
**SỰ PHÙ HỢP CỦA CÁC PHƯƠNG PHÁP HIỆN HÀNH XÁC ĐỊNH
SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC TRONG ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT HẢI PHÒNG**
**THE SUITABILITY OF CURRENT METHODS TO DETERMINE THE CAPACITY
OF SINGLE PILE IN THE GEOLOGICAL CONDITION OF HAI PHONG**

KS. NGUYỄN DIJU HƯƠNG
Học viên cao học CN Xây dựng CTT-2005-2009
TS. PHẠM VĂN THỨ
Khoa đào tạo Sau đại học, ĐHHH

Tóm tắt:

Trong tính toán thiết kế xây dựng các công trình sử dụng kết cấu móng cọc, việc xác định chính xác sức chịu tải của cọc theo đất nền là rất khó khăn, do đó cần phải tiến hành các thí nghiệm để kiểm tra. Tuy nhiên, qua thực tế kết quả thí nghiệm trong rất nhiều trường hợp có sai khác lớn, đôi khi trái ngược với kết quả tính toán thiết kế. Bài báo này nhằm lý giải cũng như lựa chọn phương pháp xác định sức chịu tải của cọc cho phù hợp trong điều kiện địa chất Hải Phòng.

Abstract:

In calculated design the buildings used piles footing, it was very difficult to determine the exact allowable pile load in the ground. Therefore, they need to conduct pile load tests. However, in many cases, actual experiment results have great differences, and opposed to the results of calculated design sometimes. The purposes of this article explain and also select suitability methods to determine the capacity of single pile in the geological condition of Hai Phong.

1. Cọc và móng cọc trong hoạt động xây dựng

Cọc là một kết cấu có chiều dài lớn so với kích thước tiết diện ngang được đóng, ép 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 có thể được phân loại theo nhiều cách khác nhau như theo vật liệu, theo phương pháp thi công (phương pháp hạ cọc) và theo tính chất làm việc của cọc.

Theo vật liệu làm cọc người ta chia ra gồm: cọc gỗ, cọc tre, cọc bê tông, cọc bê tông cốt thép, cọc thép, cọc thép bê tông, cọc liên hợp.

Theo phương pháp thi công (phương pháp hạ cọc) bao gồm: cọc đóng và cọc nhồi. Cọc đóng là loại cọc chế tạo sẵn được đưa vào lòng đất bằng cách đẩy đất ra xung quanh bằng phương pháp đóng (được gọi là cọc đóng), ép (được gọi là cọc ép), rung hoặc xoắn có thể khoan dẫn hoặc không; cọc đóng thường gồm cọc gỗ, cọc bê tông cốt thép đúc sẵn có hoặc không có ứng suất trước với nhiều loại khác nhau và cọc thép. Cọc nhồi là một loại móng sâu được thi công bằng cách đổ bê tông tươi vào một hố (lỗ) khoan trước hoặc hố được tạo bằng cách đóng ống thiết bị vào lòng đất; Quá trình thi công cọc nhồi được chia làm các giai đoạn: khoan tạo lỗ, hạ lồng thép xuống lỗ, đổ bê tông.

Theo tính chất làm việc của cọc có cọc chống và cọc ma sát. Cọc chống là cọc có sức chịu tải chủ yếu do lực chống của đất tại mũi cọc. Cọc chống được sử dụng khi mà lớp đất yếu cần được gia cường không lớn lắm (về chiều dày và ngay dưới lớp đất là lớp đất tốt) để cọc tựa vào đó làm việc, đủ sức đỡ cho công trình ổn định bền lâu; Cọc ma sát (cọc treo) được sử dụng khi lớp đất yếu cần gia cường có chiều dày khá lớn và lớp đất tốt lại ở quá sâu mà ta không thể chế tạo những cọc quá dài được. Sự làm việc của cọc treo là do lực ma sát giữa cọc với đất đảm nhiệm.

Việc lựa chọn giải pháp móng cọc phụ thuộc vào tính chất của từng loại công trình, phụ thuộc vào điều kiện kinh tế, kỹ thuật,... Ở nước ta hiện nay, việc xây dựng công trình trên móng cọc chiếm tỷ lệ ngày càng nhiều, nhất là khi gặp đất yếu có chiều dày lớn và tải trọng công trình truyền lên móng đạt tới hàng trăm, hàng ngàn tấn. Móng cọc được sử dụng nhiều như vậy là do có các ưu điểm như: chi phí vật liệu thấp; giảm khối lượng công tác đất; có thể giảm hoặc tránh được

ảnh hưởng của nước ngầm đối với công tác thi công công trình; khả năng cơ giới hoá cao; ít lún; kết hợp với các bộ phận khác tạo nên một công trình vững chắc, chịu lực tốt, góp phần tăng hiệu quả đầu tư xây dựng.

