

MỘT SỐ YẾU TỐ ẢNH HƯỞNG ĐẾN CHẤT LƯỢNG CỌC KHOAN NHỒI, CỌC BARRETTE VÙNG HÀ NỘI

ThS. Nguyễn Văn Công
ThS. Nguyễn Huy Quang
ThS. Lê Ngọc Quang

Công ty Tư vấn Công nghệ, Thiết bị và Kiểm định xây dựng (CONINCO)

TÓM TẮT: Bài viết thảo luận một số vấn đề liên quan đến chất lượng cọc khoan nhồi, cọc barrette thi công trên địa bàn thành phố Hà Nội và khu vực lân cận, trên cơ sở khảo sát, kiểm tra một số công trình thực tế. Những nguyên nhân, phương pháp kiểm tra và biện pháp khắc phục. Từ đó rút ra một số đánh giá, kết luận và đề xuất các giải pháp công nghệ thích hợp nhằm nâng cao hiệu quả của giải pháp cọc khoan nhồi, cọc barrette áp dụng cho các công trình xây dựng vùng Hà Nội.

SUMMARY: The article focus on the discussing matters regarding the quality of bored piles, barrette piles in the area of Hanoi city and surrounding area based on the survey and inspection on several actual construction sites. Principle reasons, inspection methods and solutions. Resulting from those, evaluations, conclusions and proposals for adequate technological solutions are found to increase the effectiveness of solutions of bored piles, barrette piles applied for construction works in Hanoi area.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Trong những năm gần đây, việc áp dụng giải pháp móng cọc khoan nhồi, cọc barrette đã trở thành tất yếu cho các công trình xây dựng có qui mô lớn như chung cư, văn phòng cao tầng, các cầu lớn qua sông, cầu vượt,... tại Hà Nội. Móng cọc khoan nhồi có những tính năng ưu việt hơn các loại móng cọc khác ở chỗ có khả năng chịu được tải trọng lớn, có khả năng mở rộng đường kính và chiều dài cọc đến mức tối đa và ít gây ra ảnh hưởng chấn động khi thi công đến các công trình lân cận. Ngoài ra, trong cấu trúc nền vùng Hà Nội có tầng cuội sỏi là tầng đất tốt, chiều dày lớn và chiều sâu phân bố hợp lý, ít biến đổi rất phù hợp cho việc tựa cọc. Sức chịu tải của cọc khoan nhồi phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố như: công tác khảo sát địa chất công trình – xác định chính xác các lớp đất trong nền cùng với các chỉ tiêu cơ lý, đặc biệt là lớp chống mũi cọc. Công tác tính toán thiết kế – lựa chọn công thức tính toán, các tham số đầu vào, các điều kiện biên. Công nghệ thi công tạo thành cọc, bắt đầu từ công tác định vị tim cọc, kết thúc là công tác rút ống chống bề mặt. Việc phân tích, đánh giá các yếu tố ảnh hưởng đến chất lượng cọc khoan nhồi là rất cần thiết, góp phần nâng cao hiệu quả sử dụng cọc khoan nhồi cho xây dựng nhà cao tầng, đáp ứng nhu cầu phát triển xây dựng ở Thủ đô.

2. PHÂN TÍCH ĐIỀU KIỆN LÀM VIỆC CỦA CỌC DƯỚI TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG

Sức chịu tải dọc trục của cọc được phân biệt làm hai loại:

- Sức chịu tải theo vật liệu, Q_{vl}
- Sức chịu tải theo đất nền, Q_{dn} .

Trong đó, về phương diện sức chịu tải của cọc theo vật liệu, sức chịu tải cực hạn, Q_{uvl} sẽ được tính toán dựa trên cường độ cực hạn của vật liệu làm cọc. Còn về phương diện sức chịu tải của cọc theo đất nền, do cọc có thể truyền tải trọng từ kết cấu bên trên xuống đất nền theo một trong hai (hoặc cả hai) phương thức là dựa trên ma sát kết hợp với lực dính của đất xung quanh thân cọc và dựa trên khả năng chịu tải của đất nền tại vị trí mũi cọc, cho nên sức chịu tải của cọc theo đất nền được phân biệt làm hai thành phần như sau:

- Sức kháng bên Q_s – là phản lực của đất nền tác dụng lên xung quanh thân cọc,
- Sức kháng mũi Q_b – là phản lực của đất nền dưới mũi cọc tác dụng lên cọc.

Sức chịu tải của cọc về phương diện đất nền lúc này được viết dưới dạng tổng quát như sau:

$$Q_{udn} = Q_s + Q_b \quad (1)$$

Trong trường hợp cọc chống thì thành phần ma sát bên $Q_s = 0$; khi đó sức chịu tải của cọc về phương diện đất nền sẽ là:

$$Q_{udn} = Q_b \quad (2)$$

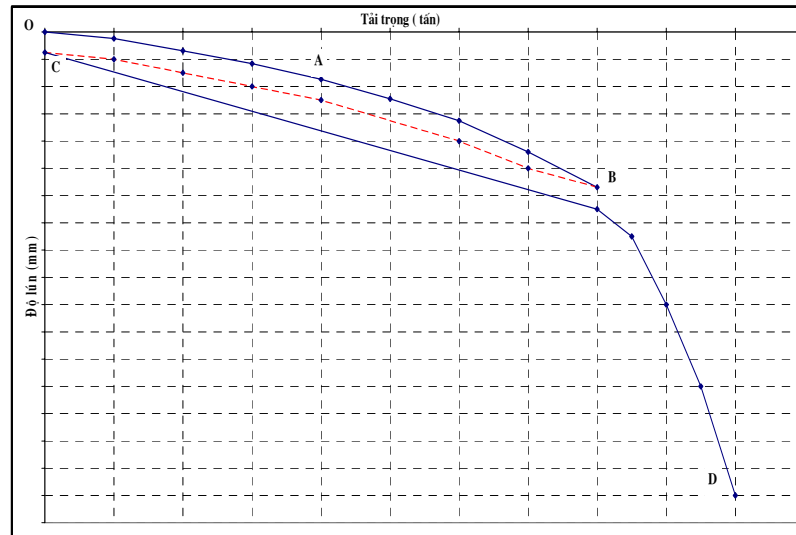
Để đánh giá các sức kháng này, ta phải khảo sát nền đất, tiến hành các thí nghiệm trong phòng và thí nghiệm hiện trường.

