép để có thể chịu được các nội lực phát sinh trong quá trình bốc dỡ, vận chuyển và các lực kéo hoặc mô - men uốn của công trình bên trên tác dụng vào cọc; cũng cần xét đến trị ứng suất kéo có thể phát sinh do hiện tượng nâng nền khi đóng các cọc tiếp theo.

Cốt thép chủ cần được kéo dài liên tục theo suốt chiều dài cọc. Trong trường hợp bắt buộc phải nối cốt thép chủ, mối nối cần được tuân theo quy định về nối thép và bố trí mối nối của các thanh.

Trong trường hợp cần tăng khả năng chịu mô - men, thép được tăng cường ở phần đầu cọc, nhưng cần được bố trí sao cho sự gián đoạn đột ngột của cốt thép không gây ra hiện tượng nứt khi cọc chịu tác động xung quanh trong quá trình đóng cọc.

Cốt thép dọc được xác định theo tính toán, hàm lượng thép không nhỏ hơn 0,8%, đường kính không nên nhỏ hơn 14mm. Đối với những trường hợp sau, nhất là các cọc cho nhà cao tầng, hàm lượng của cốt thép dọc có thể nâng lên 1 - 1.2%:

- Mũi cọc xuyên qua lớp đất cứng;

- Độ mảnh của cọc $L/d > 60$.

- Sức chịu tải thiết kế của cọc đơn khá lớn mà số cọc của 1 đài ít hơn 3 cây.

Cốt đai có vai trò đặc biệt quan trọng để chịu ứng suất nảy sinh trong quá trình đóng cọc. Cốt đai có dạng móc, đai kín hoặc xoắn. Trừ trường hợp có sử dụng các mối nối đặc biệt hoặc mặt bích bao quanh đầu cọc mà có thể phân bố được ứng suất gây ra trong quá trình đóng

cọc, trong khoảng cách bằng ba lần cạnh nhỏ của cọc tại hai đầu cọc, hàm lượng cốt đai không được ít hơn 0,6% của thể tích vùng nêu trên.

Trong phần thân cọc, cốt đai có tổng tiết diện không nhỏ hơn 0,2% và được bố trí với khoảng cách không lớn hơn 1/2 bề rộng tiết diện cọc. Sự thay đổi các vùng có khoảng cách cốt đai khác nhau không nên quá đột ngột.

c) Mũi cọc

Mũi cọc có thể là mặt phẳng hay nhọn. Trong trường hợp phải đóng xuyên qua đá, sét lẫn cuội sỏi hoặc các loại nền đất khác có thể phá hoại phần bê tông nên mũi cọc cần thiết được làm bằng thép hoặc gang đúc. Trong nền sét đồng nhất, mũi cọc không nhất thiết phải nhọn.

d) Nối cọc

Một cây cọc không nên có quá 2 mối nối (trừ trường hợp cọc thi công bằng phương pháp ép); khi cọc có trên 2 mối nối thì phải tăng hệ số an toàn đối với sức chịu tải. Nói chung mối nối cọc nên thực hiện bằng phương pháp hàn. Cần có biện pháp bảo vệ mối nối trong các lớp đất có tác nhân ăn mòn.

e) Cắt đầu cọc

Trong trường hợp cọc không được đóng đến độ sâu thiết kế, đầu cọc được cắt đến cao độ sâu sao cho phần bê tông cọc nằm trong đài đảm bảo từ 5 - 10 cm nếu liên kết khớp cọc - đài. Phần cốt thép nằm trong đài được thỏa mãn theo yêu cầu của thiết kế.

Khi cắt đầu cọc, phải đảm bảo cho bê tông cọc không bị nứt, nếu có, cần đục bỏ phần nứt và vá lại bằng bê tông mới.

g) Kéo dài cọc

Trong trường hợp phải kéo dài cọc mà đầu cọc không được thiết kế mối nối đặc biệt, thì phải đập bỏ một phần bê tông đầu cọc không ít hơn 200mm và phải tránh làm hỏng bê tông cọc. Thép chủ được hàn theo đúng quy phạm về hàn cốt thép. Khi không có máy hàn thì có thể sử dụng cách nối bằng phương pháp buộc, chiều dài đoạn buộc không nhỏ hơn 40 lần đường kính cốt thép.

3.3.4. Cọc bê tông ứng suất trước

Thiết kế cọc bê tông cốt thép ứng suất trước cần tuân thủ các yêu cầu của Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hiện hành và cần lưu ý đến các điểm sau:

- Bảo vệ chống ăn mòn;
- Hạn chế phát sinh vết nứt trong quá trình thi công cọc;
- Sử dụng búa có tỉ số trọng lượng búa/ trọng lượng cọc lớn với chiều cao rơi búa thấp để hạn chế hỏng cọc.

3.3.5. Cọc thép

Cọc thép thường có tiết diện hở như cọc chữ H, chữ I, hoặc có tiết diện kín như hình tròn, hình hộp. Tỷ lệ giữa đường kính ngoài và chiều dày thành ống không lớn hơn 100. Chiều dày nhỏ nhất của thành ống là 8mm.

a) Thép

Thép sử dụng làm cọc cần tuân theo tiêu chuẩn tương ứng được ban hành về thép hoặc các tiêu chuẩn khác tùy theo quy định của người thiết kế.

b) Bê tông nhồi

Trong trường hợp cọc có tiết diện kín được nhồi đầy hoặc một phần bê tông để tham gia chịu lực thì lượng xi măng trong hỗn hợp bê tông không nên nhỏ hơn 300 kg/m³ và độ sụt không nhỏ hơn 75mm.

c) Thiết kế

c₁. Truyền tải vào cọc

Tải trọng của công trình được truyền xuống cọc thông qua đài cọc bằng bê tông cốt thép, một chiều dài đoạn cọc được ngàm trong đài. Đài cọc phải đủ dày và có lưới thép hoặc thép tấm phủ trên đầu cọc để tránh hiện tượng chọc thủng. Trong phần cọc ngàm vào đài, cần làm sạch bề mặt thép. Nếu tải trọng công trình được thiết kế cho phần bê tông nhồi trong cọc ống hay cọc tiết diện kín, ứng suất cho phép tác dụng lên phần bê tông cần tuân theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hiện hành.

c₂. Chống ăn mòn

Trong trường hợp có khả năng xuất hiện hiện tượng ăn mòn vật liệu thép, cần phải có biện pháp chống ăn mòn, theo như quy định trong tiêu chuẩn chống ăn mòn kim loại. Chiều dày của thép được xác định dựa vào tốc độ ăn mòn, tuổi thọ dự kiến của công trình và tăng thêm dự trữ ăn mòn là 2mm.

d) Mũi cọc

Đối với các cọc có tiết diện hở không đòi hỏi phải có mũi. Trong trường hợp các cọc được đóng vào lớp đất cứng, hệ thống đỡ gian đóng cọc dài, mũi cọc cần được gia cường bằng thép bản để tăng độ cứng. Khi cọc được đóng vào đá phải có mũi đặc biệt. Đối với các cọc có tiết diện kín, nếu yêu cầu phải bịt đáy cọc thì việc bịt đáy được thực hiện bằng cách làm thên bản đáy bằng thép tấm hoặc mũi bằng gang đúc hay thép chế tạo sẵn.

3.3.6. Cọc nhồi

Cọc nhồi là cọc được thi công tạo lỗ trước trong đất, sau đó lỗ được lấp đầy bằng bê tông có hoặc không có cốt thép. Việc tạo lỗ được thực hiện bằng phương pháp khoan, đóng ống hay các phương pháp đào khác. Cọc nhồi có đường kính bằng và nhỏ hơn 600mm được gọi là cọc nhồi có đường kính nhỏ, cọc nhồi có đường kính lớn hơn 600mm được gọi là cọc nhồi có đường kính lớn.

Người thiết kế và người thi công cần có hiểu biết đầy đủ về điều kiện đất cũng như đặc điểm của công nghệ dự định thực hiện để đảm bảo các quy định về chất lượng cọc.

a) Bê tông

Bê tông dùng cho cọc khoan nhồi là các loại bê tông thông thường. Ngoài điều kiện về cường độ, bê tông phải có độ sụt lớn để đảm bảo tính liên tục của cọc.

Độ sụt của bê tông được nêu trong bảng 3.2. Mác bê tông sử dụng cho cọc nhồi nói chung không thấp hơn 20 MPa.

Bảng 3.2 - Độ sụt của bê tông cọc nhồi

Điều kiện sử dụng	Độ sụt (cm)
Đổ tự do trong nước, cốt thép có khoảng cách lớn cho phép bê tông dịch chuyển dễ dàng.	7,5 ỹ12,5
Khoảng cách cốt thép không đủ lớn, để cho phép bê tông dịch chuyển dễ dàng, khi cốt đầu cọc nằm trong vùng vách tạm. Khi đường kính cọc nhỏ hơn 600mm.	10 ỹ17,5
Khi bê tông được đổ dưới nước hoặc trong môi trường dung dịch sét ben-tô-nít qua ống đổ (tremie)	> 15

Thông thường bê tông của cọc nhồi có hàm lượng xi măng không nhỏ hơn 350 kg/m³. Để tránh sự phân tầng do bê tông có độ sụt lớn hoặc bê tông bị mất nước trong điều kiện mùa hè, nên sử dụng các loại phụ gia thích hợp.

b) Cốt thép

Cốt thép dọc của cọc nhồi xác định theo tính toán, đồng thời phải thoả mãn một số yêu cầu cấu tạo sau :

- Trong trường hợp cọc nhồi chịu kéo, cốt thép dọc cần được bố trí theo suốt chiều dài cọc. Khi cốt thép dọc được nối cần phải hàn theo yêu cầu chịu lực. Khi lực nhổ là nhỏ, cốt thép được bố trí đến độ sâu cần thiết để lực kéo được triệt tiêu hoàn toàn thông qua ma sát cọc.

Đối với cọc chịu nén dọc trục, hàm lượng cốt thép không nên nhỏ hơn 0,2 ữ 0,4%. Đường kính cốt thép không nhỏ hơn 10mm và bố trí đều theo chu vi cọc. Đối với cọc chịu tải trọng ngang, hàm lượng cốt thép không nên nhỏ hơn 0,4 ữ 0,65%.

Cốt đai của cọc nhồi thường là 16 ữ 110, khoảng cách 200 ữ 300mm. Có thể dùng đai hàn vòng đơn hoặc đai xoắn ốc liên tục. Nếu chiều dài lồng thép lớn hơn 4m, để tăng cường độ cứng và tính toàn khối thì cần bổ sung thép đai 12 cách nhau 2m, đồng thời các cốt đai này được sử dụng để gắn các miếng kê tạo lớp bảo vệ cốt thép.

Chiều lớp bảo vệ cốt thép dọc của cọc nhồi không nhỏ hơn 50mm.

Thông thường cọc nhồi được tạo lỗ từ độ cao mặt đất, đất trong lòng cọc được lấy ra. Hiện tượng giãn đất trong quá trình thi công sẽ gây ra ứng suất kéo cho cọc và nó tồn tại đến khi cọc được gia tải đủ. Do đó cốt thép cọc cần được bố trí đủ để chịu giá trị lực kéo kể trên cho đến khi giá trị lực kéo này bị triệt tiêu do tải trọng của công trình truyền xuống.

3.4. Cọc chịu tải dọc trục

Thông thường cọc được đóng thẳng đứng và ngậm hoàn toàn trong đất, khi xác định sức chịu tải theo vật liệu cọc thì không cần phải xét đến ổn định của cọc. Đối với cọc chống xuyên qua nền đất yếu (sức chống cắt không thoát nước nhỏ hơn 10 kPa) thì cần xét đến độ ổn định của cây cọc.

3.5. Cọc chịu tải trọng ngang

Cọc được đóng thẳng đứng có thể phải chịu lực ngang trong một số trường hợp như : cọc đài cao, kết cấu bên trên chịu tải trọng ngang, khi xuất hiện lực xô ngang hoặc tải trọng động đất. Tải trọng ngang lúc này cần được kể đến vì có thể sẽ gây bất lợi cho sự làm việc của cọc.

3.6. Cọc xiên

Cọc xiên sử dụng khi tải trọng ngang lớn. Trong tính toán phân bố tải trọng, cọc được xem là làm việc dọc trục và được xác định bằng phương pháp hình học hoặc giải tích. Tuy nhiên trong thực tế luôn có mômen tác dụng lên cọc. Độ lớn của mômen uốn nói trên phụ thuộc vào độ lún của nhóm cọc, độ nghiêng của cọc và kiểu liên kết giữa cọc và đài cọc.

3.7. Cọc chịu tải lệch tâm

Thông thường tải trọng tại chân cột là tải trọng lệch tâm hoặc có một giá trị tải trọng ngang và mô-men nhỏ so với giá trị tải trọng thẳng đứng. Mặt khác cọc không thể thi công được đúng vị trí nên làm tăng độ lệch tâm của hệ cọc ; điều đó có nghĩa là luôn tồn tại một giá trị lệch tâm nào đó. Vì vậy cọc luôn được thiết kế để chịu được những tình huống tải trọng nêu trên.

3.8. Cọc chịu nhổ

Trong nhiều trường hợp cọc làm việc với lực nhổ, như cọc neo, cọc của móng các công trình dạng tháp, trong đó giá trị tải trọng thẳng đứng là nhỏ so với lực ngang và mô-men. Cọc được thiết kế như các thanh chịu kéo. Nếu cọc được làm bằng bê tông cốt thép, cốt thép sẽ chịu toàn bộ giá trị lực nhổ. Bê tông cọc neo thường bị nứt, vì vậy cần chú ý đến các tác nhân ăn mòn, gây hư hỏng cốt thép cọc làm ảnh hưởng đến khả năng chịu tải lâu dài của cọc.

3.9. Nhóm cọc

3.9.1. Hạ cọc

Trong nhóm cọc, hiện tượng cọc đóng trước bị nâng và bị đẩy ngang trong quá trình thi công nên được lưu ý khi lựa chọn loại cọc, khoảng cách giữa các cọc và trình tự thi công. Trong nền cát, sét cứng và cuội sỏi để có thể đóng tất cả các cọc trong nhóm đến độ sâu thiết kế. Thứ tự đóng nên tiến hành từ giữa nhóm ra phía ngoài. Trong trường hợp cần thiết có thể sử dụng biện pháp khoan dẫn. Khi nhóm cọc đặt gần cọc cừ hoặc công trình có sẵn thì nên tiến hành đóng cọc từ phần tiếp giáp và ra xa dần để tránh làm dịch chuyển tường cừ và công trình lân cận. Cọc khoan nhồi trong trường hợp này là giải pháp thích hợp.

3.9.2. Khoảng cách cọc

Khoảng cách giữa các cọc trong nhóm có quan hệ với điều kiện đất nền, đối xử từng cọc đơn trong nhóm và giá thành của công trình.

Khoảng cách giữa các cọc cần được lựa chọn sao cho hiện tượng nâng cọc, làm chặt đất giữa các cọc là nhỏ nhất đồng thời tận dụng tối đa sức chịu tải của cọc và cần phải đủ để có thể hạ được tất cả các cọc đến độ sâu thiết kế mà không làm hư hỏng các cọc khác và các công trình lân cận.

Giá thành của đài cọc và giằng móng cũng làm ảnh hưởng đến việc lựa chọn khoảng cách và kích thước cọc.

Khoảng cách giữa các cọc có thể xác định theo những điều kiện sau:

- a) Phương pháp thi công (cọc đóng hay cọc nhồi);
- b) Khả năng chịu tải của nhóm cọc.

Thông thường khoảng cách tâm giữa hai cọc kề nhau nên lấy như sau:

- Cọc ma sát không nhỏ hơn 3d;
- Cọc chống không nhỏ hơn 2d;
- Cọc có mở rộng đáy, không nhỏ hơn 1,5 đường kính mở rộng D hoặc $D + 1m$ (khi $D > 2m$).

3.9.3. Hiệu ứng nhóm

Do sự tương tác giữa các cọc trong nhóm nên độ lún của nhóm cũng như sức chịu tải của cọc trong nhóm sẽ khác với cọc đơn. Hiệu ứng này cần được xét đến trong thiết kế. Chiều sâu và vùng ảnh hưởng phần đất dưới nhóm cọc phụ thuộc vào kích thước của nhóm và độ lớn của tải trọng.

3.9.4. Độ lún của nhóm cọc

Độ lún của một nhóm cọc ma sát có số lượng cọc nhiều sẽ cao hơn so với nhóm có ít cọc hơn ở cùng một điều kiện đất nền và độ lớn của ứng suất dưới đáy mũi cọc.

Khi dự tính độ lún của nhóm cọc người ta thường tính cho khối móng quy ước, trong đó diện tích của khối móng quy ước được xác định tùy theo điều kiện làm việc của cọc.

3.9.5. Khả năng chịu tải của nhóm cọc

Trong đất nền rời quá trình hạ cọc bằng phương pháp đóng hay ép thường nén chặt đất nền, vì vậy, sức chịu tải của nhóm cọc có thể lớn hơn tổng sức chịu tải của các cọc đơn trong nhóm.

Trong nền đất dính, sức chịu tải của nhóm cọc ma sát nhỏ hơn tổng sức chịu tải của các cọc đơn trong nhóm. Mức độ giảm sức chịu tải của nhóm cọc trong trường hợp này phụ thuộc vào khoảng cách giữa các cọc trong nhóm, đặc tính của nền đất, độ cứng của đài cọc và sự tham gia truyền tải công trình của đài xuống cọc và đất.

Đối với cọc chống, sức chịu tải của nhóm cọc bằng tổng sức chịu tải của các cọc đơn trong nhóm.

Cọc trong nhóm chịu tải trọng lệch tâm nên bố trí sao cho điểm đặt của hợp lực tải trọng là gần nhất so với trọng tâm của mặt bằng nhóm cọc.

3.10. Ma sát âm

Ma sát âm làm giảm khả năng chịu tải của cọc, nhất là đối với cọc nhồi, do đó cần xem xét khả năng xuất hiện của nó khi tính toán sức chịu tải của cọc trong trường hợp sau:

- Sự cố kết chưa kết thúc của trầm tích hiện đại và trầm tích kiến tạo;
- Sự tăng độ chặt của đất rời dưới tác dụng của động lực;
- Sự lún ướt của đất khi bị ngập nước;
- Tầng ứng suất hữu hiệu trong đất do mực nước ngầm bị hạ thấp;
- Tồn nền quy hoạch có chiều dày lớn hơn 1m;
- Phụ tải trên nền kho lớn hơn 20kPa;
- Sự giảm thể tích đất do chất hữu cơ trong đất bị phân huỷ.

3.11. Đài cọc

Đài cọc thường được làm bằng bê tông cốt thép, được thiết kế như cấu kiện dưới tác dụng của tải trọng công trình và phản lực của cọc. Tùy theo cách liên kết giữa các đài cọc, có thể xem đài cọc làm việc như hệ các kết cấu độc lập, hệ kết cấu phẳng hoặc không gian.

3.12. Liên kết cọc và đài

Cọc có thể được liên kết với đài dưới dạng khớp hoặc ngàm.

Trong trường hợp liên kết khớp, cọc cần được cắm vào đài với chiều sâu 5 - 10cm.

Không bắt buộc phải kéo dài cốt thép cọc vào đài.

Trong trường hợp liên kết ngàm, thì chiều dài ngàm cọc hoặc cốt thép cọc kéo dài trong đài lấy theo yêu cầu của tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép. Trong trường hợp cọc bê tông ứng suất trước, không được dùng cốt thép kéo căng của cọc để ngàm vào đài mà phải cấu tạo hệ cốt thép riêng.

Khi cọc được liên kết ngàm với đài, cần kể đến giá trị mô - men phát sinh tại liên kết.

3.13. Hệ số an toàn

Khi thiết kế móng cọc, các loại hệ số an toàn được áp dụng bao gồm:

- a) Hệ số an toàn cho vật liệu làm cọc và đài cọc như là những thành phần của kết cấu, lấy theo các tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hoặc thép;
- b) Hệ số an toàn áp dụng cho việc xác định sức chịu tải theo đất nền cần kể đến trạng thái tự nhiên của nền đất, độ tin cậy của phương pháp xác định các thông số tính toán và đặc điểm làm việc của công trình.

Thông thường hệ số an toàn được sử dụng nằm trong khoảng từ 1,2 đến 3,0 như trình bày ở các phụ lục A, B, C, D và E.

Chú thích:

1) Khi có yêu cầu đặc biệt về độ lún và độ lún lệch (nhỏ hơn quy định thông thường), giá trị hệ số an toàn cần phải lấy lớn hơn cận trên. Khi độ lún không phải là điều kiện quyết định cho thiết kế, có thể sử dụng một giá trị hệ số an toàn nhỏ hơn cận dưới.

2) Hệ số an toàn nên lấy lớn hơn trong trường hợp cọc chịu những tải trọng va chạm lớn, dao động, tải trọng lặp hoặc những tải trọng tương tự mà có thể làm suy giảm cường độ của đất trong quá trình chịu tải.

3) Đối với nhóm cọc, người thiết kế nên xem xét những chỉ dẫn trong mục 3.9. Khả năng chịu tải của nhóm cọc cần xem xét đến điều kiện làm việc của khối đất - cọc và tổng sức chịu tải của các cọc đơn trong nhóm. Lúc này nên dự tính độ lún của nhóm cọc dưới tải trọng làm việc.

4) Trong trường hợp cọc nhồi có đường kính lớn, thông thường phải kể đến sự khác nhau giữa quan hệ tải trọng - độ lún của sức chống mũi và ma sát bên. Sự khác nhau này được thể hiện bằng các giá trị hệ số an toàn không như nhau cho mũi cọc và mặt bên khi tính toán sức chịu tải.