2. Các phương pháp xác định sức chịu tải của cọc

Sức chịu tải của cọc có thể được xác định bằng công thức lý thuyết và thực nghiệm hoặc xác định thông qua thí nghiệm.

2.1. Công thức lý thuyết xác định sức chịu tải của cọc

Theo chỉ tiêu cơ lí của đất nền, sức chịu tải của cọc được xác định theo công thức sau:

$$Q_{tc} = m \left(m_R q_p A_p + u \sum m_f f_{si} l_i \right) \quad (1)$$

Trong đó:

A_p : diện tích tựa lên đất của cọc, m^2 ;

q_p : cường độ chịu tải của đất ở mũi cọc, T/m^2 ;

f_{si} : cường độ chịu tải ở mặt bên của cọc, T/m^2 ;

l_i : chiều dày của lớp đất thứ i , m ;

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.

Sức chịu tải của cọc còn được xác định theo chỉ tiêu cường độ của đất nền, theo kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh và kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT).

2.2. Phương pháp thí nghiệm

Việc lựa chọn phương pháp thử cọc cần được dựa trên sự phân tích hợp lý các yếu tố có thể ảnh hưởng đến chất lượng thi công và tầm quan trọng của công trình cũng như chất lượng làm việc của cọc. Thí nghiệm thử tải cọc được chia thành 3 nhóm: nhóm phương pháp thử tĩnh, nhóm phương pháp thử động và nhóm phương pháp tĩnh động.

Thí nghiệm thử tĩnh truyền thống là phương pháp cơ bản tin cậy nhất thu được sức chịu nén dọc trục của cọc và đến nay phương pháp này vẫn được coi là chính xác nhất. Tuy nhiên, với chi phí thí nghiệm lớn, thời gian thí nghiệm dài, đòi hỏi mặt bằng thi công rộng và khó áp dụng trên mặt nước, kết quả thí nghiệm là sức chịu tải tổng cộng không tách riêng sức chống mũi và ma sát thành bên, nên phương pháp nén tĩnh cọc - phương pháp hợp tải trọng OSTERBERG ra đời (được áp dụng lần đầu vào năm 1984) đã khắc phục được một số nhược điểm của phương pháp thử tĩnh truyền thống; nhưng phương pháp này chỉ phù hợp khi các cọc có sức chống mũi và ma sát thành bên tương đương.

Phương pháp thử động là một trong những phương pháp thử cọc có chi phí thấp, tốc độ nhanh, phạm vi áp dụng rộng rãi. Nếu phương pháp thử tĩnh sử dụng quá trình tăng tải tương đối chậm, làm cho gia tốc của cọc và đất sinh ra rất nhỏ, hiệu ứng quán tính có thể bỏ qua, các bộ phận của cọc - đất luôn ở trạng thái cân bằng tĩnh lực thì thí nghiệm động lực của cọc sử dụng lực động tác dụng lên cọc, cọc sinh ra gia tốc và hiệu ứng tắt dần rõ rệt, lực quán tính mà gia tốc tạo nên có ảnh hưởng rõ rệt đến ứng suất và biến dạng của cọc. Thí nghiệm tải trọng động phức tạp hơn nhiều so với thí nghiệm tải trọng tĩnh, nó không chỉ liên quan đến một số lý thuyết cơ bản như lý thuyết dao động, phương trình sóng, lý thuyết sóng ứng suất, phân tích phổ tần số mà còn phải dựa trên các thiết bị điện tử tin học.

Phương pháp thử động truyền thống được áp dụng khá phổ biến cho các công trình thủy công móng cọc cỡ vừa và nhỏ, với ưu điểm là đơn giản, chi phí thấp, thời gian thực hiện nhanh, tận dụng được các thiết bị, vật dụng sẵn có trong thi công nhưng độ chính xác không cao, phụ thuộc rất nhiều vào tình trạng thiết bị, năng lực người sử dụng, dễ phạm phải sai số chủ quan nên phạm vi ứng dụng đang thu hẹp dần. Phương pháp thử động biến dạng lớn có sự hỗ trợ của thiết bị phân tích động (Pile Driving Analyzer - PDA) ra đời với những ứng dụng của tiến bộ khoa học và

kỹ thuật đã khắc phục được một số nhược điểm của phương pháp thử tĩnh mà vẫn đảm bảo tính kinh tế và độ an toàn cao.