Với các cọc nói chung, sức chịu tải cực hạn của cọc sẽ là giá trị nhỏ nhất khi so sánh sức chịu tải của cọc theo vật liệu và sức chịu tải theo đất nền. Với cọc khoan nhồi để kinh tế ta có thể thiết kế với $Q_{uvl} \approx Q_{udn}$.

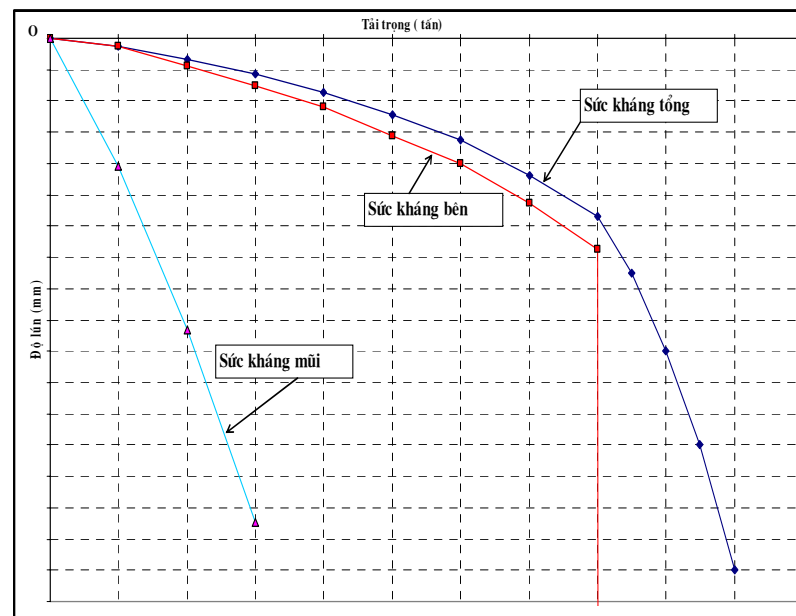
Sức chịu tải của cọc theo đất nền được quyết định bởi hai thành phần kháng bên và kháng mũi. Nghiên cứu sự hình thành và cơ chế huy động sức kháng riêng biệt của mỗi thành phần này cho phép đánh giá một cách định lượng về quan hệ giữa tải trọng tác dụng vào cọc và chuyển vị của cọc.

Dưới tác dụng tăng dần của tải trọng thí nghiệm lên đầu cọc, giai đoạn đầu quan hệ giữa tải trọng và độ lún đầu cọc có dạng tuyến tính - đoạn OA (Hình 1) nếu dỡ tải tại bất kỳ thời điểm nào trong giai đoạn này thì cao độ đầu cọc sẽ hồi phục về điểm ban đầu trước khi chất tải, có nghĩa là độ lún dư bằng không, trong giai đoạn này toàn bộ tải trọng đều do sức kháng ma sát xung quanh thân cọc tạo thành, còn sức kháng mũi cọc chưa được huy động. Giai đoạn tiếp theo khi tiếp tục tăng tải trọng thí nghiệm lên đầu cọc quan hệ giữa tải trọng và độ lún đầu cọc có dạng hơi cong - đoạn AB, tức là có sự chuyển vị tương đối giữa cọc và nền đất xung quanh, cho đến điểm B thì toàn bộ sức kháng ma sát xung quanh thân cọc đã được huy động và sức kháng mũi cọc bắt đầu được phát huy. Nếu dỡ tải trong giai đoạn này thì độ lún sẽ hồi phục về điểm C và độ

lún dư của cọc là đoạn OC. Giai đoạn cuối cùng khi mà toàn bộ sức chịu tải của thân cọc và mũi cọc được huy động - đoạn BD, tức là độ lún của cọc sẽ tăng lên nhanh chóng khi mà tải trọng tác dụng lên đầu cọc không tăng hoặc tăng một lượng rất nhỏ.



Hình 1. Quan hệ giữa độ lún và tải trọng trong thí nghiệm nén tĩnh cọc khoan nhồi



Hình 2. Sự huy động sức kháng của cọc

Biến dạng đàn hồi của cọc tại một cấp tải trọng được xác định theo công thức:

$$\Delta l = \frac{P}{E.A_c} L \quad (3)$$

Trong đó:

Δl – Biến dạng đàn hồi của cọc

P – Tải trọng tác dụng lên cọc
L – Chiều dài cọc
E – Mô đun đàn hồi của bê tông cọc
Ac – Diện tích tiết diện cọc

