

**PHÓ TỔNG BIÊN TẬP**  
**PGS.TS. ĐOÀN THẾ TƯỜNG**

**HỘI ĐỒNG BIÊN TẬP**

PGS.TS. PHÙNG MẠNH ĐẮC  
PGS.TS. HOÀNG VIỆT HÙNG  
PGS.TS. PHẠM QUANG HÙNG  
PGS.TS. NGUYỄN BÁ KẾ  
TS. PHÙNG ĐỨC LONG  
GS. NGUYỄN CÔNG MẮN  
PGS.TS. NGUYỄN ĐỨC MẠNH  
PGS.TS. NGUYỄN SỸ NGỌC  
PGS.TS. VÕ PHẤN  
PGS.TS. NGUYỄN HUY PHƯƠNG  
GS.TS. TRẦN THỊ THANH  
PGS.TS. VƯƠNG VĂN THÀNH  
TS. LÊ THIẾT TRUNG  
GS.TS. ĐỖ NHƯ TRẮNG  
PGS.TS. TRẦN THƯƠNG BÌNH  
TS. NGUYỄN TRƯỜNG HUY  
PGS.TS. ĐẬU VĂN NGỌ  
PGS.TS. TẠ ĐỨC THỊNH  
TS. NGUYỄN TUẤN PHƯƠNG

Giấy phép xuất bản số 1358/GPXB -  
Ngày 8-6-1996, Bộ Văn hóa - Thông tin  
Cơ quan xuất bản: Viện Địa Kỹ thuật  
(Liên hiệp các Hội KH&KT Việt Nam)  
152 Lê Duẩn - Đống Đa - Hà Nội  
Tel: 024. 22141917.  
Email: tapchidkt@yahoo.com.vn;  
viendkt@vusta.vn  
Website: www.vgi-vn.vn  
Xuất bản 3 tháng 1 kỳ  
Nộp lưu chiếu: tháng Tư 2023

**Tạp chí ĐỊA KỸ THUẬT**

ISSN - 0868 - 279X  
NĂM THỨ 27  
SỐ 1 NĂM 2023

**MỤC LỤC**

**PHẠM VIỆT ANH, NGUYỄN ĐỨC MẠNH, ĐỖ HỒNG NGÂN:** Áp lực đất lên tường chắn của nền nhiều lớp có mặt phân lớp nằm nghiêng 3

**LÊ BÁ VINH, PHẠM QUỐC VIỆT, TÔ LÊ HƯƠNG:** Ứng xử của móng bè - cọc có xét đến ảnh hưởng của tường vây tầng hầm 12

**NGUYỄN TRUNG KIÊN, LÊ BÁ VINH, LÊ TRỌNG NGHĨA:** Ứng dụng phương pháp không lưới SPH trong bài toán tương tác đất nền - ống ngầm 20

**NGUYỄN NGỌC THẮNG:** Phương pháp đánh giá sức chịu tải cọc ép từ kết quả nén tĩnh tại hiện trường 27

**VŨ TIẾN DŨNG, ĐẶNG VĂN KIÊN:** Nghiên cứu ứng xử của kết cấu chống giữ các đường lò phía dưới khu vực bãi thải tại Công ty TNHH MTV Than Khe Chàm - Vinacomin 37

**NGUYỄN VĂN VI, NGUYỄN VĂN BIÊN:** Nghiên cứu giải pháp để tăng tải trọng khai thác trên các công trình bến cảng biển dạng tường cừ một neo 47

**ĐẶNG VĂN KIÊN, AUGUSTIN BRACCO, VŨ TIẾN DŨNG:** Nghiên cứu ảnh hưởng của khách sạn Daewoo Hà Nội đến nội lực trong vỏ hầm Metro tiết diện chữ nhật cong trong điều kiện đất đá phân lớp 55

**CHU TUẤN VŨ:** Sử dụng móng cọc ống cho nhà liền kề trong vùng xây chen 64

**NGUYỄN VĂN LONG, LẠI HỢP PHÒNG, PHẠM NGỌC ĐẠT, BÙI VĂN THƠM, HÀ NGỌC ANH, NGUYỄN TRONG TÀI:** Đánh giá nguyên nhân sụt lún đất tại khu tái định cư đồng xe, xã Yên Phú, huyện Lạc Sơn, tỉnh Hòa Bình 68

**DEPUTY EDITORS-IN-CHIEF**  
Assoc. Prof., Dr. DOAN THE TUONG

**EDITORIAL BOARD**

Assoc. Prof. Dr. PHUNG MANH DAC  
Assoc. Prof., Dr. HOANG VIET HUNG  
Assoc. Prof., Dr. PHAM QUANG HUNG  
Assoc. Prof., Dr. NGUYEN BA KE  
Dr. PHUNG DUC LONG  
Prof. NGUYEN CONG MAN  
Assoc. Prof. Dr. NGUYEN DUC MANH  
Assoc. Prof., Dr. NGUYEN SY NGOC  
Assoc. Prof., Dr. VO PHAN  
Assoc. Prof., Dr. NGUYEN HUY PHUONG  
Prof., Dr. TRAN THI THANH  
Assoc. Prof., Dr. VUONG VAN THANH  
Dr. LE THIET TRUNG  
Prof., Dr. DO NHU TRANG  
Assoc. Dr. TRAN THUONG BINH  
Dr. NGUYEN TRUONG HUY  
Assoc. Prof., Dr. DAU VAN NGO  
Assoc. Prof., Dr. TA DUC THINH  
Dr. NGUYEN TUAN PHUONG

Printing licence No 1358/GPXB  
dated 8 June 1996 by the Minister of Culture and  
Information  
Published by the Vietnam Geotechnical Institute  
(Vietnam Union of Science and  
Technology Associations)  
Add: 152 Le Duan, Dong Da, Hanoi  
Tel: 024.22141917.  
Email: tapchidkt@yahoo.com.vn;  
viendkt@vusta.vn  
Website: www.vgi-vn.vn  
Copyright deposit: April 2023

**VIETNAM GEOTECHNIAL JOURNAL**

ISSN - 0868 - 279X  
VOLUME 27  
NUMBER 1 - 2023

**CONTENTS**

<b>PHAM VIET ANH, NGUYEN DUC MANH, DO HONG NGAN:</b> Earth Pressure on Retaining Walls for multi-layer ground with inclined sub-layer surface	3
<b>LE BA VINH, PHAM QUOC VIET, TO LE HUONG:</b> Behavior of the piled raft foundation with effects of diaphragm wall	12
<b>NGUYEN TRUNG KIEN, LE BA VINH, LE TRONG NGHIA:</b> Application of mesh-free method SPH in the analysis of soil-buried pipe interaction	20
<b>NGUYEN NGOC THANG:</b> The method for evaluating the load-bearing capacity of piles based on axial static compression test results in field conditions	27
<b>VU TIEN DUNG, DANG VAN KIEN:</b> Research on the tunnel support behavior under mining waste dumping at MTV Than Khe Cham coal company – Vinacomin	37
<b>NGUYEN VAN VI, NGUYEN VAN BIEN:</b> Research on solutions to increase the exploitation load on seaport works in the form of one-anchor pile walls	47
<b>DANG VAN KIEN, AUGUSTIN BRACCO, VU TIEN DUNG:</b> Research on stability of metro tunnel lining in the sub-rectangular shape based on numerical analysis: A case study in Ho Chi Minh metro project	55
<b>CHU TUAN VU:</b> Some research results on use of pipe piles to build the foundation of adjacent houses in different houses been building not same times	64
<b>NGUYEN VAN LONG, LAI HOP PHONG, PHAM NGOC DAT, BUI VAN THOM, HA NGOC ANH, NGUYEN TRONG TAI:</b> Estimating the cause of sinkholes at resettlement area Đông Xa, Yên Phú, Lạc Sơn, Hoa Binh province	68

# ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN CỦA NỀN NHIỀU LỚP CÓ MẶT PHÂN LỚP NẪM NGHIÊNG

PHẠM VIỆT ANH\*, NGUYỄN ĐỨC MẠNH\*\*,  
ĐỖ HỒNG NGÂN\*\*\*

## *Earth Pressure on Retaining Walls for multi-layer ground with inclined sub-layer surface*

**Abstract:** Earth pressure acting on retaining walls is a common problem in geotechnical engineering. The determination of earth pressure on retaining walls for multi-layer ground is usually based on the methods of Rankine or Coulomb, with the assumption that the layering surface is horizontal. However, in reality, it is common to encounter multi-layered stratigraphy with inclined layers. This paper focuses on the development of Coulomb's theory of earth pressure, applied in the special case of multi-layer ground with inclined sub-layer surface. The results of the paper can be applied in design of geotechnical structures.

**Keywords:** Earth pressure, Rankine, Coulomb, retaining walls

## 1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Hiện nay, lý thuyết áp lực đất tác dụng lên tường chắn thường được xây dựng cho nền nhiều lớp với mặt phân lớp nằm ngang. Trong thực tế nền thường không đồng nhất, mặt phân cách giữa các lớp đất nằm nghiêng. Một ví dụ địa tầng dạng này có thể gặp trong quá trình thi công tường chắn cho mái đào. Để thi công tường chắn cần phải đào mái taluy sau tường với góc taluy đào phụ thuộc vào địa chất nền, sau khi thi công xong móng và tường chắn sẽ lấp đất lại, đất lấp có thể là đất ban đầu hoặc là đất mới, tạo nên dạng địa tầng có ranh giới nằm nghiêng, không nằm ngang. Áp lực đất tác dụng lên tường trong các trường hợp như thế này chưa được xem xét đầy đủ.

Lý thuyết áp lực đất tác dụng lên tường chắn thường được xây dựng theo 3 nhóm phương pháp: (i) nhóm phương pháp 1 - dựa trên lý luận

cân bằng giới hạn của khối đất của Rankine; (ii) nhóm phương pháp 2 - dựa trên cơ sở lý thuyết cân bằng khối trượt rần của Coulomb, (iii) nhóm phương pháp 3 - được phát triển trong các năm gần đây, là nhóm các phương pháp số, như phương pháp phần tử hữu hạn (FEM), phương pháp phần tử rời rạc (DEM), để xác định mặt trượt và áp lực lên tường chắn [1]–[5].

Lý thuyết của Rankine và lý thuyết của Coulomb là hai lý thuyết cổ điển chính để dự đoán áp lực đất tác dụng lên tường, được sử dụng rộng rãi trong thiết kế. Lý thuyết áp lực đất của Rankine và Coulomb đều được phát triển dựa trên phân tích trạng thái giới hạn. Phương pháp của Rankine dựa trên trạng thái ứng suất trong bán không gian biến dạng tuyến tính, và phương pháp của Coulomb dựa trên sự cân bằng của các lực tác động lên toàn bộ nêm đất, không kể đến trạng thái ứng suất trong khối đất [3].

Lý thuyết của Rankine có thể giải quyết vấn đề áp lực đất của nền nhiều lớp, nhưng thường không được sử dụng để xác định áp lực đất khi chịu tải trọng động, ví dụ trong trường hợp động

\*\*\* Bộ môn Cơ học đất-Nền móng, trường Đại học Xây dựng Hà Nội

\* Bộ môn Cảng đường thủy, trường Đại học Xây dựng Hà Nội

55 Giải Phóng, Đồng Tâm, Hai Bà Trưng, Hà Nội

đất. Lý thuyết áp lực đất của Rankine hiện nay được coi là một lý luận chặt chẽ về mặt toán học, song còn bị hạn chế chủ yếu ở chỗ chưa đưa ra được các lời giải và bảng tính sẵn cho mọi trường hợp cần thiết trong tính toán thực tế [3], [4], [6]–[8].

