

ĐÁNH GIÁ SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC KHOAN NHỒI TRÊN NỀN ĐÁ PHONG HÓA SÉT, BỘT KẾT

EVALUATION OF BEARING CAPACITY OF BORED PILE ON WEATHERED SHALE, SILTSTONE FOUNDATION

LƯU GIA TRUNG, DƯƠNG VĂN TUÂN

Viện KHCN Xây dựng

Email: lgrung.ibst@gmail.com

Tóm tắt: Nền đá phong hóa sét bột kết là dạng địa chất có mức độ phổ biến cao tại Việt Nam. Hiện tại, TCVN 10304:2014 chưa có quy định cũng như nêu cụ thể cách tính toán sức chịu tải của cọc cho nền phong hóa sét bột kết, gây nhiều khó khăn cho việc thiết kế. Khi tính toán đánh giá sức chịu tải của cọc trên nền sét bột kết, các thiết kế hiện tại có thể lựa chọn một trong hai hướng: coi nền đá phong hóa tương tự nền đá cứng, hoặc coi như nền đất cát, cả 2 hướng tính toán đều có những nhược điểm riêng, có thể gây ảnh hưởng tới khả năng làm việc của móng cọc, hoặc gây lãng phí trong thiết kế. Do đó, việc nghiên cứu đánh giá sức chịu tải của cọc khoan nhồi trên nền đá phong hóa sét bột kết là cần thiết.

Dựa trên tính toán lý thuyết theo các tiêu chuẩn khác nhau trên thế giới, kết hợp với kết quả thí nghiệm nén tĩnh ngoài hiện trường, nghiên cứu tổng hợp và so sánh kết quả thí nghiệm với các phương pháp tính toán đang được áp dụng, từ đó đề xuất công thức phù hợp và các hệ số hiệu chỉnh để đánh giá đúng hơn sức chịu tải của cọc khoan nhồi trên nền sét bột kết.

Từ khóa: Đá phong hóa, sức chịu tải của cọc, sét bột kết, thí nghiệm, thử tải.

Abstracts: Weathered shale, siltstone is a geological form with high prevalence in Vietnam. However, TCVN 10304:2014 does not specify clear regulations as well as calculation instruction for piles on weathered shale bedrock, which may lead to difficulties in assessing the bearing capacity of piles. When assessing the bearing capacity of piles on a shale and siltstone foundation, in general, Vietnamese engineers usually choose one of two options: treating the weathered shale bedrock as similar to hard rock, or as clayed soil. Both methods have their own disadvantages, which can affect the workability of the project, or cause waste in the

design. Therefore, it is necessary to study and evaluate the bearing capacity of bored piles on weathered shale rock.

Based on the theoretical calculation and the in-situ static compression test results, the article synthesizes and compares the experimental results with the currently applied calculation methods, thereby proposing appropriate formulas and necessary correction coefficients to more accurately assess the bearing capacity of bored piles on shale and siltstone weathered bedrock.

Keywords: Weathered bedrock, pile bearing capacity, shale, siltstone, experiment, load test.

1. Giới thiệu

Móng cọc khoan nhồi là một loại móng sâu, được dùng phổ biến tại Việt Nam nhờ các ưu điểm như kích thước cọc đa dạng, sức chịu tải lớn, giảm tiếng ồn khi thi công. Đặc biệt khi thiết kế nền móng nhà cao tầng với tải trọng chân cột lớn, cọc khoan nhồi với mũi cọc cắm vào lớp đá là phương án được hầu hết các kỹ sư lựa chọn.

Tại Việt Nam, một lớp địa chất phổ biến là đá phong hóa sét bột kết, nứt nẻ rất mạnh, cường độ tương đối thấp so với các loại đá khác. Khi tính toán cọc khoan nhồi đặt trên nền dạng này, các kỹ sư Việt Nam gặp nhiều khó khăn do 2 lí do: thông số đầu vào của nền không chính xác do khó lấy mẫu toàn khối đá, và phương pháp tính toán không được đề cập cụ thể trong TCVN 10304:2014. Điều đó dẫn đến sai lệch trong đánh giá sức chịu tải của cọc, có thể dẫn đến các sự cố trong quá trình thi công và thử tải cọc. Một số bộ tiêu chuẩn nước ngoài như tiêu chuẩn ASSHTO của Mỹ hoặc tiêu chuẩn Eurocode của châu Âu có đề cập tới dạng nền đá phong hóa cường độ thấp, nhưng chưa được áp dụng rộng rãi ở Việt Nam.

Nghiên cứu so sánh kết quả tính toán sức chịu tải của cọc khoan nhồi trên nền sét bột kết, đối chứng với kết quả thí nghiệm nén tĩnh để kiểm chứng. Từ đó rút ra nhận xét về mức độ phù hợp của các phương pháp tính toán khác nhau, cũng như đề xuất hệ số điều chỉnh phù hợp dựa trên thông số chỉ tiêu cơ lý của đá, giúp đánh giá khả năng chịu tải của cọc chính xác hơn.

2. Tổng quan về đá phong hóa sét bột kết

2.1 Các tính chất cơ bản

Đá sét bột kết thuộc họ đá trầm tích, được hình thành từ sự lắng đọng và gắn kết của các hạt sét và bụi. Thuật ngữ tiếng Anh của loại đá này là *shale* hoặc

mudstone (phân biệt với *claystone* là đá sét kết có thành phần chủ yếu là hạt sét, và *siltstone* là đá bột kết có thành phần chủ yếu là hạt bụi, mặc dù tính chất các loại đá này khá tương tự nhau). Màu sắc đặc trưng của đá sét bột kết là màu đen, nhưng cũng có thể có màu đỏ, nâu hoặc xanh lá tùy theo thành phần khoáng vật. Bề mặt đá trơn nhẵn, kết cấu phân phiến dạng lát mỏng. Do có đặc điểm phân phiến nên khi có biểu hiện kiến tạo như uốn nếp, đứt gãy thì đá phiến dễ bị dập vỡ, khiến nước ngầm dễ dàng xâm nhập vào trong đá, gây phong hóa mạnh mẽ. Ngoài ra, khi tiếp xúc với nước, đá sét bột kết nhìn chung dễ dàng bị hóa mềm và trương nở hơn các loại đá khác.



Hình 1. Hình ảnh mẫu đá sét bột kết thực tế

Trong hệ thống tiêu chuẩn Việt Nam, đá phong hóa sét bột kết có mức độ phong hóa vừa và mạnh có thể xếp vào loại đá tầng hoặc cuội dăm trong TCVN 5747-1993, tuy nhiên phân loại này không phản ánh rõ được các đặc tính về cường độ và biến dạng của loại đá này. Trong các tiêu chuẩn nước ngoài, tiêu chuẩn Nga (GOST 25100-2011) xếp loại đá này vào nhóm đá nửa cứng (*полускальные*), trong khi tiêu chuẩn Mỹ (ASTM D-2478) xếp vào nhóm IGM – vật liệu địa kỹ thuật trung gian (*intermediate geomaterial*).

Về phân bố, đá sét bột kết phong hóa nặng xuất hiện khá phổ biến trên cả nước, đặc biệt ở khu vực đồng bằng duyên hải Bắc Bộ và miền Trung. Ở vùng núi cao (các dãy núi chạy dọc Bắc Trung bộ đến hết Quảng Nam) lớp đá này có độ dày khoảng 5-20m và

nằm gần mặt đất, trong khi ở các vùng duyên hải ven biển (từ Hải Phòng đến Quảng Nam) thường phân bố sâu hơn (khoảng 40-70m) và bề dày lớp cũng lớn hơn.

2.2 Các chỉ tiêu cơ lý để đánh giá khả năng chịu tải

Các chỉ tiêu cơ lý quan trọng để đánh giá khả năng chịu tải của lớp đá phong hóa sét bột kết thường dùng là chỉ số RQD - Rock quality design và q_u – cường độ nén một trục nở hông tiêu chuẩn. Ngoài ra còn có E_i – modun đàn hồi của mẫu đá liên khối và E_m – modun đàn hồi của toàn khối đá (có xét đến nứt nẻ trong đá).