3. KHẢO SÁT, THIẾT KẾ CỌC KHOAN NHỒI

3.1. *Khảo sát địa kỹ thuật phục vụ cho thiết kế móng cọc khoan nhồi*

Phương pháp hiệu quả để thiết kế cọc khoan nhồi chủ yếu là khoan, đóng xuyên tiêu chuẩn SPT, lấy mẫu thí nghiệm trong phòng. Thêm vào đó là các phương pháp khác góp phần nâng cao độ chính xác. Khoan xoay lấy mẫu, giữ thành bằng dung dịch sét bentonite, ở Hà Nội thường vào tầng cuội sỏi, qua mũi cọc một đoạn bằng 10 đường kính cọc, hoặc không ít hơn 6m. Thí nghiệm SPT thường 1,5 - 2,0m một lần. Với nhà dưới 10 tầng, dừng khi đạt $N \geq 50$ búa qua 5 lần liên tiếp, còn nhà từ 10 tầng trở lên và cầu lớn khi $N \geq 100$ búa cùng với 5 lần liên tiếp. Lấy mẫu nguyên dạng và không nguyên dạng. Đo mực nước, lấy mẫu nước thí nghiệm xác định thành phần hóa học, đánh giá ăn mòn bê tông. Các phương pháp xuyên tĩnh, CPT, cắt cánh, nén ngang trong hố khoan có thể được áp dụng khi có đất yếu. Thí nghiệm xác định tính chất cơ lý đất nền.

Trong công tác khảo sát hiện nay thường còn mất một số sai sót:

- Không xác định chính xác bề mặt tầng cuội: thông thường khoan qua lớp sạn lẫn cát rồi mới sang tầng cuội. Nhưng nhiều người khoan đến lớp sạn đã nhầm tưởng là tầng cuội, do đó khi thiết kế cọc đặt vào lớp này có chiều sâu nhỏ, nhưng khi thi công phát hiện ra rồi phải điều chỉnh lại thiết kế. Điều đó dẫn đến sự thay đổi lại toàn bộ thiết kế công trình, tăng khối lượng cọc, tăng chi phí phân móng lớn, phải duyệt dự toán lại gặp rất nhiều khó khăn.
- Trong tầng cuội có những trường hợp tồn tại các lớp cát nhỏ, cát pha, sét pha mà khảo sát không phát hiện thấy, nhưng khi thi công có gặp cũng dẫn tới điều chỉnh lại thiết kế gặp nhiều khó khăn.
- Không xác định chính xác địa tầng, đặc biệt không phát hiện được chính xác các lớp đất yếu và xác định chỉ tiêu cơ lý của chúng làm cho công tác tính toán sức chịu tải cọc không có độ tin cậy cao.
- Không đánh giá được sự biến đổi đất nền theo không gian, không phân chia được các khu có đất nền tương tự nên thiết kế điển hình nền móng cọc chưa thật tối ưu.
- Tài liệu khảo sát chưa chính xác, do đó nhiều khi lựa chọn giải pháp kỹ thuật, công nghệ thi công chưa thật tốt, chưa dự báo được các sự cố thi công có thể xảy ra và đề ra các phương pháp phòng chống thích hợp.

Do điều kiện đất nền vùng Hà Nội rất phức tạp, vì vậy đơn vị lớp đất được lựa chọn để phân chia trên mặt cắt và cột địa tầng khi đánh giá sức chịu tải cọc khoan nhồi.

Lớp đất là thể địa chất công trình có cùng nguồn gốc thành tạo, cùng tuổi địa chất, tựa đồng nhất kiểu thạch học và cùng một khoảng trạng thái, tựa đồng nhất về tính chất ĐCCT, cùng phân bố trong trật tự không gian của cột địa tầng chi tiết đến phụ hệ tầng.

Để đánh giá và phân loại khả năng tạo lực ma sát của đất nền có thể sử dụng bảng phân loại đất theo chỉ tiêu xuyên tiêu chuẩn - N của K.Terzaghi, kết hợp với nghiên cứu địa

chất công trình (ĐCCT) khu vực Hà Nội cho phép đưa ra cấp độ ma sát của đất nền (Bảng 1).

Bảng 1. Phân loại đất nền theo chỉ tiêu xuyên tiêu chuẩn - N

Giá trị SPT - N	Mô tả
0 – 4	Cấp độ ma sát thấp I
4 – 9	Cấp độ ma sát hơi thấp II
9 - 25	Cấp độ ma sát trung bình III
25 - 50	Cấp độ ma sát cao IV
> 50	Cấp độ ma sát đặc biệt cao V

3.1. Thiết kế móng cọc khoan nhồi

Ở Hà Nội, trước đây các công trình cao tầng hầu hết các tư vấn thiết kế nước ngoài thực hiện. Hiện nay, nhiều công trình do tư vấn Việt Nam thực hiện. Các cọc ở Hà Nội hầu hết được xem là cọc ma sát, sức chịu tải gồm 2 phần sức kháng mũi cọc và ma sát thành.

Sức chịu tải của cọc được tính toán:

- Theo các công thức lý thuyết cơ học đất (TCXD 205: 1998, công thức TERZAGHI).
- Theo công thức bán kinh nghiệm: Công thức lý thuyết, nhưng số liệu đầu vào tra bảng sức kháng mũi và ma sát thành theo trạng thái đất và độ sâu đang xét (22TCN-272-01, TCXD 205: 1998 - SNIP 2.02.03-85) tiêu chuẩn AASHTO-LRFD-1998 của Mỹ).
- Theo công thức thử động (TCXD 205: 1998, TCXD 195: 1997).
- Theo các công thức tính từ thí nghiệm ngoài trời: Xuyên tiêu chuẩn - SPT, xuyên tĩnh - CPT (TCXD 205: 1998, TCXD 195: 1997, Meyerhof, tiêu chuẩn Nhật Bản).
- Theo kết quả thí nghiệm nén tĩnh (TCXD 205: 1998).
- Sau đó xác định sức chịu tải cọc trong nhóm, thiết kế đài cọc, số cọc trong nhóm tính lún.