Việc tồn tại nhiều hạn chế đặc biệt là quan hệ động của hệ cọc - đất trong phương pháp thử động đã nảy sinh một nhu cầu tìm kiếm một phương pháp mới đánh giá sức chịu tải của cọc không tồn kém như thử tĩnh nhưng khắc phục được các hạn chế của thử động biến dạng lớn. Đó là phương pháp tĩnh động Statnamic (ra đời và được thử nghiệm lần đầu vào năm 1988) với những ưu điểm như có thể thí nghiệm trên mọi loại cọc, thời gian thí nghiệm ngắn, khả năng vận chuyển dễ dàng, chuyển vị được đo bằng thiết bị cảm ứng laser có độ chính xác cao. Tuy nhiên vì là một phương pháp mới, chưa có tiêu chuẩn ban hành nên cần phải kiểm chứng bằng thí nghiệm nền tĩnh tương đương, thiết bị tương đối phức tạp.

Vì vậy, việc nắm vững các phương pháp thử cọc và vận dụng vào từng điều kiện địa chất xây dựng công trình cụ thể là rất cần thiết.

Với một nền địa chất yếu, biến đổi phức tạp đồng thời việc ứng dụng giải pháp móng cọc ngày càng nhiều trong xây dựng công trình thì việc nghiên cứu, tìm hiểu, phân chia nền địa tầng Hải Phòng dựa trên kết quả thí nghiệm sức chịu tải của cọc của các công trình xây dựng đưa ra một số kết luận có ý nghĩa thực tiễn cao.

3. Kết quả nghiên cứu tính toán

Quá trình tính toán được thực hiện trên Excel và được ghi trong các phụ lục. Qua nghiên cứu địa chất khu vực Hải Phòng cơ bản có thể phân chia thành các nhóm địa tầng như sau:

- Nhóm địa tầng 1 bao gồm:

a) Lớp thứ nhất: lớp bùn sét hoặc bùn sét pha, chiều dày trung bình từ 3,0m - 5,0m; chỉ số độ sệt $I_s = 1,19 - 1,48$;

b) Lớp thứ hai: các lớp sét hoặc sét pha ở trạng thái chảy, dẻo chảy hoặc dẻo mềm, chiều dày trung bình từ 12,0m - 23,0m; chỉ số độ sệt $I_s = 0,51 - 0,96$;

c) Lớp thứ 3:

- Có thể là lớp sét ở trạng thái dẻo cứng với chiều dày rất lớn lên tới 16,0m; chỉ số độ sệt $I_s = 0,38$;

- Hoặc là lớp cát hạt mịn đến trung trạng thái chặt, chiều dày khoảng 4,7m;

- Hoặc là lớp sét dẻo cứng, chiều dày trung bình 8,5m; chỉ số độ sệt $I_s = 0,31 - 0,44$ và sau đó là lớp cát hạt trung trạng thái chặt, chiều dày 1,7m;

- Hoặc là lớp cát hạt thô trạng thái chặt, chiều dày trung bình 2,0m và sau đó là lớp sét trạng thái nửa cứng, chiều dày trung bình 2,5m chỉ số độ sệt $I_s = 0,16$.

Đặc trưng cho nhóm địa tầng này bao gồm các công trình trong bảng 1 và 2.

Bảng 1: Nhóm địa tầng 1 (phương pháp thử động)

STT	Tên công trình	α_i^{tb} (%)
1	Cầu cảng hàng nặng và kè bảo vệ bờ phân đoạn 9 cảng Lê Quốc	16,74
2	Cầu tàu container 10.000DWT cảng Viconship	22,67
3	Cảng - hành lang băng tải dự án DAP - Đình Vũ (cầu chính)	9,19
4	Cầu cảng 20.000DWT khu công nghiệp Đình Vũ (đợt 1)	30,65
5	Cầu cảng 20.000DWT khu công nghiệp Đình Vũ (đợt 2)	21,40
6	Cầu quá độ - Sàn nâng tàu 1.000T Công ty 189 - Tổng cục CNQP	7,38
7	Trụ đỡ tời phía bờ - Sàn nâng tàu 1.000T Công ty 189 - Tổng cục CNQP	12,10
($\alpha_i^{tb} = 17,16\%$: là giá trị chênh lệch SCT trung bình giữa phương pháp thử động so với lý thuyết của các công trình trong nhóm địa tầng 1)		

Bảng 2: Nhóm địa tầng 1 (phương pháp thử động biến dạng lớn PDA)