Các thông số của đá sét bột kết thường nằm trong khoảng giá trị như bảng 1:

Bảng 1. Khoảng giá trị các thông số cường độ của đá sét bột kết (theo AASHTO 2017)

Thông số của đá		q_u (MPa)	E_i (MPa)	E_m (MPa)
Khoảng giá trị	RQD > 50% (đá gốc hoặc phong hóa nhẹ)	10 - 100	10000 - 32000	300 - 4000
	RQD < 50% (đá phong hóa vừa và mạnh)	0.6 - 12.5	7000 - 15000	10 - 500

Cần chú ý cách xác định chỉ số q_u , hay cụ thể là cách thức thực hiện thí nghiệm nén ngang nở hông của đá. Do có sự khác biệt giữa các hệ thống tiêu chuẩn về kích thước và trạng thái mẫu thí nghiệm nên khi tính toán, ta cần có sự quy đổi kết quả q_u cho phù hợp. Hiện tại, châu Âu và Mỹ dùng quy trình thí nghiệm chung theo ISO 22457,

trong khi hệ thống tiêu chuẩn Nga sử dụng quy trình riêng được quy định trong GOST 11248. Tại Việt Nam, quy trình thí nghiệm với đá được thực hiện dựa theo tiêu chuẩn TCVN 7572-10:2006, là tiêu chuẩn về phương pháp thử để xác định cường độ của bê tông và vữa, áp dụng cho đá gốc.

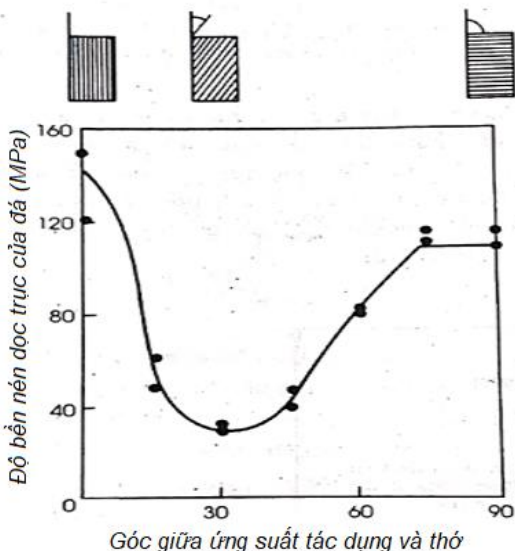
Bảng 2. Cách thức thực hiện thí nghiệm nén nở hông của đá theo các tiêu chuẩn

Các điều kiện	TCVN 7572-10:2006	GOST-11248	ISO-22475
Kích thước mẫu	Mẫu hình trụ D > 50mm L/D ~ 1	Mẫu hình trụ hoặc đáy vuông D (hoặc B) ~ 60-100mm L/D ~ 1.8 - 2	Mẫu hình trụ D ~ 40-50mm L/D ~ 2-2.5.
Quy trình ngâm mẫu và điều kiện xác định mẫu bão hòa nước	Ngâm 48 giờ, nước ngập sâu trên mẫu 20mm.	Ngâm tới khi trọng lượng mẫu chỉ dao động 1-2g mỗi 6 giờ. Nước cao bằng mặt mẫu nhưng không được làm ngập mẫu	Ngâm 72 giờ dưới áp lực bao quanh là 350 kPa ⁽¹⁾
Góc đặt lực ép	Thẳng góc với thớ đá	Không nêu rõ	Đặt theo phương nguy hiểm nhất có thể ⁽²⁾

1: Nội dung này không nêu trong ISO-22475, nhưng được đề cập đến trong chỉ dẫn kỹ thuật RD-95-172 của Hiệp hội đường cao tốc Hoa Kỳ (FHWA).

2: Theo đúng điều kiện này, đá sét bột kết phải đặt lực ép theo phương lệch khoảng 30° với thớ đá để cho kết quả nguy hiểm nhất có thể. Tuy nhiên thực tế điều này rất khó thực hiện, vì vậy thông thường khi thí nghiệm, góc đặt lực ép sẽ được ghi lại, sau đó kết quả q_u được hiệu chỉnh lại khi tính toán.

Đối với đá sét bột kết, góc đặt lực ép lên mẫu đá có ảnh hưởng rất lớn tới kết quả thí nghiệm. Mẫu đá có cường độ cao nhất khi thớ đá nằm vuông góc hoặc song song với lực ép, và thấp nhất khi thớ đá lệch góc khoảng 30 độ với phương song song với lực ép. Giá trị cường độ cao nhất bằng khoảng 2-2.5 lần giá trị cường độ thấp nhất theo hình 2:



Hình 2. Ảnh hưởng của góc giữa ứng suất tác dụng và thớ đến độ bền nén đơn trục của đá

Như vậy, có những yêu cầu khác nhau về quy trình thí nghiệm xác định cường độ của đá q_u . Khi tính toán với các hệ thống tiêu chuẩn khác nhau, kỹ sư cần quy đổi kết quả cường độ thí nghiệm có được theo các tiêu chuẩn phù hợp. Khác biệt về kích thước mẫu có thể quy đổi theo công thức:

$$q_u = \frac{q_{UCS}}{0.88 + 0.22 \left(\frac{D}{L} \right)} \quad (1)$$

với: q_u - cường độ nén nở hông tiêu chuẩn của đá, q_{UCS} - cường độ thu được từ kết quả thí nghiệm.

Còn các khác biệt khác về trạng thái mẫu, quy ước bão hòa mẫu và góc đặt lực ép cần có những đánh giá kỹ lưỡng và điều chỉnh kết quả thí nghiệm theo từng trường hợp cụ thể. Sơ bộ có thể nhận thấy giá trị q_u thí nghiệm được theo TCVN sẽ lớn hơn 1.2-2 lần so với thí nghiệm theo tiêu chuẩn Nga hoặc tiêu chuẩn Âu-Mỹ.

Hiện nay tại Việt Nam, phần lớn các đơn vị tư vấn thực hiện tính toán theo TCVN 10304:2014 dựa trên hệ thống tiêu chuẩn Nga, nhưng các đơn vị thực hiện thí nghiệm thường làm theo TCVN 7572-

10:2006. Điều này có thể dẫn đến các đánh giá sai lệch về khả năng làm việc của nền đá.

3. Các phương pháp dự báo sức chịu tải cọc trên nền sét bột kết

3.1 Phương pháp dự báo sức chịu tải cọc trên nền sét bột kết phổ biến tại Việt Nam

Với đá sét bột kết, tại Việt Nam có 2 hướng tiếp cận chính: coi nền là đá cứng không phong hóa để dự

$$q_b = R_m \left(1 + 0.4 \frac{l_d}{d_f} \right), \text{ với } R_m = \frac{R_{c,m,n}}{\gamma_g}, R_{c,m,n} = R_{c,n} K_s \quad (2)$$

Với γ_g - hệ số tin cậy của đất, lấy bằng 1,4, không xét đến khi tính toán sức chịu tải cực hạn;

$R_{c,n}$ - cường độ nén một trục của đá ở trạng thái bão hòa nước (có thể hiểu là giá trị q_u);

K_s - hệ số kể đến giảm cường độ do vết nứt trong đá phụ thuộc vào giá trị RQD;

l_d - chiều dài đoạn cọc ngàm vào đá; và d_f là đường kính của phần cọc ngàm vào đá.

$$R_{c,u} = q_b A_b = R_m A_b + 0.4 R_m A_b \frac{l_d}{d_f} = R_m A_b + 0.4 R_m \frac{\pi d_f^2}{4} \frac{l_d}{d_f} = R_m A_b + 0.1 R_m \cdot \pi d_f l_d = R_m A_b + 0.1 R_m u l_d$$

với u là chu vi cọc, 0.1 có thể hiểu là hệ số ma sát thành cọc. Dù hiểu theo hướng nào thì công thức (1) cũng đã bao gồm cả khả năng chịu tải của mũi và ma sát thành cọc đoạn ngàm vào đá trong tính toán.