Hiện nay, trong tính toán còn vướng mắc "ma sát âm", hệ số an toàn lựa chọn $F_s = 2 - 3$ chưa có lập luận thuyết phục. Đồng thời tồn tại nhiều công thức tính sức chịu tải, nhưng chưa có khẳng định nên chọn công thức nào là thích hợp.

Các công thức tính sức chịu tải của cọc được đưa vào tiêu chuẩn Việt Nam là dịch từ các tiêu chuẩn nước ngoài. Có một số hệ số kinh nghiệm trong đó được xác định từ thí nghiệm cọc ở các vùng đất nền của họ khác với nước ta, nên kết quả tính ra chưa phù hợp cần phải được nghiên cứu điều chỉnh.

Mặt khác, vùng Hà Nội có nhiều vùng đất nền khác nhau, có những đặc điểm nước dưới đất đặc trưng riêng dẫn tới tương tác giữa đất nền và cọc sẽ có những quy luật riêng cần phải được xem xét đánh giá. Do đó việc áp dụng nhiều công thức cho nhiều mô hình nền với cùng hệ số an toàn $F = 2$ hay $F = 3$ là không có cơ sở khoa học rõ ràng.

Một số kết quả tính sức chịu tải cọc tại cùng một vị trí đất nền, cùng chỉ tiêu cơ lý, nhưng cho các giá trị sức chịu tải khác nhau lớn. Điều đó thật khó có cơ sở lựa chọn sức chịu tải hợp lý.

Chưa xây dựng một nguyên tắc khoa học lựa chọn sức chịu tải cọc khoan nhồi bao hàm những nguyên lý cơ học tương tác giữa cọc và nền, lựa chọn hợp lý các đặc trưng cơ lý đưa vào tính toán, đánh giá vấn đề ma sát âm sinh ra do biến đổi môi trường địa chất như khai thác nước, san lấp hay phân hủy hữu cơ, cách chọn hệ số an toàn, v.v..

Như vậy, cần kiểm nghiệm các công thức tính toán sức chịu tải, xây dựng những nguyên lý khoa học chung cho việc lựa chọn công thức tính sức chịu tải cũng như hệ số an toàn.

Độ sâu phân bố bề mặt lớp cuội được lựa chọn làm tiêu chuẩn phân vùng chiều dài cọc khoan nhồi.

Khi đánh giá cọc khoan nhồi, cần đánh giá chỉ tiêu hiệu suất chịu tải và được định nghĩa là sức chịu tải trung bình cho 1 mét cọc khoan nhồi.

$$P_{hs} = \frac{P_{mũi} + P_{ma\ s\at{át}}}{L} (T / m) \quad (4)$$

Chiều sâu mặt tầng cuội sỏi quyết định chiều dài cọc, đó là đặc trưng quan trọng phản ánh hiệu suất chịu tải của cọc được lựa chọn làm cơ sở phân vùng khi đánh giá móng cọc khoan nhồi. Để đánh giá chi tiết hơn sức chịu tải của cọc khoan nhồi còn phải căn cứ vào các kiểu, phụ kiểu, dạng cấu trúc nền đã được phân chia trên bản đồ cấu trúc nền thành phố Hà Nội. Kết quả nghiên cứu cho phép chia 7 vùng:

1. Vùng A: $h \leq 30$ m, hiệu suất chịu tải tương đối cao
2. Vùng B: $h = 30 - 35$ m, hiệu suất chịu tải cao
3. Vùng C: $h = 35 - 40$ m, hiệu suất chịu tải tương đối cao
4. Vùng D: $h = 40 - 45$ m, hiệu suất chịu tải trung bình đến thấp
5. Vùng E: $h = 45 - 50$ m, hiệu suất chịu tải trung bình đến thấp
6. Vùng F: $h > 50$ m, hiệu suất chịu tải thấp
7. Vùng G: đất phong hoá nằm trên đá gốc có hiệu suất chịu tải cao

4. PHÂN TÍCH, ĐÁNH GIÁ MỘT SỐ KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH CỌC KHOAN NHỒI VÙNG HÀ NỘI

Trong quá trình gia tải thành phần ma sát ở phần trên dần dần giảm đi từ giá trị cực hạn đến cực tiểu, thành phần đàn hồi cũng có sự biến đổi phức tạp nếu xem xét chúng là hệ động. Khi thành phần ma sát đã phát huy hết, tải trọng bắt đầu chuyển xuống mũi cọc. Những quy luật ứng suất biến dạng của hệ đất và cọc lúc này chủ yếu phụ thuộc vào sự phát huy sức kháng mũi của đất nền. Nếu đất nền ở mũi cọc là cứng (đá) thì cọc là cọc chống, lúc đó chỉ có biến dạng của cọc và độ bền giới hạn của vật liệu làm cọc quyết định khả năng chịu tải của cọc. Còn nếu đất nền là nền mềm dính, đất rời thì sức kháng của đất dưới mũi cọc làm việc theo mô hình phát triển biến dạng dẻo và dịch trượt và khi đạt đến trạng thái giới hạn thì nền đất quanh mũi cọc bị phá hủy. Như vậy, độ bền của đất nền quyết định sức chịu tải của cọc.

Để phân tích, đánh giá một số kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc khoan nhồi ở Hà Nội, chúng được phân loại theo đường kính cọc và theo từng vùng cấu trúc nền. Các kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc khoan nhồi được tổng hợp phản ánh qua các giá trị đặc trưng của thí nghiệm, Các đồ thị quan hệ "độ lún - tải trọng". Những đường cong đó có quy luật chung cho từng vùng cấu trúc nền và có những đặc điểm riêng tại từng vị trí cụ thể. Kết quả chính lý cho phép rút ra một số nhận xét chung:

- Đường cong "độ lún - tải trọng" nằm trong khu cấu trúc IV nằm thấp nhất, dốc nhất, có nghĩa là cùng một tải trọng chúng có độ lún lớn nhất. Tại các khu cấu trúc khác, các đường cong này có độ nghiêng gần giống nhau. Các đặc trưng biến dạng đàn hồi và biến dạng dư của chúng cũng gần như nhau. Hiện nay chưa có nhiều số liệu để đánh giá sức chịu tải trên những vùng chiều sâu cọc và những khu cấu trúc tương ứng.