4. Sức chịu tải của cọc đơn

4.1. Yêu cầu chung

4.1.1. Sức chịu tải của cọc theo đất nền được dự tính trên cơ sở:

- Chỉ tiêu của đất nền xác định từ thí nghiệm trong phòng hoặc hiện trường (xem phụ lục A, B, C);
- Thử cọc bằng tải trọng tĩnh (xem phụ lục E);
- Thử cọc bằng tải trọng động (xem phụ lục D);

Chú thích:

1) Trong các phương pháp kể trên, phương pháp thử cọc bằng tải trọng tĩnh cho kết quả có độ tin cậy cao nhất.

2) Kết quả thử cọc bằng tải trọng động cần được hiệu chỉnh theo thử tĩnh.

3) Trong thiết kế sơ bộ có thể sử dụng kinh nghiệm đã có trong điều kiện đất nền và công trình tương tự của địa phương.

4.1.2. Công thức chung để dự tính sức chịu tải cho phép của cọc đơn theo đất nền là:

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} \quad (4.1)$$

Chú thích: Một số giá trị của hệ số an toàn được kiến nghị trong các phụ lục kèm theo tiêu chuẩn này.

4.1.3. Tính toán cọc theo độ bền của vật liệu theo yêu cầu của các tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hoặc thép. Trong trường hợp chịu nén, cọc được xem như một thanh ngàm cứng trong đất tại độ sâu cách đáy đài một khoảng L_c (xem phụ lục G).

4.1.4. Sức chịu tải cho phép cọc đơn dùng trong thiết kế lấy bằng giá trị nhỏ nhất từ kết quả tính toán theo điều 4.1.2 và 4.1.3.

4.2. Sức chịu tải trọng nén của cọc đơn

4.2.1. Tải trọng nén truyền lên cọc phải thoả mãn điều kiện:

$$N \leq Q_a \quad (4.2)$$

Trong đó Q_a lấy theo quy định của điều 4.1.4.

4.2.2. Sức chịu tải cực hạn của cọc theo đất nền bao gồm hai thành phần - sức chống ở mũi và ma sát bên của cọc:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (4.3)$$

Chú thích:

1) Cần kể đến trọng lượng cọc như tải trọng tác dụng trong trường hợp cọc chịu ma sát âm.

2) Khi cọc làm việc như cọc chống, nên bỏ qua ma sát bên trừ trường hợp có khả năng xảy ra ma sát âm.

4.3. Sức chịu tải trọng nhổ của cọc đơn

4.3.1. Tải trọng nhổ truyền lên cọc phải thoả mãn điều kiện:

$$N_k \quad Q_{ak} \quad (4.4)$$

Trong đó Q_{ak} lấy theo quy định của điều 4.1.4.

4.3.2. Sức chịu nhỏ cực hạn của cọc theo đất nền lấy bằng tổng ma sát bên cọc có kể thêm trọng lượng cọc:

$$Q_{uk} \quad Q_{sk} \quad W \quad (4.5)$$

Chú thích: Một số phương pháp tính toán khả năng chịu tải trọng nhỏ của cọc được giới thiệu trong các phụ lục A và B.

4.4. Sức chịu tải trọng ngang của cọc

4.4.1. Tải trọng ngang H, tác dụng lên cọc phải thoả mãn điều kiện:

$$H \quad Q_{ah} \quad (4.6)$$

Trong đó Q_{ah} lấy theo quy định của điều 4.1.4.

4.4.2. Sức chịu tải trọng ngang cực hạn của cọc được tính toán khi cọc chịu tác dụng đồng thời của mô men uốn, lực ngang, lực dọc trục và phản lực của nền đất.

Chú thích:

- 1) ảnh hưởng của liên kết giữa cọc và đài cọc cần được kể đến trong tính toán.
- 2) Một số phương pháp tính toán sức chịu tải trọng ngang của cọc được giới thiệu trong phụ lục G.

4.5. Thí nghiệm xác định sức chịu tải của cọc

Công tác thí nghiệm nên được thực hiện bởi một đơn vị độc lập và có năng lực chuyên môn cao và thực hiện theo tiêu chuẩn thử cọc hiện hành TCXD 88 : 1982.

4.5.1. Phương pháp thử bằng tải trọng động

4.5.1.1. Thí nghiệm động được kết hợp với thí nghiệm tĩnh để xác định quy trình đóng cọc thích hợp và sức chịu tải của cọc.

4.5.1.2. Thí nghiệm động bao gồm hai phương pháp thông dụng:

- a - Dùng công thức động để dự tính sức chịu tải theo độ chối khi đóng thử (xem phụ lục D);
- b - Dùng lý thuyết truyền sóng ứng suất để xử lý kết quả đo biến dạng và gia tốc dịch chuyển của đầu cọc khi đóng thử theo tiêu chuẩn ASTM D4945 - 89.

Chú thích: Kết quả đo biến dạng và gia tốc dịch chuyển của cọc khi đóng còn được sử dụng để phát hiện các khuyết tật trong cọc hoặc kiểm tra chiều dài của cọc.

4.5.1.3. Công tác thí nghiệm động bằng cách đo độ chối phải được thực hiện theo yêu cầu của tiêu chuẩn về thí nghiệm cọc hiện hành với số lượng tới 1% tổng số cọc tại công trình đang xét nhưng không ít hơn 5 cọc.

4.5.2. Phương pháp thử bằng tải trọng tĩnh.

4.5.2.1. Phương pháp này bao gồm:

- Thí nghiệm nén dọc trục;
- Thí nghiệm nhỏ dọc trục;
- Thí nghiệm nén ngang vuông góc với trục cọc.

Chú thích: Tùy theo yêu cầu, công tác thí nghiệm có thể được thực hiện trên các đơn hoặc trên nhóm cọc.

4.5.2.2. Số lượng cọc thí nghiệm trong giai đoạn khảo sát (trước khi thiết kế) theo tiêu chuẩn thử cọc hiện hành và được lựa chọn trên cơ sở:

- Điều kiện đất nền và sự biến động chiều dày của nó trong phạm vi công trình;
- Quy mô và tầm quan trọng của công trình;
- Kinh nghiệm đã có đối với cùng loại cọc trong điều kiện đất nền địa phương;
- Trình độ công nghệ thi công cọc;
- Số lượng cọc dự kiến sử dụng trong công trình.

4.5.2.3. Nên bố trí các cọc thí nghiệm tại các vị trí có điều kiện đất nền điển hình của khu vực xây dựng.

4.5.2.4. Việc thi công cọc thí nghiệm được thực hiện bằng những thiết bị và quy trình mà dự kiến sẽ sử dụng khi thi công hàng loạt.

4.5.2.5. Quy trình thí nghiệm cọc do đơn vị tư vấn lập ra trên cơ sở đặc điểm của đất nền, tải trọng công trình và phù hợp với quy định của tiêu chuẩn về thí nghiệm bổ sung được xác định trên cơ sở hồ sơ theo dõi của tư vấn giám sát xây dựng.

Chú thích:

1) Tải trọng thử phải đạt tới trong thí nghiệm nén tĩnh ở giai đoạn này phải lớn hơn sức chịu tải thiết kế của cọc và do tư vấn thiết kế quyết định.

2) Đánh giá chất lượng thi công cọc nói chung được trình bày trong mục 7 của tiêu chuẩn này.

5. Tính toán nền móng cọc theo biến dạng

5.1. Việc tính toán móng cọc ma sát và nền của nó theo biến dạng được thể hiện thông qua độ lún tuyệt đối, lún lệch, chuyển vị ngang, nghiêng hoặc xoắn của công trình trên cọc và móng cọc. Các đặc trưng biến dạng tính toán nói trên phải thỏa mãn điều kiện:

$$S \leq S_{gh} \quad (5.1)$$

ở đây S được hiểu như bất kì đặc trưng tính toán biến dạng nào cần xem xét; còn S_{gh} là trị cho phép của đặc trưng biến dạng đó.

Chú thích:

1) Các đặc trưng biến dạng nói trên (xem phụ lục H) có thể là:

- Độ lún tuyệt đối của từng móng độc lập S_i ;
- Độ lún trung bình của nền công trình S_{tb} ;
- Độ lún lệch tương đối S/L của 2 móng gần nhau, tức là tỉ số giữa hiệu số của hai chuyển vị thẳng đứng với khoảng cách L giữa chúng;
- Độ nghiêng i của móng hay công trình nói chung - tức là tỉ số giữa hiệu số độ lún của những điểm ở mép ngoài cùng của móng với chiều rộng hoặc chiều dài của móng;
- Độ võng hoặc vồng lên tương đối f/L - tức là tỉ số giữa mũi tên võng hoặc vồng f với chiều dài của phần công trình chịu uốn;
- Độ cong của đoạn chịu uốn $\theta = 1/R$;
- Góc xoắn tương đối của công trình α/L ;
- Chuyển vị ngang của móng u, v.v

2) Trong trường hợp cần kể đến quá trình lâu dài thì phải tính độ lún theo thời gian. Độ lún của móng cọc trong quá trình xây dựng cho phép không kể đến nếu như chúng không ảnh hưởng đến tính sử dụng thuận lợi của công trình.

3) *Trị giới hạn của các đặc trưng biến dạng nói trên có thể thay đổi khi dùng giải pháp xây dựng nhằm giảm tính nén lún và tính không đồng nhất của nền cũng như các giải pháp cấu tạo nhằm giảm tính nhạy của công trình đối với biến dạng của nền.*

5.2. Tính toán móng cọc theo biến dạng nên tiến hành ở mọi loại đất trừ trường hợp cọc tựa trên đất hòn lớn, cát chặt và sét cứng. Việc tính toán này cũng cần thiết khi cọc chịu tải trọng ngang và có thể gây ra những chuyển vị ngang đáng kể.

5.3. Tải trọng dùng cho tính toán biến dạng là tổ hợp tải trọng cơ bản truyền lên móng kể cả tải trọng trên nền kho hoặc thiết bị đặt gần móng; trong trường hợp có tôn nền cao hơn 2m bằng đất và trong nền cọc có lớp đất yếu dày hơn 30cm hoặc khi xuất hiện áp lực phụ thêm do hạ mực nước ngầm thì cần kể đến các tác động này trong tính toán độ lún của móng.

Chú thích:

1) *Nói chung không cần tiến hành dự tính độ lún của móng cọc trong trường hợp sau đây: cọc chống, cọc đơn chịu nhổ và nhóm cọc chịu lực nhổ vì khi tính toán chúng theo sức chịu tải hiển nhiên đảm bảo được về biến dạng.*

2) *Độ lún của móng cọc chống chủ yếu là do biến dạng đàn hồi của vật liệu thân cọc dưới tác dụng tải trọng công trình. Độ lún này có thể xác định bằng độ lún của cọc đơn lấy từ kết quả nén tĩnh ứng với tải trọng ở đầu cọc hoặc cũng có thể tính toán theo phương pháp trình bày ở phụ lục H.*

3) *Không cần dự tính độ lún móng cầu đường sắt có nhịp dưới 50 m và móng cầu đường bộ có nhịp dưới 100m thuộc hệ kết cấu tĩnh định. Trong trường hợp cần dự tính độ lún của móng cầu, có thể thực hiện theo điểm 2 của chú thích này với một số bổ sung sau đây:*

a) *Cọc trong móng làm việc như cọc chống;*

b) *Khoảng cách giữa các tim cọc lớn hơn 6d;*

c) *Số hàng cọc theo chiều dọc không quá 3 hàng.*

4) *Việc tính toán móng cọc cho các móng cầu và cống phải thực hiện theo nhóm trạng thái giới hạn về độ bền có kiểm tra độ lún và chuyển vị ngang đỉnh móng.*

5.4. Tùy theo kích thước của móng và cách bố trí của cọc trong móng, việc dự tính độ lún có thể phân ra: Độ lún của nhóm cọc, băng cọc, bè cọc hoặc cọc đơn.

5.4.1. Độ lún của nhóm cọc (khi cọc được bố trí dưới các cột, trụ hoặc móng cầu...) thường dựa vào kích thước của móng quy ước với tải trọng tương ứng để xác định. Độ sâu và kích thước của móng quy ước thay đổi theo điều kiện cụ thể của đất nền (xem phụ lục H).

5.4.2. Độ lún của băng cọc (khi cọc được bố trí dưới các móng băng thành một và hai hàng với khoảng cách giữa các cọc 3 - 4d) được tính toán theo lý thuyết bài toán phẳng (xem phụ lục H).

5.4.3. Độ lún của bè cọc (khi cọc bố trí đều khắp dưới các móng bè có kích thước lớn hơn 10x10) có thể xác định bằng phương pháp lớp biến dạng tuyến tính (xem phụ lục H).

5.4.4. Độ lún của cọc đơn (thường là cọc nhồi không hoặc có mở rộng đáy, bố trí dưới các cột) được tính toán theo lý thuyết bán không gian biến dạng hoặc theo kết quả nén tĩnh cọc tại hiện trường.

6. Thiết kế móng cọc

6.1. Yêu cầu chung

6.1.1. Tải trọng lấy trong thiết kế móng cọc cần theo chỉ dẫn ở điều 3.1.2 của tiêu chuẩn này.

6.1.2. Khi thiết kế móng cọc cần thực hiện những công việc sau:

- Thu thập và nghiên cứu các dữ kiện của nền đất và công trình bên trên;
- Tải trọng và tổ hợp tải trọng trên móng cùng đặc điểm của tác động và những khả năng thay đổi tải trọng trong quá trình sử dụng công trình;
- Kiểu móng cùng biến dạng giới hạn tuyệt đối tương đối của công trình;
- Lựa chọn loại móng cọc, lớp đất chịu lực để đặt mũi cọc và xác định kích thước cọc, bố trí cọc trong móng.

6.1.3. Thiết kế đài cọc phải đảm bảo các yêu cầu về cấu tạo của tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép, trong đó cần kiểm tra chọc thủng, lực cắt và chịu uốn của đài cọc.

6.1.4. Liên kết đài cọc với cọc cần theo chỉ dẫn ở điều 3.11 và 3.12 của tiêu chuẩn này.

6.1.5. Độ sâu đáy đài cọc được quy định tùy thuộc vào các giải pháp kết cấu phần dưới mặt đất của nhà và công trình (có tầng hầm hoặc tầng hầm kỹ thuật) và theo thiết kế san nền của khu vực xây dựng (đào bớt đi hoặc đắp cao thêm), còn chiều dày của đài được xác định bằng tính toán theo quy định của tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép.

6.1.6. Tải trọng tính toán trên cọc N nên xác định khi xem móng như là kết cấu khung chịu tải trọng đứng, ngang và mô men uốn. Tải trọng dọc trục tác dụng lên từng cọc trong nhóm gồm các cọc thẳng đứng xác định theo công thức:

$$N = \frac{P}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{x_i^2} \quad (6.1)$$

Trong đó:

P - Tải trọng thẳng đứng tính toán tác dụng lên nhóm cọc, khả năng;

M_x, M_y - Mô men tính toán ứng với các trục x và y của mặt bằng nhóm cọc, tại cao độ đáy đài cọc, kN.m;

x_i và y_i - Toạ độ của cọc thứ i, m;

x và y - Toạ độ của cọc mà ở đó tải trọng tác dụng lên cọc được tính toán, m.

Chú thích:

1) Việc phân bố tải trọng giữa các cọc của móng đài cao theo chỉ dẫn của điều 6.2.5 của tiêu chuẩn này.

2) Khi có cọc xiên thì tải trọng phân bố cho các cọc theo cách giải hệ này như kết cấu khung.

6.1.7. Tải trọng ngang tác dụng lên từng cọc trong nhóm gồm các cọc thẳng đứng và có cùng tiết diện ngang, được bố trí đều lên các cọc trong nhóm.

6.2. Đặc điểm thiết kế móng cầu và công trình thủy lợi

6.2.1. Thông thường đối với trụ cầu và công trình thủy lợi có tải trọng ngang lớn, việc dùng cọc xiên thường là giải pháp hợp lý. Móng cọc của các mố cầu nên bố trí một hoặc vài hàng cọc xiên theo phía lòng sông. Móng cọc của trụ cầu có đài cao nên thiết kế với cọc xiên theo bốn hướng cùng với cọc thẳng đứng

6.2.2. Đối với móng của mố và trụ cầu, do đặc điểm làm việc của nó, cần thiết kế theo các yêu cầu bổ sung sau đây :

- a) Kết cấu của móng cọc và độ sâu mũi cọc được thiết kế có kể đến độ bào mòn và xói lở của đất do dòng chảy ;
- b) Cọc của các móng cầu cần kiểm tra dưới áp lực ngang của đất ;
- c) Cọc cho phép chống lên đá hoặc chôn vào đá. Trong trường hợp trên mặt đá có tầng trầm tích không bị bào mòn với điều kiện trong tầng ấy cọc tiếp thu hết tác dụng của mômen uốn thì cho phép không ngàm cọc vào đá. Khi không thỏa mãn điều kiện vừa nêu thì độ sâu chôn cọc vào đá không nhỏ hơn 0,5m khi đá có cường độ chống nén lớn hơn 50MPa và không nhỏ hơn 1m trong các loại đá còn lại.

Chú thích: Tính toán cụ thể khi mũi cọc tựa lên nền đá có thể tham khảo điều A.2 của phụ lục A thuộc tiêu chuẩn này.

6.2.3. Khi thiết kế móng cọc cho cầu, cần chú ý :

- a) Các kích thước của đài cọc (hoặc của đệm nối bằng bê tông cốt thép) trên mặt bằng phải quy định sao cho khoảng cách từ mép đài đến cọc gần nhất không được nhỏ hơn 0,25m (khoảng cách mép - mép) ;
- b) Đối với cọc có đường kính lớn hơn 2m, bản đài không cần có mép thừa.

6.2.4. Dáy đài cọc của móng cầu cần kể đến chiều sâu dòng nước, việc xói lở đã nêu ở điều 6.2.2 cũng như sức chịu tải tính toán và độ bền lâu dài của móng trong điều kiện khí hậu địa phương.

6.2.5. Việc phân bố tải trọng giữa các cọc của móng đài cao nên xác định bằng cách tính chúng như kết cấu khung.

6.2.6. Móng cọc của các móng cầu và của các trụ trung gian trên các mái dốc nên kiểm tra độ ổn định chống trượt sâu.

6.3. Đặc điểm thiết kế móng cọc trong những vùng có động đất

6.3.1. Khi thiết kế móng cọc trong những vùng có động đất, ngoài những yêu cầu của tiêu chuẩn này còn cần phải tuân theo những yêu cầu về xây dựng trong những vùng có động đất được quy định ở tiêu chuẩn về tải trọng và tác động.

6.3.2. Móng cọc của nhà và công trình có kể đến tác động của động đất được tính toán với tổ hợp tải trọng đặc biệt theo trạng thái giới hạn thứ nhất. Ở đây cần chú ý :

- a) Xác định khả năng chịu tải của cọc dưới tác động của tải trọng nén và nhổ theo yêu cầu nêu trong tiêu chuẩn này ;
- b) Kiểm tra cọc theo điều kiện bền vật liệu dưới tác dụng đồng thời của các lực tính toán (lực nén, mômen uốn và lực ngang) ;
- c) Kiểm tra độ ổn định của đất theo điều kiện hạn chế áp lực truyền lên đất qua các mặt bên của cọc.

Ngoài những yêu cầu nêu ở điều này, trong khi tính toán còn cần phải chú ý đến những yêu cầu bổ sung nêu trong phụ lục I của tiêu chuẩn này.

Chú thích: Khi xác định trị số tính toán của tải trọng động đất tác dụng lên nhà và công trình, thì móng cọc đài cao nên xem như tầng khung cuối cùng.

6.4. Đặc điểm thiết kế móng cọc cho các trụ đường dây

6.4.1. Khi khảo sát địa chất công trình cho các tuyến đường dây tải điện trên không với các trụ điện có khoảng chuyển tiếp lớn cần phải thực hiện toàn bộ nội dung nêu ở chương 2 của

tiêu chuẩn này. Trong trường hợp còn lại cho phép thực hiện không ít hơn 3 điểm thăm dò cho mỗi km chiều dài tuyến.

Chú thích: Sự phân loại các đường dây tải điện trên không và khoảng chuyển tiếp được lấy theo tiêu chuẩn lắp đặt thiết bị điện.

6.4.2. Chiều sâu hố khoan quy định như sau:

- a) Đối với trụ trung gian - sâu hơn 2m dưới mũi cọc;
- b) Đối với trụ góc - sâu hơn 4 m dưới mũi cọc.

6.4.3. Móng cọc cho các trụ đường dây và trạm phân phối điện ngoài trời được phép dùng trong tất cả các loại đất.

6.4.4. Không được phép dùng các cọc dạng hình kim, hình nêm và hình thoi cho móng trụ đường dây.

6.4.5. Đối với các cọc chịu tải trọng ngang hoặc tải trọng nhỏ, chiều sâu hạ cọc vào trong đất không được nhỏ hơn 4m, và không nhỏ hơn 3m đối với móng của các trụ gỗ.

6.4.6. Tính toán sức chịu tải của cọc móng đường dây tải điện trên không được trình bày trong phụ lục K.

6.5. Thiết kế móng cọc trong một số điều kiện đặc biệt khác

6.5.1. Móng cọc trong vùng đất than bùn và đất đắp cần phải được thiết kế có kể đến lực ma sát âm của đất.

6.5.2. Móng cọc trong đất lún ướt nên thiết kế xuất phát từ điều kiện là đất trong nền móng có thể bị ướt hoàn toàn ở độ no nước $G = 0,8$.

Khi khảo sát địa chất công trình ở nơi xây dựng có đất lún ướt nên xác định loại đất lún ướt và tách lớp đất có độ lún ướt tương đối $0,02$ ở áp lực $p = 3 \text{ kg/cm}^2$.

6.5.3. Các loại đất lún ướt và các loại đất khác mà các đặc trưng bền và biến dạng của chúng giảm đi khi ướt, trong mọi trường hợp khi chiều dày của các lớp ấy đến 30 cm thì nên dùng cọc xuyên suốt các lớp và chôn vào lớp không lún ướt.

