



VIỆN KHOA HỌC CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG



ĐOÀN TNCS HỒ CHÍ MINH BỘ XÂY DỰNG

**TUYỂN TẬP BÁO CÁO
HỘI NGHỊ KHOA HỌC CÁN BỘ TRẺ
LẦN THỨ XVI**

**PHẦN 3.
ĐỊA KỸ THUẬT - TRẮC ĐỊA CÔNG TRÌNH**

PHƯƠNG PHÁP LÝ THUYẾT ĐỘ TIN CẬY XÁC ĐỊNH HỆ SỐ MÔ HÌNH CỌC KHOAN NHỒI TRONG ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT VIỆT NAM

RELIABILITY THEORY APPROACH FOR DETERMINATION OF THE MODEL FACTOR BORED PILES IN VIETNAM'S GEOLOGICAL CONDITIONS

ThS. Bùi Đăng Lương

Viện Khoa học công nghệ xây dựng

Email: dangluong86@gmail.com.

TÓM TẮT: Tiêu chuẩn thiết kế Eurocode áp dụng phương pháp lý thuyết độ tin cậy để xác định hệ số độ bền. Eurocode 7 phần 1 cho phép sử dụng ‘hệ số mô hình’ $\gamma_{Rd} > 1$ trong tính toán độ bền để hiệu chỉnh cho phương pháp tính toán. Giá trị hệ số mô hình được xác định từ việc so sánh kết quả thử tải tĩnh với kết quả tính toán và có thể quy định trong các phụ lục Quốc gia. Bằng việc nghiên cứu, ứng dụng lý thuyết xác suất thống kê và lý thuyết độ tin cậy, bài báo khuyến cáo người thiết kế hiệu chỉnh hệ số độ bền cọc khoan nhồi bằng hệ số mô hình lớn hơn [1.0] trên cơ sở đặc trưng thống kê của tỷ số giữa giá trị thực đo từ kết quả thử tải tĩnh $R_{c,m}$ và giá trị dự tính theo cường độ đất nền $R_{c,p}$ qua phân tích thống kê xác định sức kháng đặc trưng dựa trên 16 bộ số liệu thí nghiệm thử tải tĩnh nén dọc trục cọc khoan nhồi.

TỪ KHÓA: Hệ số mô hình lý thuyết, độ tin cậy.

ABSTRACT: The Eurocode design standard applies the reliability theory method to determine the resistance factors. Eurocode 7 Part 1 allows a ‘model factor’ $\gamma_{Rd} > 1$ in calculate the resistance factors to correcte for the methodation. The model factor value is determined from comparing the static load test results with the calculated results and may be set by the National annex. By applying statistics and probability and reliability theory, the article recommends the designer need to be corrected resistance factors of bored piles by a model factor larger than [1.0] based on statistics characteristics of the ratio between real measured values from the static load test $R_{c,m}$ and estimated values from soil parameters $R_{c,p}$ by analyzing statistics characteristics of the capacity based on 16 results of static axial compressive load test of bored piles.

KEYWORDS: Model factor, Reliability theory.

1. CƠ SỞ LÝ THUYẾT

1.1. Nguyên tắc thiết kế

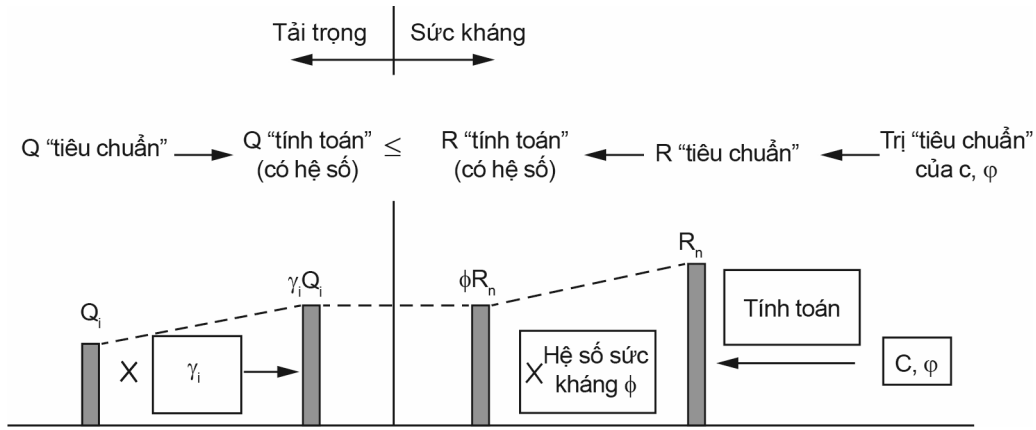
Nguyên tắc chung của thiết kế khả năng chịu tải của cọc đơn và móng cọc theo Eurocode 1997 (EN 1997) là theo phương pháp trạng thái giới hạn cực hạn ULS giống với phương pháp trạng thái giới hạn thiết kế theo hệ số tải trọng và sức kháng AASHTO 2017 (Load and Resistance Factor Design LRFD), tuy nhiên Eurocode 7 quy định tính toán độ bền đặc trưng của đất nền bằng việc áp dụng các hệ số an toàn riêng cho tác động, vật liệu và độ bền. Các trạng thái giới hạn cực hạn ULS gồm các trạng thái giới hạn của độ bền cọc đơn, độ bền móng cọc, phá hoại hoặc sụp đổ kết cấu móng do chuyển vị lớn của móng cọc. Trạng thái sử dụng SLS bao gồm chuyển vị móng vượt quá giới hạn cho phép.

Phương trình cơ bản biểu diễn điều kiện bền theo AASHTO LRFD 2017 [1] là:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (1)$$

Trong đó: η_i - hệ số liên quan đến tính dẻo, γ_i - hệ số tải trọng (hệ số vượt tải), Q_i - tải trọng tiêu chuẩn tác dụng, ϕ - hệ số sức kháng xác định dựa trên cơ sở thống kê ($\phi \leq 1.0$), R_n - sức kháng danh định xác định từ các giá trị đặc trưng của đất nền (c, ϕ).

Theo AASHTO LRFD, tải trọng có hệ số $\eta_i \gamma_i \geq 1.0$ được so sánh với tích số ϕR_n ($\phi \leq 1.0$), quá trình này được thể hiện trên Hình 1.



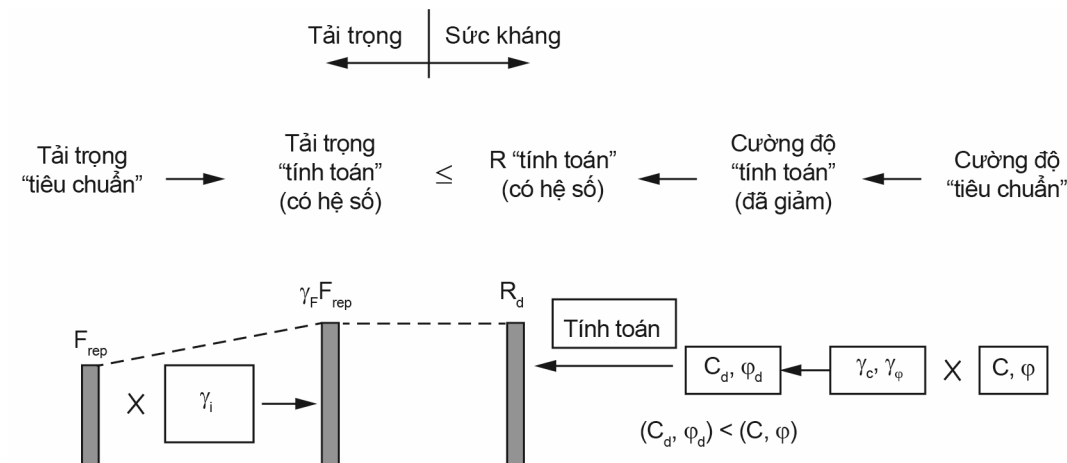
Hình 1. Hệ số tải trọng và hệ số sức kháng North American LRFD 2017 (AASHTO)

Theo AASHTO LRFD, ϕ hệ số sức kháng ≤ 1.0 , nghịch đảo giá trị này thì giống hệ số độ bền theo γ_R trong EN 1997. Việc kiểm tra cường độ theo EN 1997 [2] liên quan đến kiểm tra hệ quả tác động thiết kế không được vượt quá độ bền thiết kế tương ứng theo phương trình sau.

$$E_d = E \left\{ \gamma_F \psi F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_{nom} \pm \Delta a \right\} \leq R_d = \frac{R \{ \gamma_F \psi F_k; X_k / \gamma_M; a_{nom} \pm \Delta a \}}{\gamma_R} \quad (2)$$

Trong đó $\gamma_F, \gamma_M, \gamma_R$ - hệ số riêng phần cho tác động, vật liệu, độ bền. F_k, X_k, a_{nom} - giá trị đặc trưng của tác động, vật liệu, kích thước hình học cấu kiện, $F_{rep} = \psi F_k$ là hoạt tải đại diện.

Mặc dù phương pháp Theo AASHTO LRFD có nhiều đặc điểm giống với phương pháp thiết kế theo EN 1997, nhưng mỗi phương pháp lại sử dụng hệ số độ bền khác nhau. Quy trình tính toán theo EN 1997 được thể hiện trên Hình 2.



Hình 2. Hệ số tải trọng và hệ số độ bền European LRFD (EN 1997)

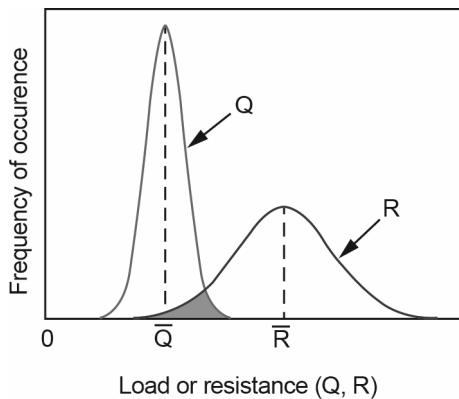
EN 1997 cho phép các quốc gia thành viên được lựa chọn theo 03 phương pháp tiệm cận thiết kế (Design Approach - DA) phù hợp. Tùy theo mỗi Quốc Gia mà có thể chọn một hay nhiều phương pháp thiết kế này cùng với phụ lục Quốc Gia của mình để sử dụng thiết kế các loại kết cấu địa kỹ thuật.

Trong quá trình triển khai EN 1997, một vài quốc gia chọn phương pháp thiết kế DA1 và DA3 theo hệ số an toàn riêng tải trọng và hệ số an toàn riêng vật liệu (cường độ vật liệu đất nền) để kiểm tra cường độ, trong khi một số quốc gia khác chọn phương pháp thiết kế DA2 có sử dụng hệ số an toàn tải trọng và hệ số độ bền (tương tự như phương pháp LRFD).

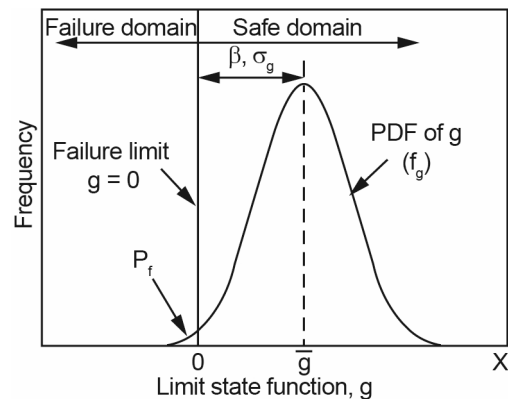
1.2. Phương pháp thiết kế theo lý thuyết độ tin cậy

1.2.1. Lý thuyết độ tin cậy

Khi phân tích độ tin cậy của kết cấu, xác suất phá hoại hay sự cố công trình được định nghĩa như là điều kiện mà trạng thái giới hạn đạt đến. Các hệ số điều chỉnh được lựa chọn để đảm bảo mỗi trạng thái giới hạn có xác suất xảy ra sự cố rất nhỏ và chấp nhận được. Để giải thích vấn đề này, các hàm mật độ xác suất của các biến ngẫu nhiên liên tục hiệu ứng tải $f(Q)$ và độ bền $f(R)$ là hai biến độc lập phân phối chuẩn (Hình 3 và Hình 4).



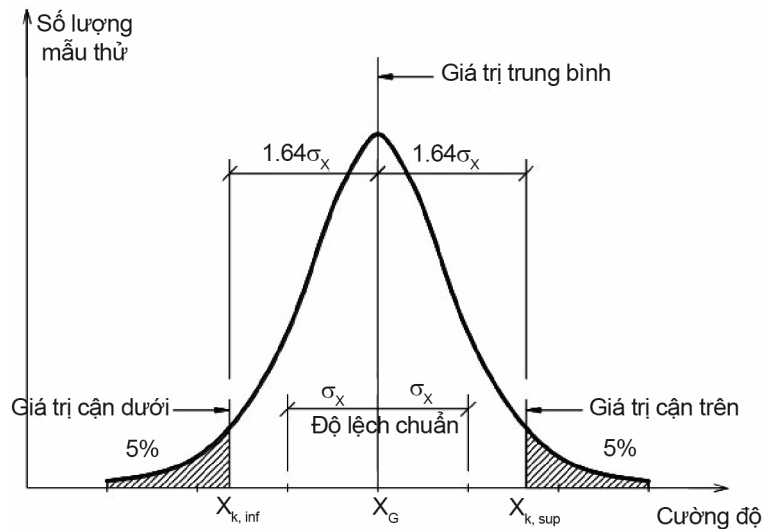
Hình 3. Hàm mật độ $f(Q)$, $f(R)$



Hình 4. Hàm mật độ $f(g = R - Q)$

Theo tính chất của hàm mật độ $\int_{-\infty}^{+\infty} f(x)dx = 1$, với mong muốn có xác suất an toàn 95% để độ bền thiết kế lớn hơn giá trị tải trọng, đồng nghĩa có 5% xác suất xảy ra sự cố. Khi đó xác suất sự cố $P_f = f(R < Q) = f(g < 0) = \int_{-\infty}^0 f_g(x)dx \leq 5\%$ là chấp nhận được.

Có rất nhiều dạng phân phối xác suất thường phân loại ra các dạng phân phối biến ngẫu nhiên rời rạc như phân phối Bernoulli, phân phối Poisson. Phân phối biến ngẫu nhiên liên tục như phân phối chuẩn, phân phối χ bình phương, phân phối T-Student. Thông thường khi không biết được các tham số về kỳ vọng và phương sai tổng quát thì thường dùng phân phối T-Student để xác định độ lệch chuẩn của mẫu thay vì tổng quát. EN 1990 [3] hướng dẫn cách xác định các đặc trưng của biến ngẫu nhiên (BNN) theo phân phối T-Student thể hiện trên Hình 5.



Hình 5. Hàm phân phối với độ tin cậy 95%

Giá trị cận dưới $X_{k,inf}$: là giá trị biên dưới của BNN X với mật độ xảy ra mong muốn 5%, nghĩa là có trên 95% xác suất xảy ra lớn hơn $X_{k,inf}$.

Giá trị cận trên $X_{k,sup}$: là giá trị biên trên của X với mật độ xảy ra mong muốn là 5%, nghĩa là có dưới 95% xác suất xảy ra nhỏ hơn $X_{k,sup}$.

Với độ lệch chuẩn không biết trước thì $X_{k,inf}$ và $X_{k,sup}$ được xác định theo công thức:

$$\left. \begin{array}{l} X_{k,inf} \\ X_{k,sup} \end{array} \right\} = m_X \pm k_n s_X = m_X (1 \pm k_n V_X) \quad (3)$$

Trong đó các giá trị đặc trưng cho BNN X gồm: m_X - giá trị trung bình (kỳ vọng) của X, độ lệch chuẩn của mẫu s_X , V_X - hệ số biến động (COV - coefficient of variation), k_n - hệ số thống kê phụ thuộc vào số lượng mẫu n, có thể tìm thấy trong bảng D1, EN 1990.

$$m_X = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}; s_X = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - m_X)^2}{(n-1)}}; V_X = \frac{s_X}{m_X}; k_n = t_{n-1}^{95\%} \sqrt{\frac{1}{n} + 1} \quad (4)$$

Trong đó n là số mẫu thử, $t_{n-1}^{95\%}$ là hệ số Student ứng với (n - 1) bậc tự do độ tin cậy 95%.

1.2.2. Xác định hệ số mô hình theo lý thuyết độ tin cậy

Để xét tới yếu tố không chắc chắn của các phương pháp tính toán, EN 1997 cho phép sử dụng hệ số mô hình (hệ số hiệu chỉnh) $\gamma_{R,d}$ để tăng độ tin cậy khi thiết kế. Giá trị hệ số mô hình có được từ việc so sánh kết quả thử tải tĩnh và kết quả dự báo. Giá trị hệ số mô hình được xác định từ phương pháp thống kê của rất nhiều kết quả thử tải cọc và chỉ định trong phụ lục từng quốc gia. Khi tính toán độ bền đặc trưng chịu nén $R_{c,k}$ của cọc theo đất nền, hệ số mô hình $\gamma_{R,d}$ được đưa vào theo công thức sau:

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = \frac{R_b}{\gamma_{R,d}} + \frac{R_s}{\gamma_{R,d}} = \frac{A_b \times q_b}{\gamma_{R,d}} + \frac{\sum A_{s,j} \times q_{s,j}}{\gamma_{R,d}} \quad (5)$$

Khi đó độ bền thiết kế chịu nén cọc $R_{c,d}$ theo đất nền sẽ được xác định:

$$R_{c,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} = \frac{1}{\gamma_{R,d}} \left(\frac{A_b \times q_b}{\gamma_b} + \frac{\sum A_{s,j} \times q_{s,i}}{\gamma_s} \right) \quad (6)$$

Trong đó: γ_b, γ_s - hệ số an toàn riêng cho độ bền thân cọc, mũi cọc. R_b, R_s - giá trị độ bền (sức chịu tải) chịu nén cực hạn mũi cọc, thân cọc. $R_{b,k}, R_{s,k}$ - giá trị độ bền chịu nén đặc trưng của mũi cọc, thân cọc. $A_b, A_{s,j}$ - diện tích mũi cọc và diện tích thân cọc ở đoạn thứ j. $q_b, q_{s,i}$ - độ bền cực hạn đơn vị mũi cọc và độ bền cực hạn đơn vị thân cọc ở lớp thứ i.

Bảng 1. Các hệ số độ bền cho cọc nhồi theo các phụ lục Quốc gia

Ký hiệu		Phương pháp thiết kế Design Approach (DA) theo EC7								
		DA2	DA1-1	DA1-1	DA2	DA2	DA2	DA2	DA1-1	DA2
		Hungary	Ailen	Anh	TBN	Áo	BaLan	Pháp	Bỉ	Sip
Hệ số mô hình	$\gamma_{R,d}$	1.1	1.75	1.4 ^(a) 1.2 ^(b)	1.4	1.3	1.25	1.375	1.2	1.25
Mũi	γ_b	1.25	1.25	1.0	1.35	1.1	1.1	1.1	1.2	1.1
Thân (nén)	γ_s	1.1	1.0	1.0	1.1	1.1	1.1	1.1	1.0	1.1
Tổng	γ_t	1.2	1.15	1.0	1.25	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
Thân (kéo)	$\gamma_{s,t}$	1.25	1.25	1.0	1.1	1.15	1.15	1.15	1.0	1.15
a) Áp dụng cho trường hợp có thí nghiệm cọc kiểm tra. TBN: Tây Ban Nha. b) Áp dụng cho trường hợp có thí nghiệm cọc thăm dò.										

Khi kiểm tra độ tin cậy của một quy tắc tính toán so với thí nghiệm thử tải cọc thì cần xem xét đến yếu tố như giá trị trung bình của dự báo so với giá trị trung bình của thử tải và độ biến động của dự báo. Không có quy tắc tính toán nào mà luôn đưa ra một kết quả dự báo cho mọi điều kiện đất nền với độ chính xác của khả năng chịu tải cọc là 100%. Ví dụ thí nghiệm thử tải cọc với mức độ tin cậy 95%, thì có nghĩa 95% xác suất xảy ra giá trị chịu tải đo được sẽ lớn hơn giá trị dự báo. Quy trình xác định hệ số mô hình này dựa theo lý thuyết bán xác suất và được quy định theo EN 1990 với mức độ tin cậy 95%.

Hệ số mô hình được xác định từ việc thiết lập biểu đồ tỷ số độ bền tính toán và độ bền thực đo $R_{c,p}/R_{c,m}$. Trong đó $R_{c,p}$ là giá trị độ bền theo tính toán và $R_{c,m}$ là giá trị thực đo.

Trên cơ sở biểu đồ này, người ta lựa chọn theo các phương pháp hệ số tương quan, hàm phân phối chuẩn với hệ số thống kê k_N được đánh giá bằng phân phối T-Student hay dạng logarit. Thiết lập điểm tới hạn (critical value) tương ứng với độ tin cậy yêu cầu trong dự báo: Yêu cầu đặt ra muốn chỉ có 5% kết quả đo được $R_{c,m}$ sẽ nhỏ hơn kết quả dự đoán $R_{c,p}$, thiết lập điểm tới hạn 5% của sự phân bố $(R_{c,m}/R_{c,p})_{5\%}$ theo công thức thống kê sau [4]:

$$\gamma_{cal} = \left(\frac{R_{c,m}}{R_{c,p}} \right)_{5\%} = \left(\frac{R_{c,m}}{R_{c,p}} \right)_{mean} \times \left[1 - V_X \times t_{n-1}^{5\%} \times \sqrt{\frac{1}{n} + 1} \right] \quad (7)$$

Trong đó:

V_X - hệ số biến động của giá trị tỷ số ($R_{c,m}/R_{c,p}$);

n - số lượng cọc thí nghiệm;

$t_{n-1}^{5\%}$ - hệ số Student ứng với $(n - 1)$ bậc tự do tại điểm tới hạn 5%;

γ_{cal} - giá trị điểm tới hạn.

Giá trị hệ số mô hình là:

$$\gamma_{R,d} = \frac{1}{\gamma_{cal}} \quad (8)$$

2. XÁC ĐỊNH HỆ SỐ MÔ HÌNH TRONG ĐIỀU KIỆN VIỆT NAM

Mô hình tính toán độ bền của đất nền dựa trên tải phá hoại đo được từ thí nghiệm thử tải hiện trường, dựa vào giả thiết tiêu chuẩn phá hoại. Theo AASHTO LRFD 2017, tải trọng được xem là tải trọng thử phá hoại khi gây ra độ lún đầu cọc bằng 5% đường kính cọc hoặc khi cọc chưa đạt độ lún 5% đường kính cọc nhưng độ lún tăng liên tục khi tải trọng giữ nguyên (tụt cọc).

Theo EN 1997, thí nghiệm thử tải tĩnh cọc được thực hiện trên cọc thử hoặc cọc kiểm tra. Trên đường cong quan hệ tải trọng - chuyển vị, sức chịu tải cực hạn là tải trọng quy ước ứng với chuyển vị giới hạn quy ước, EN 1997 kiến nghị sử dụng “độ lún đầu cọc bằng 10% đường kính cọc làm tiêu chuẩn phá hoại” khi không xảy ra hiện tượng tụt cọc. Theo EN 22477-1&2 [5] quy trình thử tải giống nhau nhưng thời gian giữ mỗi cấp tải và khoảng tải quy định khác nhau theo từng nước. EN 22477-1 kiến nghị khoảng thời gian giữ tải tối thiểu là 60 phút và hiệu độ lún cọc giữa các cấp tải phải nhỏ hơn 0,1mm/20 phút. Trong quá trình phát triển theo phụ lục Quốc gia, một số nước đã có những quy định riêng. Chẳng hạn ở Ý quy định phá hoại quy ước bằng 5% đường kính cọc nếu đường kính lớn hơn 0,8 m và 10% đường kính cọc nếu đường kính cọc bé hơn hoặc bằng 0,8m, độ lún giữa các cấp tải giảm dần hoặc không đổi.

Hệ số mô hình cần xác định phụ thuộc vào điều kiện địa chất, phương pháp thí nghiệm thử tải cọc, mô hình đất nền dự báo sức chịu tải cọc. Việc xác định hệ số mô hình sẽ được thực hiện qua các bước:

- Thu thập các kết quả nén tĩnh cọc và số liệu địa chất công trình liên quan.

- Xác định sức chịu tải cực hạn của cọc thực đo $R_{c,p}$ từ kết quả thử tĩnh phá hoại cọc theo điều kiện đất nền, là giá trị tải trọng thử tại điều kiện độ lún quy ước đầu cọc 5% đường kính cọc hoặc tụt cọc (phá hoại theo AASHTO 2017), và 10% đường kính cọc hoặc xảy ra hiện tượng tụt cọc (phá hoại theo EN 1997).

- Xử lý thống kê các số liệu dự báo sức chịu tải cọc theo đất nền và số liệu thí nghiệm.

- Xác định hệ số mô hình theo công thức (7) và (8) và đánh giá kết quả.

2.1. Số liệu thí nghiệm cọc

Số liệu thí nghiệm cọc được lấy từ kết quả thí nghiệm nén tĩnh dọc trục 16 cọc khoan nhồi thăm dò đường kính 1m; 1,2m và 1,5m. Tải trọng thí nghiệm nén tĩnh đến độ lún đầu cọc quy

ước 10% đường kính cọc hoặc tụt cọc khi chỉ gia tải nhỏ 10 kN cọc lún không dừng trong điều kiện địa chất thành phố Hồ Chí Minh [6]. Các cọc thí nghiệm được thi công bằng phương pháp khoan tạo lỗ trong dung dịch bentonite, điều kiện địa chất tương đồng là đất hỗn hợp (dính và rời): bùn sét, bùn cát, sét, sét pha, cát, cát pha (hình thành sức kháng hông cho cọc là chủ yếu). Các cọc được nén đến sức chịu tải cực hạn, tương ứng với độ lún quy ước đầu cọc $S = 5\%$ đường kính cọc theo AASHTO 2017 và $S = 10\%$ đường kính cọc theo EN 1997. Kết quả được trình bày tại Bảng 2.

2.2. Dự báo sức chịu tải cực hạn theo điều kiện đất nền

Sức chịu tải (độ bền) cực hạn cọc theo điều kiện đất nền được dự tính theo hai phương pháp theo tiêu chuẩn Anh BS 8004:2015 [7] và công thức G.1 của TCVN 10304:2014 [8].

Theo tiêu chuẩn Anh, sức chịu tải cực hạn của cọc đơn R_c được biểu diễn:

$$R_c = R_b + R_s = A_b \times q_b + \sum A_{s,j} \times q_{s,j} = \frac{\pi D^2}{4} \times q_b + \sum (\pi D L_i) \times q_{s,i} \quad (9)$$

$$q_{s,i} = \alpha \times c_{u,i} \text{ với đất dính, } q_{s,i} = K_s \times \sigma'_v \times \tan(\phi'_{cv,i}) \text{ với đất rời.}$$

$$q_b = 9 \times c_{u_base} \text{ với đất dính, } q_b = N_q \times \sigma'_{v_base} \text{ với đất rời.}$$

Trong đó: D - đường kính mũi cọc, L_i - chiều dài cọc trong lớp đất thứ i , q_b - độ bền cực hạn mũi đơn vị, $q_{s,i}$ - độ bền cực hạn thân đơn vị tại lớp đất thứ i . α - hệ số bám dính, $c_{u,i}$ - sức kháng cắt không thoát nước tại lớp đất i , K_s - hệ số nở ngang, N_q - hệ số sức chịu tải phụ thuộc vào góc ma sát trong ϕ' , σ'_v - ứng suất hữu hiệu theo phương đứng.

3. KẾT QUẢ TÍNH TOÁN

Các kết quả tính toán sức chịu tải theo điều kiện đất nền được trình bày tại Bảng 2.

Bảng 2. Tổng hợp sức chịu tải cực hạn thực đo và tính toán

Ký hiệu tên cọc	Đường kính D(m)	Chiều dài L(m)	Lớp đất tựa cọc	SCT theo nén tĩnh		SCT cực hạn tính toán	
				SCT thực đo theo AASHTO 2017 $R_{c,m1}$ (kN)	SCT thực đo theo EN 1997 $R_{c,m2}$ (kN)	BS 8004:2015 $R_{c,p1}$ (kN)	TCVN 10304:2014 $R_{c,p2}$ (kN)
TP1NL	1,2	54,9	Cát bụi chặt vừa	7554	9064	7498.6	8351.2
TPRC	1,2	59,5	Cát trung chặt vừa	10440	11600	10532.8	9278.5
TPCY	1,0	25,7	Cát bụi chặt vừa	5542	7009	5317.7	5203.4
TPCTL	1,2	39,1	Cát trung chặt vừa	8041	9600	7694.1	8838.5
TPCTN	1,2	54,4	Cát sỏi chặt vừa	11673	14726	12039.2	11191.4
TPABL	1,0	38,1	Cát mịn chặt vừa	5572*	5572	5056.3	5414.6
TPB1C	1,0	67,0	Cát mịn chặt vừa	12000	13000	13537.3	10245.9

Bảng 2 (tiếp theo)

Ký hiệu tên cọc	Đường kính D(m)	Chiều dài L(m)	Lớp đất tựa cọc	SCT theo nén tĩnh		SCT cực hạn tính toán	
				SCT thực đo theo AASHTO 2017 $R_{c,m1}$ (kN)	SCT thực đo theo EN 1997 $R_{c,m2}$ (kN)	BS 8004:2015 $R_{c,p1}$ (kN)	TCVN 10304:2014 $R_{c,p2}$ (kN)
TPB3C	1,2	58,8	Cát mịn chặt vừa	14760*	14760	14141.4	13467.2
TP96	1,2	73,9	Sét cát rất cứng	16346*	16346	17231.3	11237.8
TPB-1	1,0	40,2	Cát mịn chặt vừa	7070*	7070	4982.2	4629.3
TPB-3	1,2	75,4	Cát trung rất chặt	19672*	19672	19653.8	21036.6
TP2BT	1,5	74,0	Cát mịn rất chặt	30656*	30656	29664.6	32872.3
PTP1L	1,5	49,4	Cát mịn, rất chặt	16554*	16554	19852.3	19972.6
PTP2L	1,2	49,2	Cát mịn, rất chặt	14041	15515	11531	12107.5
PTP3L	1,0	50,0	Cát mịn, rất chặt	11289	12140	10461.8	9582
TP02L	1,5	71,8	Cát mịn chặt	14712*	14712	18811.6	16843.7

* Cọc lún không ngừng tại tải trọng gây ra độ lún đầu cọc bằng 5%D.

Áp dụng các công thức (7) và (8) có thể tìm được giá trị hệ số mô hình với mức độ tin cậy 95% thể hiện tại Bảng 3.

Bảng 3. Hệ số mô hình $\gamma_{R,d}$ theo kết quả thí nghiệm cọc khoan nhồi trong điều kiện địa chất Thành phố Hồ Chí Minh

Ký hiệu	BS 8004:2015		TCVN 10304:2014	
	$R_{c,m1}/R_{c,p1}$	$R_{c,m2}/R_{c,p1}$	$R_{c,m1}/R_{c,p2}$	$R_{c,m2}/R_{c,p2}$
TP1NL	1.0074	1.2088	0.9045	1.0854
TPRC	0.9912	1.1013	1.1252	1.2502
TPCY	1.0422	1.3181	1.0651	1.3470
TPCTL	1.0451	1.2477	0.9098	1.0862
TPCTN	0.9696	1.2232	1.0430	1.3158
TPABL	1.1020	1.1020	1.0291	1.0291
TPB1C	0.8864	0.9603	1.1712	1.2688
TPB3C	1.0437	1.0437	1.0960	1.0960
TP96	0.9486	0.9486	1.4546	1.4546
TPB-1	1.4191	1.4191	1.5272	1.5272
TPB-3	1.0009	1.0009	0.9351	0.9351
TP2BT	1.0334	1.0334	0.9326	0.9326
PTP1L	0.8339	0.8339	0.8288	0.8288
PTP2L	1.2177	1.3455	1.1597	1.2814

Bảng 3 (tiếp theo)

Ký hiệu	BS 8004:2015		TCVN 10304:2014	
	$R_{c,m1}/R_{c,p1}$	$R_{c,m2}/R_{c,p1}$	$R_{c,m1}/R_{c,p2}$	$R_{c,m2}/R_{c,p2}$
PTP3L	1.0791	1.1604	1.1781	1.2670
TP02L	0.7821	0.7821	0.8734	0.8734
$(R_{c,m}/R_{c,p})_{\text{mean}}$	1.025	1.108	1.077	1.161
V_X	0.140	0.158	0.177	0.174
$t_{n-1}^{5\%}$	1.753	1.753	1.753	1.753
γ_{cal}	0.766	0.791	0.733	0.796
$\gamma_{R,d}$	1.305	1.264	1.364	1.256

Theo Bảng 3 có thể nhận thấy hệ số mô hình $\gamma_{R,d}$ theo phương pháp tính toán tiêu chuẩn Anh BS 8004:2015 và TCVN 10304:2014 lần lượt là $\gamma_{R,d} = 1.305$ và $\gamma_{R,d} = 1.364$ tại tải trọng nén tĩnh tại độ lún 5%D hoặc tụt cọc (theo AASHTO 2017), $\gamma_{R,d} = 1.264$ và $\gamma_{R,d} = 1.256$ tại tải trọng nén tĩnh tại độ lún 10%D hoặc tụt cọc (theo EN 1997). Kết quả này cho thấy dựa vào giả thiết tiêu chuẩn phá hoại khác nhau sẽ tính toán ra các giá trị hệ số mô hình khác nhau. Kết quả cũng phù hợp với hệ số mô hình quy định trong phụ lục quốc gia Anh Quốc ($\gamma_{R,d} = 1.4$, có thể giảm $\gamma_{R,d} = 1.2$ nếu duy trì tải nén tĩnh đến phá hoại) và nằm trong khoảng lựa chọn hệ số mô hình theo phụ lục Quốc gia các nước Châu Âu thể hiện tại Bảng 1 ($\gamma_{R,d} = 1.1$ đến 1.75).

Khi tăng tải trọng nén tĩnh để cọc đạt đến trạng thái phá hoại hoặc phá hoại quy ước theo tiêu chuẩn phá hoại của AASHTO 2017 và EN 1997, hệ số mô hình giảm từ 1.305 xuống 1.264 khi dự báo sức chịu tải đất nền theo tiêu chuẩn Anh BS 8004:2015, và giảm từ 1.364 xuống 1.256 khi dự báo sức chịu tải đất nền theo tiêu chuẩn TCVN 10304:2014. Điều này có nghĩa độ tin cậy trong tính toán được tăng lên khi quy định độ lún đầu cọc tăng từ 5% lên 10% đường kính cọc làm tiêu chuẩn phá hoại. Tuy nhiên, luôn có độ biến động trong kết quả dự báo sức chịu tải cọc theo điều kiện đất nền với sức chịu tải thực tế, do đó giá trị hệ số mô hình $\gamma_{R,d}$ theo các phụ lục quốc gia luôn lớn hơn 1.0.

Theo kết quả tính toán, hệ số mô hình hiệu chỉnh khi cọc bị phá hoại theo tiêu chuẩn EN 1997 và Việt Nam chênh lệch là không đáng kể ($\gamma_{R,d} = 1.264$ và $\gamma_{R,d} = 1.256$).

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Dựa vào giả thiết tiêu chuẩn phá hoại khác nhau từ thí nghiệm thử tải tĩnh sẽ tính toán ra các giá trị hệ số mô hình khác nhau. Hệ số mô hình có giá trị khác nhau theo các phụ lục quốc gia và lựa chọn hệ số mô hình ảnh hưởng đến giá trị sức chịu tải tính toán của người thiết kế.

Kết quả phân tích các số liệu tính toán và thực nghiệm về sức chịu tải của cọc trình bày trong bài viết cho thấy hoàn toàn có thể áp dụng các phương pháp tính toán theo tiêu chuẩn Châu Âu EN 1997 kết hợp với các phụ lục Quốc gia bên cạnh các phương pháp tính toán truyền thống theo TCVN 10304:2014 trong điều kiện địa chất Thành phố Hồ Chí Minh, Việt Nam.

Khi tính sức chịu tải cọc theo điều kiện đất nền theo tiêu chuẩn châu Âu EN 1997, cần chú ý đến hệ số mô hình $\gamma_{R,d} > 1$ trong thiết kế để hiệu chỉnh hệ số độ bền trong tính toán.

Với kết quả tính toán theo số liệu được xét, tác giả kiến nghị có thể sử dụng hệ số mô hình thiên về an toàn $\gamma_{R,d} = 1.4$ khi thử tải tĩnh cọc chưa đạt đến trạng thái phá hoại hoặc phá hoại quy ước, hệ số mô hình làm tròn $\gamma_{R,d} = 1.3$ khi thử tải tĩnh đến trạng thái phá hoại trong điều kiện địa chất của Việt Nam.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] AASHTO (2017), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, 8th Edition, Washington, D.C., USA
- [2] EN 1997-1:2004, Eurocode 7 - *Geotechnical design*, European Committee for Standardization, Brussels. Part 1: General rules
- [3] EN 1990: 2002, *Eurocode - Basis of structural design*, European Committee for Standardization, Brussels
- [4] Bauduin C. Besix (2001), Design of Axially loaded compression piles according to Eurocode 7, *Designers' guide to EN 1997-1: Eurocode 7: Geotechnical design - General rules*, London: Thomas Telford
- [5] BS EN ISO 22477-1:2018, *Geotechnical investigation and testing. Testing of geotechnical structures Testing of piles: static compression load testing*
- [6] Ngô Châu Phương (2014), *Phân tích các yếu tố ảnh hưởng và cơ sở xác định các hệ số sức kháng cọc khoan nhồi móng mố trụ cầu ở khu vực thành phố Hồ Chí Minh*, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Đại học Giao thông vận tải Hà Nội
- [7] BS 8004: 2015, *Code of practice for foundations*, British Standards Institution
- [8] TCVN 10304:2014, *Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế*

MỘT SỐ QUY TRÌNH VÀ PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỌC TỪ KẾT QUẢ NÉN TĨNH

SOME PROCEDURES AND METHODS TO DETERMINATION OF THE PILE LOAD CAPACITY FROM THE PILE STATIC LOAD TEST RESULTS

ThS. Trần Đức Hiếu¹, KS. Lê Đức Minh²

^{1,2} Viện Khoa học công nghệ xây dựng

Email: duchieu.dktibst@gmail.com

TÓM TẮT: Trong việc xác định sức chịu tải cọc, xác định theo thí nghiệm nén tĩnh vẫn được xem là phương pháp có độ tin cậy cao và có thể được dùng để kiểm chứng các tính toán sức chịu tải cọc bằng các phương pháp khác (BS EN 1997-1:2004, 7.4.1(1)P[3]). Trong thực tế thường rất khó xác định điểm cực hạn của cọc từ đường cong liên tục thể hiện quan hệ tải trọng độ lún (BS EN 1997-1:2004, 7.6.1.1(3)[3]). Do đó việc xác định sức chịu tải cọc từ kết quả thí nghiệm nén tĩnh hiện nay còn chưa thống nhất giữa các hệ thống tiêu chuẩn. Bên cạnh đó mỗi tiêu chuẩn lại quy định các quy trình thí nghiệm nén tĩnh cọc khác nhau dẫn đến các phương pháp xác định sức chịu tải cọc khác nhau. Bài viết phân tích một số phương pháp xác định sức chịu tải cọc cũng như một số khác biệt cần lưu ý trong xác định sức chịu tải giữa thiết kế và thí nghiệm cọc.

TỪ KHÓA: Cọc, sức chịu tải cọc, nén tĩnh, pile, static load test.

ABSTRACT: In determining pile bearing capacity, static load testing is still considered a highly reliable method and can be used to verify pile load calculations by other methods (BS EN 1997-1:2004, 7.4.(1)P[3]). In practice, often difficult to define an ultimate limit state from a load settlement plot showing a continuous curvature (BS EN 1997-1:2004, 7.6.1.1(3)[3]). Therefore, the determination of pile load capacity from static compression test results is currently not consistent among standard systems. Besides, each standard stipulates different pile static compression test procedures leading to different methods of determining pile load capacity. The article analyzes a number of methods to determine the pile load capacity as well as some other things to note in determining the load capacity between the pile design and testing.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Sức chịu tải của cọc có thể xác định ngoài hiện trường theo các phương pháp thí nghiệm thử cọc bằng tải tĩnh, thí nghiệm thử cọc bằng tải động và thí nghiệm xuyên đất. Trong đó thí nghiệm thử tải tĩnh đánh giá chính xác nhất khả năng chịu tải của cọc và dùng để kiểm chứng giá trị sức chịu tải của cọc xác định bằng các phương pháp khác[1]. Điều này cũng được quy định tại tiêu chuẩn châu Âu (EN 1997-1) mục 7.4.(1)P[3].

Tải trọng khi thử tĩnh cọc đạt tới trị số làm cho độ lún của cọc tăng lên liên tục mà không tăng thêm tải thì cọc rơi vào trạng thái bị phá hoại và giá trị tải trọng đó được xem là sức chịu tải cực hạn của cọc. Điều này thường khó đạt được trong các thí nghiệm nén tĩnh vì khi đó chuyển vị đầu cọc là rất lớn và cần tải trọng rất lớn để đạt được điều này. Thí nghiệm sẽ rất tốn kém thậm chí trong nhiều trường hợp xảy ra phá hoại vật liệu cọc trước khi đạt đến chuyển vị lớn (chẳng hạn mũi cọc đặt vào đá gốc hay cuội sỏi). Do đó, trong hầu hết các tiêu chuẩn, sức chịu tải của cọc hoặc tải trọng cuối cùng được xác định theo một số định nghĩa dựa trên quan hệ tải

trọng - độ lún thu được từ thí nghiệm nén tĩnh. Tuy nhiên giá trị độ lún giới hạn quy định tại các tiêu chuẩn lại rất khác nhau, có tiêu chuẩn quy định theo tỷ lệ đường kính cọc, có tiêu chuẩn lại quy định theo độ lún giới hạn công trình.

Mỗi quy trình thí nghiệm cọc cũng như phương pháp xác định sức chịu tải cọc đều có những ưu điểm cũng như hạn chế riêng. Người thiết kế cần căn cứ trên mục đích thí nghiệm, điều kiện địa chất, loại cọc, điều kiện hiện trường... để lựa chọn quy trình thí nghiệm cũng như phương pháp xác định sức chịu tải cọc phù hợp để đạt được hiệu quả cao nhất.

Bên cạnh quy trình thí nghiệm tiêu chuẩn và chuyển vị giới hạn 10% đường kính cọc nêu tại chính văn, Tiêu chuẩn TCVN 9393:2012 còn đề cập đến các quy trình thí nghiệm đặc biệt (Phụ lục D) cũng như đưa ra nhiều phương pháp để xác định sức chịu tải cọc (Phụ lục E)[3].

Bài báo này tập trung phân tích các quy trình thí nghiệm nén tĩnh cọc, làm rõ các phương pháp xác định sức chịu tải cọc giúp người thiết kế có thêm thông tin để lựa chọn quy trình thí nghiệm cũng như phương pháp xác định sức chịu tải đáp ứng được mục tiêu thiết kế.

2. TỔNG QUAN VỀ CÁC QUY TRÌNH THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH CỌC VÀ PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỌC

2.1. Các quy trình thí nghiệm nén tĩnh cọc

Trong nghiên cứu và thực tiễn trên thế giới đã có rất nhiều phương pháp thí nghiệm và xác định sức chịu tải cọc theo kết quả nén tĩnh được đề cập trong các tài liệu đã được công bố (ASTM D1143-81, Butler và Hoy, 1977; Fellenius, 1975, 1980; Mohan và cộng sự, 1967; New York State DDT, 1974; Ủy ban cọc Thụy Điển, 1970; Weele, 1957; Whitaker, 1957, 1963; Whitaker và Cooke, 1961)[4]. Từ nhiều phương pháp thử tải có sẵn, bốn phương pháp sau có thể được đánh giá là các phương pháp thử tải thông dụng nhất. Tiêu chuẩn TCVN 9393:2012[2] cũng đã đề cập đến các quy trình thí nghiệm này bao gồm quy trình tiêu chuẩn tại chính văn và các quy trình đặc biệt nêu tại phụ lục D của tiêu chuẩn.

Quy trình gia tải chậm Slow Maintained Load Test Method (SM)

Quy trình này là quy trình tiêu chuẩn theo TCVN 9393:2012. Gia tải mỗi cấp 25% tải trọng thiết kế đến khi đạt 200% tải trọng thiết kế. Các cấp tải đều giữa tải cho đến khi cọc ổn định lún, cấp 200% giữ tải lâu hơn. Sau đó gia tải mỗi cấp 10% tải trọng thiết kế cho đến khi cọc phá hoại.

Đây là quy trình được xem là tiêu chuẩn và thường được ưu tiên sử dụng để xác định sự chịu tải cọc vì các cấp tải được giữ đến khi cọc ổn định lún. Tuy nhiên nhược điểm của quy trình này là thời gian thí nghiệm một cọc thường kéo dài (40 đến 70 giờ theo ASTM 1143[5]).

Quy trình gia tải nhanh Quick Maintained Load Test Method (QM)

Quy trình được đề xuất bởi Cục quản lý đường cao tốc Mỹ, ASTM 1143-81 với nội dung như sau:

- Gia tải tăng dần với 20 cấp tải đến tải trọng thí nghiệm 300% tải trọng thiết kế. Mỗi cấp tải khoảng 15% tải thiết kế;
- Mỗi cấp tải giữ trong thời gian 5 phút;
- Gia tải đến khi đạt tải thí nghiệm hoặc cọc bị phá hoại.

Thí nghiệm với quy trình gia tải nhanh có ưu điểm là thí nghiệm nhanh, hiệu quả kinh tế đối với các công trình yêu cầu số lượng cọc thí nghiệm lớn. Thời gian thí nghiệm khoảng 3 đến 5 giờ.

Do thời gian thí nghiệm nhanh do đó điều kiện thí nghiệm gần như không thoát nước. Quy trình được khuyến cáo không sử dụng để đánh giá độ lún của công trình.

Gia tải với số gia chuyển vị không đổi Constant Rate of Penetration Test Method (CRP)

Phương pháp này là được đề xuất bởi Ủy ban cọc Thụy Điển, Bộ Giao thông vận tải bang New York và ASTM D1143-81[5]. Độ lún đầu cọc duy trì với tốc độ 0.05 inch/phút (tương đương 1.25mm/phút). Thí nghiệm cho đến khi độ lún đầu cọc đạt 2 đến 3 inch (tương đương 50mm đến 75mm). Theo phụ lục D của TCVN 9393:2012, thí nghiệm kết thúc khi chuyển vị đầu cọc đạt 10% đường kính cọc.

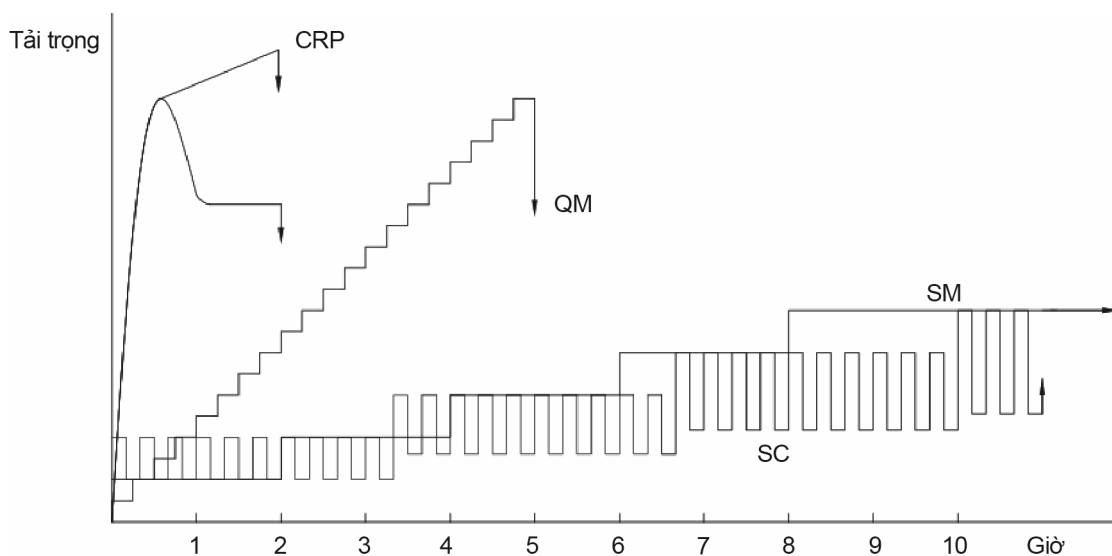
Ưu điểm chính của quy trình này là nhanh (2 đến 3 giờ) và tiết kiệm. Quy trình thí nghiệm này phù hợp với cọc ma sát tuy nhiên không phù hợp với cọc chống vì cần tải trọng rất lớn để mũi cọc xuyên vào lớp đất tốt như cát chặt, cuội sỏi... Hiện quy trình thí nghiệm này chưa được sử dụng phổ biến ở Việt Nam. Thiết bị thí nghiệm giống như quy định tại TCVN 9393:2012 nhưng riêng bơm thủy lực phải có van điều chỉnh lưu lượng để điều chỉnh tốc độ gia tải.

Thí nghiệm theo chu kỳ của Thụy Điển Swedish Cyclic Test Method (SC)

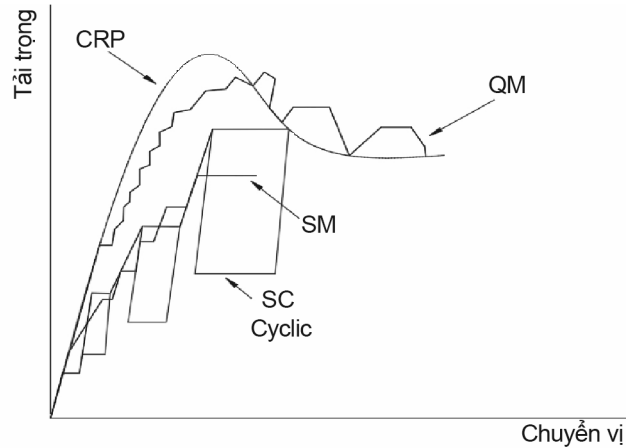
Phương pháp này do Ủy ban về móng cọc của Thụy Điển đề nghị áp dụng bao gồm các bước chính sau:

- a) Gia tải lên cọc bằng 1/3 tải thiết kế;
- b) Dỡ tải 1/6 tải thiết kế;
- c) Gia tải và dỡ tải 20 lần;
- d) Tăng tải thêm 50% so với tải mục (a) và lặp như mục (b);
- d) Tiếp tục cho đến khi cọc phá hoại.

Quy trình thí nghiệm này phức tạp và thời gian kéo dài (tương đương với quy trình gia tải chậm). Việc gia tải với tải lặp theo chu kỳ làm cho ứng xử của cọc có thể khác với cọc ban đầu. Quy trình này chỉ nên áp dụng cho các dự án đặc biệt khi mà cọc chịu tải trọng lặp theo chu kỳ là chính.



Hình 1. So sánh thời gian thí nghiệm theo các quy trình khác nhau (Fellenius, 1975[6])



Hình 2. So sánh quan hệ tải trọng - độ lún khi thí nghiệm nén tĩnh cọc theo các quy trình khác nhau (Fellenius, 1975[6])

Như trong hình 1, quy trình SM và SC là các quy trình thí nghiệm chậm nhất và quy trình CRP là quy trình thí nghiệm nhanh nhất. Hình 2 so sánh quan hệ tải trọng độ lún điển hình thu được tương ứng với bố loại quy trình thí nghiệm. Hình này cho thấy hình dạng của đường cong tải trọng độ lún theo quy trình CRP được xác định rõ điểm cọc bị phá hoại và phù hợp quy trình QM. Phương pháp kiểm tra SM là phương pháp thường được sử dụng ở Bắc Mỹ vì nó đơn giản, hầu hết các kỹ sư đều quen thuộc. Từ đường cong quan hệ tải trọng, độ lún thí nghiệm theo quy trình SM có thể ước lượng sơ bộ được độ lún của cọc dưới tải trọng thiết kế.

2.2. Các phương pháp xác định sức chịu tải cọc

Đường cong quan hệ tải trọng - độ lún được vẽ từ kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc sẽ được sử dụng để xác định sức chịu tải cọc theo các phương pháp khác nhau.

Cọc được xem là phá hoại nếu độ lún tăng nhanh trong khi tải trọng không tăng hoặc cọc không còn khả năng mang tải. Trong thực tế thường khó xác định được sức chịu tải của cọc do đó hầu hết các tiêu chuẩn đều quy định cọc phá hoại tại giá trị độ lún giới hạn chẳng hạn như 10% đường kính (BS EN 1997-1:2004, 7.6.1.1(3)[3]), 5% đường kính (O'Neill & Reese 1999), 1.5inch (38mm)[8] hay 0.75inch (19mm). Dưới đây là một số phương pháp xác định sức chịu tải cọc từ kết quả thí nghiệm nén tĩnh đã được công bố.

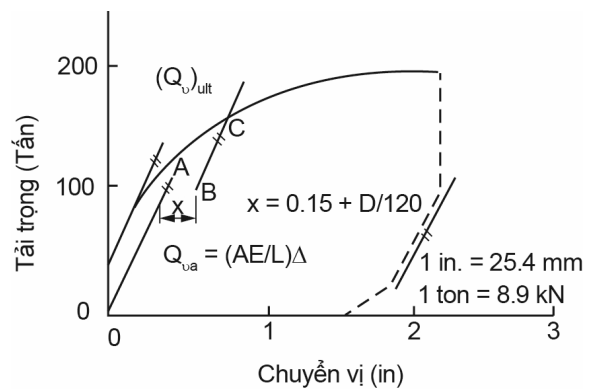
Phương pháp Davisson (1972)

Sức chịu tải của cọc tương ứng với điểm giao cắt giữa đường thẳng S_f và đường cong tải trọng - độ lún của cọc (Hình 3).

$$S_f = (Q_{va})L/AE + 0.15 + D/120 \text{ (in)} \quad (1)$$

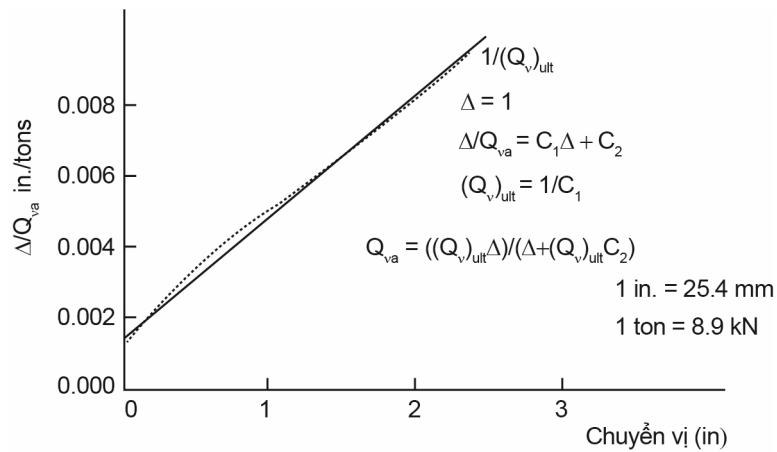
Phương pháp ban đầu dùng cho cọc ép, thí nghiệm theo quy trình nén nhanh (QM test).

Ưu điểm: Đường S_f vẽ được trước khi thí nghiệm do đó có thể dùng làm tiêu chí cho thí nghiệm.



Hình 3. Phương pháp Davisson 1972

Phương pháp Chin (1970, 1971)



Hình 4. Phương pháp Chin (1970, 1971)

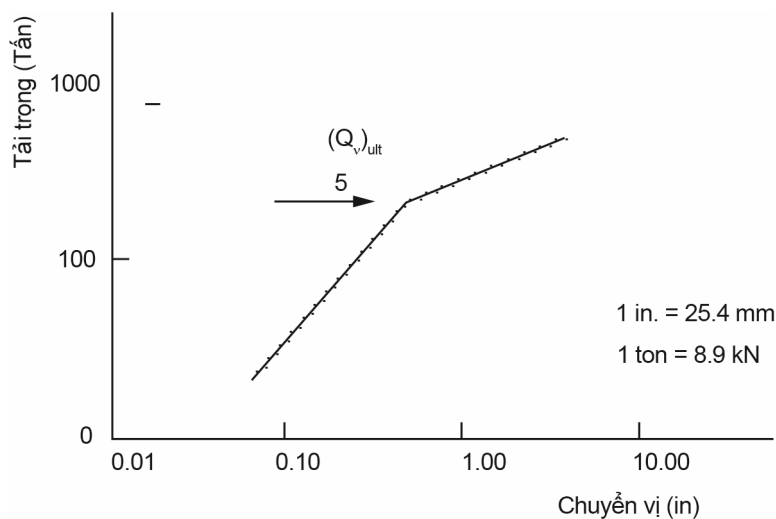
Về đường quan hệ giữa độ lún (Δ) và tỷ số độ lún/tải trọng (Δ/Q_{va}) trong đó Q_{va} là tải trọng tương ứng với độ lún (Δ) như Hình 4. Sức chịu tải cực hạn của cọc ($(Q_v)_{ult}$) chính là nghịch đảo độ dốc của đường quan hệ chuyển độ lún (Δ) và tỷ số độ lún/tải trọng (Δ/Q_{va}).

Phương pháp này có thể áp dụng cho cả quy trình thí nghiệm gia tải nhanh và gia tải chậm tuy nhiên chỉ phù hợp với thí nghiệm mà thời gian giữ tải các cấp là đều nhau. Lưu ý các điểm dữ liệu không nằm trên đường thẳng cho đến khi tải thí nghiệm vượt qua giới hạn Davission.

Phương pháp này không nên áp dụng đối với thí nghiệm theo quy trình tiêu chuẩn của TCVN 9393:2012 do theo quy trình này thời gian giữ tải các cấp là khác nhau.

Phương pháp De Beer

Theo phương pháp này, đường quan hệ tải trọng - độ lún của cọc được thể hiện với tỷ lệ logarit. Các điểm số liệu thí nghiệm sẽ nằm trên hai đường thẳng (Hình 5). Sức chịu tải cực hạn của cọc tương ứng với giao điểm của hai đường thẳng này.



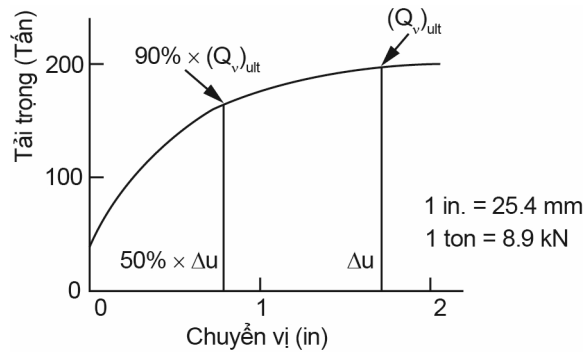
Hình 5. Phương pháp De Beer

Phương pháp này phù hợp với thí nghiệm theo quy trình gia tải chậm.

Phương pháp 90% của Brinch Hansen

Đây là phương pháp thử dần:

- Vẽ đường cong tải trọng - chuyển vị (Hình 6);
- Tìm giá trị sức chịu tải cực hạn $(Q_v)_{ult}$ và Δ_u sao cho với tải trọng thí nghiệm $90\%(Q_v)_{ult}$ thì chuyển vị đầu cọc bằng $50\% \Delta_u$.

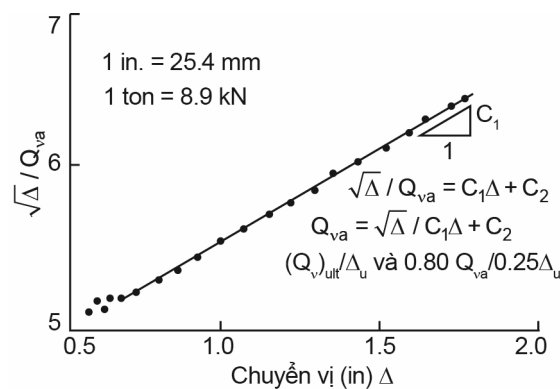


Hình 6. Phương pháp 90% của Brinch Hansen

Phương pháp này phù hợp với thí nghiệm nén tĩnh theo quy trình thí nghiệm với chuyển vị không đổi (CRP test).