STT	Tên công trình	α_i^{tb} (%)
1	Cầu tàu container 10.000DWT cảng Viconship	9,56
2	Cầu cảng 20.000DWT khu công nghiệp Đình Vũ (đợt 1)	45,23
3	Cầu cảng 20.000DWT khu công nghiệp Đình Vũ (đợt 2)	38,51
4	Cầu quá độ - Sàn nâng tàu 1.000T Công ty 189 - Tổng cục CNQP	-19,55
5	Trụ đỡ tời phía bờ - Sàn nâng tàu 1.000T Công ty 189 - Tổng cục CNQP	47,62
($\alpha_{I'}^{tb} = 24,27\%$: là giá trị chênh lệch SCT trung bình giữa phương pháp thử động biến dạng lớn PDA so với lý thuyết của các công trình trong nhóm địa tầng 1)		

- Nhóm địa tầng 2 bao gồm:

a) Lớp thứ nhất: lớp bùn sét, bùn sét pha hoặc lớp sét trạng thái chảy, chiều dày trung bình 9,0m; chỉ số độ sệt $I_s = 1,19 - 1,8$;

b) Lớp thứ hai: các lớp sét ở trạng thái dẻo chảy hoặc dẻo mềm, chiều dày trung bình từ 14,0m - 16,0m; chỉ số độ sệt $I_s = 0,54 - 0,88$;

c) Lớp thứ 3:

- Có thể là lớp cát hạt trung ở trạng thái chặt, chiều dày trung bình 5,5m;
- Hoặc là lớp sét dẻo cứng, chiều dày trung bình 3,5m; chỉ số độ sệt $I_s = 0,44 - 0,54$ và sau đó là lớp cát hạt trung trạng thái chặt, chiều dày 1,5m.

Đặc trưng cho nhóm địa tầng này bao gồm các công trình bảng 3 và 4.

Bảng 3: Nhóm địa tầng 2 (phương pháp thử động)

STT	Tên công trình	α_i^{tb} (%)
1	Kè sau cầu tàu số 2 cảng Viconship	39,44
2	Cầu tàu số 2 cảng Viconship	35,42
3	Cầu tàu 10.000DWT thuộc DAĐTXD GĐ1 nhà máy đóng mới, sửa chữa tàu thủy Công ty 189 - Tổng cục CNQP	30,53
4	Cầu tàu, âu tàu 400T Công ty 189 - Tổng cục CNQP	25,53
5	Bến chuyên dùng bốc dỡ vật tư xí nghiệp Sông Đà 12-4	38,08
($\alpha_{II}^{tb} = 33,8\%$: là giá trị chênh lệch SCT trung bình giữa phương pháp thử động so với lý thuyết của các công trình trong nhóm địa tầng 2)		

Bảng 4: Nhóm địa tầng 2 (phương pháp thử động biến dạng lớn PDA)

STT	Tên công trình	α_i^{tb} (%)
1	Cầu tàu 10.000DWT Công ty 189 - Tổng cục CNQP	-10,96
($\alpha_{III}^{tb} = -10,96\%$: là giá trị chênh lệch SCT trung bình giữa phương pháp thử động biến dạng lớn PDA so với lý thuyết của các công trình trong nhóm địa tầng 2)		

- Nhóm địa tầng 3 bao gồm:

a) Lớp thứ nhất: lớp bùn có chiều dày trung bình rất lớn từ 12,0m - 18,0m; chỉ số độ sệt $I_s = 1,24 - 1,48$;

b) Lớp thứ hai:

- Có thể là các lớp sét ở trạng thái dẻo chảy, dẻo mềm, chiều dày trung bình 10,0m; chỉ số độ sệt $I_s = 0,78 - 0,87$ và sau đó là lớp sét ở trạng thái dẻo cứng, chiều dày trung bình 3,0m; chỉ số độ sệt $I_s = 0,31 - 0,38$
- Hoặc là các lớp sét ở trạng thái dẻo chảy, dẻo mềm, chiều dày 17,5m; chỉ số độ sệt $I_s = 0,65 - 0,96$ và sau đó là lớp cát hạt mịn đến trung trạng thái chặt, chiều dày 1,5m;
- Hoặc là lớp sét trạng thái dẻo cứng, chiều dày khoảng 5,5m; chỉ số độ sệt $I_s = 0,48$ và sau đó là lớp cát hạt mịn trạng thái chặt vừa, chiều dày trung bình 7,5m

Đặc trưng cho nhóm địa tầng này bao gồm các công trình bảng 5, 6 và 7.