6.5.4. Khi thiết kế móng cọc trong đất trương nở cho phép cọc xuyên hết chiều dày tầng đất trương nở hoặc xuyên một phần (chống mũi cọc trực tiếp lên đất trương nở). Tuy nhiên cần phải có những tính toán móng cọc theo các trạng thái giới hạn trong đất trương nở có kể đến kết quả nén tĩnh cọc và độ trôi của cọc khi nở đất.

6.5.5. Đối với vùng đất trương nở, ngoài những yêu cầu chung để thiết kế móng cọc trình bày trong tiêu chuẩn này, còn phải thực hiện đầy đủ các chỉ dẫn bổ sung sau đây:

- a) Trên vùng xây dựng phải tiến hành thử tĩnh cọc có làm ướt đất và xác định độ nâng cao toàn bộ mặt đất khi nở;
- b) Việc thử tĩnh cọc cần bắt đầu gia tải đối với cọc đóng trong đất có độ ẩm tự nhiên, cho tới tải trọng bằng tải trọng dự kiến dùng trong tính toán cọc. Sau khi gia tải cần làm ướt đất và đo chuyển vị của cọc;
- c) Cùng lúc kết thúc quá trình trương nở của đất, việc thử cọc phải tiến hành theo phương pháp như đối với đất thông thường, không trương nở.

6.5.6. Khi thiết kế móng cọc trong vùng khai thác mỏ, ngoài những yêu cầu chung của tiêu chuẩn này còn cần tuân theo những yêu cầu của tiêu chuẩn thiết kế nhà và công trình trong vùng khai thác mỏ; ở đây cùng những tài liệu khảo sát công trình để thiết kế móng cọc trình bày ở phần trước của tiêu chuẩn này, còn cần dùng những tài liệu về khảo sát địa chất mỏ và các thông tin về những biến dạng dự tính của mặt đất.

6.5.7. Việc tính toán móng cọc của nhà và công trình xây ở vùng khai thác mỏ cần theo các trạng thái giới hạn bằng tổ hợp đặc biệt của tải trọng, có kể đến tác động theo các phía nền bị biến dạng khi khai thác.

6.5.8. Những tính toán khác về móng cọc xây dựng trong vùng đất lún ướt, vùng đất trương nở hoặc vùng khai thác mỏ có thể tham khảo SNIp 2.02.03 - 85 và các tài liệu liên quan khác.

7. Yêu cầu kỹ thuật về đánh giá chất lượng cọc

7.1. Cọc đóng và ép

7.1.1. Trước khi tiến hành thi công cọc cần lập chương trình thi công và biện pháp quản lý chất lượng cọc. Trong hồ sơ cần thể hiện:

- Loại cọc, cấu tạo cọc và hồ sơ đúc cọc của nơi sản xuất;
- Vị trí và các sai số cho phép;
- Chiều dài cọc, cao độ mũi cọc và đỉnh cọc dự kiến;
- Số lượng cọc;
- Trình tự đóng/ép cọc;
- Yêu cầu chính đối với thiết bị đóng và ép cọc, khi cần có thể phải kiểm tra một số thông số chính của thiết bị trước khi tiêu chuẩn hàng loạt;
- Dự kiến các khó khăn có thể gặp trong quá trình thi công và biện pháp xử lý;
- Sức chịu tải cho phép của cọc.

7.1.2. Quá trình đóng/ ép tất cả các cọc phải được theo dõi và lập lý lịch thi công cho từng cọc.

7.1.3. Lý lịch cọc bao gồm các điểm sau:

- Loại cọc và thiết bị hạ cọc;
- Số kí hiệu của cọc;
- Nơi và ngày sản xuất cọc;
- Tiết diện cọc, chiều dài và loại cốt thép (cho cọc bê tông cốt thép);
- Thời gian thi công (ngày, giờ bắt đầu, kết thúc) và các sự cố gặp phải khi thi công cùng biện pháp khắc phục;
- Đối với cọc đóng cần ghi các giá trị trọng lượng búa, chiều cao rơi búa, số nhát đập, độ chổi. Đối với cọc ép cần ghi chi tiết lực ép cho từng đoạn và lực ép cuối cùng;
- Các chướng ngại vật gặp phải khi thi công;
- Sai lệch vị trí, độ nghiêng và cao độ thực tế của đỉnh và mũi cọc.

7.1.4. Hồ sơ theo dõi thi công cần được lưu trữ theo quy định của Nhà nước. Bản vẽ hoàn công cọc cần được lưu trữ lâu dài.

7.1.5. Thí nghiệm kiểm tra chất lượng thi công có thể được bổ sung nếu việc theo dõi thi công cho thấy cọc không đạt chất lượng yêu cầu. Các thí nghiệm cần thực hiện gồm:

- Khảo sát lại đất nền;
- Đóng vố cọc nếu cọc chống bị trôi lên khi đóng các cọc lân cận;

- Kiểm tra phát hiện khuyết tật của cọc do thi công;
- Kiểm tra sức chịu tải;
- Kiểm tra vật liệu thân cọc (độ đặc chắc và cường độ).

7.2. Cọc nhồi

7.2.1. Trước khi tiến hành thi công cần lập chương trình thi công và biện pháp quản lý chất lượng cọc. Trong hồ sơ cần thể hiện:

- Loại cọc, cấu tạo cọc;
- Vị trí và các sai số cho phép;
- Chiều dài cọc, cao độ mũi cọc và đỉnh cọc dự kiến;
- Số lượng cọc;
- Trình tự thi công cọc;
- Thiết bị và công nghệ thi công đã ổn định trước khi thi công hàng loạt;
- Sức chịu tải của cọc và tỉ lệ % cọc cần kiểm tra chất lượng;
- Các khó khăn có thể gặp trong quá trình thi công cùng biện pháp dự kiến xử lý.

7.2.2. Quá trình thi công của tất cả các cọc phải được theo dõi hết sức chặt chẽ. Phải lập lý lịch thi công cho từng cọc, có chữ ký xác nhận của các bên có liên quan.

7.2.3. Lý lịch cọc bao gồm các điểm sau:

- Loại cọc và thiết bị tạo lỗ
- Số ký hiệu của cọc;
- Đường kính cọc, chiều dài, độ sạch đáy lỗ, độ nghiêng của lỗ khoan;
- Thời gian thi công (ngày, giờ bắt đầu, kết thúc) và đặc biệt là các sự cố gặp phải khi thi công cùng biện pháp khắc phục.
- Loại cốt thép;
- Mác bê tông, độ sụt, thể tích bê tông, phương pháp đổ bê tông;
- Tỷ trọng, độ pH, độ nhớt và thành phần hạt của dung dịch khoan (nếu dùng);
- áp lực bơm vừa hoặc bê tông, đường kính trong và ngoài của ống bơm;
- Các lớp đất đã gặp trong quá trình khoan, quá trình thổi rửa đáy lỗ khoan;
- Các chướng ngại vật gặp phải khi thi công;
- Sai lệch vị trí và cao độ thực tế của đầu và mũi cọc;
- Kết quả kiểm tra chất lượng cọc theo quy định của chương trình quản lý chất lượng.

7.2.4. Hồ sơ theo dõi thi công cọc cần được lưu trữ theo quy định của Nhà nước.

7.2.5. Nếu qua kết quả theo dõi và kiểm tra cho thấy cọc không đạt chất lượng yêu cầu, cần bổ sung một số thí nghiệm kiểm tra. Các thí nghiệm cần thực hiện lúc này gồm:

- Khảo sát lại đất nền;
- Thí nghiệm kiểm tra độ đồng nhất của vật liệu cọc bằng các phương pháp gián tiếp (siêu âm, rung, biến dạng nhỏ, biến dạng lớn);
- Khoan lấy mẫu bê tông cọc để xác định trực tiếp chất lượng bê tông, trong đó có cường độ;ư
- Kiểm tra kích thước hình học (đường kính, độ sâu,);
- Thí nghiệm kiểm tra sức chịu tải của cọc.

Chú thích: Việc kiểm tra chất lượng thi công thực hiện theo Tiêu chuẩn TCXD 206 : 1998 "Cọc khoan nhồi - Yêu cầu về chất lượng thi công"

Phụ lục A

Xác định sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền (Theo SNiP 2.02.03.85)

A.1. Các chỉ tiêu cơ lý dùng trong tính toán của phụ lục này được xác định theo TCVN 4195 : 1995 TCVN 4202 : 1995 - Đất xây dựng.
Sức chịu tải cho phép của cọc đơn, theo đất nền, được tính:

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}} \quad (A.1a)$$

Trong đó:

Q_a - Sức chịu tải cho phép tính toán theo đất nền bằng phương pháp nêu trong phụ lục này.

Q_{tc} - Sức chịu tải tiêu chuẩn tính toán theo đất nền của cọc đơn;

k_{tc} - Hệ số an toàn, lấy bằng:

1,2 - Nếu sức chịu tải xác định bằng nén tĩnh cọc tại hiện trường;

1,25 - Nếu sức chịu tải xác định theo kết quả thử động cọc có kể đến biến dạng đàn hồi của đất hoặc theo kết quả thử đất tại hiện trường bằng cọc mẫu;

1,4 - Nếu sức chịu tải xác định bằng tính toán, kể cả theo kết quả thử động cọc mà không kể đến biến dạng đàn hồi của đất;

1,4 (1,250 - Đối với móng mố cầu đài thấp, cọc ma sát, cọc chống, còn khi ở cọc đài cao - khi cọc chống chỉ chịu tải thẳng đứng, không phụ thuộc số lượng cọc trong móng;

Đối với đài cao hoặc đài thấp mà đáy của nó nằm trên đất có tính nén lớn và đối với cọc ma sát chịu tải trọng nén, cũng như đối với bất kỳ loại đài nào mà cọc treo, cọc chống chịu tải trọng nhỏ, tùy thuộc số lượng cọc trong móng, trị số k_{tc} lấy như sau:

- Móng có trên 21 cọc: $k_{tc} = 1,4$ (1,25);

- Móng có từ 11 đến 20 cọc: $k_{tc} = 1,55$ (1,4);

- Móng có từ 6 đến 10 cọc: $k_{tc} = 1,65$ (1,5);

- Móng có từ 1 đến 5 cọc: $k_{tc} = 1,75$ (1,6).

Số trong ngoặc đơn là trị số của k_{tc} khi sức chịu tải của cọc được xác định từ kết quả nén tĩnh ở hiện trường.

Chú thích:

1) Nếu việc tính toán móng cọc có kể đến tải trọng gió và tải trọng cầu trục thì được phép tăng tải trọng tính toán trên các cọc biên lên 20% (trừ móng trụ đường dây tải điện).

Nếu cọc của móng trụ cầu theo hướng tác dụng của tải trọng ngoài, cấu tạo thành một hàng hoặc một vài hàng, thì khi kể đến tải trọng (kết hợp hoặc tách riêng) do lực hãm, áp lực gió,

do chất hàng của tàu thủy gây ra, cho phép tăng sức chịu tải của cọc lên 10%, khi 4 cọc bố trí thành 1 hàng và tăng 20% khi có từ 8 cọc trở lên. Với số cọc nằm giữa khoảng nói trên thì số phần trăm nâng sức chịu tải xác định bằng nội suy.

2) Đối với móng chỉ có 1 cọc đóng, mang tải trên 60 tấn (600khả năng) hoặc 1 cọc nhồi mang tải trên 250 tấn (2500khả năng) thì :

$k_{tc} = 1,4$ - Nếu sức chịu tải xác định theo thử tĩnh cọc;

$k_{tc} = 1,6$ - Nếu sức chịu tải xác định theo các phương pháp khác;

$k_{tc} = 1$ - Đối với móng bè cọc của công trình có độ cứng lớn, độ lún giới hạn lớn hơn hoặc bằng 30cm (với số cọc lớn hơn 100), nếu sức chịu tải của cọc xác định theo thử tĩnh.

A.2. Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc chống trên đất ít nén công trình (khi $E_s = 500 \text{ kg/cm}^2$) xác định theo công thức:

$$Q_{tc} = m q_p A_p \quad (\text{A.1})$$

Trong đó:

m - Hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, lấy bằng m=1;

A_p - Diện tích tựa lên đất của cọc, đối với cọc tiết diện đặc lấy bằng diện tích tiết diện ngang, còn đối với cọc tròn rỗng và cọc ống lấy bằng diện tích tiết diện ngang của thành cọc khi không nhồi bê tông phần rỗng và bằng diện tích tiết diện ngang của toàn cọc khi nhồi bê tông phần rỗng đến chiều cao không nhỏ hơn 3 lần đường kính cọc;

q_p - Cường độ chịu tải của đất ở mũi cọc, T/m², lấy như sau:

a) Đối với mọi loại cọc đóng mà mũi cọc chống lên đá, đất hòn lớn (đá tảng, đá cuội, đá dăm, sỏi sạn có độ cứng) cũng như trong trường hợp chống lên đất sét cứng (trừ lớp phủ có độ bão hòa $G < 0,85$ và đất trương nở), $q_p = 2000T/m^2$;

b) Đối với cọc nhồi, cọc ống có nhồi bê tông ngàm vào đá không bị phong hoá (không có các phụ lớp yếu) không nhỏ hơn 0,5m, theo công thức:

$$q_p = \frac{q_{pn}^{tc}}{k_d} \frac{h_3}{d_3} \quad 1,5 \quad (\text{A.2})$$

Trong đó:

q_{pn}^{tc} - Cường độ chịu nén tiêu chuẩn một trục, (trung bình cộng) của đá ở trạng thái no nước, t/m²;

k_d - Hệ số an toàn theo đất, lấy bằng 1,4;

h_3 - Độ chôn sâu tính toán trong đá, m;

d_3 - Đường kính ngàm của phần chôn vào đá, m.

c) Đối với cọc ống chống lên bề mặt đá bằng phẳng không bị phong hoá, lớp này được phủ bởi lớp đất không bị xói lở có chiều dày không nhỏ hơn 3 lần đường kính cọc ống, theo công thức:

$$q_p = \frac{q_{pn}^{tc}}{k_d} \quad (\text{A.3})$$

Trong đó q_{pn}^{tc} và k_d có ý nghĩa như trong công thức (A.2)

Chú thích: Khi cọc chống lên nền đá bị phong hoá cũng như có thể bị xói lở thì sức chống tiêu chuẩn của đất q_{pn}^{tc} phải dựa trên kết quả thí nghiệm bàn nén hay kết quả thử cọc bằng phương pháp tĩnh.

A.3. Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc ma sát thi công bằng phương pháp đóng có bề rộng tiết diện đến 0,8m, chịu tải trọng nén, được xác định theo công thức:

$$Q_{tc} = m m_R q_p A_p u m_f f_{sli} \quad (A.4)$$

Trong đó:

q_p và f_s - Cường độ chịu tải ở mũi và mặt bên của cọc, lấy theo bảng A.1 và A.2;

m - hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, lấy bằng 1,0;

m_R, m_f - Các hệ số điều kiện làm việc của đất lần lượt ở mũi cọc và ở mặt bên cọc có kể đến ảnh hưởng của phương pháp hạ cọc đến sức chống tính toán của đất, xác định theo bảng A.3.

Trong công thức (A.4) việc lấy tổng cường độ chịu tải của đất phải được tiến hành trên tất cả các lớp đất mà cọc xuyên qua. Trong trường hợp khi san nền cần gạt bỏ hoặc có thể bị xói trôi đất đi, phải tiến hành lấy tổng sức chống tính toán của tất cả các lớp đất nằm lần lượt bên dưới mức san nền (gọt bỏ hoặc dưới cốt xói lở cục bộ khi bị lũ).

Chú thích:

1) Sức chịu tải của cọc đóng có mở rộng đáy khi xác định theo công thức (A.4): chu vi u ở thân cọc là chu vi tiết diện ngang của thân cọc, còn ở phần mở rộng là chu vi tiết diện ngang của phần mở rộng.

Bảng A₁ - Sức chống của đất ở mũi cọc q_p

Độ sâu của mũi cọc, m	Sức chống ở mũi cọc đóng và cọc ống không nhồi bê tông, q_p , T/m ₂						
	của đất cát chặt vừa						
	Sỏi	Thô	-	Thô vừa	Mịn	Bụi	-
	của đất sét với chỉ số sệt I_L bằng						
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
3	750	$\frac{660}{(400)}$	300	$\frac{310}{(200)}$	$\frac{200}{(120)}$	110	60
4	830	$\frac{680}{(510)}$	380	$\frac{320}{(250)}$	$\frac{210}{(160)}$	125	70
5	880	$\frac{700}{(620)}$	400	$\frac{340}{(280)}$	$\frac{220}{(200)}$	130	80
7	970	$\frac{730}{(690)}$	430	$\frac{370}{(330)}$	$\frac{240}{(220)}$	140	85
10	1050	$\frac{770}{(730)}$	500	$\frac{400}{(350)}$	$\frac{260}{(240)}$	150	90
15	1170	$\frac{820}{(750)}$	560	$\frac{440}{(400)}$	290	165	100
20	1260	850	620	$\frac{480}{(450)}$	320	180	110
25	1340	900	680	520	350	195	120
30	1420	950	740	650	380	210	130
35	1500	1000	800	600	410	225	140

Bảng A.2 - Ma sát bên f_s

Độ sâu trung bình của lớp đất, m	Ma sát bên cọc, f_s , T/m ²								
	của đất cát, chặt vừa								
	Thô và thô vừa	Mịn	Bụi	-	-	-	-	-	-
	của đất sét khi chỉ số sệt I_L bằng								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	0,4	0,4	0,3	0,2
2	4,2	3	2,1	1,7	1,2	0,7	0,5	0,4	0,4
3	4,8	3,5	2,5	2	1,1	0,8	0,7	0,6	0,5
4	5,3	3,8	2,7	2,2	1,6	0,9	0,8	0,7	0,5
5	5,6	4	2,9	2,4	1,7	1	0,8	0,7	0,6
6	5,8	4,2	3,1	2,5	1,8	1	0,8	0,7	0,6
8	6,2	4,4	3,3	2,6	1,9	1	0,8	0,7	0,6
10	6,5	4,6	3,4	2,7	1,9	1	0,8	0,7	0,6
15	7,2	5,1	3,8	2,8	2	1,1	0,8	0,7	0,6
20	7,9	5,6	4,1	3	2	1,2	0,8	0,7	0,6
25	8,6	6,1	4,4	3,2	2	1,2	0,8	0,7	0,6
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,1	1,2	0,9	0,8	0,7
35	10	7	5	3,6	2,2	1,3	0,9	0,8	0,7

Chú thích của bảng A.1 và A.2 :

1) Trong những trường hợp khi mà ở bảng A.1 các trị số của q_p trình bày ở dạng phân số, thì tử số là của cát, còn ở mẫu số là của sét.

2) Trong bảng A.1 và A.2, độ sâu của mũi cọc là độ sâu trung bình của lớp đất khi san nền bằng phương pháp gọt bỏ hoặc đắp dày đến 3m, nên lấy từ mức địa hình tự nhiên, còn khi gọt bỏ và đắp dày từ 3 ữ 10m thì lấy từ cốt quy ước nằm cao hơn phần bị gọt 3mét hoặc thấp hơn mức đắp 3 mét.

Độ sâu hạ cọc trong các lớp đất ở vùng có dòng chảy trong nước nên lấy có lưu

ý đến khả năng chúng bị xói trôi ở mức lũ tính toán.

Khi thiết kế cọc cho các đường vượt qua hào rãnh thì chiều sâu của mũi cọc nêu ở bảng A.1 nên lấy từ cốt địa hình tự nhiên ở vị trí móng công trình.

3) Đối với các giá trị trung gian của độ sâu và chỉ số sệt I_L thì xác định q_p và f_s từ bảng A.1 và A.2 bằng phương pháp nội suy.

4) Cho phép sử dụng các giá trị sức chống tính toán, q_p theo bảng A.1 với điều kiện độ chôn sâu của cọc trong đất không bị xói trôi hoặc gột bỏ không nhỏ hơn :

- Đối với công trình thuỷ lợi : 4m ;

- Đối với nhà và các công trình khác : 3m.

5) Khi xác định ma sát bên f_s theo bảng A.2, đất nền được chia thành các lớp nhỏ đồng nhất có chiều dày không quá 2m.

6) Ma sát bên tính toán f_s của đất cát chặt nên tăng thêm 30% so với giá trị trình bày trong bảng A.2.

Bảng A.3 - Các hệ số m_R và m_f

Phương pháp hạ cọc	Hệ số điều kiện làm việc của đất được kể đến một cách độc lập với nhau khi tính toán sức chịu tải của cọc	
	Dưới mũi cọc m_R	Ở mặt bên cọc m_f
1. Hạ cọc đặc và cọc rỗng có bịt mũi cọc, bằng búa hơi (treo), búa máy và búa diesel	1	1
2. Hạ cọc bằng cách đóng vào lỗ khoan mở với độ sâu mũi cọc không nhỏ hơn 1 m dưới đáy hố khoan, khi đường kính lỗ khoan mở :		
a) Bằng cạnh cọc vuông	1	0,5
b) Nhỏ hơn cạnh cọc vuông 5cm	1	0,6
c) Nhỏ hơn cạnh cọc vuông hoặc đường kính cọc tròn (đối với trụ đường dây tải điện) 15cm.	1	1
3. Hạ cọc có xói nước trong đất cát với điều kiện đóng tiếp cọc ở mét cuối cùng không xói nước	1	0,9

4. Rung và ép cọc vào :		
a) Đất cát, chặt vừa :		
- Cát thô và thô vừa :	1,2	1
- Cát mịn	1,1	1
- Cát bụi	1	1
b) Đất sét có độ sệt $I_L = 0,5$:		
- á cát		
- á sét	0,9	0,9
- Sét	0,8	0,9
c) Đất sét có độ sệt $I_L \leq 0$	0,7	0,9
	1	1
5. Cọc rỗng hở mũi hạ bằng búa có kết cấu bất kì		
a) Khi đường kính lỗ rỗng của cọc $\leq 40\text{cm}$	1	1
b) Khi đường kính lỗ rỗng của cọc $> 40\text{cm}$	0,7	1
6. Cọc tròn rỗng, bịt mũi, hạ bằng phương pháp bất kì, tới độ sâu $\geq 10\text{m}$, sau đó có mở rộng mũi cọc bằng cách nổ mìn trong đất cát chặt vừa và trong đất sét có độ sệt $I_L \leq 0,5$, khi đường kính mở rộng bằng :		
a) 1m, không phụ thuộc vào loại đất nói trên	0,9	1
b) 1,5m trong đất cát và á cát	0,8	1
c) 1,5m trong á sét và sét	0,7	1

Chú thích: Hệ số m_R và m_f ở điểm 4 bảng A.3 đối với đất sét có độ sệt $0,5 > I_L > 0$ được xác định bằng cách nội suy.