Phương pháp 80% của Brinch Hansen

Cách xác định (Hình 7):



Hình 7. Phương pháp 80% của Brinch Hansen

- Vẽ đường cong quan hệ giữa $\frac{\sqrt{\Delta}}{Q_{va}}$ và Δ (trong đó Q_{va} là tải trọng tương ứng với độ lún Δ);

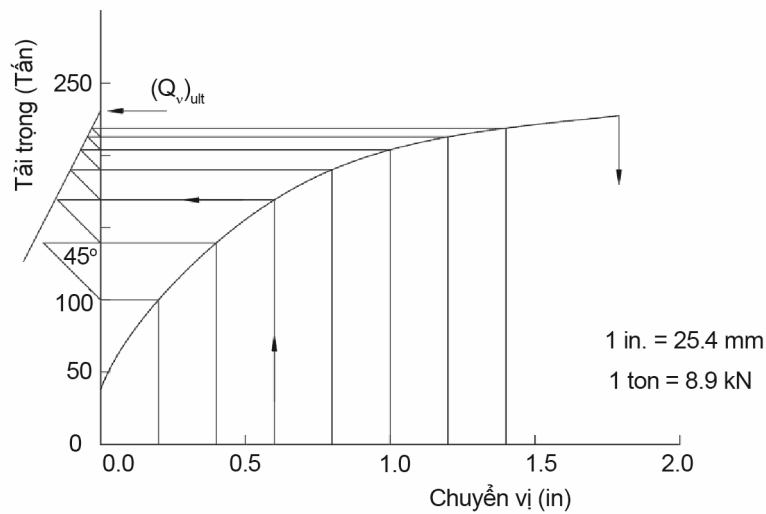
Giá trị sức chịu tải cực hạn $(Q_v)_{ult}$ và chuyển vị tương ứng Δ_u cho bởi công thức sau:

$$(Q_v)_{ult} = \frac{1}{2\sqrt{C_1 C_2}} \quad (2)$$

$$\Delta_u = \frac{C_2}{C_1} \quad (3)$$

Phương pháp này phù hợp xác định sức chịu tải từ kết quả thí nghiệm gia tải tốc độ chậm.

Phương pháp Mazurkiewicz



Hình 8. Phương pháp Mazurkiewicz

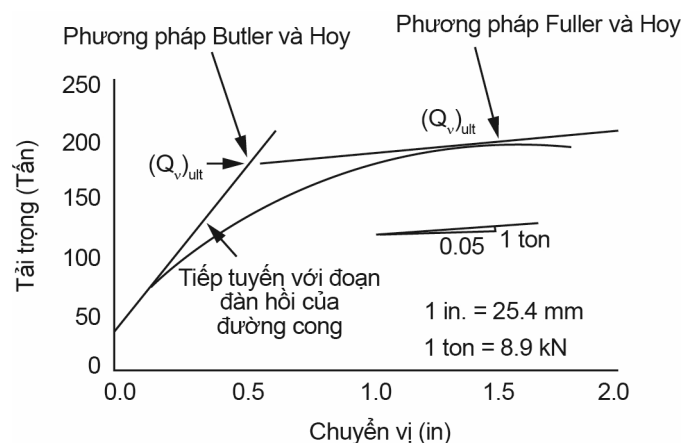
Cách xác định sức chịu tải cực hạn của cọc theo phương pháp của Mazurkiewicz được trình bày như Hình 8. Phương pháp này giả thiết đường cong tải trọng - độ lún xấp xỉ đường parabol.

Phương pháp Fuller và Hoy và Phương pháp Butler và Hoy

Theo Fuller và Hoy sức chịu tải cực hạn của cọc tương ứng với trên đường cong có độ nghiêng 0.05 inch/Tấn (Hình 9).

Phương pháp này phù hợp với quy trình gia tải nhanh (QM) tuy nhiên không phù hợp với cọc có chiều dài lớn (độ lún đàn hồi lớn).

Theo Butler và Hoy sức chịu tải cực hạn của cọc ứng với giao điểm của tiếp tuyến với đường cong quan hệ tải trọng - độ lún có độ nghiêng 0.05 inch/Tấn và đoạn thẳng ban đầu của đường cong (đoạn đàn hồi) hoặc đường thẳng đi qua gốc tọa độ song song với đường đỡ tải (Hình 9).

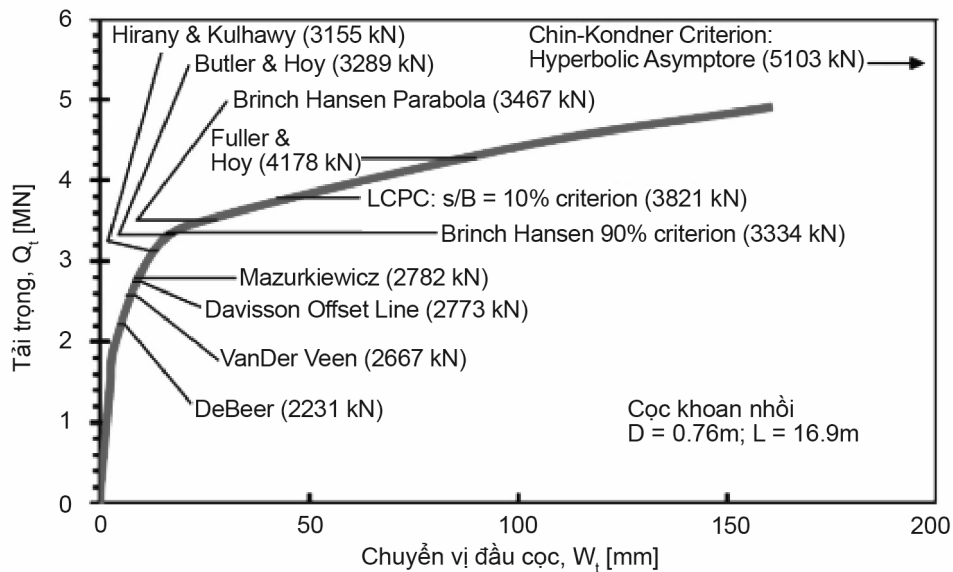


Hình 9. Phương pháp Fuller and Hoy

Phương pháp này phù hợp với quy trình gia tải nhanh (QM).

Nhận xét: Với mỗi cọc thí nghiệm cụ thể chỉ có một giá trị duy nhất được gọi là sức chịu tải cực hạn. Tuy nhiên mỗi quy trình thí nghiệm, mỗi phương pháp xác định dựa trên các tiêu chí

khác nhau sẽ xác định các giá trị sức chịu tải cực hạn khác nhau. Hình 10 là tổng hợp sức chịu tải cực hạn của cọc khoan nhồi đường kính 0.76m (30 inch) được thực hiện tại Viện Công nghệ Georgia[7].



Hình 10. So sánh sức chịu tải cực hạn của cọc xác định theo các phương pháp khác nhau (Hiranay and Kulhaway[7])

3. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỌC TỪ KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH THEO TIÊU CHUẨN VIỆT NAM

Trong lĩnh vực xây dựng dân dụng và công nghiệp ở nước ta hiện nay đang áp dụng TCVN 10304:2014 để tính toán thiết kế móng cọc và thí nghiệm nén tĩnh cọc theo TCVN 9393:2012. Tuy nhiên cần lưu ý rằng, theo mục 4.5.3 TCVN 9393:2012 thì sức chịu tải của cọc được xác định dựa ứng xử của cọc và nền (điểm phá hoại quy ước). Trong khi đó theo mục 7.3 TCVN 10304:2014 thì sức chịu tải của cọc theo thí nghiệm nén tĩnh được xác định theo độ lún giới hạn của công trình (tức là phụ thuộc vào kết cấu bên trên mà cọc chống đỡ).

3.1. Thí nghiệm nén tĩnh và xác định sức chịu tải cọc theo TCVN 9393:2012

Quy trình gia tải theo tiêu chuẩn TCVN 9393:2012 về cơ bản lấy theo quy trình gia tải tiêu chuẩn như trình bày ở trên.

Tải thí nghiệm bằng 250% đến 300% tải trọng thiết kế của cọc đối với trường hợp cọc thí nghiệm thăm dò và bằng 150% đến 200% tải trọng thiết kế của cọc đối với trường hợp cọc thí nghiệm kiểm tra.

Mỗi cấp tải không quá 25% tải thiết kế và thời gian giữ tải mỗi cấp đến khi cọc đạt ổn định lún quy ước nhưng không quá 2 giờ. Cấp tải 100% giữ tải 6 giờ để dự tính độ lún.

TCVN 9393:2012 quy định sức chịu tải giới hạn của cọc có thể xác định theo hai phương pháp:

- Phương pháp đồ thị (sức chịu tải giới hạn của cọc tương ứng với điểm đường cong bắt đầu biến đổi độ dốc hoặc xác định theo Phụ lục E);

- Phương pháp chuyển vị giới hạn: Sức chịu tải giới hạn bằng tải trọng tương ứng với chuyển vị bằng 10% đường kính hoặc chiều rộng cọc.

3.2. Xác định sức chịu tải cọc từ kết quả thí nghiệm nén tĩnh theo tiêu chuẩn thiết kế

Tiêu chuẩn 10304:2014 quy định quy trình thí nghiệm phải tuân theo TCVN 9393:2012.

Trị riêng sức chịu tải trọng nén của cọc $R_{c,u}$ lấy bằng tải trọng thử cọc ứng với độ lún S được xác định theo công thức:

$$S = \xi S_{gh} \quad (4)$$

Trong đó S_{gh} là độ lún giới hạn trung bình của móng nhà hoặc công trình (quy định tại TCVN 9362:2012), $\xi = 0.2$ là hệ số chuyển tiếp từ độ lún giới hạn của công trình sang độ lún của cọc thử. Nếu S lớn hơn 40mm thì lấy $S = 40\text{mm}$.

$$S = \xi S_{gh} + S_e \quad (5)$$

$$S_e = \beta \frac{NL}{EA} \quad (6)$$

Với cọc có chiều dài lớn cho phép kể thêm độ lún đầu cọc do biến dạng đàn hồi của vật liệu cọc (S_e) xác định theo công thức (6). Độ lún S để xác định sức chịu tải cực hạn được xác định theo công thức (5).

3.3. Một số lưu ý

- TCVN 10304:2014 quy định, sức chịu tải thiết kế của cọc phụ thuộc vào số lượng cọc trong móng (qua hệ số γ_k). Khi xác định sức chịu tải cọc theo kết quả nén tĩnh, sức chịu tải thiết kế của cọc còn phụ thuộc cả vào loại kết cấu công trình (phụ thuộc vào độ lún giới hạn của công trình S_{gh}). Như vậy cùng một cây cọc sẽ có sức chịu tải khác nhau nếu đặt trong các móng khác nhau cũng như công trình phía trên khác nhau. Cùng một loại cọc trong cùng công trình sẽ có sức chịu tải thiết kế khác nhau. Trong khi đó theo TCVN 9393:2012 tải trọng thí nghiệm được xác định từ sức chịu tải thiết kế của cọc do đó sẽ khó xác định được tải trọng thí nghiệm cọc.

- Tại ghi chú số 1 mục 7.3.2 TCVN 10304:2014 quy định thông thường phải thí nghiệm thử tải tĩnh cọc đến trạng thái phá hoại, khi có đầy đủ luận cứ cho phép lấy tải trọng thử cọc tối đa bằng $R_{c,u}$ đã dự tính. Trong khi theo TCVN 9393:2012 quy định tải thí nghiệm bằng 150%÷200% tải thiết kế đối với cọc kiểm tra và 250%÷300% tải thiết kế đối với cọc thăm dò.

- TCVN 10304:2014 quy định cách xác định sức chịu tải cọc (phụ thuộc vào chuyển vị giới hạn của công trình) khác với quy định tại TCVN 9393:2012 (chuyển vị giới hạn 10% đường kính cọc).

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Xác định sức chịu tải cọc từ thí nghiệm nén tĩnh cho kết quả đáng tin cậy nhất. Tuy nhiên có rất nhiều phương pháp xác định sức chịu tải cọc từ kết quả nén tĩnh, mỗi phương pháp cho giá trị sức chịu tải cọc khác nhau.

Các tiêu chuẩn thường quy định xác định sức chịu tải cực hạn của cọc bằng cách giới hạn độ lún đầu cọc. Trong trường hợp thí nghiệm cọc chưa đạt đến chuyển vị giới hạn theo tiêu chuẩn, sức chịu tải cọc có thể được xác định bằng phương pháp đồ thị phù hợp.

Bài báo đã tổng hợp lại các quy trình thí nghiệm và các phương pháp xác định sức chịu tải của cọc từ kết quả nén tĩnh đang được áp dụng trên thế giới đồng thời đưa ra một số lưu ý giúp người thiết kế có thể căn cứ vào mục tiêu thí nghiệm, điều kiện cụ thể của công trình để chỉ định quy trình thí nghiệm cọc cũng như lựa chọn phương pháp xác định sức chịu tải cọc phù hợp.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Tiêu chuẩn quốc gia (2014). *TCVN 10304:2014 Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế*
- [2] Tiêu chuẩn quốc gia (2012). *TCVN 9393:2012 Cọc - Phương pháp thử nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục*
- [3] BS EN 1997-1 (2004). *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules*
- [4] http://thuvienso.hau.edu.vn:8888/dspace/bitstream/hau/5002/16/16532_09.pdf
- [5] ASTM International (1981). *ASTM 1143: Standard Test Method for Piles under Static Axial Compressive Load*
- [6] Fellenius, B. H. "Test Load of Piles and New Proof Testing Procedure," J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 101, No. GT9, 1975, pp. 855-869
- [7] HIRANY A., KULHAWY F.H., *Conduct and interpretation of load tests on drilled shaft foundations*, Report EL-5915, 1988, Vol. 1, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, www.epri.com
- [8] Fellenius B. H. *What Capacity Value to Choose from the Results a Static Loading Test*. Deep Foundation Institute, Fulcrum Winter 2001, pp. 19 - 22

GIẢI PHÁP MÓNG CỌC NEO ĐƯỜNG KÍNH LỚN TRONG NỀN ĐẤT YẾU TẠI DỰ ÁN ĐIỆN MẶT TRỜI THUỘC TỈNH HẬU GIANG

THE APPLICATION OF LARGE DIAMETER SCREW PILE FOR SOFT SOIL AT THE SOLAR POWER PROJECT IN HAU GIANG PROVINCE

ThS. Hoàng Đức Hải
Viện Khoa học công nghệ xây dựng
Email: hoangduchai88@gmail.com

TÓM TẮT: Việc lựa chọn giải pháp móng trên đất yếu luôn là một vấn đề khó trong xây dựng và đặt ra nhiều vấn đề phức tạp cần được quan tâm nghiên cứu để đảm bảo sự ổn định của công trình. Phụ thuộc vào cấu trúc địa chất của nền, điều kiện thực tế và quy mô của mỗi dự án mà thiết kế sẽ lựa chọn giải pháp móng phù hợp nhất, đảm bảo hiệu quả kinh tế kỹ thuật. Bài báo này đề cập đến việc lựa chọn giải pháp móng và đánh giá hiệu quả của việc sử dụng cọc neo đường kính lớn trong nền đất yếu tại dự án điện mặt trời thuộc tỉnh Hậu Giang.

TỪ KHÓA: Móng cọc neo, đất yếu.

ABSTRACT: Choose a foundation solution on soft soil is always a difficult problem in construction and posing many complicated problems that need to be studied to ensure the stability of the building. Depending on the geological structure, the actual conditions and the scale of each project, the designer will choose the most suitable foundation solution, ensuring economic and technical efficiency. This paper mentions selection of solutions and evaluation of the effective of using large diameter screw piles in soft soil at the solar power project in Hau Giang province.

KEYWORDS: Screw pile, soft soil.

1. MỞ ĐẦU

Hiện nay lĩnh vực năng lượng tái tạo đang được chú trọng và phát triển mạnh mẽ trên cả nước, trong đó có vùng đồng bằng sông Cửu Long.

Căn cứ vào điều kiện địa chất công trình và quy mô của mỗi dự án, cần lựa chọn giải pháp móng phù hợp, đảm bảo hiệu quả kinh tế kỹ thuật. Bài báo này trình bày việc lựa chọn giải pháp móng và đánh giá hiệu quả của việc sử dụng cọc neo đường kính lớn trong nền đất yếu tại dự án điện mặt trời thuộc tỉnh Hậu Giang.

2. GIỚI THIỆU CÔNG TRÌNH

Dự án Nhà máy điện mặt trời Hậu Giang thuộc xã Hòa An, huyện Phụng Hiệp, tỉnh Hậu Giang có quy mô công suất 29MW với tổng diện tích khoảng 35 ha. Dự án bao gồm các hệ giàn thép đỡ tấm pin, có các cột dạng gối đỡ liên kết với móng. Tổng cộng có khoảng hơn 7.100 trụ đỡ tấm pin, được bố trí đều trên diện tích dự án, giữa trụ cách nhau 3m. Tại các gối đỡ, theo yêu cầu thiết kế, móng trụ đỡ tấm pin phải đáp ứng:

Lực nhỏ 5,83 kN;

Lực nén 10,14 kN;

Địa hình xây dựng dự án tương đối thấp và bằng phẳng. Toàn bộ dự án nằm trên nền đất yếu với chiều dày lớn.

Theo báo cáo kết quả khảo sát địa chất với 09 hố khoan sâu 16÷38m, địa tầng khu vực dự án gồm các lớp đất sau:

- Lớp 1: Sét màu xám đen, xám trắng lẫn hữu cơ, trạng thái chảy, giá trị SPT trung bình: $N_{SPT} = 0$ búa, chiều dày 2,1÷4,6m;

- Lớp 2: Sét màu xám đen, xám trắng, trạng thái chảy, giá trị SPT trung bình: $N_{SPT} = 0$ búa, chiều dày 1,7÷12,1m;

- Lớp 3: Sét pha màu xám đen, xám trắng, trạng thái chảy - dẻo chảy, giá trị SPT: $N_{SPT} = 0÷5$ búa, chiều dày 1,5÷13,7m. Độ sâu đáy lớp này tại HK2 là 30,1m;

- Lớp 4: Sét pha màu xám đen, xám trắng, đôi chỗ lẫn vỏ sò, trạng thái dẻo chảy, giá trị SPT: $N_{SPT} = 4÷5$ búa, chiều dày 1,5÷4,4m. Độ sâu đáy lớp này tại HK2 là 34,5m.

- Lớp 5: Sét pha màu xám đen, xám trắng, trạng thái dẻo mềm, giá trị SPT: $N_{SPT} = 7$ búa, chiều dày 1,8m. Độ sâu đáy lớp này tại HK2 là 36,3m.

- Lớp 6: Cát pha màu xám trắng vàng, trạng thái dẻo, giá trị SPT: $N_{SPT} = 17$ búa, chiều dày 1,7m. Độ sâu đáy lớp này tại HK2 là 38,0m.

Số liệu trên cho thấy từ mặt đất đến độ sâu 30m đều là các lớp đất yếu: sét, sét pha trạng thái chảy - dẻo chảy, giá trị xuyên tiêu chuẩn $N_{spt} = 0$. Các lớp đất có thông số về sức kháng cắt thấp, tính biến dạng lớn, lực dính trung bình $C = 0,097 \text{ kG/cm}^2$; góc ma sát trong trung bình $\phi = 3,395$, hệ số rỗng $e = 1,993$. Mực nước ngầm nằm nông, từ 0,3÷0,5m kể từ bề mặt đất tự nhiên. Bảng 1 trình bày tổng hợp một số chỉ tiêu cơ lý cơ bản của các lớp đất tại dự án.

Bảng 1. Một số chỉ tiêu cơ lý các lớp đất tại dự án

Lớp đất	Độ ẩm	Hệ số rỗng	Dung trọng	Góc ma sát	Lực dính	Ghi chú
	(%)	(e)	T/m ³	(độ)	(kG/cm ²)	
1	74,05	2,043	1,546	2,823	0,113	
2	83,08	2,316	1,498	1,358	0,074	
3	68,20	1,897	1,567	4,110	0,086	
4	48,63	1,345	1,675	7,839	0,134	
5	38,81	1,040	1,788	7,620	0,255	
6	28,91	0,750	1,896	17,641	0,174	

3. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP MÓNG

Đặc điểm của dự án cho thấy, tải trọng của hệ thống dàn thép đỡ và tấm pin là nhỏ, nhưng điều kiện địa hình thấp, nhiều nơi ngập nước, sinh lầy, mực nước dưới đất nằm nông và giải pháp móng hợp lý cần đạt được các tiêu chí sau:

- An toàn về chịu lực (nén và nhổ) và biến dạng lún;
- Thiết bị thi công phải gọn nhẹ phù hợp với điều kiện di chuyển trên hiện trường địa hình thấp, ngập nước;

- Liên kết kết cấu móng và các tấm pin là đơn giản và tiện lợi;
 - Dễ dàng chế tạo tại các công xưởng nhỏ và thuận tiện vận chuyển đến công trường cũng như giữa các trụ đỡ tấm pin;
 - Không cần thiết các công việc đào đắp phục vụ thi công móng và san lấp địa hình, chi phí thấp.
- Các phương án móng được phân tích trong bảng 2.

Bảng 2. Phân tích lựa chọn giải pháp móng cho dự án

TT	Phương án móng	Ưu điểm	Nhược điểm	Đánh giá chung
1	Móng nông	Đáp ứng được yêu cầu chịu tải; Không cần yêu cầu đặc biệt trong thi công.	- Công tác đào, lấp nhiều không phù hợp với quy mô công trình; - Phải huy động các thiết bị thi công cơ giới nặng; - Điều kiện thực tế dự án bị hạn chế trong việc cấp vật tư, điện thi công ...; - Không hiệu quả về kinh tế.	Không phù hợp
2	Móng cọc BTCT đổ tại chỗ	Đáp ứng được yêu cầu chịu tải.	- Tiến độ thi công chậm do công tác khoan tạo lỗ; - Chiều sâu cọc lớn do lớp đất yếu có chiều dày lớn; - Cọc cần có đường kính lớn để đảm bảo chịu tải ngang; - Điều kiện thực tế dự án bị hạn chế trong việc cấp vật tư, điện thi công ...; - Không hiệu quả về kinh tế.	Không phù hợp
3	Móng cọc BTCT thi công bằng phương pháp ép	Đáp ứng được yêu cầu chịu tải.	- Chiều sâu cọc lớn do lớp đất yếu có chiều dày lớn; - Cọc cần có đường kính lớn để đảm bảo chịu tải ngang; - Phải huy động thiết bị máy ép tải trọng lớn nên chi phí rất cao; - Không hiệu quả về kinh tế.	Không phù hợp
4	Móng cọc nhỏ BTCT và sử dụng công nghệ để hạ cọc	Đáp ứng được yêu cầu chịu tải.	- Chiều sâu cọc lớn do lớp đất yếu có chiều dày lớn; - Cọc có đường kính nhỏ khó đảm bảo chịu tải ngang; - Không hiệu quả về kinh tế.	Không phù hợp
5	Móng cọc neo	Có thể chế tạo sẵn trong nhà máy; Phù hợp với dự án không san lấp hoặc san lấp với chiều dày nhỏ; Chi phí hợp lý, tiến độ thi công nhanh.	- Cần có biện pháp chống ăn mòn trong điều kiện khí hậu nóng, ẩm.	Phù hợp với điều kiện thực tế dự án

Với tiêu chí trên, một số loại móng như móng nông, móng cọc BTCT đổ tại chỗ hay cọc ép, đóng tỏ ra không phù hợp do cần đào đắp trong điều kiện ngập nước, nước ngầm nông hoặc cần thiết các thiết bị thi công nặng, khó di chuyển, chi phí thi công cao. Nên giải pháp móng cọc neo là có tính ưu việt hơn cả, vừa đảm bảo khả năng chịu tải, vừa phù hợp với điều kiện thi công và đáp ứng được với hiệu quả về kinh tế.

Tính phù hợp của cọc neo còn thể hiện ở việc đáp ứng khả năng chịu lực khi mở rộng các cánh neo theo quy mô tải trọng, cũng là đáp ứng được biến dạng lún do tải trọng bản thân “cọc-gối đỡ”, dễ dàng thay đổi cao độ, liên kết phù hợp với cao độ của các tấm pin. Loại cọc này tránh được phụ tải vào nền (không có đài móng, đất đắp phía trên móng).

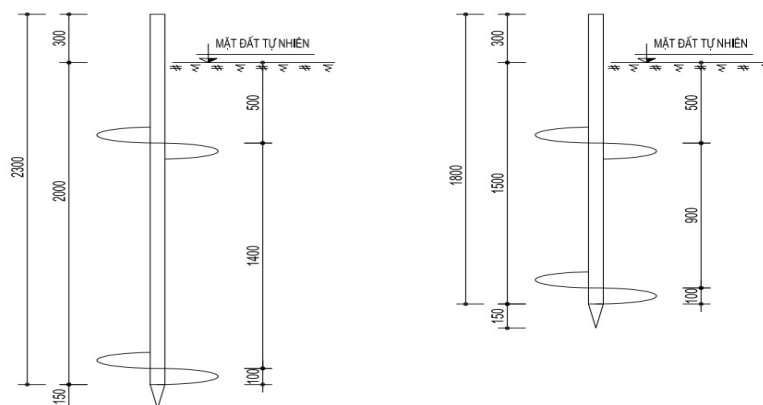


Hình 1. Cọc neo và thi công hạ cọc

Với mức độ “linh hoạt” của thiết kế cọc neo, bao gồm thân và cánh neo cho thấy cọc hoàn toàn có khả năng chịu được tải trọng và yêu cầu độ lún của công trình.

4. TÍNH TOÁN MÓNG CỌC NEO

Chi tiết móng cọc neo



Hình 2. Ví dụ chi tiết một móng cọc neo

Số liệu thiết kế cọc

Chọn cọc vít với đường kính ống D90mm;

Chọn chiều dài cọc khoảng 3m (tùy thuộc chiều cao lắp pin);

Chiều dài cọc trong đất 1.5m và 2.0m;

Đường kính cánh D600mm;

Số lượng cánh: 02 cánh, khoảng cách 0.9m và 1.4m.

Tính toán dự báo sức chịu tải của cọc neo

Theo tiêu chuẩn TCVN 10304:2014 Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế, giá trị tính toán sức chịu tải trọng nén, kéo ($R_{c,d}$, $R_{t,d}$) của cọc vít xác định theo công thức:

$$R_{c,d}(R_{t,d}) = \frac{R_{c,u}(R_{t,u})}{\gamma_k} \quad (1)$$

$$R_{c,u}(R_{t,u}) = \gamma_c [R_q + R_f] \quad (2)$$

trong đó:

γ_c : hệ số điều kiện làm việc, phụ thuộc vào loại tải trọng tác dụng lên cọc và điều kiện đất nền (bằng 0.7 khi chịu nén và 0.6 khi chịu kéo);

$R_{c,u}$: sức chịu tải trọng nén giới hạn của cọc;

$R_{t,u}$: sức chịu tải trọng kéo giới hạn của cọc;

R_q : là sức kháng của đất dưới mũi vít;

R_f : là sức kháng của đất trên thân cọc;

Sức kháng của đất dưới mũi vít, tính bằng kN, xác định theo công thức:

$$R_q = (\alpha_1 c_1 + \alpha_2 \gamma_1 h_1) A \quad (3)$$

trong đó:

α_1, α_2 : hệ số không thứ nguyên, phụ thuộc vào trị số góc ma sát trong tính toán ϕ_1 của đất ở vùng làm việc (vùng đất làm việc là vung đất xung quanh mũi vít có chiều dày bằng d);

c_1 : lực dính đơn vị của đất dính hoặc thông số tuyến tính của đất cát ở vùng đất làm việc, kPa;

γ_1 : giá trị tính toán trung bình khối lượng riêng của đất nằm bên trên cánh vít (với đất bão hòa nước có tính đến tác động đẩy nổi của nước), kN/m^3 ;

h_1 : chiều sâu mũi vít tính từ mặt đất thiên nhiên hay từ mặt đất thiết kế (khi có thiết kế đào đất), m;

A : diện tích tiết diện ngang mũi vít, m^2 , tính theo đường kính ngoài khi cọc chịu nén. Khi cọc chịu kéo A là hiệu của diện tích ngang của mũi vít trừ đi diện tích tiết diện ngang thân cọc.

Sức kháng của đất dưới mũi vít, tính bằng kN, xác định theo công thức:

$$R_f = u \sum_0^{h-d} f_i l_i \quad (4)$$

trong đó:

u : chu vi thân cọc, m;

f_i : cường độ sức kháng trung bình của lớp đất thứ “i” trên thân cọc, kPa;

h : chiều dài thân cọc ngập trong đất, m;

d : đường kính mũi vít, m.

Kết quả dự báo sức chịu tải nén và nhổ của cọc neo được trình bày tại bảng sau :

Bảng 3. Sức chịu tải nén, nhổ của cọc

TT	Hố khoan	D (m)	L (m)	$R_{c,u}$ (kN)	$R_{t,u}$ (kN)	γ	$N_{c,d}$ (kN)	$N_{t,d}$ (kN)	Ghi chú
1	HK1	0,6	1,5	27,2	23,01	1,75	15,6	13,1	
2	HK2	0,6	1,5	22,1	18,66	1,75	12,6	10,7	
3	HK3	0,6	1,5	25,2	21,30	1,75	14,4	12,2	
4	HK4	0,6	1,5	21,4	18,10	1,75	12,2	10,3	
5	HK5	0,6	1,5	19,0	16,02	1,75	10,8	9,2	
6	HK6	0,6	1,5	39,2	33,06	1,75	22,4	18,9	
7	HK7	0,6	1,5	21,4	18,05	1,75	12,2	10,3	
8	HK8	0,6	1,5	25,9	21,90	1,75	14,8	12,5	
9	HK9	0,6	1,5	15,5	13,13	1,75	8,9	7,5	

TT	Hố khoan	D (m)	L (m)	$R_{c,u}$ (kN)	$R_{t,u}$ (kN)	γ	$N_{c,d}$ (kN)	$N_{t,d}$ (kN)	Ghi chú
1	HK1	0,6	2	29,5	24,91	1,75	16,9	14,2	
2	HK2	0,6	2	24,3	20,54	1,75	13,9	11,7	
3	HK3	0,6	2	27,5	23,20	1,75	15,7	13,3	
4	HK4	0,6	2	23,5	19,84	1,75	13,4	11,3	
5	HK5	0,6	2	21,0	17,75	1,75	12,0	10,1	
6	HK6	0,6	2	41,4	34,96	1,75	23,7	20,0	
7	HK7	0,6	2	23,6	19,95	1,75	13,5	11,4	
8	HK8	0,6	2	28,2	23,86	1,75	16,1	13,6	
9	HK9	0,6	2	17,89	15,13	1,75	10,2	8,6	

Chiều dài cọc nên là $L_{cọc} \geq 1,5m$. Để đảm bảo chỉ số kinh tế kỹ thuật, chúng tôi kiến nghị chọn chiều dài cọc: $1,5m < L_{cọc} < 2,0m$.

Để có cơ sở triển khai vào thực tế, thi công thử nghiệm như trình bày trong mục 5 dưới đây.

5. THI CÔNG THỬ NGHIỆM CỌC NEO

Trên cơ sở tính toán thiết kế, tại dự án đã tiến hành thi công thử nghiệm 34 cọc thử phân bố theo lưới khắp trên mặt bằng dự án. Chiều sâu cọc thử trong đất là 1,5m và 2,0m, cánh neo D600. Trong khoảng chiều sâu hạ cọc, cọc neo được xem như nằm trong lớp sét chảy, dẻo chảy.

Bảng 4. Thông tin cọc thí nghiệm

TT	Nội dung	Đường kính cánh (mm)	Số lượng cọc thử	Thí nghiệm nén tĩnh cọc	Thí nghiệm nhỏ cọc	Ghi chú
1	Cọc neo sâu 1,5m	D600	20	6	14	
2	Cọc neo sâu 2,0m	D600	14	4	10	
Tổng cộng			34	10	24	

Theo hồ sơ thiết kế cọc và sức chịu tải thiết kế: chịu nén là 1,014 Tấn và nhỏ là 0,583 Tấn.

Quá trình thí nghiệm đã thực hiện:

- Thí nghiệm nhỏ đến 200% tải thiết kế P_{tk} cho 24 cọc neo sâu 1,5m và 2,0m;
- Thí nghiệm nén đến 150% tải thiết kế P_{tk} cho 10 cọc neo sâu 1,5m và 2,0m.



Hình 3. Thi công cọc thử và thí nghiệm cọc thử

Kết quả thí nghiệm nén và nhỏ các cọc thử trong bảng 5 và biểu đồ thí nghiệm của một cọc thử được trình bày ở hình 4.

Bảng 5. Kết quả thí nghiệm cọc

***Thí nghiệm nhỏ cọc**

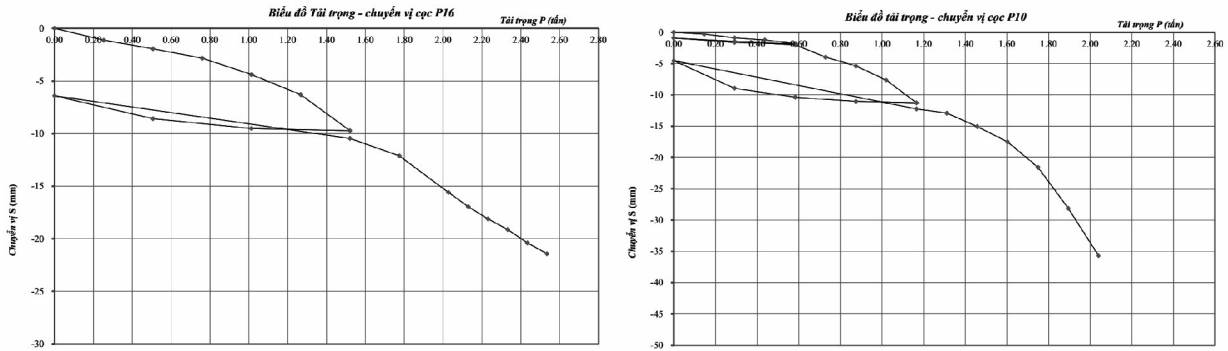
STT	Tên cọc	Thí nghiệm	Chiều sâu cọc (m)	Tải TK, tấn	% tải TN	Tải TN, tấn	Chuyển vị mm	Ghi chú
1	P1	Nhỏ cọc	1,5m	0,583	200%	1,166	22,56mm	
2	P2	Nhỏ cọc	1,5m	0,583	200%	1,166	7,45mm	
3	P3	Nhỏ cọc	1,5m	0,583	200%	1,166	13,13mm	
4	P6	Nhỏ cọc	2,0m	0,583	200%	1,166	8,16mm	
5	P8	Nhỏ cọc	2,0m	0,583	200%	1,166	11,61mm	
6	P9	Nhỏ cọc	1,5m	0,583	200%	1,166	4,51mm	
				0,583	400%	2,332	18,16mm	
7	P7	Nhỏ cọc	1,5m	0,583	200%	1,166	7,99mm	
8	P11	Nhỏ cọc	1,5m	0,583	200%	1,166	12,94mm	
9	P10	Nhỏ cọc	1,5m	0,583	200%	1,166	11,28mm	
				0,583	350%	2,041	35,72mm	

Bảng 5 (tiếp theo)

STT	Tên cọc	Thí nghiệm	Chiều sâu cọc (m)	Tải TK, tấn	% tải TN	Tải TN, tấn	Chuyển vị mm	Ghi chú
10	P12	Nhỏ cọc	1,5m	0,583	200%	1,166	10,87mm	
11	P15	Nhỏ cọc	1,5m	0,583	200%	1,166	11,86mm	
12	P28	Nhỏ cọc	1,5m	0,583	200%	1,166	11,21mm	
13	P31	Nhỏ cọc	2,0m	0,583	200%	1,166	14,46mm	
				0,583	400%	2,332	49,17mm	
14	P17	Nhỏ cọc	1,5m	0,583	200%	1,166	13,97mm	
15	P18	Nhỏ cọc	2,0m	0,583	200%	1,166	10,59mm	
16	P19	Nhỏ cọc	1,5m	0,583	200%	1,166	10,90mm	
17	P20	Nhỏ cọc	2,0m	0,583	200%	1,166	7,31mm	
18	P33	Nhỏ cọc	2,0m	0,583	200%	1,166	5,09mm	
19	P25	Nhỏ cọc	1,5m	0,583	200%	1,166	11,69mm	
				0,583	320%	1,866	40,78mm	
20	P24	Nhỏ cọc	2,0m	0,583	200%	1,166	3,21mm	
21	P22	Nhỏ cọc	2,0m	0,583	200%	1,166	23,25mm	
22	P37	Nhỏ cọc	2,0m	0,583	200%	1,166	13,22mm	
23	P38	Nhỏ cọc	2,0m	0,583	200%	1,166	18,07mm	
24	P21	Nhỏ cọc	1,5m	0,583	200%	1,166	9,62mm	
				0,583	325%	1,895	29,48mm	

***Thí nghiệm nén tĩnh cọc**

STT	Tên cọc	Thí nghiệm	Chiều sâu cọc (m)	Tải TK, tấn	% tải TN	Tải TN, tấn	Chuyển vị (mm)	Ghi chú
1	P16	Nén tĩnh	2,0m	1,014	150%	1,521	9,73mm	
				1,014	250%	2,535	21,43mm	
2	P30	Nén tĩnh	2,0m	1,014	150%	1,521	12,33mm	
3	P39	Nén tĩnh	1,5m	1,014	150%	1,521	8,63mm	
				1,014	250%	2,535	23,70mm	
4	P34	Nén tĩnh	1,5m	1,014	150%	1,521	23,70mm	
5	P5	Nén tĩnh	1,5m	1,014	150%	1,521	24,09mm	
6	P40	Nén tĩnh	2,0m	1,014	150%	1,521	7,81mm	
7	P23	Nén tĩnh	1,5m	1,014	150%	1,521	9,17mm	
				1,014	250%	2,535	24,37mm	
8	P14	Nén tĩnh	2,0m	1,014	150%	1,521	26,54mm	
9	P32	Nén tĩnh	1,5m	1,014	150%	1,521	7,90mm	
10	P29	Nén tĩnh	1,5m	1,014	150%	1,521	9,07mm	



Hình 4. Biểu đồ thí nghiệm nén cọc và nhô cọc

Căn cứ vào kết quả thí nghiệm và biểu đồ thí nghiệm nén, nhô cọc, ta thấy tại các cấp tải thí nghiệm, các cọc đều chưa bị phá hoại, chuyển vị của các cọc đều nằm trong giới hạn cho phép.

Với kết quả thử nghiệm trên, phương án cọc này đã được chủ đầu tư phê duyệt đưa vào thiết kế và thi công đại trà tại dự án.



Hình 5. Thi công cọc đại trà tại dự án

6. KẾT LUẬN

- Với kết quả thi công thử nghiệm cùng với việc đã áp dụng cho xây dựng thực tế tại dự án điện mặt trời Hậu Giang hoàn toàn khẳng định được “giải pháp móng cọc neo đường kính lớn” là hoàn toàn phù hợp với điều kiện địa chất của dự án, đồng thời giúp giảm đáng kể chi phí xây dựng.

- Qua thực tế thi công cho thấy giải pháp móng trên còn có thể sử dụng cho các loại công trình tương tự (tải trọng vừa và nhỏ) tại các khu vực có nền đất yếu.

- Ngoài tính ưu việt về sức chịu tải, thì cọc neo còn cho thấy sự phù hợp với công nghệ thi công trong đất yếu theo tiêu chí “không gây tải trọng phụ” vào nền công trình.

- Trong công tác thi công, giải pháp cọc neo có lợi thế là không cần huy động các thiết bị thi công cơ giới nặng, đây là yếu tố rất quan trọng và có tính cạnh tranh với các phương án khác khi thi công trên nền đất yếu.

- Giải pháp này để mở khả năng áp dụng đại trà, rộng rãi cho các loại hình công trình trong vùng đất yếu như đồng bằng sông Cửu Long, thành phố Hồ Chí Minh..., cũng như theo chiều hướng phát triển để đáp ứng với các công trình có tải trọng theo hướng “cao hơn”, chúng tôi đề xuất là cần có dự án nghiên cứu quy mô rộng hơn, đầy đủ hơn để “đảm bảo áp dụng với đa dạng loại công trình”, đem lại hiệu quả lớn hơn.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] TCVN 10304:2014 *Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế*
- [2] TCCS 57:2014/IBST *Cọc ATT - Chỉ dẫn thiết kế*
- [3] TCCS 58:2014/IBST *Cọc ATT - Thi công và nghiệm thu*
- [4] *Báo cáo khảo sát địa chất dự án nhà máy điện mặt trời Hậu Giang*

ĐÁNH GIÁ CHẤT LƯỢNG CẤU KIỆN BÊ TÔNG CỘT - VÁCH TẦNG HẦM BẰNG PHƯƠNG PHÁP PHẢN XẠ XUNG VÀ ĐỀ XUẤT PHƯƠNG PHÁP KHẮC PHỤC NHẪM ĐẢM BẢO CHẤT LƯỢNG

ASSESSMENT QUALITY OF CONCRETE STRUCTURAL COLUMNS - WALLS BASEMENT BY PULSE REFLECTION ULTRASONIC METHODS AND PROPOSED RESEARCH METHODS TO GUARANTEE QUALITY

KS. Phạm Văn Giang
Viện Khoa học công nghệ xây dựng
Email: giangpv413@gmail.com

TÓM TẮT: Cấu kiện bê tông tầng hầm như cột vách do công nghệ thi công thường tồn tại các khuyết tật bên trong như lỗ rỗng, vết nứt, tách lớp, rỗ đối với cột, vách và độ bất đồng nhất đối với tường vây. Vai trò chịu lực dọc trục của cấu kiện bê tông cột, vách, tường vây là rất quan trọng nên việc khảo sát đánh giá các khuyết tật bê tông là cần thiết. Để khảo sát vị trí, mức độ khuyết tật bê tông cột, vách, tường phương pháp siêu âm phản xạ xung được áp dụng, đây là phương pháp thí nghiệm không phá hủy tối ưu để khảo sát. Phương pháp không gây ảnh hưởng gì lên kết cấu cột vách, tường vây bê tông, có thể tiến hành nhanh cho kết quả đáng tin cậy. Thiết bị kiểm tra được chế tạo đặc biệt rất phù hợp để thí nghiệm cho cấu kiện bê tông có kích thước lớn với khả năng suất kết quả trực quan và rõ ràng giúp định vị vị trí khuyết tật và mức độ của chúng. Các khuyết tật được phát hiện sẽ sửa chữa bằng cách bơm vữa mác cao hoặc bơm keo chuyên dụng.

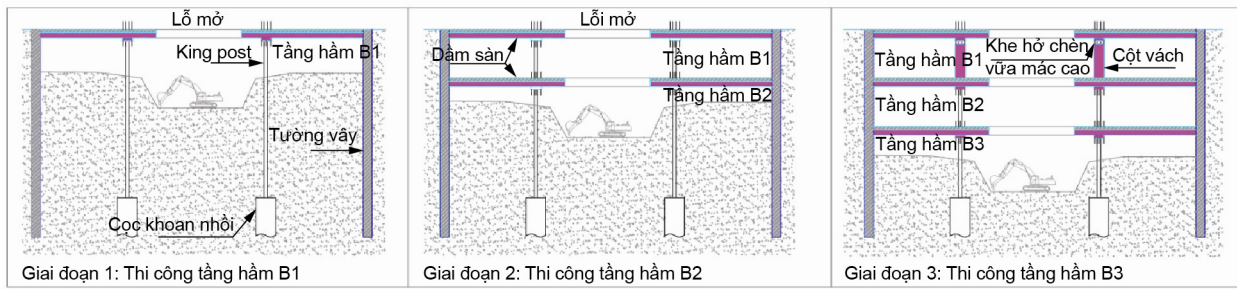
TỪ KHÓA: Cột, vách, xung siêu âm.

CDUVTCEV: *Concrete structures of the underground part due to construction technology often have internal defects such as voids, cracks, layer separation, honeycombing for columns and walls and heterogeneous concrete for diaphragm walls. The role of the axial load bearing of the column-walled concrete structure, the diaphragm wall in the underground part is very important, so it is necessary to survey and locate the concrete defects. To survey the position of defects in concrete columns, walls, diaphragm walls, pulse reflection ultrasonic method is the optimal non-destructive test method for survey. The method has no effect on concrete columns and walls, can be performed quickly for reliable results. The specially built test equipment is well suited for testing large concrete structures with its ability to produce clear and intuitive results. Detected defects will be repaired by injecting high-grade mortar or special glue.*

KEYWORD: *Column, walls, ultrasonic.*

1. GIỚI THIỆU

Kết cấu tầng hầm được thi công theo công nghệ Topdown hoặc Semi-Topdown sẽ thi công phần dầm sàn tầng 1 trước sau đó sẽ thi công các cột, dầm, sàn tiếp theo bên dưới. Công nghệ thi công như vậy nên việc thi công bê tông cột được thực hiện từ trên xuống dưới và có tồn tại khoảng hở trên đầu cột vị cần chèn vữa mác cao để lấp kín.



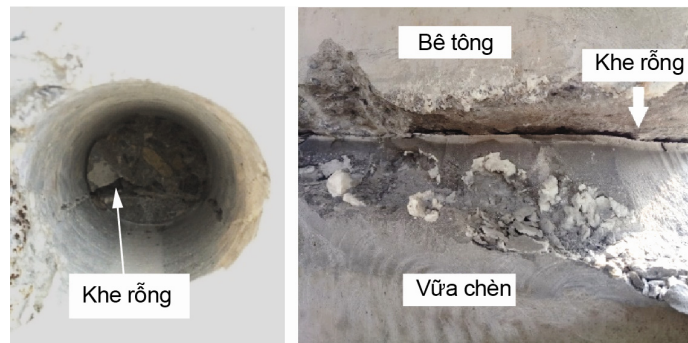
Hình 1. Một số giai đoạn thi công kết cấu tầng hầm theo công nghệ Topdown hoặc Semi-Topdown

Cấu kiện cột phải đảm bảo các tính chất cơ học của vật liệu bê tông, liên tục để có khả năng chịu lực theo đúng các giả thiết tính toán kết cấu. Vì thế, chất lượng chèn vữa cần phải được kiểm soát chặt chẽ không được xem nhẹ.



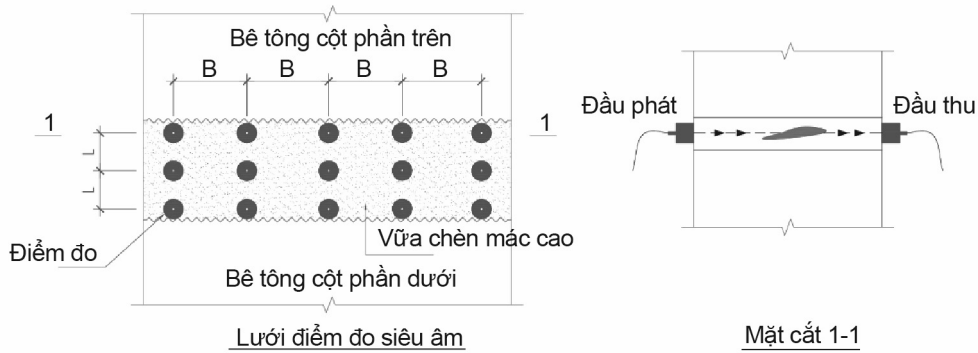
Hình 2. Công tác thi công bơm vữa chèn

Thực tế cho thấy nếu công nghệ thi công chèn vữa cổ cột vách không phù hợp hoặc quá trình kiểm soát chất lượng thi công có vấn đề thì sự xuất hiện các khe nứt hoặc lỗ rỗng lớn trong khối vữa chèn làm giảm yếu tiết diện tính toán của cột là hoàn toàn có thể xảy ra (Hình 3). Vấn đề này có thể ảnh hưởng khả năng chịu lực của kết cấu cột nói riêng và khả năng chịu lực của tổng thể công trình nói chung.



Hình 3. Khe rỗng nứt tại mặt tiếp xúc phía trên vữa chèn-bê tông

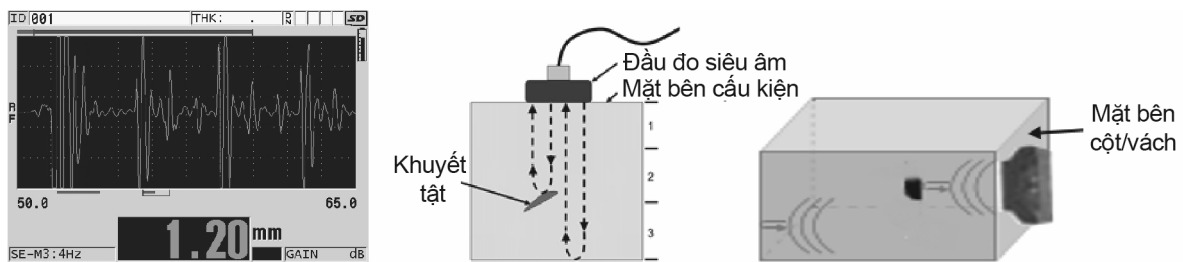
Để khảo sát đánh giá chất lượng chèn vữa cổ cột, vách trước đây thường sử dụng phương pháp siêu âm hai đầu đo áp dụng phát thu sóng dọc (longitudinal wave). Phương pháp cho phép đánh giá độ đồng nhất lớp vữa nằm trên đường truyền sóng từ đầu phát đến đầu thu. Tuy nhiên phương pháp này không chỉ ra vị trí chính xác, phạm vi khuyết tật (lỗ rỗng) nếu có. Các vị trí đo khó có thể thực hiện liên tục nên không phản ánh được mức độ giảm yếu của toàn bộ tiết diện cột.



Hình 4. Vị trí đầu đo điện hình của thiết bị siêu âm 02 đầu đo

2. NGUYÊN LÝ PHƯƠNG PHÁP

Phương pháp sử dụng nguyên lý phản xạ sóng siêu âm (shear wave - sóng có phương dao động vuông góc với phương truyền sóng) khi gặp môi trường có tính chất khác nhau. Xung nguồn được phát từ một phía của bề mặt kết cấu và lan truyền xa, khi gặp vùng vật chất có tính chất khác gây ra phản xạ ngược lại và thiết bị có thể ghi nhận sự xung phản xạ này. Dựa vào hiện tượng trên có thể phát hiện vị trí và đánh giá đặc điểm của vùng vật chất có tính chất khác kia.



Hình 5. Sự phản xạ xung sử dụng máy Pundit 250 Array phát hiện khuyết tật

Xung phản xạ là phản hồi của xung ban đầu. Trong cấu kiện cột, vách đồng nhất xung phản xạ xuất hiện tương ứng vị trí mép đối diện của vách cột và phản xạ qua lại cho hình ảnh biên độ xung lặp lại đều đặn nhưng có biên độ giảm dần. Nếu khuyết tật tồn tại trong kết cấu xung phản xạ sẽ xuất hiện sớm hơn so với vị trí mép cột.

3. PHẠM VI CỦA PHƯƠNG PHÁP

+ Ưu điểm:

- Xác định khe nứt, lỗ rỗng trong cấu kiện cột vách bê tông hoặc các vật liệu khác có thành phần cấu tạo và tính chất cơ lý như bê tông (vữa mác cao, sika...);
- Phương pháp xác định được tối ưu lỗ rỗng, khe nứt bê tông cốt thép vách khu vực phía trong cột thép chịu lực (từ mép tiết diện vào 10cm) và bên ngoài phạm vi Kingpost;
- Phương pháp siêu âm này xác định khuyết tật có kích thước $\geq 2.0-2.5\text{cm}$ thấy rõ nhất khuyết tật có kích thước $\geq 3\text{cm}$, xác định được vị trí và phạm vi khuyết tật.

+ Nhược điểm:

- Các vật liệu có thành phần cấu tạo và tính chất cơ lý khác với bê tông sóng siêu âm sẽ phản xạ lại khi gặp những vật liệu này và máy sẽ coi đây là khuyết tật giống như khe nứt, rỗng (như ống sắt, Kingpost, xốp, gỗ...);

- Phương pháp siêu âm này không xác định được bản chất khuyết tật (thanh sắt, xốp, gỗ, rỗng, nứt...);

- Đối với khuyết tật nhỏ nằm sát hoặc bị che chắn bởi thanh sắt, Kingpost phương pháp này khó phát hiện.

4. THIẾT BỊ ĐO KIỂM TRA

Thiết bị minh họa trong báo cáo có tên gọi Pundit 250 Array do Công ty Proceq SA, Thụy Sĩ chế tạo. Proceq là công ty chuyên chế tạo các thiết bị thí nghiệm, thiết bị đo không phá hủy (NTD) có hàm lượng công nghệ rất cao và có lịch sử phát triển lâu đời từ năm 1954 đến nay. Một số thông số kỹ thuật chính của thiết bị Pundit 250 Array được trình bày dưới đây:

Hiển thị	Màn hình 7" 800 × 480
Kích thước bộ 8 kênh	240 × 273 × 150 mm
Tần số đầu đo danh nghĩa	Sóng cắt 50 kHz
Phạm vi đo	0 - 1000 μ s
Độ phân dải	1 μ s
Điện áp xung	+/-150 V
Hình dạng xung	Hình chữ nhật
Độ trễ xung	8 - 200 ms
Giải tần	15 - 100 kHz
Khuếch đại tín hiệu	0-80dB
Pin	6 × NiMH, Size AA, 2300 mAh
Thời gian hoạt động	> 7 h

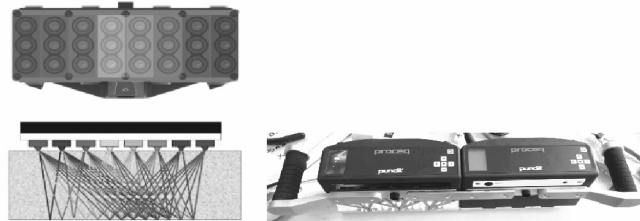


Hình 6. Thiết bị đo Pundit 250 Array

Thiết bị cho phép đến độ sâu từ 50-100cm tùy thuộc vào điều kiện vật liệu truyền sóng.

Thiết bị Pundit 250 Array cho phép đo theo nhiều phương pháp ứng với đầu đo đi kèm khác nhau. Trong phương án khảo sát vết nứt hoặc lỗ rỗng chìm bên trong vật liệu kết cấu, có thể thấy các đầu thu phát tích hợp trên cùng một đầu đo có khả năng tạo ra một mạng lưới lập thể $n*(n-1)$ các đường truyền sóng so với phương pháp thông thường với 2 đầu đo chỉ có một đường truyền sóng. (n - số lượng đầu đo trên thiết bị, Hình 7 $n = 24$).

Kết hợp đánh giá thời gian thu được của xung phản xạ trên tất cả các đường truyền sóng, vị trí và hình dáng của khuyết tật sẽ được xác định rõ có độ tin cậy rất cao.



Hình 7. Máy đo tại hiện trường hoạt động 8 kênh và kết hợp 16 kênh

Thiết bị này cho kết quả nhận diện bằng các phổ màu, có thể đánh giá trực tiếp tại hiện trường. Với các dự án có chiều dài cấu kiện nhỏ hơn 4m có thể thực hiện kiểm tra 30-40 cấu kiện/ngày.

5. QUY TRÌNH ĐO KIỂM TRA VÀ TIÊU CHUẨN THAM KHẢO

5.1. Quy trình đo kiểm tra

Quy đo kiểm tra bao gồm các bước sau:

a) Chuẩn bị đo

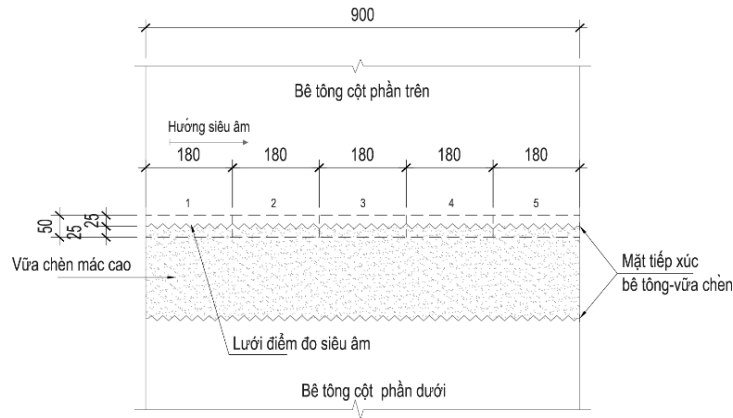
+ Khảo sát sơ bộ cột/vách, xác định vị trí chèn vữa nổi cột và vị trí tiếp xúc của lớp vữa với phần bê tông cột phía trên;

+ Đục, tẩy, mài những vị trí vật liệu không phẳng đầu đo tiếp xúc tốt với cấu kiện;



Hình 8. Mài phẳng bề mặt cấu kiện và kẻ lưới điểm đo

+ Thiết lập lưới đo theo chiều dài cột/vách, lưới đo bao gồm ô có kích thước 10×18cm nằm trên mặt tiếp xúc vữa chèn - bê tông phía trên của cấu kiện.



Hình 9. Bố trí điểm đo siêu âm mặt bên cột điển hình

b) Đo kiểm tra

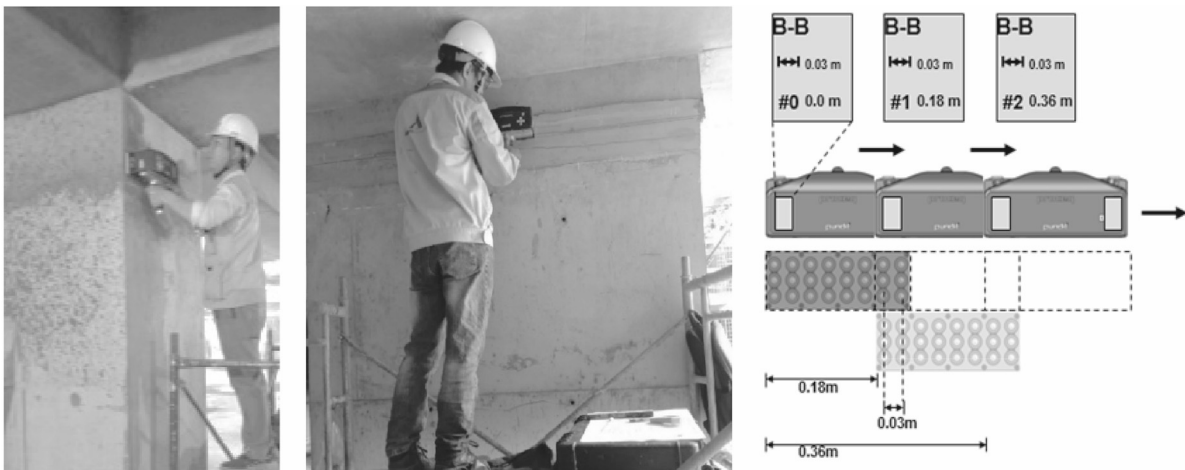
Kiểm tra các đầu đo bằng thanh nhựa chuyên dụng trước khi áp đầu đo lên bề mặt cột/vách, đảm bảo tất cả đầu đo hoạt động tốt và chính xác.



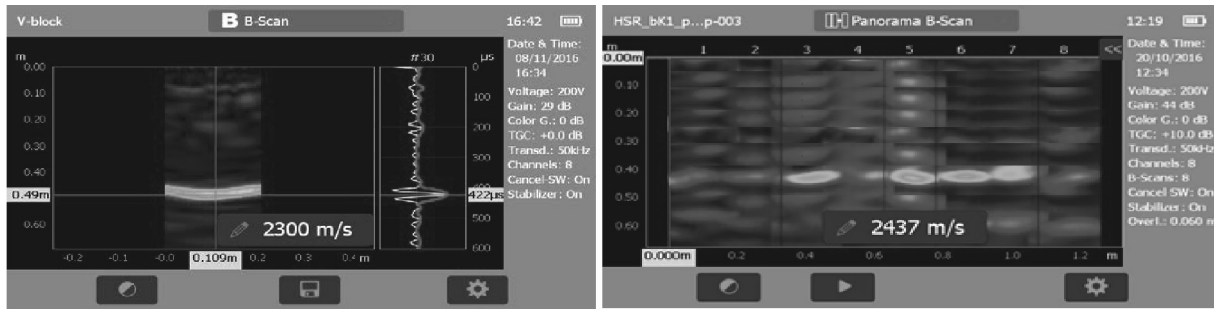
Hình 10. Kiểm tra đầu đo bằng thanh chuyên dụng trước khi siêu âm

Áp đầu đo vào một số vị trí ngẫu nhiên trên cột, vữa chèn (tối thiểu 5 điểm) để lấy vận tốc xung siêu âm trung bình (vận tốc cắt Shear velocity), vận tốc xung siêu âm trung bình đối với bê tông và vữa mác cao nằm trong khoảng 2000 - 2500m/s.

Tiến hành áp đầu đo vào mép trái cấu kiện cột/vách tại điểm đo số 1 và bấm chụp (Hình 9). Xung phản xạ thu được sẽ được lưu trong thiết bị, tiếp tục dịch đầu đo sang bên phải theo chiều mũi tên 18cm và lặp lại các thao tác tương tự cho đến khi qua hết phạm vi vết nứt. Các kết quả đo đều được ghi và lưu thành file sau đó kết xuất kết quả dạng ảnh đồ họa cho biết vị trí rỗng, nứt chính xác về bề sâu và bề rộng trên từng cấu kiện.



Hình 11. Thao tác di chuyển đầu đo tại hiện trường



Hình 12. Giao diện kết quả đo

Căn cứ vào số lượng vị trí báo hiệu rộng, nứt trên diện đo, đơn vị khảo sát và tư vấn có thể đưa ra đánh giá về chất lượng của mỗi nôi cột chèn vữa từ đó có kết luận phù hợp để nghiệm thu hay sửa chữa mỗi nôi này.