- Một số dạng đường đồ thị chính thường gặp:

- + Đường quan hệ $S = f(P)$ là đường thẳng.
- + Đường quan hệ $S = f(P)$ là đường gãy khúc.
- + Đường quan hệ $S = f(P)$ là đường cong thuận.
- + Đường quan hệ $S = f(P)$ là đường cong có những đoạn hướng cong ngược lại, nhưng tổng thể vẫn là đường cong thuận.
- + Các đường quan hệ $S = f(P)$ chưa đạt đến tải trọng phá hủy.
- + Đặc trưng biến dạng dư nói chung là nhỏ, còn biến dạng đàn hồi là lớn. Điều đó cho thấy, sức kháng mũi cọc là lớn hạn chế sự lún xuống của mũi cọc vào trong nền, mà chủ yếu phát triển biến dạng đàn hồi của cọc và đất nền dưới mũi cọc. Đó là những đặc trưng quan trọng cần được lựa chọn làm cơ sở để phân loại cọc và đánh giá sức chịu tải của chúng.

Qua các đường cong "độ lún - tải trọng" cho thấy, hầu hết các cọc thí nghiệm mới phát huy thành phần ma sát và biến dạng đàn của cọc, chưa phát huy đáng kể sức kháng mũi cọc.

Xét về quan hệ $S = f(P)$ hầu hết còn là đường thẳng, chưa chuyển sang uốn cong. Như vậy những số liệu thí nghiệm đặc trưng cho lý thuyết biến dạng tuyến tính, mà ít đặc trưng cho lý thuyết giới hạn phá hủy. Tuy nhiên, hai quá trình thường có liên quan chặt chẽ với nhau và có cơ sở suy diễn cho nhau. Thông thường P_{gh} tuyến tính thấp thì P_{gh} phá hủy cũng thấp và P_{gh} tuyến tính cao thì P_{gh} phá hủy cũng cao. Tải trọng tính toán thường được lấy theo các tải trọng giới hạn đó chia cho hệ số an toàn.

Đối với lý thuyết biến dạng tuyến tính thường lấy P_{gh} ứng với giới hạn độ lún $S = 8\text{mm}$ và $S_{gh} = 0,01D$ mm, với D là đường kính cọc. Hệ số an toàn k thường nhỏ hơn 1,4.

$$P_{tt} = \frac{P_{gh(II)}}{1,25 \div 1,4} \quad (5)$$

Còn đối với lý thuyết giới hạn phá hủy thường được chọn $P_{gh(I)}$ trực tiếp lân cận điểm có độ lún đột ngột của cọc và hệ số an toàn k thường từ 2 đến 3.

$$P_{tt} = \frac{P_{gh(I)}}{2 \div 3} \quad (6)$$

Kinh nghiệm cho thấy rằng, P_{tt} lấy theo hai công thức trên có thể gần hoặc xa nhau, tùy thuộc vào mô hình nền cọc tương tác với nhau.

Chúng tôi cho rằng, ta nên theo lý thuyết giới hạn về tuyến tính và chọn hệ số an toàn $k = 1,25 \div 1,40$. Đồng thời cần xem xét kết quả tính toán lý thuyết và phân tích kết quả theo lý thuyết phá hủy nếu có thể thực hiện được. Như vậy, sẽ nâng được sức chịu tải của cọc mà vẫn bảo đảm an toàn của công trình. Tất nhiên, cần xem xét Pgh phá hủy nếu có. Thực ra, cách làm này ưu việt bảo đảm ổn định và tiết kiệm, không cần thiết phải thí nghiệm phá hủy vì rất tốn kém và khó khăn thực hiện.

Ngoài ra, các cọc nằm trong cấu trúc kiểu IV cần xem xét vấn đề ma sát âm, nghĩa là phải trừ đi một phần ma sát âm có ý nghĩa. Vấn đề này cần nghiên cứu kỹ hơn.

Qua kết quả phân tích hơn 20 số liệu thí nghiệm cọc trên các kiểu cấu trúc nền khác nhau thuộc Hà Nội, nhận thấy rằng hầu hết các đồ thị thí nghiệm có dạng đường thẳng với độ nghiêng nhỏ gần như nằm ngang chứng tỏ mức độ biến dạng thấp, hầu hết là biến dạng đàn hồi, còn biến dạng dư thì rất nhỏ. Điều đó chứng tỏ cọc tựa vào tầng cuội sỏi tương tự như cọc chống, chỉ có một số ít cọc mà phân bố trong kiểu cấu trúc IV có đường cong độ lún – tải trọng tương đối dốc, như vậy sức chịu tải có thể thấp hơn.

Các tải trọng tính toán theo trạng thái giới hạn biến dạng đều lớn hơn các tải trọng thiết kế do các nhà thiết kế lựa chọn, như vậy là thiên về an toàn, còn nếu như xem chúng là cọc chống thì có thể còn lấy tải trọng cao hơn nữa. Qua đây, kiến nghị có thể lấy tải trọng cho phép để thiết kế cao hơn nữa.