3.1.2 Dự báo sức chịu tải cọc từ kết quả thí nghiệm SPT

Sức chịu tải cực hạn của cọc được tính bằng công thức tổng quát:

$$R_{c,u} = q_b A_b + u \sum (f_{c,i} l_{c,i} + f_{s,i} l_{s,i}) \quad (3)$$

Các giá trị q_b , $f_{c,i}$ và $f_{s,i}$ thường được tính theo công thức của Viện kiến trúc Nhật bản.

Với nền đá phong hóa sét bột kết, áp dụng công thức như cọc trong nền đất loại sét, cường độ đất nền dưới mũi cọc lấy bằng: $q_b = 6 \times c_u$ và cường độ đất nền thân cọc lấy bằng: $\alpha \cdot f_l \cdot c_{u,i}$, với α là hệ số xét đến ứng suất hiệu quả theo cao độ; f_l là hệ số xét đến tỉ lệ L/D của cọc, và $c_{u,i} = 6.25 \times N_{c,i}$, $N_{c,i}$ là chỉ số SPT thí nghiệm được.

3.2 Các phương pháp dự báo sức chịu tải cọc trên nền đá sét bột kết theo tiêu chuẩn nước ngoài

Tạp chí KHCN Xây dựng - số 1/2022

báo theo chỉ tiêu cơ lý của nền, hoặc là nền sét trạng thái cứng và dự báo theo kết quả thí nghiệm SPT.

3.1.1 Dự báo sức chịu tải cọc từ chỉ tiêu cơ lý của nền

TCVN 10304:2014 chỉ dẫn tính toán sơ bộ cho sức kháng nén đơn vị của cọc chống trên nền đá cứng (không phong hóa), ít bị nén, có chiều sâu ngàm vào đá lớn hơn 0.5m theo công thức:

$$\text{Hệ số } 1 + 0.4 \frac{l_d}{d_f} \text{ không lấy quá 3 và giá trị } q_b$$

không lấy quá 20 MPa trong mọi trường hợp.

Công thức (1) có 2 luồng quan điểm để giải thích sự làm việc của cọc trong đá: coi toàn bộ cọc ngàm trong đá làm việc thống nhất, hoặc tách biệt khả năng làm việc của mũi và ma sát thân cọc theo biến đổi:

Tính toán cọc trong đá mềm nhìn chung là phức tạp và không được đưa vào trực tiếp trong tiêu chuẩn, mà thường được dẫn chứng trong các chỉ dẫn kỹ thuật khác. Trong phạm vi nghiên cứu, ta chỉ xét đến sức chịu tải cực hạn của cọc, là giá trị tính được thống nhất chỉ phụ thuộc vào các thông số đầu vào của cọc và nền, không xét đến các hệ số an toàn riêng phần khác nhau giữa các tiêu chuẩn.

3.2.1 Dự báo theo tiêu chuẩn Nga SP 13330:2011

Tiêu chuẩn Nga chia ra 2 trường hợp riêng biệt cho cọc trên nền đá, tương ứng với 2 loại đá khác nhau là đá cứng, ít phong hóa và đá mềm, phong hóa vừa đến mạnh.

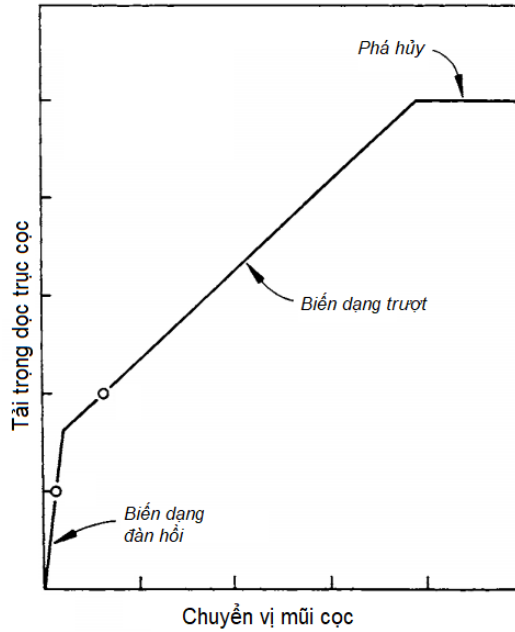
Với đá cứng, công thức tính toán tương tự như đã nêu trong 3.3.1. Với đá mềm, tiêu chuẩn Nga không cho phép sử dụng công thức tương tự đá cứng, cũng không nêu rõ công thức tính toán lý thuyết nào khác, mà yêu cầu thực hiện thí nghiệm thử tải cọc, từ đó làm cơ sở tính toán cho các cọc đại trà.

3.2.2 Dự báo theo tiêu chuẩn châu Âu Eurocode 7 và BS 8004:2015

Eurocode 7 và BS 8004:2015 chỉ dẫn tính toán chi tiết về các loại đá phong hóa mạnh trong tài liệu *CIRIA Research Report 181: Guidance on piled foundations in weak rocks*.

CIRIA Research Report 181 nêu lý thuyết tính toán cọc trên nền đá mềm yếu đẳng hướng của Kulhawy và Carter (1992), tính toán trong 2 giai

đoạn như hình 3: giai đoạn 1 là giai đoạn làm việc đàn hồi của cả ma sát thành cọc và mũi cọc, và giai đoạn 2 là giai đoạn trượt của ma sát thành cọc, sức kháng cọc tăng chủ yếu ở thành phần sức kháng mũi cọc. Sau khi sức kháng mũi cọc đạt tới giới hạn, cọc rơi vào trạng thái phá hủy, mũi cọc tiếp tục chuyển vị dù tải trọng không tăng.



Hình 3. Mô hình lý thuyết tính toán cọc theo *CIRIA Research Report 181*

Các bước thực hiện tính toán như sau:

1. Thông số đầu vào

Các thông số đầu vào yêu cầu gồm các thông số cọc (chiều dài cọc, đường kính cọc, cấp bền bê tông) và thông số địa chất (cường độ đá q_u , chỉ số chất lượng đá RQD). Các thông số địa chất khác, bao gồm E_m (modun đàn hồi toàn khối của đá), μ (hệ số nở hông), ϕ, c (góc ma sát và lực dính của đá) có thể tính toán sơ bộ dựa trên loại đá, q_u và RQD ở bước thiết kế ban đầu. Cần chú ý, do mô hình tính toán này xây dựng cho đá đẳng hướng, nên khi áp dụng cho đá phân phối cần có điều chỉnh giảm cường độ đá q_u như đã trình bày ở mục 2.2.

2. Tính toán cường độ tối đa của sức kháng mũi và ma sát thành bên

Ma sát thành cực hạn được tính tương đương với cường độ ma sát thành của đá cứng:

$$Q_{su} = f_{su} \pi DL, \text{ với } f_{su} = 0.63 p_a (q_u / p_a)^{0.5} \quad (4)$$

Sức kháng mũi cực hạn tính theo công thức:

$$Q_{bu} = q_{bu} \pi D^2 / 4, \text{ với } q_{bu} = 2.5 q_u \quad (5)$$

Với: f_{su} - ma sát thành đơn vị cực hạn,

q_{bu} - cường độ kháng mũi đơn vị cực hạn của đá,

q_u - cường độ nén dọc trục của đá,

p_a - ứng suất quy ước, lấy bằng 100kPa.

3. Xây dựng đường biến dạng đàn hồi của cọc

Thông thường chỉ cần tính toán đường biến dạng đàn hồi nếu giới hạn chuyển vị cọc nhỏ hơn 10mm.