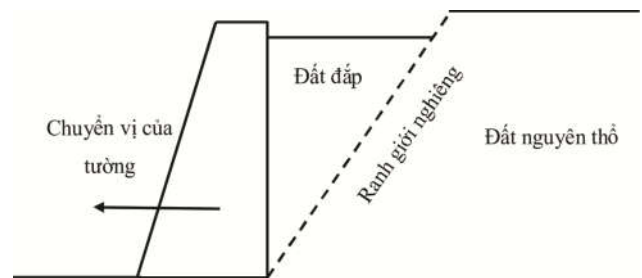
Về mặt lý thuyết, phương pháp tính áp lực đất của Coulomb không áp dụng cho nền nhiều lớp, tuy nhiên phương pháp này có ưu điểm là có thể kể đến ảnh hưởng của tải trọng động khi xác định áp lực đất, bằng giải pháp giả tĩnh. Trong trường hợp động đất, áp lực đất được xác định bằng cách sử dụng các gia tốc ngang và thẳng đứng không đổi trên khối đất hình nêm. Ngoài ra, lý thuyết của Coulomb dựa trên giả định rằng cái nêm trượt dọc theo một bề mặt tuyến tính đi qua góc chân của bức tường chắn, điều này không phù hợp với thực tiễn và thường dẫn đến việc đánh giá quá mức áp lực đất bị động khi góc ma sát giữa đất và tường lớn hơn  $1/3$  góc ma sát của đất.

Các phương pháp số như phương pháp phần tử hữu hạn (FEM), phương pháp phần tử rời rạc (DEM), và phân tích giới hạn phần tử hữu hạn (FELA) đã được sử dụng để nghiên cứu ứng xử cơ học của lớp đất lấp hẹp sau tường chắn, hoặc các trường hợp phức tạp hơn với các điều kiện hình học và địa kỹ thuật trong thực tế. Tuy nhiên, phương pháp số ít được sử dụng vì tính phức tạp của nó [2].

Trị số áp lực đất và quy luật phân bố của nó phụ thuộc vào nhiều yếu tố như hình dạng mặt đất và tính chất của đất đắp sau tường, độ cứng và hình dạng lưng tường, tính biến dạng của nền đất dưới tường và ảnh hưởng lẫn nhau giữa tường và đất ... Vì vậy trong việc tính áp lực đất, ngay cả đối với phương pháp được coi là chặt chẽ cũng không thể nào xét đầy đủ được các yếu tố có liên quan.

Lý luận áp lực đất của Coulomb chỉ được coi là lý luận gần đúng do những hạn chế của các giả thiết cơ bản. Mặc dù vậy, hiện nay lý luận này vẫn được dùng rộng rãi trong thực tế, vì tính

toán tương đối đơn giản và đặc biệt là có thể giải quyết được nhiều trường hợp phức tạp thường gặp. Trong bài báo này phương pháp của Coulomb được sử dụng để xác định áp lực đất tác dụng lên tường trong các điều kiện đặc biệt khi mà mặt phân cách giữa các lớp đất nằm nghiêng.



## 2. PHƯƠNG PHÁP COULOMB DỰ BẢO ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN

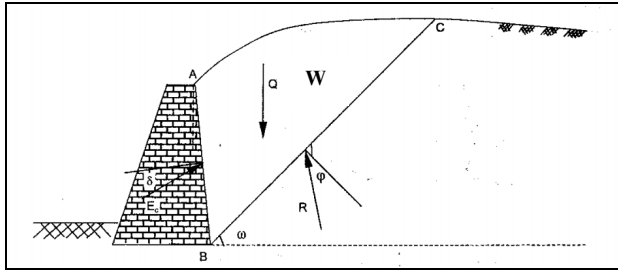
### 2.1. Nguyên lý chung phương pháp Coulomb

Khảo sát trường hợp tường chắn như trên Hình 2.1. Để xác định áp lực đất chủ động lên tường chắn, Coulomb giả thiết rằng [9], [10]:

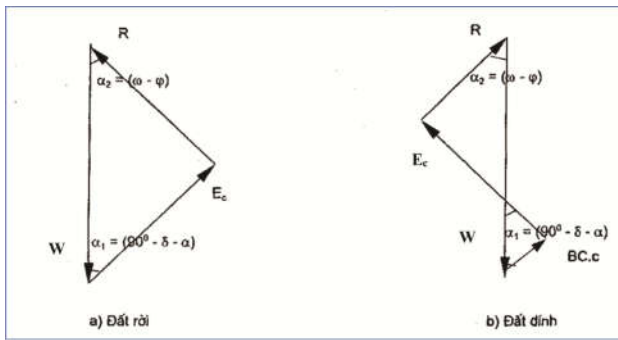
- Mặt trượt (chủ động hoặc bị động) của các khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn là một mặt phẳng;
- Mặt trượt nguy hiểm hình thành trong đất là mặt phẳng ứng với áp lực đất lớn nhất (trường hợp áp lực chủ động) hoặc ứng với áp lực đất nhỏ nhất (trường hợp áp lực bị động);
- Lăng thể trượt ABC là một khối cứng, đạt trạng thái cân bằng giới hạn.

Với các giả thiết ở trên, trong trường hợp đất sau tường là đất cát ( $c = 0$ ), khối trượt ABC cân bằng giới hạn dưới tác dụng của các lực  $Q$  - trọng lượng bản thân đất,  $E_c$  - phản lực của tường vào đất cũng bằng áp lực đất lên tường, và  $R$  - phản lực của đất lên khối trượt. Vì khối trượt cân bằng giới hạn nên các lực  $E_c$  và  $R$  nghiêng so với phương mặt trượt tương ứng những góc xác định  $d$  và  $j$ , là góc ma sát giữa hai khối trượt lên nhau. Bằng cách khảo sát giá trị của  $E_c$  với một vài mặt trượt khác nhau có góc nghiêng thay đổi ta

tìm được giá trị áp lực đất lên tường chắn thỏa mãn giả thiết thứ hai của Coulomb, tương ứng giá trị  $E_{cmax}$ . Đối với đất dính, bằng cách đưa thêm vào đa giác lực các thành phần lực dính giữa đất với tường và giữa đất với đất ta dễ dàng xác định được giá trị của  $E_c$  (Hình 2.2)



Hình 2.1: Sơ đồ phân tích khối trượt và áp lực đất tác dụng lên tường chắn



Hình 2.2: Đa giác lực cân bằng giới hạn

Áp lực đất lên tường chắn,  $E_c$ , được xác định theo biểu thức:

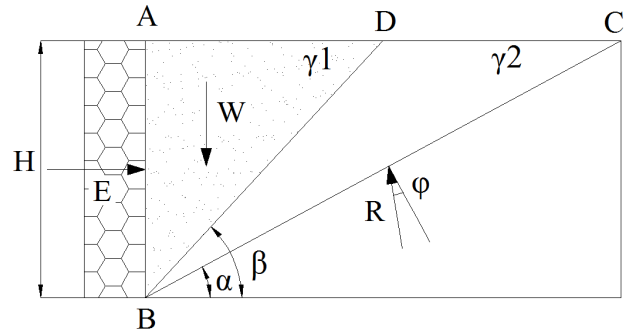
$$E_c = W \frac{\sin \alpha_2}{\sin[180^\circ - (\alpha_1 + \alpha_2)]} = W \frac{\sin(\omega - \phi)}{\sin(\omega - \phi + \alpha_2)} \quad (0-1)$$

Trong đó:  $W$  là trọng lượng của khối trượt, bằng diện tích tam giác cong ABC nhân với trọng lượng thể tích đơn vị của đất ( $\gamma$ );  $\phi$  - góc ma sát của đất;  $\delta$  - góc ma sát giữa đất và tường;  $\omega$  - góc tạo bởi phương mặt trượt với phương ngang.

## 2.2. Áp lực đất chủ động với ranh giới đất nằm nghiêng theo phương pháp Coulomb

Xét nền đất sau tường gồm 2 lớp đất, có ranh giới nằm nghiêng, cạnh BD tạo với phương

ngang góc  $\beta$ . Mỗi lớp đất có các thông số đặc trưng  $\gamma_1, \phi_1, c_1$  và  $\gamma_2, \phi_2, c_2$  (Hình 2.3).



Hình 2.3: Áp lực đất tác dụng lên tường chắn

Để xác định áp lực đất chủ động lên tường chắn trong trường hợp ranh giới giữa hai lớp đất nằm nghiêng, sử dụng phương pháp của Coulomb, xét cân bằng khối trượt ABC với các giả thiết như sau:

- Mặt trượt nguy hiểm hình thành trong đất là mặt phẳng BC ứng với áp lực đất lớn nhất.
- Khối trượt ABC là một khối cứng, đạt trạng thái cân bằng giới hạn.
- Bỏ qua ma sát giữ đất và tường ( $\delta = 0$ ), lưng tường thẳng đứng.

Từ điều kiện cân bằng khối trượt ABC xác định được áp lực đất tác dụng lên tường ứng với mặt trượt  $\alpha$  là  $E(\alpha)$ , là một hàm phụ thuộc theo biến  $\alpha$ , áp lực đất chủ động  $E_c$  tương ứng  $E_\alpha$  đạt giá trị lớn nhất ( $E_c = E_{\alpha max}$ ). Áp lực đất trong các trường hợp dưới đây sẽ được trình bày trong nghiên cứu này:

- Trường hợp nền đất gồm có 2 lớp đất rời nằm nghiêng.
- Trường hợp nền đất gồm có 2 lớp đất dính nằm nghiêng.
- Trường hợp nền đất có lớp đất dính nằm bên dưới lớp đất rời.

## 3. TRƯỜNG HỢP NỀN ĐẤT GỒM CÓ 2 LỚP ĐẤT RỜI NẪM NGHIÊNG

### 3.1. Dự báo áp lực đất chủ động

Trên hình 2-3, xét mặt trượt phẳng BC hợp với phương ngang 1 góc  $\alpha$ , lăng thể ABC là ở

trạng thái cân bằng giới hạn. Hợp lực tác dụng lên khối trượt rắn ABC bằng 0, ta có :

$$\sum \vec{W} + \vec{R} + \vec{E} = \vec{0} \quad (3-1)$$

Trong đó, W là trọng lượng của khối trượt ABC; R là phản lực của nền dưới mặt trượt lên khối ABC; E là phản lực của tường lên khối ABC.