A.4. Đối với cọc đóng mà mũi của nó tựa lên đất cát có độ chặt tương đối $I_D < \frac{1}{3}$ hoặc trên

đất sét có chỉ số sệt $I_L > 0,6$ thì sức chịu tải của cọc nên xác định theo kết quả thử tĩnh cọc.

A.5. Tính sức chịu tải của cọc nêm, cọc hình thang, hình thoi, xuyên qua đất cát và đất sét nên tiến hành có kể đến sức chịu tải tăng thêm của đất ở mặt bên cọc, sức chống này phụ thuộc vào mô đun biến dạng của đất từ kết quả thử nén ở trong phòng thí nghiệm các loại đất mà cọc xuyên qua, nên xác định theo công thức :

$$Q_{tc} = m q_p A_p \sum_{i=1}^n l_i u_i f_i u_{oi} i_c E_j k_i' \quad (A.5)$$

Trong đó :

m, q_p, A_p, l_i và f_i - Kí hiệu giống hư trong công thức (A.4) ;

u_i - Chu vi ngoài của tiết diện i của cọc, m ;

u_{oi} - Tổng các cạnh tiết diện i , m, có độ nghiêng với trục cọc ;

i_c - Độ nghiêng mặt hông của cọc tính bằng phân lượng của đơn vị, là tỉ số của nửa cạnh tiết diện ngang ở đầu trên và đầu dưới trên chiều dài của đoạn có mặt nghiêng, khi $i_c \geq 0,025$ thì nên lấy $i_c = 0,025$;

E_i - Mô đun biến dạng của lớp đất thứ i ở quanh mặt hông cọc, T/m^2 ; xác định từ kết quả thử đất trong máy nén ;

k_i' - Hệ số, xác định theo bảng A.4 ;

p - Hệ số lưu biến, lấy bằng 0,8.

Chú thích: Đối với cọc hình thoi, tổng sức chống của đất ở mặt bên phần có độ nghiêng ngược trong công thức A.5 không tính đến.

Bảng A.4 - Hệ số k_i

Loại đất	Hệ số k_i
Cát và á cát	0,5
á sét	0,6
Sét : khi chỉ số dẻo $I_p = 18$	0,7
khi chỉ số dẻo $I_p = 25$	0,9
Chú thích : Đối với sét có chỉ số dẻo $18 < I_p < 25$, hệ số k_i xác định bằng nội suy.	

A.6. Sức chịu tải trọng nhỏ, của cọc xác định theo công thức :

$$Q_{tc}^k = m u m_f l_i f_i \quad (A.6)$$

Trong đó :

u , m_f , f_i và l_i - Kí hiệu trong công thức (A.4) ;

m - hệ số điều kiện làm việc, đối với cọc hạ vào đất có độ sâu nhỏ hơn 4m lấy bằng 0,6, ở độ sâu ≥ 4 m lấy bằng 0,8 cho tất cả nhà và công trình trừ móng đường dây tải điện trên không.

A.7. Sức chịu tải của cọc nhồi có và không có mở rộng đáy cũng như của cọc chịu tải trọng nén đúng tâm xác định theo công thức :

$$Q_{tc} = m m_R q_p A_p u m_f f_i l_i \quad (A.7)$$

Trong đó :

m - Hệ số điều kiện làm việc, trong điều kiện tựa lên đất sét có độ no nước $G < 0,85$ lấy $m = 0,8$ còn trong các trường hợp còn lại lấy $m = 1$;

m_R - Hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc. Lấy $m_R = 1$ trong mọi trường hợp trừ khi cọc mở rộng đáy bằng cách nổ mìn, đối với trường hợp này $m_R = 1,3$, còn khi thi công cọc có mở rộng đáy bằng phương pháp đổ bê tông dưới nước thì lấy $m_R = 0,9$;

q_p - Cường độ chịu tải của đất dưới mũi cọc, t/m², lấy theo yêu cầu của các điều A.8 và A.9 của phụ lục này ;

A_p - diện tích mũi, m², lấy như sau :

a) Đối với cọc nhồi không mở rộng đáy và đối với cọc trụ lấy bằng tiết diện ngang của chúng ;

b) Đối với cọc nhồi có mở rộng đáy lấy bằng diện tích tiết diện ngang của phần mở rộng tại chỗ đường kính lớn nhất của cọc ;

c) Đối với cọc ống có nhồi bê tông lấy bằng diện tích tiết diện ngang của ống kể cả thành ống ;

d) Đối với cọc ống có nhân đất (không nhồi ruột cọc bằng bê tông), lấy bằng diện tích tiết diện ngang của thành ống.

m_f - Hệ số làm việc của đất ở mặt bên của cọc, phụ thuộc vào phương pháp tạo lỗ khoan, lấy theo bảng A.5 ;

f_i - ma sát bên của lớp đất i ở mặt bên của thân cọc, T/m², lấy theo bảng A.2.

Chú thích: Ma sát do lớp cát ở mặt bên của cọc có mở rộng đáy được tính trong khoảng từ mức san của mặt bằng đến độ sâu tương ứng với chỗ giao nhau của thân cọc với mặt hình nón tưởng tượng với đường sinh tựa lên ranh giới mở rộng dưới một góc $\alpha/2$ so với trục cọc, trong đó α là trị tính toán trung bình (theo từng lớp) của góc ma sát trong của đất nằm trong phạm vi hình nón nói trên. Các giá trị tính toán α , γ và C của đất nền xác định theo các yêu cầu của tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình, lúc này sử dụng hệ số an toàn bằng 1,1 cho α và 1,5 cho C . Đối với đất sét, cho phép kể đến ma sát bên trên toàn bộ chiều dài tính toán của thân cọc.

Bảng A.5 - Hệ số m_f

Loại cọc và phương pháp thi công cọc	Hệ số điều kiện làm việc của đất m_f trong			
	Cát	á cát	á sét	Sét
1	2	3	4	5
1. Cọc chế tạo bằng biện pháp đóng ống thép có bịt kín mũi rồi rút dần ống thép khi đổ bê tông	0,8	0,8	0,8	0,7
2. Cọc nhồi rung thép	0,9	0,9	0,9	0,9
3. Cọc khoan nhồi trong đó kể cả mở rộng đáy, đổ bê tông:				
a) Khi không có nước trong lỗ khoan (phương pháp khô) hoặc khi dùng ống chống	0,7 0,6	0,7 0,6	0,7 0,6	0,6 0,6
b) Dưới nước hoặc dung dịch sét				
c) Hỗn hợp bê tông cứng đổ vào cọc có đầm (phương pháp khô)	0,8	0,8	0,8	0,7
4. Cọc ống hạ bằng rung có lấy đất ra	1	0,9	0,7	0,6
5. Cọc - trụ	0,7	0,7	0,7	0,6
6. Cọc khoan nhồi, cọc có lỗ tròn rỗng ở giữa, không có nước trong lỗ khoan bằng cách dùng lõi rung	0,8	0,8	0,8	0,7
7. Cọc khoan phun chế tạo có ống chống hoặc bơm hỗn hợp bê tông với áp lực 2 - 4 atm.	0,9	0,8	0,8	0,8

A.8. Cường độ chịu tải của đất q_p , T/m², dưới mũi cọc nhồi cọc trụ và cọc ống hạ có lấy đất ra khỏi ruột ống sau đó đổ bê tông cho phép laáy như sau :

a) Đối với đất hòn lớn có chất độn là cát và đối với đất cát trong trường hợp cọc nhồi có và không có mở rộng đáy, cọc ống hạ có lấy hết nhân đất và cọc trụ - tính theo công thức (A.8). Còn trong trường hợp cọc ống hạ có giữ nhân đất nguyên dạng ở chiều cao $\geq 0,5$ m - tính theo công thức (A.9) :

$$q_p = 0,75 \cdot d_p \cdot A_k^o \cdot L B_k^o \quad (A.8)$$

$$q_p = d_p \cdot A_k^o \cdot L B_k^o \quad (A.9)$$

Trong đó :

A_k^o, B_k^o - Hệ số không thứ nguyên lấy theo bảng A.6 ;

d_p - Trị tính toán của trọng lượng thể tích đất, t/m³, nằm phía trên mũi cọc (khi đất no nước có kể đến sự đẩy nổi trong nước) ;

L - Chiều dài cọc, m ;

d_p - Đường kính, m của cọc nhồi hoặc của đáy cọc (nếu có mở rộng đáy cọc).

b) Đối với đất sét, trong trường hợp cọc nhồi có và không có mở rộng đáy, cọc ống có lấy lõi đất ra (lấy một phần hoặc lấy hết) và nhồi bê tông vào ruột ống và cọc trụ cường độ chịu tải của đất lấy theo bảng A. 7.

Chú thích: Những nguyên tắc nêu ở điều A.8 được áp dụng khi độ chôn sâu của

mũi cọc vào đất không nhỏ hơn đường kính của cọc (hoặc phần mở rộng đối

với cọc có mở rộng đáy), nhưng không nhỏ hơn 2m.

Bảng A.6 - Các hệ số của công thức (A.8) và (A.9)

Kí hiệu các hệ số		Các hệ số A_k^o, B_k^o , và khi các trị tính toán của góc ma sát trong của đất φ , độ									
		23	25	27	29	31	33	35	37	39	
A_k^o		9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108	163	
B_k^o		18,6	24,8	32,8	45,5	64	87,6	127	185	260	
$\frac{L}{d_p}$	khi	4	0,78	0,79	0,8	0,82	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87
		5	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
		7,5	0,68	0,7	0,7	0,74	0,76	0,78	0,8	0,82	0,84
		10	0,62	0,65	0,67	0,7	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
		12,5	0,58	0,64	0,63	0,67	0,7	0,73	0,75	0,7	0,80
		15	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
		17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
		20	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
		22,5	0,46	0,51	0,55	0,6	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
		≥ 25	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,7	0,74	0,77
d_p	khi	$\leq 0,8$	0,31	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,28	0,28
		m < 4m	0,25	0,21	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

A.9. Cường độ chịu tải q_p , T/m² của đất dưới mũi cọc ống không nhồi bê tông mà có nhân đất lưu lại ở giai đoạn sau cùng lúc hạ cọc có chiều cao $\geq 0,5$ m (với điều kiện là nhân đất được hình thành từ đất có cùng đặc trưng với đất được dùng làm nền ở mũi cọc ống) nên lấy

theo bảng A.1 của phụ lục này với hệ số điều kiện làm việc có kể đến phương pháp hạ cọc ống như điều 4 bảng A.3 thuộc phụ lục này, đồng thời sức chống tính toán trong trường hợp này là của diện tích tiết diện ngang của thành cọc ống.

A.10. Sức chịu tải trọng nhỏ cực hạn của cọc nhồi xác định theo công thức :

$$Q_{uk} = m \cdot u \cdot m_f \cdot f_i \cdot l_i \cdot W \quad (\text{A.10})$$

Trong đó :

m - ý nghĩa như trong công thức (A.6) ;

u, m_f , f_i , l_i - Kí hiệu giống như trong công thức (A.7)

Bảng A.7 - Trị số q_p

Chiều sâu mũi cọc h, m	Cường độ chịu tải, q_p , T/m ² , dưới mũi cọc nhồi có và không mở rộng đáy, cọc trụ và cọc ống hạ có lấy đất và nhồi bê tông vào ruột ống, ở đất sét có chỉ số sệt I_L bằng						
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
3	85	75	65	50	10	30	25
5	100	85	75	65	50	40	35
7	115	100	85	75	60	50	45
10	135	120	105	95	80	70	60
12	155	140	125	110	95	80	70
15	180	165	150	130	100	100	80
18	210	190	170	150	130	115	95
20	230	240	190	165	145	125	105
30	330	300	260	230	200	-	-
40	450	400	350	300	250	-	-

Chú thích (của bảng A.7) :

Đối với móng của mố cầu, các giá trị q_p trình bày ở bảng A.7 nên :

a) Tăng lên (khi mố cầu nằm trong vùng nước) một đại lượng bằng 1,5 ($\cdot h_n$) trong đó :

h_n - trọng lượng riêng của nước, 1 T/m³

h_n - chiều cao của lớp nước, m, kể từ mức nước mùa khô đến mức bào xói ở cơn lũ tính toán.

b) Giảm đi khi hệ số rỗng của đất $e > 0,6$; lúc này giá trị của q_p trong bảng A.7 phải nhân với hệ số giảm thấp m xác định bằng nội suy giữa các giá trị $m = 1$ khi $e = 0,6$ và $m = 0,6$ khi $e = 1,1$.

Phụ lục B

Xác định sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền

B.1. Yêu cầu chung

B.1.1. Sức chịu tải cực hạn của cọc tính theo công thức :

$$Q_u = A_s f_s = A_p q_p \quad (\text{B.1})$$

B.1.2. Sức chịu tải cho phép của cọc tính theo công thức :

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} - \frac{Q_p}{FS_p} \quad (B.2)$$

Trong đó :

FS_s - Hệ số an toàn cho thành phần ma sát bên, lấy bằng 1,5 - 2,0 ;

FS_p - Hệ số an toàn cho sức chống dưới mũi cọc, lấy bằng 2,0 - 3,0.

B.1.3. Công thức chung tính toán ma sát bên tác dụng lên cọc là :

$$f_s c_a h' \tan a \quad (B.3)$$

Trong đó :

c_a - Lực dính giữa thân cọc và đất, T/m² ; với cọc đóng bê tông cốt thép, $c_a = c$, với cọc thép lấy $c_a = 0,7c$, trong đó c là lực dính của đất nền ;

h' - Ứng suất hữu hiệu trong đất theo phương vuông góc với mặt bên cọc, T/m² ;

a - Góc ma sát giữa cọc và đất nền ; với cọc bê tông cốt thép hạ bằng phương pháp đóng lấy $a = 0,7$, đối với cọc thép lấy $a = 0,7$, trong đó a là góc ma sát trong của đất nền.

B.1.4. Cường độ chịu tải của đất dưới mũi cọc tính theo công thức :

$$q_p = cN_c + \gamma_{vp} N_q + d_p N \quad (B.4)$$

Trong đó :

c - Lực dính của đất, T/m² ;

γ_{vp} - Ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại độ sâu mũi cọc do trọng lượng bản thân đất, T/m² ;

N_c, N_q, N - Hệ số sức chịu tải, phụ thuộc vào ma sát trong của đất, hình dạng mũi cọc và phương pháp thi công cọc ;

- Trọng lượng thể tích của đất ở độ sâu mũi cọc, T/m³.

B.2. Sức chịu tải cực hạn của cọc trong đất dính theo công thức :

$$Q_u = A_s c_u + A_p N_c c_u \quad (B.5)$$

Trong đó :

c_u - Sức chống cắt không thoát nước của đất nền, T/m² ;

- Hệ số không thứ nguyên. Đối với cọc đóng lấy theo hình B.1, đối với cọc nhồi lấy bằng 0,3 - 0,45 cho sét dẻo cứng và bằng 0,6 - 0,8 cho sét dẻo mềm ;

N_c - Hệ số sức chịu tải lấy bằng 9,0 cho cọc đóng trong sét cố kết bình thường và bằng 6,0 cho cọc khoan nhồi.

Chú thích:

1) Hệ số an toàn khi tính toán sức chịu tải của cọc theo công thức (B.5) lấy bằng 2,0 - 3,0.

2) Trị giới hạn của c_u trong công thức (B.5) lấy bằng 1 kg/cm².

B.3. Sức chịu tải cực hạn của cọc trong đất rời tính theo công thức :

$$Q_u = A_s K_s h' \tan a + A_p \gamma_{vp} N_q \quad (B.6)$$

Trong đó :

K_s - Hệ số áp lực ngang trong đất ở trạng thái nghỉ, lấy theo hình B.2 ;

σ'_v - Ứng suất hữu hiệu trong đất tại độ sâu tính toán ma sát bên tác dụng lên cọc, T/m

α - Góc ma sát giữa đất nền và thân cọc ;

σ'_{vp} - Ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại mũi cọc, T/m² ;

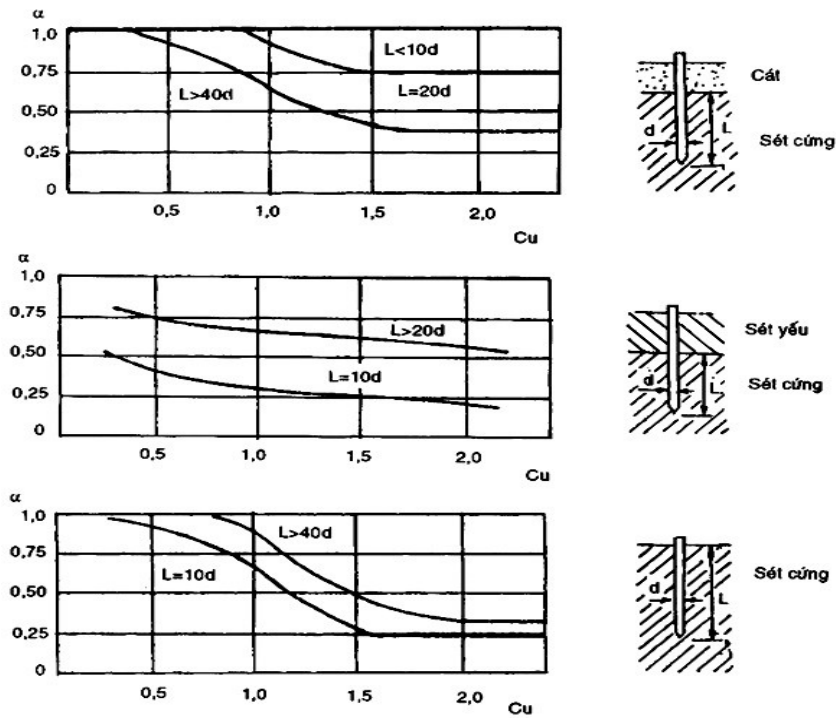
N_q - Hệ số sức chịu tải, xác định theo hình B.3.

B.3.1. Cường độ chịu tải dưới mũi cọc và ma sát bên tác dụng lên cọc trong đất rời ở những độ sâu lớn hơn độ sâu giới hạn, z_c , m, được lấy bằng giá trị tương ứng ở độ sâu giới hạn, nghĩa là :

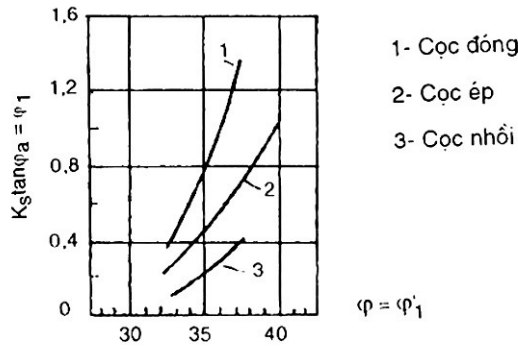
$$\begin{matrix} f_s z & z_c & f_s z & z_c \\ q_p z & z_c & q_p z & z_c \end{matrix}$$

Chú thích: Độ sâu giới hạn z_c xác định theo góc ma sát trong của đất nền (hình B.4).

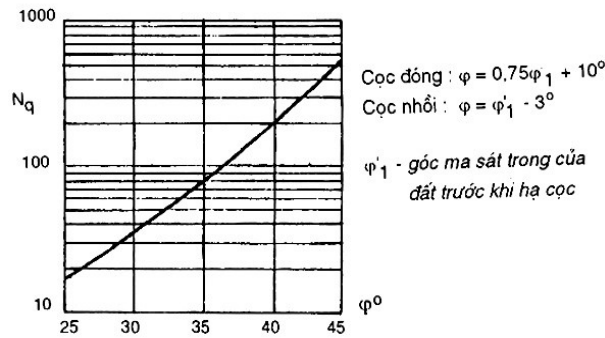
B.3.2. Hệ số an toàn khi sử dụng công thức tính toán B.6 lấy bằng 2,0 - 3,0.



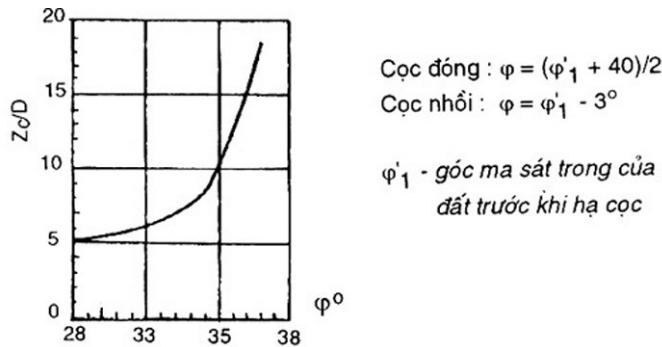
Hình B1: Quan hệ $\alpha - c_u$



Hình B2 : Quan hệ giữa $K_{stan}\varphi_a$ và φ



Hình B3 : Hệ số N_q



Hình B4 : Quan hệ giữa z_c/d và φ

Phụ lục C

Xác định sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên

C.1. Tính toán theo kết quả xuyên tĩnh

C.1.1. Sức chịu tải của cọc được tính trên cơ sở sức chống xuyên đầu mũi q_c .