Ngoài ra, hiệu suất chịu tải của cọc theo 1 mét dài cọc hoặc sức chịu tải theo 1 tấn vật liệu làm cọc cũng được tính toán cho thấy rằng các vùng có suất chịu tải giảm dần đi từ A đến F. Ngoài ra trong từng vùng cấu trúc còn chú ý đến các kiểu cấu trúc phân bố trong chúng, cũng như các dạng cấu trúc thì hiệu suất chịu tải đều biến đổi theo quy luật. Tại những khu cấu trúc có mặt đất yếu thì hiệu suất chịu tải thấp.

Như vậy việc phân chia chi tiết cấu trúc nền đất giúp cho người thiết kế có những cơ sở chắc chắn hơn trong việc lựa chọn tải trọng thiết kế, cũng như hệ số an toàn thích hợp nhằm nâng cao hiệu quả làm việc của cọc khoan nhồi mà vẫn đảm bảo độ tin cậy về sự ổn định của chúng.

5. QUẢN LÝ CHẤT LƯỢNG THI CÔNG CỌC KHOAN NHỒI VÙNG HÀ NỘI

5.1. Yêu cầu chung

Trước và trong quá trình thi công, người kỹ sư cần nắm chắc các tài liệu, tiêu chuẩn sau:

- Bản vẽ thiết kế, biện pháp thi công được duyệt.
- Đọc và nắm chắc các tài liệu có liên quan về thi công và nghiệm thu như: các tiêu chuẩn, các qui định, các giáo trình, sách hướng dẫn. Đặc biệt, phải nắm chắc các tiêu chuẩn sau:
 - Kết cấu bê tông cốt thép, tiêu chuẩn thi công và nghiệm thu: TCVN 4453 : 1995.
 - Cọc khoan nhồi, yêu cầu về chất lượng thi công: TCXDVN 206 – 1998.
 - Nhà cao tầng - Thi công và nghiệm thu cọc khoan nhồi : TCXD 197 – 1997.
 - Nhà cao tầng - Công tác thí nghiệm & kiểm tra cọc khoan nhồi : TCXD 197 – 1997.
 - Cọc khoan nhồi – Tiêu chuẩn thi công và nghiệm thu: TCXDVN 326 – 2004.

5.2. Các lưu ý trong quá trình kiểm tra, nghiệm thu

5.2.1. Trong quá trình khoan

- Cán bộ vận hành máy khoan, cán bộ kỹ thuật khoan phải là người có kinh nghiệm, được đào tạo chuyên ngành về máy khoan cọc nhồi. Phải nắm vững qui trình khoan và đặc biệt là phải có ý thức và đạo đức nghề nghiệp.
- Trước khi thi công phải căn cứ vào điều kiện địa chất, tính năng thiết bị, yêu cầu kỹ thuật của hồ sơ thiết kế để lập biện pháp thi công chi tiết. Sau khi khoan thử 01 cọc đầu tiên sẽ điều chỉnh lại biện pháp cho phù hợp.
- Thường xuyên kiểm tra độ thẳng đứng cần khoan, độ nghiêng, lún của máy khoan có thể dẫn tới sai lệch về tim, cốt của cọc.
- Kiểm tra chất lượng bentonite thường xuyên, đặc biệt lưu ý về độ nhớt, hàm lượng cát, tỷ trọng. Trộn trộn bentonite phải có máy lọc cát hoạt động tốt, nếu không có máy lọc, không cho phép sử dụng bentonite hồi từ hố khoan về. Lưu ý thời gian trộn và ủ bentonite trước khi đưa vào sử dụng.
- Thường xuyên đo lại đường kính lỗ khoan thông qua thông số đường kính gầu tính từ 2 mép của dao cắt. Nếu dao cắt bị mòn hoặc độ mở không đảm bảo, đường kính cọc sẽ bị thu hẹp lại. Cần lưu ý đến tính chất của các lớp đất mà cọc nhồi đi qua, do mỗi loại đất có độ mở khác nhau. Phải hết sức lưu ý đến tốc độ nâng hạ gầu khoan.

5.2.2. Nghiệm thu hố khoan

- Chú ý xác định đúng cao độ gặp tầng cuội sỏi, theo dõi đường kính các viên sỏi cuội lấy lên, nếu thấy nhỏ hơn các chỉ dẫn của thiết kế, cần cho khoan tiếp hoặc báo cho TVTK xem xét.
- Thường xuyên kiểm tra lại thước dây, nếu thước bị rối phải thay ngay.
- Quả dọi dùng để đo chiều sâu hố khoan và đo căn lắng nên có trọng lượng không quá 2 Kg, có mặt phẳng ở đáy và khi xuống đáy hố khoan có thể tự đứng được, tránh bị đổ sẽ gây sai số trong quá trình đo.

5.2.3. Hạ lồng thép

- Chiều dài mỗi buộc phải chính xác.
- Với các loại cọc chỉ có cốt thép ở đoạn trên, cần chú ý hàn râu lồng thật chắc vào casing, tránh bung mối hàn gây rơi lồng thép.

5.2.4. Nghiệm thu lắng cặn

- Nếu gặp điều kiện địa chất xấu, phức tạp, nhiều cát, cần tăng thêm thời gian chờ lắng để dung dịch Bentonite lắng hết mới tiến hành vét lắng. (khi cần có thể vét lắng 2 lần).

5.2.5. Quá trình thổi rửa

- Kiểm tra áp lực thổi rửa phải đảm bảo theo tiêu chuẩn TCXD 197 : 97, thường xuyên phải lớn hơn 1,5 lần áp lực của chiều cao cột dung dịch. Với phương pháp thổi tuần hoàn nghịch, việc kiểm tra này là kiểm tra áp đầu ra của máy nén khí.
- Phải đảm bảo miệng ống thổi luôn cách bề mặt trên của đáy hố khoan từ 0,5 – 1m tùy thuộc áp lực thổi rửa trong suốt quá trình thổi.