Thu gọn phương trình được biểu thức áp lực đất lên tường chắn ứng với mặt trượt BC,  $E_\alpha$

$$W_1 = \frac{1}{2} \times AB \times AD \times \gamma_1 = \frac{1}{2} \times H \times \frac{H}{\tan \beta} \times \gamma_1 = \frac{1}{2} \times H^2 \times \gamma_1 \times \frac{1}{\tan \beta} \quad (3-3)$$

$$W_2 = \frac{1}{2} \times \gamma_2 \times (AB \times AC - AB \times AD) = \frac{1}{2} \times \gamma_2 \times H^2 \times \left( \frac{1}{\tan \alpha} - \frac{1}{\tan \beta} \right) \quad (3-4)$$

$$\Rightarrow W = W_1 + W_2 = \frac{1}{2} \times H^2 \times \left( \frac{\gamma_1}{\tan \beta} + \frac{\gamma_2}{\tan \alpha} - \frac{\gamma_2}{\tan \beta} \right) \quad (3-5)$$

Từ đó suy ra :

$$\Rightarrow E_\alpha = \frac{1}{2} \times H^2 \times \left( \frac{\gamma_1}{\tan \beta} + \frac{\gamma_2}{\tan \alpha} - \frac{\gamma_2}{\tan \beta} \right) \times \frac{\sin(\alpha - \varphi_2)}{\sin(90 - \alpha + \varphi_2)} \quad (3-6)$$

Để tìm cực trị của  $E(\alpha)$ , giải đạo hàm  $E(\alpha)$ :

$$\Rightarrow E'(\alpha) = \frac{1}{2} \times H^2 \times \left[ \left( \frac{\gamma_1}{\tan \beta} + \frac{\gamma_2}{\tan \alpha} - \frac{\gamma_2}{\tan \beta} \right) \times \frac{\sin(\alpha - \varphi_2)}{\sin(90 - \alpha + \varphi_2)} \right]' \quad (3-7)$$

Điều kiện cực trị khi  $E'(\alpha) = 0$ , tương ứng với:

$$I = \left[ \left( \frac{\gamma_1}{\tan \beta} + \frac{\gamma_2}{\tan \alpha} - \frac{\gamma_2}{\tan \beta} \right) \times \frac{\sin(\alpha - \varphi_2)}{\sin(90 - \alpha + \varphi_2)} \right]' = 0 \quad (3-8)$$

Giải phương trình  $I = 0$ , có nghiệm cực trị trong trường hợp này là:

$$\Rightarrow \alpha = \frac{\pm \arccos a_4 + a_5}{2} + k\pi \quad (3-9)$$

Với :

$$a_1 = \frac{\gamma_1 - \gamma_2}{\gamma_2 \times \sin \varphi_2 \times \tan \beta}; a_2 = \left( \cos \varphi_2 + \frac{1}{2} a_1 \right); a_3 = \sin \varphi_2 \quad (3-10)$$

$$a_4 = \frac{a_1}{2\sqrt{a_2^2 + a_3^2}}; \cos a_5 = \frac{a_2}{\sqrt{a_2^2 + a_3^2}} \quad (3-11)$$

□ Nếu  $\alpha > \beta$

Trọng lượng khối trượt ABC được tính toán chỉ gồm 1 lớp đất 1, được đưa về giống trường hợp bài toán của Coulomb, sử dụng kết quả của Coulomb sẽ có nghiệm cực trị là:

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} \quad (3-12)$$

□ Tổng hợp nghiệm cực trị của  $E(\alpha)$

được xác định theo công thức sau :

$$E_\alpha = W \times \frac{\sin(\alpha - \varphi_2)}{\sin(90 - \alpha + \varphi_2)} \quad (3-2)$$

□ Nếu  $\alpha \leq \beta$

Khi đó  $W = W_1 + W_2$ , với  $W_1, W_2$  lần lượt là trọng lượng khối trượt rắn trong phạm vi lớp 1 và lớp 2, được xác định như sau:

Kết hợp 2 trường hợp có nghiệm của phương trình  $E'(\alpha) = 0$  là góc  $\alpha$  chủ động kí hiệu  $\alpha_c$ , được xác định như sau:

$$\alpha_c = \begin{cases} 45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} & (\alpha > \beta) \\ \frac{\pm \arccos a_4 + a_5}{2} + k\pi & (\alpha \leq \beta) \end{cases} \quad (3-13)$$

Thay giá trị  $\alpha_c$  vào phương trình áp lực đất  $E(\alpha)$ , có áp lực đất chủ động  $E_c$  là :

$$\Rightarrow E_c = \begin{cases} \frac{\gamma_1 H^2}{2} \times \tan^2(45 - \frac{\varphi_1}{2}) & (\alpha > \beta) \\ \frac{1}{2} \times H^2 \times (\frac{\gamma_1}{\tan \beta} + \frac{\gamma_2}{\tan \alpha_c} - \frac{\gamma_2}{\tan \beta}) \times \frac{\sin(\alpha_c - \varphi_2)}{\sin(90 - \alpha_c + \varphi_2)} & (\alpha \leq \beta) \end{cases} \quad (3-14)$$

Thay H trong biểu thức trên bằng chiều sâu z, lấy đạo hàm  $E_c$  theo z sẽ được cường độ của áp lực đất chủ động tác dụng lên tường tại độ sâu z:

$$\Leftrightarrow p(z) = E'(z) = \begin{cases} \gamma_1 z \times \tan^2(45 - \frac{\varphi_1}{2}) & (\alpha > \beta) \\ z \times [(\frac{\gamma_1}{\tan \beta} + \frac{\gamma_2}{\tan \alpha} - \frac{\gamma_2}{\tan \beta}) \times \frac{\sin(\alpha - \varphi_2)}{\sin(90 - \alpha + \varphi_2)}] & (\alpha \leq \beta) \end{cases} \quad (3-15)$$

### 3.2. Khảo sát áp lực đất chủ động

Để đánh giá ảnh hưởng của ranh giới nghiêng, tiến hành khảo sát áp lực đất trong trường hợp 2 lớp đất rời có ranh giới nghiêng một góc  $\beta$ , với các trường hợp như sau:

– Trường hợp 1: cố định chiều cao tường, thay đổi góc nghiêng  $\beta$  với các trường hợp lớp 1 tốt hơn lớp 2 và lớp 1 yếu hơn lớp 2, so sánh với áp lực đất khi nền chỉ có 1 lớp (hoặc lớp 1 hoặc lớp 2).

– Trường hợp 2: cố định góc nghiêng  $\beta$ , lớp đất 2, thay đổi thông số lớp 1 để đánh giá ảnh hưởng lớp đất đắp thêm, tương tự so sánh với áp lực đất khi nền chỉ có 1 lớp (hoặc lớp 1 hoặc lớp 2).

Dưới đây là kết quả tóm tắt so sánh với các trường hợp 1 và 2.

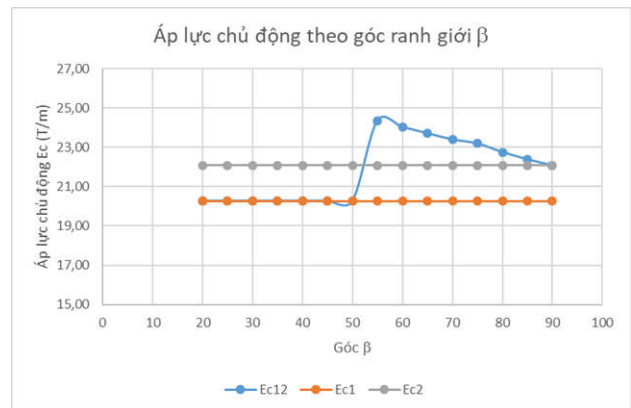
□ Trường hợp 1, cố định chiều cao tường không đổi bằng 8m, thay đổi góc nghiêng  $\beta$  trong trường hợp lớp 1 tốt hơn lớp 2, có các thông số của 2 lớp đất cho trong Bảng 3.1.

**Bảng 3.1: Thông số của 2 lớp đất khảo sát**

Lớp đất	$g$ (T/m <sup>3</sup> )	$j$ (deg)
Lớp 1	1,9	30
Lớp 2	1,7	25

Góc nghiêng giữa 2 lớp đất  $b$  thay đổi từ 20° đến 90°. Kí hiệu  $E_{c12}$  là áp lực đất chủ động

trong trường hợp ranh giới hai lớp đất nằm nghiêng,  $E_{c1}$  là áp lực đất chủ động trong trường hợp nền coi như chỉ là lớp đất 1 và  $E_{c2}$  là áp lực đất chủ động trong trường hợp nền coi như chỉ là lớp đất 2. Kết quả tính toán được thể hiện trong Hình 3.1.



*Hình 3.1: So sánh áp lực đất chủ động trường hợp khảo sát 1, lớp 1 tốt hơn lớp 2,  $E_{c12}$  là áp lực đất chủ động tính với 2 lớp đất có ranh giới nghiêng,  $E_{c1}$  là áp lực đất chủ động coi 2 lớp đất như lớp 1 và  $E_{c2}$  là áp lực đất chủ động coi 2 lớp đất như lớp 2*

Hình 3.1 cho thấy rằng, với góc nghiêng  $b \leq 50^\circ$ ,  $E_{c12} < \{E_{c1}, E_{c2}\}$ , như vậy trong trường hợp này có thể quy về nền có 1 lớp để tính toán đều thiên về an toàn dù quy về theo địa chất của lớp 1 hay lớp 2. Với góc nghiêng  $b > 50^\circ$ ,  $E_{c12}$  có

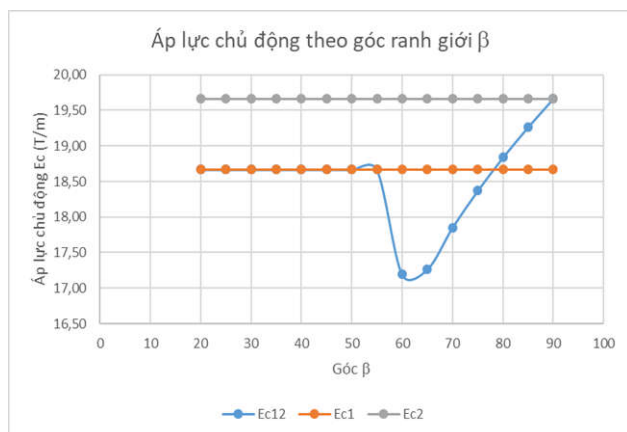
xu hướng tăng và vượt qua giá trị  $\{E_{c1}, E_{c2}\}$ , do đó nếu lấy kết quả tính toán theo  $E_{c1}$  hoặc  $E_{c2}$  là không an toàn. Trong trường hợp này phải kể đến ảnh hưởng của ranh giới giữa hai lớp đất.

□ Trường hợp 1, cố định chiều cao tường không đổi bằng 8m, thay đổi góc nghiêng  $\beta$  trong trường hợp lớp 2 tốt hơn lớp 1, có các thông số của 2 lớp đất được cho trong Bảng 3.2.

**Bảng 3.2: Thông số của 2 lớp đất khảo sát**

Lớp đất	$g$ (T/m <sup>3</sup> )	$j$ (deg)
Lớp 1	1,9	30
Lớp 2	2,0	32

Góc nghiêng giữa 2 lớp đất  $b$  thay đổi từ 20° đến 90°. Kết quả khảo sát được thể hiện trong Hình 3.2. Kết quả cho thấy rằng, với góc nghiêng  $b \leq 50^\circ$ , tương tự có  $E_{c12} < \{E_{c1}, E_{c2}\}$ , có thể lấy giá trị áp lực đất chủ động tính theo 1 lớp đất để tính toán đơn giản; với góc nghiêng  $b > 50^\circ$ ,  $E_{c12}$  biến thiên, thay đổi theo góc nghiêng  $b$ , trong trường hợp này cần kể đến ảnh hưởng của góc nghiêng này trong tính toán áp lực chủ động.



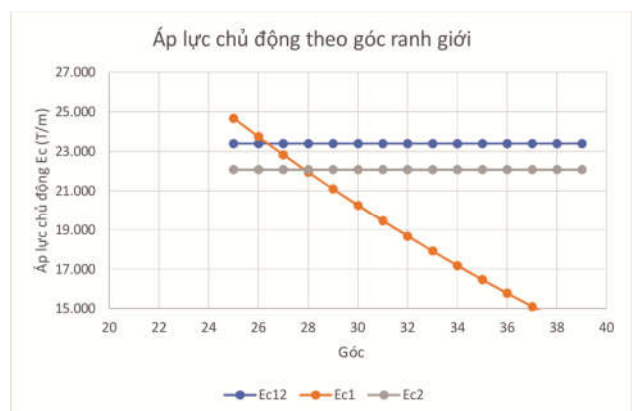
Hình 3.2: So sánh áp lực đất chủ động trường hợp khảo sát 1, lớp 2 tốt hơn lớp 1,  $E_{c12}$  là áp lực đất chủ động tính với 2 lớp đất có ranh giới nghiêng,  $E_{c1}$  là áp lực đất chủ động coi 2 lớp đất như lớp 1 và  $E_{c2}$  là áp lực đất chủ động coi 2 lớp đất như lớp 2.