5.2. Tiêu chuẩn tham khảo

Khi áp dụng phương pháp xung phản xạ có thể tham khảo một số tiêu chuẩn sau:

- EN 12504-4:2004 - Testing concrete - Part 4: Determination of ultrasonic pulse velocity (Europe);
- ASTM C597-02 Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete (North American);
- ASTM D2854 Standard Test Method for Apparent Density of Activated Carbon;
- BS 1881 Part 203 Recommendations for Measurement of Velocity of Ultrasonic Pulses in Concrete;
- ISO 1920-7:2004 Non-destructive tests on hardened concrete (International);
- IS 13311-1: Method of Non-destructive testing of concret, Part 1: Ultrasonic pulse velocity (India);
- CECS21-2000 Technical specification for inspection of concrete defects by ultrasonic method (China).
- TCVN 9357-2012 Bê tông nặng - Phương pháp thử không phá hủy - Đánh giá chất lượng bê tông bằng vận tốc xung siêu âm.

6. KẾT QUẢ ĐO VÀ ĐÁNH GIÁ CHẤT LƯỢNG CẤU KIỆN

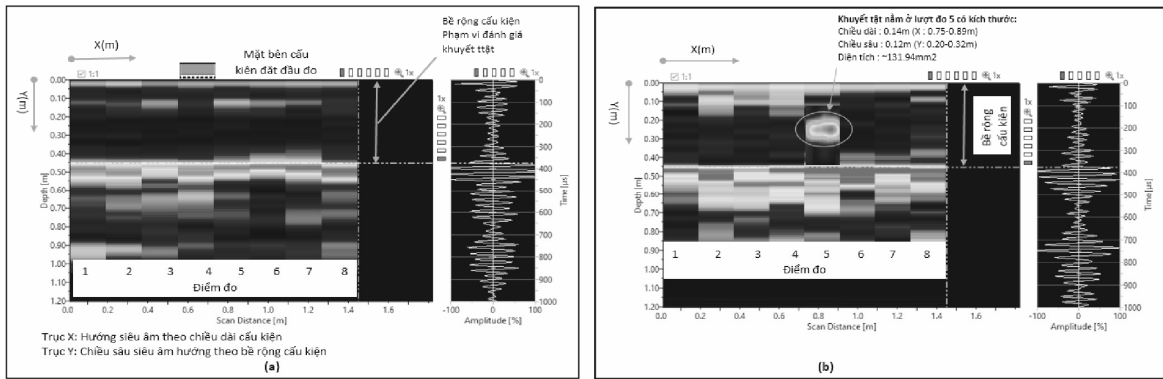
6.1. Biểu diễn kết quả đo

Các xung phản xạ được biểu diễn theo phổ màu để dễ nhận biết vùng khuyết tật. Các giá trị biên độ cao được quy định các màu gam nóng như vàng → đỏ (vùng khuyết tật). Các giá trị biên độ thấp được quy định màu gam lạnh xanh → đen (vùng không phát hiện khuyết tật).

Dựa vào hình ảnh thu được sẽ xác định các vị trí có khuyết tật và kích thước khuyết tật đó. Kích thước khuyết tật được xác định tương đối chính xác bằng thước tỷ lệ trên màn hình hiển thị.

Kết quả đo siêu âm đơn lẻ của một lần đo đưa ra vị trí của khuyết tật và phạm vi của nó trong phạm vi bề rộng thiết bị đo. Để có cơ sở định lượng mật độ rỗng, nứt trên toàn bộ tiết diện

ngang cột, vách bằng tổng hợp thông kê tỷ lệ % về diện tích rỗng nứt được lập cho từng tiết diện diện cột, vách giúp đánh giá mức độ giảm yếu về tiết diện của các cột, vách.



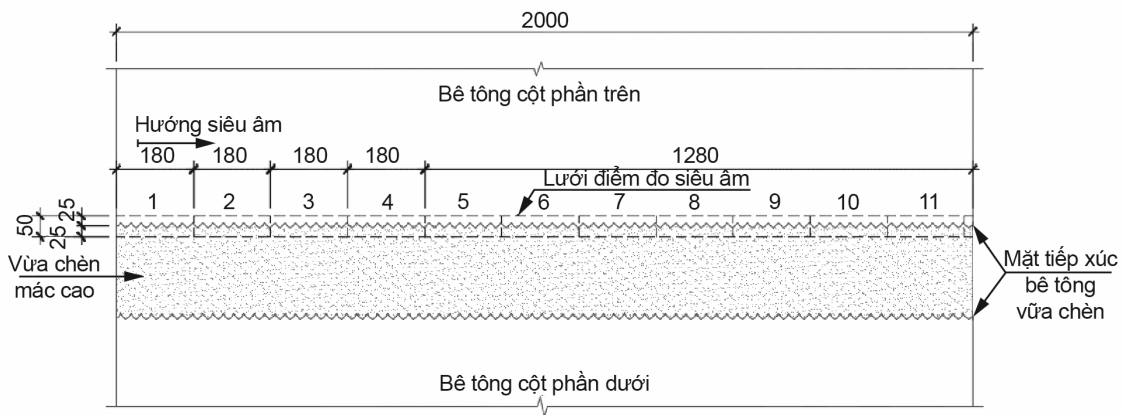
Hình 13. Kết quả siêu âm cầu kiện bê tông điển hình

a) Cầu kiện bê tông không phát hiện khuyết tật; b) Cầu kiện bê tông phát hiện khuyết tật.

6.2. Kết quả đo, đánh giá chất lượng chèn vữa cột-vách

Cột vách bê tông tiết diện 500×2000, thiết lập lưới đo theo phương ngang thành 1 dải với khoảng cách cao 5cm, rộng 18cm chạy theo vị trí mặt tiếp xúc vữa chèn - bê tông phía trên cho cầu kiện cần khảo sát (tương ứng với 11 điểm siêu âm).

- Bố trí dải siêu âm như Hình 14 dưới đây.



Hình 14. Bố trí điểm đo siêu âm cột tiết diện 500×2000

- Tính toán kết quả siêu âm được thể hiện dưới bảng sau.

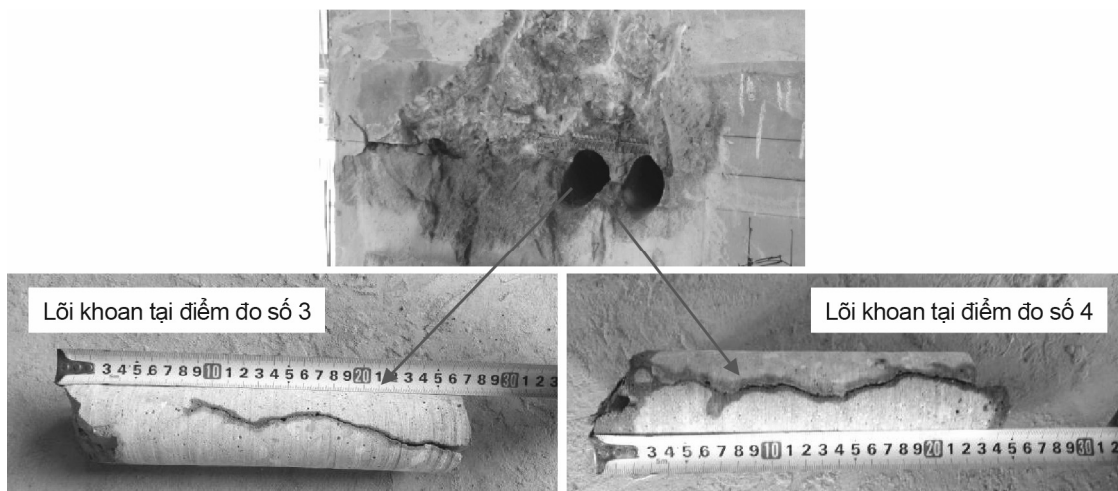
Tên cầu kiện:		Kích thước: 0.5x2.0 m									Tổng diện tích khuyết tật (m ²)	Diện tích cầu kiện (m ²)	% khuyết tật/ diện tích cầu kiện
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11			
		X: 0.36-0.54 Y: 0.12-0.27 0.0212	X: 0.54-0.72 Y: 0.14-0.24 0.0167					X: 1.47-1.54 Y: 0.26-0.33 0.0065			0.04440	1.00	4.44%

Ghi chú:

- Không phát hiện khuyết tật
- X: 0.3-0.5 Khuyết tật dài từ 0.3 - 0.5m
- Y: 0.2-0.3 Khuyết tật sâu từ 0.2 - 0.3m
- 0.02 Diện tích khuyết tật 0.02m²

Kết quả siêu âm cho thấy, cấu kiện cột có khuyết tật (nứt, rỗng) tại các điểm đo 3, 4 và 9. Tỷ lệ % diện tích khuyết tật/điện tích tiết diện cột là 4.44%. Bảng tổng hợp kết quả siêu âm trợ giúp các đơn vị tư vấn biết được vị trí khuyết tật, mức độ của chúng cho phép nghiệm thu hay phải sửa chữa cấu kiện. Giúp cho đơn vị thi công, tư vấn giám sát định vị được vùng khuyết tật và mức độ của nó trong khối vữa chèn mối nối cột để có thể sửa chữa hiệu quả hơn.

Kết quả kiểm tra chất lượng vữa chèn cột-vách có thể được kiểm tra xác suất bằng phương pháp trực tiếp như lấy mẫu lõi bê tông cột vách. Phương pháp kiểm tra này cần tiến hành thận trọng vì có thể làm tổn hại đến cốt thép chủ. Hình ảnh dưới đây cho thấy các mẫu lõi được lấy tại các điểm đo số 3 và 6 cho thấy có khe nứt rỗng tại 2 vị trí này, chiều sâu khe rỗng nứt cũng tương đồng với kết quả siêu âm bằng thiết bị đo Pundit 250 Array. Vị trí và mẫu khoan như Hình 15 dưới đây.



Hình 15. Hình ảnh lõi bê tông cột - vách tại vị trí siêu âm xuất hiện nứt rỗng

7. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Để đánh giá chất lượng thi công chèn vữa cổ cột vách tầng hầm phương pháp phản xạ xung siêu âm là giải pháp tốt nhất và tối ưu nhất nên được áp dụng rộng rãi.

- Phương pháp xung phản xạ cần được đề xuất để kiểm tra chất lượng và nghiệm thu công trình có mối nối kết cấu cột vách bằng vữa chèn.

- Phương pháp còn một số ảnh hưởng trong điều kiện thực tế như ảnh hưởng của mật độ cốt thép, kingpost... cần nghiên cứu thêm sự ảnh hưởng của chúng đến các kết quả đo để hoàn thiện hơn về phương pháp kiểm tra.

- Trong nước hiện chưa có tiêu chuẩn phép đo sử dụng các thiết bị áp dụng nguyên lý xung phản xạ đa đầu đo. Việc xây dựng tiêu chuẩn của phép đo này là cần thiết và đáp ứng được nhu cầu thực tế.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] [https://www.proceq.com/Pundit 250 array Instruction Manual](https://www.proceq.com/Pundit%20array%20Instruction%20Manual)
- [2] TCVN 9357:2012 *Bê tông nặng - Phương pháp thử không phá hủy - Đánh giá chất lượng bê tông bằng vận tốc xung siêu âm* do Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng - Bộ Xây dựng biên soạn
- [3] Tham khảo một số tiêu chuẩn sau: EN12504-4 (Europe), ASTM C597-02 (North American), BS 1881 Part 203 (UK), ISO 1920-7:2004 (International), IS13311 (India), CECS21 (China)

**NGHIÊN CỨU ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH PHỤC VỤ
KHAI THÁC HIỆU QUẢ NGUỒN VẬT LIỆU TỪ MỎ ĐÁ GRANIT
Ở KHU VỰC TỈNH NINH THUẬN**

**RESEARCH ON GEOLOGICAL CONDITIONS OF WORKS
FOR EFFICIENT EXPLOITATION OF MATERIALS
FROM GRANITE STONE IN THE AREA OF NINH THUAN PROVINCE**

KS. Nguyễn Thị Bé
Viện Khoa học công nghệ xây dựng
Email: nguyenbeqb.ibst@gmail.com

TÓM TẮT: Cùng với sự phát triển mạnh của ngành xây dựng, nhu cầu cung cấp vật liệu xây dựng cơ sở hạ tầng ngày càng đa dạng với nhiều loại vật liệu khác nhau như: cát, sỏi, đá làm đường, đá ốp lát... Vì vậy việc tìm kiếm, đánh giá các khu vực có nguồn cung cấp vật liệu để đáp ứng nhu cầu xây dựng là hết sức cần thiết và cấp bách. Ninh Thuận là một trong số các tỉnh Nam Trung Bộ có tiềm năng to lớn về các loại đá magma làm vật liệu cho xây dựng. Tuy nhiên thực trạng khai thác sản xuất vật liệu xây dựng còn rất nhỏ, tăng trưởng chậm trong việc khai thác nguồn nguyên liệu dùng sản xuất vật liệu xây dựng cũng như đáp ứng nhu cầu phát triển kinh tế xã hội trong giai đoạn công nghiệp hóa của tỉnh. Nội dung nghiên cứu bài báo tập trung nghiên cứu mỏ đá góp phần làm sáng tỏ điều kiện địa chất công trình của các mỏ đá granit ở khu vực tỉnh Ninh Thuận, phục vụ cho công tác đánh giá tiềm năng, chất lượng cũng như việc khai thác hiệu quả các mỏ.

TỪ KHÓA: Đá ốp lát, Granit, Ninh Thuận.

ABSTRACT: Along with the strong development of the construction industry, the demand for infrastructure building materials is increasingly diversified with many different materials such as sand, gravel, road stone, paving stone... Finding and evaluating areas with material supply sources to meet construction needs is extremely necessary and urgent. Ninh Thuan is one of the South Central provinces with great potential for magmatic rocks as materials for construction. However, the situation of exploitation and production of building materials is still very small, with slow growth in the exploitation of raw materials for the production of building materials as well as meeting the needs of socio-economic development in the industrial period. province's culture. The content of the article research focuses on the study of quarries, contributing to clarifying the geotechnical conditions of granite quarries in the area of Ninh Thuan province, serving the assessment of potential, quality as well as efficient exploitation of mines.

KEYWORDS: Paving stone, Granite, Ninh Thuan.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Hiện nay, trong và ngoài nước có rất nhiều công trình nghiên cứu về đá granit để làm vật liệu xây dựng. Ninh Thuận cũng là một trong số các tỉnh Nam Trung Bộ có tiềm năng to lớn về các loại đá magma có thể làm đá ốp lát. Việc điều tra thăm dò, đánh giá điều kiện địa chất, chất lượng và tiềm năng tài nguyên trữ lượng của chúng nói chung, và đá ốp lát ở vùng Núi Chà Bang nói riêng, đóng vai trò quan trọng trong quy hoạch khai thác, sử dụng nguồn tài nguyên đá ốp lát, nhằm phát triển kinh tế - xã hội của tỉnh Ninh Thuận và các vùng lân cận. Nhằm giải quyết vấn đề này, tác giả đã chọn đề tài nghiên cứu nêu trên, với mục tiêu làm sáng tỏ cấu trúc địa chất công trình, địa

hình, địa mạo khu vực vùng núi Chà Bang tại tỉnh Ninh Thuận. Phương pháp tác giả đã tiến hành thu thập tìm kiếm dữ liệu, tổng hợp tài liệu, xử lý số liệu phân tích, đánh giá như sau:

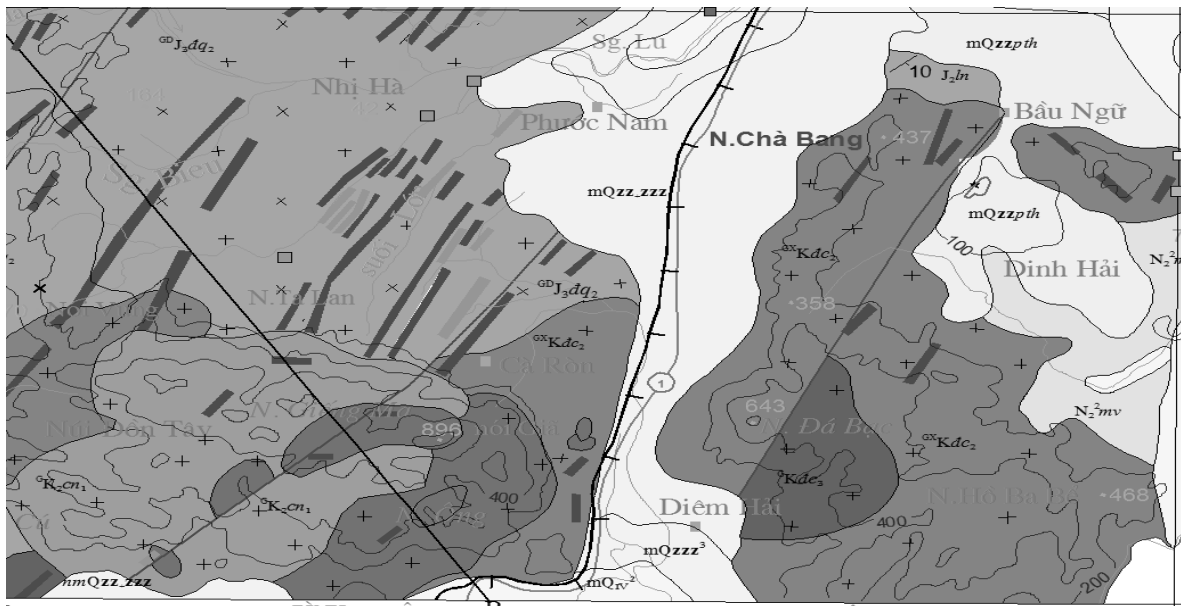
- Phương pháp thu thập tài liệu thứ cấp: Thu thập, tổng hợp, phân tích các tài liệu về điều kiện địa chất, tự nhiên, kinh tế - xã hội hiện có ảnh hưởng đến điều kiện phục vụ khai thác (địa hình, địa mạo, địa chất, thủy văn, ...), và thu thập số liệu về hiện trạng khai thác đá granit từ sách, báo chí, internet và các công trình, bài báo nghiên cứu đã được công bố kết quả.

- Phương pháp thống kê: Hệ thống hóa các chỉ tiêu cần thống kê, tiến hành điều tra thống kê, tổng hợp thống kê sau đó chọn lọc đánh giá, phân tích và dự báo.

- Bài báo đã sử dụng kết quả nghiên cứu về điều kiện địa chất công trình, thủy văn, địa hình phục vụ khai thác mỏ đá granit một cách hiệu quả,... do các tác giả khác nhau đã thực hiện qua các đề tài, đề án trong thời gian qua ở vùng nghiên cứu.

2. ĐẶC ĐIỂM ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

Diện tích khu vực nghiên cứu thuộc địa phận xã Phước Nam, huyện Thuận Nam, tỉnh Ninh Thuận, với 12,52ha (0,1252km²) - Theo Giấy phép gia hạn thăm dò số 1346/GP-BTNMT ngày 30 tháng 5 năm 2019 của Bộ Tài nguyên và Môi trường.



CHỈ DẪN- LEGEND:

<table border="1" style="border-collapse: collapse; width: 40px; height: 40px;"> <tr> <td style="text-align: center; width: 20px; height: 20px;">a ++</td> <td style="text-align: center; width: 20px; height: 20px;">b +x</td> </tr> </table>	a ++	b +x	a- Granit, b- Granodiorit a- Granite, b- Granodiorite.
a ++	b +x		
Q _{tr-m}	Pleistocen trung-thượng(m): cát, cuội, sỏi, bột, sét. Dày 2-10m. Middle-Upper Pleistocene (m): sand, cobble, granule, silt, clay. 2 - 5 m thick.		
γ _c Kdc ₂	Phức hệ Đèo Cả Đèo Ca Complex Pha 2: granit, granosyenit biotit(horblend) hạt vừa đến lớn, đôi khi dạng porphyr. Phase 2: medium- to coarse-grained granite, biotite(hornblende) granosyenite.		
γ _đ Kdc ₁	Pha 1: granodiorit biotit, monzodiorit thạch anh hạt nhỏ đến vừa. Phase 1: biotite granodiorite, fine to medium-grained quartz monzodiorite.		

Hình 1. Sơ đồ địa chất - khoáng sản khu vực mỏ núi Chà Bang, tỉnh Ninh Thuận

2.1. Địa hình

Khu vực thăm dò là dải núi nằm phía đông bắc của dãy núi Chà Bang, có dạng kéo dài nhô cao lên giữa vùng địa hình thấp và bằng phẳng. Độ cao tuyệt đối từ +40m đến +96m, đường chia nước hẹp.

Địa hình là đồi núi sót bóc mòn trên bề mặt đồng bằng thềm. Đồi núi sót bóc mòn cao (60÷100)m, chiếm 70% diện tích, phần còn lại là đồng bằng cao (40÷60)m, chiếm 20% diện tích. Núi sót bóc mòn có sườn dốc 10÷20°, phát triển vỏ phong hoá có chiều dày tối đa đến 3m, đa phần dày từ 0,5÷1,0m có mặt các tầng đá granit có màu xám nâu, xám trắng có kích thước từ 0,2÷0,5m³ đến một vài mét khối. Nhiều nơi trên bề mặt địa hình sườn lộ đá gốc granit màu xám nâu, xám trắng rất thuận lợi cho công tác thăm dò và khai thác đá ốp lát.

2.2. Đặc điểm khí tượng, thủy văn

Khu vực thăm dò thuộc đới vi khí hậu đặc biệt của Việt Nam, đó là khí hậu khô nóng xen mưa nhiệt đới (nắng nhiều, mưa ít). Nhiệt độ trung bình năm là 33°C, trung bình các tháng có nhiệt độ cao là 35,2°C và trung bình các tháng có nhiệt độ thấp là 22,5°C. Khí hậu được chia làm 2 mùa rõ rệt.

Mùa mưa, thường từ tháng 8 đến tháng 11 với lượng mưa trung bình là 290 mm/tháng. Mưa nhiều nhất là tháng 9 chiếm tới 60% lượng mưa cả năm.

Mùa khô, bắt đầu từ tháng 12 năm trước đến tháng 7 năm sau. Lượng mưa vào mùa khô hầu như không đáng kể. Tháng 2 đến tháng 7 được coi là những tháng nóng nhất trong năm. Tháng 7 và tháng 8 thường có mưa giông.

2.3. Đặc điểm địa tầng

Tham gia vào cấu trúc địa chất vùng núi Chà Bang chủ yếu là các thành tạo magma xâm nhập thuộc phức hệ Đèo Cả - pha 2 và 1 pha đá mạch.

Phức hệ Đèo Cả - Pha 2 (γK_2 đc₂): Các đá xâm nhập thuộc pha 2 tạo nên một khối lớn phân bố chủ yếu ở phần phía nam khu mỏ và kéo rộng ra ngoài phạm vi diện tích nghiên cứu.

Các đai mạch không rõ tuổi: Tại khu vực Chà Bang phổ biến là granit porphyr, granit aplit phân bố rải rác bên ngoài khu vực nghiên cứu, xuyên cắt các thành tạo trầm tích của hệ tầng La Ngà và các đá magma của phức hệ Đèo Cả.

Các đá của hệ tầng La Ngà lộ ra ở phía bắc khu vực thăm dò. Thành phần thạch học của hệ tầng chủ yếu là bột kết, cát kết xen kẽ dạng nhíp, đôi nơi xen các lớp mỏng đá phiến sét màu đen.

Các đá thuộc hệ tầng La Ngà có đặc điểm thạch học như sau:

- Cát kết chiếm khối lượng khoảng 40÷45% trong mặt cắt địa tầng và chủ yếu là cát kết dạng arkos thứ đến là cát kết ít khoáng. Đá có màu xám, xám đen phân lớp dày, đôi nơi ở các lớp cát kết hạt nhỏ có cấu tạo phân lớp xiên chéo.

- Bột kết chiếm khối lượng khoảng 35÷40% trong mặt cắt của hệ tầng. Đá thường có màu xám sẫm, xám đen, phân lớp trung bình, đôi nơi có cấu tạo phân dải thô.

- Đá phiến sét chiếm khối lượng khoảng 10÷15% trong mặt cắt của hệ tầng. Đá có màu đen, xám đen, có cấu tạo phân dải mỏng đến vừa.

Ngoài các đá nêu trên, trong thành phần thạch học của hệ tầng còn có ít lớp mỏng cát bột kết, sét bột kết.

Ở phạm vi xung quanh các khối xâm nhập phức hệ Đèo Cả, các đá của hệ tầng La Ngà bị biến chất nhiệt tạo thành các đới sùng hoá, các đá bột kết bị biến chất thành đá phiến sericit - andalusit - cordierit, đá phiến đốm sần, đá sùng biotit gồm tổ hợp cộng sinh khoáng vật: Thạch anh - sericit - muscovit, thạch anh - sericit - muscovit - biotit, thạch anh - sericit - andalusit. Ra xa khối xâm nhập các đá bị biến chất yếu.

Hệ tầng La Ngà bị các đá xâm nhập thuộc các phức hệ Đèo Cả và Định Quán tuổi Creta xuyên cắt và đã được Vũ Khúc, Nguyễn Đức Thắng xác lập tuổi Jura giữa. Chiều dày hệ tầng La Ngà đạt 600÷800m.

Các trầm tích Đệ Tứ không phân chia (Q): Các thành tạo này có diện phân bố khá rộng rãi, chiếm toàn bộ diện tích phần thấp của khu vực chân núi Chà Bang, phủ trực tiếp lên trên nền đá gốc các thành tạo có trước. Thành phần đất đá bao gồm: Sỏi, cát, sạn, bột, sét bờ rời chứa tầng lẫn, mảnh dăm của các đá xâm nhập và trầm tích. Chiều dày thành tạo trầm tích từ 5÷20m.

2.4. Đặc điểm kiến tạo

Do ảnh hưởng của đứt gãy có mặt trong vùng đã làm cho các khối đá bị nứt nẻ, ép và đập vỡ dọc theo phương Đông Bắc - Tây Nam, đã làm giảm độ nguyên khối của các thể xâm nhập dọc theo hai cánh của đứt gãy. Mặt khác, đứt gãy cũng tạo điều kiện cho sự hình thành các đai mạch có thành phần từ bazơ cho đến acid, đây cũng là yếu tố làm ảnh hưởng đến độ ổn định màu và độ nguyên khối của đá, phải được loại bỏ trong quá trình khoan nổ các khối tính trữ lượng.

Các thành tạo hệ tầng La Ngà phân bố ở phía Tây Bắc của mỏ ở các tuyến T1, T2, T3 và T4 với diện tích khoảng 4,1ha. Thành phần thạch học là các đá cát kết, bột kết màu xám đen cấu tạo phân lớp mỏng. Đá bị biến đổi sùng hoá. Bề dày của hệ tầng > 31m (theo tài liệu lỗ khoan LK 2.2).

Theo tài liệu khoan thăm dò cho thấy địa tầng trong khu vực thăm dò như sau:

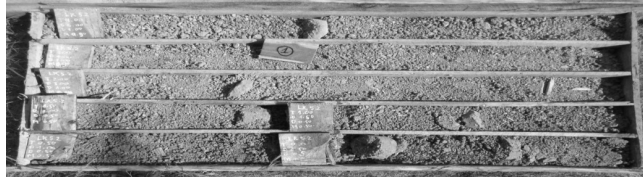
- Phía Đông và phía Bắc của mỏ có bề mặt địa hình thấp (47÷60m) và có lớp phủ lớn, tại lỗ khoan LK5.3 lớp phủ và đới đập vỡ dày 11,0m.

- Thân đá granit tập trung ở phần Tây Nam của mỏ chủ yếu ở các tuyến T3, tuyến T4, tuyến T4B và tuyến T5 và có đặc điểm sau: Phần trên cùng là lớp đất thổ nhưỡng và phong hóa hoàn toàn của đá granit với thành phần là cát pha, sạn, tầng lẫn của đá granit. Chiều dày của lớp này biến đổi từ 0,3m đến 10,0m (LK5 B.1).

+ Tiếp theo là lớp đá granit biotit phong hóa trung bình. Đặc trưng của lớp này là đá nứt nẻ mạnh và bề mặt khe nứt thì gồ ghề có bám oxit sắt. Đá thường có màu nâu đỏ do bị nhiễm oxit sắt. Theo kết quả thi công các lỗ khoan thăm dò cho thấy chiều dày của lớp đá phong hóa trung bình tùy thuộc vào độ dốc của bề mặt địa hình và các hệ thống khe nứt phát triển trong đá. Chiều dày của lớp đá phong hóa trung bình biến đổi từ 0,0m (LK5.1) đến 11,2m (LK5.2).

+ Tiếp theo đá gốc tương đối liền khối: đây là đới tương thăm dò để làm nguyên liệu đá ốp lát. Theo tài liệu khoan cho thấy đến cốt +0,0m (LKCB2) vẫn bắt gặp đá granit liền khối.

Từ kết quả thăm dò cho thấy đá granit tại núi Chà Bang hoàn toàn có thể dùng để làm đá ốp lát.



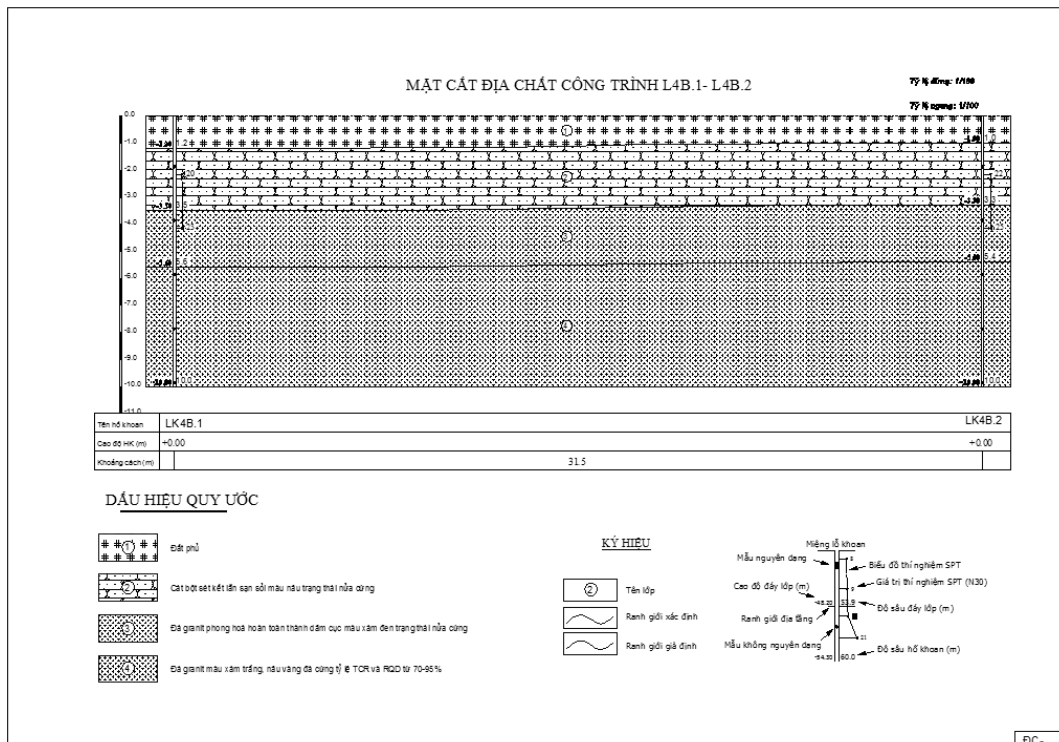
Ảnh 1. Lớp đất phủ và đá granit phong hóa hoàn toàn (LK5.2 từ 0 đến 5m)



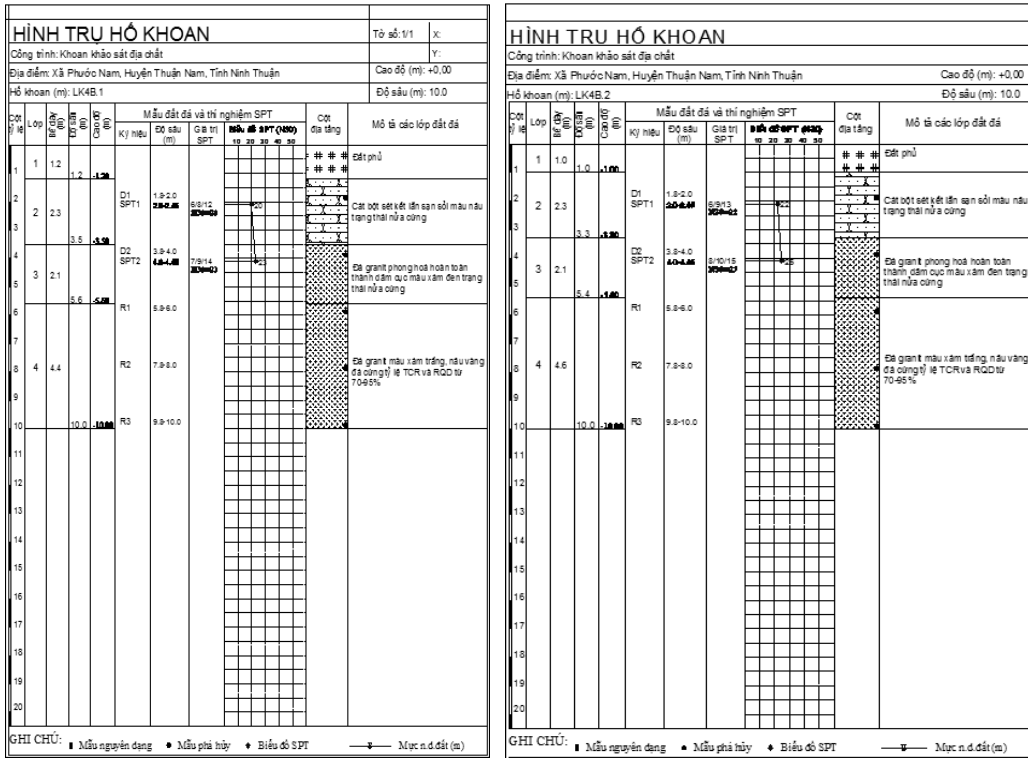
Ảnh 2. Đá granit phong hóa trung bình, đập vỡ mạnh (LK4B.1 từ 5 đến 10m)



Ảnh 3. Đá granit tươi, liền khối (LK5.3 từ 15 đến 20m)



Hình 2. Mặt cắt hố khoan điển hình khu vực thăm dò



Hình 3. Hình trụ điện hình khu vực thăm dò

3. CÁC VẤN ĐỀ ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH PHỤC VỤ KHAI THÁC VẬT LIỆU ĐÁ GRANIT

3.1. Đặc điểm địa chất thủy văn và địa chất công trình

- Đặc điểm nước mặt

Trong diện tích thăm dò không có các suối, có hai khe cạn nhưng nằm ngoài diện tích, đây là các khe thoát nước mặt do các trận mưa từ khu mỏ ra ngoài. Nhìn chung nước mặt không ảnh hưởng đến diện tích khu mỏ trong quá trình thi công khai thác sau này.

- Đặc điểm các tầng chứa nước dưới đất:

+ Đối chứa nước khe nứt thuộc Phức hệ Đèo Cả - Pha 2 (γK_2dc_2): Diện phân bố chiếm toàn bộ diện tích thăm dò. Thành phần gồm: granit biotit hạt trung đến lớn, dạng porphyr sáng màu đến hồng nhạt.

Đá nứt nẻ ít, cứng chắc, nước chứa trong đá bị phong hóa dạng bóc vỏ nằm ở phần thấp 2 bên rìa khối tiếp giáp với lớp phủ, xuống sâu, độ nứt nẻ giảm dần.

Nhìn chung, nước dưới đất tại đây kém phong phú, thuận lợi cho khai thác.

Kết quả phân tích 6 mẫu nước [1] trong tầng cho kết quả: nước đục, không mùi vị, độ pH có tính kiềm yếu, độ tổng khoáng hóa thấp từ $0,01 \div 0,13g/l$. Thuộc loại có cạn vừa $Kh = 0,58 \div 1,32 < 5$. Không ăn mòn. Loại hình hóa học nước phổ biến là Bicarbonat Clorua - Nhôm và Clorua Bicarbonat - Nhôm.

+ Kết luận về ảnh hưởng của nước dưới đất tới khai thác khoáng sản:

Nước dưới đất ở vùng mỏ thuộc loại nghèo nước, mực nước dưới đất nằm nông nhưng lưu lượng nhỏ, ít ảnh hưởng đến công tác khai thác sau này.

- Đánh giá các nguồn nước có thể chảy vào mỏ và dự tính lượng nước chảy vào moong khai thác lộ thiên.

Các nguồn nước có thể chảy vào mỏ gồm: Mỏ đá granit ốp lát khu vực núi Chà Bang, xã Phước Nam, huyện Thuận Nam, tỉnh Ninh Thuận, dự tính lượng nước chảy vào moong khai thác lộ thiên gồm có: Nước ngầm Q_N , nước mặt Q_S , nước mưa Q_M và nước sườn Q_{SN} .

Tổng lượng nước chảy vào mỏ, Q được tính bằng công thức:

$$Q = Q_N + Q_S + Q_M + Q_{SN}$$

+ Nước mặt: Q_S ; Địa hình khu mỏ thuộc đồi thấp, không có các dòng nước mặt nên nước mặt không ảnh hưởng đến khai thác sau này ($Q_S = 0$).

+ Lượng mưa rơi trực tiếp trên diện tích khu mỏ Q_M :

Q_M Tính lượng mưa rơi trực tiếp trên diện tích mỏ tính theo công thức:

$$Q_M = A_{\max} \times F \times 1,05 (\text{m}^3/\text{ngđ})$$

Kết quả tính toán lượng nước mưa chảy vào công trường khai thác như sau:

Bảng 1. Bảng kết quả tính toán lượng nước mưa chảy vào công trường khai thác

Diện tích moong F (m ²)	Lượng mưa lớn nhất A_{\max} (m)	Hệ số an toàn, biến đổi khí hậu nhân 5 %	Lượng nước mưa rơi Q_M (m ³ /ngđ)
125200	0,1372	1,05	18036,3

Mỏ đá granit ốp lát khu vực núi Chà Bang, xã Phước Nam, huyện Thuận Nam, tỉnh Ninh Thuận được thiết kế khai thác lộ thiên theo hình “giếng lớn”.

Vì vậy, mỏ đá này thuộc loại có điều kiện địa chất thủy văn đơn giản, thuận lợi cho khai thác.

- Đặc điểm về địa hình địa mạo:

Khu mỏ có địa hình thoải, độ dốc địa hình trung bình từ $(30 \div 35)^\circ$. Với điều kiện địa hình này thuận lợi cho vận chuyển cơ giới mở moong, cất tảng.

- Về cấu trúc địa chất: khu mỏ có cấu trúc địa chất đơn giản, chỉ có một loại đá là granit cứng chắc tăng độ ổn định cho bờ công trình.

Do các yếu tố kiến tạo, điều kiện địa hình địa mạo, cấu trúc địa chất khu mỏ và điều kiện thế nằm, khai thác ở độ sâu không lớn, sử dụng phương pháp khai thác lộ thiên xác định điều kiện khai thác mỏ là hợp lý.

Đánh giá chung điều kiện địa chất thủy văn địa chất công trình khu vực thăm dò là đơn giản, điều kiện khai thác mỏ của mỏ đá granit ốp lát khu vực Núi Chà Bang, xã Phước Nam, huyện Thuận Nam, tỉnh Ninh Thuận là đơn giản.

- Đặc tính cơ lý: Tầng đá cứng granit thuộc Phức hệ Đèo Cả - Pha 2 ($\gamma K_2\delta_2$): Diện phân bố chiếm toàn bộ diện tích thăm dò. Thành phần gồm: granit biotit hạt trung đến lớn, dạng porphyry sáng màu đến hồng nhạt.

Đá nứt nẻ ít, cứng chắc, đá bị phong hóa dạng bóc vỏ ở 2 bên rìa khối, xuống sâu, độ nứt nẻ giảm dần.

Kết quả phân tích 75 mẫu cơ lý đá trong tầng theo chiều sâu tại các lỗ khoan và bãi lộ cho kết quả trong bảng sau:

Bảng 2. Bảng tổng hợp kết quả mẫu cơ lý đá

Chi tiêu phân tích	Ký hiệu	Đơn vị tính	Kết quả phân tích		
			Từ	Đến	Trung bình
Độ ẩm khô gió	W _{kg}	%	0,04	0,13	0,08
Độ hút nước	W _{kg}	%	0,15	0,31	0,19
Khối lượng thể tích khô	γ _c	g/cm ³	2,63	2,65	2,64
Khối lượng riêng	ρ	g/cm ³	2,65	2,67	2,66
Cường độ nén khô	δ _{kh}	kG/cm ²	1051,0	1468,0	1276,8
Cường độ kháng nén bão hòa	δ _{bh}	kG/cm ²	1002,0	1426,0	1230,8
Cường độ kháng kéo khô	δ _{kh}	kG/cm ²	68,61	78,81	72,96
Cường độ kháng kéo bão hòa	δ _{bh}	kG/cm ²	63,23	72,94	68,10
Hệ số hóa mềm	k	-	0,95	0,97	0,96
Góc nội ma sát	φ	độ	38°55'	40°07'	39°40'
Lực dính kết	C	kG/cm ²	161	199	178
Độ mài mòn		g/cm ² × 600m	0,13	0,31	0,21

Kết quả trên cho thấy đá granit bền vững, công trình thi công trong đá này tương đối khó khăn cho khai thác.

+ Tầng đất phủ và đá phong hóa: Phân bố trên mặt phần lớn bề mặt đá gốc trong khu mỏ.

Thành phần gồm: sét cát, sạn, lẫn các dăm, cục hòn granit phong hóa còn sót lại. Trạng thái nửa cứng đến cứng. Nguồn gốc sườn tích, tàn tích do phong hóa từ đá gốc. Đây là lớp khi gặp nước, dễ gây sập lở, xói mòn ảnh hưởng bất lợi cho các công trình, trong thiết kế thi công cần có các biện pháp khắc phục.

Kết quả phân tích 8 mẫu cơ lý đất trong tầng cho thấy chủ yếu là lớp cát hạt thô vừa, gắn kết yếu, dễ sập lở, cho kết quả trong bảng sau:

Bảng 3. Bảng tổng hợp kết quả cơ lý đất trong tầng chủ yếu là lớp cát hạt thô vừa

STT	Chi tiêu	Giá trị		
		Max	Min	Trung bình
1	Độ ẩm tự nhiên W (%)	11,42	3,98	7,4
2	Khối lượng riêng ρ (g/cm ³)	2,68	2,66	2,67
3	Khối lượng thể tích γ (g/cm ³)	1,92	1,86	1,90
4	Độ lỗ rỗng (%)	37,7	34,7	36,1
5	Độ sệt B	-0,83	-1,48	-1,2
6	Chỉ số dẻo I _p	5,9	4,8	5,5
7	Hệ số nén lún a ₁₋₂	0,029	0,026	0,027
8	Góc ma sát trong φ(độ)	23°04'	22°34'	22°51'
9	Lực dính kết C (kG/cm ²)	0,21	0,19	0,20

Kết quả phân tích 75 mẫu cơ lý đá granit biotit tại núi Chà Bang (25 mẫu cơ lý toàn diện, 50 mẫu cơ lý đơn giản) cho thấy các tính chất cơ lý của đá granit đáp ứng các tiêu chuẩn quy định của đá granit làm ốp lát theo các chỉ tiêu cơ lý đá được tổng hợp trong Bảng 2. [1]

Từ các kết quả ở Bảng 2 cho thấy tính chất cơ lý của đá granit-biotit vùng Núi Chà Bang hoàn toàn đáp ứng các tiêu chuẩn quy định để sản xuất đá ốp lát theo tiêu chuẩn Việt Nam (TCVN 4732:2016 và TCVN 5642-1992).

Các hiện tượng địa chất tự nhiên và địa chất công trình:

- Hiện tượng phong hoá: xảy ra với đá granit, chúng phong hóa dạng bóc vỏ tạo thành lớp cát hạt thô vừa bờ rời, gây trượt lở bờ moong, trong thi công khai thác, cần có biện pháp phòng tránh.

- Hiện tượng xâm thực bóc mòn: Xảy ra trên toàn diện tích khu mỏ. Các lớp do phong hoá đá gốc dễ bị nước mưa cuốn trôi, tạo các rãnh xói, khe xói, gây mất ổn định bờ công trình, vì vậy, trong thi công khai thác, cần có các biện pháp phòng tránh.

- Hiện tượng trượt lở: Xảy ra nhiều ở sườn vách dốc, thường xảy ra khi mặt trượt là bề mặt đá gốc tiếp xúc ranh giới với đất phủ.

3.2. Đặc điểm thạch học, thành phần hóa học, tính năng phóng xạ

- Đặc điểm thạch học

Thành phần khoáng vật gồm: thạch anh 26÷43%, plagioclas 21÷35%, felspat kali 20÷33%, biotit 8÷15%. Khoáng vật phụ có apatit, fluorit, zircon, orthit; khoáng vật quặng ít đến 1%.

- Đặc điểm thạch hoá:

Thành phần hoá học (kết quả phân tích 30 mẫu) cho thấy: SiO₂ từ 68,54 đến 74,20%, trung bình 70,88%; Al₂O₃: từ 13,03 đến 15,38%, trung bình 14,47%; Na₂O: từ 2,93 đến 4,11%, trung bình 3,97%; K₂O: từ 4,54 đến 5,60%, trung bình 5,03%; CaO: từ 1,14 đến 2,29%, trung bình 1,86%; MgO: từ 0,10 đến 0,92%, trung bình 0,42%; TFe: từ 1,27 đến 2,46%, trung bình 1,89%; SO₃: từ 0,01 đến < 0,01%, MnO: từ 0,04 đến 0,09%, trung bình 0,06%.

- Tính năng phóng xạ:

Hiện nay việc đánh giá chỉ tiêu hàm lượng phóng xạ dựa theo định mức an toàn phóng xạ của Ủy ban an toàn phóng xạ quốc tế (ICRP), trong đó các chỉ tiêu quy định cụ thể là: $K \leq 15\%$; $U \leq 30\text{Bq/Kg}$; $Th \leq 65\text{Bq/Kg}$. Theo tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam TCXDVN 397:2007 về hoạt động phóng xạ tự nhiên của vật liệu xây dựng - mức độ an toàn trong sử dụng và phương pháp thử của Bộ Xây dựng ban hành thì mức độ an toàn của vật liệu xây dựng được xác định theo thông số I_1 đối với các đá tự nhiên dùng làm ốp lát thì chỉ số $I_1 \leq 1$.

Để đánh giá tính năng phóng xạ của các loại đá granit có mặt trong khu mỏ đã đo cường độ phóng xạ tự nhiên của 15 mẫu. Kết quả đo cường độ phóng xạ cho thấy các đá granit khu vực núi Chà Bang có hàm lượng tổng xạ (I) dao động từ 17 - 26 $\mu\text{R/h}$; trung bình 21,47 $\mu\text{R/h}$; hàm lượng K biến đổi từ 1,4% đến 2,6%; trung bình 1,97%; hàm lượng U biến đổi từ 8Bq/Kg đến 15Bq/Kg; trung bình 11,33 Bq/Kg; hàm lượng Th biến đổi từ 71 Bq/Kg đến 93 Bq/Kg; trung bình 91,8Bq/Kg; chỉ số I_1 dao động từ 0,57 đến 0,71 trung bình 0,62. Các giá trị trên nhỏ hơn giới hạn cho phép, do đó trong quá trình khai thác đá granit làm ốp lát sẽ không ảnh hưởng tới môi trường và người sử dụng.

3.3. Đặc tính mỹ thuật và độ nguyên khối của đá

- Đặc tính mỹ thuật:

+ Màu sắc: Kết quả phân tích 15 mẫu mài bóng cho thấy đá granit núi Chà Bang có đặc điểm về màu sắc như sau: Đá màu xám nâu, xám trắng, xám đen, đốm đen sắc thái không đều. Trên thị trường màu sắc này đang được khách hàng trong và ngoài nước ưa chuộng.

+ Vân hoá: Đá granit biotit tại núi Chà Bang có thành phần khoáng vật mang màu sắc tương phản, kích thước hạt thay đổi vừa đến thô, với kiến trúc nửa tự hình đến dạng porphyr. Các tinh thể feldspat kali và biotit có đóng vai trò ban tinh trên nền màu trắng với những tinh thể thạch anh dạng tha hình tạo nên kiểu vân hóa trang nhã và sắc tô điểm vừa.

+ Độ bóng sản phẩm: theo kết quả nghiên cứu cho thấy, độ bóng sản phẩm bước đầu của đá granit biotit màu xám nâu, phốt xám trắng, xen lẫn các ổ biotit màu đen của khu vực thăm dò là 68% đến 78% trung bình là 72,53%. Đạt tiêu chuẩn độ bóng làm đá ốp lát.

- Độ nguyên khối của đá:

Tổng hợp các kết quả tính toán độ nguyên khối theo kết quả đo tổng thể trạm đo khe nứt và trong lỗ khoan được trình bày dưới đây:

Bảng 4. Bảng tổng hợp kết quả tính độ thu hồi khối tại các bãi lộ trên mặt và trong các công trình khoan thăm dò

STT	Số hiệu trạm đo	Độ thu hồi theo các cấp khối (%)						Độ thu hồi đá khối $V \geq 0,4m^3$ (%)
		< 0,4	$\geq 0,4 - 1,0$	$\geq 1,0 - 2,0$	$\geq 2,0 - 4,5$	$\geq 4,5 - 8,0$	> 8,0	
1	BL01	15,47	7,66	17,08	38,88	18,20	2,71	84,53
2	BL02	29,36	4,19	9,16	27,26	21,54	8,50	70,64
3	BL03	10,11	6,28	13,99	39,32	24,45	5,85	89,89
4	BL04	18,45	6,41	14,84	37,13	19,79	3,38	81,55
5	BL05	10,04	6,52	14,56	33,67	22,29	12,92	89,96
6	BL06	10,65	5,42	12,56	35,52	26,42	9,42	89,35
7	BL07	11,89	5,19	12,10	35,84	26,10	8,88	88,11
8	BL08	11,19	4,44	10,79	32,50	27,56	13,51	88,81
Trung bình		14,64	5,76	13,13	35,02	23,29	8,15	85,36
Min		10,04	4,19	9,16	27,26	18,20	2,71	70,64
Max		29,36	7,66	17,08	39,32	27,56	13,51	89,96

Trong khu vực thăm dò, đá gốc lộ khoảng 9ha chiếm 70% diện tích, có những vết lộ đá với diện tích khá rộng và có độ nguyên khối khá cao. Phần còn lại bị phủ bởi vỏ phong hoá có chiều dày tối đa là 11m, đa số là từ (0,3 - 9,0)m.

Moong khai thác thử được mở theo quy cách sau: 10,5m × 2,4m × 9m và 10,0m × 2,3m × 9m. Tính theo lý thuyết thì số đá khối thu được ở 2 moong là: 216,0m³ và 204,0m³. Tuy nhiên qua thực tế, quá trình khai thác độ thu hồi đá tại 2 moong khai thác thử cụ thể như sau:

Số hiệu moong khai thác	Thể tích moong (m ³)	Đá ốp lát thu được		Đá xây dựng thu được			
		Thể tích (m ³)	(%)	Đá chẻ		Đá loka	
				Thể tích (m ³)	(%)	Thể tích (m ³)	(%)
Moong 1	216,0	66,82	30,95	24,95	11,55	116,70	54,03
Moong 2	204,0	65,0	31,85	20,93	10,26	109,98	53,91
Trung bình			31,40		10,91		53,97

3.4. Trữ lượng đá ốp lát Granit [1]

Căn cứ vào hình dạng các khối đá và mạng lưới tuyến công trình thăm dò, bố trí song song và cách đều nhau; địa hình ở đây tương đối dốc, độ chênh cao lớn, vì vậy, để nâng cao tính chính xác của số liệu, chúng tôi chọn phương pháp mặt cắt song song thẳng đứng để tính trữ lượng.

Các khối trữ lượng được phân chia theo nguyên tắc cơ bản sau đây:

- Các khối phân chia sao cho đảm bảo mức độ nghiên cứu địa chất, chất lượng của đá granit và điều kiện khai thác trong từng khối tương đối đồng đều.

- Hình thái khối không phức tạp, ít góc cạnh.

Với các nguyên tắc phân khối trữ lượng như trên, toàn bộ thân đá granit Chà Bang được chia làm 5 khối tính trữ lượng. Trong đó, có 01 khối trữ lượng cấp 121; 04 khối trữ lượng cấp 122.

Kết quả của công tác thăm dò đá ốp lát granit vùng Núi Chà Bang đã giúp đánh giá được tài nguyên, trữ lượng đá khối theo từng kích cỡ như sau:

Bảng 5. Bảng tổng hợp kết quả tính trữ lượng đá khối theo từng kích cỡ [1]

Khối, cấp trữ lượng	Trữ lượng đá nguyên khai (nghìn m ³)	Hệ số thu hồi (%)	Trữ lượng đá ốp lát (nghìn m ³)
1-121	473	31,4	148,4
2-121	414	31,4	130,1
1-122	61	31,4	19,1
2-122	258	31,4	80,9
3-122	277	31,4	87,0
4-122	404	31,4	126,8
Tổng trữ lượng cấp 121			278,5
Tổng trữ lượng cấp 122			313,7
Tổng trữ lượng cấp 121 + 122			592,2
Tỷ lệ 121/(121 + 122)			46,9%

Các số liệu trình bày ở Bảng 5 cho thấy trong vùng Núi Chà Bang, tổng trữ lượng, tài nguyên đá granit gốc có độ nguyên khối đạt tiêu chuẩn làm đá ốp lát, trang trí hoặc xuất khẩu; ở cấp 121 + 122 đạt 592,2 nghìn m³, trong đó trữ lượng cấp 121 là 278,5 nghìn m³ và tài nguyên cấp 122 là 313,7 nghìn m³.

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

4.1. Kết luận

1. Làm sáng tỏ đặc điểm địa chất của thành tạo đá granit có mặt trong vùng nghiên cứu; Nước dưới đất ở vùng mỏ thuộc loại nghèo nước, mực nước dưới đất nằm nông nhưng lưu lượng nhỏ, ít ảnh hưởng đến công tác khai thác sau này.
2. Mỏ đá granit ốp lát núi Chà Bang có đặc điểm ĐCCT đơn giản. Do các yếu tố kiến tạo, điều kiện địa hình địa mạo, cấu trúc địa chất khu mỏ và điều kiện thể nằm, khai thác ở độ sâu không lớn, xác định điều kiện khai thác mỏ bằng phương pháp khai thác lộ thiên là hợp lý.
3. Kết quả nghiên cứu đã giúp xác định đá granit biotit màu xám nâu, xám trắng phốt hồng thuộc phức hệ Đèo Cả, pha 2 (γK_2 đc₂) là đối tượng nghiên cứu, khai thác làm nguyên liệu đá ốp lát. Đá granit lộ ra chủ yếu ở phần phía Đông và phía Nam của mỏ.
4. Kết quả phân tích mẫu, đo khe nứt cho thấy đá granit biotit tại khu vực núi Chà Bang có tính chất cơ lý tương đối tốt, hệ số thu hồi đá khối thuộc loại trung bình; đá có màu xám nâu, xám trắng..., đốm đen, tinh thể hạt nhỏ đến vừa, dạng porphyr, đáp ứng yêu cầu chất lượng làm đá ốp lát.
5. Mỏ có điều kiện khai thác thuận lợi, khi khai thác ít có tác động xấu tới môi trường sinh thái của khu vực, chất lượng đá granit đáp ứng tiêu chuẩn làm nguyên liệu ốp lát.

4.2. Kiến nghị

Qua quá trình thu thập tài liệu, nghiên cứu địa chất khu vực tỉnh Ninh Thuận, Tôi xin kiến nghị một số giải pháp như sau:

- Cần có công nghệ khai thác hợp lý để tận thu tối đa trữ lượng đá ốp lát granit của mỏ, đồng thời giải quyết những vấn đề còn tồn có thể xảy ra tại trong quá trình khai thác mỏ.
- Thời gian thực hiện: Thời gian thăm dò hai mươi tháng.
- Có biện pháp bảo vệ môi trường sinh thái xung quanh khi tiến hành khai thác mỏ.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Tổng cục Địa chất và Khoáng sản Việt Nam về việc ủy quyền cho Liên đoàn Địa chất Trung Trung Bộ, 2017. Đề án “Thăm dò đá granit ốp lát khu vực núi Chà Bang, xã Phước Nam, huyện Thuận Nam, tỉnh Ninh Thuận”
- [2] Nguyễn Thành Tín và nnk, 2000. *Kết quả kiểm tra một số khu vực phân bố đá magma làm đá ốp lát tỉnh Ninh Thuận*. Lưu trữ Liên Đoàn địa chất Trung Trung Bộ

- [3] Lê Văn Hoàn và nnk, 2002. *Báo cáo đánh giá tài nguyên đá ốp lát tỉnh Ninh Thuận*. Trung tâm Thông tin Lưu trữ Địa chất. Hà Nội
- [4] Nguyễn Văn Tuấn, 2017. *Báo cáo kết quả thăm dò đá granit ốp lát khu vực núi Maveck 2, xã Phước Dinh, huyện Thuận Nam, tỉnh Ninh Thuận*. Trung tâm Thông tin Lưu trữ Địa chất. Hà Nội

**NGHIÊN CỨU PHƯƠNG PHÁP XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU
BẰNG CÔNG NGHỆ HÚT CHÂN KHÔNG KẾT HỢP BẮC THẨM
VÀ ÁP DỤNG HIỆU QUẢ CỦA PHƯƠNG PHÁP NÀY ĐỂ XỬ LÝ
NỀN KHO CHỨA VẬT LIỆU CHO CÁC NHÀ MÁY
TRÊN ĐỊA BÀN TỈNH THÁI BÌNH**

**RESEARCH ON THE METHOD OF TREATING SOFT GROUND
BY VACUUM TECHNOLOGY COMBINED WITH DRAIN AND APPLY
THE EFFECTIVENESS OF THIS METHOD TO TREAT THE MATERIAL
WAREHOUSE FLOOR FOR FACTORIES IN THAI BINH PROVINCE**

KS. Nguyễn Văn Ngọc
Viện Khoa học công nghệ xây dựng
Email: nguyenvanngocdct@gmail.com

TÓM TẮT: Công nghệ xử lý nền đất yếu trong những năm gần đây có những bước phát triển rất mạnh, được áp dụng góp phần nâng cao chất lượng, đẩy nhanh tiến độ và mang lại hiệu quả cao trong xây dựng. Trong đó công nghệ hút chân không đã được áp dụng rộng rãi trong việc xử lý khu vực có nền đất yếu và đã có hiệu quả nhất định bằng cách đẩy nhanh quá trình cố kết, làm giảm quá trình lún cho công trình khi xây dựng và rút ngắn thời gian xử lý so với một số công nghệ khác. Bài viết nghiên cứu xử lý nền đất yếu bằng phương pháp công nghệ hút chân không kết hợp bắc thẩm, và áp dụng hiệu quả đối với quá trình cố kết tại kho than nhà máy trên địa bàn tỉnh Thái Bình.

TỪ KHOẢ: đất yếu, bắc thẩm, hút chân không.

ABSTRACT: In recent years, soft soil treatment technology has developed strongly and has been applied, contributing to improving quality, speeding up progress and bringing about high efficiency in construction. In particular, vacuum technology has been widely applied in the treatment of areas with soft soil and has had certain effects by accelerating the consolidation process, reducing the settlement process for works during construction and shorten the processing time compared to some other technologies. The article studies the treatment of soft soil by the method of vacuum technology combined with wicking, and effectively applies it to the consolidation process at the coal warehouse of the factory in Thai Binh province.

KEYWORDS: soft soil, wick drain, vacuum.

1. CÔNG NGHỆ HÚT CHÂN KHÔNG

Một trong những biện pháp được áp dụng phổ biến hiện nay là gia tải trước bằng hút chân không, đó là phương pháp tạo ra áp lực âm bằng bơm hút chân không và áp lực âm đó được duy trì bởi hệ thống màng kín khí (Kjellman, 1952). Biện pháp này sẽ làm tăng áp lực hữu hiệu bằng cách giảm áp lực nước lỗ rỗng dư trong đất, trong khi áp lực tổng không thay đổi. Khi sử dụng bắc thẩm để truyền áp lực chân không vào trong đất, vùng đất xung quanh có xu hướng chuyển dịch vào bên trong khu vực hút chân không, trong khi với biện pháp gia tải truyền thống sẽ làm cho đất có xu hướng đẩy trôi ra ngoài. Chính sự hút vào bên trong này sẽ làm giảm độ dịch chuyển đất ra ngoài khi kết hợp với gia tải thường làm giảm thiểu nguy cơ mất ổn định mái dốc

trong quá trình thi công nền đắp. Bên cạnh đó, thời gian để tạo ra áp lực chân không đạt ổn định 60kPa - 70kPa (tương đương 4m nền đắp) chỉ trong 6 - 8 ngày, nhanh hơn rất nhiều khi phải gia tải để tạo ra áp lực tương đương.

*** Trên thế giới**

Công nghệ bơm hút chân không xử lý nền đất yếu lần đầu tiên được giới thiệu năm 1952 bởi tiến sĩ W.Kjellman. Sau đó bài toán cố kết hút chân không được nghiên cứu lại bởi giáo sư J.M Cognon với một số nguyên tắc lý thuyết cơ bản mới. Đến những năm 70, hút chân không được ứng dụng rộng rãi, đặc biệt ở Nga và Nhật Bản. Vào thời điểm đó, hút chân không được bổ sung thêm một lớp tường chống thấm bao quanh khu vực xử lý nhằm hạn chế nước ngầm từ khu vực xung quanh xâm nhập vào, đồng thời gia tăng áp lực nén đứng của dòng thấm. Tuy nhiên cách bố trí này sớm bộc lộ khuyết điểm là tốn kém.