Bảng 5: Nhóm địa tầng 3 (phương pháp thử động)

STT	Tên công trình	α_i^{tb} (%)
1	Cầu tàu trang trí cho tàu container 550TEU Bến Kiền	56,11
2	Cầu tàu 61m hạ lưu cảng Vật Cách (cải tạo nâng cấp)	56,51
3	Cảng - hành lang băng tải nhà máy sản xuất phân bón hoá chất (DAP) khu kinh tế Đình Vũ (cầu dẫn)	47,97
4	Cảng Cửa Cấm (hạng mục: lắp ô trống sau bến số 1 và bến số 3)	57,18
($\alpha_{III}^{tb} = 54,44\%$: là giá trị chênh lệch SCT trung bình giữa phương pháp thử động so với lý thuyết của các công trình trong nhóm địa tầng 3)		

Bảng 6. Nhóm địa tầng 2 (phương pháp thử động biến dạng lớn PDA)

STT	Tên công trình	α_i^{tb} (%)
1	Cầu tàu trang trí cho tàu container 550TEU Bến Kiền	-36,44
($\alpha_{III}^{tb} = -36,44\%$: là giá trị chênh lệch SCT trung bình giữa phương pháp thử động biến dạng lớn PDA so với lý thuyết của các công trình trong nhóm địa tầng 3)		

Bảng 7. Nhóm địa tầng 3 (phương pháp thử tĩnh)

STT	Tên công trình	α_i^{tb} (%)
1	Kho chứa hàng cảng Đình Vũ - Hải Phòng	1,64
2	Phân xưởng vỏ 1 Bến Kiền (cải tạo nâng cấp)	1,52
($\alpha_{III}^{tb} = 1,58\%$: là giá trị chênh lệch SCT trung bình giữa phương pháp thử tĩnh so với lý thuyết của các công trình trong nhóm địa tầng 3)		

4. Một số kết luận từ kết quả nghiên cứu trên

- 1). Địa chất khu vực Hải Phòng là một vùng đất bồi tích cửa sông ven biển, chủ yếu là tầng đất yếu có chiều dày lớn, các công trình xây dựng trên nền địa chất này đều phải sử dụng giải pháp móng cọc.
- 2). Tình hình thi công móng cọc tại khu vực Hải Phòng cho thấy các kết quả thí nghiệm SCT của cọc có sự biến đổi giá trị phức tạp so với kết quả tính toán theo lý thuyết.
- 3). Nguyên nhân về sự chênh lệch giá trị sức chịu tải của cọc giữa thí nghiệm và lý thuyết chủ yếu là:

-
- Bỏ qua ma sát thành bên của các lớp đất yếu khi tính toán sức chịu tải của cọc theo các chỉ tiêu cơ lý của đất nền;
 - Hiện tượng nén đất cục bộ ở mũi cọc chưa được xét trong tính toán;
 - Hiện tượng phá hoại nền đất do đóng cọc và rối loạn tầng nước ngầm;
 - Tính chất cơ lý của các lớp đất và thí nghiệm về giá trị các chỉ tiêu cơ lý của nền đất và kết cấu địa tầng;
 - Nền cọc đóng có hiện tượng dồn đất theo thời gian;
 - Sai số của phương pháp lý thuyết xác định sức chịu tải của cọc.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Võ Công Ngọc, Nguyễn Thị (2004), Móng cọc - *Phân tích và thiết kế*, NXB Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội.
- [2]. Nguyễn Văn Quỳnh, Nguyễn Hữu Khương, Ủy ban Khoa học và Kỹ thuật Việt Nam (1996), *Nền và móng các công trình dân dụng - công nghiệp*, NXB Xây dựng, Hà Nội.
- [3]. Phạm Văn Thọ (2002), *Cơ học đất và nền móng, Bài giảng cao học chuyên ngành xây dựng công trình thủy*, Đại học Hàng Hải, Hải Phòng.
- [4]. Bùi Quốc Bình, Đoàn Thế Mạnh (2002), *Nghiên cứu tổng quan về các phương pháp xác định sức chịu tải của cọc - Phương pháp thử động biến dạng lớn- Đánh giá khả năng và phạm vi áp dụng của phương pháp trong điều kiện Việt Nam*, Báo cáo nghiên cứu khoa học, Đại học Hàng Hải, Hải Phòng.
- [5]. Nguyễn Văn Ngọc (2009), *Nghiên cứu đặc điểm địa chất khu vực Hải Phòng ảnh hưởng đến tính toán và lựa chọn kết cấu móng công trình xây dựng*, Báo cáo nghiên cứu khoa học, Đại học Hàng Hải, Hải Phòng.
- [6]. ASTM D4945 : 1989 Thí nghiệm nén các biển dẹt - *Phương pháp tiêu chuẩn*, NXB Xây dựng, Hà Nội.

Người phản biện: TS. Phạm Toàn Đức