4. Xây dựng đường biến dạng trượt của cọc

Đường biến dạng trượt của cọc được xây dựng theo công thức:

$$\Delta = F_3 \left(\frac{Q_t}{\pi E_m D} \right) - F_4 D \quad (6)$$

Với: Q_t - sức kháng tổng của cọc;

E_m - modun đàn hồi toàn khối đá;

D - đường kính cọc;

F_3, F_4 - các hệ số không thứ nguyên. Chi tiết công thức tính toán của F_3 và F_4 xem tại [2].

Từ đường chuyển vị này, lựa chọn giá trị chuyển vị tối đa của mũi cọc để tính sức chịu tải cọc.

5. Tính toán các thành phần sức kháng mũi và sức kháng bên

Tỉ lệ sức kháng mũi trong sức chịu tải cọc có thể tính theo công thức:

$$\frac{Q_b}{Q_t} = P_3 + P_4 \left(\frac{\pi D^2 c}{Q_t} \right) \quad (7)$$

Với: Q_b và Q_t - sức kháng mũi và sức kháng tổng của cọc;

c - lực dính của đá (được lấy từ thí nghiệm nén ba trục hoặc thí nghiệm cắt trực tiếp);

P_3, P_4 - các hệ số không thứ nguyên. Chi tiết công thức tính toán của P_3 và P_4 xem tại [2].

Sức kháng mũi và sức kháng bên của cọc không được lấy lớn hơn giá trị cực hạn tính tại bước 2.

3.2.3 Dự báo theo tiêu chuẩn Mỹ AASHTO-LRFD 2017

Tiêu chuẩn cầu đường bộ của Mỹ AASHTO-LRFD 2017 đề xuất sử dụng phương pháp trong FHWA-RD-95-712: *Load transfer for drilled shafts in Intermediate Geomaterials* của Hiệp hội đường cao tốc Hoa Kỳ (US Federal Highway Administration) cho tính toán sức chịu tải cọc trong nền đá yếu (IGM). Lý thuyết này xây dựng từ bộ kết quả thí nghiệm cọc và phân tích phần tử hữu hạn cho nhiều loại nền IGM khác nhau, trong đó có nền đá phiến sét bột kết phong hóa vừa đến mạnh. Cọc được phân tích trong 2 giai đoạn làm việc tương tự mô hình trong CIRIA 181, nhưng tải trọng dọc trục cọc có quan hệ tuyến tính với $\Delta^{0.67}$, thay vì quan hệ tuyến tính với giá trị chuyển vị Δ . Các bước thực hiện như sau:

1. Thông số đầu vào

Các thông số đầu vào tương tự lý thuyết tính của CIRIA 181, ngoài ra cần giả định dạng ma sát thành bên cọc là nhám (*rough*) hay trơn (*smooth*). Theo an toàn, ở bước thiết kế sơ bộ ta tính với thành cọc trơn. Do mô hình tính được xây dựng cho

đá phiến nên không cần kể đến hệ số giảm do thớ nằm bất lợi khi lựa chọn giá trị đầu vào q_u .

2. Tính toán cường độ cực hạn của sức kháng mũi và ma sát thành bên

Cường độ sức kháng mũi cực hạn tính theo công thức:

$$Q_{bu} = q_{bu} \pi D^2 / 4, \text{ với } q_{bu} = 3q_u k_{sp} d \quad (8)$$

Với: q_{bu} - cường độ kháng nén của đá;

k_{sp} và d - các hệ số xét đến phân bố, kích thước và khoảng cách vết nứt trong khối đá.

Nếu không có các thông số đó có thể lấy sơ bộ tương tự trong CIRIA 181.

Cường độ sức kháng bên cực hạn tính theo công thức:

$$Q_{su} = f_{su} \pi DL, \text{ với } f_{su} = k_a f_a \quad (9)$$

Với: $f_a = q_u / 2$ với thành cọc dạng nhám và

$f_a = \alpha q_u$ với thành cọc dạng trơn;

k_a - hệ số xét đến tỉ lệ E_m / E_i của đá (có thể suy từ chỉ số RQD của mẫu đá);

α - hệ số xét đến góc ma sát của đá, cường độ đá và áp lực bê tông trung bình khi thi công cọc (tỉ lệ với độ sâu của lớp đá sét bột kết).

3. Xây dựng đường chuyển vị của cọc

Đường chuyển vị của cọc có công thức:

$$Q_t = \pi DL \phi_f f_{su} + \frac{\pi D^2}{4} q_b \text{ với } \phi_f \leq n \quad (10)$$

$$\text{và } Q_t = \pi DL K_f f_{su} + \frac{\pi D^2}{4} q_b \text{ với } \phi_f > n \quad (11)$$

Với $\phi_f = \frac{E_m \Omega}{\pi L \Gamma f_{su}} \Delta$ và $q_b = \Lambda \Delta^{0.67}$. Công thức

(10) dành cho đường biến dạng đàn hồi, công thức (11) dành cho đường biến dạng trượt, trong đó n là hệ số phụ thuộc vào tỉ lệ q_u / p_a và E_m / σ_n (p_a lấy bằng 100 kPa, σ_n là áp lực bê tông trung bình khi thi công cọc), ϕ_f, Ω, Γ và Λ là các hệ số không thứ nguyên. Chi tiết công thức tính toán ϕ_f, Ω, Γ và Λ xem tại [3]. Ta có thể thấy công thức này tách riêng thành phần sức kháng mũi và sức kháng bên của cọc, thay vì tính chung vào giá trị Q_t như công thức trong CIRIA 181.

Sau khi lựa chọn được chuyển vị ứng giới hạn của cọc, sức kháng mũi và sức kháng bên tương

ứng của cọc cũng cần được kiểm tra lại và không được lấy lớn hơn giá trị cực hạn tính tại bước 2.

3.3 Nhận xét

Bảng sau tổng hợp các yếu tố được xét đến (dấu x) trong các lý thuyết tính toán theo các tiêu chuẩn Việt Nam, tiêu chuẩn châu Âu và tiêu chuẩn Mỹ:

Bảng 3. Các yếu tố được xét đến trong lý thuyết tính toán theo các tiêu chuẩn

Yếu tố	TCVN - 10304	CIRIA 181	FHWA-RD-95-712	Xác định từ
Cường độ của đá	x	x	x	Báo cáo KSDC
Cường độ bê tông cọc	x	x	x	Thông số thiết kế
Chất lượng đá (RQD)	x	x	x	Báo cáo KSDC
Modun đàn hồi đá nguyên khối		x	x	Báo cáo KSDC hoặc công thức kinh nghiệm
Góc phân phối của đá		x	x	Giả định và điều chỉnh sau
Hệ số nở hông của bê tông cọc và đá		x		Thông số thiết kế hoặc tra bảng
Độ cứng bê tông cọc		x	x	Thông số thiết kế
Độ nhám thành hố đào			x	Giả định và điều chỉnh sau
Góc ma sát/lực dính của đá		x	x	Giả định và điều chỉnh sau
Chiều sâu ngàm vào đá			x	Thông số thiết kế

Có thể thấy, các phương pháp tính toán sức chịu tải cọc trong nền đá sét bột kết hiện được áp dụng phổ biến tại Việt Nam có một số điểm chưa phù hợp như sau:

Về cách tính theo chỉ tiêu cơ lý đá, các điểm chưa phù hợp bao gồm: 1, công thức thường dùng chỉ là công thức sơ bộ, chưa xét đến nhiều yếu tố ảnh hưởng khác; 2, công thức chỉ áp dụng cho nền đá cứng ít biến dạng; 3, công thức trên tham khảo công thức trong hệ thống tiêu chuẩn Nga, nhưng cách thức thực hiện thí nghiệm nén nở hông phổ biến hiện tại không phù hợp với cách thực hiện được quy định trong hệ thống tiêu chuẩn Nga. Điểm 2 có xu hướng làm giảm sức chịu tải tính được (vì cọc trên đá cứng có hệ số tỉ lệ sức kháng bên và sức kháng mũi trên cường độ đá thấp hơn so với trên đá mềm), còn điểm 3 có xu hướng làm tăng sức chịu tải tính được (do kết quả q_u thí nghiệm theo TCVN có xu hướng lớn hơn kết quả theo tiêu chuẩn Nga).