Năm 1989 hãng xây dựng Menard (Pháp) dựa trên phát minh và nghiên cứu của giáo sư J.M. Cognon lần đầu tiên áp dụng cố kết hút chân không trên diện tích 390m² của một trường huấn luyện phi công ở Ambes, Pháp. Việc bố trí tường chống thấm không còn nữa, thay vào đó là lớp gia tải bằng đất hoặc sự chênh áp giữa khí quyển và áp suất chân không dưới lớp màng kín khí bao phủ bề mặt diện tích xử lý. Thời gian sau đó phương pháp này đã được ứng dụng rộng rãi ở nhiều nước trên thế giới.

*** Tại Việt Nam**

Trong vài năm gần đây, phương pháp hút chân không đã được ứng dụng vào Việt Nam ở một số công trình lớn. Năm 2009 công nghệ này du nhập vào Việt Nam đã và đang được ứng dụng vào một số công trình đạt hiệu quả rất tốt như: Nhà máy điện Nhơn Trạch 2 - Đồng Nai, nhà máy Khí - Điện Cà Mau, dự án đường cao tốc Long Thành - Dầu Giây, nhà máy xơ sợi tổng hợp Polyester thuộc khu công nghiệp Đình Vũ, Hải Phòng.

2. ĐÁNH GIÁ ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH KHO CHỨA VẬT LIỆU CỦA NHÀ MÁY TRÊN ĐỊA BÀN TỈNH THÁI BÌNH

2.1. Vài nét về công trình kho chứa vật liệu của nhà máy

- *Vị trí địa lý:*

Nhà máy được xây dựng tại huyện Thái Thụy, tỉnh Thái Bình. Huyện Thái Thụy nằm ở phía Đông Bắc tỉnh Thái Bình, có ranh giới giáp với các huyện: phía Đông giáp biển Đông; phía Nam và Đông Nam giáp huyện Tiền Hải; phía Tây Nam giáp huyện Kiến Xương; phía Tây giáp huyện Đông Hưng; phía Tây Bắc giáp huyện Quỳnh Phụ; phía Bắc giáp huyện Vĩnh Bảo (Hải Phòng).

- *Địa hình:*

Khu xây dựng nằm trên địa hình đồng bằng hạ lưu sông Trà Lý, địa hình tương đối trũng thấp do bị chia cắt bởi hệ thống sông ngòi, kênh mương, đường giao thông. Bề mặt bằng phẳng, độ dốc thấp hơn 1%, cao độ từ 1 - 2m so với mực nước biển, thấp dần từ Bắc tới Nam.

- *Mạng lưới thủy văn:*

Huyện Thái Thụy có hệ thống sông ngòi dày đặc, với các sông chính là Hóa, Diêm Hộ và Trà Lý. Sông Hóa chảy qua phía Bắc huyện, là ranh giới tự nhiên giữa hai huyện Thái Thụy và

Vĩnh Bảo (Hải Phòng), đổ ra biển ở cửa Thái Bình. Sông Diêm Hộ chảy từ Tây sang Đông, chia huyện thành 2 khu: bắc và nam, đổ ra biển ở cửa Diêm Điền. Sông Trà Lý là chi lưu của sông Hồng, chạy qua phần phía nam huyện, là ranh giới của 2 huyện Thái Thụy và Tiền Hải, đổ ra biển ở cửa Trà Lý.

2.2. Cấu trúc đất nền

- Lớp 1: cát hạt nhỏ, trạng thái xốp
- Lớp 2: sét pha, nâu hồng, xám nâu, trạng thái dẻo mềm
- Lớp 3: bùn sét pha, xám đen
- Lớp 4: sét pha, nâu gụ, xám ghi dẻo mềm
- Lớp 5: cát pha, trạng thái dẻo
- Lớp 6: sét pha, xám nâu, nâu vàng, trạng thái nửa cứng - cứng
- Lớp 7: cát hạt nhỏ, trạng thái rất chặt

2.3. Vấn đề biến dạng lún của đất nền

Để tính toán độ lún cuối cùng của nền ta giả thiết nền ổn định về cường độ.

Độ lún cuối cùng S của nền đất bao gồm độ lún tức thời S_i và độ lún cố kết S_c , được xác định theo tiêu chuẩn 22TCN 262 - 2000:

$$S = m.S_c$$

Với $m = 1,1 \div 1,4$; nếu có các biện pháp hạn chế đất yếu bị đẩy trôi ngang dưới tải trọng đắp thì sử dụng trị số $m = 1.1$; ngoài ra chiều cao đắp càng lớn và đất càng yếu thì sử dụng trị số m càng lớn.

- Độ lún tức thời S_i được xác định theo công thức:

$$S_i = (m - 1).S_c$$

- Độ lún cố kết S_c được tính theo phương pháp phân tầng lấy tổng với công thức trong các trường hợp cụ thể sau:

+ Khi $\sigma_{vz}^i > \sigma_{pz}^i$: đất ở trạng thái chưa cố kết xong dưới tác dụng của trọng lượng bản thân hay đất ở trạng thái cố kết bình thường:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{1 + e_0^i} \left[C_c^i \lg \frac{\sigma_{vz}^i + \sigma_z^i}{\sigma_{vz}^i} \right]$$

+ Khi $\sigma_{vz}^i > \sigma_{pz}^i$: đối với đất quá cố kết có hai trường hợp xảy ra

• Nếu $\sigma_z^i < \sigma_{pz}^i - \sigma_{vz}^i$ thì:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{1 + e_0^i} \left[C_r^i \lg \frac{\sigma_{vz}^i + \sigma_z^i}{\sigma_{vz}^i} \right]$$

- Nếu $\sigma_z^i > \sigma_{pz}^i - \sigma_{vz}^i$ thì:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{1 + e_0^i} \left(\left(C_c^i \lg \frac{\sigma_{vz}^i + \sigma_z^i}{\sigma_{pz}^i} \right) + \left(C_r^i \lg \frac{\sigma_{pz}^i}{\sigma_{vz}^i} \right) \right)$$

trong đó:

h_i - bề dày lớp đất tính lún thứ i , $h_i \leq 2.0m$;

n - số lớp tính lún;

e_0^i - hệ số rỗng của lớp đất i ở trạng thái tự nhiên ban đầu (chưa đắp nền bên trên);

C_c^i - chỉ số nén lún hay độ dốc của đoạn đường cong nén lún (biểu diễn dưới dạng $e \sim \log \sigma$) trong phạm vi $\sigma^i > \sigma_{pz}^i$ của lớp đất i ;

C_r^i - chỉ số nén lún hay độ dốc của đoạn đường cong nén lún nói trên trong phạm vi $\sigma^i < \sigma_{pz}^i$ (còn gọi là chỉ số nén lún hồi phục ứng với quá trình dỡ tải);

σ_{vz}^i - ứng suất bản thân của lớp đất thứ i ;

σ_z^i - ứng suất phụ thêm do tải trọng đất đắp gây ra ở lớp thứ i ;

σ_{pz}^i - áp lực tiền cố kết ở lớp i ;

$\sigma_{vz}^i, \sigma_z^i$ xác định tương ứng với độ sâu z ở chính giữa lớp đất yếu thứ i .

Áp lực bản thân của đất tại các điểm đáy lớp được tính theo công thức:

$$\sigma_{vz}^i = \gamma_i \cdot h_i$$

γ_i - khối lượng thể tích của lớp đất thứ i ;

h_i - bề dày của lớp đất thứ i .

Chiều sâu ảnh hưởng lún:

$$H_{tt} = 7,5 + 0,125 \cdot 160 = 27,5 \text{ (m)}$$

Dựa vào mặt cắt điển hình, dưới lớp 5 là lớp 6 (sét pha, trạng thái nửa cứng - cứng) có mô đun tổng biến dạng $E > 100kG/cm^2$ do đó việc tính toán lún chỉ thực hiện tới độ sâu là 27,5m (m).

Tính toán độ lún cố kết S_c :

Tải trọng gây lún bao gồm:

+ Tải trọng thiết kế: $P = 28T/m^2$;

H_{tk} - là chiều dày lớp cát san lấp, $H_{tk} = 4m$;

$\gamma_{cát}$ - khối lượng thể tích của lớp cát lấp và bù lún, $\gamma_{cát} = 1,7t/m^3$.

Ban đầu chưa biết độ lún tổng của nền để tính toán giá trị q_2 , do đó để tính toán độ lún cố kết S_c ta giả thiết độ lún tổng của nền $S_{gt} = 10\%$ chiều sâu ảnh hưởng nén lún:

$$S_{gt} = 0,1 \cdot 27,5 = 2,75 \text{ (m)}$$

Vậy, chiều cao nền đắp có dự phòng lún là:

$$H'_{tk} = H_{tk} + S_{gt}$$

H'_{tk} - chiều cao nền đắp có dự phòng lún;

$$H'_{tk} = H_{tk} + S_{gt} = 4 + 2,75 = 6,75 \text{ (m)}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên nền đất:

$$q = P + q_1 + q_2 = 28 + 1,7.4 + 1,7.2,75 = 39,5 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Bảng 1. Độ lún cố kết S_c dưới tim nền công trình

Lớp	z(m)	hi(m)	$\bar{\sigma}_z(\text{t/m}^2)$	$\bar{\sigma}_{vz}(\text{t/m}^2)$	$\sigma_{pz}(\text{t/m}^2)$	e_0	C_c	C_r	S_c (m)
2	1	1	39.5	1.9	5.9	0.94	0.188	0.03	0.089
	1.3	0.3	39.5	2.47	5.9	0.94	0.188	0.03	0.026
3	2.3	1	39.5	4.2	7	1.152	0.4	0.03	0.150
	3.3	1	39.5	5.93	7	1.152	0.4	0.03	0.151
	4.3	1	39.5	7.66	7	1.152	0.4	0.03	0.146
	5.3	1	39.5	9.39	7	1.152	0.4	0.03	0.133
	6.3	1	39.5	11.12	7	1.152	0.4	0.03	0.122
	7.3	1	39.5	12.85	7	1.152	0.4	0.03	0.113
	8.3	1	39.5	14.58	7	1.152	0.4	0.03	0.105
	9.3	1	39.4	16.31	7	1.152	0.4	0.03	0.099
4	10.3	1	39.4	18.04	7	1.152	0.4	0.03	0.093
	11.3	1	39.3	19.77	7	1.152	0.4	0.03	0.088
	12.3	1	39.3	21.5	7	1.152	0.4	0.03	0.083
	13.3	1	39.3	23.2	6	1.219	0.4	0.03	0.077
	14.3	1	39.2	24.9	6	1.219	0.4	0.03	0.074
	15.3	1	39.1	26.6	6	1.219	0.4	0.03	0.070
	16.3	1	39.1	28.3	6	1.219	0.4	0.03	0.068
	17.3	1	39.1	30	6	1.219	0.4	0.03	0.065
5	18.3	1	39.1	31.7	6	1.219	0.4	0.03	0.062
	19.3	1	39.0	33.4	6	1.219	0.4	0.03	0.060
	20.3	1	38.9	35.1	6	1.219	0.4	0.03	0.058
	21.3	1	38.9	36.8	6	1.219	0.4	0.03	0.056
	22.3	1	38.9	38.5	6	1.219	0.4	0.03	0.054
	23.1	0.8	38.9	39.86	6	1.219	0.4	0.03	0.042
	24.1	1	38.8	41.67	6.2	0.802	0.203	0.03	0.032
	25.1	1	38.7	43.48	6.2	0.802	0.203	0.03	0.031
26.1	1	38.7	45.29	6.2	0.802	0.203	0.03	0.030	
27.5	1.4	38.7	47.82	6.2	0.802	0.203	0.03	0.040	
									2.23

Tổng độ lún cố kết $S_c = 2,23\text{m}$.

Tổng độ lún tức thời S_i :

$$m = S_{gt}/S_c = 2,75/2,23 = 1,2; \text{ thỏa mãn } m = 1.1 - 1.4 \text{ (theo 22TCN 262-2000)}$$

$$S_i = (m - 1).S_c = (2,75/2,23 - 1).2,23 = 0,446 \text{ (m)}$$

Như vậy, tổng độ lún tại tim nền công trình $S = 2,75\text{m}$.

Tính toán độ lún theo thời gian:

Độ lún của nền đắp trên đất yếu sau thời gian t để đạt được độ cố kết $U_v = 90\%$ được tính theo công thức sau:

$$S_t = S_c.U_v$$

Trong đó:

- $U_v = 90\%$ theo 22TCN262 - 2000 và 22TCN245 - 2000;
- S_c - độ lún cố kết của nền công trình được tính ở phần trên.

$$\Rightarrow S_t = 0,9.2,23 = 2 \text{ (m)}$$

Để xác định được thời gian t khi độ cố kết $U_v = 90\%$ ta dựa vào nhân tố thời gian T_v với biểu thức sau:

$$T_v = \frac{C_v^{tb}}{H^2}.t$$

$$C_v^{tb} = \frac{z_a^2}{\left(\sum \frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}}\right)^2}$$

h_i - bề dày lớp đất yếu nằm trong phạm vi chịu nén lún z_a có hệ số cố kết khác nhau C_{vi} .

$$C_v^{tb} = \frac{27,5^2}{\frac{1,3}{\sqrt{2,82.10^{-3}}} + \frac{11}{\sqrt{1,08.10^{-3}}} + \frac{10,8}{\sqrt{0,8.10^{-3}}}} = 1,4.10^{-3} \text{ (cm}^2/\text{s)}$$

- Độ cố kết U_v đạt được phụ thuộc vào nhân tố T_v với hàm số phụ thuộc $U_v = f(T_v)$.

Tra bảng VI.1 trong 22TCN 262-2000; với $U_v = 90\% \Rightarrow T_v = 0.859$

$$t = \frac{T_v.H^2}{C_v^{tb}} = \frac{0.859.2750^2}{1,4.10^{-3}} = 4640133929 = 147 \text{ năm}$$

Tổng độ lún tính toán $S = 2,75$ (m), độ lún cố kết $S_c = 2,23$ (m), độ lún tức thời $S_i = 0,446$ (m). Từ các kết quả trên ta tính toán được chiều cao tải bù lún, dự báo được độ lún của nền đất.

Để đạt độ cố kết $U \geq 90\%$ thì thời gian $t \geq 147$ năm. Tuy nhiên, với giả thuyết tuổi thọ công trình là 50 năm thì công trình sẽ bị phá hoại do lún. Vì tốc độ lún và tổng độ lún lớn cần có biện pháp xử lý, chúng tôi chọn biện pháp phương pháp hút chân không kết hợp bác thấm dùng trong xử lý nền đất yếu cho công trình này.

3. THIẾT KẾ XỬ LÝ NỀN KHO CHỨA VẬT LIỆU

3.1. Thiết kế hệ thống xử lý

1. Chuẩn bị mặt bằng, phân vùng và chọn hướng thi công

Công trình với diện tích là 53600m².

Sơ đồ thi công:

Chuẩn bị thi công (mặt bằng, nhân lực, máy móc thiết bị, nguyên vật liệu...)

Thi công tầng cát đệm (chiều dày 50cm)

Thi công cấm bắc thấm, tường sét

Thi công hệ thống ống thoát nước ngang

Thi công trải vải địa kỹ thuật, màng chân không (2 lớp), lắp đặt bơm chân không

Lắp đặt thiết bị quan trắc

Thiết bị đo lún mặt, lún sâu, áp lực nước lỗ rỗng, đồng hồ đo áp lực chân không

Kết thúc chạy chân không, hoàn trả mặt bằng

Hoàn thành công tác xử lý

Phân tích dữ liệu thu thập được và lập báo cáo, các bên liên quan phê duyệt kết quả

2. Thiết kế tầng cát đệm

Cát được bơm từ tàu chở lên mặt bằng qua hệ thống ống dẫn sau đó được xe ủi san ra và đầm chặt bằng xe lu. Trong quá trình tạo lớp đệm cát, cao độ bề mặt luôn được kiểm tra để không chế chiều dày theo thiết kế.

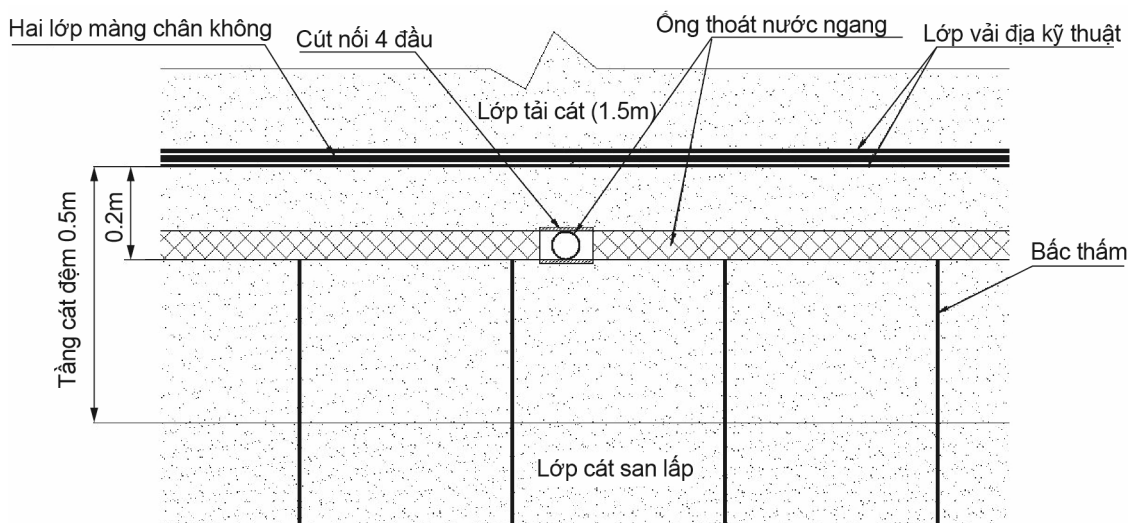
3. Hệ thống thoát nước thẳng đứng

+ Thi công cấm bắc thấm

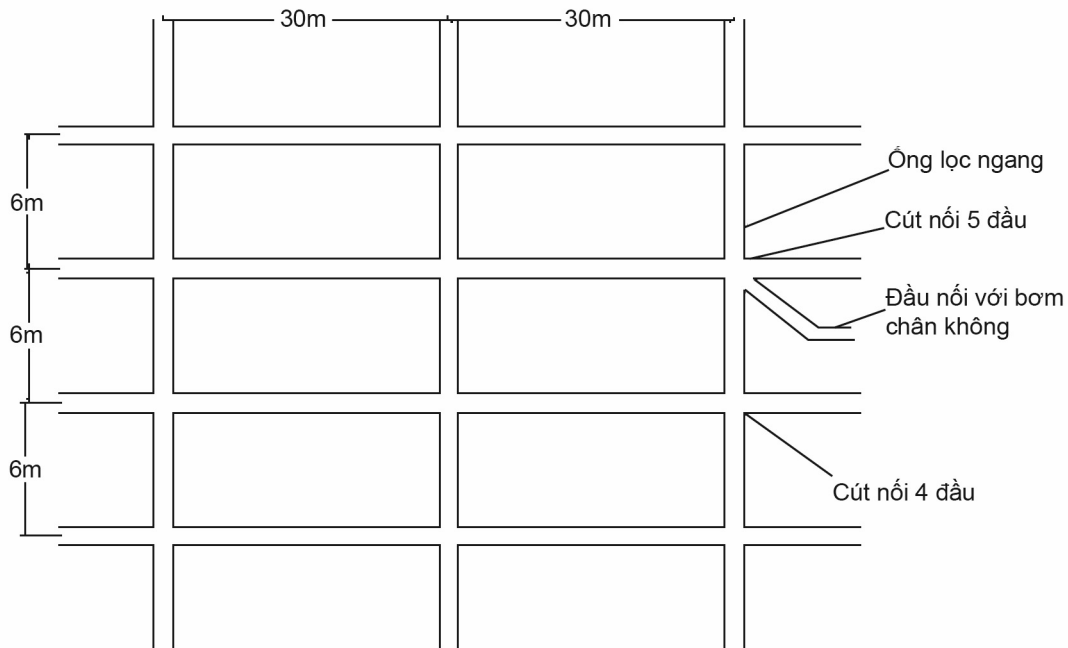
+ Mạng lưới cấm bắc thấm

Bắc thấm được cấm theo sơ đồ hình vuông với khoảng cách là 1,3m.

4. Hệ thống thoát nước ngang



Hình 1. Mặt cắt điển hình hệ thống thoát nước ngang



Hình 2. Sơ đồ bố trí ống thoát nước ngang

5. Hệ thống kín khí

Hệ thống kín khí có tác dụng giữ kín khí cho cả hệ thống bao gồm:

Màng chân không (2 lớp);

Vải địa kỹ thuật: có tác dụng bảo vệ màng chân không;

Tường sét.

6. Bơm chân không

Bơm chân không được lựa chọn có công suất 7.5kW, có khả năng tạo ra áp lực chân không trung bình 7kPa (7T/m²) trên một diện tích 900 ÷ 1100m². Trong công trình này lắp đặt 53 máy bơm chân không.

Điều kiện làm việc:

- Khu vực xử lý phải đảm bảo kín khí;
- Đảm bảo cung cấp đủ năng lượng cho bơm hoạt động liên tục trong quá trình hoạt động;
- Điều kiện dừng bơm:
 - + Tốc độ lún nhỏ hơn 2mm/ngày trong 5 ngày liên tiếp hoặc;
 - + Độ cố kết đạt > 90%.

3.2 Xác định chiều cao đổ vật liệu theo các giai đoạn

1. Chiều cao đổ vật liệu giai đoạn 1

+ Chiều cao đổ của giai đoạn 1 xác định theo công thức $H_d = \frac{(\pi + 2) \cdot C_u}{\gamma_d \cdot F}$

với hệ số an toàn $F = 1,1$; $C_u^{tb} = 1,8$ (T/m²):

$$H_{d1} = \frac{\pi + 2}{1,4 \cdot 1,1} \cdot 1,8 = 6 \text{ (m)};$$

$H_1 = 6 \text{ (m)}$ nên chiều rộng trung bình B của nền kho là: $B = 92 \text{ (m)}$;

$B/h = 92/27,3 = 3,39 > 1,49$ (trong đó h chiều dày đất yếu là $27,3\text{m}$) tra theo giản đồ ta có
 $\Rightarrow N_c = 5,9$

Thay vào công thức $H_{d1} = \frac{N_c}{\gamma \cdot F} C_u^{tb} = \frac{5,9 \cdot 1,8}{1,4 \cdot 1,1} = 6,9 \text{ (m)}$

Vậy chiều cao đắp giai đoạn 1 là $6,9 \text{ (m)}$.

+ Kiểm tra ổn định trượt cục bộ

Hệ số an toàn F được xác định theo công thức với các thông số: $H_1 = 6,9\text{m}$; $C_u^{tb} = 1,8 \text{ (T/m}^2\text{)}$;
 $f = \text{tg}\varphi_u = 0$:

$$F = 6,1 \cdot 0 + \frac{5,95 \cdot 1,8}{1,4 \cdot 6,9} = 1,2 > 1,1$$

Vậy khi đắp giai đoạn 1 với chiều cao đắp đất $6,9 \text{ (m)}$ đảm bảo ổn định trượt cục bộ.

2. Chiều cao đắp vật liệu giai đoạn 2

Sau khi đắp xong giai đoạn 1 đến cao độ $3,45\text{m}$, chờ một thời gian cho nền đất yếu đạt đến độ cố kết $U_1 = 50\%$. Lúc đó, giả sử giá trị góc nội ma sát φ của các lớp đất yếu sẽ tăng một lượng là 3° (giá trị này sẽ được kiểm tra lại trong quá trình thi công) thì lực dính C_u dưới tác dụng của lớp đất đắp sẽ tăng lên một lượng:

$$\Delta C_{u2} = U \cdot \gamma_d \cdot H_{d1} \cdot \text{tg}\varphi_{Cu2} = 0,5 \cdot 1,4 \cdot 3,45 \cdot \text{tg}3^\circ = 0,13 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

Lực dính kết của nền đất yếu sau khi cố kết ở giai đoạn 1 là:

$$C_{u2} = C_u + \Delta C_{u2} = 1,8 + 0,13 = 1,93 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

Chiều cao đắp của giai đoạn 2 xác định theo công thức:

$$H_{d2} = \frac{\pi + 2}{1,4 \cdot 1,1} \cdot 1,93 = 6,44 \text{ m}$$

$H_2 = 6,44 \text{ m}$ nên chiều rộng trung bình B của nền đường là: $B = 92,89 \text{ (m)}$;

$$B/h = 92,89/27,3 = 3,43 > 1,49 \Rightarrow N_c = 5,95$$

Thay vào công thức $H_{d2} = \frac{N_c}{\gamma \cdot F} C_u = \frac{5,95 \cdot 1,13}{1,4 \cdot 1,1} = 7,46 \text{ (m)}$

Vậy chiều cao đắp giai đoạn 2 là $7,46 \text{ (m)}$.

+ Kiểm tra ổn định trượt cục bộ

Hệ số an toàn F được xác định theo công thức:

$$F = A \cdot f + B \cdot \frac{C_u}{\gamma_d \cdot H_{d1}}$$

với các thông số: $H_{d1} = 7,92 \text{ (m)}$; $C_{u2} = 2,05 \text{ (T/m}^2\text{)}$; $f = \text{tg}\varphi_{u2} = \text{tg} 3^\circ = 0,05$:

$$F = 6,10.0,05 + \frac{5,95.1,93}{1,4.7,46} = 1,4 > 1,1$$

Vậy nền đất tại vị trí mặt cắt ổn định trượt cục bộ. Do đó, trong giai đoạn này chiều cao đắp đất đến 7,46 (m).

3. Chiều cao đắp vật liệu giai đoạn 3

+ Sau khi đắp xong giai đoạn 2 đến chiều cao 5,54m, chờ một thời gian cho nền đất yếu đạt đến độ cố kết yêu cầu $U = 70\%$. Giả sử góc ma sát trong của lớp đất yếu tăng một lượng $\Delta\varphi = 3^\circ$, khi đó độ tăng sức chống cắt ΔC_{u2} được xác định theo công thức:

$$\Delta C_{u3} = U \cdot \gamma_d \cdot H_{d1} \cdot \text{tg}\varphi_{Cu3} = 0,7.1,4.5,54 \cdot \text{tg}6^\circ = 0,57 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

Lực dính kết của nền đất yếu sau khi cố kết ở giai đoạn 1 là:

$$C_{u3} = C_{u2} + \Delta C_{u3} = 1,93 + 0,57 = 2,5 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

Chiều cao đắp của giai đoạn 2 xác định theo công thức:

$$H_{d3} = \frac{\pi + 2}{1,4.1,1} \cdot 2,5 = 8,35 \text{ m;}$$

$H_3 = 8,35\text{m}$ nên chiều rộng trung bình B của nền đường là: $B = 96,69 \text{ (m)}$;

$$B/H = 96,69/27,3 = 3,57 > 1,49 \Rightarrow N_c = 5,97$$

Thay vào công thức $H_{d3} = \frac{N_c}{\gamma \cdot F} C_{u3} = \frac{5,97.2,5}{1,4.1,1} = 9,69 \text{ (m)}$

+ Kiểm tra ổn định trượt cục bộ

Hệ số an toàn F được xác định theo công thức:

$$F = A \cdot f + B \cdot \frac{C_{u3}}{\gamma_d \cdot H_{d1}}$$

với các thông số: $H_{d1} = 10,88 \text{ (m)}$; $C_{u3} = 2,5 \text{ (T/m}^2\text{)}$; $f = \text{tg}\varphi_{u3} = \text{tg} 6^\circ = 0,105$;

$$F = 6,10.0,105 + \frac{5,95.2,5}{1,4.9,69} = 1,74 > 1,1$$

Vậy nền đất tại vị trí mặt cắt ổn định trượt cục bộ. Do đó, trong giai đoạn 3 này chiều cao đắp vật liệu là 9,69 (m).

4. Thời gian cố kết của nền đất yếu sau khi đắp xong giai đoạn 1

Giả sử độ cố kết sau khi đắp xong giai đoạn 1 là đạt 50%. Do phép tính gần đúng nên ta giả sử $U_v = 0$.

$$U_t = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v) \Rightarrow U_h = U_t \Rightarrow U_h = 0,5$$

Mặt khác ta có khoảng cách bậc thấm được bố trí theo mạng hình vuông $L = 1,3 \text{ (m)}$

Ta có: $C_v^{tb} = 0,0014 \text{ (m}^2\text{/ngày)}$, $C_h^{tb} = 0,036$

$D_e = 1,469$, $F_n = 2,596$, $F_r = 1,62$, $F_s = 0,693$

Ta có công thức:

$$U_h = 1 - e^{\frac{-8T_h}{F(n)+F_s+F_r}} = 0,5 = e^{\frac{-8T_h}{2,596+0,693+1,62}}$$
$$\Rightarrow T_h = 0,42$$

Từ công thức $T_h = \frac{C_h \cdot t}{D_e^2} = 0,42 = \frac{0,036 \cdot t}{(1,469)^2} \Rightarrow t = 25$ ngày

5. Thời gian cố kết của nền đất yếu sau khi đắp xong giai đoạn 2

Giả sử độ cố kết sau khi đắp xong giai đoạn 1 là đạt 70%. Do phép tính gần đúng nên ta giả sử $U_v = 0$.

$$U_t = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v) \Rightarrow U_h = U_t \Rightarrow U_h = 0,7$$

Mặt khác ta có khoảng cách bốc thấm được bố trí theo mạng hình vuông $L = 1,3$ (m)

Ta có: $C_v^{tb} = 0,0014$ (m²/ngày), $C_h^{tb} = 0,036$

$$D_e = 1,469, F_n = 2,596, F_r = 1,62, F_s = 0,693$$

Ta có công thức:

$$U_h = 1 - e^{\frac{-8T_h}{F(n)+F_s+F_r}} = 0,3 = e^{\frac{-8T_h}{2,596+0,693+1,62}}$$
$$\Rightarrow T_h = 0,73$$

Từ công thức $T_h = \frac{C_h \cdot t}{D_e^2} = 0,73 = \frac{0,036 \cdot t}{(1,469)^2} \Rightarrow t = 43$ ngày

6. Thời gian cố kết của nền đất yếu sau khi đắp xong giai đoạn 3

Giả sử độ cố kết sau khi đắp xong giai đoạn 2 là đạt 92%. Do phép tính gần đúng nên ta giả sử $U_v = 0$.

$$U_t = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v) \Rightarrow U_h = U_t \Rightarrow U_h = 0,92$$

Mặt khác ta có khoảng cách bốc thấm được bố trí theo mạng hình vuông $L = 1,3$ (m)

Ta có: $C_v^{tb} = 0,0014$ (m²/ngày), $C_h^{tb} = 0,036$

$$D_e = 1,469, F_n = 2,596, F_r = 1,62, F_s = 0,693$$

Ta có công thức:

$$U_h = 1 - e^{\frac{-8T_h}{F(n)+F_s+F_r}} = 0,05 = e^{\frac{-8T_h}{2,596+0,693+1,62}}$$
$$\Rightarrow T_h = 1,8$$

Từ công thức $T_h = \frac{C_h \cdot t}{D_e^2} = 1,8 = \frac{0,036 \cdot t}{(1,469)^2} \Rightarrow t = 108$ ngày

Vậy tổng thời gian trong từng giai đoạn là $T = 25 + 43 + 108 = 176$ ngày

7. Độ lún cố kết còn lại sau xử lý

Độ lún cố kết của nền đất yếu được gia cố bằng bác thấm sau thời gian t được xác định theo công thức :

$$S_t = S_c \cdot U = 2,75 \cdot 0,92 = 2,53\text{m}$$

trong đó :

S_c - độ lún của nền đất yếu khi chưa có bác thấm;

U - độ cố kết của nền đất yếu sau khi đã được gia cố bằng bác thấm. Khi đó, độ lún còn lại ΔS sau thời gian t là:

$$\Delta S = (1 - U) \cdot S_c = (1 - 0,92) \cdot 2,75 = 0,22\text{m} = 22\text{cm}$$

Kết luận:

Công nghệ xử lý nền đất yếu bằng hút chân không kết hợp bác thấm đem lại hiệu quả cao khi rút ngắn thời gian thi công với phương pháp bác thấm kết hợp gia tải thông thường trong cùng điều kiện tải trọng thiết kế, độ cố kết yêu cầu.

Phạm vi áp dụng: sử dụng để thay thế hoặc thay thế một phần tải trọng gia tải trước để cố kết nền đất yếu có sử dụng hệ thống thoát nước thẳng đứng bằng bác thấm. Hiệu quả thấp khi chiều sâu xử lý có những lớp cát xen kẽ hệ số thấm cao.

Kiến nghị: Yêu cầu công nhân thi công hệ thống chân không phải có tay nghề cao.

Phải đảm bảo khu vực xử lý luôn trong trạng thái kín khí, để áp lực chân không không thất thoát ra ngoài, và đảm bảo bù đủ áp lực thiết kế.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] PGS. TS Đỗ Minh Toàn - *Đất đá xây dựng* - Đại học Mỏ địa chất
- [2] PGS. TS Lê Trọng Thắng - *Các phương pháp nghiên cứu và khảo sát Địa chất công trình* - NXB GTVT 2003
- [3] TS. Tạ Đức Thịnh, PGS.TS Nguyễn Huy Phương - *Cơ học đất* - Nhà Xuất bản Xây dựng (Hà Nội - 2002)
- [4] 22TCN 262-2000 - *Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu*
- [5] TCVN 9355:2012 - *Gia cố nền đất yếu bằng bác thấm thoát nước*
- [6] TCVN 9362:2012 - *Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình*
- [7] TCVN 9842:2013 - *Xử lý nền đất yếu bằng phương pháp cố kết hút chân không có màng kín khí trong xây dựng các công trình giao thông - thi công và nghiệm thu*

ĐẶC ĐIỂM KIẾN TẠO HIỆN ĐẠI KHU VỰC HẠ LƯU SÔNG ĐÀ RẰNG, TỈNH PHÚ YÊN - DỰ BÁO CÁC TAI BIẾN ĐỊA CHẤT LIÊN QUAN

MODERN CONSTRUCTION CHARACTERISTICS OF DA RANG LOWER AREA, PHU YEN PROVINCE - FORECAST OF RELATED GEOLOGICAL HAZARDS

KS. Bùi Thị Ánh

Viện Khoa học công nghệ xây Dựng

Email: Buithianhdc1994@gmail.com

TÓM TẮT: Khu vực ven biển miền Trung là một trong những nơi có đặc điểm địa chất phức tạp và chịu nhiều thiên tai như xói lở, trượt đất, sụt lún bề mặt, ngập lụt.... đang ảnh hưởng trực tiếp tới môi trường. Trong những năm gần đây Tuy Hòa - Phú Yên đường bờ biển đang bị xói lở khá mạnh mẽ diễn ra theo chiều hướng bất lợi như lũ lớn, xâm thực sâu, bồi lắng ..., gây ra những thiệt hại nặng nề về kinh tế - xã hội. Như vậy, tai biến thiên nhiên trong khu vực là hậu quả của một loạt tác nhân địa chất - tự nhiên khác nhau từ nền địa chất, các vận động địa chất hiện đại, các yếu tố khí hậu và cả yếu tố nhân sinh. Kết quả nghiên cứu bài báo sẽ làm sáng tỏ một cách đầy đủ sự tồn tại của các yếu tố kiến tạo hiện đại có ý nghĩa quan trọng trong việc dự báo tai biến địa chất trong khu vực hạ lưu sông Đà Rằng - Phú Yên, đặc biệt trong bối cảnh nước biển dâng do biến đổi khí hậu.

TỪ KHÓA: Tai biến địa chất, Kiến tạo hiện đại, Phú Yên.

ABSTRACT: *The central coastal area is one of the places with complex geological characteristics and subject to many natural disasters such as erosion, landslide, surface subsidence, flooding.... are directly affecting the environment. In recent years, Tuy Hoa - Phu Yen coastline is being eroded quite strongly, taking place in an adverse direction such as large floods, deep erosion, sedimentation..., causing heavy economic losses socio-economic. Thus, natural disasters in the area are the result of a series of geological-natural factors different from the geology, modern geological movements, climatic factors and even anthropogenic factors. The results of the study will fully elucidate the existence of modern tectonic factors that are important in predicting geological hazards in the downstream area of Da Rang - Phu Yen river, especially in the context of sea level rise due to climate change.*

KEYWORDS: *Geological hazards, Modern tectonics, Phu Yen.*

1. MỞ ĐẦU

Cửa sông Đà Rằng nằm trên địa phận thị xã Tuy Hòa - Tỉnh Phú Yên và là cửa sông chính của hệ thống sông Ba - một trong những hệ thống sông lớn nhất vùng Nam Trung bộ với diện tích lưu vực là 13.900 km². Dòng chính sông Ba dài khoảng 380 km, được bắt nguồn từ đỉnh núi Ngọc Rô cao 1240 m và chảy qua 4 tỉnh Gia Lai, Đắk Lắk, Kon Tum và Phú Yên. Ở phần thượng nguồn, lòng sông hẹp, nhưng bắt đầu từ trạm thủy văn Củng Sơn - cách cửa sông Đà Rằng khoảng 40 km, lòng sông được mở rộng và được gọi bằng cái tên địa phương là sông Đà Rằng. Bờ biển Phú Yên dài 198 km chạy từ Cù Mông đến Vũng Rô, một bên là núi một bên là biển với nhiều bãi tắm đẹp, cấu trúc khá đặc biệt xen kẽ rất nhiều đầm, vịnh, vũng... đều là vị trí thuận lợi để phát triển du lịch và nuôi trồng hải sản. Với mục tiêu nghiên cứu để làm sáng tỏ cấu trúc địa chất, đặc điểm kiến tạo hiện đại tại tỉnh Phú Yên đã tiến hành thu thập tìm kiếm dữ liệu, tổng hợp tài liệu, xử lý số liệu phân tích, đánh giá.

2. CÁC PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU VÀ TÀI LIỆU SỬ DỤNG

2.1. Phương pháp nghiên cứu

- Thu thập và tổng hợp xử lý số liệu địa chất, bản đồ địa chất, địa mạo kiến tạo bằng phần mềm mapinfor.

- Phương pháp phân tích hệ thống và kế thừa các tài liệu đã có nhằm thống kê, phân tích đánh giá các tác nhân tai biến địa chất gây ra xói lở, bồi tụ bờ biển, cửa sông...

- Phân tích địa mạo, địa hình trên cơ sở sử dụng ảnh viễn thám đa thời gian để xác định quy luật biến đổi địa mạo và quan hệ cấu trúc địa chất.

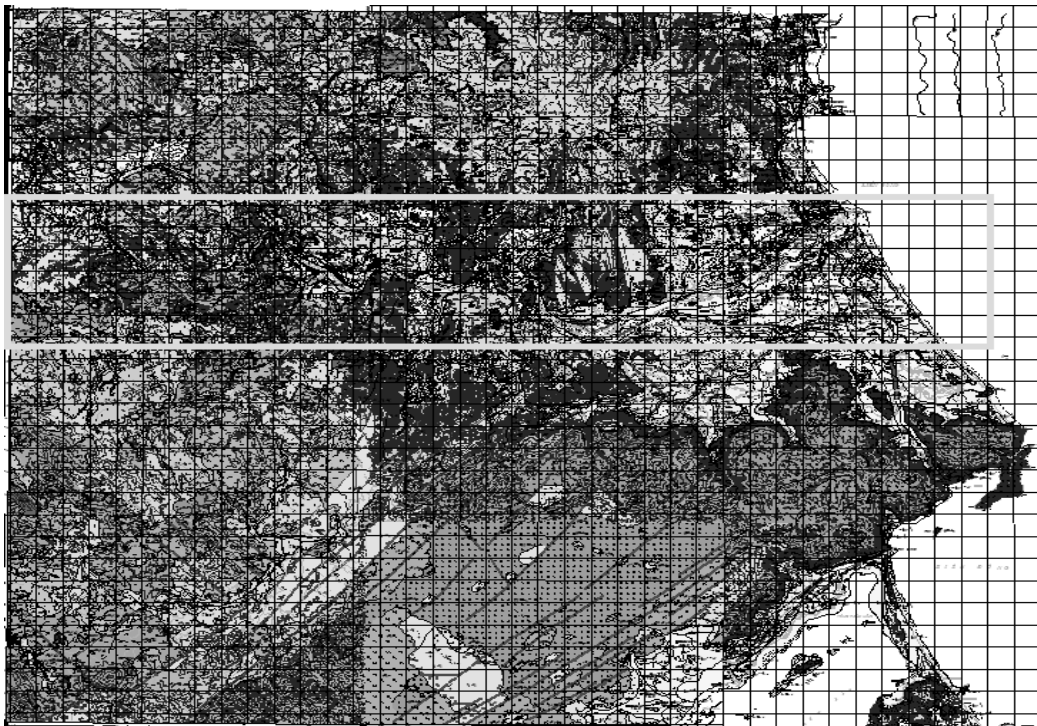
2.2. Tài liệu sử dụng

- Bài báo đã sử dụng kết quả nghiên cứu về tai biến địa chất do các tác giả đã thực hiện qua các đề tài, đề án trong thời gian qua ở vùng nghiên cứu. Bài báo đề cập đến vấn đề tai biến địa chất vùng nghiên cứu, Mô hình hóa các mối quan hệ địa chất - địa mạo - tai biến địa chất.

3. ĐẶC ĐIỂM ĐỊA CHẤT VÙNG NGHIÊN CỨU

3.1. Vị trí địa lý

Phú Yên là tỉnh duyên hải Nam Trung bộ Việt Nam, diện tích tự nhiên: 5.045km², 12°35' đến 14°38': vĩ độ Bắc, 108°00' đến 109°55': kinh độ Đông.



Hình 1. Sơ đồ địa chất khu vực nghiên cứu hạ lưu sông Đà Rằng

Phía bắc giáp tỉnh Bình Định, Phía nam giáp tỉnh Khánh Hoà, Phía tây giáp tỉnh Đắk Lắk & Gia Lai.

Phía đông giáp Biển Đông.

3.2. Địa hình - địa mạo

Khu vực nghiên cứu, địa hình chịu tác động mạnh của quá trình nội sinh: các cấu trúc nâng khối tầng, vòm - khối tầng ... Mạng lưới sông, suối ngắn và dốc, kết hợp với sự dao động mực nước đại dương trong Neogen - Đệ Tứ. Đây là những nguyên nhân chính tạo nên cường độ phân cắt, xâm thực sâu của địa hình vùng núi và biến động mạnh của lòng sông Ba ở đồng bằng Tuy Hòa.

3.3. Đặc điểm địa chất khu vực

Theo quan điểm kiến tạo mảng thì tỉnh Phú Yên nằm ở rìa Đông Nam địa khối Kon Tum. Địa khối này là một phần được tách ra từ đại lục địa cổ tiền Cambri và đã tồn tại trong đại dương Peleotethys như một vi lục địa trước khi gắn kết với các địa khối khác vào Trias để tạo thành lục địa Đông Nam Á (Sundaland).

4. ĐẶC ĐIỂM KIẾN TẠO HIỆN ĐẠI KHU VỰC HẠ LƯU SÔNG

4.1. Các yếu tố cấu trúc không chế địa hình - địa mạo khu vực

Các đứt gãy hoạt động tại vùng nghiên cứu:

- Đứt gãy cũng như các khe nứt rất phát triển trên vỏ Trái Đất. Khu vực nghiên cứu bị biến động mạnh mẽ, thể hiện bởi sự tồn tại các cấu tạo từ dẻo tới giòn, thể hiện ở sự tồn tại rất nhiều hệ thống đứt gãy phát triển theo nhiều phương khác nhau. Chúng biểu hiện dưới các đới dập vỡ hoặc các mặt trượt cắt qua các thân đá hoặc các lớp trầm tích bờ rời. Ở nhiều nơi chúng có lịch sử phức tạp, hoạt động nhiều lần và chồng lấn lên nhau, tạo nên cấu trúc phức tạp.

Tại khu vực nghiên cứu: Hệ thống đứt gãy hoạt động nhiều lần trong đó các mặt trượt có các vết xước.

Sự thay đổi đột ngột về địa hình là do sự xuất hiện của đứt gãy cắt qua chân núi làm chân núi sụp xuống tạo thành các vách thẳng đứng và có dạng hình tam giác.



Hình 2. Các mặt tam giác trên các sườn núi tại chân Đèo Cả - Phú Yên



Hình 3. Hai đứt gãy gặp nhau tạo thành đầm lầy tại chân Đèo Cả - Phú Yên

4.2. Các biểu hiện vận động kiến tạo trẻ

Vận động kiến tạo là giai đoạn cuối cùng trong lịch sử hình thành và phát triển của tự nhiên diễn ra cách đây khoảng 25 triệu năm, có cường độ mạnh mẽ còn được kéo dài đến ngày nay, giai đoạn này tiếp tục hoàn thiện các điều kiện tự nhiên làm cho trái đất có diện mạo và đặc điểm tự nhiên như ngày nay.

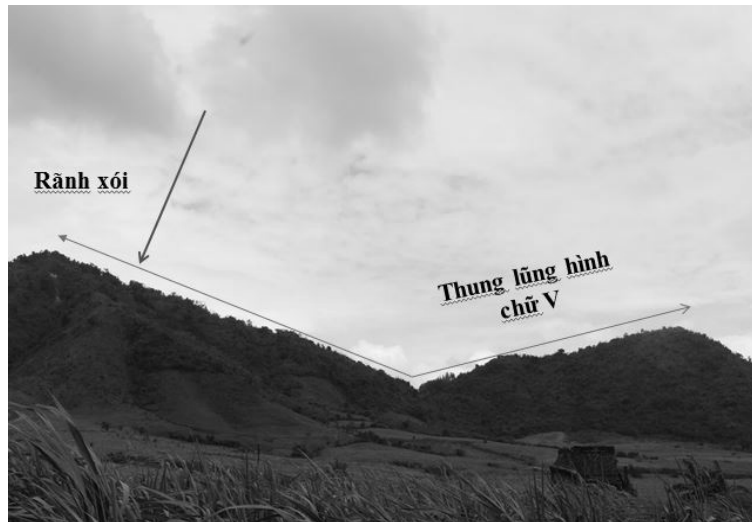
* Các dấu hiệu chính xuất hiện trong phạm vi nghiên cứu bao gồm:

- Hoạt động của đứt gãy: Đứt gãy hoạt động là một trong những dấu hiệu quan trọng trong việc xác định các hoạt động kiến tạo hiện đại, chúng thường xuất hiện ở những vị trí có cấu trúc địa chất không ổn định và hay có sự vận động kiến tạo. Tại khu vực nghiên cứu cũng đã phát hiện sự hoạt động của các hệ thống đứt gãy, trong đó có một số vẫn đang hoạt động; các đứt gãy, khe nứt này đều có đặc điểm là xuất hiện trong lớp trầm tích Đệ Tứ. Như thế có thể thấy được các đứt gãy khe nứt này xuất hiện sau khi các lớp trầm tích Đệ Tứ. Mặt khác chúng nằm trong khu vực có nhiều hệ thống đứt gãy cắt qua nhau chính vì thế có thể đây là sự tái hoạt động của các đứt gãy cũ hoặc là do các đứt gãy mới hình thành tạo nên và chúng còn hoạt động đến bây giờ.

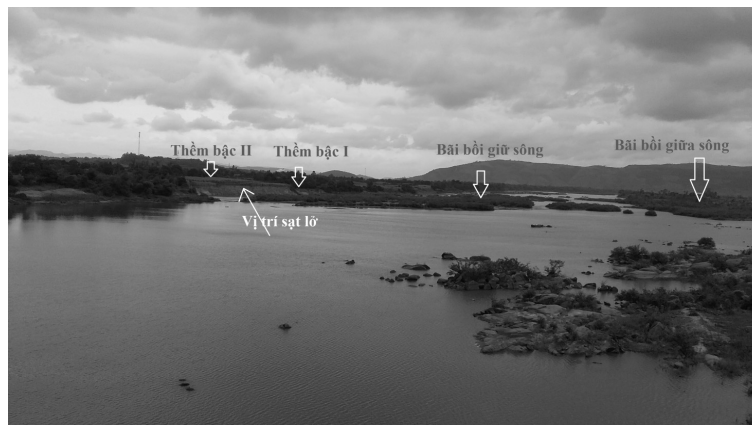


Hình 4. Trầm tích bờ rời bị trượt lở, bờ rời khá mạnh vận động kiến tạo tích cực, phần giữa sập tạo nên hệ thống khe nứt rất trẻ theo phương ĐB - TN (Khu vực gần sông Ba)

- Sự nâng hạ kiến tạo: Đặc điểm này có thể nhận thấy rõ tại các khu vực sông Đà Rằng chảy qua. Mà đặc trưng nhất là sự xuất hiện của các bậc thềm sông cũng như các thung lũng dạng chữ V. Ngoài ra còn có các dấu hiệu khác như việc mở rộng của lòng sông và hình thành các bãi bồi giữa sông... Thung lũng hình chữ V là dạng địa hình đặc trưng cho các hoạt động nâng cao của kiến tạo. Trước khi được nâng lên cao thì đây là đáy của một con sông với hai bên là hai bờ của con sông. Nhưng do hiện tượng nâng cao của địa hình làm mất dòng con sông và tạo nên các thung lũng dạng chữ V.



Hình 5. Thung lũng chữ V tại huyện Sơn Hòa - Phú Yên

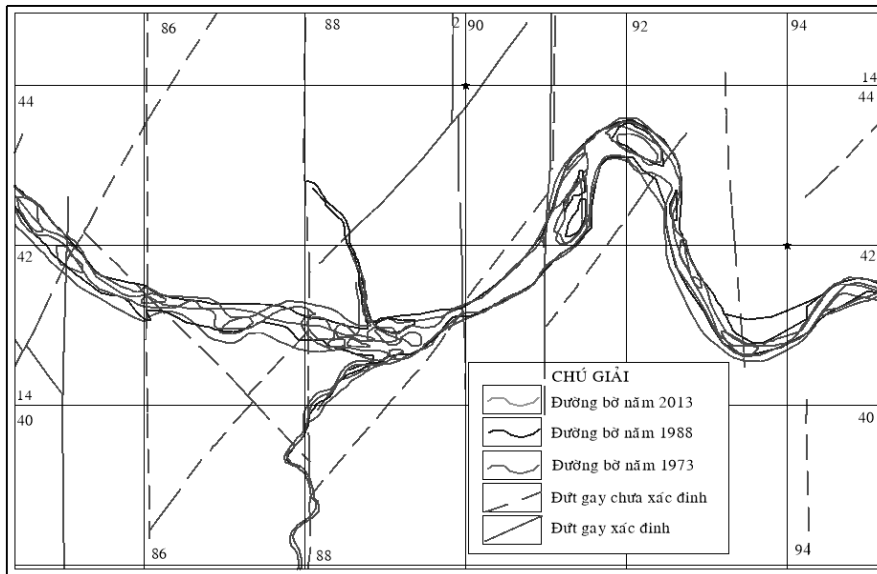


Hình 6. Sự phân chia các bậc thềm sông tại lòng sông Ba (Đà Rằng)

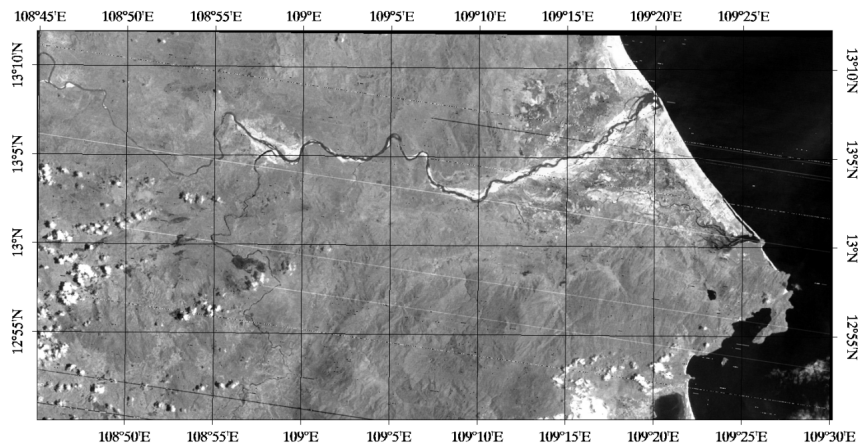
Từ hình 5 quan sát thấy quá trình nâng cũng tạo nên các thềm bậc khác nhau ở hai bên bờ sông, ngoài ra chúng còn làm thay đổi dòng chảy của nước. Vì nước sẽ chảy từ vị trí cao đến vị trí thấp nên khi các vận động tân kiến tạo làm thay đổi địa hình trên mặt thì cũng sẽ kéo theo đó là sự thay đổi về hình thái của con sông. Tại vị trí cầu Sông Ba (sông Đà Rằng) có thể thấy được rõ ràng sự thay đổi dòng chảy của con sông.

- Thay đổi hướng đột ngột của dòng sông: Qua quá trình phân tích ảnh viễn thám cho thấy tại nhiều vị trí khác nhau của sông Đà Rằng có sự thay đổi hướng đột ngột và bất bình thường. Có những nơi sông đang chảy theo hướng từ Tây sang Đông lại đột ngột chuyển sang hướng Bắc Nam rồi lại chảy về tại theo hướng cũ. Như vậy có thể thấy rằng dòng sông đang bị các đứt gãy

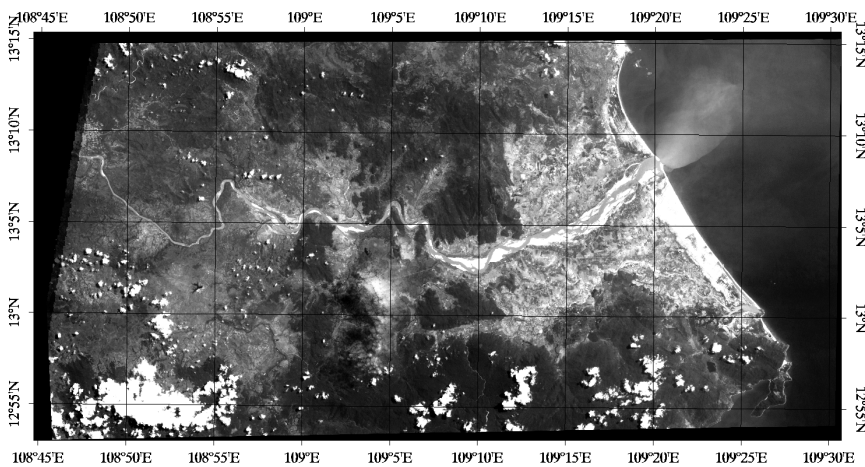
không chế. Tuy nhiên qua các năm khác nhau dòng chảy của sông lại khác nhau điều này có thể nói lên các đứt gãy cũng đang có sự vận động (Hình 6, 7, 8, 9).



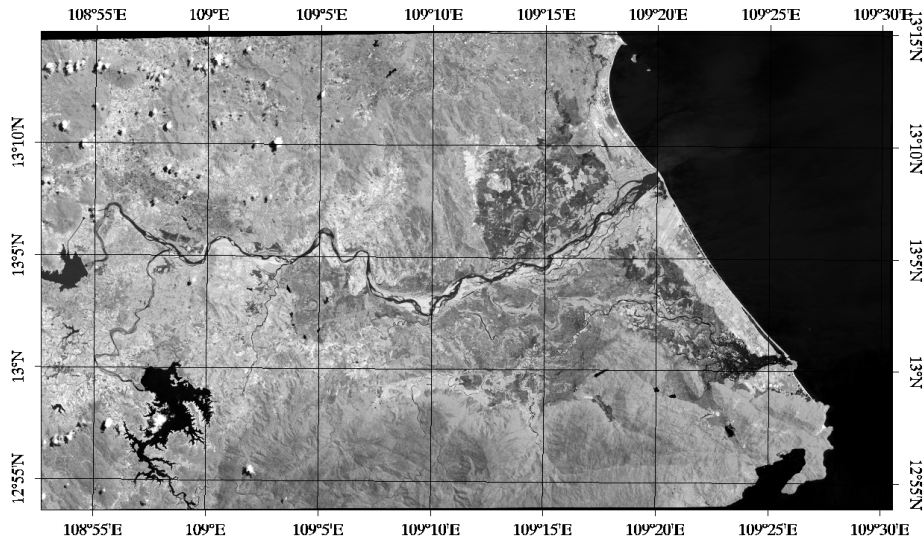
Hình 7. Đường bờ sông Đà Rằng những năm 1973 - 1988 - 2013



Hình 8. Ảnh viễn thám khu vực cửa sông tỉnh Phú Yên năm 1973



Hình 9. Ảnh viễn thám khu vực cửa sông tỉnh Phú Yên năm 1988



Hình 10. Ảnh viễn thám khu vực cửa sông tỉnh Phú Yên năm 2013

5. TAI BIẾN ĐỊA CHẤT VÙNG NGHIÊN CỨU

Các tác nhân ngoại sinh gây ra các tai biến mạnh mẽ nhất trong khu vực đới ven biển bao gồm hàng loạt yếu tố sau:

Các hoạt động địa chất ngoại sinh: quá trình phong hóa, rửa trôi, thay đổi chế độ trầm tích, thủy động lực học của dòng chảy trên mặt hoặc thủy triều có thể gây ra các biến động mạnh mẽ trên mặt đất như xâm thực và phá hủy đường bờ, bồi lắng, sụp lở... Tùy thuộc vào nền địa chất mà tác động này có thể gây ra những hậu quả, tai biến ở các mức độ khác nhau.

Các yếu tố khí hậu là yếu tố quan trọng gây ra các hiện tượng thời tiết cực đoan mang tính chất toàn cầu hoặc địa phương trong các khu vực nhỏ hơn (như gia tăng bão, lụt, hạn hán...) tác động tới các hoạt động địa chất ngoại sinh và hàng loạt tai biến thiên nhiên như ngập lụt, sa mạc hóa, thay đổi mực nước ngầm...

Đặc biệt trong bối cảnh biến đổi khí hậu và nóng lên toàn cầu hiện nay, dâng cao mực nước biển đang là yếu tố tự nhiên được quan tâm mạnh mẽ do các tác động mang tính toàn cầu của nó (Watson et al..., 1997). Trong khu vực ven biển, nước biển dâng đã và đang được xem là yếu tố quan trọng dẫn tới sự phá hủy đới bờ và đe dọa cuộc sống của một bộ phận lớn cư dân trên Trái đất.

- Các yếu tố nhân sinh: Bên cạnh các yếu tố ngoại sinh nêu trên, các hoạt động của con người cũng có thể gián tiếp hoặc trực tiếp tạo nên các tai biến hoặc là tác nhân gây các tai biến, trong đó có việc phá vỡ cân bằng tự nhiên đã được thiết lập. Đối với đới ven biển, các hoạt động phá rừng ngập nước, nạo vét cảng biển và phá hủy các rạn san hô, khi đào, khai thác nước ngầm, khai thác và bốc xúc tài nguyên ở vùng đới bờ (cả trên cạn và dưới nước), xây dựng các công trình nhân tạo (cảng biển, đầm nuôi trồng thủy hải sản...)

5.1. Một số dạng tai biến điển hình

Trong khu vực hạ lưu sông Đà Rằng xuất hiện khá nhiều các hiện tượng tai biến địa chất nhưng nghiêm trọng nhất hiện nay phải kể hiện tượng như sau:

- Hiện tượng xói lở bờ biển: Hiện tượng này ngày càng diễn biến phức tạp gây khó khăn trong công tác phòng chống cũng như ảnh hưởng lớn đến đời sống người dân. Mặc dù chính quyền địa phương đã đầu tư hàng trăm tỷ đồng xây dựng các bờ kè dọc các vùng có hiện tượng xói lở bờ biển như vùng xóm Rớ hay khu vực cửa sông Đà Nông. Nhưng hiệu quả của những công trình này vẫn chưa cao khi mới đây sóng biển tiếp tục đánh sập các công trình kè và đe dọa đến người dân trong vùng. Theo ghi nhận hiện của người dân khu vực này, từ năm 2009 đến nay, biển đã lấn vào sau hơn 20m;



Hình 11. Vị trí bờ kè cũ (bên ngoài) so với bờ kè đang được xây dựng lại (bên trong) khu vực sông

Hiện tượng xói lở bờ biển tại khu vực sông Đà Rằng do quá trình tác động của năng lượng sóng biển cao vào mùa gió đông bắc. Hiện trạng bờ biển sau bão, tại khu vực nghiên cứu bị ảnh hưởng của bão, bờ biển ở đây bị xói lở nghiêm trọng, có khi kết thúc 1 trận bão bờ biển có nơi dịch sâu vào đất liền hàng chục mét, đồng thời năng lượng sóng mạnh đã phá hủy nhiều công trình kè.