□ Trường hợp 2, cố định góc nghiêng  $\beta = 70^\circ$ , cố định đặc trưng của lớp đất 2, thay đổi thông số lớp 1 (lớp đất đắp thêm). Thông số của 2 lớp đất được cho trong bảng dưới:

**Bảng 3.3: Thông số của 2 lớp đất khảo sát**

Lớp đất	$g$ (T/m <sup>3</sup> )	$j$ (deg)
Lớp 1	1,9	Thay đổi 25° đến 39°
Lớp 2	1,7	25

Góc ma sát trong của lớp 1 thay đổi từ 25° đến 39°, kết quả áp lực đất chủ động được thể hiện trong Hình 3.3. Kết quả này một lần nữa cho thấy có sự khác nhau giữa  $E_{c12}$  và  $E_{c1}, E_{c2}$ , khi  $\varphi > 26^\circ$ ,  $E_{c12} > \{E_{c1}, E_{c2}\}$  do đó không thể dùng quy đổi về 1 lớp đất để xác định áp lực đất chủ động trong trường hợp này.



Hình 3.3: So sánh áp lực đất chủ động trường hợp khảo sát 2,  $E_{c12}$  là áp lực đất chủ động tính với 2 lớp đất có ranh giới nghiêng,  $E_{c1}$  là áp lực đất chủ động coi 2 lớp đất như lớp 1 và  $E_{c2}$  là áp lực đất chủ động coi 2 lớp đất như lớp 2.

#### 4. TRƯỜNG HỢP NỀN ĐẤT GỒM CÓ 2 LỚP ĐẤT DÍNH NẪM NGHIÊNG

Tương tự áp dụng phương pháp Coulomb, xét mặt trượt phẳng BC hợp với phương ngang 1 góc  $\alpha$ , lăng thể ABC là ở trạng thái cân bằng giới hạn. Hợp lực tác dụng lên khối trượt rắn ABC  $\Sigma = 0$ , ta có :



$$\sum \vec{W} + \vec{R} + \vec{E} + \vec{c} = \vec{0}$$

Trong đó, W là trọng lượng của khối trượt ABC, R là phản lực của khối dưới lên khối ABC, E là phản lực của tường lên khối

ABC, c là lực dính. Thu gọn phương trình được biểu thức áp lực đất lên tường chắn ứng với mặt trượt BC,  $E_\alpha$  được xác định theo công thức sau:

$$E = \left[ W + c \times BC \times \frac{\sin(90 + \varphi_2)}{\sin(\alpha - \varphi_2)} \right] \times \frac{\sin(\alpha - \varphi_2)}{\sin(90 - \alpha + \varphi_2)} \quad (4-2)$$

Đặt :

$$a_1 = \frac{1}{2} \times H^2 \times \left( \frac{\gamma_1}{\tan \beta} - \frac{\gamma_2}{\tan \beta} \right); \quad a_2 = c \times H \times \cos \varphi_2; \quad a_3 = \frac{1}{2} \times H^2 \times \gamma_2 \quad (4-3)$$

$$a_4 = a_1 + 2 \times (a_2 - a_3 \times \sin \varphi_2) \times \cos \varphi_2; \quad a_5 = 2 \times (a_2 - a_3 \times \sin \varphi_2) \times \sin \varphi_2 \quad (4-4)$$

$$a_6 = \frac{a_1}{\sqrt{a_4^2 + a_5^2}}; \quad \cos a_7 = \frac{a_4}{\sqrt{a_4^2 + a_5^2}} \quad (4-5)$$

Nghiệm cực trị khi  $E' = 0$ , tương ứng với giá trị  $\alpha$  chủ động, kí hiệu  $\alpha_c$  được xác định theo phương trình (4-6), và áp lực đất chủ động  $E_c$  được xác định theo phương trình (4-7):

$$\alpha_c = \begin{cases} 45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} & (\alpha > \beta) \\ \frac{\pm \arccos a_6 + a_7}{2} + k\pi & (\alpha \leq \beta) \end{cases} \quad (4-6)$$

$$E_c = \begin{cases} \frac{\gamma_1 H^2}{2} \times \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi_1}{2} \right) - 2c \times H \times \tan \left( 45 - \frac{\varphi_1}{2} \right) & (\alpha > \beta) \\ \left[ \frac{1}{2} \times H^2 \times \left( \frac{\gamma_1}{\tan \beta} + \frac{\gamma_2}{\tan \alpha_c} - \frac{\gamma_2}{\tan \beta} \right) + c \times \frac{H}{\sin \alpha_c} \times \frac{\sin(90 + \varphi_2)}{\sin(\alpha_c - \varphi_2)} \right] \times \frac{\sin(\alpha_c - \varphi_2)}{\sin(90 - \alpha_c + \varphi_2)} & (\alpha \leq \beta) \end{cases} \quad (4-7)$$

Thay H trong biểu thức trên bằng chiều sâu z, lấy đạo hàm E theo z sẽ được cường độ của áp lực đất chủ động tác dụng lên tường tại độ sâu z:

$$p(z) = \begin{cases} \gamma_1 z \times \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi_1}{2} \right) - 2c \times \tan \left( 45 - \frac{\varphi_1}{2} \right) & (\alpha > \beta) \\ \left[ z \times \left( \frac{\gamma_1}{\tan \beta} + \frac{\gamma_2}{\tan \alpha_c} - \frac{\gamma_2}{\tan \beta} \right) + c \times \frac{1}{\sin \alpha_c} \times \frac{\sin(90 + \varphi_2)}{\sin(\alpha_c - \varphi_2)} \right] \times \frac{\sin(\alpha_c - \varphi_2)}{\sin(90 - \alpha_c + \varphi_2)} & (\alpha \leq \beta) \end{cases} \quad (4-8)$$

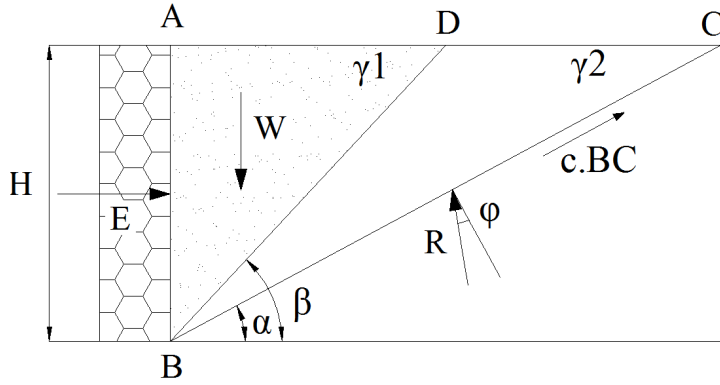
## 5. TRƯỜNG HỢP NỀN ĐẤT GỒM CÓ LỚP ĐẤT DÍNH BÊN DƯỚI LỚP ĐẤT RỜI

Xét mặt trượt phẳng BC hợp với phương ngang 1 góc  $\alpha$ , lăng thể ABC là ở trạng thái cân bằng giới hạn. Hợp lực tác dụng lên khối trượt rắn ABC  $\Sigma = 0$ , phương trình cân bằng như sau :

$$\sum \vec{W} + \vec{R} + \vec{E} + \vec{c} = \vec{0} \quad (5-1)$$

Trong đó: W là trọng lượng của khối trượt ABC, R là phản lực của khối dưới lên khối ABC, E là phản lực của tường lên khối ABC, c là lực dính. Thu gọn phương trình sẽ được biểu thức áp lực đất lên tường chắn ứng với mặt trượt BC,  $E_\alpha$  được xác định theo công thức sau :

$$E = \left[ W + c \times BC \times \frac{\sin(90 + \varphi_2)}{\sin(\alpha - \varphi_2)} \right] \times \frac{\sin(\alpha - \varphi_2)}{\sin(90 - \alpha + \varphi_2)} \quad (5-2)$$



Hình 5.1: Áp lực đất lên tường chắn trường hợp lớp đất dính nằm dưới lớp đất rời

Đặt :

$$a_1 = \frac{1}{2} \times H^2 \times \left( \frac{\gamma_1}{\tan \beta} - \frac{\gamma_2}{\tan \beta} \right); a_2 = c \times H \times \cos \varphi_2; a_3 = \frac{1}{2} \times H^2 \times \gamma_2 \quad (5-3)$$

Phương trình trở thành:

$$E = \left[ a_1 + \frac{a_3}{\tan \alpha} + \frac{a_2}{\sin \alpha \times \sin(\alpha - \varphi_2)} \right] \times \tan(\alpha - \varphi_2) \quad (5-4)$$

Để tìm cực trị của  $E(\alpha)$ , tiến hành giải đạo hàm  $E(\alpha)$ :

$$a_4 = a_1 + 2 \times (a_2 - a_3 \times \sin \varphi_2) \times \cos \varphi_2; a_5 = 2 \times (a_2 - a_3 \times \sin \varphi_2) \times \sin \varphi_2 \quad (5-5)$$

$$a_6 = \frac{a_1}{\sqrt{a_4^2 + a_5^2}}; \cos a_7 = \frac{a_4}{\sqrt{a_4^2 + a_5^2}} \quad (5-6)$$

Kết hợp hai trường hợp có nghiệm của phương trình  $E' = 0$  là  $\alpha$  chủ động, kí hiệu  $\alpha_c$ :

$$\alpha_c = \begin{cases} 45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} & (\alpha > \beta) \\ \frac{\pm \arccos a_6 + a_7}{2} + k\pi & (\alpha \leq \beta) \end{cases} \quad (5-7)$$

Thay giá trị  $\alpha$  vào phương trình áp lực đất  $E(\alpha)$ , áp lực đất chủ động trong trường hợp này được xác định theo công thức sau:

$$E_c = \begin{cases} \frac{\gamma_1 H^2}{2} \times \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi_1}{2} \right) & (\alpha > \beta) \\ \left[ \frac{1}{2} \times H^2 \times \left( \frac{\gamma_1}{\tan \beta} + \frac{\gamma_2}{\tan \alpha_c} - \frac{\gamma_2}{\tan \beta} \right) + c \times \frac{H}{\sin \alpha_c} \times \frac{\sin(90 + \varphi_2)}{\sin(\alpha_c - \varphi_2)} \right] \times \frac{\sin(\alpha_c - \varphi_2)}{\sin(90 - \alpha_c + \varphi_2)} & (\alpha \leq \beta) \end{cases} \quad (5-8)$$

Thay  $H$  trong biểu thức trên bằng chiều sâu  $z$ , lấy đạo hàm  $E$  của  $z$  được cường độ của áp lực đất chủ động tác dụng lên tường tại độ sâu  $z$ :

$$\Leftrightarrow p(z) = \begin{cases} \gamma_1 z \times \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi_1}{2} \right) & (\alpha > \beta) \\ \left[ z \times \left[ \left( \frac{\gamma_1}{\tan \beta} + \frac{\gamma_2}{\tan \alpha_c} - \frac{\gamma_2}{\tan \beta} \right) + c \times \frac{1}{\sin \alpha_c} \times \frac{\sin(90 + \varphi_2)}{\sin(\alpha_c - \varphi_2)} \right] \right] \times \frac{\sin(\alpha_c - \varphi_2)}{\sin(90 - \alpha_c + \varphi_2)} & (\alpha \leq \beta) \end{cases} \quad (5-9)$$

## 6. KẾT LUẬN

Nghiên cứu đã xây dựng được áp lực đất chủ động tác dụng lên tường chắn trong trường hợp nền gồm hai lớp có ranh giới giữa các lớp đất nằm nghiêng, sử dụng phương pháp của Coulomb, trong các trường hợp nền có hai lớp đất rời, nền có hai lớp đất dính và nền có lớp đất rời trên lớp đất dính, ứng với các trường hợp khác nhau trong thực tế. Trong trường hợp nền có hai lớp đất rời với ranh giới nghiêng, kết quả khảo sát cho thấy có sự khác nhau giữa  $E_{c12}$  và  $\{E_{c1}, E_{c2}\}$ , không thể sử dụng quy về nền chỉ có một lớp để tính toán như các phương pháp đang áp dụng thực tế hiện nay. Kết quả của nghiên cứu cũng cho thấy có thể sử dụng phương pháp của Coulomb để mở rộng ra các trường hợp tính toán đặc biệt khác.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Y.-S. Fang and I. Ishibashi, "Static earth pressures with various wall movements," *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 112, no. 3, pp. 317–333, 1986.
2. M. Yang and B. Deng, "Simplified method for calculating the active earth pressure on retaining walls of narrow backfill width

based on DEM analysis," *Advances in Civil Engineering*, vol. 2019, 2019.