Về cách tính theo kết quả thí nghiệm SPT, các điểm chưa phù hợp bao gồm: 1. công thức thường dùng là công thức áp dụng cho đất sét, có các tính chất khác biệt với đá sét bột kết; 2. kết quả SPT phản ánh khả năng làm việc của đá nguyên dạng tại thời điểm thí nghiệm, trong khi với cọc khoan nhồi, quá trình thi công cọc khiến đá gặp nước, làm giảm cường độ đáng kể. Cả 2 điểm trên đều có xu hướng làm tăng sức chịu tải tính được của cọc.

Các lý thuyết tính toán theo các hệ thống tiêu chuẩn Âu-Mỹ có 2 ưu điểm chính: 1. có xét tới nhiều

yếu tố ảnh hưởng tới sự làm việc của cọc hơn; 2. kết quả phân tích là đường cong tải trọng-chuyển vị, chứ không đơn thuần là một giá trị sức chịu tải cực hạn duy nhất. Những ưu điểm đó giúp kỹ sư áp dụng có cái nhìn chi tiết hơn về sự làm việc của cọc trong nền đá sét bột kết, để đánh giá kết quả tốt hơn trong cả giai đoạn dự báo ban đầu và giai đoạn thiết kế cọc đại trà. Tuy nhiên, để áp dụng các tính toán này cần nhiều thông số đầu vào có thể không được cung cấp trong các báo cáo khảo sát địa chất, dẫn đến khó khăn khi kỹ sư thiết kế phải dự đoán các thông số đó từ các công thức kinh nghiệm.

4. Tính toán kiểm chứng với công trình thực tế

4.1 Thông tin công trình

Công trình thực hiện tính toán kiểm chứng là một dự án nhà cao tầng tại Hải Phòng. Công trình sử dụng cọc khoan nhồi D1500mm, cắm vào lớp 7 là lớp đá sét bột kết nứt nẻ mạnh, dự kiến sức chịu tải cực hạn là 3000T.

Bước đầu, đơn vị tư vấn thiết kế lựa chọn chiều sâu ngàm vào lớp 7 là 1.5m dựa trên kết quả đánh giá khả năng chịu tải cọc theo TCVN, tuy nhiên khi thực hiện thí nghiệm nén tĩnh kiểm chứng, với tải trọng cực hạn cọc xuất hiện chuyển vị lớn hơn giá trị cho phép. Sau khi thực hiện các điều chỉnh trong tính toán, chiều sâu ngàm vào lớp 7 tăng lên 12.5m, đảm bảo chuyển vị trong phạm vi cho phép khi chịu tải trọng cực hạn.

Trong phạm vi nghiên cứu, ta đánh giá kết quả tính toán và thí nghiệm của 2 cọc TN1 (cọc thí

thí nghiệm giai đoạn 1) và cọc TN5 (cọc thí nghiệm giai đoạn 2, sau khi điều chỉnh). Sau khi thực hiện tính toán lý thuyết, 2 cọc TN01 và TN05 được thí nghiệm nén tĩnh kiểm chứng sức chịu tải của cọc và đo biến dạng thân cọc. Thí nghiệm thực hiện với tải trọng thiết kế là 1500T và tải trọng thí nghiệm tối đa là 3000T, từ đó thu được đường quan hệ tải trọng – chuyển vị đầu cọc, đường quan hệ tải trọng – chuyển vị mũi cọc và biểu đồ phân bố tải trọng theo chiều sâu cọc.

4.1.1 Đặc trưng địa chất công trình

Địa chất công trình bao gồm 7 lớp. Lớp 1,2,3 là các lớp sét yếu dẻo chảy, lớp 4 là sét dẻo cứng, lớp 5,6 là cát pha chặt vừa, và lớp 7 là lớp đá phong hóa sét bột kết nứt nẻ mạnh. Nhìn chung cường độ đất nền tốt dần theo độ sâu.

Các thông số cơ lý đã được xử lý của nền đá được nêu trong bảng 4.

Bảng 4. Thông số địa chất nền đá tính toán

Cọc	Loại đá	γ (kN/m ³)	Phân bố	RQD (%)	q_u (MPa)
TN01	Sét bột kết	24.2	Từ	26	6.72
TN05			-52m	45	10.17

4.1.2 Thông số cọc

Tính toán được thực hiện trên 2 cọc khoan nhồi với các thông số trong bảng 5:

Bảng 5. Thông số các cọc điển hình tính toán

Cọc	L (m)	D (m)	Cốt đầu cọc (m)	Cốt mũi cọc (m)	Đoạn ngâm vào đá (m)
TN01	53.5	1.5	+1.00	-52.00	1.2
TN05	65	1.5	+1.50	-63.50	12.5

4.2 Kết quả dự báo và thí nghiệm khả năng chịu tải của cọc TN01

4.2.1 Dự báo khả năng chịu tải của cọc theo tiêu chuẩn Việt Nam

a. Dự báo theo chỉ tiêu cơ lý của đá

Thực hiện tính toán với $q_u = 6.72$ MPa và RQD = 26%. Theo công thức (2), tính được sức chịu tải cực hạn của cọc là 225T, sức kháng mũi là 161T, ma sát thành là 64T.

b. Dự báo theo kết quả thí nghiệm SPT

Thực hiện tính toán với kết quả SPT là $N=100$, α và f_1 có giá trị lần lượt là 0.5 và 1. Theo công thức (3), tính được sức chịu tải cực hạn cọc là 884T, sức kháng mũi là 663T, sức kháng thành là 221T.

4.2.2 Dự báo khả năng chịu tải của cọc theo tiêu chuẩn nước ngoài

a. Dự báo theo tiêu chuẩn BS 8004:2015 và CIRIA 181

Điều chỉnh giá trị q_u giảm xét đến các yếu tố sau:

Xét đến kích thước mẫu, ta có hệ số giảm 1.11 theo công thức (1).

Xét đến sự khác biệt do quy định về bão hòa

nước, ta có ước lượng sơ bộ với đá mềm khi ngâm 72 giờ cho cường độ khối đá nhỏ hơn khoảng 20% so với khi ngâm 48 giờ^[11].

Xét đến ảnh hưởng do thớ đá: lấy sơ bộ với góc lệch $30^\circ - 60^\circ$, hệ số ảnh hưởng do thớ là 2.5.

Như vậy, ta thực hiện tính toán với $q_u = 2.17$ MPa, RQD = 26%.

CIRIA 181 đề xuất lấy $E_m = 115-250 q_u$ với RQD >80% và $E_m = 40-70 q_u$ với RQD <20%. Với RQD=26, tạm lấy $E_m = 80 q_u$. Vậy chọn $E_m = 174$ MPa. Các thông số chống cắt lấy theo công thức thực nghiệm: $c = 0.01(q_u / p_a)^{2/3}$, $\tan \phi \cdot \tan \psi = 0.001(q_u / p_a)^{2/3}$.

Từ các số liệu trên, tính được sức kháng mũi tối đa cọc là 958T, sức kháng bên tối đa là 207T, phương trình chuyển vị cọc:

$$\Delta = 0.00349Q_t - 0.00188 \quad (\Delta : \text{m}, Q_t : \text{MN}).$$

Chọn chuyển vị cực hạn: lấy sơ bộ sức chịu tải cực hạn của cọc là 2000T. Tính được chuyển vị dọc trục cọc là $0.6NL/EA = 11.5\text{mm}$ (0.6 là hệ số phân bố tải trọng trên cọc), tính được chuyển vị mũi cọc cực hạn là 28mm. Ứng với $\Delta = 28\text{mm}$, tính được $Q_t = 855\text{T}$.