Hình 12. Xói lở làm sập kè bảo vệ, bờ biển có nguy cơ bị phá hủy

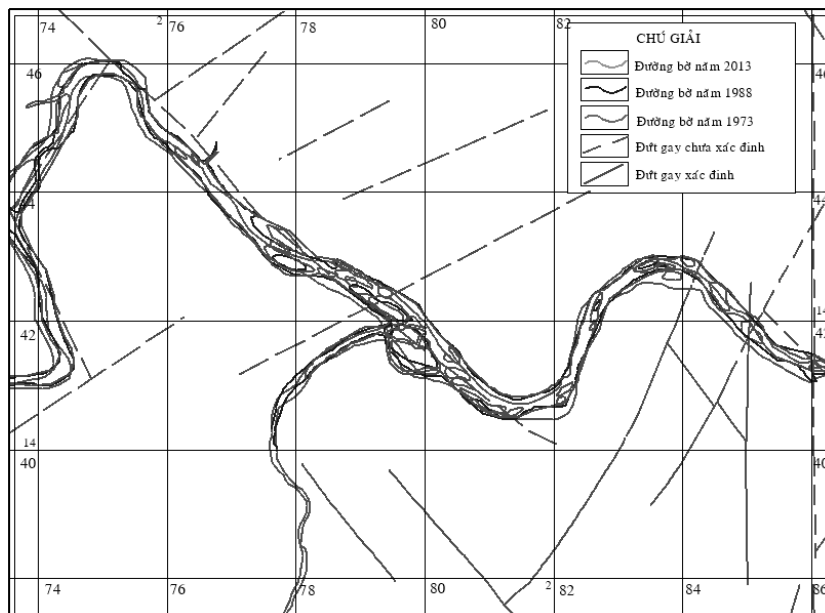
+ Hiện tượng trượt đất lở đất, đá: Hiện tượng trượt lở đất, đá cũng là một hiện tượng tai biến địa chất gây nhiều hậu quả nghiêm trọng. Hiện tượng này mới đây lại gây ra cảnh tượng hàng nghìn chiếc xe nối đuôi nhau hàng km trên đèo Cả khi đất đá nơi đây sạt lở làm tắt nghẽn tuyến đường duy nhất nối 2 tỉnh Phú Yên và Khánh Hòa.



Hình 13. Quốc lộ 1A qua địa bàn tỉnh Phú Yên bị sạt lở nghiêm trọng

+ Hiện tượng mở rộng cửa sông Đà Rằng về phía Nam: Hiện tượng này tuy chưa gây ảnh hưởng lớn đến người dân. Nhưng hiện tượng này lại xuất hiện trong khu vực của hiện tượng xói lở bờ biển nên về tương lai có thể gây ảnh hưởng lớn đến người dân. (Hình 1).

+ Hiện tượng sụt lún của hồ Hảo Sơn: Hiện tượng này diễn ra khá chậm, nhưng về lâu về dài hiện tượng này sẽ ảnh hưởng đến tuyến đường quốc lộ 1A khi vị trí hồ cách Quốc Lộ 1A chỉ vài chục mét. Cùng với đó diện tích đất canh tác của người dân khi hồ Hảo Sơn dần dần được mở rộng (Hình 1). Bên cạnh đó là sự sụt lún khu vực của sông Đà Nông làm cửa sông Đà Nông càng ngày càng được mở rộng. Những thay đổi về địa hình, địa mạo này được thể hiện qua ảnh viễn thám ở các năm 1973 - 1988 - 2013.



Hình 14. Đường bờ sông Đà Nông tại cửa sông Đà Nông những năm 1973 - 1988 - 2013

- Ngoài nguyên nhân trực tiếp đã nêu, còn có một số nguyên nhân gián tiếp đã gây ra hiện tượng xói lở bờ biển trong khu vực nghiên cứu và đáng kể nhất có một số nguyên nhân sau: Sự

gia tăng các trận bão và áp thấp nhiệt đới trong năm, dẫn đến các hiện tượng nước dâng do bão kết hợp với triều cường, làm kéo dài thời gian hoạt động của sóng biển trên khu bờ cao, do đó đã làm tăng cường độ xói lở bờ biển và trên cả quy mô chiều dài đoạn bờ. Mặt khác, còn có các hoạt động của con người, xét về nguyên nhân sâu sắc thì con người làm cho toàn cầu ấm lên, dẫn đến gia tăng các điều kiện thời tiết cực đoan.

- Tại bờ biển sông Đà Rằng hiện tượng xói lở bờ biển cũng diễn ra khá mạnh. Hậu quả của hiện tượng này là, bờ biển lấn sâu vào phía đất liền, không những làm thay đổi diện mạo bờ biển mà còn ảnh hưởng tới đời sống cộng đồng dân cư. Một tác động khác tại khu vực này là, tạo cho phần ngầm bãi có độ dốc lớn, bên ngoài hình thành các đê cát ngầm song song với đường bờ và luôn di động theo thời gian.



Hình 15. Xói lở làm phá hủy công trình kè chống ven đường bờ biển

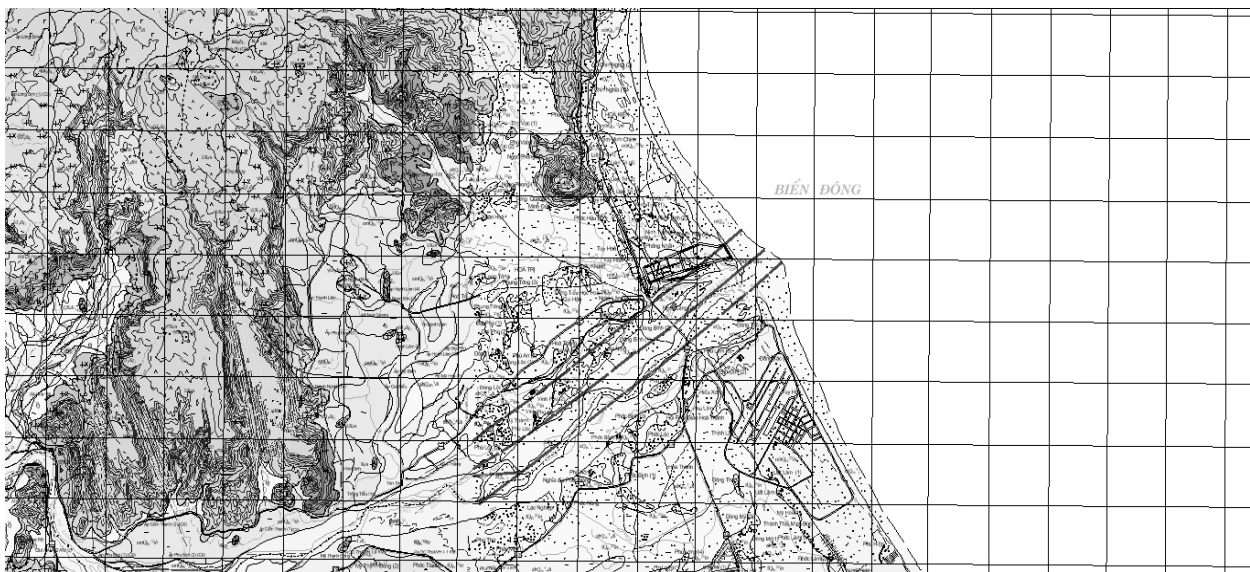
+ Trượt lở: là một hiện tượng địa chất đề cập đến sự chuyển động của một phần nền đất so với phần khác theo một bề mặt do sự mất cân bằng về trọng lực. Mặc dù vai trò của trọng lực là yếu tố chính gây trượt, nhưng còn có những yếu tố khác góp phần làm mất cân bằng đối với sự ổn định mái dốc ban đầu. Trong đó hoạt động của các đứt gãy hiện đại góp phần quan trọng trong việc làm đất đá bờ rời khiến chúng dễ dàng bị các tác nhân phong hóa làm cho vỡ vụn và mất ổn định bờ dốc. Xuất hiện tại một số vị trí trong vùng nghiên cứu.



Hình 16. Trượt lở 1 đoạn taluy bên đường giao thông tại huyện Sông Hinh - Phú Yên

5.2. Mối quan hệ của các đứt gãy hoạt động với tai biến địa chất

Các đứt gãy hoạt động thường có mối quan hệ chặt chẽ với các hiện tượng tai biến địa chất mà trong đó đặc biệt chú ý nhất là hiện tượng sạt lở và hiện tượng biến dạng cũng như bị xâm thực của bờ biển. Hoạt động của các đứt gãy có một vai trò nhất định gây nên hiện tượng sạt lở trong khu vực nghiên cứu. Chúng có thể trực tiếp hoặc gián tiếp làm mất đi tính ổn định bờ dốc. Cụ thể các đứt gãy có thể trực tiếp cắt ngang làm đất đá bị phá hủy mạnh tạo thành khu vực có cấu tạo bởi vật liệu bở rời hay cắt qua và làm tiền đề cho quá trình phong hóa phát triển mạnh. Cũng với đặc điểm phá hủy mạnh đất đá tại vùng đứt gãy cắt qua mà tại các khu vực bờ biển có sự xuất hiện của chúng sẽ làm hiện tượng biến dạng và xâm thực bờ biển làm ảnh hưởng đời sống người dân. Tại cửa sông Đà Rằng nơi có đứt gãy cắt ra bờ biển và làm suy yếu khả năng chống chịu của tầng đá gốc trước sự tác động mạnh mẽ của sóng biển, chính vì thế hàng năm sóng biển đã gây biến dạng bờ biển nơi đây.



Hình 17. Hệ thống đứt gãy Đông Bắc - Tây Nam cắt ra ngoài đường bờ biển tại cửa sông Đà Rằng

6. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

6.1. Kết luận

Từ những kết quả của các công trình nghiên cứu trước đây liên quan đến khu vực, những đánh giá nghiên cứu dự báo tai biến địa chất trong khu vực hạ lưu sông Đà Rằng - tỉnh Phú Yên thấy rằng:

- Khu vực này hội tụ khá nhiều dạng tai biến địa chất và tiềm ẩn nhiều thiên tai trong đó có các ảnh hưởng của các tai biến như xói lở, xâm thực bờ biển, biến đổi dòng chảy, bồi tụ... đang ảnh hưởng trực tiếp tới môi trường và có khả năng tạo ra các thiên tai nghiêm trọng trong khu vực. Nếu các tai biến tiềm năng này được cộng hưởng với các tác động tiêu cực của các tác nhân khí hậu trong bối cảnh biến đổi khí hậu thì hậu quả sẽ lớn hơn. Tuy nhiên thiếu hoặc do coi trọng các thông số về kiến tạo hiện đại và tác động của chúng tới tai biến thiên nhiên nên các kịch bản về tai biến địa chất và tác động của chúng đặc biệt là trong bối cảnh biến đổi khí hậu nước biển

dâng tới đới ven biển hiện có thường coi các yếu tố địa chất - địa mạo khu vực luôn trong trạng thái cân bằng, ổn định mặc dù khu vực nghiên cứu có thể có chế độ kiến tạo hiện đại rất không ổn định ở phạm vi khu vực.

- Hậu quả của các kiến tạo hiện đại có tác động to lớn đối với sự thay đổi cấu hình bề mặt Trái đất, là nguyên nhân trực tiếp gây ra các tai biến địa chất khu vực của vỏ Trái đất trong đó có động đất xói lở, trượt đất, sụt lún bề mặt, sa mạc hóa hoặc ngập lụt ... (National Research Council, 1986, Burbank, and Anderson, 2011). Các vận động kiến tạo này và tác động của chúng ảnh hưởng trực tiếp tới đời sống con người, đặc biệt là trong các vùng mà vận động kiến tạo hiện đại diễn ra mạnh mẽ. Do đó các vận động kiến tạo, đặc biệt là các vận động kiến tạo hiện đại đang ngày càng có vai trò quan trọng, không chỉ trong việc tái lập lịch sử vận động của vỏ Trái đất mà quan trọng hơn để dự đoán những tác động tương lai và ảnh hưởng của chúng với cuộc sống con người.

- Phân tích các dấu hiệu của dịch chuyển kiến tạo đã xác định được sự tồn tại của nhiều hệ thống đứt gãy và khe nứt phát triển trong vùng nghiên cứu. Trên cơ sở đặc điểm biến dạng và các dấu hiệu động học đã làm rõ được bản chất cũng như tuổi tương đối của chúng.

- Chỉ ra được các khu vực, tốc độ nâng hạ đối với từng vùng, nâng hạ đó và tác động của chúng đối với tai biến địa chất khu vực trong bối cảnh biến đổi khí hậu nước biển dâng.

6.2. Kiến nghị

Qua quá trình thu thập tài liệu, từ kết quả nghiên cứu tại tỉnh Phú Yên về các yếu tố kiến tạo hiện đại khu vực hạ lưu sông Đà Rằng. Tôi xin kiến nghị như sau:

- Việc nhận dạng bản chất của các yếu tố kiến tạo có tầm quan trọng lớn đối với việc luận giải mối quan hệ giữa chúng đối với tai biến địa chất khu vực.

- Trên cơ sở đó, nhà nước và địa phương đưa ra các phương án và giải pháp hợp lý để đề phòng và giảm thiểu tác động của tai biến địa chất đối với vùng nghiên cứu.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] NCKH sinh viên, 2017. *Đặc điểm kiến tạo hiện đại khu vực hạ lưu sông Đà Rằng, tỉnh Phú Yên và ý nghĩa của nó đối với biến dạng dòng sông*
- [2] Hoa Mạnh Hùng và nnk, 1998. *Tổ hợp một số chỉ tiêu trong phân loại cửa sông Việt Nam*. Tuyển tập các công trình nghiên cứu, Địa lý, 83-88. NXB KH&KT Hà Nội
- [3] Nguyễn Văn Cư, Phạm Huy Tiến, 2003. *Sạt lở bờ biển miền Trung Việt Nam*. NXB KH&KT, Hà Nội, 200 trang
- [4] Trung tâm khí tượng - thủy văn biển, 1988. *Khí tượng thủy văn vùng biển Việt Nam*. NXB KH&KT Hà Nội

ĐÁNH GIÁ NGUY CƠ XÓI LỞ BỜ SÔNG HỒNG KHU VỰC HÀ NỘI - PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH DỮ LIỆU ẢNH VỆ TINH

ASSESSMENT OF EDUCATION RISK OF THE RED RIVER HANOI AREA - METHODS OF ANALYSIS OF SATELLITE IMAGE DATA

ThS. Nguyễn Công Kiên
Viện Khoa học công nghệ xây dựng
Email: nguyencongkien231@gmail.com

TÓM TẮT: Vùng đất ven sông Hồng địa phận Hà Nội có diện tích khoảng 37000 ha được giới hạn trong phạm vi nằm giữa hai con đê Tả Hồng và Hữu Hồng dọc theo dòng chảy bắt đầu từ xã Thái Hòa (huyện Ba Vì) tới xã Quang Lãng (huyện Phú Xuyên) có chiều dài theo chiều dài đê khoảng 117 km với chiều rộng từ 1.2 - 4 km (Hình 2). Đây sẽ là nơi có tiềm năng phát triển, khai thác mang lại hiệu quả kinh tế cao, cung cấp nguồn vật liệu xây dựng, quỹ đất phát triển đô thị và hệ thống giao thông đường thủy cho Hà Nội nếu được đánh giá và kiểm soát tốt. Đường bờ dòng sông luôn biến đổi từ quy luật vận động tự nhiên của dòng chảy, từ tác động của con người. Hàng năm đường bờ thường xuyên xảy ra xói lở làm mất ổn định tuyến bờ. Vì vậy, muốn khai thác sử dụng được quỹ đất này cần phải nghiên cứu đánh giá xác định quy luật biến đổi, dự báo sự ổn định của đường bờ là công việc nghiên cứu cơ bản quan trọng, là cơ sở phục vụ giải bài toán quy hoạch khai thác sử dụng bền vững vùng đất ven sông Hồng khu vực Hà Nội. Trong trình bày này, tác giả sử dụng phương pháp phân tích dữ liệu ảnh vệ tinh (công nghệ viễn thám và GIS) để đánh giá và dự báo xu thế xói lở bờ.

TỪ KHÓA: Xói lở bờ, ảnh Landsat, DSAS, MNDVI

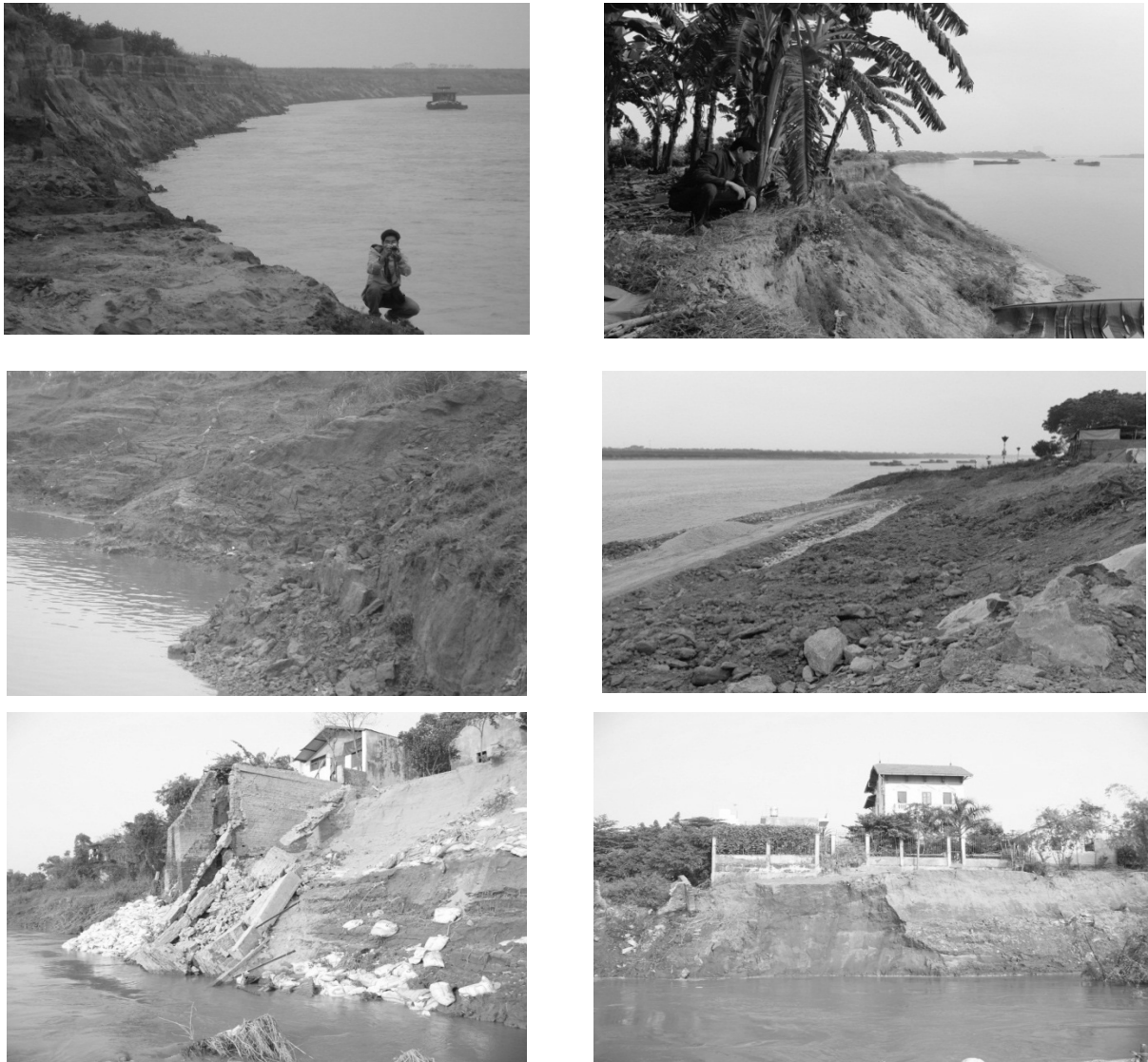
ABSTRACT: The land along the Red River in Hanoi has an area of about 37,000 ha, limited to the area between the two dikes Ta Hong and Huu Hong along the flow starting from Thai Hoa commune (Ba Vi district) to Quang Lang commune. (Phu Xuyen district) has a length of about 117 km along the length of the dyke with a width of 1.2 - 4 km (Figure 2). This will be a place with potential for development and exploitation with high economic efficiency, providing construction materials, land for urban development and waterway transport system for Hanoi if evaluated and controlled. good control. The riverbank always changes from the natural movement of the flow, from the impact of humans. Every year, the shoreline regularly erodes, which destabilizes the shoreline. Therefore, in order to exploit and use this land fund, it is necessary to study, evaluate, determine the law of change, predict the stability of the shoreline, which is an important basic research work, which is the basis for solving problems. Planning for sustainable exploitation and use of land along the Red River in Hanoi area. In this presentation, the author uses satellite image data analysis method (remote sensing technology and GIS) to assess and predict the trend of shoreline erosion.

KEYWORDS: Riverbank erosion, Landsat imagery, DSAS, MNDVI

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Sự biến đổi lòng dẫn gắn liền với quá trình vận động của lòng sông. Mối quan hệ giữa dòng chảy, tính chất cơ lý của đất đá, địa hình, địa mạo, cân bằng bùn cát và các hoạt động kinh tế xã hội của con người, hệ thống kỹ thuật có tính mật thiết. Trong sự phát triển của đất nước, nhu cầu khai thác nguồn nước và cát ngày càng nhiều, điển hình là các nhà máy thủy điện ở thượng

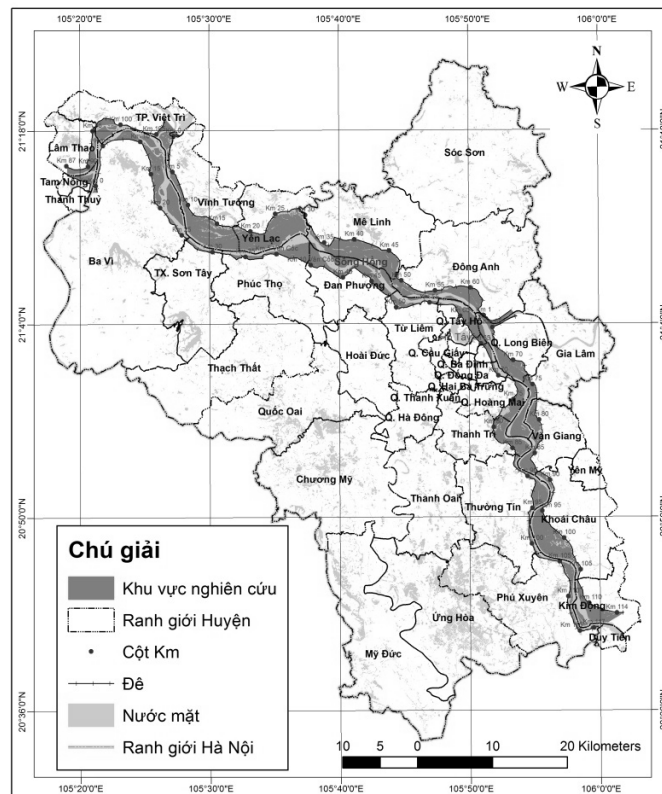
nguồn, các điếm khai thác cát tràn lan không kiểm soát dẫn đến sự mất cân bằng về lượng bùn cát dẫn đến xói lở mất ổn định tuyến bờ. Điều này đã diễn ra liên tục làm mất đi nhiều hoa màu, đe dọa trực tiếp đến sự ổn định của một số công trình trên bờ sông, cũng như nguy cơ đến tính mạng của nhiều người dân (năm 1988 sạt lở bờ sông bãi Phúc Xá làm 20 người chết, cuốn đi nhiều ngôi nhà,...). Các cơ quan chức năng đã có nhiều cố gắng như làm kè chỉnh trị dòng sông nhưng xói lở vẫn tiếp diễn và gây nhiều hậu quả nghiêm trọng (một số hình ảnh xói lở như sau).



Hình 1. Hình ảnh xói lở trên sông Hồng khu vực Hà Nội

Từ các số liệu thống kê trong những năm gần đây cho thấy những hiểm họa không nhỏ do hệ thống sông Hồng đem lại đó là: lũ lụt, xói lở bờ sông, bồi lắng lòng dẫn. Xói lở bờ sông đã trở thành nguy cơ lớn ảnh hưởng đến hoạt động kinh tế xã hội của cộng đồng cư dân ven sông Hồng. Việc đánh giá xác định nguy cơ và quy luật xói lở bờ sông là rất cần thiết. Để đánh giá dự báo xói lở bờ sông có nhiều phương pháp khác nhau như: Phương pháp bằng tính toán thủy lực dòng sông theo công thức, bằng phần mềm Mike 21, phương pháp tích hợp các điều kiện kỹ thuật tự nhiên, phương pháp trọng số và số liệu tại các trạm quan trắc. Tuy nhiên các phương pháp này có ưu điểm là kết quả tính có độ chính xác cao nhưng nhược điểm là chỉ tính toán tại các vị trí cụ

thể quy mô nhỏ và cần nhiều dữ liệu đo đạc. Để đánh giá khu vực rộng lớn thì đòi hỏi nhiều thời gian và công sức, tuy vậy điều này còn phụ thuộc vào mục đích nghiên cứu. Với công nghệ Vũ trụ và công nghệ máy tính phát triển như hiện nay, việc khắc phục nhược điểm của các phương pháp trên thì phương pháp phân tích dữ liệu ảnh vệ tinh (công nghệ viễn thám) đã giải quyết được, độ chính xác không được cao nhưng để đánh giá quy luật biến đổi một vùng rộng lớn theo thời gian thì đây là phương pháp rất hiệu quả điển hình như việc đánh giá xói lở bờ sông. Trong bài báo này, tác giả sử dụng phương pháp phân tích dữ liệu ảnh vệ tinh để đánh giá nguy cơ xói lở bờ sông Hồng khu vực Hà Nội phục vụ khai thác sử dụng bền vững vùng đất ven sông (Hình 2).



Hình 2. Khu vực Sông Hồng Hà Nội

3. PHƯƠNG PHÁP ĐÁNH GIÁ DỰ BÁO XÓI LỖ ĐƯỜNG BỜ

3.1. Tổng quan phương pháp

Sự phát triển của viễn thám đi liền với sự phát triển của công nghệ vũ trụ phục vụ cho nghiên cứu Trái Đất và vũ trụ. Các ảnh chụp nổi stereo theo phương đứng và xiên cung cấp bởi Gemini (1965) đã thể hiện ưu thế của công việc nghiên cứu Trái Đất bằng các bức ảnh của nó. Tiếp theo, tàu Apollo cho ra sản phẩm ảnh chụp nổi và đa phổ kích thước 70mm chụp về Trái Đất đã cho ra các thông tin hữu ích. Ngành hàng không vũ trụ Liên Xô (cũ) và hiện nay là Nga góp phần tích cực vào việc nghiên cứu Trái Đất từ vũ trụ. Các nghiên cứu đã được thực hiện trên các con tàu vũ trụ có người như Soyuz, các tàu Meteor hoặc Cosmos hoặc trên các trạm chào mừng Salyut. Ảnh chụp từ vệ tinh Cosmos trên 5 kênh khác nhau với kích thước ảnh 18×18cm. Ngoài ra các ảnh chụp từ thiết bị chụp KATE-140, MKF-6M trên trạm quỹ đạo Salyut cho ra 6 kênh ảnh thuộc dải phổ 0.4 đến 0.89 μ m. Với độ phân giải mặt đất tại tâm ảnh đạt 20×20m.

Tiếp theo với vệ tinh nghiên cứu Trái Đất ERTS-1 (sau đổi tên là LANDSAT 1) là các vệ tinh thế hệ mới hơn với tên LANDSAT 2, LANDSAT 3, LANDSAT 4 và LANDSAT 5, LANDSAT 6 và LANDSAT 7. Ngay từ đầu, ERTS-1 mang theo bộ cảm MSS (máy quét đa phổ) với bốn kênh phổ khác nhau và bộ cảm RBV (Return beam Vidicon) với ba kênh phổ khác nhau. Ngoài LANDSAT 2, LANDSAT 3 còn có các vệ tinh SKYLAB (1973) và HCMM (1978). Từ năm 1982 là các ảnh chuyên đề được thực hiện trên các vệ tinh LANDSAT TM 4, LANDSAT TM 5, LANDSAT 7 ETM với kênh phổ khác nhau từ dải sóng nhìn thấy đến hồng ngoại nhiệt. Điều này cho phép khả năng nghiên cứu Trái Đất từ nhiều dải phổ khác nhau.

Đồng thời với việc phát triển của các ảnh vệ tinh Landsat, các ảnh vệ tinh của Pháp là vệ tinh SPOT (1986) với độ phân giải không gian 20 x 20m, ảnh vệ tinh của Nhật như MOS-1 phục vụ cho quan sát biển (MORINE Observation Satellite), ảnh chụp được từ vệ tinh của Ấn Độ IRS-1A. Thời đại bùng nổ của Internet và công nghệ tin học đã thúc đẩy sự hình thành của kỹ thuật xử lý ảnh số trong viễn thám kết hợp với hệ thống tin địa lý, hệ thống định vị toàn cầu cung cấp nhiều thông tin bổ ích cho các nghiên cứu thuộc các khoa học về Trái Đất bằng viễn thám ngày càng phát triển.

Trên thế giới, đã có rất nhiều nghiên cứu sử dụng tư liệu viễn thám để phân loại mặt nước từ ảnh vệ tinh đa thời gian, sau đó chồng xếp để nhận dạng và đánh giá biến động đường bờ. Ví dụ, nghiên cứu của El-Asmar và Hereher (2011) về biến động bờ biển phía đông đồng bằng sông Nile bằng cả 2 chỉ số NDWI và MNDWI cho 2 loại bộ cảm thu nhận ảnh khác nhau. Nghiên cứu của Chand và Acharya (2010) về biến động đường bờ và nước biển dâng dọc theo bờ biển khu bảo tồn động vật hoang dã Bhitarkanika, Orissa. Nghiên cứu của Feyisa và cộng sự (2013) về chỉ số trích xuất nước tự động AWEInsh dùng loại bỏ đối tượng không có nước (khu đất xây dựng) và AWEInsh dùng để loại bỏ những đối tượng AWEInsh không thể loại bỏ được.

Bên cạnh đó, đã có nhiều nghiên cứu về biến động đường bờ được thực hiện ở Việt Nam trong những năm gần đây. Ví dụ nghiên cứu của Phan Kiều Diễm và cộng sự (2013) về đánh giá tình hình sạt lở, bồi tụ khu vực ven biển tỉnh Cà Mau và Bạc Liêu từ 1995 - 2010 sử dụng viễn thám (phương pháp phân ngưỡng và tỷ số ảnh) và công nghệ GIS. Nghiên cứu của Nguyễn Văn Trung và Nguyễn Văn Khánh (2016) về diễn biến đường bờ khu vực của sông Đại, sông Thu Bồn, Quảng Nam bằng phương pháp tỷ số ảnh.

Hiện nay, các dữ liệu ảnh được cung cấp bởi các nước Mỹ, Pháp, Nga, Nhật Bản và một số nước khác nhưng chủ yếu là Mỹ, để giải đoán ảnh thì có các phần mềm chuyên dụng như là: IDRISI (Mỹ), ER-Mapper (Mỹ), PCI (Canada), ERDAS (Mỹ), DIDACTIM (Pháp), ENVI (Mỹ) kết hợp với phần mềm ArcGIS. Ở Việt Nam hiện nay các dữ liệu ảnh và các phần mềm này đã được sử dụng nhiều trong các nghiên cứu khác nhau như: đánh giá xói lở ở vùng núi, biến động đường bờ biển do biến đổi khí hậu, biến động xói lở bờ sông, biến động diện tích rừng..., bởi khả năng có thể đánh giá trên một vùng phủ rộng lớn, có tính bao quát cao và giúp người nghiên cứu có thể nhận biết quy luật biến đổi của đối tượng nghiên cứu một cách nhanh hơn so với các phương pháp tính toán khác.

3.2. Dữ liệu nghiên cứu

Nghiên cứu sử dụng bộ ảnh Landsat, độ phân giải 30x30m được cung cấp bởi Cục Khảo sát Địa chất Hoa Kỳ (USGS) trong giai đoạn từ năm 1972 đến năm 2019 với tần suất 5 năm một

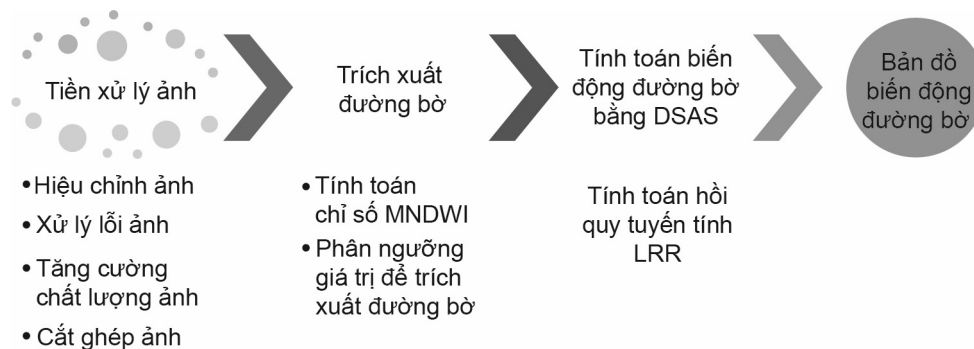
ảnh. Ngoài ra còn sử dụng dữ liệu ảnh Google Maps và tính năng xem ảnh theo thời gian của Google Earth. Chi tiết được thể hiện trong bảng dưới.

Bảng 1. Dữ liệu ảnh viễn thám được sử dụng

STT	Tên ảnh	Loại ảnh	Ngày chụp
1	LM01_L1TP_136045_19721006_20180429_01_T2	Landsat 1	06/10/1972
2	LM02_L1GS_136045_19751229_20180426_01_T2	Landsat 2	29/12/1975
3	LM02_L1GS_136046_19751229_20180426_01_T2	Landsat 2	29/12/1975
4	LT05_L1TP_127045_19860701_20170221_01_T1	Landsat 5	07/01/1986
5	LT05_L1TP_127046_19860701_20170221_01_T1	Landsat 5	07/01/1986
6	LT05_L1TP_126046_19901009_20170214_01_T1	Landsat 5	09/10/1990
7	LT05_L1TP_127045_19901016_20170128_01_T1	Landsat 5	16/10/1990
8	LT05_L1TP_126046_19950905_20170108_01_T1	Landsat 5	05/09/1995
9	LT05_L1TP_127045_19951030_20170106_01_T1	Landsat 5	30/10/1995
10	LE07_L1TP_127046_20001104_20170209_01_T1	Landsat 7	04/11/2000
11	LE07_L1TP_127045_20001104_20170209_01_T1	Landsat 7	04/11/2000
12	LE07_L1TP_126046_20051010_20170112_01_T1	Landsat 7	10/10/2005
13	LE07_L1TP_127045_20050729_20170113_01_T1	Landsat 7	29/07/2005
14	LE07_L1TP_127045_20101031_20161212_01_T1	Landsat 7	31/10/2010
15	LE07_L1TP_127046_20101031_20161212_01_T1	Landsat 7	31/10/2010
16	LE07_L1TP_126046_20151022_20161018_01_T1	Landsat 7	22/10/2015
17	LE07_L1TP_127045_20150709_20161024_01_T1	Landsat 7	09/07/2015
18	LC08_L1GT_229198_20191010_20191018_01_T2	Landsat 8	10/10/2019
19	LC08_L1TP_127045_20190930_20191018_01_T1	Landsat 8	30/09/2019

3.3. Phương pháp nghiên cứu

Phương pháp nghiên cứu được tiến hành theo các bước sau: (1) tiền xử lý ảnh, (2) trích xuất đường bờ và (3) tính toán biến động đường bờ bằng (Digital Shoreline Analysis System - DSAS), các bước này đều được xử lý trên phần mềm ArcGis 10.5.



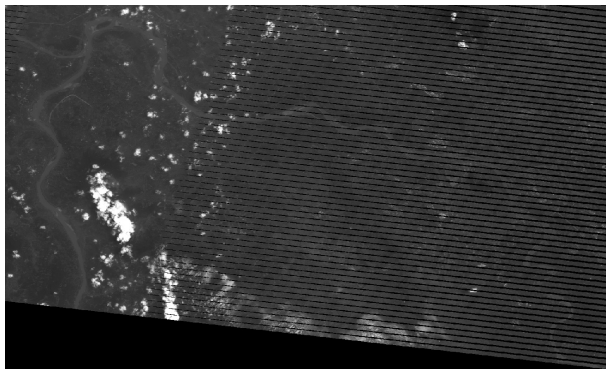
Hình 3. Các bước thực hiện nghiên cứu

Bước 1: Tiền xử lý ảnh

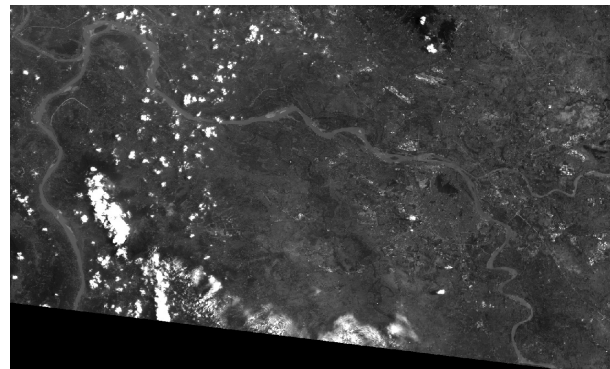
Nghiên cứu sử dụng phần mềm ENVI để tiến hành xử lý ảnh vệ tinh. Phần mềm ENVI - Environment for Visualizing Images là một phần mềm xử lý ảnh viễn thám mạnh với các đặc điểm: hiển thị, phân tích ảnh với nhiều kiểu dữ liệu và kích cỡ ảnh khác nhau, môi trường giao diện thân thiện, cho phép làm việc với từng kênh phổ riêng lẻ hoặc toàn bộ ảnh và có các công cụ chiết tách phổ, sử dụng thư viện phổ, và các chức năng chuyên cho phân tích ảnh phân giải phổ cao. Phần mềm được viết trên ngôn ngữ IDL - Interactive Data Language, đây là ngôn ngữ lập trình cấu trúc, cung cấp khả năng tích hợp giữa xử lý ảnh và khả năng hiển thị với giao diện đồ họa dễ sử dụng.

Các ảnh vệ tinh sau khi tải về sẽ được hiệu chỉnh hình học và ảnh hưởng của khí quyển bằng công cụ Dark Subtration và Radiometric Calibration có sẵn trong ENVI nhằm loại bỏ các sai số biến dạng và xây dựng mối liên hệ giữa hệ tọa độ ảnh và hệ tọa độ quy chiếu ảnh. Đối với các ảnh Landsat 7 bị lỗi sọc sẽ sử dụng công cụ Landsat Gapfill để xử lý lỗi. Đối với những năm vùng nghiên cứu nằm trên 2 ảnh khác nhau sẽ được cắt ghép để tạo thành ảnh khu vực nghiên cứu hoàn chỉnh.

Các ảnh vệ tinh sau đó được tăng cường chất lượng ảnh nhằm tăng tính dễ đọc, dễ hiểu của ảnh cho người giải đoán, nâng cao khả năng cung cấp thông tin của ảnh. Việc tăng cường độ phân giải của kênh ảnh rất hữu dụng trong việc nhận biết và tách nước, giúp cho việc xác định được ranh giới nước một cách chính xác hơn. Có nhiều phương pháp tăng cường chất lượng ảnh như pansharpening, biến đổi cấp độ xám, biến đổi histogram, tổ hợp màu, biến đổi màu giữa hai hệ RGB (Red, Green, Blue) và HIS (I - Intensity: cường độ màu - liên quan đến cường độ chiếu sáng, H - Hue: sắc màu - liên quan đến dải sóng trung bình, S - Saturity: mật độ - liên quan đến độ tinh khiết của màu). Sau đó các ảnh sẽ được cắt theo ranh giới khu vực nghiên cứu bằng công cụ Subset Data from ROIs.



Hình 4. Ảnh vệ tinh trước khi được xử lý



Hình 5. Ảnh vệ tinh sau khi được xử lý

Bước 2: Trích xuất đường bờ

Để trích xuất đường bờ, nghiên cứu sử dụng phương pháp phân tích đường bờ bán tự động được làm nổi bật thông qua chỉ số khác biệt nước điều chỉnh MNDWI (Modified Normalized Difference Water Index) có kết hợp với phân tích giá trị ngưỡng. Chỉ số MNDWI sử dụng dải màu xanh lá cây (Green) và SWIR 1 để tăng cường các đặc điểm nước. Nó cũng làm giảm các đặc điểm khu vực xây dựng thường tương quan với nước trong các chỉ số khác. Chỉ số MNDWI cho phép phân biệt tương đối đối tượng đất với nước và được hiển thị theo công thức:

$$MNDWI = \frac{\text{Green} - \text{SWIR 1}}{\text{Green} + \text{SWIR 1}}$$

Trong đó: Green là kênh màu xanh lá (0,52 - 0,6 μm). SWIR 1: kênh hồng ngoại giữa (1,55 - 1,75 μm). Đối với từng loại ảnh landsat sẽ tương ứng với các kênh khác nhau theo bảng bên dưới.

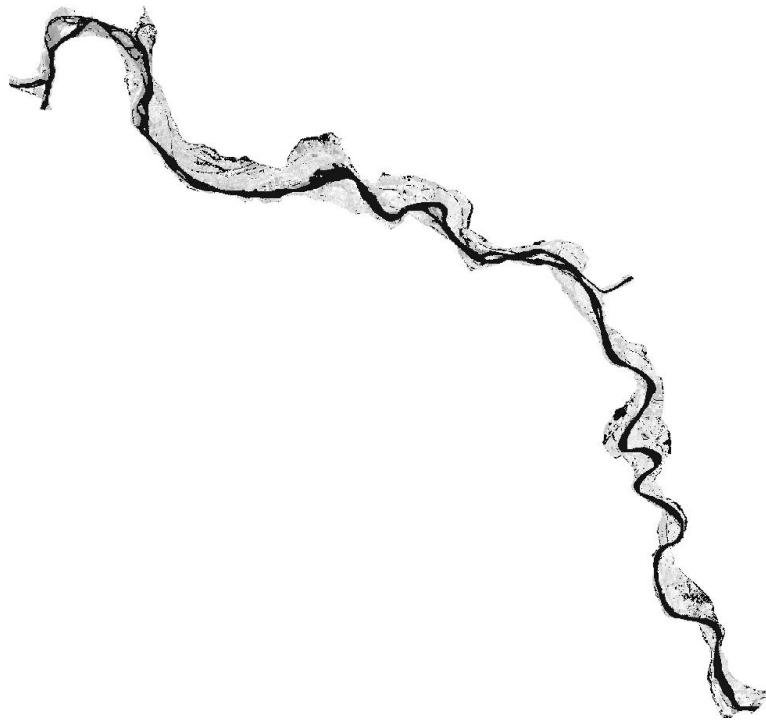
Bảng 2. Các kênh ảnh Landsat với từng loại ảnh

Vệ tinh	Kênh	Bước sóng (micrometers)	Độ phân giải (meters)
Landsat 1-3	Kênh 4	0.5-0.6	80
	Kênh 5	0.6-0.7	80
	Kênh 6	0.7-0.8	80
	Kênh 7	0.8-1.1	80
Landsat 4-5	Kênh 1	0.45-0.52	30
	Kênh 2	0.52-0.60	30
	Kênh 3	0.63-0.69	30
	Kênh 4	0.77-0.90	30
	Kênh 5	1.55-1.75	30
	Kênh 6	10.40-12.50	60 (30)
	Kênh 7	2.09-2.35	30
Landsat 7 (Bộ cảm ETM+)	Kênh 1	0.45-0.52	30
	Kênh 2	0.52-0.60	30
	Kênh 3	0.63-0.69	30
	Kênh 4	0.77-0.90	30
	Kênh 5	1.55-1.75	30
	Kênh 6	10.40-12.50	60 (30)
	Kênh 7	2.09-2.35	30
	Kênh 8	0.52-0.90	15
LDCM - Landsat 8 (Bộ cảm OLI và TIRs)	Kênh 1 - Coastal aerosol	0.433 - 0.453	30
	Kênh 2 - Blue	0.450 - 0.515	30
	Kênh 3 - Green	0.525 - 0.600	30
	Kênh 4 - Red	0.630 - 0.680	30
	Kênh 5 - Near Infrared (NIR)	0.845 - 0.885	30
	Kênh 6 - SWIR 1	1.560 - 1.660	30

Bảng 2 (tiếp theo)

Vệ tinh	Kênh	Bước sóng (micrometers)	Độ phân giải (meters)
	Kênh 7 - SWIR 2	2.100 - 2.300	30
	Kênh 8 - Panchromatic	0.500 - 0.680	15
	Kênh 9 - Cirrus	1.360 - 1.390	30
	Kênh 10 - Thermal Infrared (TIR) 1	10.3 - 11.3	100
	Kênh 11 - Thermal Infrared (TIR) 2	11.5 - 12.5	100

Để tính được chỉ số MNDWI, trong ENVI cung cấp công cụ Band Math để xử lý. Các ảnh chỉ số MNDWI nhận được của các năm đã thể hiện rất rõ nét sự khác biệt giữa các đối tượng nước và không nước.

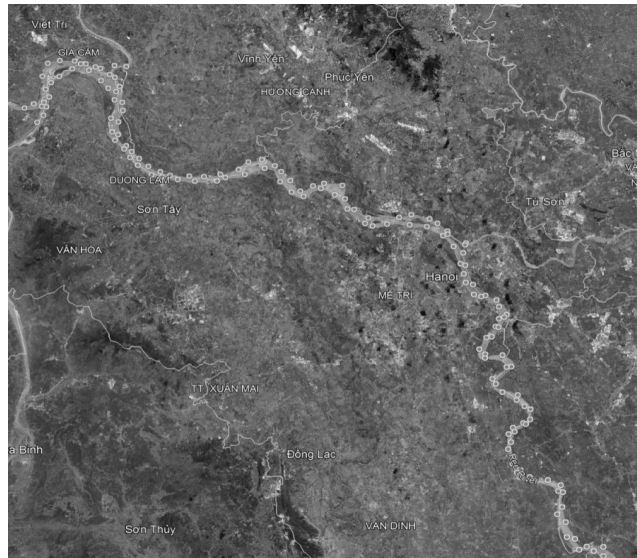


Hình 6. Kết quả tính toán chỉ số MNDWI năm 2019

Sau khi tính toán chỉ số MNDWI thu được các raster, các đối tượng phân theo cấp độ xám từ -3.36 đến 1 tùy vào ảnh từng năm.

Giá trị ngưỡng được chọn từ việc phân tích các nguồn thông tin khác nhau: hình dáng biểu đồ, entropy, tương quan không gian, độ xám... Trong nghiên cứu này, sử dụng phân tích đặc tính của biểu đồ độ xám theo phương pháp của Otsu năm 1975. Phương pháp này đưa ra cách phân ngưỡng dựa trên cơ sở hình dáng biểu đồ để chiết tách nước mặt, phân tích phân bố biểu đồ độ xám, so sánh điều chỉnh ngưỡng để cuối cùng đưa ra được ngưỡng hợp lý cho vùng nghiên cứu. Trong nghiên cứu giá trị pixel được chọn là nước có giá trị > 0.14

Kết quả trích xuất đường bờ sau đó được chuyển sang Google Map để kiểm tra độ chính xác bằng cách lấy 200 điểm ngẫu nhiên trên đường bờ để tiến hành so sánh.



Hình 7. Các điểm kiểm tra đường bờ năm 2019

Bước 3: Tính toán biến động

Dựa vào kết quả đường bờ được trích xuất cho các giai đoạn thời gian, tốc độ biến động đường bờ được tính toán bằng công cụ DSAS. DSAS là một ứng dụng phần mềm có sẵn miễn phí hoạt động trong phần mềm Arcgis. DSAS tính toán số liệu thống kê về tỷ lệ thay đổi cho một chuỗi dữ liệu véc tơ đường bờ theo thời gian thông qua việc tạo các tuyến cắt ngang vuông góc với đường bờ từ đường cơ sở được xây dựng 150 m về phía đất liền, các mặt cắt cách nhau 100 m. DSAS có nhiều phương pháp tính toán thống kê biến động đường bờ như sự dịch chuyển đường bờ (NSM), khoảng tin cậy của hồi quy tuyến tính (LCI), độ lệch chuẩn (LSE), tỷ lệ điểm cuối (EPR), tốc độ trung bình (AOR), hồi quy tuyến tính (LRR), tỷ lệ hồi quy tuyến tính theo trọng số (WLR), gập gãy (JKR)... Nhưng để tính được giá trị tốc độ biến đổi đường bờ (sạt lở hoặc bồi tụ) qua các thời kỳ thì chỉ số hồi quy tuyến tính là thích hợp nhất. Phương pháp hồi quy tuyến tính (LRR) bao gồm các đặc điểm sau: (1) tất cả dữ liệu được sử dụng, bất kể thay đổi về xu hướng hoặc độ chính xác, (2) phương pháp này hoàn toàn là tính toán, (3) tính toán dựa trên các khái niệm thống kê được chấp nhận và (4) phương pháp này dễ sử dụng. Vì vậy nó được chọn để thực hiện trong nghiên cứu này.

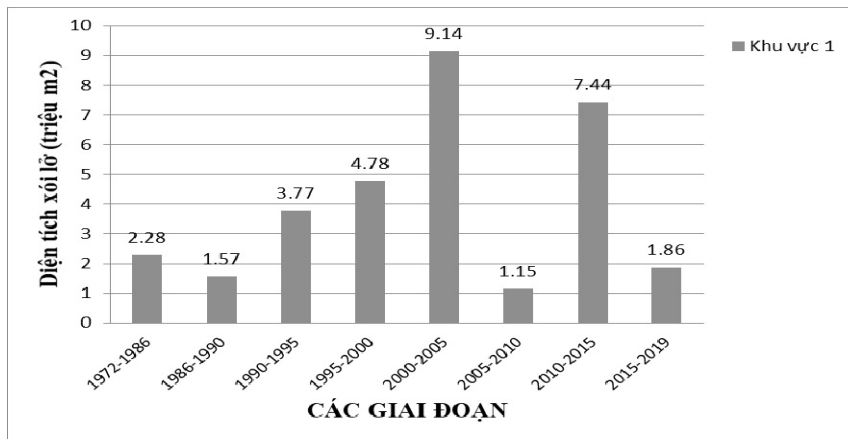
4. KẾT QUẢ PHÂN TÍCH

Kết quả phân tích cho thấy đường bờ khu vực sông Hồng Hà Nội có sự xói lở khác nhau trong giai đoạn 1972 - 2019, để thuận tiện cho việc đánh giá tác giả chia làm 4 khu vực như sau:

4.1. Khu vực 1 (từ Km 0 đê Hữu Hồng tới Km 30 đê Hữu Hồng)

Kết quả phân tích dữ liệu ảnh vệ tinh cho thấy trên đoạn sông Khu vực 1 này hiện tượng xói lở đã diễn ra rất phức tạp. Vị trí xói lở mạnh qua các giai đoạn tại Khu vực 1 tập trung tại Km 90 Tả Thao, Km93 - Km 101 Tả Thao, Km 102 - Km 105 Tả Thao, Km 0 - Km 5 Hữu Hồng, Km 15 - Km 19 Hữu Hồng, Km 0 - Km 6 Tả Hồng, Km 24 - Km 30 Hữu Hồng, Km 8 - Km 16 Tả Hồng (Hình 8, 9, 10). Xói lở xảy ra cả hai bên bờ tả và bờ hữu bởi các nguyên nhân: Khu vực 1

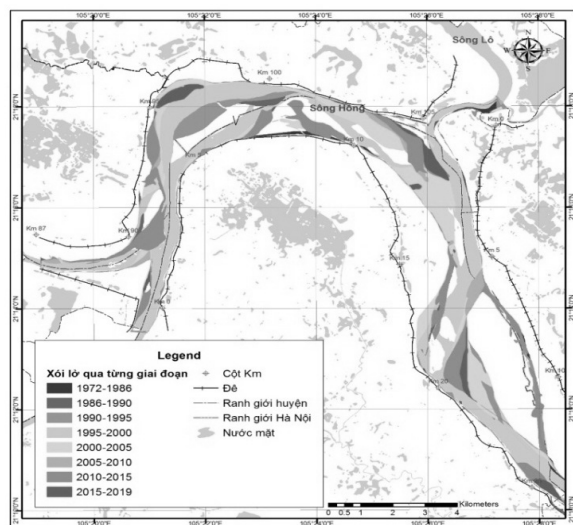
là nơi hợp lưu của ba con sông (sông Đà- sông Thao- sông Lô) các dòng chảy thúc đẩy lẫn nhau tạo nên các dòng chảy rối xoắn ốc rất phức tạp. Khi các vòng xoáy áp sát bờ thường gây xói lở dẫn đến sạt lở, sụp đổ bờ nhanh chóng. Khu vực có dạng địa hình chữ U ngược, lòng sông được mở rộng có chỗ tới gần 4 km và luôn có xu hướng phát triển về phía bắc. Tại khu vực đỉnh cong (thuộc xã Thụy Vân, Tân Đức và Minh Nông) dòng chủ lưu thường áp sát bờ gây sạt lở thường xuyên ở khu vực này. Điều này hoàn toàn phù hợp với quy luật tự nhiên, xói lở bờ sông thường xảy ra phía bờ lõm của khúc uốn. Khu vực này bờ có cấu tạo địa chất là trầm tích bờ rời Holocen, phân bố từ trên xuống dưới gồm: sét pha, cát, cát pha. Các lớp cát phía dưới là điều kiện thuận lợi cho dòng chảy rửa trôi gây sụt lở các lớp đất phía trên. Ngoài ra, hiện tượng xói lở xảy ra do tác động của sự điều tiết nước của nhà máy thủy điện Hòa Bình, thủy điện Sơn La trên sông Đà, thủy điện Tuyên Quang và thủy điện Thác Bà đến nay, lưu lượng bùn cát tại các trạm đo có sự thay đổi đáng kể theo các giai đoạn khác nhau từ năm 2000 đến 2019 sự thay đổi này đều có xu thế giảm dần, trong khi đó nhu cầu cát càng lớn, lượng cát khai thác càng nhiều, dẫn đến hiện tượng xói lở bờ càng diễn ra phức tạp.



Hình 8. Biểu đồ diện tích xói lở khu vực 1 qua các giai đoạn



Hình 9. Ranh giới khu vực 1

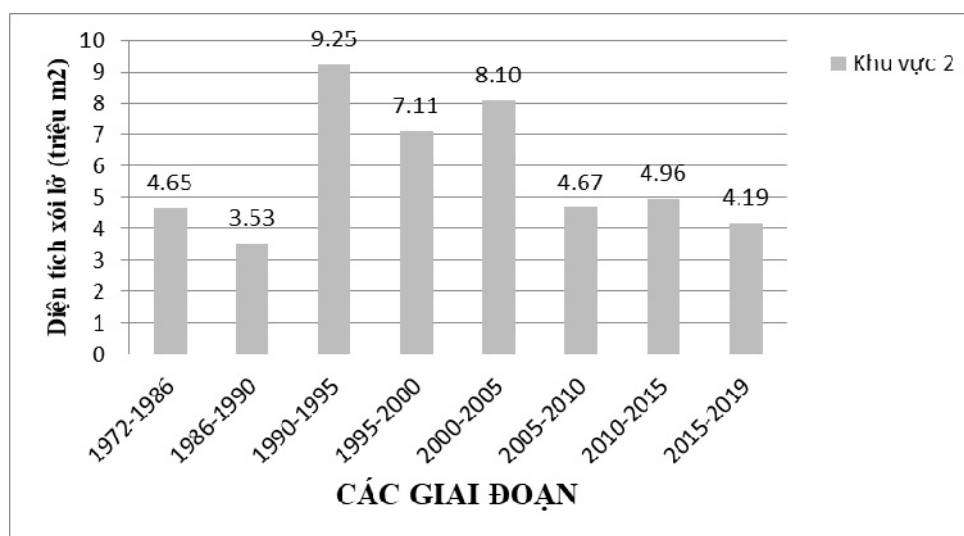


Hình 10. Kết quả phân tích biến động đường bờ khu vực 1 giai đoạn từ 1972- 2019

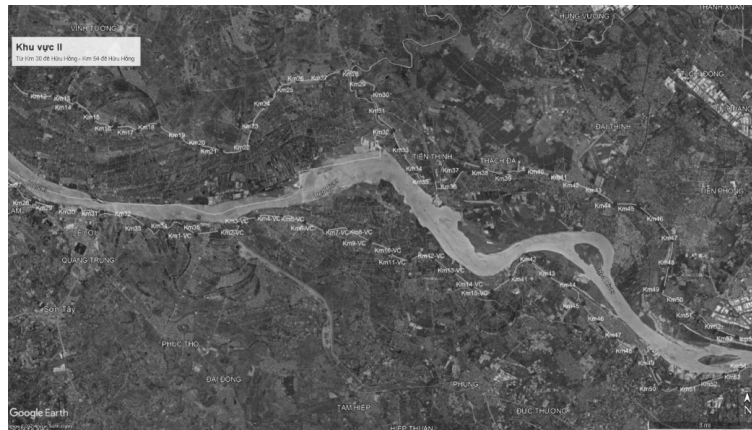
4.2. Khu vực 2 (từ Km 30 đê Hữu Hồng tới Km 54 đê Hữu Hồng)

Sau khi các nhánh sông chính hợp nhất tại khu vực ngã ba Thao Đà, dòng sông Hồng chảy trong lòng dẫn duy nhất trên vùng châu thổ trước khi phân chia ra các nhánh phụ khác nhau trên vùng đồng bằng thấp. Xu thế lòng dẫn sông Hồng chuyển dịch dần về phía nam (bên bờ phải) có ảnh hưởng lớn tới độ an toàn của các tuyến đê ngăn lũ đã được xây dựng từ lâu đời. Trong Khu vực 2, đoạn sông Hồng từ địa phận xã Vân Phúc (huyện Phúc Thọ) tới xã Thụy Phương (huyện Từ Liêm) biến đổi mạnh mẽ nhất, do khoảng cách hai tuyến đê bên bờ trái và phải rộng 3 - 5km và lòng sông được mở rất rộng trong mùa nước lớn. Ảnh hưởng của các tuyến đê và hoạt động nhân tạo trên dòng sông chi phối mạnh mẽ tới quá trình phát triển tự nhiên của lòng dẫn sông ngòi. Đoạn từ xã Sơn Tây đến xã Hồng Hà, do dòng chủ lưu áp sát bờ nam, hiện tượng xói lở diễn ra bên bờ phải thuộc địa phận các xã Trung Hà, Vân Hà, Trung Châu, Thọ Xuân và Hồng Hà. Điều đáng lưu ý là hiện tượng xói lở kéo dài từ Km 15 đến Km 34 Tả Hồng. Khu vực 2 lòng dẫn sông Hồng mở rộng và có quá trình phân chia dòng chảy lặp đi lặp lại giữa một lòng dẫn chính với một (hoặc nhiều) lòng dẫn phụ, là kiểu lòng dẫn đang phát triển mạnh ở khu vực lòng sông rộng, dòng sông Hồng chuyển hướng chảy cắt thẳng sang uốn khúc đã gây ra xói lở rất mạnh bên bờ trái. Trên đoạn từ xã Hồng Hà đến xã Đông Ngạc bờ sông xói lở và bồi tụ tùy thuộc vào trạng thái lòng dẫn, khi chảy cắt thẳng chủ yếu gây ra xói lở bên bờ phải (các huyện Đan Phượng, Từ Liêm) và vùng bờ xói lở nằm sát tuyến đê ngăn lũ. Ngược lại, khi dòng sông chảy uốn khúc, gây ra xói lở mạnh bên bờ trái, nơi có nhiều vùng dân cư nằm ngoài tuyến đê thuộc các huyện Mê Linh và Đông Anh. Ngoại hướng biến đổi của dòng chảy gây ra xói lở, khu vực này cũng có cấu tạo địa chất là trầm tích bờ rời Holocen, phân bố từ trên xuống dưới gồm: sét pha, cát, cát pha đồng thời chịu tác động điều tiết của các thủy điện. Đây là những nguyên nhân chính gây nên hiện tượng xói lở bờ.

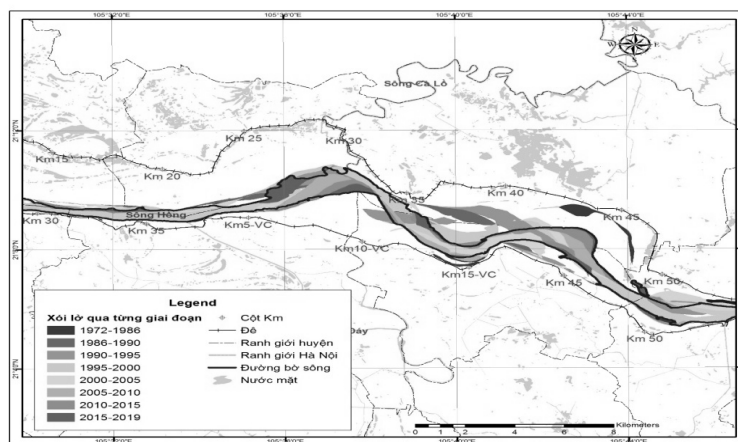
Các vị trí xói lở mạnh qua các giai đoạn tại Khu vực 2 như: Km 30 Hữu Hồng - Km 9 Vân Cốc đến Km 13 Vân Cốc, Km 41 đến Km 42 Hữu Hồng (xã Hồng Hà), Km 39 - Km 47 Tả Hồng, Km 46 - Km 48 Hữu Hồng, Km 49 + 300 - Km 54 Hữu Hồng, Km 50 - Km 54 Tả Hồng và diện tích xói lở thể hiện qua (Hình 11, 12, 13).