C.1.2. Thiết bị xuyên sử dụng đầu xuyên chuẩn : đường kính dưới đáy mũi côn bằng 35,7 mm, góc nhọn mũi côn bằng 60°. Nếu sử dụng loại đầu xuyên khác với chuẩn nêu trên cần quy đổi giá trị tương đương với đầu xuyên chuẩn trên cơ sở các tương quan cho từng thiết bị.

C.1.3. Phương pháp tính theo Tiêu chuẩn TCXD 174 : 1989.

C.1.3.1. Độ sâu ngàm cọc tới hạn z_c , là độ sâu mà vượt quá giá trị đó thì cường độ chịu tải giữ nguyên giá trị không đổi :

- Trường hợp đất nền 1 lớp : $z_c = 6d$, trong đó d là kích thước cạnh tiết diện hoặc đường kính tiết diện cọc ;

- Trường hợp đất nền nhiều lớp :

$$z_c = 3d \text{ khi } v \leq 0,1MPa$$

$$z_c = 3d \text{ ừ } 6d \text{ khi } v > 0,1MPa$$

C.1.3.2. Sức chống cực hạn ở mũi xác định theo công thức :

$$Q_p = A_p \cdot q_p \quad (C.1.1)$$

Giá trị của q_p được xác định theo công thức :

$$q_c = K_c \overline{q_c} \quad (C.1.2)$$

Trong đó :

K_c - hệ số mang tải, lấy theo bảng C.1

$\overline{q_c}$ - sức chống xuyên trung bình, lấy trong khoảng 3d phía trên mũi cọc.

C.1.3.3. Sức chống cực hạn ở mặt bên cọc, được xác định theo công thức :

$$Q_s = u \sum h_{si} f_{si} \quad (C.1.3)$$

Trong đó :

h_{si} - độ dài của cọc trong lớp đất thứ i , m ;

u - chu vi tiết diện cọc, m ;

f_{si} - ma sát bên đơn vị của lớp đất thứ i và được xác định theo lớp chống xuyên đầu mũi q_c ở cùng độ sâu, theo công thức :

$$f_{si} = \frac{q_{ci}}{i} \quad (C.1.4)$$

trong đó i là hệ số, lấy theo bảng C.1.

C.1.4.4. Sức chịu tải cho phép của một cọc được xác định bằng cách lấy sức chịu tải giới hạn tính theo quy định trên chia cho hệ số an toàn $FS = 2$ ừ 3.

C.1.5. Tương quan thực nghiệm giữa sức chống xuyên q_c và một số chỉ tiêu cơ lí của đất nền.

C.1.5.1. Tương quan giữa góc ma sát trong của đất rời, ϕ , và sức chống xuyên, q_c , xác định theo bảng C.2.

Bảng C.2 - Tương quan giữa q_c và

$q_c \cdot 10^5 Pa$	(độ) ở độ sâu	
	2m	$\geq 5m$
10	28	26
20	30	28
40	32	30
70	34	32
120	36	34
200	38	36
300	40	38

C.1.5.2. Tương quan giữa sức chống xuyên q_c và sức chống cát không thoát nước của đất dính, c_u , xác định theo công thức :

$$c_u = \frac{q_c}{15} \gamma \quad (\text{C.15})$$

Trong đó γ là áp lực thẳng đứng do tải trọng bản thân của đất nền.

Bảng C.1 - Hệ số K_c và

Loại đất	Sức chống ở mũi q_c (***) (kPa)	Hệ số K_c		Hệ số				Giá trị cực đại q_p (kPa)			
		Cọc nhồi	Cọc đóng	Cọc nhồi		Cọc đóng		Cọc nhồi		Cọc đóng	
				Thành bê tông	Thành Ống thép	Thành bê tông	Thành Ống thép	Thành bê tông	Thành Ống thép	Thành bê tông	Thành Ống thép
Đất loại sét chảy, bùn (*)	< 2000	0.4	0.5	30	30	30	30	15	15	15	15
Đất loại sét cứng vừa	2000 - 5000	0.35	0.45	40	80	40	80	80 (35)	80 (35)	80 (35)	35
Đất loại sét, cứng đến rất cứng	>5000	0.45	0.55	60	120	60	120	80 (35)	80 (35)	80 (35)	35
Cát chảy	0 - 2500	0.4	0.5	(60)** 120	150	(60) 80	(120) 60	35	35	35	35
Cát chặt vừa	2500 - 10000	0.4	0.5	(100) 180	(200) 250	1000	(200) 250	(120) 80	(80) 35	(120) 80	80
Cát chặt đến rất chặt	> 10000	0.3	0.4	150	300 (200)	150	300 (200)	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120
Đá phần (mềm)	> 5000	0.2	0.3	100	120	100	120	35	35	35	35
Đá phần phong hoá, mảnh vụn	> 5000	0.2	0.4	60	80	60	80	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120

Chú thích

Cần hết sức thận trọng khi lấy giá trị ma sát bên của cọc trong sét mềm và bùn vì khi tác dụng một tải trọng nhỏ lên nó, hoặc ngay cả với tải trọng bản thân, cũng làm cho loại đất này lún và tạo ra ma sát âm.

Các giá trị trong ngoặc có thể sử dụng khi:

- Đối với cọc nhồi, thành hố được giữ tốt, khi thi công không gây phá hoại thành hố và bê tông cọc đạt chất lượng cao;
- Đối với cọc đóng có tác dụng làm chặt đất khi đóng cọc.

Giá trị sức chống xuyên ở mũi nêu trong bảng C.1 tương ứng với mũi côn đơn giản

C.2. Tính toán sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn.

C.2.1. Kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT) trong đất rời có thể sử dụng để tính toán sức chịu tải của cọc (Meyerhof, 1956).

C.2.2. Sức chịu tải cực hạn của cọc tính theo công thức Meyerhof (1956)

$$Q_u = K_1 N A_p + K_2 N_{tb} A_s \quad (C.2.1)$$

Trong đó:

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

A_p - Diện tích tiết diện mũi cọc, m²;

N_{tb} - Chỉ số SPT trung bình dọc thân cọc trong phạm vi lớp đất rời;

A_s - Diện tích mặt bên cọc trong phạm vi lớp đất rời, m²;

K_1 - Hệ số, lấy bằng 400 cho cọc đóng và bằng 120 cho cọc khoan nhồi;

K_2 - Hệ số, lấy bằng 2,0 cho cọc đóng và bằng 1,0 cho cọc khoan nhồi.

Hệ số an toàn áp dụng khi tính toán sức chịu tải của cọc theo xuyên tiêu chuẩn lấy bằng 2,5 - 3,0.

C.2.3. Sức chịu tải của cọc theo công thức của Nhật Bản:

$$Q_a = \frac{1}{3} N_a A_p + 0,2 N_s L_s + C L_c d \quad (C.2.2)$$

Trong đó:

N_a - Chỉ số SPT của đất dưới mũi cọc;

N_s - Chỉ số SPT của lớp đất cát bên thân cọc;

L_s - Chiều dài đoạn cọc nằm trong đất cát, m;

L_c - Chiều dài đoạn cọc nằm trong đất sét, m;

- Hệ số, phụ thuộc vào phương pháp thi công cọc:

- Cọc bê tông cốt thép thi công bằng phương pháp đóng: = 30;

- Cọc khoan nhồi: = 15

Phụ lục D

Xác định sức chịu tải của cọc theo công thức động

D.1. Khi xác định sức chịu tải của cọc theo công thức động có thể sử dụng công thức của Gersevanov (điều D.2) hoặc công thức của Hilley (điều D.3) của phụ lục này.

D.2. Xác định sức chịu tải của cọc theo công thức của Gersevanov.

Sức chịu tải cho phép của cọc:

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}} \quad (D.1a)$$

Trong đó:

Q_{tc} - Sức chịu tải cực hạn của cọc, T, xác định theo công thức D.2 hoặc D.3

k_{tc} - Hệ số an toàn theo đất, lấy theo điều D.2.2 của phụ lục này.

D.2.2. Trong trường hợp số cọc được thử ở những điều kiện đất như nhau, mà nhỏ hơn 6 chiếc, lấy $Q_u = Q_{u\min}$ và $k_d = 1,0$.

Trong trường hợp số cọc được thử ở những điều kiện đất giống nhau, bằng hoặc lớn hơn 6 chiếc thì sức chống giới hạn Q_u xác định trên cơ sở kết quả xử lý thống kê các giá trị riêng của sức chịu tải của cọc theo số liệu thử.

D.2.3. Khi thử động cọc đóng, nếu độ chối thực tế (đo được) $e_r \geq 0,002\text{m}$, Q_u xác định theo công thức:

$$Q_u = \frac{nFM}{2} \sqrt{1 - \frac{4}{nFe_f} \cdot \frac{W_n}{W_n} \cdot \frac{W_c}{W_c} \cdot \frac{W_1}{W_1}} \quad (D.2)$$

Nếu độ chối thực tế (đo được) $e_f < 0,002\text{m}$ thì trong dự án đóng cọc nên xét việc dùng búa có năng lượng và đập lớn để hạ cọc, ở năng lượng này độ chối $e_f \geq 0,002\text{m}$, còn trong trường hợp không thể đổi được thiết bị đóng cọc và khi đo được độ chối đàn hồi, thì sức chịu tải giới hạn xác định theo công thức:

$$Q_u = \frac{1}{2} \cdot \frac{2e_f}{e_f} \cdot \frac{c}{c} \sqrt{1 - \frac{8}{2e_f} \cdot \frac{e_f}{c^2} \cdot \frac{c}{c}} \cdot \frac{W}{W_c} \quad (D.3)$$

Trong đó:

n - hệ số lấy bằng 150 t/m² đối với cọc bê tông cốt thép có mũ cọc;

F - Diện tích được giới hạn bằng chu vi ngoài của tiết diện ngang cọc;

M - Hệ số, lấy bằng 1,0 khi đóng cọc bằng búa tác dụng và đập còn khi hạ cọc bằng rung thì lấy theo bảng D.1 phụ thuộc vào loại đất dưới mũi cọc;

p - Năng lượng tính toán của một va đập của búa, t.m, lấy theo bảng D.2 hoặc năng lượng tính toán của máy hạ bằng rung - lấy theo bảng D.3;

e_f - Độ chối thực tế, bằng độ lún của cọc do một va đập của búa, còn khi dùng máy rung - là độ lún của cọc do công của máy trong thời gian 1 phút, m;

c - Độ chối đàn hồi của cọc (chuyển vị đàn hồi của đất và cọc), xác định bằng máy đo độ chối, m;

W - Trọng lượng của phần va đập của búa, T;

W_c - Trọng lượng của cọc và mũ cọc, T;

W_1 - Trọng lượng của cọc dẫn (khi hạ bằng rung $W_1 = 0$), T;

W_n - trọng lượng của búa hoặc của máy rung, T;

- Hệ số phục hồi va đập, khi đóng cọc và cọc ống bê tông cốt thép bằng búa tác động và đập có dùng mũ đệm gỗ, lấy $\alpha = 0,2$, khi hạ bằng rung, lấy $\alpha = 0$;

- Hệ số, l/t , xác định theo công thức:

$$\frac{1}{4} \cdot \frac{n_o}{F} \cdot \frac{n_h}{W} \cdot \frac{W}{W_c} \sqrt{2gHh} \quad (D.4)$$

n_o, n_h - Hệ số chuyển từ sức chống động sang sức chống tĩnh của đất, lấy lần lượt bằng: đối với đất dưới mũi cọc $n_o = 0,0025 \text{ s.m/T}$ và đối với đất ở mặt hông cọc $n_h = 0,25 \text{ s.m/T}$;

- Diện tích mặt bên cọc tiếp xúc với đất, m²;

g - Gia tốc trọng trường, lấy bằng 0,81 m/s²;

h - Chiều cao nẩy đầu tiên của phân va đập của búa, đối với búa diesel lấy $h = 0,5m$ còn đối với các loại búa khác $h = 0$;

H - Chiều cao rơi thực tế của phần động của búa, m.

Chú thích:

1) Các giá trị của W_n , W , W_c và W_1 dùng trong công thức tính toán nói trên không có hệ số vượt tải.

2) Trong trường hợp có chênh lệch hơn 1,4 lần về sức chịu tải của cọc xác định theo các công thức (D.2) và (D.3) với sức chịu tải xác định bằng tính toán dựa vào tính chất cơ li của đất thì cần kiểm tra thêm bằng phương pháp nén tĩnh.

Bảng D.1 - Hệ số M

Loại đất dưới mũi cọc	Hệ số M
1. Sỏi sạn có chất lấp nhét cát	1,3
2. Cát thô vừa, chặt trung bình và á cát cứng	1,2
3. Cát mịn chặt trung bình	1,1
4. Cát bụi chặt trung bình	1,0
5. á sét dẻo, á sét và sét cứng	0,9
6. á sét và sét nửa cứng	0,8
7. á sét và sét khô dẻo	0,7

Chú thích: Trong cát chặt, giá trị của hệ số M nói ở điểm 2, 3 và 4 nên tăng thêm 60% còn khi có tài liệu xuyên tĩnh - tăng 100%.

Bảng D.2 - Năng lượng tính toán p của búa

Kiểu búa	Năng lượng tính toán của va đập búa p , Tm
1. Búa treo và tác dụng đơn động	WH
2. Búa đi-ê-den Ống	0,9WH
3. Búa đi-ê-den cần va đập đơn	0,4VH
4. Búa đi-ê-den khi đóng kiểm tra lại bằng va đập đơn	W (H-h)

Chú thích: Ở điểm 4, h - chiều cao nẩy đầu tiên phân va đập của búa diesel do đệm không khí gây ra, xác định theo thước đo, m. Để tính toán sơ bộ cho phép lấy $h = 0,6m$ đối với búa kiểu cột và $h = 0,4m$ đối với búa kiểu ống.

Bảng D.3 - Năng lượng tính toán p của búa rung

Lực kích thích của máy rung, T	10	20	30	40	50	60	70	80
Năng lượng tính toán tương đương va đập của máy rung p , Tm	4,5	9	13	17,5	22	26,5	31	35

D.3. Công thức động Hilley

D.3.1. Sức chịu tải giới hạn xác định theo công thức:

$$Q = \frac{kWh}{e_f \cdot 1/2 \cdot c_1 \cdot c_2 \cdot c_3} \cdot \frac{W}{W} \cdot \frac{e^2 W_c}{W_c} \quad (D.4)$$

Trong đó:

k - Hiệu suất cơ học của búa đóng cọc; một số giá trị được kiến nghị sử dụng như sau:

- 100% đối với búa rơi tự do điều khiển tự động và búa diesel;
- 75% đối với búa rơi tự do nâng bằng cáp tời;
- 75% - 85% đối với các loại búa hơi nước đơn động.

- Trọng lượng của cọc, T;

W - Trọng lượng của búa đóng, T;

h - Chiều cao rơi búa, m;

e - Hệ số phục hồi, một số giá trị của e như sau:

- + Cọc có đầu bịt thép: $e = 0,55$
- + Cọc thép có đệm đầu cọc bằng gỗ mềm: $e = 0,4$;
- + Cọc bê tông cốt thép, đệm đầu bằng gỗ: $e = 0,2$.

e_f - Độ lún của cọc dưới một nhát búa khi thí nghiệm (độ chối), m;

c_1 - Biến dạng đàn hồi của đầu cọc, đệm đầu cọc và cọc dẫn, m;

c_2 - Biến dạng đàn hồi của cọc, m;

$$C_2 = \frac{Q_u L}{AE}$$

c_3 - Biến dạng của đất nền, thường lấy bằng 0,005m;

A - Diện tích tiết diện cọc, m²;

E - Môđun đàn hồi của vật liệu cọc. T/m².

D.3.2. Hệ số an toàn khi áp dụng công thức Hilley $F_s = 3,0$.

Phụ lục E

Xác định sức chịu tải theo kết quả nén tĩnh cọc

E.1. Quy trình thí nghiệm để xác định sức chịu tải bằng thí nghiệm nén tĩnh đwoj thực hiện trên cơ sở thỏa thuận với chủ đầu tư hoặc cơ quan tư vấn của chủ đầu tư.

E.2. Khi lựa chọn quy trình xác định sức chịu tải cho phép của cọc cần chú ý tới những đặc điểm của điều kiện địa chất, tải trọng công trình và yêu cầu của thiết kế.

E.3. Phương pháp của SNIp 2.02.03.85:

E.3.1. Sức chịu tải trọng nén thẳng đứng cho phép của cọc tính theo công thức:

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}} \quad (E.1)$$

Trong đó:

Q_a - Sức chịu tải cho phép của cọc;

Q_{tc} - Sức chịu tải tiêu chuẩn xác định từ kết quả thí nghiệm theo Tiêu chuẩn TCXD 88:1982.

k_{tc} - Hệ số an toàn, xác định theo điều A.1 phụ lục A.

E.3.2. Sức chịu tải tiêu chuẩn theo kết quả thử bằng tải trọng nén, nhổ và theo hướng ngang được xác định theo công thức:

$$Q_{tc} = m \frac{Q_u}{k_d} \quad (E.2)$$

Trong đó:

m - Hệ số điều kiện làm việc cho tất cả loại nhà và công trình trừ trụ đường dây tải điện lộ thiên, lấy bằng:

$m = 1,0$ đối với cọc chịu nén dọc trục hoặc nén ngang;

$m = 0,8$ đối với cọc chịu nhổ khi độ sâu hạ cọc vào đất $\geq 4m$;

$m = 0,6$ đối với cọc chịu nhổ khi độ sâu hạ cọc vào đất $< 4m$;

Q_u - Sức chịu tải cực hạn của cọc, t, xác định theo các điều E.3.3 đến E.3.5 của phụ lục này;

k_d - Hệ số an toàn theo đất, lấy theo những chỉ dẫn của điều E.3.3 của phụ lục này.

E.3.3. Trong trường hợp nếu số cọc được thử ở những điều kiện đất nền như nhau ít hơn 6 chiếc, $Q_u = Q_{u.min}$, còn hệ số an toàn theo đất $k_d = 1$

Khi số lượng cọc thử ở cùng điều kiện địa chất công trình bằng hoặc lớn hơn 6 chiếc, thì các đại lượng Q_u nên xác định trên cơ sở kết quả xử lý thống kê.

E.3.4. Sức chống giới hạn Q_u của cọc được xác định như sau (hình E.1):

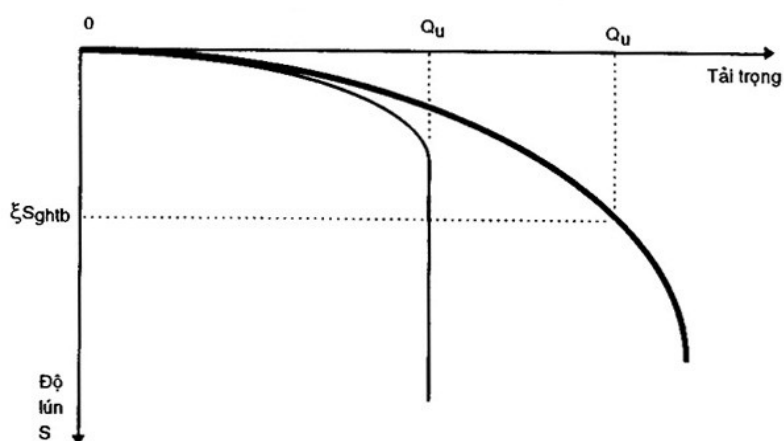
- Là giá trị tải trọng gây ra độ lún tăng liên tục;

- Là giá trị ứng với độ lún S_{gh} trong các trường hợp còn lại:

S_{gh} - trị số lún giới hạn trung bình cho trong tiêu chuẩn thiết kế nền móng, được quy định trong nhiệm vụ thiết kế hoặc lấy theo tiêu chuẩn nhà và công trình tương ứng khi thiết kế nhà và công trình;

- Hệ số chuyển từ độ lún lúc thử nghiệm đến độ lún lâu dài của cọc, thông thường lấy 0,1.

Khi có cơ sở thí nghiệm và quan sát trắc lún đầy đủ, có thể lấy 0,2.



Hình E.1. : Phương pháp xác định Q_u theo công thức (E.3)

Nếu độ lún xác định theo công thức (E.3) lớn hơn 40mm thì sức chịu tải cực hạn của cọc Q_u nên lấy ở tải trọng ứng với $S = 40mm$.

Đối với các cầu, sức chịu tải cực hạn của cọc chịu tải trọng nén phải lấy tải trọng bé hơn 1 cấp so với tải trọng mà dưới tải trọng này gây ra:

a) Sự tăng độ lún sau 1 cấp gia tải (ở tổng độ lún lớn hơn 40mm) vượt quá 5 lần độ tăng độ lún của một cấp gia tải trước đó.

b) Độ lún không tắt dần trong thời gian một ngày đêm hoặc hơn (ở tổng độ lún của cọc lớn hơn 40mm).

Nếu khi thử, tải trọng lớn nhất đã đạt được có trị số bằng hoặc lớn hơn $1,5 Q_{tc}$ (trong đó Q_{tc} - sức chịu tải của cọc tính theo các công thức của phụ lục A), mà độ lún của cọc bé hơn trị số xác định theo công thức (E.3), đối với cọc thì bé hơn 40mm, trong trường hợp này, sức chịu tải cực hạn của cọc cho phép lấy bằng tải trọng lớn nhất có được lúc thử

Chú thích: Các cấp tải trọng khi thử cọc bằng nén tĩnh quy định trong phạm vi 1/10 - 1/15 sức chịu tải cực hạn tính toán của cọc.