Theo công thức (7) và so sánh với sức kháng mũi và sức kháng bên tối đa, chọn được thành phần

ĐỊA KỸ THUẬT - TRẮC ĐỊA

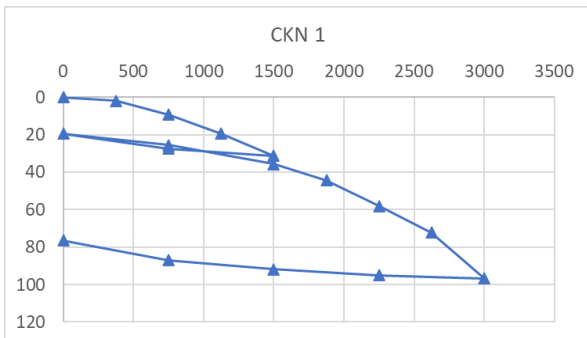
sức kháng mũi cọc là 434T, sức kháng bên là 207T, sức kháng tổng là 642T.

b. Dự báo theo tiêu chuẩn AAHSTO 2017 và FHWA-RD-95-712

Điều chỉnh giá trị q_u giảm tương tự lý thuyết tính theo CIRIA 181, tuy nhiên không xét đến ảnh hưởng giảm do góc lệch thớ. Giá trị q_u sử dụng là 4.34 MPa.

Từ $q_u=4.34$ MPa, $RQD=26\%$, lấy tương tự $E_m=80q_u=346$ MPa. Chọn $\phi=30^\circ$ (chọn sơ bộ do ảnh hưởng của ϕ đến kết quả là nhỏ). Lấy dạng thành cọc là trơn theo an toàn.

Tính được sức kháng mũi cực hạn là 519T



Hình 4. Biểu đồ tải trọng – chuyển vị đầu cọc và biểu đồ phân bố tải trọng tại các cấp tải – cọc TN01

Từ biểu đồ tải trọng – chuyển vị đầu cọc, sức chịu tải cực hạn của cọc được lựa chọn theo giá trị nhỏ hơn trong 2 giá trị sau: 1. cấp tải trọng ngay trước khi xuất hiện điểm uốn, và 2. tải trọng ứng với chuyển vị đầu cọc thiết kế tối đa là 40mm. Sức chịu tải cực hạn của cọc được xác định là 1700T, với chuyển vị mũi cọc là 28mm.

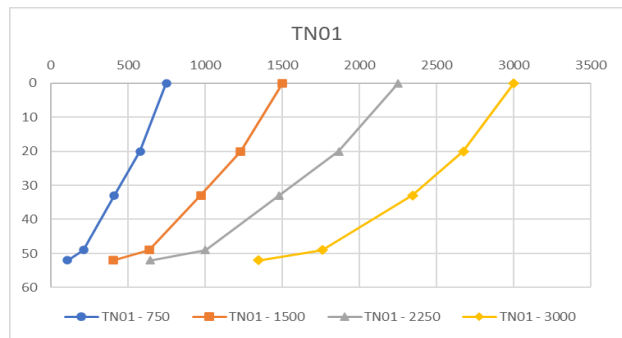
(AASHTO khuyến nghị với sức kháng thiết kế lấy $q_b < 0.4q_u$, tức sức kháng cực hạn lấy $q_b < 0.8q_u$), sức kháng bên cực hạn là 207T, phương trình chuyển vị:

$$Q_t = 207K_f + 55.65\Delta^{0.67} (\Delta : \text{mm}, Q_t : \text{T})$$

Ứng với $\Delta=28\text{mm}$, tính được $Q_t=712\text{T}$, các thành phần sức kháng mũi 519T, sức kháng bên 193T.

4.2.3 So sánh kết quả dự báo lý thuyết và thí nghiệm

Các biểu đồ kết quả thí nghiệm của cọc TN01 được thể hiện trong hình 4:



Từ biểu đồ phân bố tải trọng theo các cấp tải, ta xác định gần đúng được thành phần sức kháng mũi và sức kháng bên trong nền đá của cọc TN01: $Q_b = 382\text{T}$, $Q_s = 192\text{T}$ (phần còn lại là sức kháng ma sát thành của phần cọc ngàm trong đất, không được xét đến trong tính toán).

a) So sánh các sức chịu tải nền đá

Bảng 6. Kết quả dự báo sức chịu tải cọc theo các lý thuyết tính toán và thực tế - cọc TN01

Sức chịu tải nền đá – cọc TN01	Chỉ tiêu cơ lý – TCVN	Kết quả SPT – TCVN	TC Anh – CIRIA 181	TC Mỹ - FHWA-RD-95-712	Kết quả TN nén tĩnh
Ma sát thành (T)	64	221	207	193	182
Sức kháng mũi (T)	161	663	434	519	382
Sức kháng tổng (T)	225	884	642	712	564

Tính toán theo tiêu chuẩn Việt Nam, dù quan niệm nền là đá cứng để tính theo chỉ tiêu cơ lý, hay nền là sét cứng để tính theo kết quả SPT, đều cho kết quả sai lệch khá lớn (trên 50%) với sự làm việc thực tế của cọc. Các sai lệch này đến từ nhiều nguyên nhân như đã phân tích. Với sai số lớn như trên, cần thêm nhiều bộ kết quả thí nghiệm để xác định chính xác khả năng làm việc của cọc.

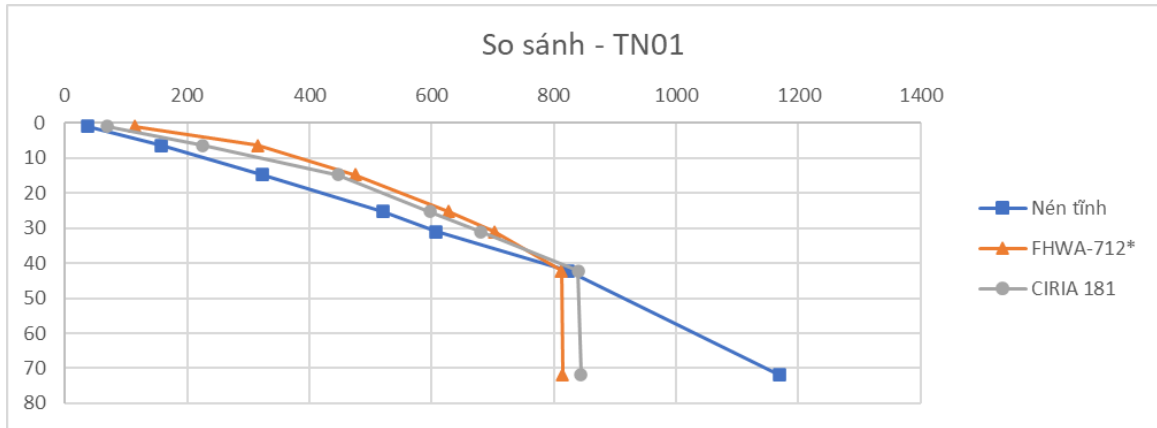
Tính toán theo các hệ tiêu chuẩn nước ngoài,

bao gồm chỉ dẫn CIRIA 181 của tiêu chuẩn Anh và chỉ dẫn FHWA-RD-95-712 của tiêu chuẩn Mỹ, cho kết quả tương đối phù hợp hơn với thực tế làm việc của cọc. Sai lệch của sức kháng mũi và sức kháng bên nằm trong khoảng 30-40%, sai lệch này có thể chấp nhận do các thông số đầu vào đang được phỏng đoán gần đúng, các thông số này sẽ được điều chỉnh để dự báo các kết quả thí nghiệm khác nhau.

b) So sánh biểu đồ quan hệ tải trọng – chuyển vị mũi cọc dự báo và thực tế

Do phương pháp tính toán theo CIRIA 181 và FHWA-RD-95-712 cho kết quả dự báo khả năng chịu tải cọc là một đường quan hệ tải trọng – chuyển vị mũi cọc, ta có thể so sánh đường quan

hệ dự báo này với kết quả thí nghiệm thực tế để có nhận xét rõ hơn về kết quả tính toán của các tiêu chuẩn khác nhau. Ở đây ta bỏ qua vùng ứng xử tuyến tính của nền (thường kết thúc ở chuyển vị nhỏ <10mm), chỉ phân tích vùng ứng xử phi tuyến.