- Chỉ được kết thúc thổi rửa khi đạt chiều sâu hố khoan và chất lượng Bentonite ở đầu ra của ống thổi đạt các yêu cầu kỹ thuật, đặc biệt về hàm lượng cát. Dung trọng của bentonite nên < 1,05.

5.2.6. *Đổ bê tông*

- Trước khi đổ bê tông, cần kiểm tra lại chiều dày lắng lần cuối, nếu không đảm bảo theo TCXD 197 : 97 (cọc chống: $\leq 5\text{cm}$; cọc ma sát + chống: $\leq 10\text{cm}$) phải thổi rửa lại. Thời gian kiểm tra ≤ 10 phút trước khi đổ bê tông đối với vùng có điều kiện địa chất phức tạp.
- Bê tông được kiểm tra, giám sát chất lượng theo đúng các qui định bình thường.
- Không cho phép các đơn vị cấp bê tông thương phẩm được thiết kế cấp phối với liều lượng tối đa của loại phụ gia dự định dùng.
- Đặc biệt lưu ý đến chiều dài ống đổ, đoạn ống ngậm trong bê tông phải tuân thủ theo TCXD 197 : 97, không dài quá, không ngắn quá.
- Thường xuyên theo dõi độ dâng bê tông trong hố khoan cắt ống hợp lý và để phát hiện sự cố sập thành vách.
- Chú ý công tác chuẩn bị mặt bằng đổ bê tông, tổ chức điều phối các xe chở bê tông sao cho thời gian thi công đổ bê tông là liên tục, không phải chờ đợi.
- Ống đổ bê tông phải kín khít, sạch và trơn nhẵn phía trong ống, đặc biệt là không bị hở tại các mối nối nếu không sẽ gây ra tắc ống khi đổ bê tông.

5.3. *Các sự cố thường gặp và cách xử trí*

5.3.1. *Rơi gầu khoan*

- Nếu đơn vị thi công không thể lấy gầu lên được, cần thông báo ngay cho bên A và TVTK để cùng thống nhất các giải pháp xử lý.
- Tùy thuộc vào đặc tính của nền địa chất mà có thời gian chờ lấy gầu một cách hợp lý. Tuy nhiên không nên kéo dài thời gian chờ lấy gầu đó của nhà thầu quá lâu.

5.3.2. *Rơi lồng thép*

- Cũng xử lý tương tự như trên.

5.3.3. *Thổi rửa quá lâu vẫn không đạt yêu cầu*

- Cần kiểm tra lại thiết bị thổi rửa về áp lực thổi xem có đạt qui định như đã nói ở trên không. Kiểm tra ống thổi có tắc không?
- Kiểm tra chất lượng Bentonite cấp vào.
- Kiểm tra chiều dài ống thổi.
- Nếu các điều kiện trên vẫn đảm bảo, nên tổ chức vét lắng lại vì có thể đã xảy ra sập thành vách trong quá trình hạ lồng thép và lắp ống thổi rửa.

5.3.4. *Tắc ống đổ bê tông*

- Khẩn trương kéo ống đổ lên để thông ống, sau đó lắp lại nhưng khi tiếp tục đổ lại, phải đảm bảo đưa được ống đổ xuống ngậm trong bê tông được tối thiểu 2m - 3m theo đúng tiêu chuẩn và lớp bê tông xấu bên trên vẫn được đẩy lên trên mặt cọc, sau đó áp dụng các biện pháp kiểm tra phát hiện khuyết tật sau khi thi công xong cọc như PDA, siêu âm, PIT .v.v. ; Điều này là rất khó thực hiện, đòi hỏi nhà thầu phải rất có kinh nghiệm. Nếu nhà thầu

không thực hiện được việc này, phải bàn bạc với các bên liên quan như BQLDA, TVTK để cân nhắc khả năng sử lý cọc đó.

5.3.5. Bê tông không đạt độ sụt thiết kế

- Thông thường, độ sụt của bê tông cọc nhồi theo thiết kế là 18 ± 2 cm. Trong trường hợp kiểm tra độ sụt của bê tông không đạt yêu cầu phải có biện pháp xử lý.
- Bê tông độ sụt thấp quá (khô quá): Có thể cho sử dụng phụ gia hóa dẻo tại chỗ, nhưng chỉ nên cho phép nhà thầu sử dụng cùng một loại phụ gia đã dùng tại trạm trộn, tuy nhiên tổng lượng dùng phải đảm bảo không vượt quá liều lượng max của loại phụ gia đó. Nếu phải sử dụng loại phụ gia khác, phải đảm bảo không có các tương tác xấu giữa 2 loại phụ gia đó.
- Bê tông có độ sụt cao quá (nhão quá): Có thể trộn thêm một lượng xi măng khô nhất định (liều lượng xi măng không được vượt quá liều lượng max được qui định trong tiêu chuẩn). Nếu không kiểm soát được việc trộn thêm xi măng đó, tốt nhất là từ chối chấp nhận xe bê tông đó.

6. KIỂM TRA CHẤT LƯỢNG CỌC KHOAN NHỒI

Thường sử dụng phương pháp siêu âm truyền qua trong các ống đặt trước và phương pháp biến dạng nhỏ - PIT là những phương pháp không phá hoại, gián tiếp để kiểm tra chất lượng bê tông thân cọc được áp dụng rộng rãi nhất. Nhưng một số đơn vị có thiết bị kiểm tra chưa tốt và trình độ am hiểu công nghệ của các cán bộ vận hành chưa thật sâu sắc nên đôi khi kết quả kiểm tra có độ tin cậy thấp.