E.3.5. Khi thử cọc bằng tải trọng chịu tải trọng ngang có thể được dùng để xác định sức chịu tải cho phép xuất phát từ điều kiện biến dạng ngang giới hạn ngang cho phép của nhà và công trình. Loại tải trọng như thế đối với nhà và công trình (trừ những công trình đặc biệt nhạy đối với biến dạng ngang) cho phép lấy tải trọng mà ở đó trị biến dạng ngang của cọc ở mức mặt đất khi thử bằng trị số giới hạn cho phép nhưng không quá 10mm.

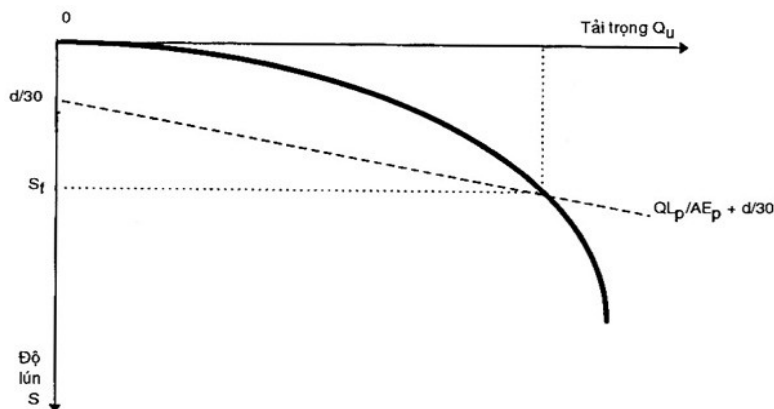
E.4. Một số phương pháp thông thường khác dùng để xác định sức chịu tải giới hạn của cọc khi không thể thử cọc đến phá hoại, nhất là đối với cọc có đường kính lớn.

E.4.1. Phương pháp của Canadian Foundation Engineering Manual (1985).

Sức chịu tải giới hạn của cọc là tải trọng xác định từ giao điểm của biểu đồ quan hệ tải trọng

- độ lún với đường thẳng (hình E.2):

$$S_f = d/30 \quad (E.4)$$



Hình E.2 : Phương pháp xác định Q_u theo công thức (E.4)

Trong đó:

S_f - Độ lún tại cấp tải trọng phá hoại, m;

- Biến dạng đàn hồi của cọc, m;

$$\frac{QL_p}{AE_p} \quad (E.5)$$

Q - Tải trọng tác dụng lên cọc, T;

L_p - Chiều dài cọc, m;

A - Diện tích tiết diện cọc, m²;

E_p - Mô đun đàn hồi của vật liệu cọc, T/m²

E.4.2. Phương pháp của Davisson: sức chịu tải giới hạn của cọc là tải trọng ứng với độ lún trên đường cong tải trọng - độ lún có được lúc thử tĩnh:

$$S_f = \frac{QL_p}{E_p A} = 0,0038 \frac{d}{120} \text{ m} \quad (E.6)$$

E.4.3. Trong trường hợp cọc dài thì sức chịu tải giới hạn ứng với độ lún:

$$\text{- Khi } L_p / d \leq 8: S_f = \frac{2QL_p}{3E_p A} = 0,0038 \cdot 0,02 \text{ m} \quad (E.7)$$

$$\text{- Khi } L_p / d > 100: S_f = 60 \cdot 80 \text{ mm} \quad (E.8)$$

Chú thích: Cách xác định S_f nói ở điều E4-2 và E4-3 thực hiện giống như nêu ở điều E4-1.

E.4.4. Sức chịu tải trọng nén cho phép xác định theo công thức:

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} \quad (E.9)$$

E.4.3. Thông thường hệ số an toàn $FS \geq 2,0$. Hệ số an toàn cao hơn nên được áp dụng cho các trường hợp sau đây:

- Đối với cọc ma sát trong đất dính;
- Khi điều kiện địa chất phức tạp nhưng số lượng cọc thí nghiệm hạn chế;
- Cọc trong cát rời, sức chịu tải suy giảm theo thời gian;
- Khi cần đảm bảo yêu cầu cao về độ lún.

Phụ lục G

Tính cọc dưới tác dụng đồng thời của tải trọng đứng, tải trọng ngang và mômen

Tính toán theo phương pháp của SNiP II-17-77

G.1. Tính cọc, dưới tác dụng đồng thời của tải trọng đứng, ngang và mômen theo sơ đồ nêu trên hình G.1, bao gồm:

a) Chuyển vị ngang, n , và góc xoay, gh , của đầu cọc cần thỏa mãn điều kiện sau:

$$n \leq S_{gh} \quad (G.1)$$

$$gh \leq S_{gh} \quad (G.2)$$

Trong đó:

n và gh - Những giá trị tính toán tương ứng chuyển vị ngang, m, và góc xoay, radian, của đầu cọc, xác định theo những chỉ dẫn ở điều G.4 trong phụ lục này;

S_{gh} và S_{gh} - Những giá trị giới hạn cho phép tương ứng của chuyển vị ngang, m và góc xoay, radian, của đầu cọc, được quy định từ nhiệm vụ thiết kế nhà và công trình.

b) Tính toán sự ổn định của đất nền xung quanh cọc, thực hiện theo những yêu cầu của điều G.6 phụ lục này.

c) Kiểm tra tiết diện của cọc theo độ bền của vật liệu; theo trạng thái giới hạn thứ nhất và thứ hai dưới tác dụng đồng thời của lực dọc trục, mômen uốn và lực ngang.

Các giá trị tính toán của mômen uốn, lực ngang và lực dọc trục, tác dụng lên những tiết diện khác nhau của cọc, được xác định theo điều G.7 của phụ lục này. Trong trường hợp cọc được ngàm cứng vào đài, góc xoay $\theta = 0$, tính toán mômen tại ngàm theo điều G.8 của phụ lục này.

Chú thích: Không cần tính toán độ ổn định của đất nền xung quanh cọc có bề rộng tiết diện $d \leq 0,6m$ với chiều dài trong đất lớn hơn $10d$, trừ trường hợp cọc được hạ vào bùn hoặc đất sét ở trạng thái chảy hoặc dẻo chảy.

G.2. Khi tính toán cọc chịu tải trọng ngang, đất quanh cọc được xem như môi trường đàn hồi biến dạng tuyến tính đặc trưng bằng hệ số nền $C_z \text{ T/m}^3$.

Khi không có những số liệu thí nghiệm, cho phép xác định giá trị tính toán của hệ số nền C_z của đất ở quanh cọc theo công thức:

$$C_z = K.z \quad (G.3)$$

Trong đó:

K - Hệ số tỉ lệ, T/m^4 , được lấy theo bảng G.1;

z - Độ sâu của vị trí tiết diện cọc, m kể từ mặt đất đối với cọc đài cao, hoặc kể từ đáy đài đối với cọc đài thấp.

Bảng G.1 - Hệ số tỉ lệ K

Loại đất quanh cọc và đặc trưng của nó	Hệ số tỉ lệ K, T/m^4 cho cọc	
	Đóng	Nhồi, cọc ống và cọc chông
Sét, á sét dẻo chảy ($0,75 < I_L \leq 1$)	65 - 250	50 - 200
Sét, á sét dẻo mềm ($0,5 < I_L \leq 0,75$) á sét dẻo ($0 \leq I_L \leq 1$), cát bụi ($0,6 \leq e \leq 0,8$)	200 - 500	200 - 400
Sét, á sét gần dẻo và nửa cứng ($0 \leq I_L \leq 0,5$), á sét cứng ($I_L < 0$), cát nhỏ ($0,6 \leq e \leq 0,75$), cát hạt trung ($0,55 \leq e \leq 0,7$).	500 - 800	400 - 600
Sét và á sét cứng ($I_L < 0$), cát hạt thô ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	800 - 1300	600 - 1000

Chú thích:

- Giá trị nhỏ của hệ số K trong bảng G.1 tương ứng với giá trị lớn của trị số sệt I_L của đất sét và hệ số rỗng e của đất cát được ghi trong dấu ngoặc đơn, còn giá trị lớn của hệ số K tương ứng với giá trị nhỏ của I_L và e. Đối với các đất có những đặc trưng I_L và e ở khoảng trung gian thì hệ số K được xác định bằng cách nội suy.
- Hệ số K đối với cát chặt lấy cao hơn 30% so với giá trị lớn nhất ghi trong bảng cho loại đất dạng sét.

G.3. Tất cả các tính toán đều được thực hiện theo chiều sâu tính đối của vị trí tiết diện cọc trong đất, z_e , và chiều sâu tính đối hạ cọc trong đất, L_e , xác định theo công thức sau:

$$z_e = bdZ \quad (G.4)$$

$$L_e = k_{bd} L \quad (G.5)$$

Trong đó:

z và L - Chiều sâu thực tế vị trí tiết diện cọc trong đất và chiều sâu hạ cọc thực tế (mũi cọc) trong đất tính từ mặt đất với cọc dài cao và từ đáy đài với cọc dài thấp, m;

k_{bd} - Hệ số biến dạng, I/m, xác định theo công thức:

$$k_{bd} = \sqrt[5]{\frac{K \cdot b_c}{E_b I}} \quad (G.6)$$

Trong đó:

K - Kí hiệu như trong công thức (G.3);

E_b - Môđun đàn hồi ban đầu của bê tông cọc khi nén và kéo, T/m², lấy theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép;

I - Mômen quán tính tiết diện ngang của cọc, m⁴;

b_c - Chiều rộng quy ước của cọc, m, được lấy như sau:

+ Khi $d \geq 0,8$ thì $b_c = d + 1m$;

+ Khi $d < 0,8m$ thì $b_c = 1,5d + 0,5m$.

G.4. Tính toán chuyển vị ngang của cọc ở mức đáy đài và góc xoay theo các công thức:

$$y_o = l_o \left[\frac{H l_o^3}{3 E_b I} + \frac{M l_o^2}{2 E_b I} \right] \quad (G.7)$$

$$\theta_o = \frac{H l_o^2}{2 E_b I} + \frac{M l_o}{E_b I} \quad (G.8)$$

Trong đó:

H và M - Giá trị tính toán của lực cắt, T, và mômen uốn, T.m, tại đầu cọc (xem hình G.1);

l_o - Chiều dài đoạn cọc, m, bằng khoảng cách từ đáy đài cọc đến mặt đất;

y_o và θ_o - Chuyển vị ngang, m, và góc xoay của tiết diện ngang của cọc, radian, ở mặt đất với cọc dài cao, ở mức đáy đài với cọc dài thấp và được xác định theo điều G.5 của phụ lục này.

Chú thích: Các đại lượng trong phụ lục này được coi là dương trong các trường hợp sau:

- Mômen và lực ngang tại đầu cọc: mômen theo chiều quay của kim đồng hồ và lực ngang hướng về phía bên phải;

- Mômen uốn và lực cắt trong phần dưới của tiết diện cắt: mômen theo chiều quay của kim đồng hồ và lực ngang hướng về phía bên phải

- Góc xoay và chuyển vị ngang của tiết diện cọc: góc xoay theo chiều quay của kim đồng hồ và chuyển vị ngang hướng về phía bên phải.

G.5. Xác định chuyển vị ngang y_o , m, và góc xoay θ_o , radian, theo các công thức:

$$y_o = H_o \cdot H_H + M_o \cdot H_M \quad (G.9)$$

$$\theta_o = H_o \cdot H_{\theta} + M_o \cdot H_{\theta M} \quad (G.10)$$

Trong đó:

H_o - Giá trị tính toán của lực cắt, T, lấy $H_o = H$;

M_o - Mômen uốn, T.m, lấy $M_o = M + H l_o$;

HH - Chuyển vị ngang của tiết diện, m/T, bởi lực $H_o = 1$ (hình G.2a);

HM - Chuyển vị ngang của tiết diện, l/T, bởi mômen $M_o = 1$ (hình G.2b);

MH - Góc xoay của tiết diện, l/T, bởi lực $H_o = 1$ (hình G.2a).

MM - Góc xoay của tiết diện. l/(T.m), bởi mômen $M_o = 1$ (hình G.2b).

Chuyển vị HH , $MH = HM$ và MM được xác định theo công thức:

$$HH = \frac{1}{3 E_b I_{bd}} A_o \quad (G.11)$$

$$MH = HM = \frac{1}{2 E_b I_{bd}} C_o \quad (G.12)$$

$$MM = \frac{1}{E_b I_{bd}} C_o \quad (G.13)$$

Trong đó:

A_o , B_o , C_o - Những hệ số không thứ nguyên lấy theo bảng G.2 tùy thuộc vào chiều sâu tính đổi của phần cọc trong đất L_e xác định theo công thức G.5. Khi L_e nằm giữa hai giá trị ghi trong bảng G.2 thì lấy theo giá trị gần hơn để tra bảng.

Bảng G.2 - Giá trị các hệ số A_o , B_o , C_o

L_e	Khi cọc tựa lên đất			Khi cọc tựa lên đá			Khi cọc ngầm trong đá		
	A_o	B_o	C_o	A_o	B_o	C_o	A_o	B_o	C_o
0,5	72,004	192,026	576,243	48,006	96,037	192,291	0,042	0,125	0,500
0,6	50,007	111,149	278,069	33,344	55,609	92,942	0,072	0,180	0,600
0,7	36,745	70,023	150,278	24,507	35,059	50,387	0,114	0,244	0,699
0,8	28,140	46,943	88,279	18,775	23,533	29,763	0,170	0,319	0,798
0,9	22,244	33,008	55,307	14,851	16,582	18,814	0,241	0,402	0,896
1	18,03	24,106	36,486	12,049	12,149	12,582	0,329	0,494	0,992
1,1	14,916	18,160	25,123	9,983	9,196	8,836	0,434	0,593	1,086
1,2	12,552	14,141	17,944	8,418	7,159	6,485	0,556	0,698	1,176
1,3	10,717	11,103	13,235	7,208	5,713	4,957	0,695	0,807	1,262
1,4	9,266	8,954	10,050	6,257	4,664	3,937	0,849	0,918	1,342
1,5	8,101	7,349	7,838	5,498	3,889	3,240	1,014	1,020	1,415
1,6	7,151	6,129	6,268	4,887	3,308	2,578	1,186	1,434	1,480
1,7	6,375	5,189	5,133	4,391	2,868	2,419	1,361	1,232	1,535
1,8	5,730	4,456	4,299	3,985	2,533	2,181	1,532	1,321	1,581
1,9	5,190	3,878	3,679	3,653	2,277	2,012	1,693	1,397	1,617
2	4,737	3,418	3,213	3,381	2,081	1,891	1,841	1,460	1,644
2,2	4,032	2,756	2,591	2,977	1,819	1,758	2,08	1,545	1,675
2,4	3,526	2,327	2,227	2,743	1,673	1,701	2,21	1,586	1,685

2,6	3,163	2,048	2,013	2,548	1,600	1,687	2,330	1,596	1,687
2,8	2,905	1,869	1,889	2,453	1,572	1,693	2,371	1,593	1,687
3	2,727	1,758	1,818	2,406	1,568	1,707	2,385	1,586	1,691
3,5	2,502	1,641	1,757	2,394	1,597	1,739	2,389	1,584	1,711
≥ 4	2,441	1,621	1,751	2,419	1,618	1,750	2,401	1,600	1,732

G.6. Khi tính độ ổn định của nền quanh cọc, phải kiểm tra điều kiện chế áp lực tính toán σ_z

lên đất ở mặt bên của cọc theo công thức: $\sigma_z = \frac{4}{\cos \alpha} \cdot \sigma_v \cdot \tan \alpha + C_1$ (G.14)

Trong đó:

σ_z - áp lực tính toán lên đất, T/m², ở mặt bên cọc, xác định theo công thức (G.16) tại độ sâu z, m, kể từ mặt đất cho cọc dài cao và từ đáy dài cho cọc thấp:

a) Khi $L_e \leq 2,5$: tại 2 độ sâu $z = L/3$ và $z = L$;

b) Khi $L_e > 2,5$: tại độ sâu $z = 0,85/b_d$, trong đó b_d xác định theo công thức (G.6):

σ_1 - Khối lượng thể tích tính toán của đất, T/m³;

σ_v - Ứng suất có hiệu theo phương thẳng đứng trong đất tại độ sâu z, T/m²;

α, C_1 - Giá trị tính toán của góc ma sát trong, độ, và lực dính, T/m² của đất;

- Hệ số, lấy bằng 0,6 cho cọc nhồi và cọc ống, bằng 0,3 cho các loại cọc còn lại;

α_1 - Hệ số, lấy bằng 1, trừ trường hợp tính móng của các công trình chắn lấy bằng 0,7

α_2 - Hệ số, kể đến phần tải trọng thường xuyên trong tổng tải trọng, tính theo công thức:

$$\alpha_2 = \frac{M_p}{nM_p} \frac{M_v}{M_v} \quad (G.15)$$

Trong đó:

M_p - Mômen do tải trọng ngoài thường xuyên, tính toán tại tiết diện móng ở mức mũi cọc, T.m;

M_v - Mômen do tải trọng tạm thời, T.m;

\bar{n} , hệ số, lấy bằng 2,5 trừ các trường hợp sau đây:

a) Những công trình quan trọng:

+ Khi $L_e \leq 2,5$ lấy $\bar{n} = 4$;

+ Khi $L_e \geq 5$ lấy $\bar{n} = 2,5$;

+ Khi L_e nằm giữa các trị số trên thì nội suy \bar{n} .

b) Móng một hàng cọc chịu tải trọng lệch tâm thẳng đứng nên lấy $\bar{n} = 4$, không phụ thuộc vào L_e .

Chú thích: Nếu áp lực ngang tính toán trên đất σ_z không thỏa mãn điều kiện (G.14) nhưng lúc này sức chịu tải của cọc theo vật liệu chưa tận dụng hết và chuyển vị của cọc nhỏ hơn trị số chuyển vị cho phép khi chiều sâu tính đổi của cọc $L_e > 2,5$ thì nên lặp lại việc tính toán với hệ số tỉ lệ K giảm đi (điều G.2 của phụ lục này). Với trị số mới của K cần kiểm tra độ bền của cọc theo vật liệu, chuyển vị của cọc cũng phải tuân theo điều kiện (G.14).

G.7. áp lực tính toán, σ_z , T/m², lực cắt Q_z , T, trong các tiết diện của cọc tính theo công thức:

$$z \quad \frac{K}{bd} z_e \quad y_o A_1 \quad \frac{o}{bd} B_1 \quad \frac{M_o}{2EI} C_1 \quad \frac{H_o}{3E_b I} D_1 ; \quad (G.16)$$

$$M_z \quad \frac{2}{bd} E_b I y_o A_3 \quad \frac{E_b I}{bd} B_3 \quad M_o C_3 \quad \frac{H_o}{bd} D_3 ; \quad (G.17)$$

$$Q_z \quad \frac{3}{bd} E_b I y_o A_4 \quad \frac{2}{bd} E_b I B_4 \quad \frac{M_o}{bd} C_4 \quad H_o D_4 ; \quad (G.18)$$

$$N_z \quad N \quad (G.19)$$

Trong đó:

K - Hệ số tỉ lệ xác định theo bảng G.1 của phụ lục này;

bd, E_b, I - Có ý nghĩa như công thức (G.6);

z_e - Chiều sâu tính đối xứng xác định theo công thức (G.4) tùy theo độ sâu thực tế z mà ở đó xác định z, M_z, Q_z ;

H_o, M_o, y_o , và o có ý nghĩa như đã nêu ở điều G.4 và G.5 của phụ lục này;

A_1, B_1, C_1 và D_1
 A_3, B_3, C_3 và D_3
 A_4, B_4, C_4 và D_4 } - Các hệ số lấy theo bảng (G.3)

N - Tải trọng tính toán dọc trục tại đầu cọc.

Bảng G.3 - Các giá trị A, B, C, D

Z_e	Các hệ số											
	A_1	B_1	C_1	D_1	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
0	1,000	0	0	0	0	0	1,000	0	0	0	0	1,000
0,1	1,000	0,100	0,005	0	0	0	1,000	0,100	-0,005	0	0	1,000
0,2	1,000	0,200	0,020	0,001	-0,001	0	1,000	0,200	-0,020	-0,003	0	1,000
0,3	1,000	0,300	0,045	0,005	-0,005	-0,001	1,000	0,300	-0,045	-0,009	-0,001	1,000
0,4	1,000	0,400	0,080	0,011	-0,011	-0,002	1,000	0,400	-0,080	-0,021	-0,003	1,000
0,5	1,000	0,500	0,125	0,021	-0,021	-0,005	0,999	0,500	-0,125	-0,042	-0,008	0,999
0,6	0,999	0,600	0,180	0,036	-0,036	-0,011	0,998	0,600	-0,180	-0,072	-0,016	0,997
0,7	0,999	0,700	0,245	0,057	-0,057	-0,020	0,996	0,699	-0,245	-0,114	-0,030	0,994
0,8	0,997	0,799	0,320	0,085	-0,085	-0,034	0,992	0,799	-0,320	-0,171	-0,051	0,989
0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	-0,121	-0,055	0,985	0,897	-0,404	-0,243	-0,082	0,980
1,0	0,992	0,997	0,499	0,167	-0,167	-0,083	0,975	0,994	-0,499	-0,333	-0,125	0,967
1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	-0,222	-0,122	0,960	1,090	-0,603	-0,433	-0,183	0,946
1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	-0,287	-0,173	0,938	1,183	-0,716	-0,575	-0,259	0,917
1,3	0,969	1,287	0,841	0,365	-0,365	-0,238	0,907	1,273	-0,838	-0,730	-0,356	0,876
1,4	0,955	1,379	0,974	0,456	-0,455	-0,319	0,866	1,358	-0,967	-0,910	-0,479	0,821
1,5	0,937	1,468	1,115	0,560	-0,559	-0,420	0,881	1,437	-1,105	-1,116	-0,630	0,747
1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	-0,676	-0,543	0,739	1,507	-1,248	-1,350	-0,815	0,652
1,7	0,882	1,633	1,421	0,812	-0,808	-0,691	0,646	1,566	-1,396	-1,643	-1,036	0,529
1,8	0,848	1,706	1,584	0,961	-0,956	-0,867	0,530	1,612	-1,547	-1,906	-1,299	0,374
1,9	0,795	1,770	1,752	1,126	-1,118	-1,074	0,385	1,640	-1,699	-2,227	-1,608	0,181
2,0	0,735	1,823	1,924	1,308	-1,295	-1,314	0,207	1,646	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057
2,2	0,575	1,887	2,272	1,720	-1,693	-1,906	-0,271	1,575	-2,125	-3,360	-2,849	-0,692
2,4	0,347	1,874	2,609	2,105	-2,141	-2,663	-0,941	1,352	-2,339	-4,228	-3,973	-1,592
2,6	0,033	1,755	2,907	2,724	-2,621	-3,600	-1,877	0,917	-2,437	-5,140	-5,355	-2,821
2,8	-0,385	1,490	3,128	3,288	-3,103	-4,718	-3,408	0,197	-2,346	-6,023	-6,990	-4,445
3,0	-0,928	1,037	3,225	3,858	-3,541	-6,000	-4,688	-0,891	-1,969	-6,765	-8,840	-6,520
3,5	-2,928	-1,272	2,463	4,980	-3,919	-9,544	-10,34	-5,854	1,074	-6,789	-13,692	-13,826
4,0	-5,853	-5,941	-0,927	4,548	-1,614	-11,731	-17,919	-15,076	9,244	-0,358	-15,611	-23,140

G.8. Mômen ngàm tính toán, M_{ng} , T.m, khi tính cọc ngàm cứng trong đài và đầu cọc không bị xoay, tính theo công thức sau:

$$M_{ng} = \frac{MH \frac{l_o}{2E_b I} + MM \frac{l_o^2}{2E_b I}}{MM \frac{l_o}{E_b I}} H \quad (G.20)$$

Ở đây, ý nghĩa các kí hiệu đều giống như những công thức nêu ở trên. Dấu “âm” có nghĩa là với lực ngang H hướng từ trái sang phải, mômen truyền lên đầu cọc từ phía ngàm có hướng ngược với chiều kim đồng hồ.