Hình 5. Biểu đồ tải trọng – chuyển vị đầu cọc thực tế và biểu đồ dự báo lý thuyết – cọc TN01 (*)
 *FHWA-RD-95-712 giới hạn ứng suất mũi cọc không quá $0.4q_u$ với tải trọng thiết kế và $0.8q_u$ với tải trọng cực hạn. Tuy nhiên khi dự báo quan hệ tải trọng-mũi cọc ta không dùng giới hạn đó. Vì vậy đường quan hệ dự báo không trùng với kết quả tính toán ở bảng 4.1.

Có thể thấy đường cong tải trọng - chuyển vị đầu cọc tính toán từ 2 tiêu chuẩn cho kết quả khá gần nhau, và có độ chính xác chấp nhận được (có sai lệch lớn ở chuyển vị nhỏ, nhưng độ lệch giảm dần khi chuyển vị lớn hơn). Như vậy ứng xử của cọc phù hợp với các mô hình tính toán theo cả 2 tiêu chuẩn.

4.3 Kết quả dự báo và thí nghiệm khả năng chịu tải của cọc TN05

4.3.1 Hiệu chỉnh thông số địa chất của cọc theo tiêu chuẩn Việt Nam

a. Hiệu chỉnh thông số địa chất cho tính toán theo chỉ tiêu cơ lý của đá

Thực hiện hiệu chỉnh tuyến tính lại giá trị $q_u = 2.2 q_{u0}$, lấy hệ số sức kháng thành cọc là 0.15 (xem 3.1.1). Tính được sức chịu tải cọc TN05 trước hiệu chỉnh là 2372T, sau hiệu chỉnh là 3729T. Lựa chọn sử dụng giá trị trước hiệu chỉnh.

b. Hiệu chỉnh hệ số cho tính toán theo kết quả thí nghiệm SPT

Hiệu chỉnh tuyến tính giá trị SPT $N' = 60$. Tính được sức chịu tải cọc TN05 trước hiệu chỉnh là 2318T, sau hiệu chỉnh là 1545T. Lựa chọn sử dụng giá trị trước hiệu chỉnh.

4.3.2 Hiệu chỉnh kết quả dự báo khả năng chịu tải của cọc theo tiêu chuẩn nước ngoài

a. Hiệu chỉnh thông số địa chất cho tính toán theo BS 8004:2015 và CIRIA 181

Kết quả hiện tại tính được đang có sức chịu tải cực hạn của cọc cao hơn thực tế, tỉ lệ ma sát thành cọc tương đối hợp lý. Điều chỉnh $E_m = 70q_u = 152\text{MPa}$ cho cọc TN01 cho kết quả phù hợp với tính toán. Giữ nguyên các hệ số điều chỉnh q_u đã chọn.

Với cọc TN05 có $q_u = 3.3\text{MPa}$, $RQD = 45\%$ cao hơn RQD của mẫu đá ở cọc TN1, ta lấy $E_m = 90q_u = 297\text{MPa}$, giữ nguyên $\tan \phi, \tan \psi = 0.001(q_u / p_a)^{2/3}$.

Từ các số liệu trên, tính được sức kháng mũi cực hạn cọc là 1457T, sức kháng bên cực hạn là 2216T, phương trình chuyển vị cọc:

$$\Delta = 0.00164Q_t - 0.00918 \quad (\Delta : \text{m}, Q_t : \text{MN})$$

Chọn chuyển vị cực hạn: lấy sơ bộ sức chịu tải cực hạn của cọc là 3000T, tính được chuyển vị mũi cọc cực hạn là 24mm. Ứng với $\Delta = 24\text{mm}$, tính được $Q_t = 2025\text{T}$.

Theo công thức (5), tính được thành phần sức kháng mũi cọc là 922T và sức kháng bên là 1103T.

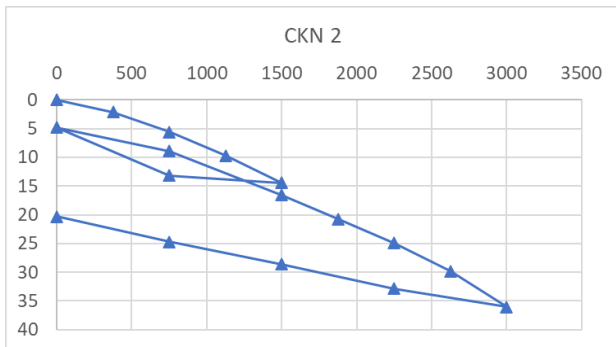
ĐỊA KỸ THUẬT - TRẮC ĐỊA

b. Hiệu chỉnh thông số địa chất cho tính toán theo AASTHO 2017 và FHWA-RD-95-712

Kết quả hiện tại tính được đang có sức kháng mũi cọc cao hơn thực tế, sức kháng ma sát là phù hợp. Điều chỉnh $q_u^* = 0.9q_u$, $E_m = 70q_u^* = 302 \text{ MPa}$ cho kết quả sát với thí nghiệm. Giữ nguyên các hệ số điều chỉnh q_u đã chọn.

Với cọc TN05 có $q_u^* = 6.6 \text{ MPa}$, $RQD = 45\%$, tương tự phần trên ta lấy $E_m = 90q_u^* = 584 \text{ MPa}$.

Tính được sức kháng mũi cọc hạn là 972T, sức



Hình 6. Biểu đồ tải trọng – chuyển vị đầu cọc và biểu đồ phân bố tải trọng tại các cấp tải – cọc TN05

Sức chịu tải cực hạn của cọc TN05 được xác định là 3200T, ứng với chuyển vị đầu cọc 24mm.

Thành phần sức kháng mũi và sức kháng bên

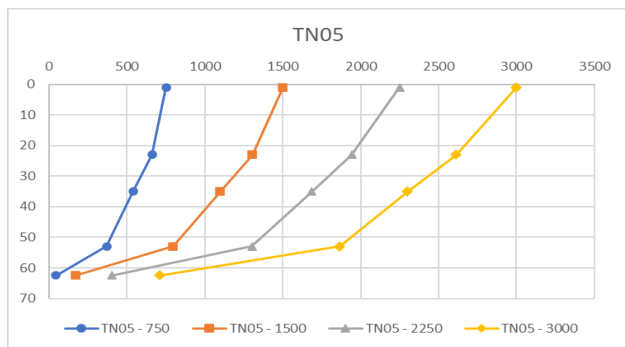
kháng bên cực hạn là 1637T, phương trình chuyển vị:

$$Q_t = 1640K_f + 70.69\Delta^{0.67} \quad (\Delta : \text{mm}, Q_t : \text{T}).$$

Ứng với $d = 24 \text{ mm}$, tính được $Q_t = 1965 \text{ T}$, các thành phần sức kháng mũi 595T, sức kháng bên 1370T.