Phương pháp thí nghiệm nén tĩnh và phương pháp thí nghiệm Osterberg sử dụng để kiểm tra sức chịu tải của cọc khoan nhồi ở một số công trình. Tuy nhiên do giá thành cao và điều kiện áp dụng khó khăn nên chưa được áp dụng rộng rãi, số lượng kiểm tra không nhiều.

Một trong những phương pháp thí nghiệm mới đó là phương pháp tĩnh động STATNAMIC dùng năng lượng nổ làm phản lực kết hợp với chất tải, chưa được áp dụng ở nước ta. Kiến nghị cần có nghiên cứu để đánh giá hiệu quả của chúng.

Phương pháp xác định sức chịu tải của cọc khoan nhồi bằng thí nghiệm động biến dạng lớn – PDA có sử dụng phần mềm CAPWAP cũng đã được áp dụng ở một số dự án cho kết quả tương đối chính xác so với nén tĩnh.

7. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Cọc khoan nhồi thường được thiết kế với sức chịu tải rất lớn, chúng thường được tủa vào các tầng địa chất có sự ổn định cao (cuội sỏi, đá...). Phạm vi ứng dụng của chúng ngày một mở rộng. Cần bàn luận thêm về bản chất của cọc khoan nhồi trong tầng cuội sỏi hiện nay ở vùng Hà Nội nên xem là cọc chống hay cọc ma sát vì nó sẽ quyết định phương pháp đánh giá sức chịu tải giới hạn của chúng.

- Cần xây dựng một nguyên lý thống nhất dựa trên quan điểm khoa học để lựa chọn tải trọng giới hạn và hệ số an toàn thích hợp khi thiết kế cọc khoan nhồi. Nên kết hợp cả trạng thái giới hạn phá huỷ với giới hạn biến dạng tuyến tính để phân tích các công thức tính toán và kết quả nén tĩnh nhằm rút ra được tải trọng thiết kế hợp lý nhất.
- Kết quả phân tích các tài liệu thí nghiệm cho thấy rằng, sức chịu tải của cọc khoan nhồi nên lấy theo lý thuyết biến dạng tuyến tính với hệ số $k = 1,25$ và kết hợp với

kết quả tính toán theo các công thức cho phép xây dựng một nguyên lý chung để chọn tải trọng thiết kế tối ưu tùy thuộc vào các cấu trúc nền đặc trưng vùng Hà Nội.

- Để quyết định sức chịu tải cọc cần phải gắn với cấu trúc nền cụ thể và phải xem xét vấn đề ma sát âm, chất lượng thi công, tầm quan trọng của công trình. Kết quả quan trắc lún mặt đất do khai thác nước tại Hà Nội cho thấy, các lớp đất nền có độ sâu không quá 30 mét ở những vùng phân bố đất yếu thường có độ lún lớn dễ gây ra ma sát âm. Còn các vùng phân bố đất tốt hiện tượng lún mặt đất do khai thác nước xảy ra rất nhỏ, điều đó cho phép bỏ qua ma sát âm, cũng như có thể tăng cường khả năng chịu tải của cọc.
- Hiện nay công nghệ thi công cọc khoan nhồi mở rộng đáy đang được thử nghiệm, bước đầu đã thu được kết quả tốt. Công nghệ này có thể giải quyết vấn đề thường gặp ở cọc nhồi là kém chất lượng phần mũi cọc do lắng cặn. Theo kết quả ban đầu cho thấy sức chịu tải của cọc khoan nhồi mở rộng đáy có thể tăng từ 150% đến 200% so với cọc nhồi thông thường.
- Cần phải tăng cường các công tác kiểm tra chất lượng cọc khoan nhồi trong và sau khi thi công xong. Trong trường hợp phát hiện các nghi ngờ về chất lượng cần tiến hành đồng loạt nhiều phương pháp kiểm tra cũng như tăng số lượng các phép thử.
- Các cơ quan quản lý chuyên ngành cần sớm ban hành các định mức chi phí tư vấn kiểm tra chất lượng cọc khoan nhồi.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam; *Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế - TCXD 195:1997*. NXB Xây dựng Hà Nội, 1997.
2. Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam; *Nhà cao tầng. Công tác thử tĩnh và kiểm tra chất lượng cọc khoan nhồi - TCXD 196:1997*. NXB Xây dựng Hà Nội, 1997.
3. Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam; *Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế - TCXD 205:1998*. NXB Xây dựng Hà Nội - 1998.
4. Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam; *Cọc khoan nhồi – yêu cầu về chất lượng thi công - TCXD 206:1998*, NXB Xây dựng, Hà Nội, 1999.
5. Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam; *Cọc – Phương pháp thí nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục - TCXDVN 269 : 2002*, NXB Xây dựng Hà Nội, 2002.
6. Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam; *Cọc khoan nhồi – Tiêu chuẩn thi công và nghiệm thu - TCXDVN 326 : 2004*, NXB Xây dựng Hà Nội, 2004.
7. *Quy trình thiết kế móng cọc*, SNiP 2.02.03-85. NXB Xây dựng, Hà Nội 1990.
8. Shamsheer Prakash – Hari D.Sharma, *Móng cọc trong thực tế xây dựng*, NXB Xây dựng, Hà Nội 1999.
9. Tuyển tập tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam, Tập III, *Tiêu chuẩn thiết kế*, NXB Xây dựng.
10. Trịnh Việt Cường, Trần Mạnh Dũng, *Đánh giá kết quả tính toán sức chịu tải của cọc khoan nhồi ở một số hiện trường*, tuyển tập hội thảo KH “ Công nghệ mới trong xây dựng nền móng nhà cao tầng”.
11. Vũ Công Ngữ, Nguyễn Thái, *Móng cọc, phân tích và thiết kế*, NXB Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 2004.
12. ASTM – D4945 – 89, *Standard test method for High – Strain Dynamic Testing of piles*.