Tính toán sức chịu tải trọng ngang theo phương pháp của Broms (1964)

G.9. Tùy theo độ cứng của cọc và phân bố phản lực nền theo phương ngang, cọc đạt tới sức chịu tải giới hạn theo những cơ chế khác nhau. Đối với cọc “cứng”, sức chịu tải chỉ phụ thuộc vào đất nền trong khi sức chịu tải của cọc “mềm” hoàn toàn phụ thuộc vào khả năng chịu uốn của vật liệu cọc.

Các công thức tính toán và các biểu đồ được thiết lập cho trường hợp cọc nằm trong đất dính và đất rời.

G.9.1. Cọc trong đất dính

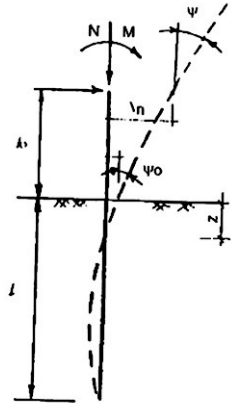
a) Cọc “cứng”: Sức chịu tải giới hạn, H_u , được tính toán trên cơ sở biểu đồ quan hệ giữa độ sâu ngàm cọc tương đối L/d và sức chịu tải giới hạn tương đối, $H_u / C_u d^2$, (hình G.3a). Trong trường hợp liên kết ngàm giữa cọc và đài cọc cũng được kể đến trong phương pháp tính.

b) Cọc “mềm”: Sức chịu tải giới hạn, H_u , được tính toán trên cơ sở biểu đồ quan hệ giữa khả năng chịu uốn giới hạn tương đối của vật liệu cọc, $M_u / c_u d^3$, sức chịu tải giới hạn tương đối, $H_u / c_u d^2$, (hình G.3b).

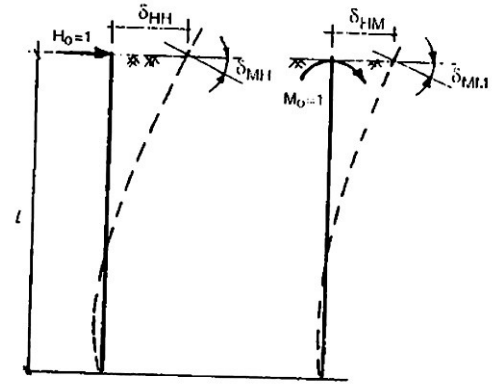
G.9.2. Cọc trong đất rời

c) Cọc “cứng”: Sức chịu tải giới hạn, H_u , được tính toán trên cơ sở biểu đồ quan hệ giữa độ sâu ngàm cọc tương đối, L/d , và sức chịu tải giới hạn tương đối, $H_u / K_p d^3$ (hình G.4a)

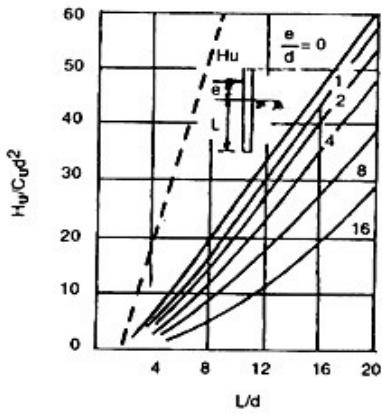
d) Cọc “mềm”: Sức chịu tải giới hạn, H_u , được tính toán trên cơ sở biểu đồ quan hệ giữa khả năng chịu uốn giới hạn tương đối của vật liệu cọc, $M_u / K_p d^4$, và sức chịu tải giới hạn tương đối, $H_u / K_p d^3$ (hình G.4b).



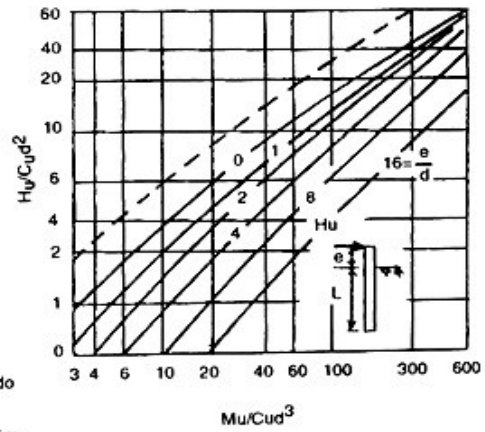
Hình G.1 : Sơ đồ tải trọng trên cọc



Hình G.2 : Sơ đồ chuyển vị của cọc trong đất
 a - Do tác dụng của $H_0 = 0$ đặt ở mức mặt đất
 b - Do tác dụng của $M_0 = 1$



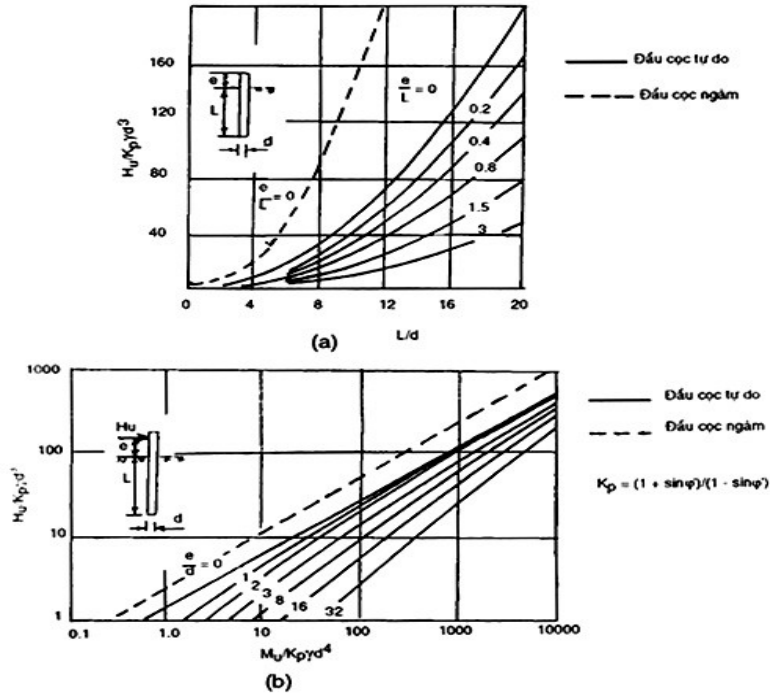
(a)



(b)

Hình G.3 : Sức chịu tải trọng ngang của cọc trong đất dính
 a - Cọc ngắn ; b - Cọc dài

— Đầu cọc tự do
 - - - Đầu cọc ngàm



Hình G.4 : Sức chịu tải trọng ngang của cọc trong đất rời
a - Cọc ngắn ; b - Cọc dài

Phụ lục H Tính toán độ lún của móng cọc

H.1. Độ lún của cọc đơn

Độ lún của cọc đơn, xuyên qua lớp đất có môđun cắt G_1 , MPa (T/m^2) và hệ số poat-xông ν_1 và chổng lên lớp đất được xem như bán không gian biến dạng tuyến tính đặc trưng bởi môđun cắt G_2 và hệ số poat-xông ν_2 được tính theo công thức sau đây với điều kiện tải trọng truyền lên cọc $N = Q_a$ và khi $L_p/d \geq 5$, $G_1 L_p / G_2 d \geq 1$:

a) Đối với cọc đơn không mở rộng mũ:

$$S = \frac{N}{G_1 L_p} \quad (H.1)$$

Trong đó:

N - Tải trọng đứng truyền lên cọc, MN (tấn);

- Hệ số xác định theo công thức:

$$\alpha = \frac{1}{\dots}$$

Trong đó:

$\alpha = 0,17 \times \ln k_v G_1 L_p / G_2 d$ - hệ số ứng với cọc có độ cứng tuyệt đối ($EA = \infty$);

$\alpha = 0,17 \times \ln k_{v1} L_p / d$ - hệ số đối với nền đồng nhất có các đặc trưng G_1 và ν_1 ;

$\alpha = EA / G_1 / L_p^2$ - độ cứng tương đối của cọc;

α_1 - Thông số, xác định việc tăng độ lún do thân cọc chịu nén và tính theo công thức:

$$1 \frac{2.12\alpha^{3/4}}{1 - 2.12\alpha^{3/4}}$$

k_v, k_{v1} - Các hệ số tính theo công thức:

$$k_v = 2,82 + 3,78v + 2,18v^2$$

lần lượt khi $v = v_1$ và $v = v_2 / 2$ và khi $v = v_1$;

Q_{tc} - Sức chịu tải của cọc xác định theo phụ lục A.

b) Đối với cọc đơn có mở rộng đáy:

$$S = \frac{0,22N}{G_2 d_b} + \frac{NL_p}{EA} \quad (H.2)$$

Trong đó:

d_b - Đường kính phần mở rộng của cọc

Các đặc trưng G_1 và v_1 được lấy trung bình đối với tất cả các lớp đất trong phạm vi chiều sâu hạ cọc, còn G_2 và v_2 - trong phạm vi 10 đường kính cọc hoặc đường kính phần mở rộng (đối với cọc có mở rộng mũi) kể từ mũi cọc trở xuống với điều kiện là dưới mũi cọc không có than bùn, đất bùn có độ sệt chảy.

H.2. Tính toán độ lún của nhóm cọc

H.2.1. Dự tính độ lún của nhóm cọc được dựa trên mô hình móng quy ước. Có hai cách xác định móng quy ước như sau:

Cách 1^o: Ranh giới của móng quy ước (hình H1)

- Phía dưới là mặt phẳng AC đi qua mũi cọc, được xem là đáy móng;

- Phía trên là mặt đất san nền biến dạng, với $AB = L$ là độ sâu đặt móng;

- Phía cạnh là các mặt phẳng đứng AB và CĐ đi qua mép ngoài cùng của hàng cọc biên tại khoảng cách $L_{tb} = t_b / 4$ nhưng không lớn hơn $2d$ (d là đường kính hoặc cạnh cọc vuông)

khi dưới mũi cọc có lớp sét bụi với chỉ số sệt $I_L > 0,6$, khi có cọc xiên thì các mặt phẳng đứng nói trên đi qua mũi cọc xiên này;

$$L_{tb} = \frac{l_i}{L_i}$$

Trong đó:

l_i - Góc ma sát trong của lớp đất có chiều dày l_i ;

L_{tb} - Độ sâu hạ cọc trong đất kể từ đáy đài, $L_{tb} = l_i$

Chú thích:

1. Nếu trong chiều dài của cọc có lớp đất yếu (bùn, than bùn v.v..) dày hơn 30cm thì kích thước đáy móng quy ước giảm đi bằng cách lấy L_{tb} là khoảng cách từ mũi cọc đến đáy lớp đất yếu;

2. Trọng lượng bản thân của móng quy ước gồm trọng lượng cọc, đài và đất nằm trong phạm vi móng quy ước.

Cách 2^o:

a) Ranh giới móng quy ước khi đất nền là đồng nhất:

Cách xác định móng quy ước tương tự cách 1^o, chỉ khác là lấy góc mở bằng 30^o cho mọi loại đất kể từ độ sâu $2L_{tb} / 3$ (Hình H.2).

b) Ranh giới của móng quy ước khi cọc xuyên qua một số lớp đất yếu tựa vào lớp đất cứng.

Cách xác định móng quy ước như mô tả trong cách 1, riêng góc mở lấy bằng 30° kể từ độ sâu $2L_1/3$, với L_1 - phần cọc nằm dưới lớp đất yếu cuối cùng (hình H.3).

c) Ranh giới của móng quy ước khi đất nền nằm trong phạm vi chiều dài cọc gồm nhiều lớp có sức chịu tải khác nhau.

- Chiều rộng và chiều dài bản móng quy ước là đáy hình khối có cạnh mở rộng so với mặt đứng của hàng cọc biên bằng $1/4$ cho đến độ sâu $2L_p/3$, từ đó trở xuống đến mặt phẳng mũi cọc góc mở bằng 30° (hình H.4);

- Độ sâu đặt móng quy ước là tại mặt phẳng mũi cọc.

H.2.2. Ứng suất phụ thêm phân bố trong đất nền, dưới mũi cọc có thể tính toán theo lời giải Boussinesq với giả thiết bản móng quy ước đặt trên mặt bán không gian đàn hồi.

H.2.3. Độ lún của móng quy ước được tính theo phương pháp quen biết như đối với móng nông trên nền thiên nhiên.

H.3. Độ lún của móng băng cọc

H.3.1. Độ lún S , của móng băng với 1 hoặc 2 hàng cọc (khi khoảng cách giữa

các cọc bằng $3d - 4d$) được tính theo công thức:

$$S = \frac{p \cdot 1}{E} \cdot v^2 \quad (H.3)$$

Trong đó:

p - Tải trọng phân bố đều trên mét dài khả năng/m (kg/cm) có kể đến trọng lượng của móng trong khối đất và cọc với ranh giới như sau: Phía trên là cốt nền; phía cạnh là các mặt phẳng đứng đi qua hàng cọc ngoài cùng; phía dưới là mặt phẳng đi qua mũi cọc;

E, v - Giá trị môđun biến dạng kPa (kg/cm^2) và hệ số poat-xông của đất trong phạm vi chiều dày của lớp đất chịu nén dưới mũi cọc;

\bar{b} - Lấy theo biểu đồ (xem hình vẽ) phụ thuộc vào hệ số poat-xông v , bề rộng quy đổi của móng $\bar{b} = b/h$ (trong đó b - bề rộng của móng lấy tới mép ngoài của hàng cọc biên;

h - Độ sâu hạ cọc), và độ dày quy đổi của lớp đất chịu nén H_c/h (H_c - độ dày của lớp đất chịu nén xác định theo điều kiện như tính lún đối với nền thiên nhiên);

Giá trị của hệ số \bar{b} xác định theo biểu đồ bằng cách sau đây: Trên đồ thị vẽ qua điểm ứng với H_c/h , một đường thẳng song song với trục hoành cắt đường cong \bar{b} tương ứng, từ giao điểm này vẽ đường vuông góc đến gặp đường v . Từ giao điểm này vẽ một đường thẳng song song với trục hoành đến cắt trục tung, đây chính là giá trị của hệ số \bar{b} .

H.3.2. Ứng suất trong nền đất, dưới mũi cọc, xác định theo lời giải của bài toán phẳng với giả thiết tải trọng ở mũi cọc là phân bố đều theo chiều rộng và dài của móng.

H.4. Độ lún của móng bè cọc

H.4.1. Dự tính độ lún của móng bè cọc có kích thước hơn $10 \times 10\text{m}$ có thể thực hiện theo phương pháp lớp biến dạng tuyến tính như trong tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình. Ở đây việc tính toán nên lấy theo áp lực trung bình lên nền tại mặt phẳng đáy đài, và tăng chiều dài tính toán của lớp lên một đại lượng bằng độ sâu hạ cọc với môđun biến dạng của lớp mà cọc xuyên qua lấy bằng vô cùng (∞) hoặc bằng môđun biến dạng của vật liệu cọc.

H.4.2. Độ lún tính toán của móng gồm nhiều cọc mà mũi cọc tựa lên đất có

môđun biến dạng $E = 20 \text{ Mpa}$ có thể xác định theo công thức:

$$S = \frac{0,12pB}{E} \quad (\text{H.4})$$

Trong đó:

p - áp lực trung bình lên nền ở đáy đài;

B - Chiều rộng hoặc đường kính móng;

E - Môđun biến dạng trung bình của lớp chịu nén dưới mặt mũi cọc với chiều dày bằng B:

$$E = \frac{1}{B} E_1 h_1 k_1 + E_2 h_2 k_2 + \dots + E_i B h_i k_i$$

Trong đó:

E_1, E_2, E_i - Môđun biến dạng của lớp 1, 2 và lớp i;

h_1, h_2, h_i - Chiều dày của lớp 1, 2, và lớp i;

k_1, k_2, k_i - Hệ số kể đến độ sâu của lớp lấy theo bảng H.1 tùy theo độ sâu của đáy lớp.

Bảng H.1 - Trị số k

Độ sâu của đáy lớp (Phần lẻ của B)	(0 - 0,2)B	(0,2 - 0,4)B	(0,4 - 0,6)B	(0,6 - 0,8)B	(0,8 - 1)B
Hệ số k_i	1	0,85	0,6	0,5	0,4

H.5. Các đặc trưng biến dạng nêu ở điều 5.1 của tiêu chuẩn là những đại lượng sau đây (hình H6, H7, H8 và H9):

- Độ lún S là chuyển vị đi xuống của một điểm đang xét, ví dụ độ lún của điểm B là S_B ;

- Độ lún lệch S là chuyển vị của một điểm này đối với một điểm khác, như chuyển vị của điểm B đối với điểm A là S_{BA} ;

- Biến dạng góc tại một điểm là sự thay đổi độ dốc tại điểm này, như:

$$\frac{S_{BA}}{L_{BA}} - \frac{S_{BC}}{L_{BC}};$$

- Góc xoay là góc mở của vật thể rắn của một đơn vị công trình so với phương thẳng đứng;

- Góc xoắn tương đối là tỉ số θ / L ;

- Độ nghiêng i là tỉ số S / L của hai điểm mép ngoài cùng của công trình (đối với móng cứng tuyệt đối);

- Độ võng (hay vồng), f , là chuyển vị lớn nhất diễn ra giữa hai điểm so với đường thẳng vẽ giữa chúng (đối với móng mềm);

- Độ xoắn tương đối là độ xoay của một đường thẳng giữa hai điểm mốc có liên quan tới sự nghiêng;

- Độ méo góc (hay độ vồng hoặc độ vồng tương đối) f/L là tỉ số của độ võng giữa hai điểm với khoảng cách giữa chúng.

Trong bảng H2 và H3 nêu các biến dạng giới hạn của nền và kết cấu do lún gây ra.

Bảng H.2 - Biến dạng giới hạn của nền (theo SNIp2.02.01.83)

Công trình	Độ lún lệch tương đối (S/L) _u	Độ nghiêng i_u	Độ lún trung bình S_u hoặc lớn nhất S_{max} (trong ngoặc), cm
1. Nhà sản xuất một tầng và nhà dân dụng nhiều tầng có khung hoàn toàn: - Bằng bê tông cốt thép - Bằng thép	0,002 0,004	- -	(8) (12)
2. Nhà và công trình mà trong kết cấu không xuất hiện nội lực do lún không đều.	0,006	-	(15)
3. Nhà nhiều tầng không khung với tầng chịu lực: - Bằng tấm lớn - Bằng khối lớn hoặc thể xây gạch không có thép - Như trên nhưng có thép, trong đó có giằng bê tông cốt thép	0,0016 0,0020 0,0024	0,005 0,0005 0,0005	10 10 15
4. Công trình thép chứa vận thăng bằng kết cấu bê tông cốt thép: - Nhà công tác và xi lô kết cấu đổ tại chỗ liền khối trên cùng một móng bè - Như trên nhưng kết cấu lắp ghép - Xi lô độc lập kết cấu toàn khối đổ tại chỗ - Như trên nhưng kết cấu lắp ghép - Nhà công tác đứng độc lập	- - - - -	0,003 0,003 0,004 0,004 0,004	40 30 40 30 25

5. Ống khói có chiều cao H, m: - H = 100m - 100 < H < 200 - 200 < H < 300 - H > 300	- - - -	0,005 1/(2H) 1/(2H) 1/(2H)	40 30 20 10
6. Công trình cứng cao đến 100m, ngoài những điều đã nói ở điểm 4 và 5	-	0,004	20
7. Công trình liên lạc, ăng-ten: - Thân tháp tiếp đất - Thân tháp phát thanh cách điện với đất - Tháp phát thanh - Tháp phát thanh sóng ngắn - Tháp (block riêng rẽ)	- - 0,002 0,0025 0,001	0,002 0,001 - - -	20 10 - - -
8. Trụ đường dây tải điện trên không: - Trụ trung gian - Trụ neo, neo góc, trụ góc trung gian, trụ ở vòng cung, cửa chính của thiết bị phân phối kiểu hở - Trụ trung chuyển đặc biệt	0,003 0,0025 0,002	0,003 0,0025 0,002	- - -

Chú thích cho bảng H.2:

- 1) Trị giới hạn của độ võng (vòng lên) tương đối của nhà nói ở điểm 3 lấy bằng $0,5 (S / L_u)$.
- 2) Khi xác định độ lún lệch tương đối S / L nói ở điểm 8, L là khoảng cách giữa hai trục block móng theo hướng tải trọng ngang, còn ở các trụ kéo dây - là khoảng cách giữa các trục của móng chịu nén và neo.
- 3) Nếu nền gồm các lớp đất nằm ngang (với độ dốc không quá 0,1) thì trị giới hạn về độ lún trung bình cho phép tăng lên 20%.
- 4) Đối với công trình nói ở điểm 2 và 3 có móng dạng bè thì trị giới hạn của độ lún trung bình cho phép tăng lên 1,5 lần.
- 5) Trên cơ sở tổng kết kinh nghiệm thiết kế, xây dựng và khai thác các loại công trình khác nhau, cho phép lấy trị biến dạng giới hạn của nền khác với trị cho ở bảng này.