4.3.3 So sánh kết quả dự báo lý thuyết và thí nghiệm

Các biểu đồ kết quả thí nghiệm của cọc TN05 được thể hiện trong hình 6:



trong đá cọc TN05: $Q_b = 780 \text{ T}$, $Q_s = 1270 \text{ T}$.

a) So sánh các sức chịu tải nền đá

Bảng 7. Kết quả dự báo sức chịu tải cọc theo các lý thuyết tính toán và thực tế - cọc TN05

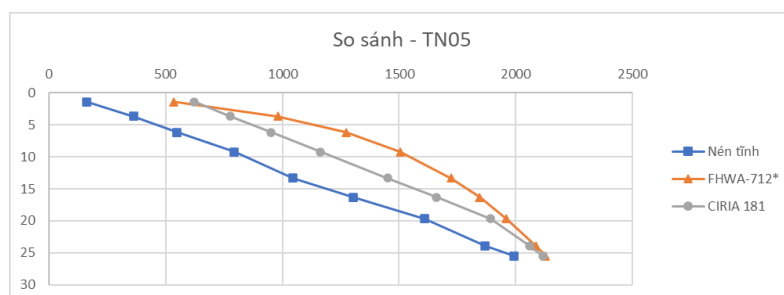
Sức chịu tải nền đá – cọc TN05	Chỉ tiêu cơ lý – TCVN	Kết quả SPT – TCVN	TC Anh – Ciria 181	TC Mỹ - FHWA-RD-95-712	Kết quả TN nén tĩnh
Ma sát thành (T)	1779	1656	1103	1370	1325
Sức kháng mũi (T)	593	662	922	595	666
Sức kháng tổng (T)	2372	2318	2025	1965	1991

Với cọc TN05, kết quả sức kháng của nền đá tính được theo tiêu chuẩn Việt Nam cho kết quả dự báo gần với thực tế hơn, nhưng sai số vẫn ở mức 20%. Với mức hội tụ như vậy, cần thêm ít nhất 1 bộ kết quả thí nghiệm để có dự báo đáng tin cậy (sai số dưới 10%). Tuy nhiên, việc hiệu chỉnh kết quả tính toán tỏ ra không hiệu quả (các giá trị được lựa chọn đều là giá trị trước hiệu chỉnh).

Kết quả sức kháng tính được theo tiêu chuẩn châu Âu và tiêu chuẩn Mỹ sau khi hiệu chỉnh cho kết quả chỉ sai lệch dưới 20% với sức kháng tổng. Tính toán theo CIRIA 181 cho kết quả sai lệch khá lớn về tỉ trọng sức kháng mũi và ma sát thành do

phương pháp này coi cọc làm việc như một khối thống nhất, việc chia ra thành phần sức kháng mũi và kháng bên chỉ mang tính quy ước. Tuy vậy, kết quả sức kháng tổng dự báo được có sai lệch khá nhỏ (3.5%). Tính toán theo FHWA-RD-95-712 tỏ ra phù hợp cho dạng nền này hơn cả: sai lệch sức kháng tổng là 2.1%, sai lệch sức kháng mũi là 2.7% và sai lệch sức kháng bên là 1.9%. Mức sai số đó là chấp nhận được, có thể cho phép sử dụng kết quả dự báo phục vụ tính toán và thi công cho cọc đại trà.

b) So sánh biểu đồ quan hệ tải trọng – chuyển vị đầu cọc dự báo và thực tế



Hình 7. Biểu đồ tải trọng – chuyển vị đầu cọc thực tế và biểu đồ dự báo lý thuyết – cọc TN05

Nhận xét sơ bộ, ta thấy sai số biểu đồ dự báo của cọc TN05 vẫn khá lớn ở các cấp tải đầu tiên, sau đó giảm dần ở các cấp tải lớn hơn. Ở các cấp tải gần sức kháng cực hạn, sai số vào khoảng 20%. Đó là mức sai số chấp nhận được, trong điều kiện các thông số địa chất của các lớp đá còn sơ sài, thiếu nhiều thông tin quan trọng.

5. Kết luận và kiến nghị

Cọc khoan nhồi trên nền đá sét bột kết phong hóa mạnh là dạng nền khá phổ biến ở Việt Nam. Loại đá này thường được xếp vào nhóm đá mềm yếu, cường độ tương đối thấp, tính chất cơ học phức tạp. Việc dự báo khả năng chịu tải của cọc trên nền dạng này hiện còn gặp nhiều khó khăn do các vấn đề như: thông số địa chất không đầy đủ, các lý thuyết tính toán chưa được nghiên cứu kỹ lưỡng, và chất lượng thi công đôi lúc không được đảm bảo như yêu cầu thiết kế.

Hiện tại, việc đánh giá khả năng của cọc trên nền đá sét bột kết tại Việt Nam có 2 hướng phổ biến: coi nền đá phong hóa như nền đá cứng để tính theo công thức cho cọc chống, hoặc coi nền là nền sét để tính theo kết quả thí nghiệm SPT. Tuy nhiên các hướng tính toán này có điểm chưa phù hợp về mặt lý thuyết. Thực tế với kết quả thí nghiệm cho công trình điển hình, kết quả dự báo sai lệch khá lớn, dẫn đến thiết kế theo hướng tính toán trên không tối ưu hoặc không đảm bảo an toàn.

Các tiêu chuẩn nước ngoài (tiêu chuẩn châu Âu và tiêu chuẩn Mỹ) có cung cấp lý thuyết và công thức tính toán cho riêng dạng nền đá sét bột kết phong hóa mạnh. Kết quả dự báo theo các lý thuyết tính toán theo tiêu chuẩn nước ngoài có độ tin cậy cao hơn trong trường hợp công trình điển hình trong bài báo, đặc biệt sau khi được hiệu chỉnh các số liệu đầu vào chưa rõ ràng từ kết quả thí nghiệm đầu tiên. Khi áp dụng các lý thuyết này, cần chú ý tới sự khác biệt trong cách xác định các thông số đầu vào giữa hệ thống tiêu chuẩn Việt Nam và tiêu chuẩn nước ngoài, đặc biệt là thông số cường độ chịu nén nở hông q_u , để có điều chỉnh phù hợp với lý thuyết tính toán.

Tác giả kiến nghị cần có thêm các nghiên cứu

và các bộ dữ liệu mẫu, cụ thể là các thông số đầu vào chi tiết của nền đá (bao gồm cường độ kháng nén, chất lượng đá, thớ nằm, thông số kháng cắt, modun đàn hồi,...) và các kết quả thí nghiệm khả năng chịu tải của cọc, để phục vụ xây dựng các công thức kinh nghiệm, các hệ số hiệu chỉnh phù hợp phục vụ tính toán sức chịu tải cọc khoan nhồi trên nền đá phong hóa sét bột kết trong điều kiện Việt Nam.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. TCVN 10304:2014, *Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế*.
2. TCVN 11823-10:2017, *Thiết kế cầu đường bộ - Phần 10: Nền Móng*.
3. TCVN 7572-10:2006, *Cốt liệu cho bê tông và vữa – Phương pháp thử - Phần 10: Xác định cường độ và hệ số hóa mềm của đá gốc*.
4. EN 1997-1:2004, *Eurocode 7 – Geotechnical design, European Committee for Standardization, Brussels. Part 1: General rules*.
5. BS 8004:2015, *Code of practice for foundations*, British Standards Institution.
6. BS EN ISO 22475-1:2006, *Geotechnical investigation and testing – Sampling methods and groundwater measurements – Part 1: Technical principles for execution*, British Standards Institution.
7. CIRIA report 181 (1999), *Piled foundation in weak rock*, Construction Industry Research and Information Association.
8. AASHTO (2017), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, 8th Edition, Washington D.C., USA.
9. FHWA-RD-95-172 (1997), *Load transfer for drilled shafts in intermediate geomaterials*, Federal Highway Administration, US Department of Transportation.
10. F. Kulhawy, J.P. Carter (1992), *Socketed foundations in rock masses*, Engineering in rock masses, F G Bell.
11. John A. Franklin (2000), *Cơ học đá công trình*, Nhà xuất bản Giáo dục.
12. Nguyễn Trung Sơn (2014), *Vấn đề khảo sát và tính toán sức chịu tải của cọc khoan nhồi trên nền đá phiến phong hóa nặng qua một số công trình cầu*, Tạp chí Cầu đường Việt Nam.
13. Lê Đức Tiến (2016), *Nghiên cứu khả năng chịu tải cọc khoan nhồi đặt trong tầng đá nứt nẻ*, Luận án Tiến sĩ Kỹ thuật, Đại học Giao thông Vận tải Hà Nội.

Ngày nhận bài: 14/3/2022.

Ngày nhận bài sửa: 28/3/2022.

Ngày chấp nhận đăng: 30/3/2022.