3. S. Han, J. Gong, and Y. Zhang, "Earth pressure of layered soil on retaining structures," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 83, pp. 33–52, 2016.

4. Y.-S. Fang, Y.-C. Ho, and T.-J. Chen, "Passive earth pressure with critical state concept," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 128, no. 8, pp. 651–659, 2002.

5. S. Okabe, "General theory of earth pressure. Journal of the Japanese Society of civil Engineers," *tokz, Japan*, vol. 12, no. 1, 1926.

6. J. M. Duncan and R. L. Mokwa, "Passive earth pressures: theories and tests," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 127, no. 3, pp. 248–257, 2001.

7. K. Terzaghi, "General wedge theory of earth pressure," *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, vol. 106, no. 1, pp. 68–80, 1941.

8. W. J. M. Rankine, "II. On the stability of loose earth, Philos," 1857.

9. R. Whitlow, *Cơ học đất*. 1997.

10. Phan Hồng Quân, *Cơ học đất*. 2006.

# ỨNG XỬ CỦA MÓNG BÈ - CỌC CÓ XÉT ĐẾN ẢNH HƯỞNG CỦA TƯỜNG VÂY TẦNG HẦM

LÊ BÁ VINH<sup>\*\*</sup>, PHẠM QUỐC VIỆT<sup>\*\*\*</sup>,  
TÔ LÊ HƯƠNG<sup>\*\*</sup>

## *Behavior of the piled raft foundation with effects of diaphragm wall*

**Abstract:** *In designing and calculating the piled raft foundations for tall buildings, many calculations do not take into account the participation of the diaphragm walls. The load-bearing capacity of the diaphragm wall is significant when the diaphragm wall is inserted into the hard ground. In this paper, the involvement of the diaphragm wall system together with the piled raft foundation was analyzed and evaluated by the PLAXIS 3D software for specific project. With the piled raft foundation, the distribution of load on the raft is 13.48%, and the pile group is 86.52%. When the piled raft foundation is combined with the diaphragm wall, the percentage of load on the raft is 13.48%, the percentage of the load on the pile group is 70.62%, and the diaphragm wall is 15.9%. As a result, the percentage of load on the pile group decreases by 15.9% when the piled raft foundation is combined with the diaphragm. This shows the significant contribution of the diaphragm wall system, which can be designed to optimize the number of piles and save the pile foundation's cost.*

## 1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Móng bè cọc ngày nay được áp dụng rất phổ biến trong các công trình nhà cao tầng trên thế giới [1],[2],[3], và tường vây cọc barrette được thi công cắm sâu vào trong nền đất dưới đáy móng để chắn giữa áp lực đất theo phương ngang xung quanh hố đào sâu trong quá trình thi công móng bè cọc và các tầng hầm. Trong quan niệm thiết kế móng trong các công trình nhà cao tầng có tầng hầm [4],[5] hiện nay chỉ thiết kế tường vây với yêu cầu chịu tải theo phương ngang trong quá trình thi công móng tầng hầm mà chưa xét đến khả năng mang tải

đứng của tường vây. Điều này có thể dẫn đến việc chưa tận dụng hết khả năng mang tải đứng của tường vây.

Trong nghiên cứu này, các phân tích mô phỏng 3D bằng phương pháp phần tử hữu hạn được thực hiện trên công trình cụ thể. Mục đích để khảo sát các ứng xử của móng bè – cọc khi có xét đến ảnh hưởng của tường vây tầng hầm.

Trong bài báo này các phân tích, tính toán được thực hiện theo 2 trường hợp:

\* Trường hợp 1: Hệ móng bè - cọc và tường vây cọc barrette được tính toán làm việc độc lập với nhau.

\* Trường hợp 2: Tường vây cọc barrette có hai chức năng là chịu tải ngang do áp lực đất xung quanh hố đào sâu và tham gia chịu tải đứng của công trình bên trên cùng với hệ móng bè-cọc. Khi đó hệ kết cấu móng là móng bè-cọc kết hợp tường vây.

\* Bộ môn Địa Cơ – Nền Móng, Khoa Kỹ thuật Xây Dựng, Trường Đại học Bách Khoa Tp.HCM

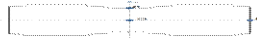
\*\* Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh

\*\*\* Học viên Cao học, Bộ môn Địa cơ – Nền móng, Khoa Kỹ Thuật Xây Dựng, Trường Đại học Bách Khoa Tp.HCM

Tác giả liên hệ: lebachinh@hcmut.edu.vn

## 2. PHÂN TÍCH ỨNG XỬ CỦA MÓNG BÈ - CỌC CÓ XÉT ẢNH HƯỞNG CỦA TƯỜNG VÂY TẦNG HÀM BẰNG PHẦN MỀM PLAXIS 3D

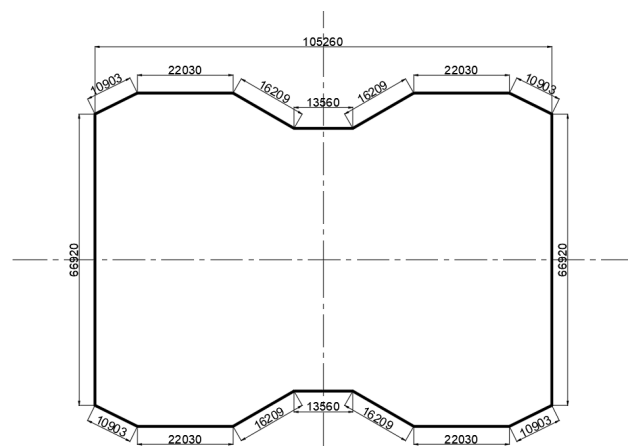
### 2.1 Tổng quan về công trình

Công trình được phân tích là nhà cao tầng, có 110 tầng và 5 tầng hầm, bè dày 7m đặt trên 417 cọc khoan nhồi có đường kính 1,5m dài 100m, tường vây dày 1,5m dài 51m, đáy móng bè ở cao độ -31m so với mặt đất, với tổng tĩnh tải và hoạt tải tác dụng lên móng theo phương đứng ở hình 2 là . Kích thước mặt bằng móng như hình 1.

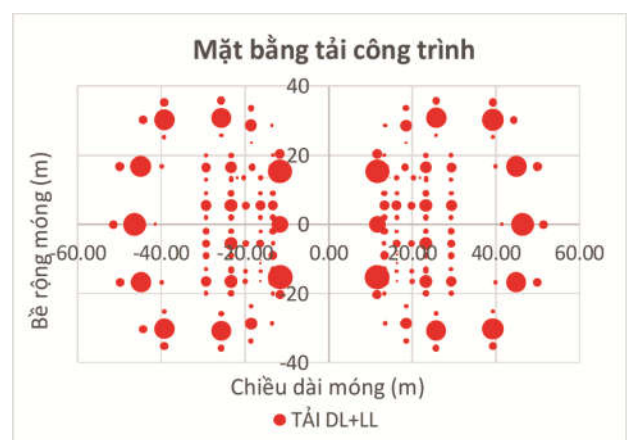
Nền đất gồm các lớp : Lớp 1: Đất san lấp ;

Lớp 2 : Bùn sét, pha cát mịn, xám nâu, chặt vừa (CH); Lớp 3: Sét, pha cát mịn đến trung bình, màu xám đen, chảy đến chặt vừa (CH); Lớp 4: Sét pha cát mịn, xám xanh nhạt, cứng đến rất cứng (CH); Lớp 5: Sét pha ít cát mịn, nâu vàng, cứng đến rất cứng (CL); Lớp 6: Sét pha cát mịn, nâu xám nhạt, cứng (CH); Lớp 7: Sét pha cát mịn, nâu xám nhạt, cứng đến rất cứng (CH); Lớp 8: Cát mịn đến trung bình, nâu vàng, chặt đến rất chặt (SM); Lớp 9: Sét pha cát mịn, nâu xám và nâu nhạt, xám xanh nhạt, rất chặt (CH); Lớp 10: Sét pha cát mịn, nâu xám nhạt, cứng (CH); Lớp 11: Sét pha, lẫn ít cát, nâu xám nhạt, rất cứng (CL); Lớp 12: Cát pha, xám nhạt nâu nhạt, chặt đến rất chặt (SM); Lớp 13: Sét, pha cát mịn, nâu xám nhạt, cứng (CH); Lớp 14: Cát pha mịn đến trung bình, vàng nâu và nâu xám nhạt, rất chặt (SM); Lớp 15: Sét pha cát, nâu xám nhạt, cứng (CL); Lớp 16: Cát mịn đến trung bình, pha một số cát thô, nâu xám nhạt, chặt đến rất chặt (SM, SM-SP); Lớp 17: Sét pha cát mịn, nâu xám nhạt, cứng (CL); Lớp 18: Sét pha cát, xám nhạt đến xám, cứng (CL); Lớp 19 : Sét pha cát mịn đến trung bình, nâu xám nhạt, cứng (CH, CL); Lớp 20: Cát pha mịn đến trung bình, vàng nâu và nâu xám nhạt, rất chặt (SM); Lớp 21: Sét pha ít cát, nâu xám nhạt cứng (CL); Lớp 22: Sét pha cát mịn, nâu xám, cứng (CL); Lớp 23: Sét pha cát mịn đến trung bình, nâu nhạt, xám nhạt,

cứng (CL); Lớp 24 : Cát pha mịn đến trung bình, vàng nâu, nâu xám và nâu nhạt , rất cứng (SM); Lớp 25 : Sét pha cát mịn, vàng nâu, cứng (CL); Lớp 26 :Sét pha cát, nâu xám nhạt, cứng (CL); Lớp 27 :Cát mịn đến trung bình, pha ít phù sa, nâu xám nhạt, rất chặt (SM, SM-SP); Lớp 28: Sét pha cát mịn, vàng nâu, cứng (CL); Lớp 29: Sét pha một ít cát, nâu xám nhạt, cứng (CL); Lớp 30: Cát pha mịn đến trung bình, nâu xám và nâu xám nhẹ, rất chặt (SM); Lớp 31: Sét pha ít cát, nâu nhẹ xám nhẹ, cứng (CL). Các chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất như thể hiện ở bảng 1 được sử dụng làm thông số đầu vào khi khai báo mô hình trong phần mềm Plaxis 3D [6]. Mô hình các lớp đất được thể hiện như hình 5. Mô hình các phần tử cọc, bè, tường vây trong phần mềm Plaxis 3D được thể hiện như hình 6.