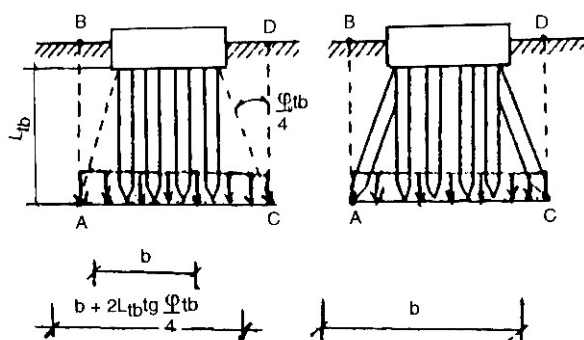
Bảng H.3 - Giới hạn biến dạng góc (Theo Skempton và McDonald, 1956; Bjerrum, 1963 và Wroth, 1975)

f/L	Trạng thái công trình giới hạn
-----	--------------------------------

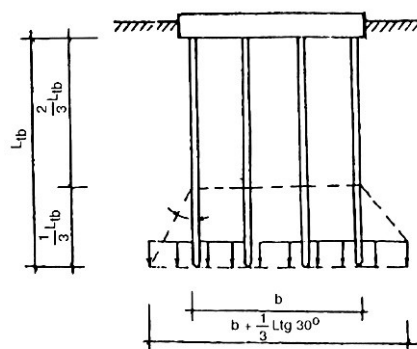
1/5000	Vết rạn li ti quan sát thấy trong công trình bằng gạch không cốt thép; các tường chịu lực bị cong
1/3000	Các vết nứt nhìn thấy ở các tường chịu lực.
1/1000	Các vết nứt nhìn thấy ở các tường, gạch chèn khung.
1/750	Giới hạn thực tế để ngăn chặn sự mất cân bằng của máy móc có độ chính xác cao
1/600	Mức quá ứng suất cho phép trong các cấu kiện nghiêng trở nên đáng kể.
1/500	Giới hạn thực tế để ngăn chặn các vết nứt trầm trọng trong nhà khung và công trình hiện đại.
1/300	Hư hại khung công trình và tường tấm lớn, gây trở ngại cho di chuyển của các cần trục ở cao.
1/250	Nghiêng đáng chú ý trong các nhà nhiều tầng.
1/150	Hư hại đến kết cấu đối với hầu hết công trình.

Chú thích cho bảng H.3:

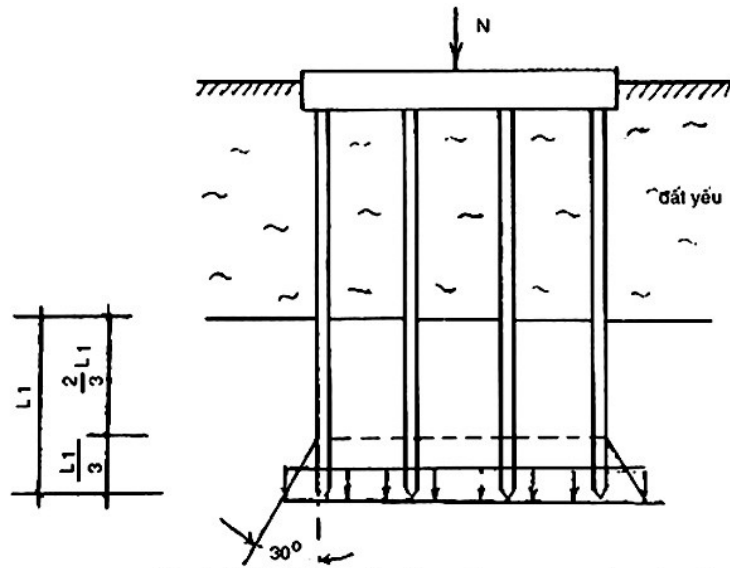
- 1) Đối với công trình bình thường, biến dạng góc giới hạn lấy nhỏ hơn 1/500.
- 2) Cần tránh hư hại khi các khe nứt nhìn thấy được nếu biến dạng góc nhỏ hơn 1/1000.
- 3) Hư hại công trình ít xảy ra với giá trị $f/L < 150$.



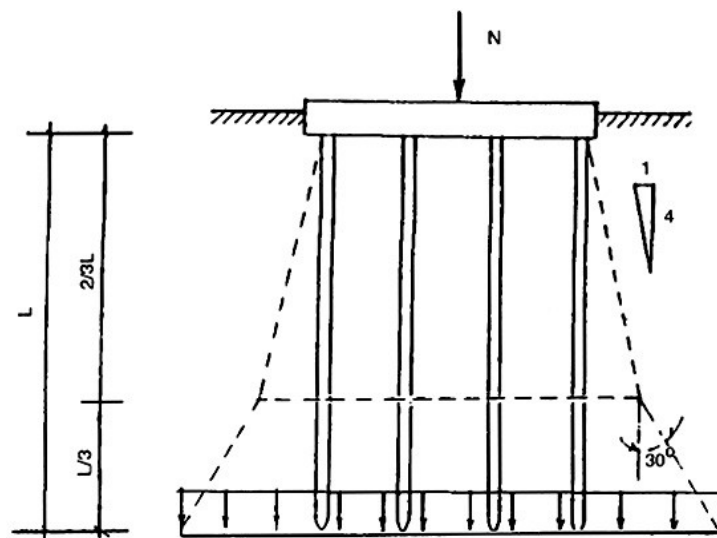
Hình H.1 : Kích thước móng quy ước xác định theo cách 1^o.



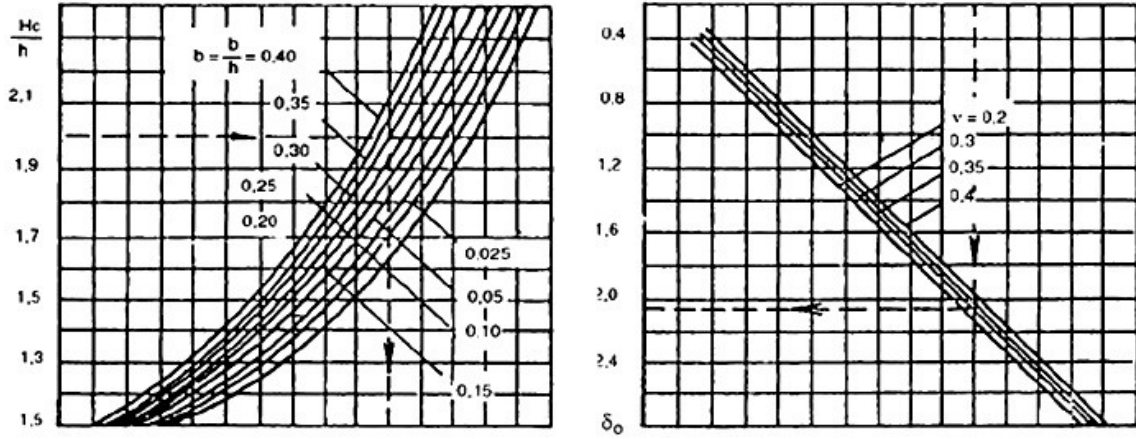
Hình H.2 : Kích thước móng quy ước xác định theo cách 2^o đối với nền đồng nhất.



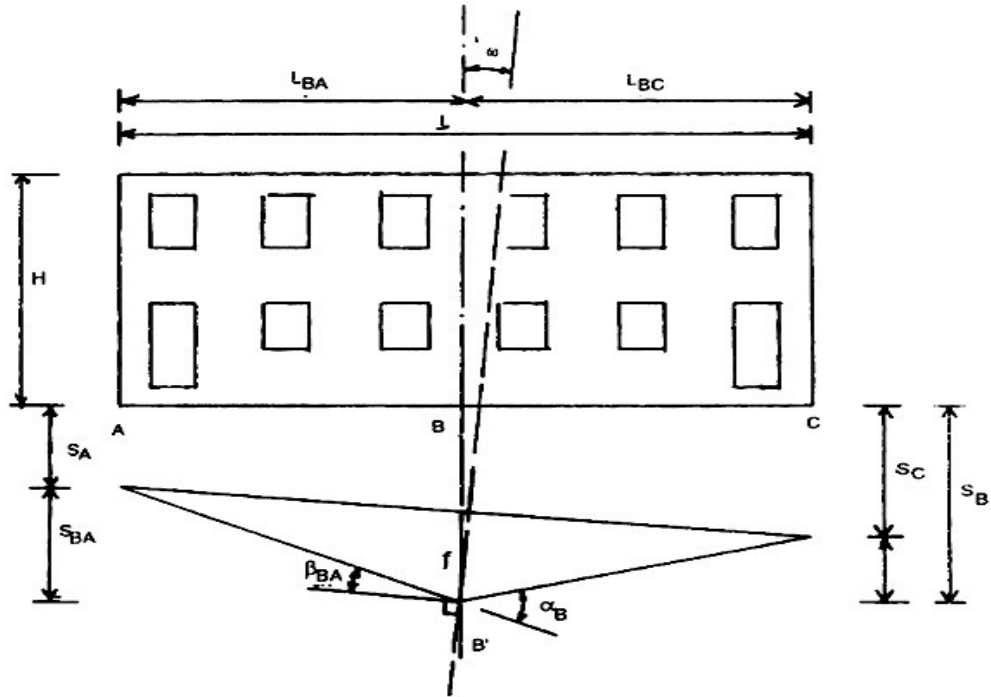
Hình H.3: Kích thước móng quy ước xác định theo cách 2^o đối với nền có lớp đất yếu.



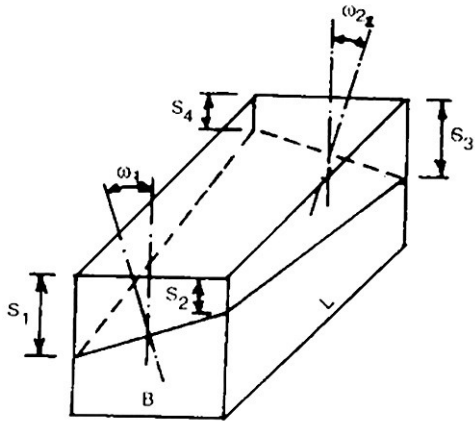
Hình H.4: Kích thước móng quy ước xác định theo cách 2^o đối với nền nhiều lớp.



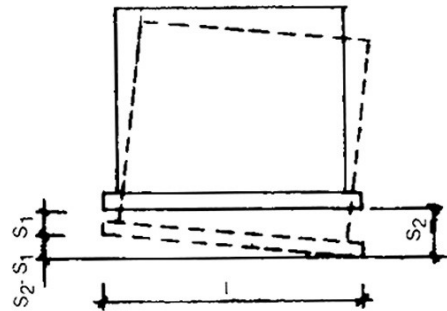
Hình H.5 : Biểu đồ dùng xác định δ_0



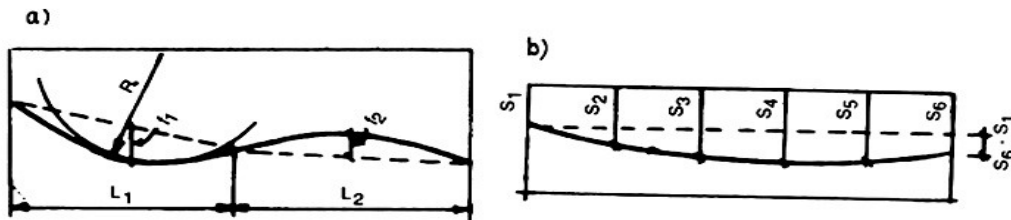
Hình H.6 : Các định nghĩa và kí hiệu cho biến dạng móng



Hình H.7 : Sơ đồ lún gây ra xoắn công trình



Hình H8 : Độ nghiêng của công trình móng cứng



Hình H9 : a - Sơ đồ võng (hoặc võng) của công trình
b - và sơ đồ nền biến dạng phức tạp

Phụ lục I

Đặc điểm thiết kế móng cọc trong vùng có động đất

I.1. Khi tính toán sức chịu tải của cọc làm việc dưới tải trọng nén hoặc nhổ, giá trị q_p và f_i nên nhân với hệ số giảm thấp điều kiện làm việc của đất nền m_{c1} và m_{c2} cho trong bảng I.1 trừ trường hợp cọc chống lên đá và đất hòn lớn.

Giá trị q_p cũng phải nhân với hệ số điều kiện làm việc $m_{c3} = 1$ khi $L_e \geq 3$ và $m_{c3} = 0,9$ khi $L_e < 3$, trong đó L_e là chiều dài tính đối của cọc xác định theo hướng dẫn ở phụ lục G. Ma sát bên cọc, f_i , trong khoảng giữa mặt đất đến độ sâu h_u lấy bằng 0:

$$h_u = \frac{4}{bd}$$

Trong đó:

bd - Hệ số biến dạng xác định theo công thức (G.6) trong phụ lục G của tiêu chuẩn này.

I.2. Khi tính toán cọc theo điều kiện hạn chế áp lực lên đất qua mặt bên của cọc nêu trong phụ lục G, dưới tác dụng của tải trọng động đất, lấy giá trị của góc ma sát trong tính toán φ_1 giảm như sau: đối với động đất tính toán cấp 7 - 2 độ, cấp 8 - 4 độ, cấp 9 - 7 độ.

I.3. Khi tính toán móng cọc của cầu, ảnh hưởng của động đất đến điều kiện nhàm cọc vào cát bụi no nước, đất sét và á sét dẻo chảy và dẻo mềm hoặc á cát chảy thì hệ số K cho trong bảng G.1 phụ lục G phải giảm đi 30%.

7	1 0,9	0,9 -	0,95 0,85	0,8 -	1 1	0,95 0,90	0,95 0,85	0,90 -	0,95 -	0,85 0,80	0,75
8	0,9 0,8	0,8 -	0,85 0,75	0,7 -	0,95 0,95	0,90 0,80	0,85 0,75	0,80 -	0,9 0,8	0,80 0,70	0,70 0,65
9	0,8 0,7	0,7 -	0,75 0,60	-	0,9 0,85	0,85 0,70	0,75 0,65	0,70	0,85 0,65	0,70 0,60	0,60
<i>Chú thích: Trị số ở tử số là dùng cho cọc đóng, ở mẫu số cho cọc nhồi</i>											

I.5. Đối với móng trong vùng động đất cho phép dùng tất cả các loại cọc, trừ cọc không có cốt thép ngang.

Khi thiết kế móng cọc trong vùng có động đất phải đưa mũi cọc tựa lên loại đất đá, đất hòn lớn, cát chặt và chặt trung bình, đất sét có chỉ số sệt $I_L \leq 0,5$.

Không cho phép tựa mũi cọc lên cát rời bão hoà nước đất sét bụi có chỉ số sệt $I_L > 0,5$.

I.6. Độ cắm sâu cọc vào trong đất ở vùng động đất phải lớn hơn 4m, và khi mũi cọc nằm trong nền đất cát bão hoà nước chặt vừa thì không nhỏ hơn 8m trừ trường hợp mũi cọc tựa lên đá. Cho phép giảm độ chôn sâu của cọc khi có những kết quả chính xác của thí nghiệm cọc tại hiện trường bằng tác động bởi động đất mô phỏng.

I.7. Đài cọc dưới tường chịu lực của một khối nhà hoặc công trình cần phải liền khối và bố trí trên cùng một cao độ. Trong trường hợp liên kết ngầm, chiều dài ngầm cọc của đài được xác định bằng tính toán có kể đến tải trọng động đất.

Không cho phép xây dựng móng cọc không có đài cho nhà và công trình.

I.8. Khi có đủ cơ sở kinh tế - kĩ thuật, cho phép dùng móng cọc có đệm trung gian bằng vật liệu rời (đá dăm, sỏi sạn, cát hạt thô lớn và cát trung). Giải pháp này không được sử dụng trong nền đất trương nở, đất than bùn, đất lún ướt, ở những vùng có hiện tượng trượt và hang ngầm (carst và vùng khai thác mỏ).

Không nên tính toán cọc chịu tải trọng ngang trong móng có đệm trung gian. Sức chịu tải trọng nén có kể đến tác động động đất nên xác định theo các yêu cầu của điều I.1 của phụ lục này, khi đó cường độ của đất cần phải tính toán dọc theo tất cả mặt bên của cọc, tức là $h_u = 0$, còn hệ số làm việc của mũi cọc dưới tác dụng động đất m_{c1} lấy bằng 1.2.

Phụ lục K

Thiết kế cọc cho trụ đường dây tải điện trên không

K.1. Sức chịu tải của cọc chịu nén thi công bằng phương pháp đóng cho các trụ đường dây được xác định theo các công thức (A.4) và (A.6) của phụ lục A, trong đó các hệ số điều kiện làm việc được lấy như sau:

a) Đối với trụ trung gian bình thường $m_c = 1,2$;

b) Trong các trường hợp khác $m_c = 1,0$.

K.2. Sức chịu tải của cọc chịu nhổ được xác định theo công thức (A.10) của phụ lục A, trong đó các hệ số điều kiện làm việc được lấy như sau:

- Đối với trụ trung gian tiêu chuẩn $m_c = 1,2$;
- Đối với trụ neo và góc $m_c = 1,0$;
- Khoảng vượt lớn, nếu trọng lượng cọc và đài cọc bằng lực nhổ tính toán, thì lấy $m_c = 1,0$. Nếu trọng lượng nói trên nhỏ hơn hoặc bằng 65% lực nhổ tính toán thì lấy $m_c = 0,6$;
- Các trường hợp còn lại, m_c lấy theo nội suy.

K.3. Sức chịu tải của cọc khi chịu nén tính theo công thức (A.4) của phụ lục A phải giảm đi một lượng bằng $1,2W$. Khi cọc chịu nhổ, tính theo công thức (A.10), thì tăng thêm một lượng bằng $0,9W$, trong đó W là trọng lượng của cọc.

Khi tính toán móng cọc chịu nhổ trong đất dưới mực nước ngầm, cần xét tới tác dụng đẩy nổi của nước.

K.4. Ma sát bên của cọc trong móng đường dây tải điện trên không đối với đất sét bụi có chỉ số sệt $I_L > 0,3$ cần phải tăng 25% so với giá trị cho trong bảng ở phụ lục A và cần áp dụng hệ số điều kiện làm việc bổ sung m_g nêu trong bảng K.1 của phụ lục này.

Bảng K.1 - Hệ số m_g

Loại móng, đặc trưng của đất và tải trọng	Các hệ số điều kiện làm việc bổ sung m_g khi chiều dài của cọc			
	$L_p > 25 d$	$L_p < 25 d$ và các tỉ lệ		
		$\frac{H}{N}$ 0,1	$\frac{H}{N}$ 0,4	$\frac{H}{N}$ 0,6
1. Móng dưới trụ trung gian tiêu chuẩn khi tính:				
a) Cọc đơn chịu tải trọng nhổ:				
- Trong đất cát và á cát	0,9	0,9	0,8	0,55
- Trong sét và á sét				
Khi $I_L = 0$	1,15	1,15	1,05	0,7
Khi $I_L > 0,6$	1,5	1,5	1,35	0,9
b) Cọc đơn chịu tải trọng nén và cọc trong nhóm cọc chịu tải trọng nhổ:				
- Trong đất cát và á cát	0,9	0,9	0,9	0,9
- Trong sét và á sét:				
Khi $I_L = 0,6$	1,15	0	1,15	1,15
Khi $I_L > 0,6$	1,50	1,50	1,50	1,50
2. Móng dưới neo, dưới trụ ở góc, ở các đầu mút, dưới trụ chuyển tiếp lớn khi tính.				
a) Cọc đơn chịu tải nhổ	0,8	0,8	0,7	0,6
- Trong đất cát và á cát	1,0	1,0	0,9	0,6
- Trong sét và á sét				
b) Cọc trong nhóm chịu tải trọng nhổ:	0,8	0,8	0,8	0,8
- Trong đất cát và á cát	1,0	1,0	1,0	1,0
- Trong sét và á sét	1,0	1,0	1,0	1,0
c) Cọc chịu tải trọng nén trong mọi loại				

đất				
-----	--	--	--	--

Chú thích:

1) Trong bảng K.1 lấy kí hiệu hư sau:

d - Đường kính của cọc tròn, cạnh của cọc vuông hoặc cạnh dài nhất của cọc tiết diện chữ nhật.

H - Tải trọng ngang tính toán;

N - Tải trọng đứng tính toán.

2) Khi hạ cọc đơn với góc nghiêng hơn 10° về phía tác dụng của tải trọng ngang thì hệ số điều kiện làm việc m_g lấy như đối với cọc thẳng đứng làm việc trong nhóm cọc (điểm 1b và 2b trong bảng K.1).