Hình 11. Biểu đồ diện tích xói lở khu vực 2 qua các giai đoạn



Hình 12. Ranh giới khu vực 2



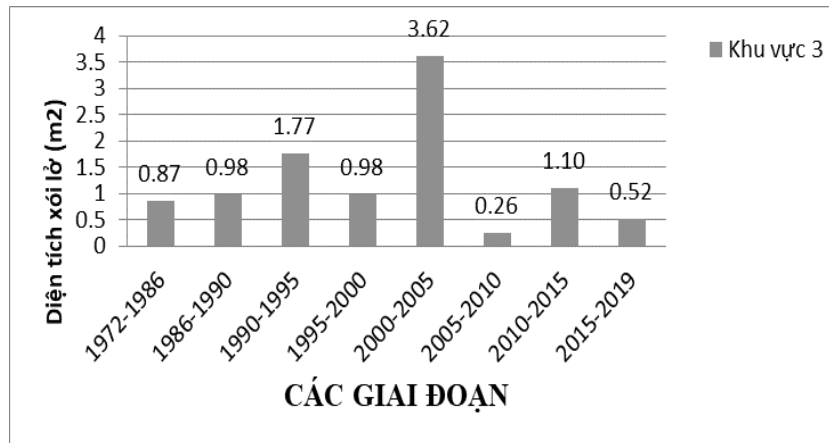
Hình 13. Kết quả phân tích biến động đường bờ khu vực 2 giai đoạn từ 1972 - 2019

4.3. Khu vực 3 (từ Km 54 đê Hữu Hồng tới km 80 đê Hữu Hồng)

Khu vực 3 tiếp nối khu vực 2, sau khi sông Đáy (bên bờ phải) và sông Cà Lồ (bên bờ trái) bị chia cắt khỏi lòng dẫn chính do công cuộc trị thủy, vùng chia nước đầu tiên trên châu thổ chuyển sang khu vực Hà Nội, theo hai hướng: Sông Đuống chảy sang hệ thống sông Thái Bình ở Đông Bắc châu thổ - Sông Hồng tiếp tục chảy trên vùng châu thổ chính về phía Đông Nam.

Diễn biến xói lở - bồi tụ xảy ra rất phức tạp ở vùng phân chia nước này, có ảnh hưởng lớn tới tuyến giao thông đường thủy và an toàn các công trình ven bờ (nhà ở ven bãi sông, trụ cầu Long Biên, bến cảng Hà Nội...). Hiện tượng xói lở diễn ra cả hai phía bờ sông Hồng, trong đó vùng xói nghiêm trọng bên bờ phải thuộc các phường Phú Thượng - Nhật Tân (quận Tây Hồ), vùng xói nằm sát tuyến đê chính trên tuyến dài gần 3.5km, bên bờ trái có một số đoạn xói cục bộ tại bãi Tầm Xá. Do dòng chảy nhiều lần đổi hướng, đã gây ra xói lở - bồi tụ mạnh hai bên bờ và các bãi giữa sông Hồng. Bên bờ phải diễn ra bồi tụ - xói lở xen kẽ trên đoạn bờ thuộc các phường Tứ Liên - Yên Phụ - Phúc Xá. Tiếp đó là đoạn bờ từ phường Yên Phụ tới phường Bạch Đằng bị xói lở mạnh, trong đó có khu vực chân cầu Long Biên. Bên bờ trái, hiện tượng xói lở xảy ra trên đoạn bờ thuộc các phường Ngọc Thụy - Bồ Đề (Q. Long Biên) trên chiều dài 2.0km. Hiện tượng xói lở diễn ra chủ yếu trên các đoạn bờ nằm kề các đỉnh cong, thuộc địa phận các xã Bát Tràng, Văn Phúc (bên bờ trái); các xã Yên Mỹ - Duyên Hà (bên bờ phải). Ngoài ra, các vị trí xói lở

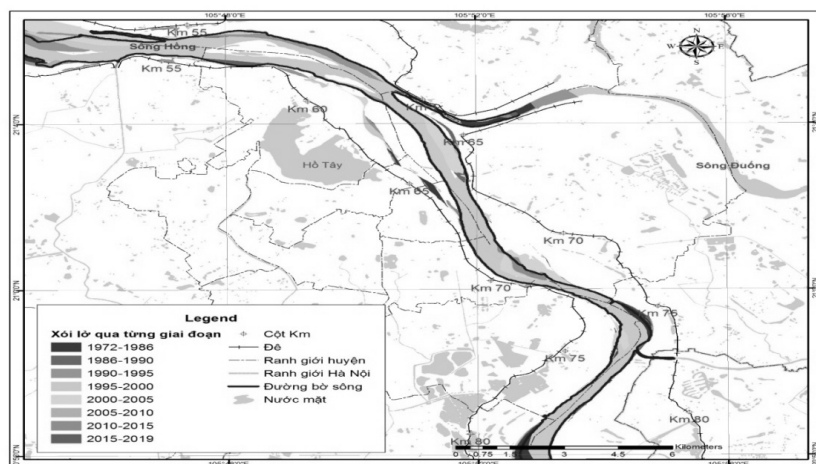
mạnh qua các giai đoạn tại Khu vực 3 như: Km 54 - Km 54+ 500 Hữu Hồng, Km 55 - Km 60 Tả Hồng, Km 62 - Km 64 Tả Hồng, Km 57+300 - Km 58+500 Hữu Hồng, Km 60 - Km 64 Hữu Hồng, Km 64 - Km 65 Hữu Hồng, Km 65 - Km 67 Hữu Hồng, Km 69 - Km 72 Tả Hồng, Km 71 - Km 72 Hữu Hồng, Km 74 + 400 - Km 78 Tả Hồng, Km 73+500 - Km 75 Hữu Hồng và diện tích xói lở Khu vực 3 qua các giai đoạn được thể hiện trong (Hình 14, 15, 16).



Hình 14. Biểu đồ diện tích xói lở khu vực 3 qua các giai đoạn



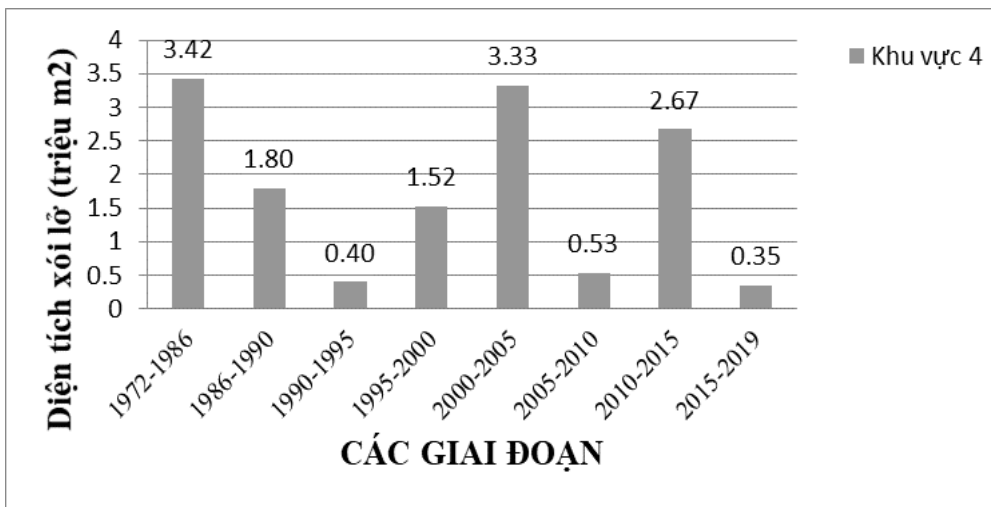
Hình 15. Ranh giới khu vực 3



Hình 16. Kết quả phân tích biến động đường bờ khu vực 3 giai đoạn từ 1972 - 2019

4.4. Khu vực 4 (từ Km 80 đê Hữu Hồng tới km 117 đê Hữu Hồng)

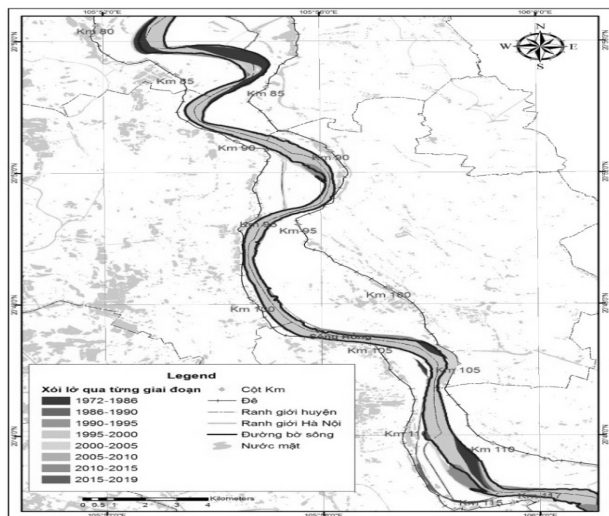
Khu vực 4 tiếp nối khu vực 3, với địa hình lòng dẫn thoải dần về phía nam, hiện tượng xói lở diễn ra chủ yếu trên các đoạn bờ nằm kề các đỉnh cong, thuộc xã Vạn Phúc (huyện Thanh Trì) bờ phải, xã Thăng Lợi (huyện Văn Giang). Dòng chảy chuyển hướng tác động thẳng vào bờ phải xã Duyên Thái (huyện Thường Tín) gây ra xói lở mạnh tại khu vực này. Đến khu vực xã Tự nhiên (huyện Thường Tín) dòng chia làm hai và gây ra xói lở mạnh phía dòng chính. Tiếp tục xuôi dòng theo phía Nam tại các vị trí đỉnh con thuộc xã Nhuế Dương (huyện Khoái châu) xói lở xuất hiện mạnh. Ngoài ra còn có các vị trí xói lở mạnh qua các giai đoạn tại Khu vực 4 như: Km 94+500 - Km 98 Hữu Hồng, Km 100 - Km 103 Hữu Hồng, Km 102 - Km 112 Tả Hồng, Km 105 - Km 113 Hữu Hồng, Km 116 - Km 117 Hữu Hồng và diện tích xói lở Khu vực 4 qua các giai đoạn được trình bày trong (Hình 17, 18, 19) sau:



Hình 17. Biểu đồ diện tích xói lở khu vực 4 qua các giai đoạn



Hình 18. Ranh giới khu vực 4



Hình 19. Kết quả phân tích biến động đường bờ khu vực 4 giai đoạn từ 1972 - 2019

5. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

- Kết quả ở đây là phù hợp với kết quả khảo sát thực địa, các phương pháp tính toán mô hình tích hợp điều kiện kỹ thuật tự nhiên về xu hướng xói lở trong những năm gần đây.

- Trong nghiên cứu này, phương pháp phân tích sử dụng ảnh vệ tinh Landsat 2, 5, 7 và Landsat 8 đã được sử dụng để đánh giá xói lở bờ khu vực sông Hồng Hà Nội trong giai đoạn từ năm 1972 đến 2019 đã cho kết quả ở đây là phù hợp với kết quả khảo sát thực địa, các phương pháp tính toán mô hình tích hợp điều kiện kỹ thuật tự nhiên về xu hướng xói lở trong những năm gần đây.

- Kết quả cho thấy đường bờ khu vực bờ sông Hồng đang có những thay đổi đáng kể cho từng khu vực với tốc độ và thời điểm khác nhau, sự thay đổi này được lượng hóa bằng diện tích xói lở từ năm 1972 đến 2019 là hơn 31 triệu m² ở khu vực 1, khu vực 2 là 46 triệu m², khu vực 3 hơn 10 triệu m², khu vực 4 là hơn 14 triệu m².

- Bên cạnh đó cũng xuất hiện các khu vực bồi tụ hình thành bãi bồi lớn ảnh hưởng đến giao thông đường thủy nhưng cũng mở rộng diện tích khai thác hiệu quả nếu được kiểm soát tốt.

- Kết quả của nghiên cứu này có thể được sử dụng như tài liệu tham khảo nhằm phục vụ cho công tác quản lý bền vững đường bờ và đưa ra các biện pháp hạn chế xói lở. Từ đó, giúp các nhà hoạch định chính sách đưa ra chiến lược khai thác sử dụng vùng đất ven sông Hồng một cách hiệu quả và bền vững.

- Kiến nghị, tiếp tục nghiên cứu hoàn thiện phương pháp phân tích dữ liệu ảnh vệ tinh làm cơ sở lập quy hoạch khu vực nghiên cứu một cách hiệu quả và bền vững trong tương lai.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Trần Mạnh Liễu. *Một số cơ sở nghiên cứu đánh giá các quá trình địa cơ và thủy địa cơ phát triển trong hệ thống địa kỹ thuật đê sông (HĐKTĐS) đồng bằng Bắc bộ*. Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng số 4, 2005, Hà Nội
- [2] Đoàn Thế Tường, Trần Mạnh Liễu, Nguyễn Công Kiên. *Nghiên cứu đánh giá điều kiện địa kỹ thuật môi trường và kiến nghị phương hướng quy hoạch sử dụng đất hợp lý cho khu vực đới sông ven sông Hồng trong phạm vi Hà Nội*. Sở khoa học và công nghệ, 2006, Hà Nội
- [3] Nguyễn Văn Tá, Trần Mạnh Liễu, Cao Thanh Tùng. *Phương pháp đánh giá dự báo khả năng sạt lở bờ sông theo chỉ tiêu tích hợp các yếu tố điều kiện kỹ thuật - tự nhiên vùng ven sông*. Tạp chí Khoa học và Công nghệ Xây dựng số 01, 2007, Hà Nội
- [4] Nguyễn Văn Tá. *Phân vùng địa chất công trình (ĐCCT) đới sông ven sông hồng khu vực Hà Nội phục vụ quy hoạch phát triển bền vững lãnh thổ*. Tạp chí Địa Kỹ thuật số 03, 2007, Hà Nội
- [5] Đoàn Thế Tường, Trần Mạnh Liễu, Nguyễn Công Kiên. *Luận chứng cơ sở khoa học và thiết lập hệ thống quan trắc địa kỹ thuật môi trường cho khu vực đới động ven sông Hồng trên địa bàn Hà Nội*. Sở Khoa học và Công nghệ Hà Nội, 2009

- [6] Q. H. Hà and N. T. Nguyễn, “Xói Mòn Bờ Biển Cần Giờ, Thành Phố Hồ Chí Minh Trong Điều Kiện Biến Đổi Khí Hậu Toàn Cầu,” Tạp chí Phát triển KH&CN, vol. 14, no. M4. pp. 17-28, 2011
- [7] Phan Kiều Diễm et al., “Đánh giá tình hình sạt lở, bồi tụ khu vực ven biển tỉnh Cà Mau và Bạc Liêu từ 1995-2010 sử dụng viễn thám và công nghệ GIS,” Tạp chí Khoa học Trường Đại học Cần Thơ, vol. 26, no. Phần A: Khoa học Tự nhiên, Công nghệ và Môi trường, pp. 35-43, 2013
- [8] N. A. Otsu, “Threshold selection method from gray-level histograms,” Automatica, 11, pp. 23-27, 1975

ỨNG DỤNG CÔNG NGHỆ 3D LASER SCANNER TRONG CÁC DỰ ÁN QUAN TRẮC KIỂM ĐỊNH BỒN CHỨA XĂNG DẦU

ThS. Nguyễn Hoài Nam¹, ThS. Nguyễn Xuân Long², ThS. Nguyễn Văn Hùng³

^{1,2} Viện Khoa học công nghệ xây dựng

⁽³⁾ TOPCON Corporation

TÓM TẮT: Phương pháp sử dụng công nghệ 3D Laser Scan đang dần được ứng dụng trong các dự án quan trắc kiểm định bồn bể chứa xăng dầu. Kết quả công tác quét là dữ liệu dạng Point cloud sau đó được input vào phần mềm Aplitop TcpScancyr, phần mềm MagnetCollage hoặc các phần mềm chuyên dụng khác để xử lý và hiển thị. Việc ứng dụng công nghệ Scan 3D đem lại hiệu quả về kinh tế, thời gian và có độ chính xác cao.

TỪ KHÓA: 3D Laser Scan, bể dầu, quan trắc kiểm định.

ABSTRACTS: The method of using 3D Laser Scan technology based on API 653 standards of the United States is gradually being applied in monitoring and inspection projects of petroleum storage tanks. The result of the scan is Point cloud data, which is then input into Aplitop TcpScancyr software, MagnetCollage software for processing and display. The application of 3D Scan technology improves economic efficiency, time saving and high accuracy.

KEYWORDS: 3D Laser Scan, Oil tank, Monitoring and inspection.

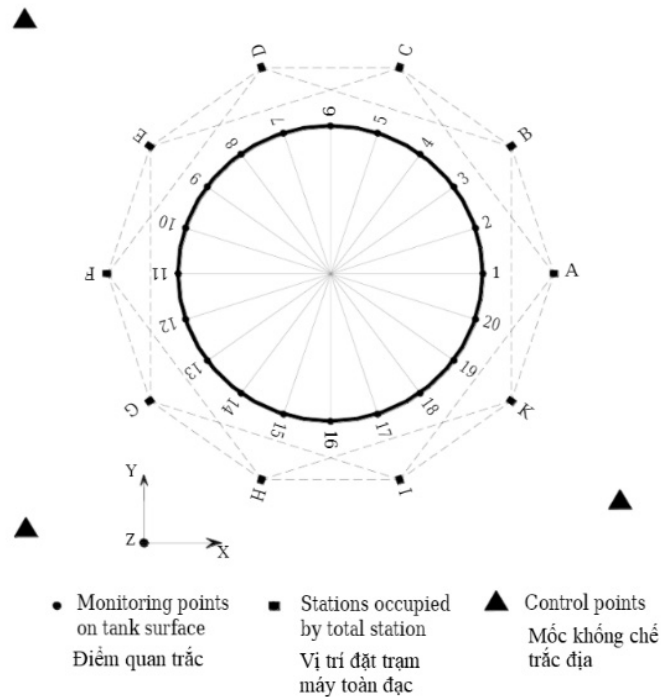
1. MỞ ĐẦU

Công nghệ quét 3D mặt đất (Terrestrial Laser Scanner) đã mở ra xu hướng mới trong công tác đo đạc và xây dựng dữ liệu địa không gian, công trình, ... trên mô hình 3D một cách nhanh chóng, với chính xác cao. Kết quả quét Laser là dữ liệu đám mây điểm (Point Cloud) chứa nhiều thông tin phong phú cùng hình ảnh trực quan, thuận tiện cho các nghiên cứu đánh giá, phân tích và kiểm tra công trình.

Hiện nay ở Việt Nam có nhiều tổ hợp nhà máy lọc hóa dầu: Dung Quất, Nghi Sơn, Long Sơn, cùng với đó là nhiều kho bồn chứa dầu có quy định rất cao về độ an toàn; yêu cầu cần có các báo cáo thường xuyên về hiện trạng và đánh giá an toàn kịp thời. Phương pháp toàn đạc truyền thống vẫn đang được sử dụng rộng rãi, tuy nhiên còn nhiều hạn chế. Bài báo giới thiệu một hướng tiếp cận mới, ứng dụng công nghệ 3D Laser Scanner trong các dự án quan trắc kiểm tra bồn bể cho phép giám sát kiểm tra công trình nhanh chóng, an toàn và chính xác cao.

2. PHƯƠNG PHÁP TOÀN ĐẠC TRUYỀN THỐNG

Quan trắc bằng công nghệ truyền thống toàn đạc có ưu điểm là dễ thực hiện, quen thuộc, tuy nhiên không phản ánh được toàn bộ bề mặt của bồn bể mà chỉ đánh giá qua một số lượng hạn chế điểm quan trắc. Việc này sẽ trở nên khó khăn, và kém an toàn với người quan trắc khi một số dự án yêu cầu quan trắc từ phía bên trong của bồn bể, người và máy làm việc, thu thập dữ liệu trong lòng bồn bể sẽ trở nên rất nguy hiểm.



Hình 1. Sơ đồ bố trí trạm máy và điểm quan trắc

Laser Scanner với tính năng tự động quét, điều khiển từ xa, chỉ cần thiết lập trạm máy xong, cán bộ khảo sát có thể ra ngoài lòng các bồn bể trong khi thiết bị tự động quét. Việc này nhằm đảm bảo tối đa an toàn, sức khỏe của người vận hành thiết bị trong điều kiện làm việc không gian hạn chế, có nhiều rủi ro về khí cháy nổ trong khu lọc hóa dầu.

3. CÔNG NGHỆ 3D LASER SCANNER

3.1. Giới thiệu chung và nguyên lý hoạt động của máy Scan 3D

Laser Scanner mặt đất (Terrestrial Laser scanner) là dạng công nghệ thu thập dữ liệu tự động, với kết cấu gồm 2 motor quay theo chiều ngang và chiều dọc, giúp sensor của máy thu được tín hiệu từ tất cả các hướng của các đối tượng trong không gian. Nguyên lý hoạt động của máy quét 3D mặt đất là sử dụng tín hiệu Laser để đo khoảng cách từ máy quét đến đối tượng, tại một thời điểm máy bắn một tia (hoặc chùm tia) đến đối tượng và nhận tín hiệu phản hồi, đồng thời máy sẽ đo góc bằng và góc đứng. Từ đó, theo nguyên lý tọa độ cực, máy sẽ xác định được tọa độ X, Y, Z của các điểm trong không gian.

Trong máy 3D Scanner khoảng cách từ máy đo đến đối tượng được xác định theo nguyên lý đo xung (TOF - Time of Flight) hoặc đo pha (Phase Shift). Thời gian thực hiện scan mỗi trạm máy từ: 5-10 phút (hoặc có thể lâu hơn tùy vào độ phân giải được lựa chọn). Lựa chọn độ phân giải càng cao, thời gian scan sẽ lâu hơn, mật độ điểm của dữ liệu thu thập sẽ cao hơn và chi tiết hơn.

3.2. Quy trình đo và xử lý số liệu

Thực hiện xử lý số liệu đo theo các bước: Pose Scan, Colorize Scan from Images, Stitch panoramas, Filter Scan, Smooth Filter.

Tự động registration khi máy được thiết lập theo phương pháp giao hội.

Adjustment/Hiệu chỉnh lại toàn bộ mô hình.

Hoàn thành xử lý số liệu, xuất dữ liệu point cloud ra các định dạng để phân tích số liệu đo.



Thành lập mốc không chế trắc địa
(các mốc này phải ổn định để đánh giá kết quả quan trắc theo chu kỳ)



Scan hiện trường

- Cân máy và thiết lập trạm máy theo phương pháp toán đạc
- Cài đặt các thông số Scan
- Tiến hành Scan và xem lại kết quả Scan
- Chuyển sang trạm máy tiếp theo



Trút số liệu sang máy tính và xử lý số liệu đo

Hình 2. Quy trình đo và xử lý số liệu



Hình 3. Thiết lập trạm máy trên công trình

Sử dụng phần mềm chuyên dụng: Tính toán phân tích dữ liệu, tạo mặt cắt, từ dữ liệu đo và dữ liệu thiết kế, dữ liệu các chu kỳ đo. Kết luận, đánh giá và báo cáo kết quả.



Hình 4. Dữ liệu scan được thực hiện bằng thiết bị GLS-2200, xử lý và hiển thị trên phần mềm MagnetCollage

4. NGHIÊN CỨU, ỨNG DỤNG CÔNG NGHỆ 3D LASER SCAN TRONG CÔNG TÁC QUAN TRẮC KIỂM TRA BỒN CHỨA, THỰC NGHIỆM TẠI NHÀ MÁY LỌC DẦU NGHỊ SƠN

4.1. Giới thiệu công trình thực nghiệm

Khu liên hợp NSRP - Nghi Sơn Refinery and Petrochemical, nằm cách thủ đô Hà Nội 260Km tại Khu kinh tế Nghi Sơn, Tỉnh Thanh Hóa. Nhà máy có công suất chế biến 200.000 thùng dầu thô mỗi ngày (tương đương 10 triệu tấn mỗi năm).

Một trong những hạng mục quan trọng của Nhà máy là các kho chứa bồn bể. Nhà máy có các hoạt động định kỳ kiểm tra quan trắc kết cấu bồn bể nhằm kịp thời đánh giá dự báo chất lượng công trình cũng như đảm bảo an toàn tuyệt đối cho từng hạng mục.



Dựa trên nhu cầu thực tế và nắm bắt xu hướng công nghệ mới, chúng tôi nghiên cứu ứng dụng phương pháp kiểm định kiểm tra công trình bằng công nghệ 3D Laser Scan.

4.2. Thiết bị và phần mềm sử dụng

Thiết bị 3D Laser Scan được lựa chọn sử dụng là GLS-2200, đây là model mới nhất của hãng TOPCON.



Thông số thiết bị:

Độ chính xác đo bề mặt: 1mm

Độ chính xác đo cạnh: 3.1mm/150m

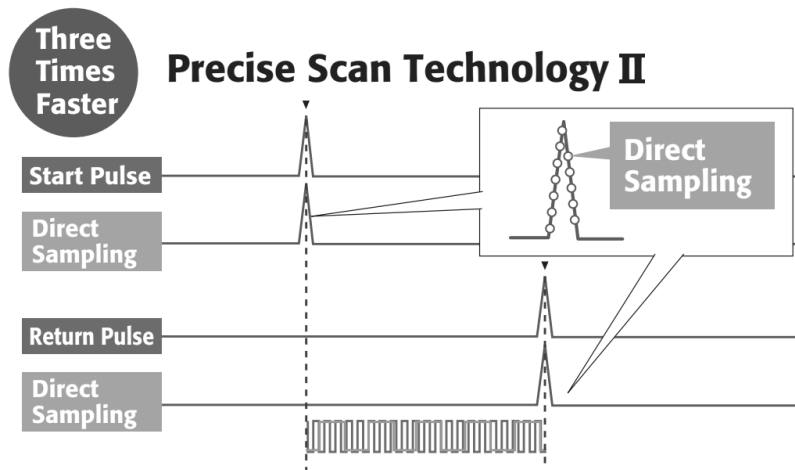
Khoảng cách đo tối đa: lên đến 500m

Tốc độ thu thập dữ liệu: 120.000 điểm/giây

Hình 5. Thông số thiết bị

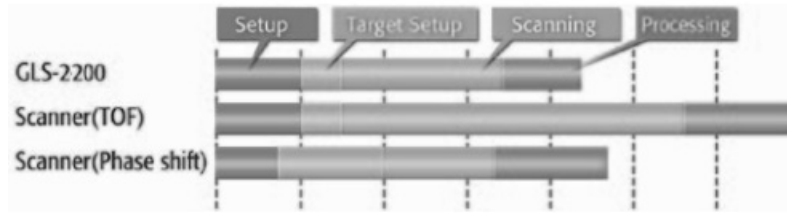
GLS - Geology Laser Scanner là dòng thiết bị Laser Scanner mặt đất (TLS) được sản xuất bởi hãng TOPCON, sử dụng tia Laser đơn để thu thập dữ liệu. GLS có nguyên lý thu thập dữ liệu gần như máy toàn đạc điện tử, có các chức năng giao hội để thiết lập trạm máy trên mốc trắc địa. Các điểm đo thu được có độ chính xác tương tự máy toàn đạc điện tử nhưng dữ liệu điểm đo là các tập hợp điểm với mật độ điểm rất cao (point cloud)

GLS-2200 cung cấp khả năng thu thập dữ liệu 3D nhanh chóng phù hợp cho các báo cáo kiểm tra tổng thể dữ liệu công trình một cách kỹ lưỡng.



Hình 6. Precise Scan Technology II

GLS-2200 sử dụng công nghệ Precise Scan Technology II, là sự kết hợp giữa nguyên lý Time of Flight (T.O.F) giúp đảm bảo độ chính xác với khoảng đo xa, dữ liệu chất lượng hơn, ít nhiễu hơn; đồng thời được tăng cường cùng công nghệ so sánh mẫu xung (Direct sampling comparison). Mỗi một phép đo đều được lặp (kiểm tra) bằng cách so sánh mẫu xung, mang lại kết quả đo chính xác hơn.



Hình 7. So sánh thời gian thực hiện bằng công nghệ của GLS2200 và công nghệ đo xung/đo pha riêng lẻ

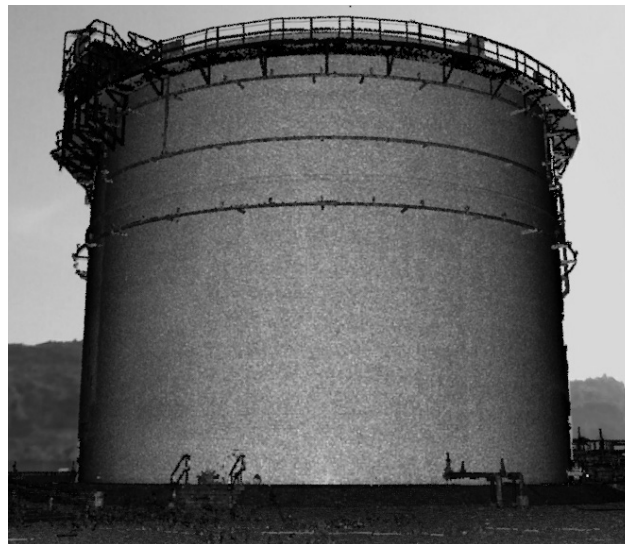
4.3. Kết quả xử lý số liệu

Thực hiện xử lý số liệu đo theo các bước: Pose Scan, Colorize Scan from Images, Stitch panoramas, Filter Scan, Smooth Filter.

Tự động registration khi máy được thiết lập theo phương pháp giao hội.

Adjustment / Hiệu chỉnh lại toàn bộ mô hình.

Hoàn thành xử lý số liệu, xuất dữ liệu point cloud ra các định dạng để phân tích số liệu đo.

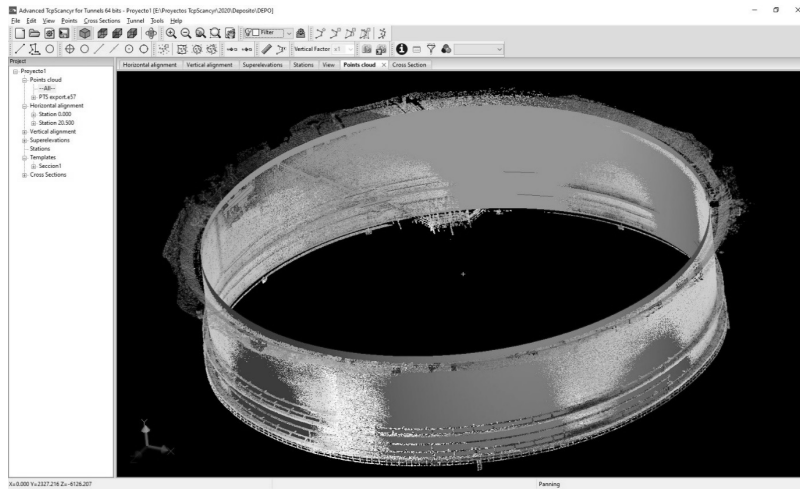


Hình 8. Point Cloud data

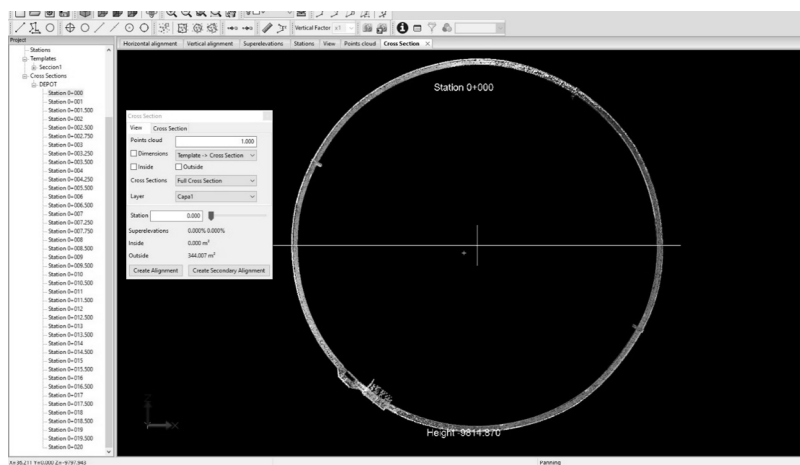
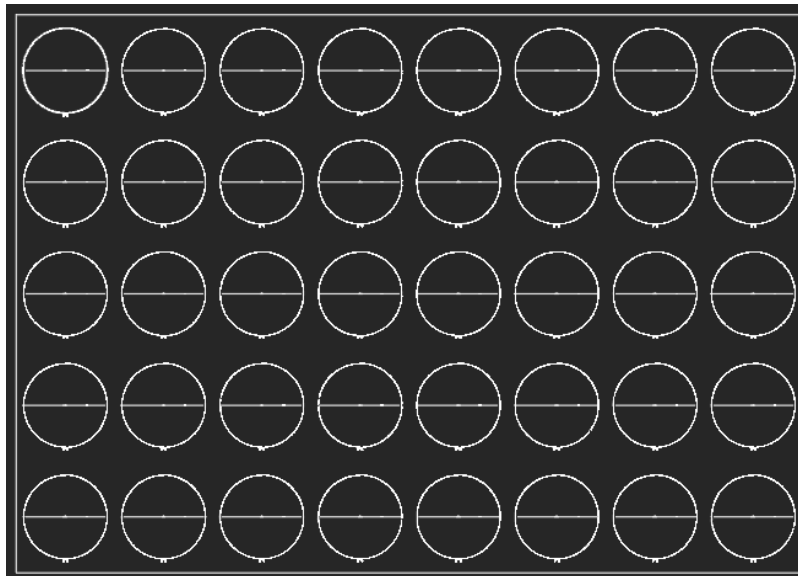


Hình 9. Dữ liệu scan trên phần mềm MagnetCollage

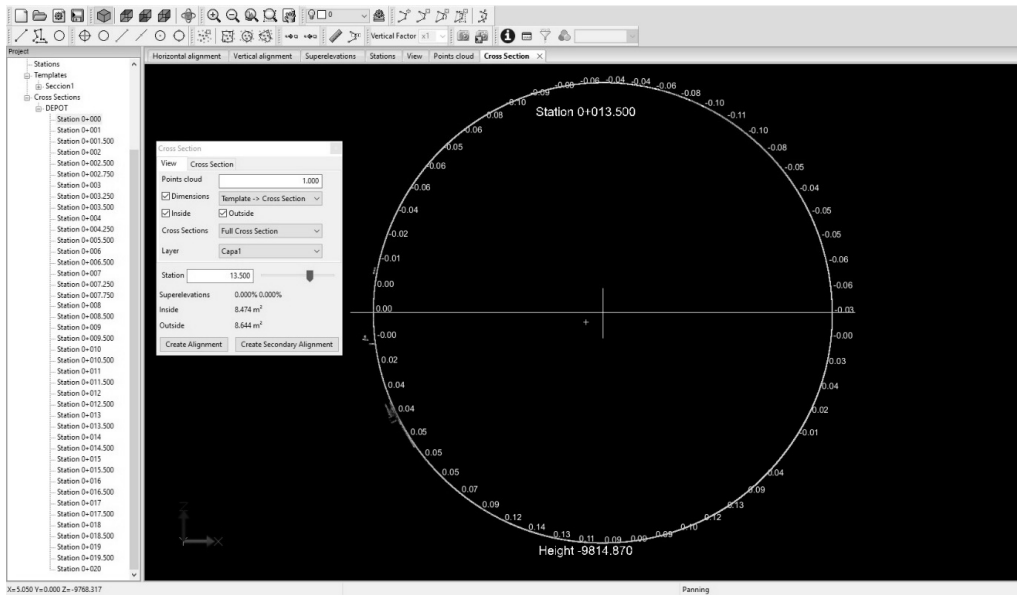
Sử dụng phần mềm chuyên dụng: Tính toán phân tích dữ liệu, tạo mặt cắt, từ dữ liệu đo và dữ liệu thiết kế, dữ liệu các chu kỳ đo. Kết luận, đánh giá và báo cáo kết quả.



Hình 10. Point cloud data - input vào phần mềm Aplito TcpScancyr



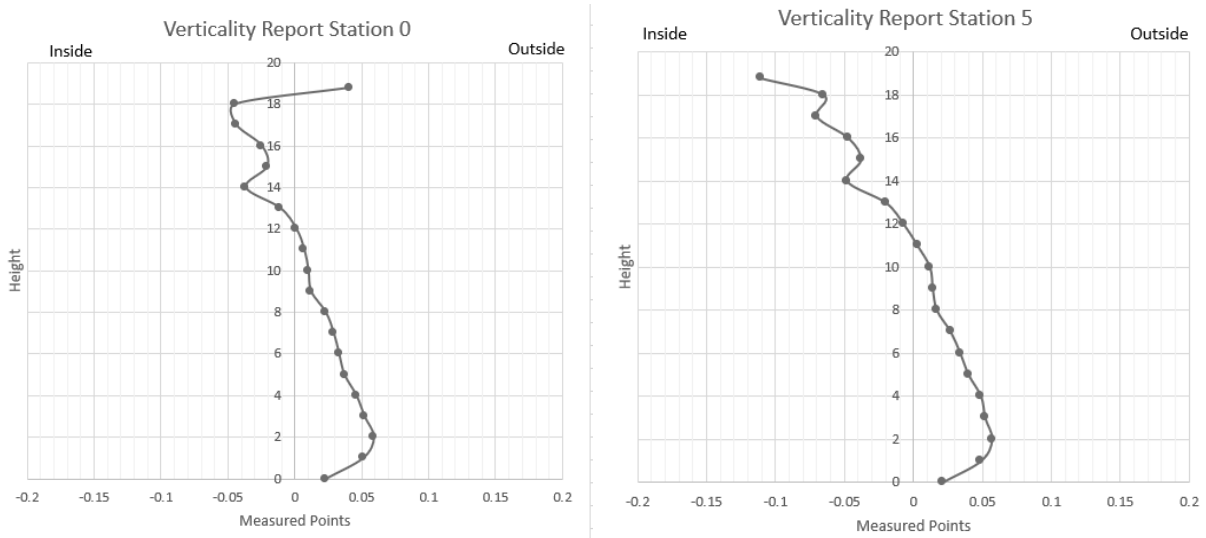
Hình 11. Tạo lý trình (station), tạo mặt cắt từ point cloud và mô hình gốc (dữ liệu ban đầu)



Hình 12. Kết quả phân tích độ biến dạng theo mặt cắt ngang: point cloud (dữ liệu đo) với dữ liệu gốc

Bảng 1. Dữ liệu & Kết quả phân tích biến dạng bề mặt theo mặt cắt đứng

Station	1	2	3	4	5	6	7	8	...n
0	0.023	0.021	0.014	0.021	0.021	0.02	0.018	0.033	...
1	0.051	0.047	0.045	0.046	0.049	0.049	0.047	0.055	...
2	0.059	0.055	0.053	0.057	0.057	0.057	0.058	0.063	...
3	0.052	0.052	0.048	0.051	0.052	0.051	0.051	0.056	...
4	0.046	0.047	0.043	0.048	0.049	0.046	0.048	0.053	...
5	0.037	0.033	0.032	0.038	0.04	0.041	0.038	0.047	...
6	0.033	0.031	0.026	0.03	0.034	0.032	0.032	0.037	...
7	0.029	0.027	0.023	0.024	0.027	0.026	0.024	0.031	...
8	0.023	0.022	0.017	0.018	0.017	0.017	0.015	0.023	...
9	0.012	0.016	0.009	0.013	0.014	0.014	0.011	0.018	...
10	0.01	0.011	0.007	0.01	0.012	0.011	0.006	0.012	...
11	0.007	0.005	0.001	0.001	0.003	0.002	0	0.004	...
12	0.001	0.002	0.007	-0.007	-0.007	-0.009	-0.011	-0.006	...
13	-0.011	-0.016	-0.023	-0.027	-0.02	-0.025	-0.025	-0.018	...
14	-0.037	-0.042	-0.048	-0.05	-0.048	-0.047	-0.047	-0.044	...
15	-0.021	-0.029	-0.036	-0.039	-0.038	-0.038	-0.04	-0.038	...
16	-0.025	-0.033	-0.044	-0.049	-0.047	-0.04	-0.054	-0.054	...
17	-0.044	-0.048	-0.063	-0.077	-0.07	-0.063	-0.074	-0.08	...
18	-0.045	-0.059	-0.053	-0.018	-0.065	-0.096	-0.107	-0.088	...



Hình 13. Phân tích biến dạng theo mặt cắt đứng của bồn bể

5. KẾT LUẬN

Trong giai đoạn hiện nay, công tác quan trắc, kiểm định bồn bể chứa tại các khu công nghiệp nói chung, khu lọc hóa dầu nói riêng đòi hỏi dữ liệu thu thập phải có độ chính xác cao, trong thời gian ngắn và hạn chế tối đa rủi ro có thể xảy ra đối với quan trắc viên khi làm việc trong không gian hạn chế, nguy cơ ngạt khí độc, nguy cơ cháy nổ tại các bồn bể chứa.

Ứng dụng công nghệ quét 3D bằng thiết bị Laser Scanner cho phép thu thập một lượng lớn dữ liệu (dạng đám mây điểm) của đối tượng quan trắc trong thời gian ngắn, với độ chính xác cao: Độ chính xác đo bề mặt: 1mm, Độ chính xác đo cạnh: 3.1mm / 150m. Việc vận hành máy từ xa với sự hỗ trợ của bộ điều khiển tự động sẽ góp phần giảm thiểu các nguy cơ về khí độc, cháy nổ, trượt ngã khi làm việc trong môi trường làm việc có nhiều mối nguy của khu lọc hóa dầu.

Ngoài ra, dữ liệu quét thu được sẽ được xử lý, phân tích bằng các phần mềm chuyên dụng để cung cấp thông tin phong phú, trực quan dưới dạng mô hình 3D từ đó có thể đánh giá kiểm định được thực trạng hạng mục quan trắc một cách chi tiết với hiệu suất cao.

Với những ưu thế vượt trội của mình, công nghệ quét 3D nên được kiến nghị áp dụng rộng rãi hơn trong thời gian tới đối với lĩnh vực quan trắc, kiểm định công trình.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] <https://www.topcon.co.jp/en/positioning/products/product/3dscanner/>
- [2] <https://www.aplitop.com/home>
- [3] API 653 standards

PHÂN TÍCH 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

KS. Lưu Gia Trung

Viện Khoa học công nghệ xây dựng

Email: lgtrung.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, chủ yếu tập trung tại các vùng duyên hải ven biển. 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 cần thiết 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 bedrock is a geological form with high prevalence in Vietnam, mainly distributed in coastal areas. However, TCVN 10304:2014 does not have clear regulations as well as specify 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 methods: treating the weathered shale bedrock as similar to hard rock, or treating it 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.

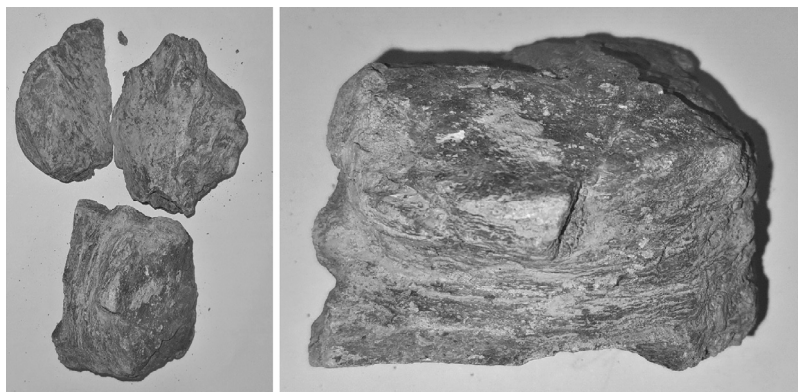
Tại Việt Nam, một lớp địa chất phổ biến là đá phong hóa sét bột kết, nứt nẻ rất mạnh, cường độ tương đối thấp so với các loại đá khác. Khi tính toán cọc khoan nhồi đặt trên nền dạng này, các kỹ sư Việt Nam gặp nhiều khó khăn do 2 lý do: thông số đầu vào của nền không chính xác do khó lấy mẫu toàn khối 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 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 dựa trên thông số chỉ tiêu cơ lý của đá phù hợp, 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 tảng 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. Ngoài ra còn có E_i - mô đun đàn hồi của mẫu đá liền khối và E_m - mô đun 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 sau:

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 đặc biệt 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 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.

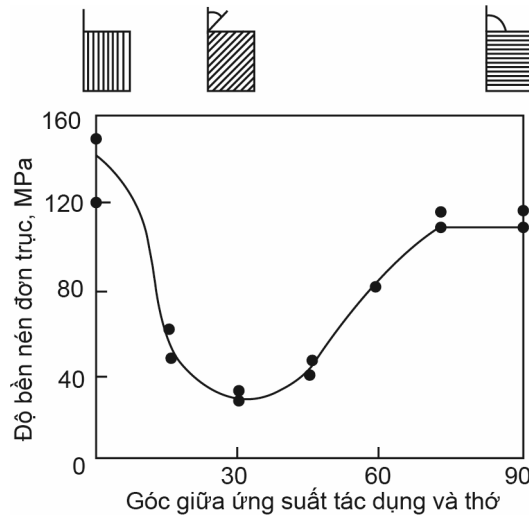
Bảng 2. Cách thức thực hiện thí nghiệm nén nở hông của đá theo các tiêu chuẩn

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*
Góc đặt lực ép	Thẳng góc với thớ đá	Không nêu rõ	Đặt theo phương nguy hiểm nhất có thể**

*: 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).

** : 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 biểu đồ sau:



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 sai khác nhất định 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 sau:

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

với q_u là cường độ tiêu chuẩn của đá, q_{UCS} là 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 tương thích với 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, là nội dung được tập trung làm rõ ở các chương sau.

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, các đơn vị thiết kế tại Việt Nam có 2 hướng tiếp cận chính: coi nền là đá cứng không phong hóa để dự 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 chịu tải 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 như sau:

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

γ_g là hệ số tin cậy của đất, lấy bằng 1,4 và không xét đến khi tính toán sức chịu tải cực hạn; $R_{c,n}$ là cường độ nén một trục ở trạng thái bão hòa nước (có thể hiểu là giá trị q_u); K_s là hệ số kể đến giảm cường độ do vết nứt trong đá phụ thuộc vào giá trị RQD; l_d là chiều dài đoạn cọc ngàm vào đá; và d_f là đường kính ngoài của phần cọc ngàm vào đá.

Hệ số $1 + 0.4 \frac{l_d}{d_f}$ 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 thân cọc theo biến đổi:

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

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 toàn bộ khả năng chịu tải của mũi và ma sát thành cọc 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 sau:

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

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: $\alpha \cdot f_1 \cdot c_{u,i}$, với α là hệ số xét đến ứng suất hiệu quả theo cao độ; f_1 là hệ số xét đến tỷ 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

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: 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 bên cọc, sức kháng cọc tăng chủ yếu ở thành phần sức kháng mũi cọc. 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 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 (mô đun đàn hồi toàn khối của đá), μ (hệ số nở hông), φ, c và ψ (góc ma sát, lực dính và góc nở phình) 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.

Cường độ ma sát thành cực hạn được tính tương tự cường độ ma sát thành của đá cứng:

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

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

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

Với: f_{su} là ma sát thành đơn vị cực hạn, q_{bu} là cường độ kháng mũi đơn vị cực hạn của đá, q_u là cường độ nén dọc trục của đá, p_a là 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 sau:

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

Trong đó: Q_t là sức kháng tổng của cọc, E_m là mô đun đàn hồi toàn khối đá, D là đường kính cọc, F_3, F_4 là 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.

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

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

Trong đó: Q_b và Q_t là sức kháng mũi và sức kháng tổng của cọc, c là lực dính của đá, P_3, P_4 là 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 tính được cần được kiểm tra lại với 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) được trình bày bởi O'Neil (1999) 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 cũng được phân tích trong 2 giai đoạn làm việc tương tự lý thuyết trong CIRIA 181. Các bước thực hiện tính toán 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 tối đa của sức kháng mũi và ma sát thành bên.

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

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

Với q_{bu} là cường độ kháng nén của đá, k_{sp} và d là 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 sau:

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

Với $f_a = q_u/2$ với thành cọc dạng nhám và $f_a = \alpha q_u$ với thành cọc dạng trơn, k_a là hệ số xét đến tỷ lệ E_m/E_i của đá (có thể suy từ chỉ số RQD của mẫu đá), α là hệ số xét đến góc ma sát của đá, cường độ đá và áp lực bê tông trung bình khi thi công cọc (tỷ 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 như sau:

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

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

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 tỷ 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 gộp vào 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 với giá trị cực hạn tính tại bước 2.

3.3. Nhận xét

Qua xem xét lý thuyết, các phương pháp tính toán sức chịu tải cọc trong nền đá sét bột kết hiện được áp dụng phổ biến tại Việt Nam sử dụng hệ thống TCVN đều tỏ ra không phù hợp.

Về cách tính theo chỉ tiêu cơ lý đá, các điểm không 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 tỷ 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 không 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 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

sự 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.

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 các 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
Mô đun đàn hồi đá nguyên khối		x	x	Báo cáo KSDC hoặc công thức kinh nghiệm
Góc nghiêng 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
Góc nở phình của đá		x		Giả định và điều chỉnh sau
Độ sâu lớp đá			x	Thông số thiết kế

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 An, 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 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 thiết kế là 1500T và tới tải trọng 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 sau.

Bảng 4. Thông số địa chất nền đá tính toán

Cọc	Loại đá	γ (kN/m ³)	Phân bố	Độ khe hở (%)	RQD (%)	q_c (MPa)
TN01	Sét bột kết	24.2	Từ -52m	9.9	26	6.72
TN05				10	45	10.17

4.1.2. Thông số cọc

Tính toán được thực hiện trên 2 cọc khoan nhồi như sau:

Bảng 5. Thông số các cọc điển hình tính toán

Cọc	L (m)	D (m)	Cốt đầu cọc (m)	Cốt mũi cọc (m)	Đoạn ngàm 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 271T, sức kháng mũi là 194T, ma sát thành là 77T.

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 1515T, sức kháng mũi là 1068T, sức kháng thành là 447T.

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° - 60°, hệ số ảnh hưởng do thớ là 2.5.

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

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

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: $\Delta = 0.0034Q_t - 0.00188$ (Δ :m, Q_t : 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 sức kháng mũi cọc là 434T, sức kháng bên là 207T, sức kháng tổng là 642T.

b) Dự báo theo tiêu chuẩn AASHTO 2017 và FHWA-RD-95-712

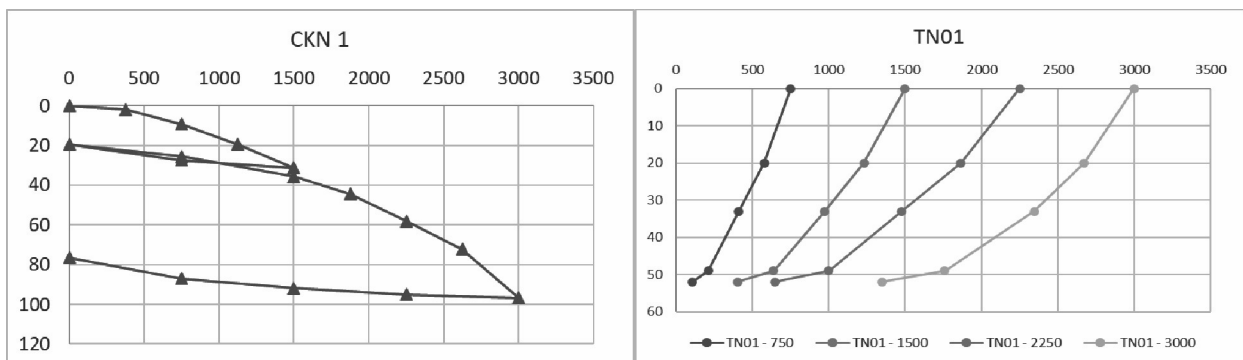
Điều chỉnh giá trị q_u giảm tương tự lý thuyết tính theo CIRIA 181, tuy nhiên không xét đến ảnh hưởng giảm do góc lệch thớ. Giá trị q_u sử dụng là 4.34 MPa.

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

Tính được sức kháng mũi cực hạn là 519T (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: $Q_t = 207K_f + 55.65\Delta^{0.67}$ (Δ :mm, Q_t :T). Ứng với $\Delta = 28\text{mm}$, tính được $Q_t = 712\text{T}$, các thành phần sức kháng mũi 519 T, 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 như sau:



Hình 3. 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.

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: $Q_b = 362T$, $Q_s = 202T$.

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

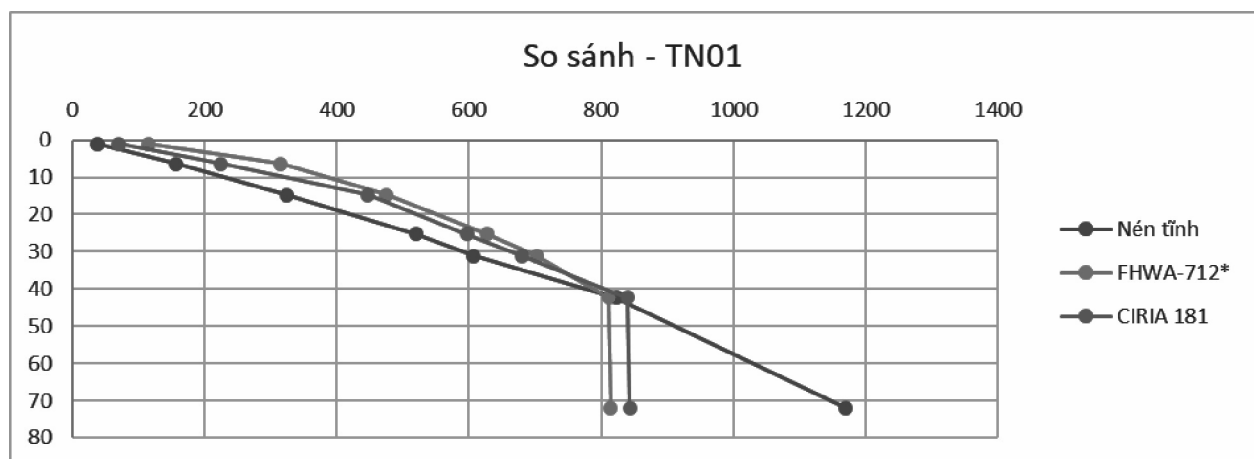
Sức chịu tải nền đá - cọc TN01	Chi tiêu cơ lý - TCVN	Kết quả SPT - TCVN	TC Anh - CIRIA 181	TC Mỹ - FHWA-RD-95-712	Kết quả TN nén tĩnh
Ma sát thành (T)	64	221	207	193	182
Sức kháng mũi (T)	161	663	434	519	382
Sức kháng tổng (T)	225	884	642	712	564

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 4. 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 $q_u^* = 2.2 q_u$, 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 6729T. 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 kháng cọc cao hơn thực tế, tỷ lệ ma sát thành cọc tương đối hợp lý. Điều chỉnh $E_m = 70q_u = 152\text{MPa}$ cho cọc TN01 cho kết quả sát 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: $\Delta = 0.00164Q_t - 0.00918$ (Δ :m, Q_t : 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 1322T và sức kháng bên là 703T.

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

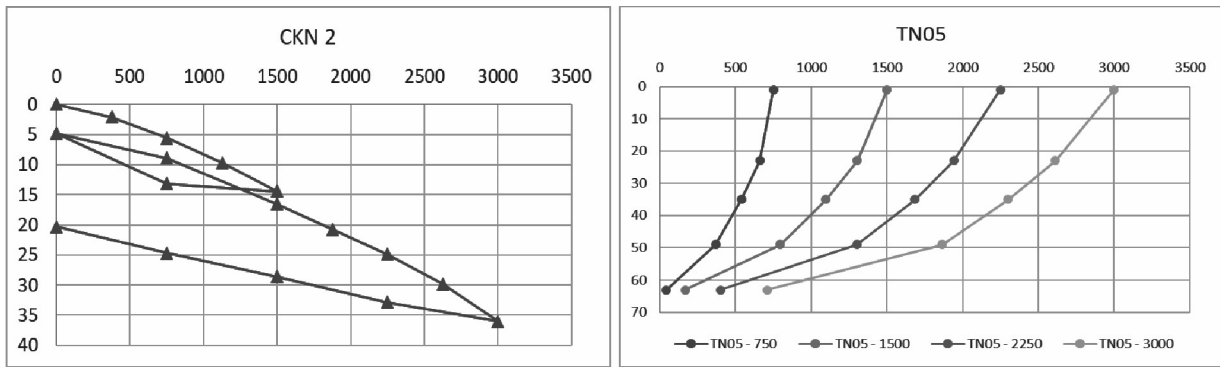
Kết quả hiện tại tính được đang có sức kháng mũi cọc cao hơn thực tế, sức kháng ma sát là phù hợp. Điều chỉnh $q_u^* = 0.9q_u$, $E_m = 70q_u^* = 302\text{MPa}$ cho kết quả sát với thí nghiệm. Giữ nguyên các hệ số điều chỉnh q_u đã chọn.

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 cực hạn là 972T, sức kháng bên cực hạn là 1637T, phương trình chuyển vị: $Q_t = 1640K_f + 70.69\Delta^{0.67}$ (Δ :mm, Q_t :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 như sau:



Hình 5. 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 trong đá cọc TN05: $Q_b = 780T$, $Q_s = 1270T$.

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

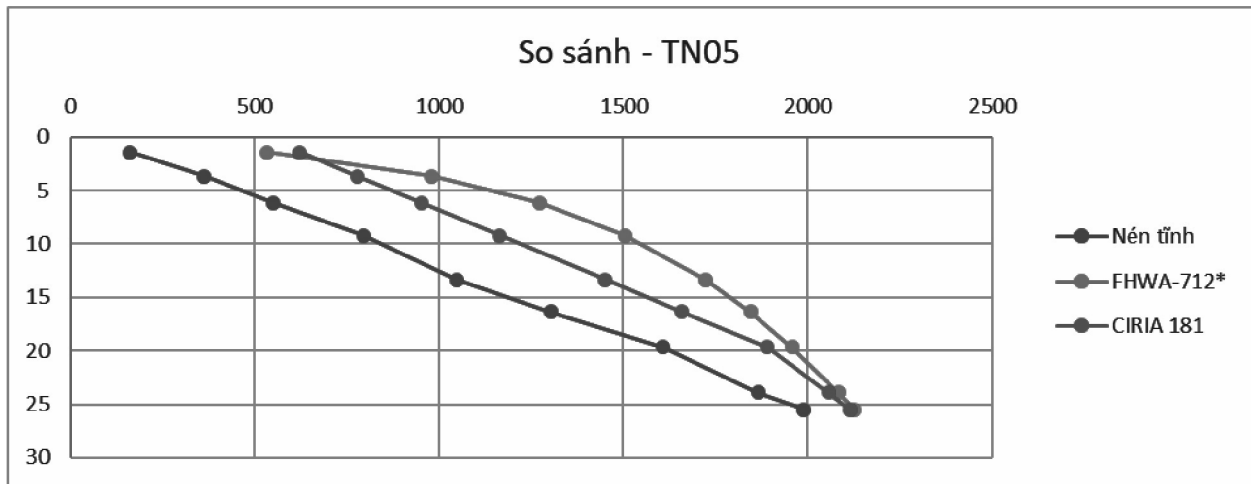
Sức chịu tải nền đá - cọc TN05	Chỉ tiêu cơ lý - TCVN	Kết quả SPT - TCVN	TC Anh - Ciria 181	TC Mỹ - FHWA-RD-95-712	Kết quả TN nền tĩnh
Ma sát thành (T)	1779	1656	703	1370	1325
Sức kháng mũi (T)	593	662	1322	595	666
Sức kháng tổng (T)	2372	2318	2025	1965	1991

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

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.