Hình 1: Mặt bằng bè móng



Hình 2: Mặt bằng phân bố tải trọng truyền xuống móng

**Bảng 1: Thông số các lớp đất khai báo trong mô hình Plaxis**

Parameter	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3	Lớp 4	Lớp 5	Lớp 6	Lớp 7
Depth (m)	1,5	3	16	19,5	22	25	26,5
Material model	HS	HS	HS	HS	HS	HS	HS
Drainage type	Drained	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)
$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19	18	15,29	18,5	19	20,2	19,4
$\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	18	15,29	18,5	19	20,2	19,4
$e_{\text{int}}$	0,5	0,9	0,9	0,9	0,828	0,728	0,823
$E_{50}^{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	10000	16250	5292	22951	31174	22551	24285
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	10000	16250	5292	22951	31174	22551	24285
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	30000	48750	15876	68852	93522	67652	72856
Power (m)	1	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
$\nu_{\text{ur}}$ (nu)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$p_{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-	-	60	125	282	300	300
$c_{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5	17	10,9	7,6	7,6	8	9,2
$\phi$ (°)	26	11	18,8	20,2	20,2	20	19,8
Kx (m/day)	8,64E-03	1,58E-04	6,73E-04	1,58E-04	1,58E-04	1,16E-04	1,16E-04
Ky (m/day)	8,64E-03	5,26E-05	2,24E-04	5,26E-05	5,26E-05	3,85E-05	3,85E-05
Strength	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual
$R_{\text{inter}}$	0,8	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7

**Bảng 1: (tiếp theo)**

Parameter	Lớp 8	Lớp 9	Lớp 10	Lớp 11	Lớp 12	Lớp 13	Lớp 14
Depth (m)	31	35,5	41	43	49	52	58
Material model	HS	HS	HS	HS	HS	HS	HS
Drainage type	Drained	Undrained (A)	Undrained (A)	Drained	Drained	Drained	Drained
$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,5	19,6	20,8	19	20	21,1	20
$\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,5	19,6	20,8	19	20	21,1	20
$e_{\text{int}}$	0,923	0,538	0,538	0,538	0,538	0,538	0,538
$E_{50}^{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	31000	37529	37529	213200	54000	234000	99000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	31000	37529	37529	213200	54000	234000	99000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	93000	112588	112588	639600	162000	702000	297000
Power (m)	1	0,5	0,5	0,5	1	0,5	1
$\nu_{\text{ur}}$ (nu)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$p_{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	-	-
$c_{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	9,6	9,6	24,6	0	27	0
$\phi$ (°)	39,49	19,1	19,1	20	38	21	35
Kx (m/day)	8,64E-03	3,25E-04	3,25E-04	3,25E-04	8,64E-03	3,25E-04	8,64E-03

Parameter	Lớp 8	Lớp 9	Lớp 10	Lớp 11	Lớp 12	Lớp 13	Lớp 14
Ky (m/day)	8,64E-03	1,08E-04	1,08E-04	1,08E-04	8,64E-03	1,08E-04	8,64E-03
Strength	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual
R <sub>inter</sub>	0,8	0,7	0,7	0,8	0,9	0,8	0,9

**Bảng 1: (tiếp theo)**

Parameter	Lớp 15	Lớp 16	Lớp 17	Lớp 18	Lớp 19	Lớp 20	Lớp 21
Depth (m)	59,5	73	74,5	76	90,7	100	104,5
Material model	HS	HS	HS	HS	HS	HS	HS
Drainage type	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	20	20	20,9	21,6	21	21,7
$\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	20	20	20,9	21,6	21	21,7
$e_{\text{int}}$	0,538	0,538	0,538	0,538	0,538	0,538	0,538
$E_{50}^{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	494000	105000	280800	228800	436800	121500	421200
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	494000	105000	280800	228800	436800	121500	421200
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1482000	315000	842400	686400	1310400	364500	1263600
Power (m)	0,5	1	0,5	0,5	0,5	1	0,5
$v_{\text{ur}}$ (nu)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$p_{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	-	-
$c_{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	57		32,4	26,4	50,4	0	48,6
$\phi$ (°)	30	40	22	20	29	43	29
Kx (m/day)	3,25E-04	8,64E-03	3,25E-04	3,25E-04	3,25E-04	8,64E-03	3,25E-04
Ky (m/day)	1,08E-04	8,64E-03	1,08E-04	1,08E-04	1,08E-04	8,64E-03	1,08E-04
Strength	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual
R <sub>inter</sub>	0,8	0,9	0,8	0,8	0,8	0,9	0,8

**Bảng 1: (tiếp theo)**

Parameter	Lớp 22	Lớp 23	Lớp 24	Lớp 25	Lớp 26	Lớp 27	Lớp 28
Depth (m)	110,5	114,5	122,5	124	125,5	136	139
Material model	HS	HS	HS	HS	HS	HS	HS
Drainage type	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained
$\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	21	20,3	20	21	21	21	21
$\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	21	20,3	20	21	21	21	21
$e_{\text{int}}$	0,538	0,538	0,538	0,538	0,538	0,538	0,538
$E_{50}^{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	400400	260000	120000	416000	457600	75000	260000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	400400	260000	120000	416000	457600	75000	260000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1201200	780000	360000	1248000	1372800	225000	780000
Power (m)	0,5	0,5	1	0,5	0,5	1	0,5
$v_{\text{ur}}$ (nu)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$p_{\text{ref}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	-	-

Parameter	Lớp 22	Lớp 23	Lớp 24	Lớp 25	Lớp 26	Lớp 27	Lớp 28
$c_{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	46,2	30	0	48	52,8	0	30
$\varphi$ (°)	27	25	41	28	29	38	24
Kx (m/day)	3,25E-04	3,25E-04	8,64E-03	3,25E-04	3,25E-04	8,64E-03	3,25E-04
Ky (m/day)	1,08E-04	1,08E-04	8,64E-03	1,08E-04	1,08E-04	8,64E-03	1,08E-04
Strength	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual	Manual
$R_{inter}$	0,8	0,8	0,9	0,8	0,8	0,9	0,8

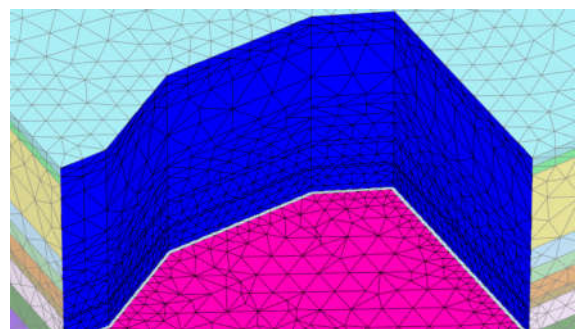
**Bảng 1.** (tiếp theo và hết)

Parameter	Lớp 29	Lớp 30	Lớp 31
Depth (m)	140,5	143,5	150
Material model	HS	HS	HS
Drainage type	Drained	Drained	Drained
$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	21	21	21
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	21	21	21
$e_{int}$	0,538	0,538	0,538
$E_{50}^{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	260000	75000	416000
$E_{oed}^{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	260000	75000	416000
$E_{ur}^{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	780000	225000	1248000
Power (m)	0,5	1	0,5
$v_{ur}$ (nu)	0,2	0,2	0,2
$p_{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	-	-	-
$c_{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	30	0	48
$\varphi$ (°)	26	37	27
Kx (m/day)	3,25E-04	8,64E-03	3,25E-04
Ky (m/day)	1,08E-04	8,64E-03	1,08E-04
Strength	Manual	Manual	Manual
$R_{inter}$	0,8	0,9	0,8

## 2.2. Ảnh hưởng của chiều dài tường vây đến hệ móng bè - cọc

Trường hợp 1, tường vây cọc barrette và bè cọc làm việc độc lập với nhau theo phương đứng như hình 3.

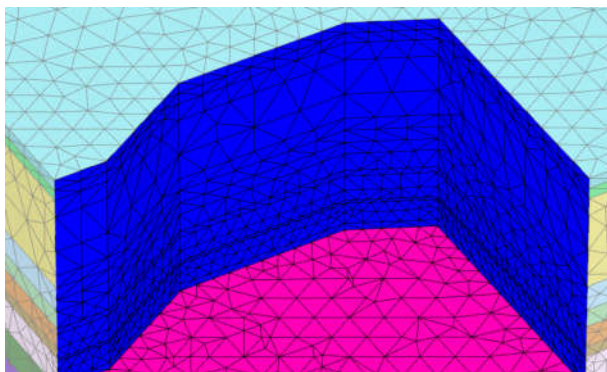
Tách riêng hoàn toàn móng bè với hệ tường vây với khoảng cách nhỏ nhất, vì hệ móng này được xử lý bằng Jet grouting ở cao độ tại mũi tường vây nên đáy móng không bị đẩy trôi.



*Hình 3: Mô hình phần tử tường vây trong phần mềm Plaxis 3D*



Trường hợp 2, tường vây cọc barrette và bè-cọc cùng làm việc đồng thời với nhau như hình 4.



Hình 4: Mô hình móng bè cọc liên kết với tường barrette bằng Plaxis 3D

Chia các phần tử vách và móng bè sao cho các điểm giữa tường và móng bè trùng với nhau.

Xem xét ảnh hưởng của chiều dài tường vây đến hệ móng bè – cọc với chiều dài tường lần lượt là 51m, 61m, 71m, 81m, 91m.

Xem xét chênh độ lún giữa hai điểm trên móng bè  $S_{diff}$  theo hai phương của móng bè:

$$S_{diff}^X = |S_B - S_O|$$

$$S_{diff}^Y = |S_A - S_O|$$

Trong đó:

$S_A, S_B, S_O$  lần lượt là độ lún tại điểm A, B, O trên bè.

Tỷ số giữa độ chênh lún giữa hai trường hợp trên dựa vào  $R_{diff}$  :

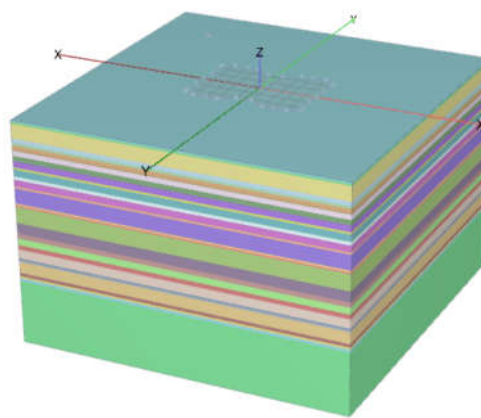
$$R_{diff}^X = S_{diff-case2}^X / S_{diff-case1}^X$$

$$R_{diff}^Y = S_{diff-case2}^Y / S_{diff-case1}^Y$$

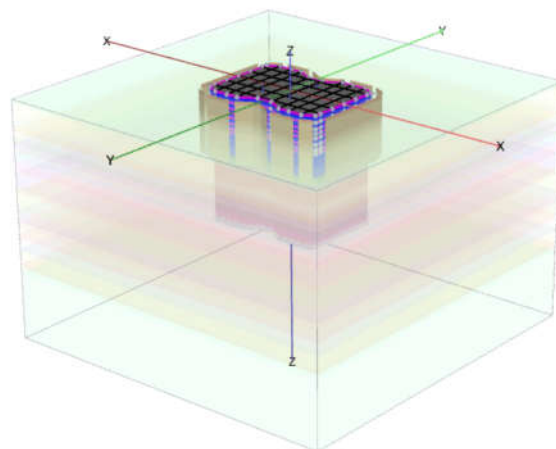
Trong đó:

-  $S_{diff-case1}^X$  và  $S_{diff-case1}^Y$  lần lượt là chênh độ lún giữa hai điểm trên móng bè theo phương X và phương Y của móng bè trong trường hợp 1.

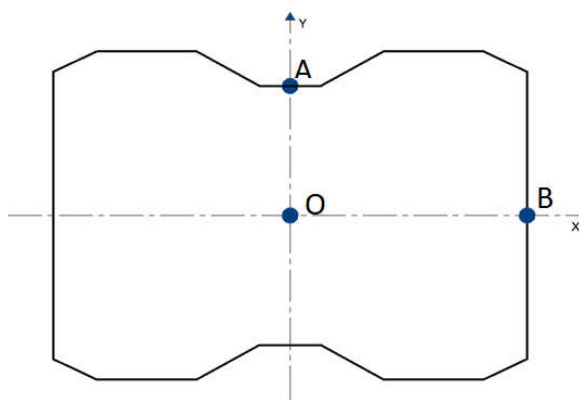
-  $S_{diff-case2}^X$  và  $S_{diff-case2}^Y$  lần lượt là chênh độ lún giữa hai điểm trên móng bè theo phương X và phương Y của móng bè trong trường hợp 2.



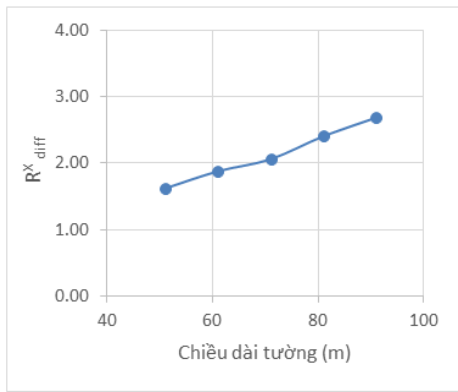
Hình 5: Mô hình phần tử các lớp đất trong phần mềm Plaxis 3D



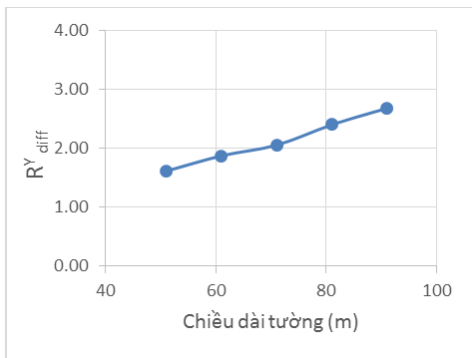
Hình 6: Mô hình các phần tử cọc, bè, tường vây trong phần mềm Plaxis 3D



Hình 7: Vị trí các điểm khảo sát lún trên móng bè



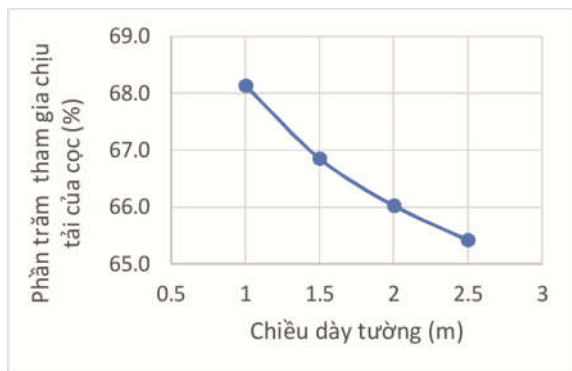
Hình 8: Sự thay đổi của độ lún lệch theo phương X theo chiều dài tường vây



Hình 9: Sự thay đổi của độ lún lệch theo phương Y theo chiều dài tường vây.

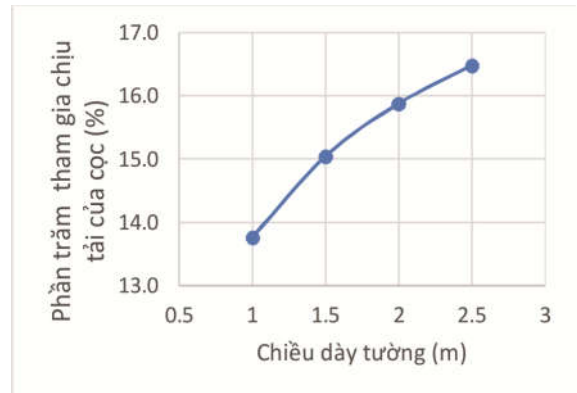
Kết quả phân tích ở hình 8 và hình 9 cho thấy, khi chiều dài tường vây càng lớn thì chênh lệch lún tại tâm móng bê (điểm O) so với hai điểm A và B (như vị trí trong hình 7) càng lớn. Đồng thời, độ lún ở biên của bê càng giảm đáng kể, khoảng cách từ tường đến tâm bê lớn nên độ lún tại tâm bê không thay đổi nhiều.

### 2.3. Ảnh hưởng của bề dày tường vây đến hệ móng bê-cọc

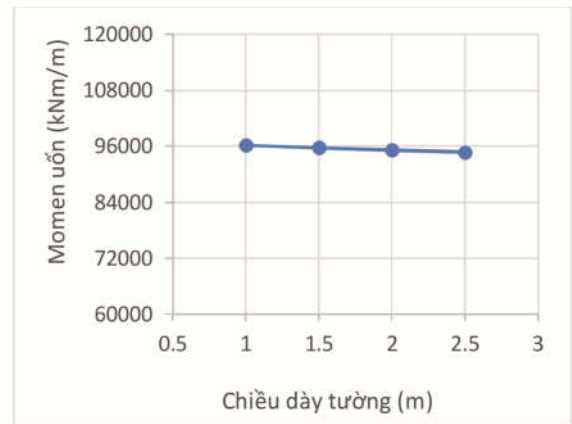


Hình 10: Phần trăm tham gia chịu tải của các cọc khi bề dày tường thay đổi

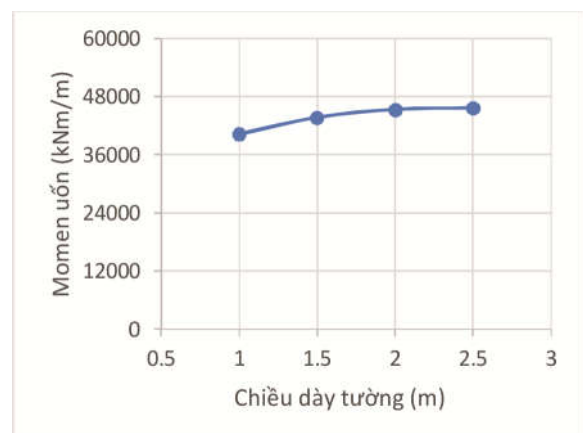
Xem xét ảnh hưởng của bề dày tường vây đến hệ móng bê-cọc với bề dày tường vây lần lượt là 1m, 1,5m, 2m và 2,5m.



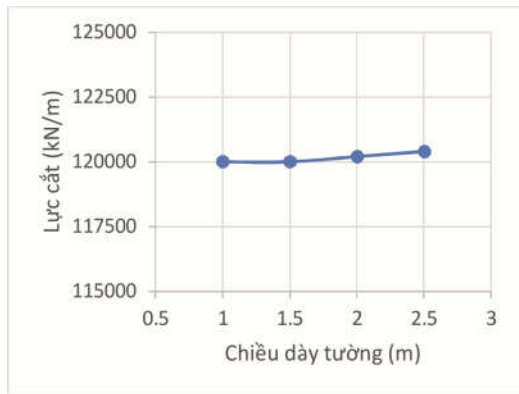
Hình 11: Phần trăm tham gia chịu tải của tường khi bề dày tường thay đổi



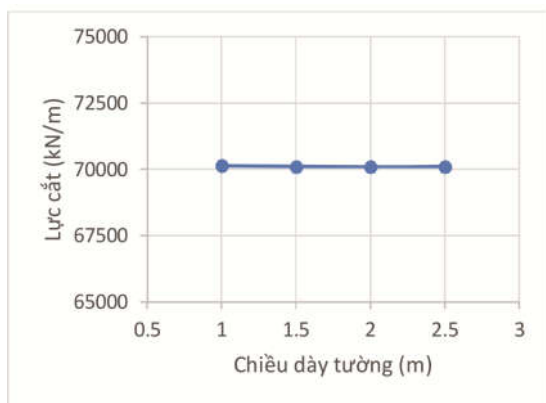
Hình 12: Momen dương lớn nhất trong bê khi bề dày tường thay đổi



Hình 13: Momen âm lớn nhất trong móng bê khi bề dày tường thay đổi



Hình 14: Lực cắt âm lớn nhất trong móng bê khi bề dày tường thay đổi



Hình 15: Lực cắt dương lớn nhất trong móng bê khi bề dày tường thay đổi

Như vậy, trong móng bê cọc kết hợp tường vây, bề dày tường vây cũng ảnh hưởng đến phần chịu tải của cọc và tường. Hình 10 cho thấy phần trăm chịu tải của cọc giảm dần khi bề dày tường tăng từ 1m đến 2.5m. Đối với phần chịu tải của tường thì ngược lại. Với bề dày tường vây là 1m có độ mảnh lớn và độ cứng của hệ tường thấp dẫn đến khi chịu tải tường bị uốn cong làm cho khả năng chịu tải giảm, khi tăng bề dày tường lên thì độ mảnh giảm đi cùng với độ cứng tăng lên làm cho phần chịu tải của tường tăng lên. Nhưng khi bề dày tường tăng từ 1m đến 2.5m thì phần chịu tải của tường tăng không đáng kể, chỉ tăng lên 2,72% (xem hình 11) trong khi khối lượng, chi phí của tường tăng nhiều. Do đó tăng bề dày tường lên không hiệu quả trong việc làm tăng khả năng chịu lực theo phương đứng của tường. Nội lực trong bê ảnh hưởng không đáng kể khi bề dày tường thay đổi như kết quả trong các hình 12, 13, 14 và 15.

Người phân biện: PTS, TS NGUYỄN DŨNG

### 3. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Hệ tường vây tầng hầm có tham gia gánh tải đứng đáng kể của hệ móng, từ đó có thể giảm số lượng cọc hay chiều dài cọc cùng với giảm thời gian thi công và tối ưu chi phí xây dựng nhưng vẫn đảm bảo công trình vẫn ổn định.

Hệ tường vây tầng hầm cũng ảnh hưởng đến sự chênh lún giữa điểm ngoài biên và tâm móng bè, trong trường hợp bài toán trên hệ tường vây làm tăng độ lún giữa các điểm trên móng bè, do đó cần xem xét yếu tố này khi thiết kế.

Bề dày tường vây quá mảnh làm cho khả năng tiếp nhận tải trọng đứng của tường cũng bị hạn chế. Nhưng bề dày tường vây quá dày cũng làm cho hệ móng gánh thêm tải và làm tăng chi phí nhưng khả năng chịu tải trọng đứng của tường tăng lên không đáng kể.

Để xem xét ảnh hưởng qua lại giữa tường vây và móng bè-cọc nên dùng các phần mềm chuyên dụng để xét đầy đủ các yếu tố trên như Plaxis 3D.

#### Lời cảm ơn

Chúng tôi xin cảm ơn Trường Đại học Bách Khoa, ĐHQG-HCM đã hỗ trợ cho nghiên cứu này.

### TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Horikoshi K, Randolph MF. Centrifuge modelling of piled raft foundations on clay. *Geotechnique* 1996;46(4):741–52.
2. Katzenbach R, Arslan U, Moormann C. Piled raft foundation projects in Germany. *Design Applications of Raft Foundations*, Hemsley. Thomas Telford, London; 2000. p. 323–91.
3. Yamashita K, Hamada J, Soga Y. Settlement and load sharing of piled raft of a 162m high residential tower. In: *Proc. international conference on deep foundations and geotechnical in situ testing*, Shanghai, China; 2010. p.2
4. Kok Hun Goh, R. Mair, "Response of framed buildings to excavation-induced movements," 2014.
5. Poulos HG. Piled raft foundations: design and applications. *Geotechnique* 2001;51(2):95–113.
6. Plaxis Advanced Computational Geotechnics Singapore 2011.

# ỨNG DỤNG PHƯƠNG PHÁP KHÔNG LƯỚI SPH TRONG BÀI TOÁN TƯƠNG TÁC ĐẤT NỀN – ỐNG NGẦM

NGUYỄN TRUNG KIÊN<sup>\*,\*\*</sup>

LÊ BÁ VINH<sup>\*,\*\*</sup>

LÊ TRỌNG NGHĨA<sup>\*,\*\*</sup>

## *Application of mesh-free method SPH in the analysis of soil-buried pipe interaction*

**Abstract:** Buried pipeline networks are the important infrastructures in the transportation of water, gas, and oil to residents and businesses of urban centers. These structures are buried underground and susceptible to damage caused by soil movement. Conventionally, the finite element method (FEM) is used to analyse the interaction between pipeline and surrounding soil. However, in many cases of geohazards, the soil experiences large displacements and cannot be robustly modeled by this widely-used approach. This paper proposes an application of the Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) approach to analyze the soil-buried pipeline interaction, which is applicable to scenarios of large soil displacements. The results from SPH simulation agree well with the experimental data, and are superior to FEM in predicting the failure surface of the soil.