Hình 6. Biểu đồ tải trọng - chuyển vị đầu cọc thực tế và biểu đồ dự báo lý thuyết - cọc TN05

5. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Cọc khoan nhồi trên nền đá sét bột kết phong hóa nặng 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 theo TCVN 10304:2014 thường có 2 hướng phổ biến ở Việt Nam: 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 đều chưa phù hợp về mặt lý thuyết như đã phân tích ở mục 3.3. Thực tế với kết quả thí nghiệm cho công trình điển hình, kết quả dự báo sai lệch khá nhiều, 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 khá cao, đặc biệt sau khi được hiệu chỉnh các số liệu đầu vào chưa rõ ràng từ kết quả thí nghiệm đầu tiên. Các đơn vị thiết kế có thể xem xét áp dụng các lý thuyết trên vào thiết kế thực tế. 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, mô đun 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 tại 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 foundationtions 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 Eddition, 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

ĐỰ BÁO AN TOÀN HỒ ĐÀO TRONG QUÁ TRÌNH ĐÀO ĐẤT THI CÔNG TẦNG HẦM SỬ DỤNG KẾT QUẢ TÍNH TOÁN PLAXIS VÀ QUAN TRẮC

SAFETY CONSTRUCTION MONITORING IN THE EXCAVATION PROCESS FOR SUBSTRUCTURE CONSTRUCTION USING PLAXIS CALCULATION AND OBSERVATION RESULTS

KS. Nguyễn Văn Diện¹, TS. Tạ Minh Nghi²

^{1,2}Viện Khoa học công nghệ xây dựng

Email: vandiennguyen88@gmail.com, taminhnghi@ibst.vn

TÓM TẮT: Các công trình ở các thành phố lớn hiện nay thường sử dụng kết cấu tầng hầm khá nhiều để tăng không gian sử dụng cho công trình. Tuy nhiên, việc đào đất thi công phần ngầm tiềm tàng nhiều mối nguy hiểm như chuyển vị tường vây, đất nền, các sự cố khác như nước ngầm chảy vào hố móng qua các khuyết tật tường vây... gây mất an toàn cho bản thân hố đào, sụt lún các công trình lân cận. Bằng cách sử dụng kết quả tính toán của phần mềm Plaxis kết hợp với kết quả quan trắc chuyển dịch ngang tường vây, biến dạng trong thanh chống và lún công trình lân cận để kiểm soát, dự báo những nguy hiểm có thể xảy ra của hố đào trong quá trình đào đất và thi công tầng hầm.

TỪ KHÓA: Tường vây, hố đào, chuyển vị ngang, biến dạng, lún công trình, Plaxis.

ABSTRACTS: Nowadays, Buildings in big cities often use basement structures quite a lot to increase the usable area. However, the excavation process for substructure construction has many potential dangers such as displacement of diaphragm wall, ground soil, other incidents such as groundwater flowing into excavation through diaphragm wall defects... causing unsafety to the excavation, subsidence of neighboring structures. By using the calculation results of Plaxis software combined with the results of monitoring the horizontal displacement of the diaphragm wall, the deformation in the struts and the settlement of adjacent structures to control and predict the possible dangers may occurs to diaphragm wall, excavation during basement construction.

KEYWORDS: Diaphragm wall, excavation, horizontal displacement, deformation, settlement, Plaxis.

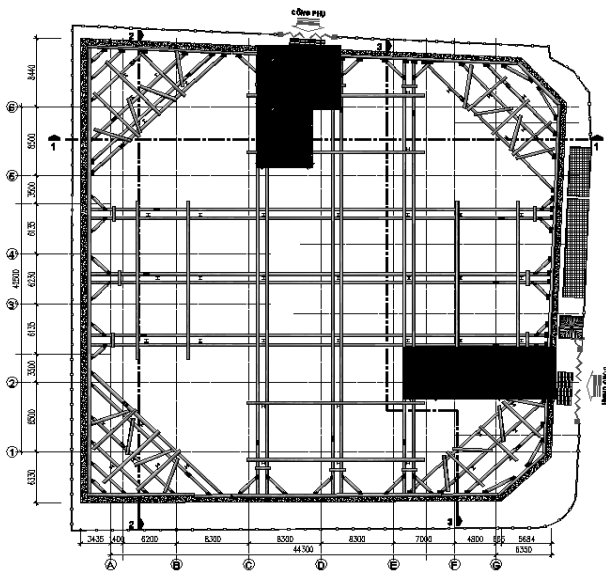
1. GIỚI THIỆU

Quá trình đào đất và thi công phần hầm công trình có nhiều rủi ro nguy hiểm có thể xảy ra gây hư hỏng cho công trình lân cận cũng như bản thân hố đào. Bài báo giới thiệu phương pháp dự báo an toàn cho hố đào trong suốt quá trình đào đất và thi công phần ngầm của công trình dựa trên kết quả tính toán được từ phần mềm Plaxis kết hợp với các kết quả quan trắc có được theo các giai đoạn đào: kết quả quan trắc chuyển vị tường vây, hệ thanh chống, lún nghiêng công trình lân cận ...

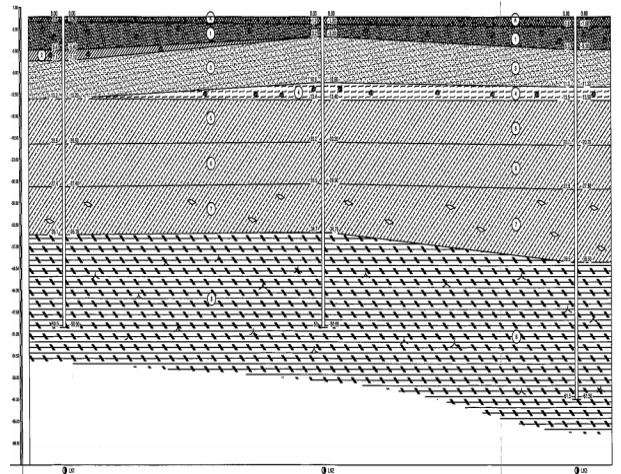
Phương pháp dự báo an toàn cho hố đào được áp dụng cho công trình thực tế được xây dựng tại thành phố Đà Nẵng với quy mô 2 tầng hầm (diện tích mỗi hầm 3039 m²) và 29 tầng cao. Biện pháp thi công tầng hầm theo phương án đào mở. Kết cấu tường vây sử dụng tường dày 800 có chiều dài 19.0m tại khu vực có bể nước ngầm và tường dày 600 có chiều dài 17.5m cho các khu vực còn lại. Sử dụng 2 hệ giằng chống có tiết diện H350×350×12×19 và H400×400×13×21. Chiều sâu hố đào lớn nhất tại các móng của bể nước: 12.8m.

Tóm tắt sơ bộ địa chất tại vị trí xây dựng công trình:

- Lớp đất san lấp (A): Nền bê tông, đất đắp, đá lẫn dăm sạn màu đỏ thẫm. Bề dày thay đổi từ 0.8-1.6m.
- Lớp 1: Cát lẫn sét bụi màu xám xanh lẫn vỏ sò. Kết cấu xốp. Lớp này xuất hiện ở tất cả các hố khoan. Bề dày thay đổi từ 2-4.6m.
- Lớp 2: Sét màu xám xanh lẫn vỏ sò. Trạng thái dẻo mềm. Lớp này chỉ xuất hiện ở LK01. Bề dày lớp khoảng 1.7m.
- Lớp 3: Cát mịn màu xám xanh, xám nâu. Kết cấu xốp - chặt vừa. Lớp này xuất hiện ở tất cả các hố khoan. Bề dày thay đổi từ 6.0-7.4m.
- Lớp 4: Bùn sét màu xám đen lẫn vỏ sò. Lớp này xuất hiện ở hố khoan LK02 và LK03. Bề dày lớp đất thay đổi từ 2.2-2.8m.
- Lớp 5: Sét ít dẻo màu xám nâu, xám xanh loang lỗ đỏ gạch. Trạng thái dẻo cứng - nửa cứng. Lớp này xuất hiện ở tất cả các hố khoan. Bề dày thay đổi từ 6.8-7.2m.
- Lớp 6: Sét ít dẻo màu xám nâu, xám xanh loang lỗ đỏ gạch. Trạng thái nửa cứng - cứng. Bề dày thay đổi từ 6.7-7.1m.
- Lớp 7: Sét ít dẻo lẫn dăm sạn màu xám vàng, xám xanh loang lỗ đỏ. Trạng thái cứng. Lớp này xuất hiện ở tất cả các hố khoan. Bề dày thay đổi từ 7.7-11.7m.
- Lớp 8: Đá phiến sericit màu xám xanh, xám nâu. Trạng thái phong hóa vừa, nứt nẻ mạnh, RQD < 20%.

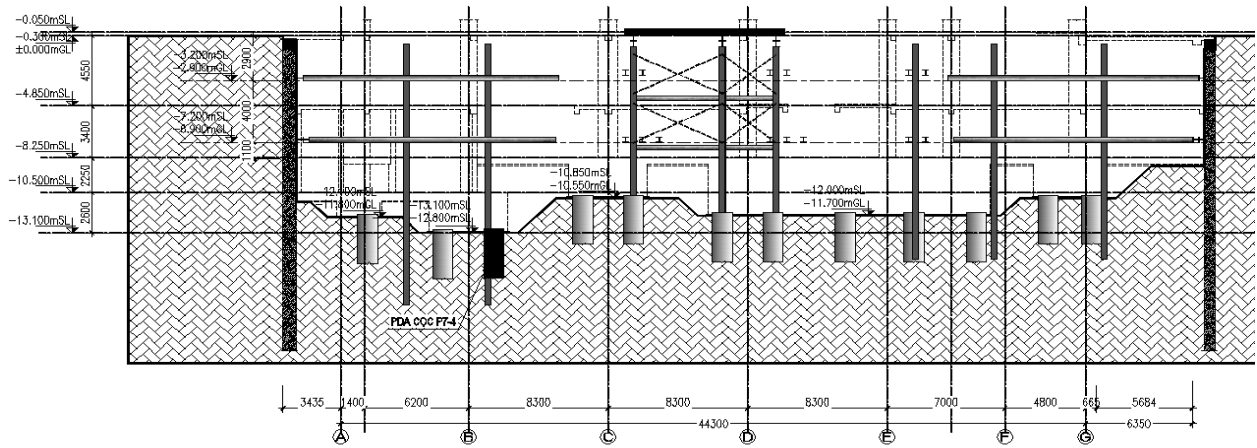


Hình 1. Mặt bằng hố đào và hệ giằng chống 1



Hình 2. Mặt cắt địa chất công trình

Biện pháp đào đất thi công tầng hầm đã được tính toán và thẩm tra là đảm bảo an toàn cho công trình và các công trình lân cận trong suốt quá trình đào đất thi công tầng hầm. Căn cứ kết quả tính toán theo từng giai đoạn đào đất, tiến hành theo dõi so sánh ứng xử thực tế của tường vây và đất nền với mô hình tính thông qua các kết quả quan trắc như: quan trắc chuyển dịch ngang của tường vây, quan trắc lún nền đường xung quanh công trình, quan trắc biến dạng trong thanh chống.



Hình 3. Mặt cắt hố đào tại vị trí mặt cắt 1-1

2. PHƯƠNG PHÁP DỰ BẢO AN TOÀN HỐ ĐÀO

2.1. Mô hình tính toán

Sử dụng phần mềm Plaxis 2D mô phỏng tính toán các giai đoạn đào đất thi công tầng hầm tại vị trí 3 mặt cắt như hình 1. Quy trình đào đất thi công tổng thể được thực hiện theo các bước:

- Bước 1: Đào đất tới cao độ -4.0m.
- Bước 2: Thi công hệ giằng lớp 1 ở cao độ -3.2m.
- Bước 3: Đào đất tới cao độ -8.0m.
- Bước 4: Thi công hệ giằng lớp 2 ở cao độ -7.2m.
- Bước 5: Đào đất đến cao độ đáy móng và hố pít để thi công phân móng.
- Bước 6: Thi công đổ bê tông sàn hầm 2.
- Bước 7: Tháo hệ giằng 2 khi bê tông sàn hầm 2 đạt 80% cường độ thiết kế.
- Bước 8: Đổ bê tông sàn hầm B1.
- Bước 9: Tháo hệ giằng 1 khi bê tông sàn hầm 1 đạt 80% cường độ thiết kế.

Căn cứ báo cáo khảo sát địa chất công trình, sử dụng mô hình Hardening soil để mô tả các lớp đất nền công trình. Các thông số của đất nền được sử dụng trong mô hình:

Bảng 1. Thông số của các lớp đất trong mô hình tính Plaxis

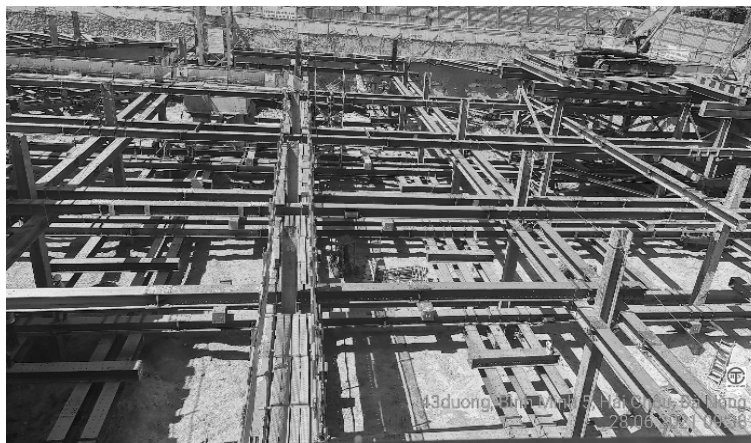
Hardening Soil	Lớp san lấp	Lớp 1	Lớp 3	Lớp 4	Lớp 5	Lớp 6	Lớp 7
Type	Drained	Drained	UnDrained	UnDrained	UnDrained	UnDrained	UnDrained
γ_{unsat} [kN/m ³]	18	18.11	18.32	16.61	18.99	19.4	19.95
γ_{sat} [kN/m ³]	18.5	18.54	18.75	16.8	20.2	19.5	20.1
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	9000	12500	16500	7000	3.50E+04	6.00E+04	9.00E+04
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	9000	1.25E+04	1.65E+04	7000	3.50E+04	6.00E+04	9.00E+04
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [kN/m ²]	2.70E+04	3.75E+04	4.95E+04	2.10E+04	1.05E+05	1.80E+05	2.70E+05
m	[-]	0.5	0.5	0.5	0.85	0.85	0.85

Bảng 1 (tiếp theo)

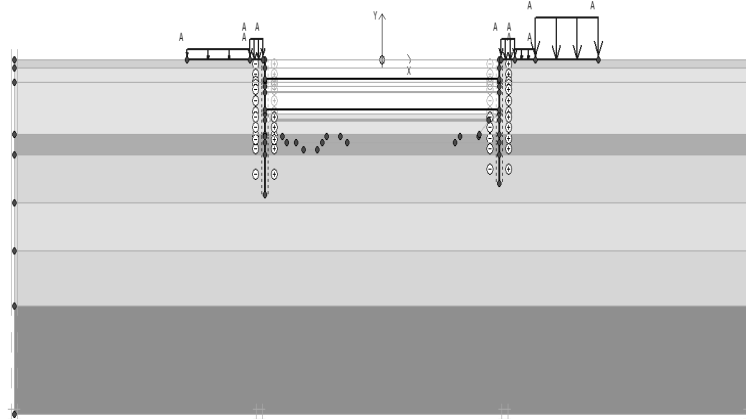
Hardening Soil		Lớp san lấp	Lớp 1	Lớp 3	Lớp 4	Lớp 5	Lớp 6	Lớp 7
Type		Drained	Drained	UnDrained	UnDrained	UnDrained	UnDrained	UnDrained
c_{ref}	[kN/m ²]	5	17.7	17.7	16.9	32.3	32.3	32.3
ϕ	[°]	25	18.25	18.25	11.52	14.5	14.5	14.5
$v_{ur}^{(nu)}$	[-]	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
p^{ref}	[kN/m ²]	100	100	100	100	100	100	100
R_{inter}	[-]	0.8	0.8	0.8	0.8	0.85	0.85	0.85

Kết quả tính toán ở mỗi giai đoạn đào đất bằng phần mềm Plaxis cho biết chuyển dịch ngang tường vây, độ lún đất nền của hố đào và lực dọc trong thanh chống. Các thông số tính toán này làm cơ sở để so sánh với kết quả quan trắc thực tế của hố đào trong quá trình thi công và dự báo an toàn cho hố đào.

Công trình hiện tại đã thi công đào đất xong lớp 2 (đào đất đến cao độ -8.0m) và lắp hệ giằng lớp 2. Quá trình kiểm tra an toàn hố đào ở giai đoạn hiện tại và dự báo cho giai đoạn đào đất tiếp theo được thực hiện như sau:

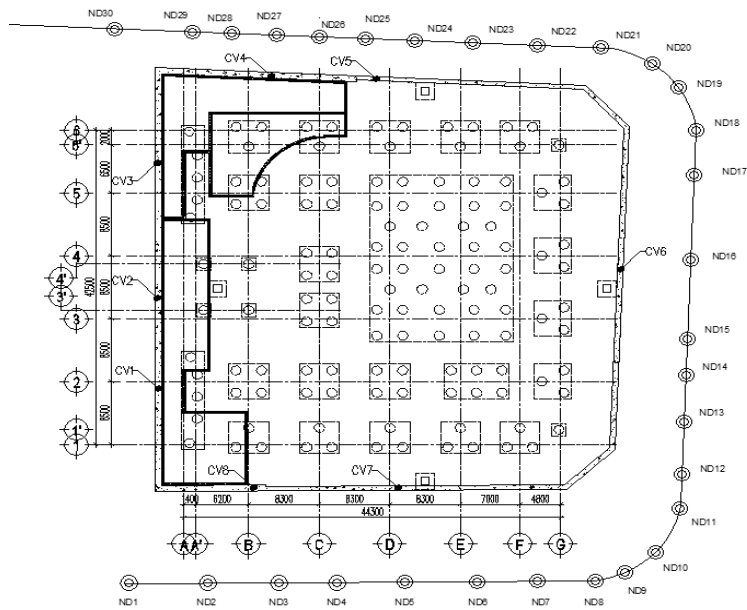


Hình 4. Hình ảnh thi công đào đất lớp 2 thực tế



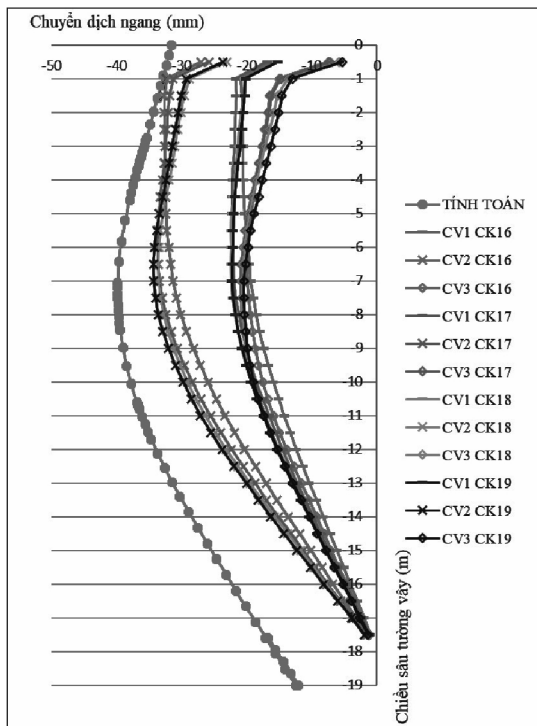
Hình 5. Mô hình Plaxis giai đoạn đào đất lớp 2

2.2. Kết quả so sánh chuyển dịch ngang tường vây

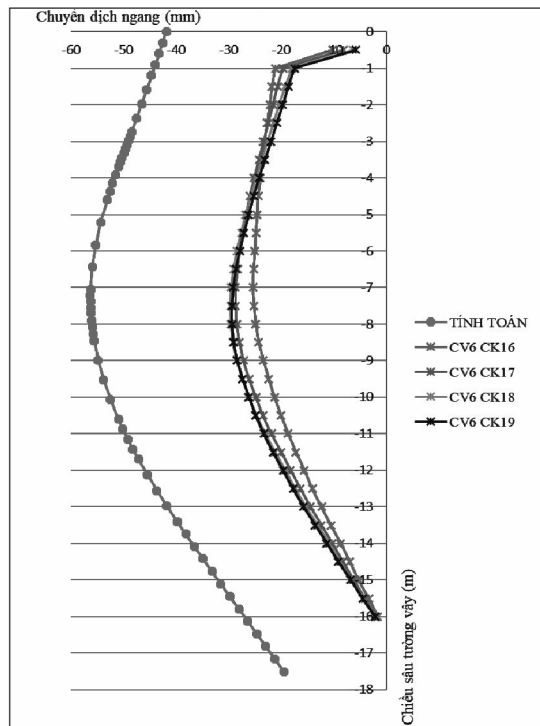


Hình 6. Mặt bằng vị trí quan trắc Inclinator và lún nền đường

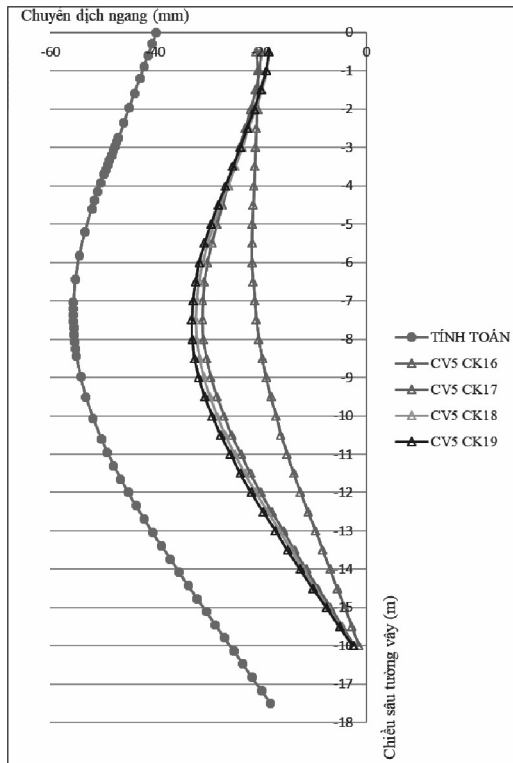
Công trình đã thi công đào đất hết lớp 2 (đào đất đến cao độ -8.0m) và lắp thanh chống hệ giằng 2. Kết quả quan trắc chuyển vị tường vây đã được thực hiện đến chu kỳ 19 (các chu kỳ đo 16, 17, 18, 19 tương ứng với giai đoạn đào đất đến cao độ -8.0m). Kết quả so sánh chuyển dịch ngang tường vây thực tế với số liệu chuyển dịch ngang trong mô hình tính toán giai đoạn đào đất lớp 2 được thể hiện như sau:



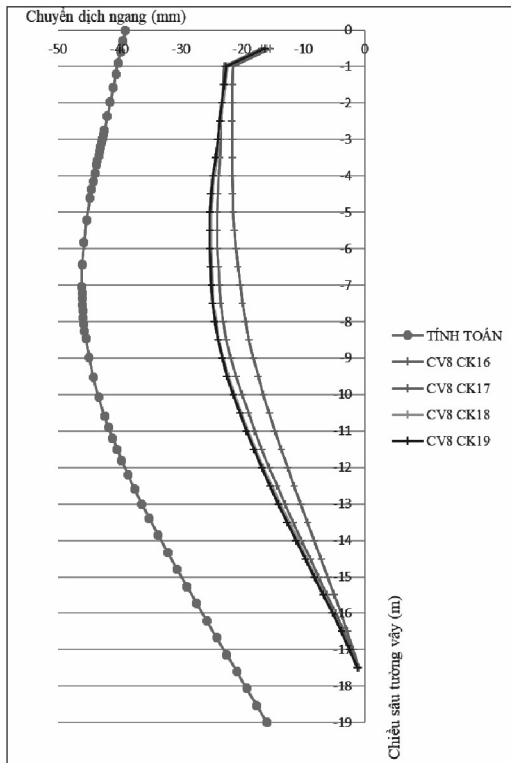
Hình 7. Biểu đồ so sánh chuyển dịch ngang tường vây 800 vị trí CV1, CV2, CV3



Hình 8. Biểu đồ so sánh chuyển dịch ngang tường vây 600 vị trí CV6



Hình 9. Biểu đồ so sánh chuyển dịch ngang tường vây 800 vị trí CV5

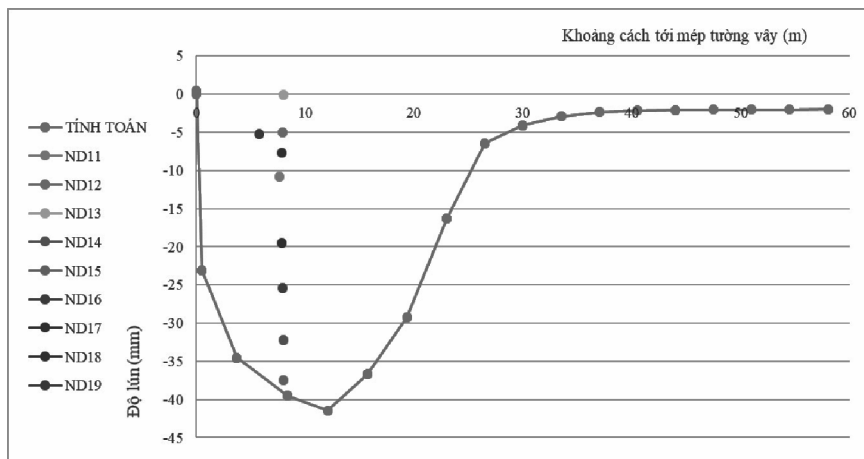


Hình 10. Biểu đồ so sánh chuyển dịch ngang tường vây 800 vị trí CV8

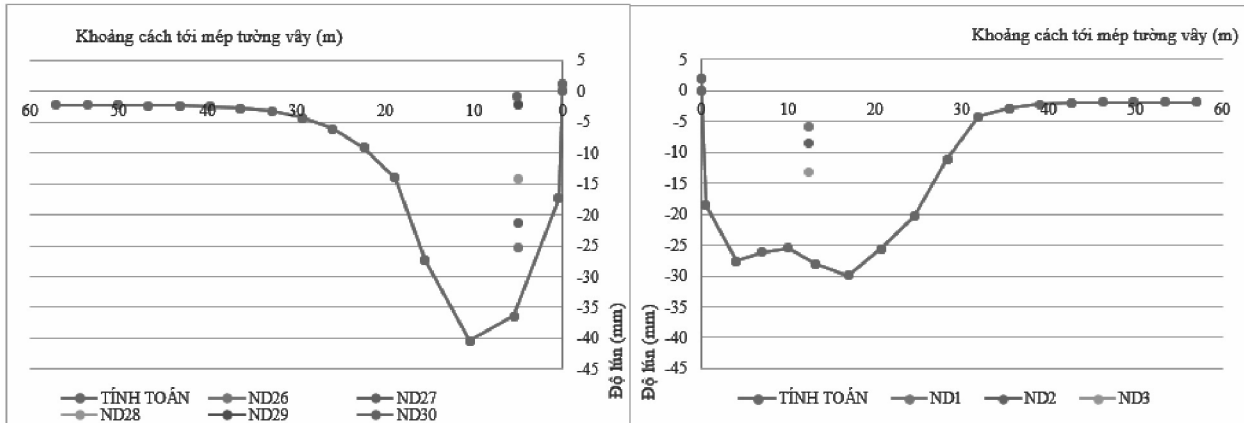
Nhận xét: Kết quả so sánh chuyển dịch ngang tường vây giai đoạn đào đất hết lớp 2 giữa mô hình tính toán và thực tế cho thấy biểu đồ chuyển dịch ngang của tường vây thực tế tương đồng với hình dạng biểu đồ tường vây tính toán được và có giá trị nhỏ hơn so với tính toán.

2.3. Kết quả so sánh độ lún mặt nền hố đào

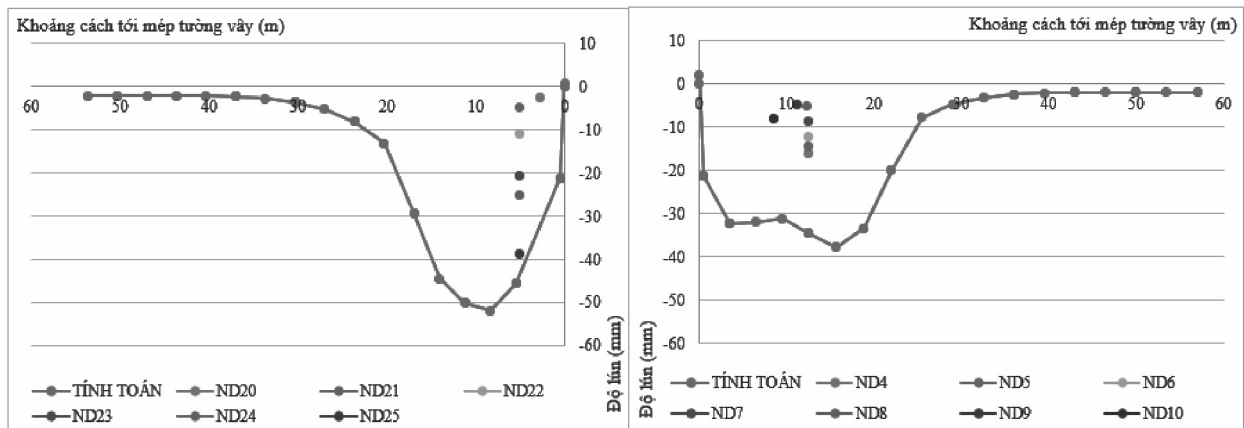
Đến giai đoạn đào đất hết lớp 2 (đến cao độ -8.0m) và lắp hệ giằng lớp 2, Đơn vị quan trắc đã quan trắc lún nền đường và công trình lân cận đến chu kỳ 7. Kết quả so sánh quan trắc lún nền đường thực tế với số liệu lún mặt nền trong mô hình tính toán giai đoạn đào đất lớp 2 được thể hiện như sau:



Hình 11. Biểu đồ so sánh lún mặt nền phía sau tường vây theo mặt cắt 1-1



Hình 12. Biểu đồ so sánh lún mặt nền phía sau tường vây theo mặt cắt 2-2



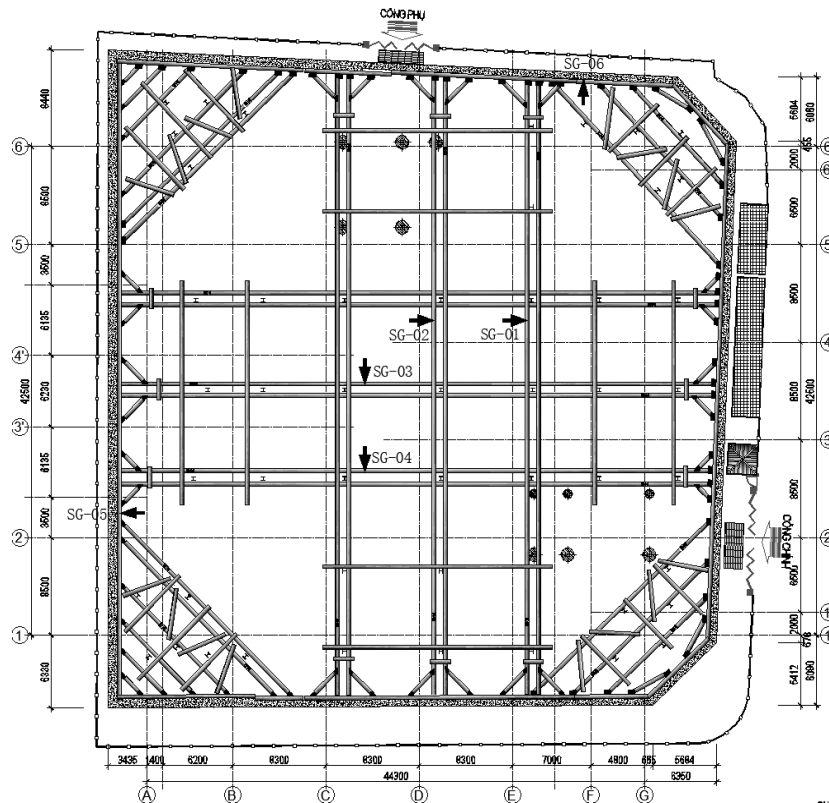
Hình 13. Biểu đồ so sánh lún mặt nền phía sau tường vây theo mặt cắt 3-3

Nhận xét: Kết quả so sánh cho thấy các điểm quan trắc lún nền đường phân bố ở trên biểu đồ lún mặt nền tính toán được, có một số điểm như ND15, ND25 tiệm cận với đường lún mặt nền tính toán.

2.4. Kết quả so sánh ứng suất trong thanh chống



Hình 14. Đầu đo biến dạng



Hình 15. Mặt bằng gắn mốc quan trắc biến dạng trong hệ giằng 1



Hình 16. Đầu đo và thiết bị thu GK- 403 cho mỗi lần đọc dữ liệu

Sử dụng kết quả áp lực đất vào thanh chống trong mô hình Plaxis đến giai đoạn đào đất đến cao độ -8.0m và lắp hệ giằng 2 để tính toán và kiểm tra ứng suất trong các thanh chống với ứng suất cho phép. Dựa trên các ứng suất có được trong mô hình tính toán tại các vị trí gắn mốc quan trắc tiến hành so sánh với giá trị ứng suất thực tế được tính toán từ giá trị đo biến dạng thực tế của thanh chống.

Đến giai đoạn đào đất hết lớp 2 (đến cao độ -8.0m) và lắp hệ chống 2, đơn vị đã quan trắc biến dạng trong thanh chống hệ giằng 1 được 3 chu kỳ. Kết quả so sánh ứng suất quan trắc trong thanh chống hệ giằng 1 thực tế với ứng suất trong thanh chống có được trong mô hình tính toán giai đoạn đào đất đến cao độ -8.0m:

Bảng 2. Kết quả so sánh ứng suất quan trắc thực tế và ứng suất tính toán trong thanh hệ giằng 1

STT	Vị trí	Ứng suất quan trắc thực tế trong thanh	Ứng suất tính toán từ mô hình	So sánh	Nhận xét
		MPa	MPa		
1	SG-01	13.06	46.04	$\sigma_{qt} < \sigma_{tt}$	Thanh chống ổn định
2	SG-02	15.04	61.96	$\sigma_{qt} < \sigma_{tt}$	Thanh chống ổn định
3	SG-03	14.13	55.40	$\sigma_{qt} < \sigma_{tt}$	Thanh chống ổn định
4	SG-04	15.11	40.55	$\sigma_{qt} < \sigma_{tt}$	Thanh chống ổn định
5	SG-05	38.63	152.83	$\sigma_{qt} < \sigma_{tt}$	Thanh chống ổn định
6	SG-06	31.06	73.37	$\sigma_{qt} < \sigma_{tt}$	Thanh chống ổn định

Nhận xét: Dựa trên các số liệu quan trắc thực tế so sánh với kết quả tính toán được từ mô hình tính toán giai đoạn đào đất hiện tại: đào đất hết lớp 2 (đến cao độ -8.0m) và lắp hệ giằng 2, cho thấy hồ đào đảm bảo ổn định. Công tác thi công được thực hiện bước thi công tiếp theo.

3. KẾT LUẬN

Kết quả tính toán bằng mô hình Hardening soil trong phần mềm Plaxis phù hợp với ứng xử thực tế của đất nền và kết cấu tường vây công trình.

Dựa trên mô hình tính toán bằng phần mềm Plaxis kết hợp với các số liệu quan trắc có thể dự báo an toàn cho hồ đào công trình trong quá trình đào đất thi công tầng hầm. Với các số liệu quan trắc thực tế có được như chuyển vị tường vây, độ lún mặt nền xung quanh hồ đào, biến dạng trong thanh chống đến chu kỳ hiện tại và số liệu mô hình tính toán cho thấy công tác thi công đào đất tới giai đoạn này là đảm bảo an toàn cho hồ đào và các công trình lân cận.

Căn cứ số liệu quan trắc chuyển vị tường vây, quan trắc lún công trình lân cận, quan trắc biến dạng trong thanh chống hệ giằng để kiểm toán mô hình tính toán ban đầu, đồng thời hiệu chỉnh các bước thi công tiếp theo để đảm bảo an toàn cho hồ đào và các công trình xung quanh hồ đào.

Hiện tại công trình thực tế đã đào đất đến cao độ -8.0m và lắp hệ chống 2, đang tiến hành đào đất đến cao độ đáy móng để thi công móng và tầng hầm. Cần tiến hành theo dõi và so sánh các kết quả quan trắc với kết quả tính toán để dự báo an toàn cho hồ đào ở các bước thi công tiếp theo.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] The Plaxis company - Plaxis 2D Manuals
- [2] Báo cáo kết quả quan trắc chuyển vị tường vây
- [3] Báo cáo kết quả quan trắc lún nghiêng công trình lân cận
- [4] Báo cáo kết quả quan trắc biến dạng trong thanh chống hệ giằng
- [5] Tiêu chuẩn Quốc gia, TCVN 5574:2018: Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép
- [6] Tiêu chuẩn Quốc gia, TCVN 10304:2014: Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế
- [7] Tiêu chuẩn Quốc gia, TCVN 5575:2012: Kết cấu thép - Tiêu chuẩn thiết kế

MỘT SỐ VẤN ĐỀ TRONG QUAN TRẮC ĐỘ LÚN NỀN ĐƯỜNG GIAO THÔNG Ở VIỆT NAM, NHỮNG BẤT CẬP, NGUYÊN NHÂN VÀ GIẢI PHÁP KHẮC PHỤC

ANALYZING THE CAUSE AND PROPOSING SOLUTIONS FOR SOME PROBLEM OCCUR WHEN SETTLEMENT MONITORING OF ROADBED IN VIET NAM

ThS. Nguyễn Văn Xuân¹, ThS. Nguyễn Văn Hiền², ThS. Ngô Văn Hiếu³

^{1,2,3} Viện Khoa học công nghệ xây dựng

Email: nvxtracdia@gmail.com, mrhienmdc@gmail.com, ngohieu.ibst@gmail.com

TÓM TẮT: Công tác quan trắc lún nền đường xử lý nền đất yếu có vai trò hết sức quan trọng trong quá trình thi công đường giao thông xử lý nền đất yếu. Nếu công tác quan trắc độ lún được thực hiện không chính xác thì độ cố kết của đất cũng sẽ được xác định với độ tin cậy kém, đất dưới nền đường có thể cố kết chưa đủ gây ra hiện tượng lún, nứt trên các tuyến đường thậm chí ngay khi công trình mới được đưa vào khai thác sử dụng. Hiện nay công tác quan trắc lún nền đường giao thông ở Việt Nam chưa có tiêu chuẩn riêng áp dụng. Vì vậy, công tác quan trắc độ lún trên các công trình giao thông còn nhiều bất cập, ảnh hưởng của chúng tới chất lượng của các dự án. Bài báo phân tích kỹ các nguyên nhân của các bất cập này và kiến nghị giải pháp khắc phục để góp phần nâng cao chất lượng của các công trình giao thông.

TỪ KHÓA: Xử lý nền đất yếu, quan trắc độ lún nền đường giao thông

ABSTRACTS: Settlement monitoring of weak soil roadbed is very important when constructing a new road. If this work to be carried out not correct enough may lead to incorrect determination of soil consolidation. This is the cause of the road surface subsidence even just has been accepted and put into use. The current, settlement monitoring of roadbed subsidence in Vietnam does not have its own standards to apply. Therefore, monitoring of roadbed still has many shortcomings, their influence on the quality of the projects. This paper focuses on analyzing the cause and proposing solution to improve the quality of road construction.

KEYWORDS: Weak soil treatment, settlement monitoring the roadbed.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

So với công tác quan trắc độ lún các công trình dân dụng và công nghiệp thì công tác quan trắc khi xây dựng các tuyến đường giao thông có nhiều điểm khác biệt. Công tác quan trắc lún khi xây dựng các công trình giao thông nhằm mục đích xác định độ cố kết C_v của đất yếu dựa vào đó tư vấn thiết kế sẽ đưa ra quyết định dừng quá trình xử lý đất yếu chuyển sang giai đoạn thi công kết cấu bề mặt. Công tác quan trắc độ lún các công trình giao thông vận tải được thực hiện trong quá trình thi công, chất lượng công tác quan trắc độ lún ảnh hưởng trực tiếp đến độ tin cậy của việc xác định độ cố kết của đất. Nếu công tác quan trắc độ lún được thực hiện với chất lượng tốt thì độ cố kết của đất sẽ được xác định với độ chính xác phù hợp, độ lún dư sẽ nằm trong giới hạn cho trước, ngược lại nếu công tác quan trắc độ lún được thực hiện không chính xác thì độ cố kết của đất cũng sẽ được xác định với độ tin cậy kém, đất dưới nền đường có thể cố

kết chưa đủ gây ra hiện tượng lún, nứt trên các tuyến đường thậm chí ngay khi công trình mới được đưa vào khai thác sử dụng.

2. SỰ CỐ LÚN, NÚT TRÊN MỘT SỐ CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG Ở VIỆT NAM TRONG THỜI GIAN GẦN ĐÂY VÀ NGUYÊN NHÂN CỦA CÁC SỰ CỐ NÀY

Trong thời gian vừa qua ngành giao thông vận tải đã có rất nhiều cố gắng trong việc xây dựng hạ tầng kỹ thuật giao thông. Nhiều tuyến đường đã được nâng cấp hoặc mở mới đặc biệt là các tuyến cao tốc nối các trung tâm văn hóa, chính trị lớn của cả nước góp phần quan trọng vào công cuộc phát triển kinh tế xã hội, tuy nhiên nhiều tuyến đường vừa đưa vào khai thác sử dụng đã bị lún, nứt. Khi các sự cố xảy ra nhiều lý do được đưa ra để giải thích cho sự kém chất lượng này như: sức ép tiến độ, điều kiện địa chất bất khả kháng, thời tiết.... Các lý do này rõ ràng là không có sức thuyết phục gây bức xúc dư luận. Dưới đây là một vài hình ảnh về sự cố trên một số tuyến đường.



Hình 1. Hư hỏng đặc trưng trên một số tuyến đường

Mặc dù chỉ là hình ảnh nhưng chúng ta cũng có thể đánh giá được là các hư hỏng xảy ra không phải do các yếu tố ngoại cảnh bất khả kháng như động đất, dòng xói mạnh do lũ quét, lũ ống mà các hư hỏng xảy ra do các yếu tố nội sinh cụ thể là đất yếu dưới nền đường chưa cố kết đủ nên tiếp tục quá trình cố kết gây ra nội lực làm lún và phá vỡ cố kết bề mặt.

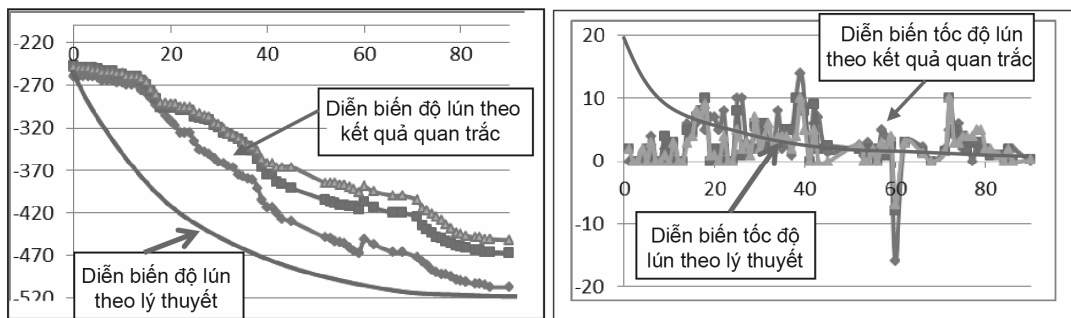
Khi tiếp cận với các báo cáo quan trắc chính thức của các nhà thầu chúng tôi đều thấy tất cả các khu vực xử lý đất yếu trên các tuyến đường đều đạt độ cố kết rất cao, vượt hơn nhiều so với giá trị thiết kế yêu cầu. Chúng tôi đi sâu tìm hiểu kỹ về công tác quan trắc của các nhà thầu trên các dự án và phát hiện rất nhiều vấn đề bất cập qua đó giúp làm sáng tỏ phần nào nguyên nhân của các sự cố nền móng trên các công trình giao thông. Các bất cập đó là:

a) Nhiều chuỗi số liệu quan trắc có độ chính xác rất kém

Công tác quan trắc độ lún tại một dự án được bắt đầu từ ngày 6/3/2015 tới ngày 21/6/2015 với tần suất 1 ngày/1 lần. Đây là quá trình gia tải lớp đất được đắp từ cao trình 12.3 m lên tới cao trình 15.6m thì dừng lại chờ đất cố kết. Trong giai đoạn chờ cố kết từ 21/6/2015 đến 19/9/2015 công tác quan trắc tiếp tục được thực hiện với tần suất như cũ (1 ngày/1 lần), nhà thầu xử lý các số liệu quan trắc bằng cả 2 phương pháp: Phương pháp Asaoka và phương pháp Hyperbolic. Dưới đây là báo cáo kết quả quan trắc do nhà thầu thực hiện.

Point.N°	Bản đo lún	Độ lún cố kết dự báo (mm)		Độ cố kết (%)	
		Phương pháp Asaoka	Phương pháp Hyperbolic	Phương pháp Asaoka	Phương pháp Hyperbolic
Nhánh A1 Km0+100	Bên trái	$S_f = 507$ mm	$S_f = 507$ mm	DOC = 100%	DOC = 100%
	Tim	$S_f = 467$ mm	$S_f = 467$ mm	DOC = 100%	DOC = 100%
	Bên phải	$S_f = 452$ mm	$S_f = 452$ mm	DOC = 100%	DOC = 100%

Nhìn vào các kết quả báo cáo của nhà thầu chúng ta thấy dường như công tác quan trắc được thực hiện rất tốt. Kết quả xử lý số liệu theo cả hai phương pháp Asaoka và Hyperbolic giống nhau và độ cố kết K đạt giá trị tuyệt đối là 100%. Tuy nhiên quá trình xử lý số liệu chi tiết thì thấy rất nhiều vấn đề.

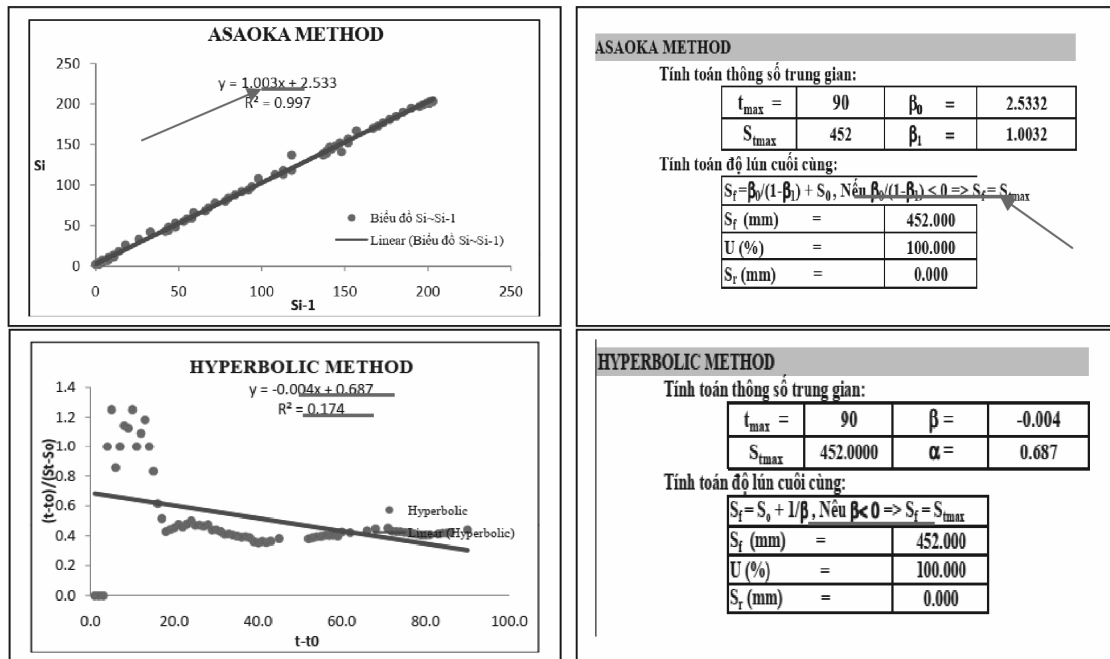


Hình 2. Diễn biến độ lún và tốc độ lún theo thời gian: Vai trái (xanh dương), Tim (đỏ), vai phải (xanh lục)

Theo lý thuyết cơ học đất cả hai đồ thị này phải là đường hyperbolic bậc 2 và đều có đường tiệm cận ngang, đối với tốc độ lún thì đường tiệm cận ngang là đường thẳng $Y = 0$ (trục hoành) còn đối với độ lún thì tiệm cận ngang là $Y = SF$. Tuy nhiên đồ thị dựng theo các số liệu quan trắc thực tế hoàn toàn không phù hợp với diễn biến lý thuyết của chúng theo lý thuyết. Đây là điều vô lý và chỉ có thể giải thích sự vô lý này là chất lượng kém của chuỗi số liệu quan trắc.

Với chất lượng của chuỗi số liệu như trên đáng ra chúng phải được hủy bỏ và tiến hành quan trắc lại vì chuỗi số liệu này không thể xử lý được, hoặc ít ra thì cũng phải lọc bớt các số liệu có chất lượng quá kém (ví dụ đột ngột trời lên hoặc lún xuống quá đột ngột) sau đó mới xử lý. Tuy nhiên các cán bộ kỹ thuật của nhà thầu vẫn xử lý chúng như những chuỗi số liệu bình thường và kết quả xử lý cho ra những kết quả hoàn toàn không bình thường tức là không thể xảy ra trong thực tế đó là:

Hệ số $\beta > 1$ (độ dốc của đường Asaoka $\beta > 1$) như chúng ta thấy trong hình ảnh chúng tôi chụp một trang báo cáo của nhà thầu. Đây là điều không thể xảy ra trong thực tế vì $\beta > 1$ tức là độ cố kết $K > 100\%$, điều đó có nghĩa là trước khi xử lý độ cố kết của đất đã lớn hơn 100% và càng chờ cố kết thì độ cố kết K càng giảm. Đây là nghịch lý và nó không thể xảy ra trên thực tế. Nếu sử dụng các hệ số trên đây để tính ra độ lún toàn phần thì đoạn đường nói trên sẽ không lún xuống mà sẽ trời lên 844.3 mm. Kết quả quan trắc lún như trên vẫn được chấp nhận và dùng quá trình xử lý đất yếu chuyển sang giai đoạn thi công kết cấu bề mặt.



Hình 3. Kết quả xử lý số liệu của nhà thầu theo hai phương pháp Asaoka và hyperbolic

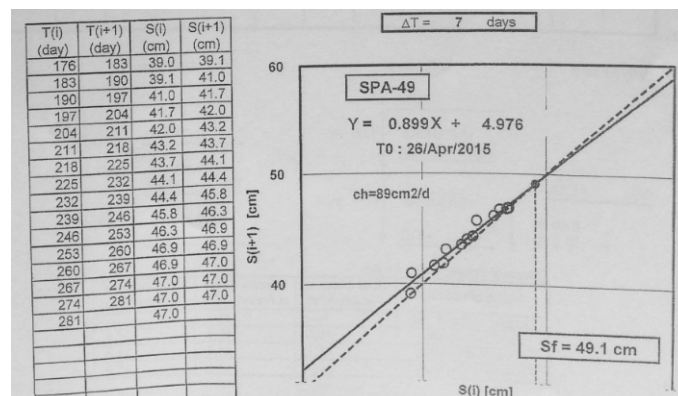
Các cán bộ kỹ thuật của nhà thầu xử lý chuỗi số liệu nói trên theo phương pháp Hyperbolic và họ xác định được các hệ số α và β lần lượt là 0.687 và -0.004 , nghĩa là phương trình diễn biến độ lún theo thời gian có dạng như sau:

$$S_t = 452 + \frac{t}{0.687 - 0.004t}$$

Phương trình trên cho thấy độ lún ở đây không phải là hàm liên tục, tại thời điểm $t = 0.687/0.004 = 171.75$ ngày thì $S_t \rightarrow \infty$. Để hóa giải điều vô lý này các cán bộ kỹ thuật của nhà thầu lại tự đưa ra một điều kiện “Nếu $\beta < 0$ thì $S_f = S_{max}$ ” tức là độ lún quan trắc được ở thời điểm cuối cùng (là lớn nhất) lại được lấy là độ lún toàn phần và cũng tương tự như phương pháp Asaoka ở trên độ cố kết là vẫn là 100%.

b) Một số chuỗi số liệu có dấu hiệu kém khách quan

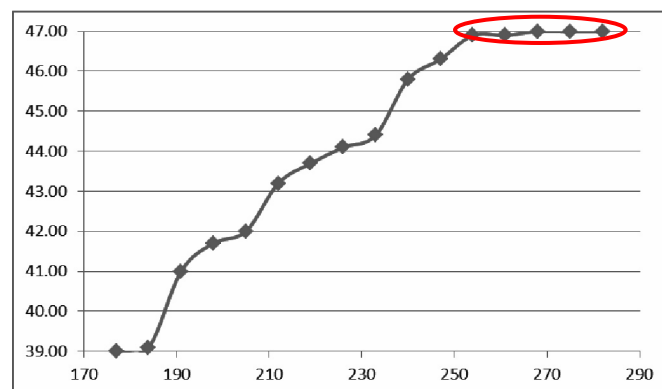
Khi xử lý một số chuỗi kết quả quan trắc của một số nhà thầu chúng tôi thấy chúng có các chỉ tiêu chất lượng rất kém mặc dù nếu nhìn thoáng qua thì không phát hiện các dấu hiệu bất thường. Chuỗi số liệu sau đây là một ví dụ:



Chuỗi số liệu được nhà thầu xử lý bằng phương pháp Asaoka, các chỉ tiêu cố kết thu được là $\alpha = 4.976$, $\beta = 0.899$, độ lún toàn phần $SF = 49.1\text{cm}$, $K = 95.7\%$ nhưng không có các chỉ tiêu phụ để đánh giá độ tin cậy của các chỉ tiêu cố kết. Nếu chỉ căn cứ vào các số liệu do nhà thầu báo cáo để đánh giá thì chất lượng xử lý đất yếu tại vị trí này là rất tốt. Chúng tôi xử lý lại chuỗi số liệu này kèm theo việc đánh giá độ chính xác của các chỉ tiêu cố kết bằng các công thức và thuật toán do chúng tôi đưa ra, kết quả được thống kê trong bảng dưới đây:

BẢNG TỔNG HỢP CÁC CHỈ TIÊU DỰ BÁO	
Tên điểm quan trắc	SP49A-11
Hệ số α	5.00570
Sai số $m\alpha$	± 2.09815
Hệ số β	0.89806
Sai số $m\beta$	± 0.04773
Sai số quan trắc hiện trường $\mu(\text{cm})$	± 0.50358
Độ lún toàn phần $Sf(\text{cm})$	49.11
Sai số độ lún toàn phần $Msf(\text{cm})$	± 30.86
Độ cố kết đạt được $K(\%)$	95.71
Sai số độ cố kết $mK(\%)$	± 60.15
Độ lún dư $DS(\text{cm})$	2.11

Có thể thấy các chỉ tiêu cố kết do các cán bộ kỹ thuật của nhà thầu xác định hầu như không sai khác so với các số liệu chúng tôi tính bằng một phương pháp khác. Theo kết quả đánh giá của chúng tôi thì thấy tất cả các chỉ tiêu cố kết tuy cao nhưng độ tin cậy của chúng rất thấp. Ví dụ hệ số $\alpha = 5.0057$ được xác định với sai số ± 2.098 (42%), độ cố kết $K = 95.71\%$ nhưng sai số là $\pm 60,15\%$ tức là phạm vi biến động của độ cố kết là rất rộng ($35.6\% < K < 100\%$) nghĩa là xác suất xảy ra hiện tượng lún, nứt ở đây là rất cao. Nếu chỉ xem xét chuỗi số liệu quan trắc một cách qua loa thì không dễ phát hiện nguyên nhân dẫn đến các chỉ tiêu cố kết kém tin cậy như trên nhưng xem xét kỹ thì thấy nguyên nhân gây ra hiện tượng trên nằm ở chuỗi số liệu quan trắc. Chúng tôi đã dựng đồ thị diễn biến độ lún theo thời gian như hình dưới đây:



Hình 4. Diễn biến độ lún theo thời gian của bàn lún SPA-49

Có thể thấy khá rõ diễn biến bất thường của độ lún theo thời gian: Trong 16 chu kỳ quan trắc thì 12 chu kỳ đầu diễn biến độ lún là tương đối bình thường nhưng từ chu kỳ 12 trở đi (vùng nằm trong ellipse màu đỏ) đồ thị đột ngột quay ngang (tốc độ lún giảm đột ngột về không). Nguyên nhân của hiện tượng này có thể là do thiết bị sử dụng có độ chính xác kém nên nó không thể phát hiện được độ lún khi giá trị của nó nhỏ nhưng cũng không loại trừ khả năng sự tác động cố ý của cán bộ kỹ thuật quan trắc nhất là trong điều kiện công tác giám sát không chặt chẽ và nhà thầu mong muốn đẩy nhanh tiến độ thi công. Qua đây có thể thấy rõ vai trò rất quan trọng của việc đánh giá độ chính xác của các kết quả dự báo.

c) Một số chuỗi số liệu được xử lý không đúng

Tuy mức độ phổ biến không cao như chất lượng chuỗi quan trắc kém nhưng việc không nắm vững hoàn toàn các phương pháp xử lý số liệu của nhiều cán bộ kỹ thuật của nhà thầu dẫn đến khá nhiều chuỗi số liệu được xử lý không đúng đặc biệt là khi các chỉ tiêu cố kết được xác định bằng phương pháp Asaoka mà việc xử lý chuỗi số liệu dưới đây là ví dụ.

Chuỗi số liệu quan trắc được thực hiện trên một tuyến cao tốc ở phía Bắc từ ngày 25/5/2015 đến 25/8/2015 như trong bảng dưới đây:

Ngày	Độ lún (mm)	Ngày	Độ lún (mm)	Ngày	Độ lún (mm)	Ngày	Độ lún (mm)
25/5/15 (đủ tải)	451	30/5/15	499	22/6/15	625	27/7/15	774
26/5/15	461	31/5/15	508	29/6/15	658	4/8/15	800
27/5/15	471	1/6/15	517	6/7/15	688	11/8/15	824
28/5/15	481	8/6/15	555	13/7/15	717	18/8/15	845
29/5/15	490	15/6/15	591	20/7/15	746	25/8/15	864

Các cán bộ kỹ thuật của nhà thầu xử lý chuỗi số liệu nói trên theo phương pháp Asaoka và thu được phương trình của đặc tuyến Asaoka $y = 15.976 + 1.0349x$.

Theo các số liệu này thì khi $t \rightarrow \infty$ nền đường sẽ trồi lên 458mm. Để hóa giải điều vô lý này các cán bộ kỹ thuật của nhà thầu lại đưa ra luận điểm “Nếu $(1 - \beta) < 0$ thì $S_f = S_{max}$ ”. Giá trị S_{max} ở đây là 864mm quan trắc ngày cuối cùng. Độ cố kết của đất K tại thời điểm tính là $864/864 * 100\% = 100\%$.

Ở đây các cán bộ kỹ thuật của nhà thầu đã xử lý sai chuỗi số liệu. Điều kiện tiên quyết để xử lý chuỗi số liệu theo phương pháp Asaoka là các chu kỳ đo phải tuyệt đối bằng nhau. Trong chuỗi số liệu này từ 26/5 đến 1/6 công tác quan trắc được thực hiện với tần suất 1 ngày 1 lần, từ ngày 1/6 trở đi tần suất quan trắc lại là 7 ngày 1 lần vì vậy muốn xử lý chuỗi số liệu này chỉ cần bỏ bớt các số liệu từ ngày 26/5 đến 1/6. Chúng tôi đã xử lý lại chuỗi số liệu này và nhận được độ cố kết của đất là 76%, thấp hơn nhiều so với con số báo cáo của nhà thầu.

d) Không đánh giá độ chính xác của các kết quả dự báo

Qua việc theo dõi các báo cáo xử lý số liệu quan trắc độ lún chúng tôi thấy hầu hết các báo cáo đều thiếu phần đánh giá độ chính xác của các yếu tố dự báo. Có một vài báo cáo có đề cập đến vấn đề này nhưng việc đánh giá lại hoàn toàn không có cơ sở khoa học. Ví dụ có những báo cáo thì ghi “Sai số cơ học và sai số chủ quan là 2mm” hoặc “Khi độ cố kết đạt trên 60% thì sai số

dự báo là 10%”. Những nhận định và đánh giá như trên đều là không đúng và đều không có tác dụng gì trong việc lọc các kết quả quan trắc chất lượng kém trong khi đó việc đánh giá độ chính xác của các kết quả dự báo là chốt chặn tin cậy để loại bỏ các kết quả này.

3. PHÂN TÍCH NGUYÊN NHÂN CỦA CÁC BẤT CẬP

Có rất nhiều nguyên nhân gây ra những bất cập nói trên nhưng có thể nêu ra một số nguyên nhân chính sau đây:

a) Sử dụng máy móc thiết bị không phù hợp

Máy móc thiết bị là một yếu tố quan trọng đảm bảo cho sự thành công của công tác quan trắc độ lún. Cần lưu ý rằng việc quan trắc độ lún đòi hỏi phải sử dụng các máy móc thiết bị có độ chính xác cao tuy nhiên các thiết bị này thường có giá đắt nên không phải nhà thầu nào cũng có sẵn vì vậy các nhà thầu thường sử dụng ngay các thiết bị độ chính xác thấp vẫn dùng để thi công cho mục đích quan trắc. Mặc dù trong các báo cáo kỹ thuật quan trắc độ lún các nhà thầu thường không cung cấp một cách đầy đủ các thông tin về máy móc thiết bị nhưng những hình ảnh quan trắc thực tế tại các dự án cho thấy các thiết bị quan trắc là không phù hợp.



Hình 5. Hình ảnh quan trắc độ lún trên một số dự án

Một số nhà thầu sử dụng máy toàn đạc điện tử và máy thủy bình thông thường để thực hiện công tác quan trắc lún. Các thiết bị này chỉ xác định được độ lún tin cậy khi giá trị của độ lún khoảng 1cm, khi độ lún có giá trị nhỏ hơn độ tin cậy của kết quả sẽ giảm rất nhanh và chuỗi số liệu có thể sẽ không phản ánh đúng độ lún của nền đất.

b) Các cán bộ quan trắc không chuyên nghiệp

Đa số các dự án công tác quan trắc do các nhà thầu tự thực hiện, các cán bộ quan trắc thường là các công nhân kỹ thuật được đào tạo cấp tốc để có thể sử dụng được máy thủy bình hoặc máy toàn đạc điện tử trên công trường và đương nhiên họ sẽ là các cán bộ kỹ thuật chủ chốt để thực hiện công tác quan trắc. Các cán bộ này không am hiểu về những yêu cầu kỹ thuật của công tác quan trắc độ lún, về phương pháp xử lý số liệu, về cơ chế tác động của các sai số, về phương pháp xử lý số liệu nhưng họ lại rất chủ quan cho rằng việc quan trắc độ lún là rất dễ dàng chỉ cần đo được độ cao của điểm quan trắc tại các thời điểm khác nhau là tính ngay được độ lún của nó. Do không chuyên nghiệp, không am hiểu đầy đủ các yêu cầu kỹ thuật rất cao của công tác quan trắc nên các kết quả quan trắc thường không đạt yêu cầu.

c) Quy định kỹ thuật trong văn bản pháp quy còn thiếu chặt chẽ

Hiện nay ở Việt Nam chưa có tiêu chuẩn kỹ thuật riêng cho công tác quan trắc độ lún cho các công trình giao thông. Các quy định kỹ thuật cho công tác này được tìm thấy trong hai tiêu chuẩn kỹ thuật chuyên ngành [1] và [2]. Trong cả hai tài liệu trên khi nói về yêu cầu độ chính xác quan trắc độ lún chỉ ghi duy nhất một câu: “Mức độ chính xác yêu cầu phải đến mm”. Quy định này là không rõ ràng có thể dẫn đến cách hiểu không thống nhất về yêu cầu độ chính xác của công tác quan trắc độ lún và ảnh hưởng rất lớn đến chất lượng của công tác này cũng tức là ảnh hưởng lớn đến chất lượng của công trình giao thông.

4. GIẢI PHÁP NÂNG CAO CHẤT LƯỢNG CÔNG TÁC QUAN TRẮC CÁC CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG

Qua việc phân tích các bất cập trong công tác quan trắc trên các công trình giao thông và nguyên nhân của chúng, chúng ta thấy rõ ràng là: Để nâng cao chất lượng của công tác quan trắc và cũng là nâng cao chất lượng của các công trình cần thiết phải thực hiện một số giải pháp sau đây:

a) Hoàn thiện công tác quản lý nhà nước đối với công tác quan trắc độ lún các công trình giao thông

Chúng tôi đã phân tích ở trên lỗ hổng về công tác quản lý nhà nước đối với công tác quan trắc là chưa có tiêu chuẩn kỹ thuật chuyên ngành, các quy định kỹ thuật đang dùng hiện nay chưa đầy đủ và chưa rõ ràng. Vì vậy các đơn vị quản lý cần nhanh chóng ban hành một tiêu chuẩn kỹ thuật chuyên ngành trong đó quy định những vấn đề cơ bản của công tác quan trắc một cách đầy đủ, rõ ràng về yêu cầu độ chính xác quan trắc, yêu cầu về thiết bị quan trắc, quy trình quan trắc và xử lý số liệu quan trắc đặc biệt chú trọng vào việc đánh giá độ chính xác của các kết quả dự báo nhằm đảm bảo cho công tác quan trắc được thực hiện với chất lượng phù hợp.

b) Nâng cao chất lượng của đội ngũ cán bộ quan trắc và giám sát

Đội ngũ cán bộ trực tiếp tham gia công tác quan trắc và giám sát cần được đào tạo nâng cao trình độ thông qua hình thức bồi dưỡng nghiệp vụ (tập huấn).

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] 22TCN 262-2000. *Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu - Tiêu chuẩn thiết kế*
- [2] TCVN 9842:2013. *Xử lý nền đất yếu bằng phương pháp cố kết hút chân không có màng kín khí trong xây dựng công trình giao thông - Thi công và nghiệm thu*
- [3] TCVN 9360:2012. *Quy trình kỹ thuật xác định độ lún công trình dân dụng và công nghiệp bằng phương pháp thủy chuẩn hình học*
- [4] QCVN11:2008/BTNMT. *Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về xây dựng lười độ cao*
- [5] Ngô Văn Hợi. *Đánh giá độ cố kết của đất yếu thông qua các kết quả quan trắc lún bằng phương pháp Trắc địa*. Tạp chí KHCN Xây dựng số 3 2010, p 44-48

- [6] Trần Quang Học, Nguyễn Thành Lê, Tống Thị Hạnh. *Nghiên cứu xây dựng mô hình dự báo lún phù hợp trong phân tích và dự báo lún nền đất yếu từ kết quả quan trắc*. Tạp chí Xây dựng số 7/2017
- [7] Trần Khánh, Trần Thùy Dương, Nguyễn Thế Công. *Tối ưu hóa sử dụng không gian bộ nhớ máy tính trong lập trình bình sai lưới trắc địa*. Tạp chí KHKT Mỏ - Địa chất, Hà Nội 2005
- [8] A. Asaoka. "Observational Procedure of Settlement Prediction", Soil and Foundations Vol. 18, Dec. 1978

MỘT SỐ GIẢI PHÁP KỸ THUẬT NÂNG CAO HIỆU QUẢ CHUYỂN TỌA ĐỘ THEO PHƯƠNG THẲNG ĐỨNG PHỤC VỤ THI CÔNG CÁC CÔNG TRÌNH CÓ CHIỀU CAO LỚN

TECHNICAL SOLUTIONS TO ENHANCE THE EFFICIENCY OF COORDINATES TRANSFER IN VERTICAL DIRECTION, APPLIED IN CONSTRUCTION OF HIGHRISE BUILDINGS

ThS. Lại Nam Thái¹, KS. Đoàn Đức Nhuận²

^{1,2}Viện Khoa học công nghệ xây dựng

Email: lainamthai.ibst@gmail.com, ddnhuanibst@gmail.com

TÓM TẮT: Nội dung bài báo trình bày về một số giải pháp kỹ thuật nâng cao hiệu quả chuyển tọa độ theo phương thẳng đứng phục vụ thi công các công trình có chiều cao lớn.

TỪ KHÓA: Chuyển tọa độ, công trình có chiều cao lớn.

ABSTRACT: The contents of the article presents technical solutions to enhance the efficiency of coordinates transfer in vertical direction, applied in construction of highrise buildings.

KEYWORDS: Pass coordinates, buildings of great height.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Hiện nay các dự án xây dựng các công trình có chiều cao lớn (nhà cao tầng, công trình dạng tháp, tháp truyền hình, cột ống khói công nghiệp...) được triển khai rộng rãi tại Hà Nội, TP. Hồ Chí Minh và các tỉnh, thành phố lớn trên cả nước. Các công trình xây dựng có chiều cao lớn có đặc điểm là diện tích thi công chật hẹp, độ cao lớn. Chuyển tọa độ và độ cao là công việc phải được thực hiện thường xuyên trong quá trình xây dựng công trình. Để đảm bảo độ thẳng đứng của công trình cần phải có biện pháp chuyển tọa độ lên mặt sàn thi công xây dựng của công trình theo phương thẳng đứng. Quá trình chuyển tọa độ từ mặt bằng cơ sở lên các mặt bằng xây dựng là một dạng công việc rất quan trọng khi xây dựng các công trình có chiều cao lớn. Nhằm hiểu sâu hơn về công tác chuyển tọa độ lên sàn trong thi công công trình nói chung và thi công công trình nhà cao tầng nói riêng, trong bài báo này chúng tôi trình bày: “Một số giải pháp kỹ thuật nâng cao hiệu quả chuyển tọa độ theo phương thẳng đứng phục vụ thi công các công trình có chiều cao lớn”.

2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT

Để chuyển các trục lên tầng hoặc xuống các tầng hầm có thể sử dụng một trong các phương pháp: phương pháp dây dọi, phương pháp dựa vào mặt phẳng ngắm của máy kinh vĩ, phương pháp chuyển tọa độ bằng máy toàn đạc điện tử, phương pháp chiếu đứng quang học. Ngoài ra còn có thể sử dụng phương pháp GPS kết hợp với trị đo mặt đất. Người ta có thể chọn một trong các phương pháp trên tùy thuộc vào độ cao, độ chính xác yêu cầu và đặc điểm công trình.

2.1. Nâng cao độ chính xác thành lập lưới trắc địa chuyên dụng

Để có thể bố trí công trình theo phương thẳng đứng thì cần thành lập cơ sở trắc địa gồm:

- Lưới trắc địa chuyên dụng: được thành lập trên mặt bằng móng.

- Dùng các thiết bị chiếu đứng chuyển tọa độ của các điểm lưới trắc địa chuyên dụng trên mặt bằng móng lên các sàn thi công ta được lưới trắc địa chuyên dụng trên sàn thi công. Thông thường, hình dạng của lưới trắc địa chuyên dụng phụ thuộc chủ yếu vào hình dạng của tòa nhà tương lai. Nếu tòa nhà có dạng hình vuông hoặc hình chữ nhật thì lưới khống chế cũng có dạng hình vuông hoặc hình chữ nhật nếu tòa nhà tương lai dạng hình tròn thì lưới khống chế sẽ được thành lập dưới dạng đa giác trung tâm.

Lưới trắc địa chuyên dụng là lưới trắc địa có độ chính xác cao do đó cần lưu ý tới những vấn đề sau đây khi xây dựng lưới:

- Đồ hình lưới
- Phương pháp ước tính độ chính xác
- Phương pháp đo
- Phương pháp xử lý số liệu

Ước tính hạn sai cho phép của lưới trắc địa chuyên dụng trên mặt bằng móng theo TCVN 9398-2012 [1], tính được sai số trung phương vị trí điểm yếu nhất $m_{yn} \leq 3.4\text{mm}$, sai số trung

phương chiều dài cạnh yếu nhất: $\frac{m_s}{S}$, sai số xác định phương vị cạnh yếu nhất: m_α

Có 2 phương pháp xử lý số liệu lưới chuyên dụng là:

- Bình sai theo phương pháp truyền thống.
- Bình sai theo phương pháp lưới tự do có số khuyết dương trong trường hợp áp dụng phương pháp chiếu liên tục.

2.2. Ứng dụng phương pháp chiếu theo bậc và định vị lại lưới trên các sàn thi công bằng công nghệ GPS

2.2.1. Cơ sở lý thuyết của phương pháp

Trong thi công xây dựng nhà cao tầng để đảm bảo độ thẳng đứng của công trình cần phải thành lập trên mặt bằng móng công trình một lưới trắc địa chuyên dụng. Sau đó sử dụng máy chiếu đứng PZL (hoặc các máy chiếu có tính năng tương đương) đặt tại các điểm của lưới trắc địa chuyên dụng. Tại các sàn thi công trên cao dựa vào các điểm khống chế đã được chuyển lên, tiến hành đo kiểm tra các đại lượng góc và cạnh của lưới trên sàn thi công, tính toán bình sai và hoàn nguyên các điểm khống chế của lưới này về vị trí thiết kế để từ đó bố trí các hạng mục còn lại của công trình trên từng sàn thi công. Như vậy độ chính xác thi công công trình theo phương thẳng đứng sẽ phụ thuộc vào chất lượng thành lập lưới trắc địa chuyên dụng trên mặt bằng móng công trình và chất lượng chiếu các điểm khống chế lên các tầng cao. Hiện nay, để thi công các công trình nhà cao tầng người ta có hai phương án chiếu điểm lên các sàn thi công.

- Phương án chiếu liên tục từ mặt sàn tầng 1 lên các tầng thi công: với phương án chiếu điểm này chỉ cần đặt máy chiếu ở sàn tầng 1 chiếu điểm cho đến tầng cuối cùng. Khi số tầng của tòa nhà hay chiều cao công trình tăng lên thì độ chính xác chiếu điểm sẽ giảm đi do chiều cao tia ngắm dẫn đến sai số ngắm và sai số bắt mục tiêu và do ảnh hưởng của các yếu tố ngoại cảnh (chiết quang, nhiệt độ, ...) ảnh hưởng đến độ chính xác chiếu điểm.

Độ chính xác của lưới trắc địa chuyên dụng trên các sàn xây dựng tính theo công thức:

$$m^2 = m_{kc}^2 + m_{cd}^2 + m_{dd}^2 \quad (1)$$

trong đó:

m_{kc} : sai số của lưới khống chế cơ sở trên mặt bằng móng, m_{cd} - sai số chiếu điểm;

m_{dd} : sai số đánh dấu điểm.

Trong công thức (1) ta có sai số m_{kc} và m_{dd} là hằng số cố định, vậy khi sai số m_{cd} tăng thì sai số m tăng, do đó khi chiều cao tia ngắm tăng đến một giới hạn nào đó ta phải phân đoạn để chiếu nhằm đảm bảo sai số m nằm trong giới hạn cho phép.

- Phương án chiếu phân đoạn: chia số tầng thi công thành n đoạn, mỗi đoạn chiếu sẽ gồm m tầng. Tiến hành chiếu điểm từ tầng 1 đến hết đoạn thứ nhất bao gồm m tầng. Sau đó chuyển máy chiếu lên tầng cuối đoạn chiếu thứ nhất (tầng lấy làm cơ sở để chiếu đoạn 2) và tiếp tục chiếu điểm cho đến hết đoạn 2. Chuyển máy chiếu lên tầng cuối đoạn 2 và tiến hành tương tự cho đến khi thi công xong công trình. Với phương án chiếu phân đoạn: sẽ giảm được chiều cao tia ngắm đi n lần, do đó độ chính xác chiếu điểm trong từng đoạn sẽ tăng lên. Đây chính là phương pháp chuyển tọa độ lên các tầng thi công khi xây dựng các tòa nhà siêu cao tầng khi sử dụng các máy chiếu thiên đỉnh (PZL) hoặc các máy chiếu có tính năng tương đương để chuyển tọa độ lên các sàn thi công.

Trong phương pháp chiếu phân đoạn sẽ bị sai số tích lũy. Do đó để đảm bảo độ chính xác thi công công trình theo phương thẳng thì cần đo đạc và định vị lại các điểm cơ sở của lưới trắc địa chuyên dụng tại tầng khởi đầu của mỗi đoạn chiếu. Vấn đề định vị các điểm khống chế của lưới trắc địa chuyên dụng trên từng bậc chiếu được thực hiện nhờ công nghệ GPS.

2.2.2. Quy trình chuyển tọa độ theo phương thẳng đứng bằng phương pháp chiếu theo bậc

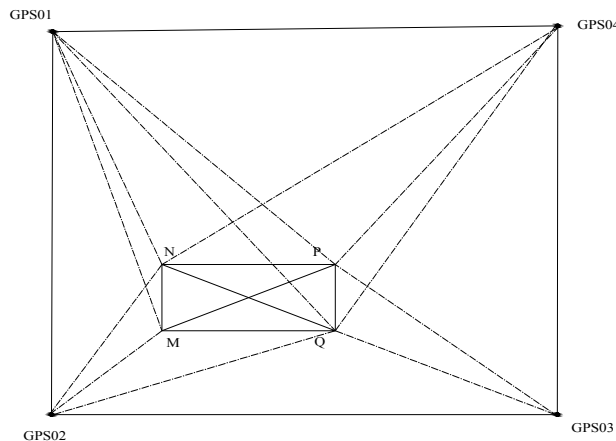
Khi thi công xây dựng phần móng của công trình và thành lập lưới trắc địa chuyên dụng trên mặt bằng móng tại sàn tầng 1 ta cần thành lập ngay lưới GPS liên kết với các điểm của lưới chuyên dụng (là các điểm GPS1, GPS2, GPS3, GPS4) [Hình 1] được bố trí ở những vị trí ổn định trên mặt đất trong suốt quá trình thi công công trình. Tiến hành đo GPS từ các điểm khống chế trên mặt đất đến các điểm khống chế của lưới trắc địa chuyên dụng. Sử dụng các thiết bị đo đạc truyền thống (máy toàn đạc điện tử hoặc thước thép) đo kiểm tra các giá trị góc, cạnh trong lưới chuyên dụng.

Tiến hành bình sai kết hợp lưới khống chế mặt đất (bao gồm các trị đo góc và cạnh trong lưới chuyên dụng được đo bằng máy toàn đạc điện tử hoặc các cạnh đo bằng thước thép) và các trị đo GPS ta có tọa độ thiết kế của các điểm (M, N, P, Q) lên các tầng thi công trong bậc chiếu đầu tiên. Qua số tầng m tiến hành đo lại GPS đến các điểm (M', N', P', Q') đã được chiếu lên tầng thứ m . Đo kiểm tra các trị đo góc và cạnh trong lưới (M, N, P, Q). Tiến hành bình sai ta có

tọa độ các điểm khống chế (X_i, Y_i) trên bậc chiếu thứ i . So sánh tọa độ của các điểm khống chế giữa bậc chiếu thứ i và bậc chiếu đầu tiên được độ lệch tọa độ theo công thức:

$$\left. \begin{aligned} \Delta X_i &= X_i - X_1 \\ \Delta Y_i &= Y_i - Y_1 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Từ các đại lượng $\Delta X_i, \Delta Y_i$ dễ dàng tính được các đại lượng hoàn nguyên để hoàn nguyên các điểm (M, N, P, Q) về đúng vị trí thiết kế làm cơ sở cho công tác bố trí chi tiết các hạng mục công trình trên các sàn thi công. Công thức 2 được áp dụng cho trường hợp tòa nhà cao tầng (Siêu cao tầng) không có dao động hoặc có dao động nhưng không đáng kể (là dao động rất nhỏ, có thể bỏ qua số cải chính dao động).



Hình 1. Lưới khống chế Trắc địa

2.3. Xác định trọng số của các trị đo trong bình sai hỗn hợp GPS-mặt đất [2]

Với cùng số liệu đo, khi bình sai chặt chẽ mạng lưới kết quả bình sai phụ thuộc và cách tính trọng số các trị đo khi tham gia bình sai. Nếu xác định trọng số không đúng có thể làm lệch kết quả bình sai, cụ thể là làm sai lệch tọa độ các điểm sau bình sai và sai lệch kết quả đánh giá độ chính xác.

Trong bình sai hỗn hợp lưới mặt bằng gồm các trị đo mặt đất và trị đo GPS (các baseline) theo phương pháp tính chuyển các baseline thành các giá số tọa độ phẳng thì ma trận trọng số đưa vào đối với các trị đo mặt đất là P_t , còn với các giá số tọa độ phẳng là P_{Δ} .

Đối với các trị đo mặt đất để tính trọng số ta cần biết sai số trung phương của các trị đo, song trước bình sai ta chỉ có thể ước lượng sai số trung phương của các trị đo một cách gần đúng dựa theo một vài thông tin ban đầu: như loại máy đo, độ chính xác có trong lý lịch máy, số vòng đo, chất lượng máy đo.

Thông thường sai số trung phương của các góc đo theo độ chính xác có trong lý lịch máy đo: m_{β}

Với trị đo cạnh, hiện nay đo chiều dài cạnh thường sử dụng các loại máy đo dài điện tử hoặc máy toàn đạc điện tử, người ta có thể dựa vào lý lịch máy kết hợp kinh nghiệm để ước lượng sai số trung phương đo cạnh. Tùy theo từng loại máy có thể có các phương pháp ước lượng sai số trung phương đo cạnh như sau:

$$\begin{aligned} m_s &= a + b.D & (\text{mm}) \\ m_s &= \sqrt{a^2 + b^2.D^2} & (\text{mm}) \end{aligned} \quad (3)$$

D - chiều dài cạnh được tính theo đơn vị là Km.

Với các trị đo phương vị, việc ước lượng sai số trung phương đo phương vị được xác định dựa theo phương pháp đo, dụng cụ đo.

Sau khi ước lượng được sai số trung phương của các trị đo chúng ta phải xác định trọng số theo công thức:

$$P_i = \frac{C^2}{m_i^2} \quad (4)$$

Trong đó: m_i là sai số trung phương của trị đo thứ i , C là hằng số chọn tùy ý.

Việc lựa chọn hằng số C trong tính trọng số các trị đo là tùy ý sao cho P trở thành con số thuận tiện và đơn giản khi xử lý số liệu đo. Tuy nhiên, hằng số C được chọn phải nhất quán với tất cả các trị đo. Với bài toán bình sai lưới mặt bằng, hằng số C thường được chọn bằng 1, khi đó ta có công thức tính trọng số các trị đo như sau:

$$P_i = \frac{1}{m_i^2} \quad (5)$$

Đối với các gia số toạ độ phẳng Δx , Δy của các trị đo GPS, trọng số được tính từ ma trận tương quan $Q_{\Delta r}$ tính chuyển từ ma trận hiệp phương sai của các trị đo ΔX , ΔY , ΔZ trong công nghệ GPS.

$$P_{\Delta r} = Q_{\Delta r}^{-1} \quad (6)$$

Ma trận tương quan $Q_{\Delta r}$ được lấy từ ma trận hiệp phương sai của các trị đo ΔX , ΔY , ΔZ trong công nghệ GPS [3]. Ta thấy rằng ma trận $P_{\Delta r}$ có các giá trị ngoài đường chéo khác không. Điều này chứng tỏ các giá trị gia số toạ độ phẳng Δx , Δy của các trị đo GPS là các trị đo phụ thuộc.

Trọng số của các gia số toạ độ phẳng Δx , Δy của các trị đo GPS khi đưa vào bình sai hỗn hợp chỉ cần lấy các thành phần trên đường chéo chính của ma trận $P_{\Delta r}$ [4].

Qua kết quả đo đạc xử lý số liệu thực nghiệm, khi bình sai hỗn hợp lưới GPS mặt đất thuần túy, sai số trung phương đơn vị trọng số μ thường khác xa 1, điều này cho thấy trọng số của các trị đo GPS khi đưa vào bình sai phản ánh không đúng sai số đo GPS.

Để xử lý trọng số trong bình sai kết hợp, cần thực hiện bình sai theo hai bước [5]:

- Bước 1: Bình sai hỗn hợp trị đo GPS - mặt đất thuần túy để xác định toạ độ sơ bộ và xác định sai số trung phương đơn vị trọng số μ_1 của bình sai bước 1.

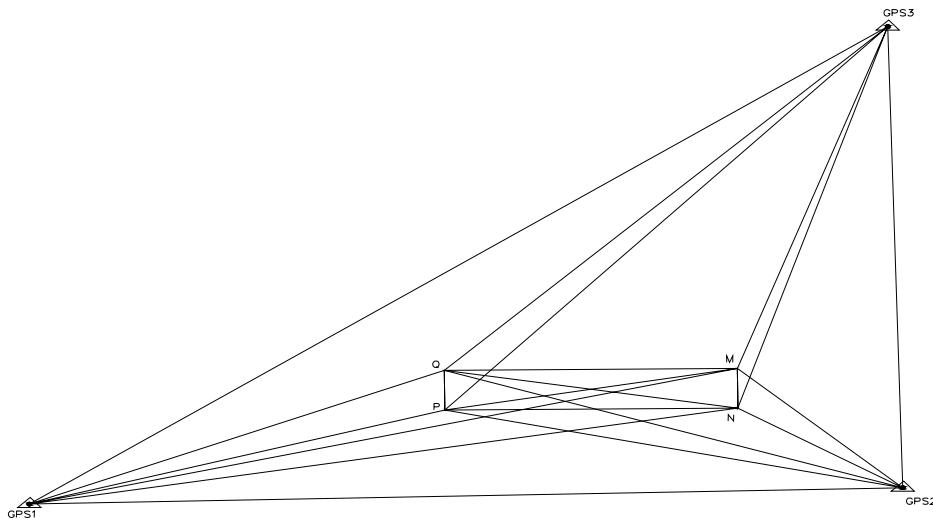
- Bước 2: Bình sai hỗn hợp trị đo GPS - mặt đất, trong đó chuẩn hóa lại trọng số của các trị đo GPS bằng cách nhân thêm $(\frac{1}{\mu_1^2})$.

Sau khi xử lý số liệu lưới trắc địa chuyên dụng trên các sản phẩm công sẽ xác định được độ lệch của các điểm khống chế trong lưới so với vị trí thiết kế trên mặt bằng móng công trình. Tiến hành hoàn nguyên các điểm khống chế về vị trí thiết kế và sử dụng các điểm này làm cơ sở cho các bậc chiếu tiếp theo.

3. ĐO ĐẠC THỰC NGHIỆM

Để kiểm chứng các kết quả nghiên cứu lý thuyết đã nêu, chúng tôi đã tiến hành thực nghiệm đo đạc và xử lý số liệu mạng lưới chuyên trục công trình lên sản phẩm đo bằng công nghệ GPS và máy toàn đạc điện tử. Chúng tôi đã tiến hành tổ chức đo thực nghiệm lưới trắc địa chuyên dụng bằng công nghệ GPS và toàn đạc điện tử tại Viện KHCN Xây dựng số 81 Trần Cung, Hà Nội.

Mạng lưới đo đạc thực nghiệm bao gồm 04 điểm của lưới chiếu chuyên dụng (M, N, P, Q) được bố trí trên tầng mái của công trình và 03 điểm cơ sở dưới mặt đất (GPS1, GPS2, GPS3) được bố trí tại những vị trí đảm bảo việc thu tín hiệu vệ tinh.



Hình 2. Sơ đồ mạng lưới GPS - mặt đất đo đạc thực nghiệm

Để kiểm tra độ chính xác thực tế khi đo đạc mạng lưới bằng công nghệ GPS kết hợp trị đo mặt đất, tại các vị trí điểm M, N, P, Q chúng tôi thiết lập thêm 4 điểm M1, N1, P1, Q1. Trong đó các điểm M1, N1, P1, Q1 cách các điểm M, N, P, Q là 5mm. Các giá trị dịch chuyển này được xác định chính xác bằng thước thép. Với giả thiết các điểm M, N, P, Q là các điểm lưới chiếu chuyên dụng tại mặt bằng tầng 1, các điểm M1, N1, P1, Q1 là các điểm được chiếu lên từ mặt bằng tầng 1 bằng máy chiếu đứng PZL (các điểm này có sai lệch so với tầng 1 do sử dụng phương pháp chiếu đứng gây ra lần lượt là 5mm, 5mm, 5mm, 5mm). Sử dụng 07 máy thu GPS Trimble R3 đo đạc 2 ca, thời gian đo mỗi ca 90 phút. Sau đó chúng ta đo xác định chiều dài cạnh bằng hai phương pháp:

Phương pháp 1: Sử dụng máy toàn đạc điện tử TC1800 (độ chính xác đo cạnh 2+2 ppm) để đo kiểm tra chiều dài giữa các điểm lưới chiếu chuyên dụng trên mặt sàn thi công.

Phương pháp 2: Sử dụng thước thép để đo bổ sung chiều dài cạnh giữa các điểm lưới chiếu chuyên dụng trên mặt sàn thi công.

Như vậy sẽ tạo thành 02 mạng lưới hỗn hợp độc lập nhau:

+ Mạng lưới 1 bao gồm 07 điểm GPS1, GPS2, GPS3, M, N, P, Q: có 18 véc tơ cạnh GPS: GPS1-M, GPS1-N, GPS1-P, GPS1-Q, GPS2-M, GPS2-N, GPS2-P, GPS2-Q, GPS3-M, GPS3-N, GPS3-P, GPS3-Q, M-N, N-P, P-Q, Q-M, M-P, N-Q và 06 cạnh toàn đạc: M-N, N-P, P-Q, Q-M, M-P, N-Q.

+ Mạng lưới 2 bao gồm 07 điểm GPS1, GPS2, GPS3, M1, N1, P1, Q1: có 18 véc tơ cạnh GPS: GPS1-M1, GPS1-N1, GPS1-P1, GPS1-Q1, GPS2-M, GPS2-N, GPS2-P, GPS2-Q1, GPS3-M1, GPS3-N1, GPS3-P1, GPS3-Q1, M1-N1, N1-P1, P1-Q1, Q1-M1, M1-P1, N1-Q1 và 06 cạnh toàn đạc: M1-N1, N1-P1, P1-Q1, Q1-M1, M1-P1, N1-Q1.

Sau khi đo đạc xong tại thực địa, tiến hành xử lý cạnh và bình sai mạng lưới GPS bằng phần mềm TBC 2.0 (Trimble Business Center 2.0) cho từng mạng lưới, hệ tọa độ sử dụng để xử lý số liệu là hệ tọa độ VN2000, kinh tuyến trục 105°00' múi chiều 3°. Từ kết quả giải cạnh của các véc tơ cạnh GPS kết hợp với các trị đo chiều dài cạnh tiến hành bình sai hỗn hợp cho từng mạng lưới bằng phần mềm BSHH v1.0 [3].

Sử dụng máy toàn đạc điện tử TC1800 (độ chính xác đo cạnh 2+2 ppm) để đo kiểm tra chiều dài giữa các điểm lưới chiếu chuyên dụng trên mặt sàn thi công ta được kết quả đo cạnh như cột 2 (bảng 1 và bảng 2). Kết quả đo cạnh lưới bằng công nghệ GPS sau khi đã xử lý ghi trong cột 3.

Bảng 1. So sánh chiều dài cạnh mạng lưới 1

Tên cạnh	Cạnh đo bằng TC-1800 (m)	Cạnh đo bằng GPS (m)	ΔS (m)
M-N	6.200	6.202	0.002
M-P	36.816	36.821	0.005
M-Q	36.290	36.295	0.005
N-P	36.289	36.292	0.003
N-Q	36.815	36.817	0.002
P-Q	6.199	6.197	-0.002

Bảng 2. So sánh chiều dài cạnh mạng lưới 2

Tên cạnh	Cạnh đo bằng TC-1800 (m)	Cạnh đo bằng GPS (m)	ΔS (m)
M1-N1	6.200	6.202	0.002
M1-P1	36.817	36.820	0.004
M1-Q1	36.291	36.296	0.005
N1-P1	36.290	36.291	0.002
N1-Q1	36.816	36.819	0.003
P1-Q1	6.205	6.199	-0.006

3.1. Kết quả bình sai bằng phần mềm BSHH v1.0

Bảng 3. Tọa độ sau bình sai và sai số vị trí điểm mạng lưới 1, bình sai bằng phần mềm BSHH v1.0

STT	Tên điểm	$X_{bs}(m)$	$Y_{bs}(m)$	m_X	M_Y	M_P	Ghi chú
1	M	2328560.0775	581857.2797	0.001	0.002	0.003	
2	N	2328553.8769	581857.3306	0.001	0.002	0.003	
3	P	2328553.5706	581821.0430	0.001	0.002	0.003	
4	Q	2328559.7683	581820.9902	0.001	0.002	0.003	

Bảng 4. Tọa độ sau bình sai và sai số vị trí điểm mạng lưới 2, bình sai bằng phần mềm BSHH v1.0

STT	Tên điểm	X _{bs} (m)	Y _{bs} (m)	m _x	M _y	M _p	Ghi chú
1	M1	2328560.0740	581857.2919	0.0015	0.0027	0.0031	
2	N1	2328553.8733	581857.3432	0.0015	0.0027	0.0031	
3	P1	2328553.5637	581821.0548	0.0015	0.0027	0.0031	
4	Q1	2328559.7648	581821.0015	0.0015	0.0027	0.0031	

Bảng 5. Tổng hợp kết quả thực nghiệm bình sai bằng phần mềm BSHH v1.0

Tên điểm	Độ lệch thực	Độ lệch xác định bằng tọa độ sau bình sai của BSHH v1.0	Sai lệch (sai số thực) (mm)
	Khoảng cách (mm)	Khoảng cách (mm)	
M-M1	5	12.7	7.7
N-N1	5	13.1	8.1
P-P1	5	13.7	8.7
Q-Q1	5	11.8	6.8

* Đánh giá độ chính xác mạng lưới đo đạc thực nghiệm

Từ giá trị sai số thực (cột thứ 4 trong bảng 5) có thể tính được sai số trung phương chuyển tọa độ lên sân thi công theo công thức sau:

$$m = \sqrt{\frac{[\Delta\Delta]}{n}} \quad (7)$$

Trong đó: Δ : là sai số thực, n: là số điểm đo

Từ kết quả bình sai bằng phần mềm BSHH v1.0 tính được sai số trung phương chuyển tọa độ lên sân thi công bằng công nghệ GPS kết hợp trị đo mặt đất là:

$$m = \pm \sqrt{\frac{7.7^2 + 8.1^2 + 8.7^2 + 6.8^2}{4}} = \pm 7.86\text{mm}$$

So sánh với hạn sai cho phép sai số trung phương chuyển trục và độ cao lên các mặt bằng xây lắp theo TCVN 9398-2012 [1], ta thấy sai số thực vượt hạn sai cho phép. Vì vậy phải đo đạc kiểm tra lại hoặc dùng thước thép đo đạc lại toàn bộ cạnh của lưới trắc địa chuyên dụng và tiến hành bình sai lại.

Trong kết quả đo cạnh của lưới chuyên dụng bằng máy toàn đạc điện tử: do cạnh ngắn nên tồn tại các nguồn sai số định tâm máy và định tâm tiêu ngắm [6]. Ngoài ra, kết quả đo cạnh bằng máy toàn đạc điện tử còn chịu ảnh hưởng của các nguồn sai số hệ thống: Sai số xác định các hằng số của máy và gương phản xạ.

3.2. Kết quả xử lý số liệu lưới hỗn hợp với các cạnh lưới mặt đất đo bằng thước thép

Sử dụng thước thép để đo bổ sung chiều dài cạnh giữa các điểm lưới chiếu chuyên dụng trên mặt sân thi công ta được kết quả đo cạnh như cột 2 (bảng 6 và bảng 7).

Bảng 6. So sánh chiều dài cạnh mạng lưới 1

Tên cạnh	Cạnh đo bằng thước thép (m)	Cạnh đo bằng GPS (m)	ΔS (m)
M-N	6.201	6.202	0.001
M-P	36.817	36.821	0.004
M-Q	36.292	36.295	0.003
N-P	36.290	36.292	0.002
N-Q	36.815	36.817	0.002
P-Q	6.199	6.197	-0.002

Bảng 7. So sánh chiều dài cạnh mạng lưới 2

Tên cạnh	Cạnh đo bằng thước thép (m)	Cạnh đo bằng GPS (m)	ΔS (m)
M1-N1	6.203	6.202	-0.001
M1-P1	36.817	36.820	0.003
M1-Q1	36.292	36.296	0.004
N1-P1	36.289	36.291	0.002
N1-Q1	36.816	36.819	0.003
P1-Q1	6.198	6.199	0.001

Bảng 8. Tổng hợp kết quả thực nghiệm bình sai bằng phần mềm BSHH v1.0

Tên điểm	Độ lệch thực	Độ lệch xác định bằng tọa độ sau bình sai của BSHH v1.0	Sai lệch (sai số thực) (mm)
	Khoảng cách (mm)	Khoảng cách (mm)	
M-M1	5	8.4	3.4
N-N1	5	7.1	2.1
P-P1	5	7.3	2.3
Q-Q1	5	7.3	2.3

Từ kết quả bình sai bằng phần mềm BSHH v1.0 tính được sai số trung phương chuyển tọa độ lên sàn thi công bằng công nghệ GPS kết hợp trị đo mặt đất là:

$$m = \pm \sqrt{\frac{3.4^2 + 2.1^2 + 2.3^2 + 2.3^2}{4}} = \pm 2.58\text{mm}$$

So sánh với hạn sai cho phép sai số trung phương chuyển trục và độ cao lên các mặt bằng xây lắp theo TCVN 9398-2012 [1], ta thấy sai số thực nhỏ hơn hạn sai cho phép.

4. MỘT SỐ KẾT LUẬN TỔNG HỢP

Qua quá trình nghiên cứu thực nghiệm tôi đã đưa ra một số kết luận sau:

- Trong kết quả đo cạnh của lưới chuyên dụng bằng máy toàn đạc điện tử: do cạnh ngắn nên tồn tại các nguồn sai số định tâm máy và định tâm tiêu ngắm [6]. Ngoài ra, kết quả đo cạnh bằng máy toàn đạc điện tử còn chịu ảnh hưởng của các nguồn sai số hệ thống: Sai số xác định các hằng số của máy và gương phản xạ. Chính vì vậy, để nâng cao độ chính xác chuyển tọa độ theo phương thẳng đứng bằng công nghệ kết hợp giữa máy chiếu đứng và GPS thì cần phải tiến hành kiểm định các tham số máy toàn đạc điện tử trước khi đo.

- Do chiều dài cạnh của lưới trắc địa chuyên dụng trên các sàn thi công thường ngắn nên để giảm bớt sai số định tâm máy và tiêu ngắm có thể sử dụng thước thép để đo các cạnh của lưới chuyên dụng.

- Công nghệ GPS có đủ độ chính xác để đo kiểm tra và định vị vị trí các điểm của lưới trắc địa chuyên dụng đã được chiếu lên các sàn thi công trên các tầng cao.

- Các giá trị độ lệch xác định được từ kết quả bình sai hỗn hợp lưới GPS mặt đất phù hợp với giá trị độ lệch thực tế.

- Rõ ràng là, khi kết hợp công nghệ GPS và máy chiếu đứng sẽ cho phép giảm chiều cao tia ngắm (bằng cách phân đoạn chiếu) làm tăng độ chính xác chuyên tọa độ lên các sàn thi công. Mặt khác, bằng kết quả đo GPS liên kết lưới trắc địa chuyên dụng trên các sàn thi công và lưới mặt đất cho phép chúng ta kiểm tra và định vị lại các điểm cơ sở tại tầng đầu tiên của các bậc chiếu trong quá trình thi công toàn bộ công trình. Đây chính là những đặc tính ưu việt của công nghệ GPS trong thi công xây dựng nhà siêu cao tầng ở nước ta.

- Từ kết quả đo đạc và xử lý số liệu lưới thực nghiệm cho thấy khi chuyển điểm lên sàn thi công bằng công nghệ GPS (một tần số) kết hợp với các trị đo mặt đất có độ chính xác hoàn toàn đảm bảo các yêu cầu kỹ thuật cần thiết để xác định các giá trị độ lệch của các điểm lưới chiếu chuyên dụng được chiếu lên sàn đầu tiên của mỗi bậc chiếu bằng máy chiếu đứng. Phương pháp này cho phép nâng cao hiệu quả của công tác trắc địa trong bố trí thi công xây dựng nhà siêu cao tầng ở nước ta.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Bộ Xây dựng (2012), *TCVN 9398:2012 Công tác trắc địa trong xây dựng công trình - Yêu cầu chung*, Hà Nội
- [2] Diêm Công Huy (2014), *Nghiên cứu kết hợp công nghệ GPS và thiết bị chiếu đứng để đảm bảo độ thẳng đứng trong xây dựng nhà siêu cao tầng ở Việt Nam*, Luận văn thạc sỹ kỹ thuật, Đại học mỏ - địa chất, Hà Nội
- [3] Nguyễn Văn Xuân (2015), *Nghiên cứu phương pháp xử lý số liệu lưới kết hợp GPS - Mặt đất trong thi công công trình nhà cao tầng*, Luận văn thạc sỹ kỹ thuật, Đại học mỏ - địa chất, Hà Nội
- [4] Hoàng Ngọc Hà (2006), *Bình sai tính toán lưới trắc địa và GPS*, NXB Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội
- [5] Lê Văn Hùng (2014), *Nghiên cứu bình sai kết hợp trị đo GPS và trị đo mặt đất trong hệ thống tọa độ vuông góc không gian địa diện chân trời áp dụng cho mạng lưới trắc địa công trình*, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Trường đại học Mỏ địa chất, Hà Nội
- [6] Phan Văn Hiến và nnk (1999), *Trắc địa công trình*, NXB Giao thông Vận tải, Hà Nội

PHƯƠNG PHÁP DỰ BÁO ĐỘ LÚN CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG DỰA TRÊN KẾT QUẢ PHÂN TÍCH CÁC SỐ LIỆU ĐÃ QUAN TRẮC

METHOD OF SETTLEMENT PREDICTION BASED ON THE RESULTS OF MONITORING DATA ANALYSIS

ThS. Trần Đức Cường¹, KS. Đỗ Việt Tân², KS. Nguyễn Văn Nghĩa³

^{1,2,3}Viện Khoa học công nghệ xây dựng

Email: tdcuongibst@gmail.com, doviettanbg@gmail.com, nvnghia96@gmail.com

TÓM TẮT: Nội dung bài báo trình bày về dự báo độ lún công trình xây dựng theo phương pháp phân tích hồi quy sử dụng hàm đa thức để xây dựng mô hình lún.

TỪ KHÓA: Hồi quy, hàm đa thức, dự báo lún

ABSTRACT: The article presents the settlement prediction for construction works by the regression analysis method using polynomial function to build settlement model.

KEYWORDS: Regression, polynomial function, settlement prediction

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Phân tích các số liệu đã quan trắc và dự báo độ lún công trình sẽ cho phép các đơn vị chuyên ngành dự báo được quá trình lún có thể xảy ra trong tương lai để từ đó đề ra các biện pháp cần thiết nhằm đảm bảo sự an toàn của công trình xây dựng trong quá trình thi công cũng như khi đưa công trình vào khai thác sử dụng. Dựa vào phương pháp xây dựng các mô hình lún của công trình theo thời gian và dự báo độ lún công trình dựa trên các mô hình lún theo thời gian đã được thành lập.

Đây cũng chính là mục tiêu nghiên cứu của bài báo: “Phương pháp dự báo độ lún công trình xây dựng dựa trên kết quả phân tích các số liệu đã quan trắc”

2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT

2.1. Xác định quy luật biến dạng theo phương pháp hồi quy

Nội dung nghiên cứu của phân tích biến dạng công trình liên quan đến xử lý và phân tích số liệu, giải thích và dự báo chuyển dịch biến dạng công trình. Để có thể tiến hành phân tích và xây dựng mô hình biến dạng cần phải tiến hành xử lý bình sai và đánh giá chất lượng của các trị đo là vô cùng quan trọng, chất lượng của các trị đo liên quan trực tiếp đến độ chính xác và độ tin cậy của giá trị chuyển dịch biến dạng. Nội dung này, liên quan đến các yếu tố về: chất lượng của các giá trị đo, gốc bình sai, xử lý sai số thô, khả năng có thể phân biệt của chuyển dịch biến dạng.

Hiện nay để thành lập mô hình biến dạng của công trình theo thời gian có thể sử dụng phương pháp hồi quy [1].

Phương pháp hồi quy được sử dụng để xây dựng mô hình dự báo thích hợp với dãy số liệu thay đổi theo thời gian như số liệu tài chính, kinh doanh, tiếng ồn, sự phát triển của xã hội. Mô hình này cũng thích hợp trong công tác dự báo kết cấu công trình, lọc dãy số liệu quan trắc, dự báo độ lún.

Trong xử lý số liệu trắc địa, luôn phải nghiên cứu quan hệ giữa các biến. Thường có thể chia quan hệ giữa các biến ra làm hai loại. Một loại là giữa các biến có quan hệ xác định, gọi là tương quan hàm số.

Một loại khác là giữa các biến không tồn tại quan hệ hàm số xác định, mà tồn tại cái gọi là quan hệ tương quan, hoặc nói cách khác là quan hệ tương quan về mặt thống kê, gọi là tương quan thống kê. Đặc điểm của tương quan thống kê là giữa chúng tồn tại quan hệ không chế nhất định, nhưng lại không thể từ trị số của một (hoặc một số) biến tìm được chính xác trị số của một biến khác, từ tương quan thống kê giữa các biến xây dựng nên mô hình hàm số gọi là mô hình hồi quy [1].

Phương pháp phân tích hồi quy là một công cụ toán học mạnh của nghiên cứu quan hệ tương quan. Nó được xây dựng trên cơ sở tiến hành số lượng lớn thực nghiệm và đo đạc đối với sự vật khách quan, phương pháp toán thống kê tìm quy luật có tính chất thống kê ẩn chứa đằng sau quan hệ không có tính xác định.

2.2. Xây dựng mô hình lún của công trình theo thời gian

Quy luật lún của công trình xây dựng có những đặc điểm riêng biệt và đã được các nhà khoa học cơ đất và nền móng nghiên cứu tương đối kỹ. Theo các kết quả nghiên cứu cơ học đất cho thấy: hiện tượng lún của công trình xây dựng đa số đều tuân theo quy luật của hàm số mũ, chính vì vậy để xây dựng mô hình lún công trình theo thời gian ta có thể sử dụng phương pháp hồi quy để xây dựng mô hình lún công trình. Sử dụng phương pháp hồi quy tuyến tính đa nguyên.

Xây dựng mô hình độ lún công trình theo hàm đa thức:

Khi sử dụng hàm đa thức, độ lún công trình được thể hiện dưới dạng:

$$S_t = a_0 + a_1.t + a_2.t^2 + \dots + a_n.t^n \quad (1)$$

trong đó:

S_t : độ lún công trình ở thời điểm t ;

t : thời điểm xảy ra độ lún S_t ;

$a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$: hệ số của đa thức.

Như vậy, để tính độ lún công trình theo công thức (1) chúng ta cần phải xác định được: [2, 3]

- Số bậc đa thức n

- Các hệ số của đa thức $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$

Nếu bậc của đa thức (n) đã được xác định thì các hệ số a_i ($i = 1 \div n$) được tính từ số liệu đo lún trong k chu kỳ đã quan trắc. Mỗi chu kỳ đo sẽ thành lập được 1 phương trình dạng (1):

$$S_{t_i} = a_0 + a_1.t_i + a_2.t_i^2 + \dots + a_n.t_i^n \quad (2)$$

Như vậy từ k chu kỳ quan trắc chúng ta thành lập được k phương trình dạng (2), trong khi có (n+1) hệ số cần xác định. Để xác định được các hệ số a_i cần phải có $k \geq (n+1)$.

Trường hợp nếu $k = n+1$, véc tơ hệ số a được xác định trên cơ sở giải hệ phương trình tuyến tính (2).

Khi $k > n+1$ bài toán được giải theo phương pháp số bình phương nhỏ nhất theo trình tự sau:

Coi (2) là phương trình trị đo (thứ i) sẽ lập được hệ phương trình số hiệu chỉnh:

$$v_i = a_0 + a_1 t_i + a_2 t_i^2 + \dots + a_n t_i^n - S_i^{\text{do}} \quad (3)$$

Ký hiệu:

$$\left. \begin{aligned} B &= \begin{bmatrix} 1 & t_1 & t_1^2 & \dots & t_1^n \\ 1 & t_2 & t_2^2 & \dots & t_2^n \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ 1 & t_k & t_k^2 & \dots & t_k^n \end{bmatrix} \\ S &= [-S_1 \quad -S_2 \quad -S_3 \quad \dots \quad -S_k]^T \\ Z &= (a_0, a_1, \dots, a_n)^T \\ V &= (v_1, v_2, \dots, v_k)^T \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Chúng ta viết được hệ phương trình số hiệu chỉnh dạng:

$$V = B.Z + S \quad (5)$$

Áp dụng nguyên tắc số bình phương nhỏ nhất lập được hệ phương trình chuẩn:

$$B^T B.Z + B^T S = 0 \quad (6)$$

Từ đây suy ra véc tơ nghiệm:

$$Z = -(B^T B)^{-1} B^T S \quad (7)$$

Để chọn bậc của đa thức có thể sử dụng nguyên tắc: “*Đa thức được chọn là đa thức có sai số mô hình nhỏ nhất*”. Lần lượt lập các đa thức với số bậc tăng dần từ 0 đến k-2, với mỗi đa thức (bậc n_j) tính các hiệu: $\delta = S_i^{\text{do}} - S_i^{\text{dt}}$, (S_i^{do} là độ lún đo được ở chu kỳ thứ i, còn S_i^{dt} là độ lún tính theo đa thức ở thời điểm chu kỳ đo thứ i), sau đó tính tổng: $\Sigma_j = [\delta^2]$, đa thức nào có tổng Σ_j nhỏ nhất sẽ được chọn để dự đoán lún. Thực tế cho thấy đối với rất nhiều công trình, chỉ cần chọn đa thức đến bậc 2 hoặc 3 là đủ [2].

Dựa trên cơ sở suy luận rằng với số bậc càng nhỏ thì đa thức có độ ổn định càng cao, trong việc chọn bậc đa thức chúng ta cũng có thể áp dụng nguyên tắc: “*Đa thức được chọn là đa thức có số bậc nhỏ nhất mà sai số của mô hình đó tương đương với sai số đo chuyển dịch*”, khi đó sẽ hướng đến việc tìm đa thức có số bậc nhỏ nhất, đồng thời phù hợp với độ chính xác của kết quả quan trắc. Vấn đề trên có thể được giải quyết theo trình tự sau: lần lượt lập đa thức với số bậc tăng dần, bắt đầu từ bậc 0, với mỗi đa thức đã xác định, chúng ta tính và so sánh sai số mô hình

(μ) với sai số xác định chuyển dịch (m_s), nếu 2 giá trị sai số trên là tương đương thì dừng quá trình tính toán và đa thức vừa xét được chọn làm mô hình độ lún.

Hàm đa thức có tính tổng quát và có thể áp dụng để xây dựng mô hình lún với bất kỳ công trình nào.

3. KẾT QUẢ TÍNH TOÁN THỰC NGHIỆM

3.1. Mục đích thực nghiệm

Mục đích của công tác thực nghiệm là tiến hành xây dựng các mô hình lún dựa vào các số liệu quan trắc của một số chu kỳ đo. Từ đó tiến hành dự báo độ lún của công trình theo thời gian nhằm đánh giá khả năng ứng dụng của phương pháp dự báo độ lún dựa trên các mô hình lún đã được xây dựng.

3.2. Nội dung thực nghiệm

Sử dụng số liệu quan trắc độ lún của công trình: Tòa nhà đa năng Đức Phương (The Garden Hill). Địa điểm: Số 99 Trần Bình, Mỹ Đình, Nam Từ Liêm, Hà Nội. Thời gian đo từ ngày 05/11/2016 đến 05/08/2017. Quan trắc độ lún 10 chu kỳ.

Từ số liệu quan trắc tiến hành xây dựng mô hình lún của công trình bằng cách sử dụng số liệu quan trắc của 07 chu kỳ để xây dựng mô hình lún theo phương pháp hàm đa thức. Sử dụng kết quả chu kỳ 08, chu kỳ 09 để so sánh với kết quả dự báo nhằm đánh giá độ chính xác dự báo độ lún công trình.

3.3. Kết quả tính toán thực nghiệm

Số liệu quan trắc độ lún theo thời gian

Bảng 1. Số liệu thực nghiệm

Chu kỳ	Thời gian đo	Độ lún so với chu kỳ 01
1	05/11/2016	0.00
2	06/12/2016	-0.04
3	05/01/2017	-1.16
4	05/02/2017	-1.52
5	04/03/2017	-1.90
6	05/04/2017	-2.13
7	03/05/2017	-2.75
8	06/06/2017	-3.45
9	05/07/2017	-4.35
10	04/08/2017	-5.02

* Chọn đa thức $n = 2$

Lập ma trận B và S theo công thức (4)

$$B = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 4 \\ 1 & 3 & 9 \\ 1 & 4 & 16 \\ 1 & 5 & 25 \\ 1 & 6 & 36 \\ 1 & 7 & 49 \end{pmatrix}$$

Ta có ma trận S

$$S^T = (0.04 \quad 1.16 \quad 1.52 \quad 1.9 \quad 2.13 \quad 2.75 \quad 3.45)$$

$$B^T = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 \\ 1 & 4 & 9 & 16 & 25 & 36 & 49 \end{pmatrix}$$

$$B^T B = \begin{pmatrix} 7 & 28 & 140 \\ 28 & 140 & 784 \\ 140 & 784 & 4676 \end{pmatrix}$$

$$B^T S = \begin{pmatrix} 12.95 \\ 65.82 \\ 370.06 \end{pmatrix}$$

$$Z = -(B^T B)^{-1} B^T S = \begin{pmatrix} 0.310 \\ -0.605 \\ 0.013 \end{pmatrix}$$

Từ đó ta có mô hình lún của công trình theo hàm đa thức bậc 2 là:

$$S_t = 0.310 - 0.605 t + 0.013.t^2 \quad (8)$$

Sử dụng hàm (8) để tính lại độ lún của công trình tại các thời điểm t_i ta có kết quả như bảng (2)

Bảng 2. So sánh kết quả dự báo độ lún tại các thời điểm t_i ($n = 2$)

Chu kì	t (tháng)	S (tính)	S (đo)	S (đo) – S (tính)
2	1	-0.28	-0.04	0.24
3	2	-0.85	-1.16	-0.31
4	3	-1.39	-1.52	-0.13
5	4	-1.90	-1.90	0.00
6	5	-2.39	-2.13	0.26
7	6	-2.85	-2.75	0.10
8	7	-3.29	-3.45	-0.16

Bảng 2 (tiếp theo)

Chu kì	t (tháng)	S (tính)	S (đo)	S (đo) – S(tính)
9	8	-3.70	-4.35	-0.65
10	9	-4.08	-5.02	-0.94
			$m = \sqrt{\frac{[\delta^2]}{n}} =$	0.42

* Chọn đa thức $n = 3$

Ta có ma trận B

$$B = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 4 & 8 \\ 1 & 3 & 9 & 27 \\ 1 & 4 & 16 & 64 \\ 1 & 5 & 25 & 125 \\ 1 & 6 & 36 & 216 \\ 1 & 7 & 49 & 343 \end{pmatrix}$$

Ta có ma trận S

$$S^T = (0.01 \quad 1.16 \quad 1.52 \quad 1.9 \quad 2.13 \quad 2.75 \quad 3.45)$$

$$B^T = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 3 & 4 & 5 & 6 & 7 \\ 1 & 4 & 9 & 16 & 25 & 36 & 49 \\ 1 & 8 & 27 & 64 & 125 & 216 & 343 \end{pmatrix}$$

$$B^T B = \begin{pmatrix} 7 & 28 & 140 & 784 \\ 28 & 140 & 784 & 4676 \\ 140 & 784 & 4676 & 29008 \\ 784 & 4676 & 29008 & 184820 \end{pmatrix}$$

$$B^T S = \begin{pmatrix} 12.95 \\ 65.82 \\ 370.06 \\ 2215.56 \end{pmatrix}$$

$$Z = -(B^T B)^{-1} B^T S = \begin{pmatrix} 1.520 \\ -1.984 \\ 0.416 \\ -0.034 \end{pmatrix}$$

Ta có mô hình lún của công trình theo hàm đa thức bậc 3 là

$$S_t = 1.52 - 1.984 t + 0.416 t^2 - 0.034 t^3 \quad (9)$$

Sử dụng hàm (9) để tính lại độ lún của công trình tại các thời điểm t_i ta có kết quả như bảng (3)

Bảng 3. So sánh kết quả dự báo độ lún tại các thời điểm t_i ($n = 3$)

Chu kì	t (số tháng)	S (tính)	S (đo)	S (đo) – S (tính)
2	1	-0.08	-0.04	0.04
3	2	-1.05	-1.16	-0.11
4	3	-1.59	-1.52	0.07
5	4	-1.90	-1.90	0.00
6	5	-2.19	-2.13	0.06
7	6	-2.65	-2.75	-0.10
8	7	-3.49	-3.45	0.04
9	8	-4.91	-4.35	0.56
10	9	-7.10	-5.02	2.08
			$m = \sqrt{\frac{[\delta^2]}{n}} =$	0.72

* Chọn đa thức $n = 4$

Ta có ma trận B

$$B = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 4 & 8 & 16 \\ 1 & 3 & 9 & 27 & 81 \\ 1 & 4 & 16 & 64 & 256 \\ 1 & 5 & 25 & 125 & 625 \\ 1 & 6 & 36 & 216 & 1296 \\ 1 & 7 & 49 & 343 & 2401 \end{pmatrix}$$

Ta có ma trận S

$$S^T = (0.04 \quad 1.16 \quad 1.52 \quad 1.9 \quad 2.13 \quad 2.75 \quad 3.45)$$

$$Z = -\left(B^T B\right)^{-1} B^T S = \begin{pmatrix} 2.313 \\ -3.241 \\ 1.022 \\ -0.146 \\ 0.007 \end{pmatrix}$$

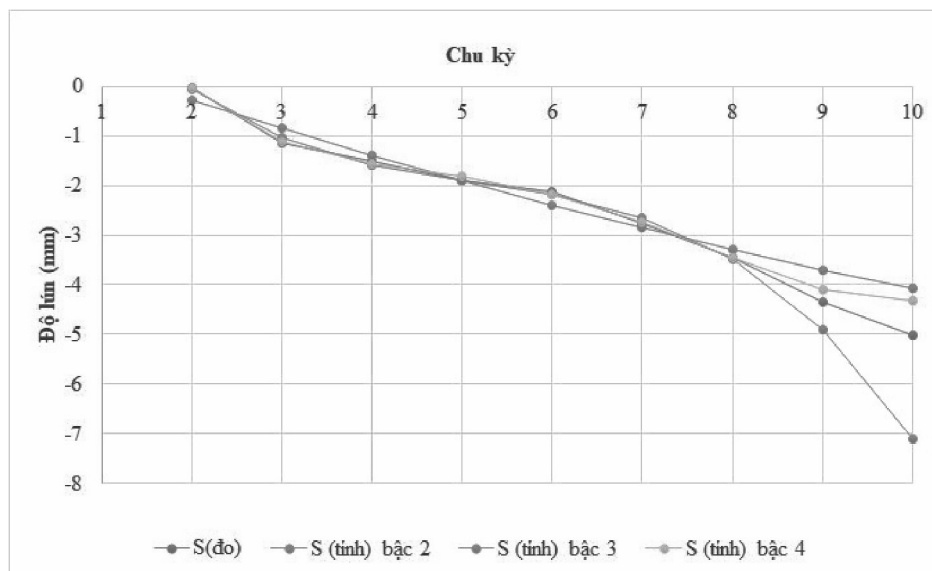
Ta có mô hình lún của công trình theo hàm đa thức bậc 4 là

$$S_t = 2.313 - 3.241 t + 1.022 t^2 - 0.0146 t^3 + 0.007 t^4 \quad (10)$$

Sử dụng hàm (10) để tính lại độ lún của công trình tại các thời điểm t_i ta có kết quả như bảng (4)

Bảng 4. So sánh kết quả dự báo độ lún tại các thời điểm t_i ($n = 4$)

Chu kỳ	t (số tháng)	S (tính)	S (đo)	S (đo) – S (tính)
2	1	-0.04	-0.04	0.00
3	2	-1.13	-1.16	-0.03
4	3	-1.58	-1.52	0.06
5	4	-1.83	-1.90	-0.07
6	5	-2.18	-2.13	0.05
7	6	-2.73	-2.75	-0.02
8	7	-3.45	-3.45	0.00
9	8	-4.11	-4.35	-0.24
10	9	-4.33	-5.02	-0.69
			$m = \sqrt{\frac{[\delta^2]}{n}} =$	0.25



Hình 1. Đồ thị biểu diễn dự báo lún của mô hình và độ lún thực tế

Dựa vào sai số mô hình dự báo độ lún tính theo các bậc đa thức ta lựa chọn bậc của đa thức với sai số mô hình là nhỏ nhất ta sử dụng mô hình (10) với số bậc $n = 4$ để dự báo độ lún của công trình cho các thời điểm tiếp theo.

4. KẾT LUẬN

- Công tác xử lý số liệu, phân tích và dự báo độ lún công trình có một vai trò rất quan trọng trong quá trình theo dõi độ lún các công trình xây dựng. Việc phân tích và dự báo độ lún sẽ cho phép các đơn vị chuyên ngành dự báo được quá trình lún có thể xảy ra trong tương lai để từ đó đề ra các biện pháp cần thiết nhằm đảm bảo sự an toàn của công trình xây dựng trong quá trình thi công cũng như khi đưa công trình vào khai thác sử dụng.

- Do quá trình lún của công trình có những đặc điểm riêng biệt nên có thể sử dụng phương pháp phân tích hồi quy (theo mô hình hàm đa thức) để xây dựng các mô hình lún của công trình. Kết quả tính toán thực nghiệm cho thấy với hàm đa thức bậc 4 cho kết quả dự báo sát với giá trị độ lún thực tế của công trình, tuy nhiên để khẳng định được chính xác nên chọn ở bậc nào là tối ưu nhất thì cần nghiên cứu thêm một số công trình khác nữa.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Phạm Quốc Khánh (2018), *Nghiên cứu phương pháp dự báo chuyển dịch biến dạng công trình theo mô hình động*, Báo cáo tổng kết đề tài NCKH cấp cơ sở năm 2017, mã số : T17-44, Trường Đại học Mở - Địa chất, Hà Nội
- [2] Trần Khánh, Nguyễn Quang Phúc (2010), *Quan trắc chuyển dịch và biến dạng công trình*, NXB Giao thông vận tải, Hà Nội
- [3] Lê Đức Tình (2011), *Nghiên cứu giải pháp nâng cao hiệu quả công tác quan trắc biến dạng công trình ở Việt Nam*, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Trường Đại học Mở - Địa chất, Hà Nội