**Keywords:** SPH, FEM, soil- pipe interaction, hybrid approach.

## 1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Hệ thống đường ống ngầm là một kết cấu hạ tầng quan trọng trong các dự án xây dựng, với nhiệm vụ vận chuyển nước, khí đốt đến các khu vực dân cư và thương mại [1]. Các đường ống ngầm được chôn dưới đất và chịu tác động trực tiếp từ chuyển vị của đất nền. Do đó việc nghiên cứu tương tác giữa đất nền - ống ngầm là rất cần thiết nhằm đảm bảo an toàn, ổn định cho kết cấu trong quá trình thiết kế, thi công, vận hành và bảo dưỡng.

Phương pháp phần tử hữu hạn (Finite element method FEM) được sử dụng rất rộng rãi để phân tích bài toán tương tác này [2-5]. Tuy

nhien, trong các trường hợp chuyển vị lớn của đất nền, việc mô phỏng nền đất bằng lưới phần tử gặp bất lợi lớn. Các phần tử sẽ bị biến dạng (xoắn) ở mức độ lớn, và gây ra sai số đáng kể khi phân tích tính toán.

Để khắc phục hạn chế của phương pháp FEM khi mô phỏng các bài toán chuyển vị lớn, các phương pháp không lưới được áp dụng. Bài báo này sẽ trình bày ứng dụng của phương pháp Thủy động lực học hạt mịn (Smoothed Particle Hydrodynamics - SPH) trong việc phân tích tương tác đất nền - ống ngầm với chuyển vị lớn của nền đất. Kết quả phân tích bằng phương pháp SPH sẽ được so sánh với kết quả từ phương pháp FEM. Đồng thời, kết quả từ phương pháp SPH cũng sẽ được so sánh với kết quả quan trắc thực tế, từ đó đánh giá được độ tin cậy của bài toán mô phỏng.

\* Bộ môn Địa cơ – Nền móng, khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách khoa Tp.HCM

\*\* Đại học Quốc gia thành phố Hồ Chí Minh

Tác giả liên hệ: nguyentrungkien@hcmut.edu.vn (Nguyễn Trung Kiên)

## 2. CÁC PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH BÀI TOÁN TƯƠNG TÁC ĐẤT NỀN - ỒNG NGÂM

### 2.1. Phương pháp Thủy động lực học hạt mịn [6]

Phương pháp SPH là phương pháp không lưới dạng hạt, dựa vào công thức Lagrangian. Miền khảo sát được rời rạc hóa thành tập hợp của các hạt rời rạc không liên kết với nhau. Các hạt này chứa các thông tin của vật liệu và thể hiện trạng thái của miền khảo sát (v.d, khối lượng riêng và vận tốc). Các hạt sẽ vận động tuân theo các định luật bảo toàn khối lượng, động lượng, và năng lượng.

Ý tưởng chính của phương pháp SPH là thể hiện các đại lượng (v.d, khối lượng, động lượng, năng lượng) dưới dạng tích phân (kernel approximation); sau đó các đại lượng này và đạo hàm của chúng tại một điểm được tính toán xấp xỉ thông qua các hạt trong vùng lân cận (particle approximation). Hàm số của một đại lượng vật lý được thể hiện dưới dạng tích phân như sau:

$$f(x) = \int_{\Omega} f(x')W(x-x',h)dx' \quad (1)$$

Trong đó:  $f(x)$  là hàm của đại lượng vật lý,  $W$  là hàm lõi (kernel function),  $h$  là chiều dài thể hiện vùng ảnh hưởng của hàm lõi,  $x$  và  $x'$  là vị trí không gian. Sau đó, việc xấp xỉ hàm số và đạo hàm được tính toán thông qua các công thức (2) và (3):

$$f(x_i) = \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} f(x_j) \cdot W_{ij} \quad (2)$$

$$\nabla f(x_i) = - \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} f(x_j) \cdot \nabla W_{ij} \quad (3)$$

Trong đó:  $x_i$  và  $x_j$  là vị trí của hạt  $i$  và  $j$ ,  $\nabla$  là toán tử đạo hàm (gradient),  $m$  là khối lượng của hạt,  $\rho$  là khối lượng riêng của hạt,  $W_{ij} = W_i - W_j$ ,  $N$  là tổng số hạt nằm trong vùng ảnh hưởng của hạt  $i$ .

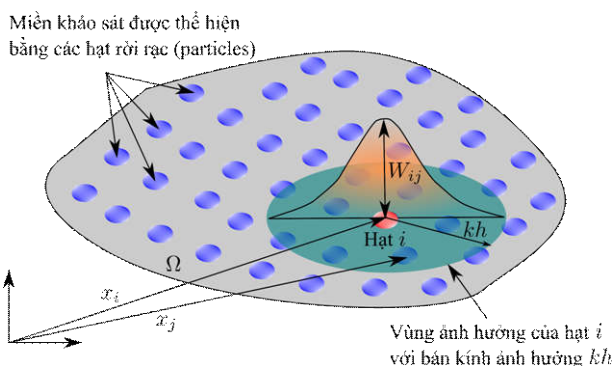
Sau cùng, sử dụng các công thức xấp xỉ (2) và (3), các phương trình bảo toàn khối lượng,

động lượng, và năng lượng được viết lại ở dạng vi phân toàn phần như sau:

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} \rho_i &= -\rho_i \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} (v_j - v_i) \nabla W_{ij} \\ \frac{d}{dt} v_i &= - \sum_{j=1}^N m_j \left( \frac{\sigma_i}{\rho_i^2} + \frac{\sigma_j}{\rho_j^2} \right) \nabla W_{ij} \\ \frac{d}{dt} e_i &= \sum_{j=1}^N \frac{\sigma_i}{\rho_i^2} m_j (v_j - v_i) \nabla W_{ij} \end{aligned} \quad (4)$$

Trong đó:  $v$  là vận tốc của hạt,  $\sigma$  là tensor ứng suất của hạt, và  $e$  là năng lượng của hạt.

Về bản chất, SPH là phương pháp không lưới, do đó không có sai số do lưới phần tử hữu hạn bị biến dạng như trong trường hợp của phương pháp FEM.



Hình 1: Rời rạc hóa miền khảo sát trong phương pháp SPH.

### 2.2. Phương pháp Phần tử hữu hạn

Phương pháp FEM được sử dụng rất rộng rãi trong các phần mềm thương mại như Plaxis, Etabs, LsDyna, Ansys, Abaqus. Độc giả muốn tìm hiểu thêm về phương pháp này có thể tìm đọc thêm trong các tài liệu hướng dẫn sử dụng của các phần mềm kể trên.

### 2.3. Phương pháp hỗn hợp

Phương pháp SPH rất hiệu quả trong việc mô phỏng chuyển vị lớn của nền đất. Tuy nhiên phương pháp này yêu cầu xác định tất cả các hạt nằm trong vùng ảnh hưởng của hạt  $i$ , với  $i$  chạy từ 1 đến  $N$ . Quá trình tính toán này diễn ra trong từng bước giải (time step), khiến cho

việc khối lượng tính toán nhiều và tốc độ giải quyết bài toán chậm. Phương pháp FEM thì ngược lại, khối lượng tính toán ít hơn, tốc độ nhanh hơn, nhưng không phù hợp với các bài toán chuyển vị lớn. Do đó, phương pháp hỗn hợp được hình thành, nhằm tận dụng ưu điểm của từng phương pháp riêng lẻ. Ở miền chuyển vị nhỏ, FEM sẽ được sử dụng để mô phỏng, và ở khu vực chuyển vị lớn, SPH được dùng để rời rạc hóa miền khảo sát.

### 3. PHÂN TÍCH TƯƠNG TÁC ĐẤT NỀN - ỐNG NGẦM

Trautmann [7] tiến hành thí nghiệm tương tác ngang giữa đất nền - ống ngầm trong điều kiện đất nền là cát khô, rời, chặt vừa, và chặt. Thí nghiệm khảo sát cho các trường hợp  $H/D = \{1.5 \div 13\}$ , trong đó  $H$  là chiều sâu tính đến tâm ống ngầm,  $D$  là đường kính ống ngầm. Bài báo này dùng số liệu của thí nghiệm số 20 để so sánh với kết quả mô phỏng. Trong thí nghiệm đó, đường kính ống ngầm là 102 mm,  $H/D = 5.5$ , ống ngầm được đẩy di chuyển ngang trong cát Cornell khô, rời, với dung trọng riêng khô  $\gamma_s = 14.8 \text{ kN/m}^3$ .

Bài toán được phân tích bằng 2 phương pháp: (i) nền đất được mô phỏng hoàn toàn bằng phần tử hữu hạn (sau đây gọi là phương pháp FEM), và (ii) nền đất gần ống ngầm được mô phỏng bằng các hạt SPH và nền đất phía ngoài được mô phỏng bằng phần tử hữu hạn FEM (sau đây gọi là phương pháp SPH).

#### 3.1. Mô hình theo phương pháp FEM

Thí nghiệm được mô phỏng và phân tích với phần mềm 3D LS-DYNA. Ống ngầm được xem là cứng hơn nhiều so với đất nền xung quanh, và mô phỏng như là vật liệu cứng tuyệt đối. Đất nền được mô phỏng bằng phần tử tứ giác, ứng xử theo mô hình đàn hồi - dẻo lý tưởng với mặt phá hoại Mohr - Coulomb. Với đất cát rời, góc giãn nở  $\psi = 0$ . Góc nội ma sát cho bài toán biến dạng phẳng  $\phi' = 38.6^\circ$  [8]. Lực dính rất nhỏ  $c' = 0.1 \text{ kPa}$  được thêm vào nhằm tăng tính ổn

định của mô hình số. Mặt tiếp xúc (interface) giữa đất nền và ống ngầm được chọn là “automatic surface-to-surface”, cho phép sự tách rời và sự trượt giữa bề mặt ống ngầm và đất nền xung quanh. Ma sát giữa ống ngầm và đất được giả thiết tuân theo định luật ma sát Coulomb, với góc ma sát lấy bằng  $0.6\phi'$  [7]. Hệ số Poisson là 0.3. Sự biến thiên của module Young theo độ sâu lấy theo công thức của O'Rourke [9]:  $E = 2 \times 10^{-13.97} (\gamma_s \sigma_{vc}^{0.0378})^{13.7}$  với  $\sigma_{vc}$  là ứng suất theo phương đứng tại tâm ống ngầm. Module Young tăng tuyến tính theo độ sâu, với mức tăng là 1040 kPa/m, thể hiện ảnh hưởng của ứng suất bản thân đất nền.

Mô hình FEM và các điều kiện biên của bài toán được thể hiện trên hình 2. Việc mô phỏng được tiến hành theo hai bước: (i) Phân tích mô hình chịu tác dụng của tải trọng bản thân đất và ống ngầm, và (ii) Ống ngầm được áp chuyển vị và di chuyển theo phương ngang trong đất nền.

#### 3.2. Mô hình theo phương pháp SPH

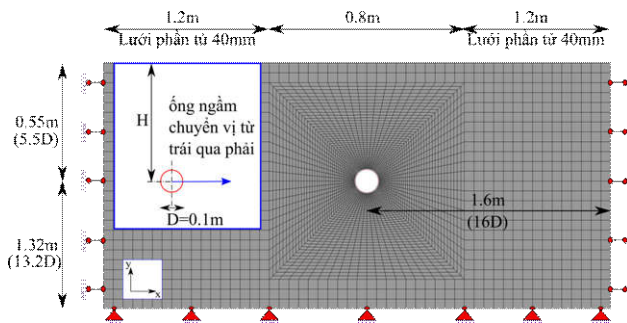
Khu vực đất nền xung quanh ống ngầm được mô phỏng bằng các hạt SPH rời rạc. Trong khi đó, đất nền phía ngoài được mô phỏng bằng phần tử FEM, như trong hình 3. Tại mặt tiếp xúc (interfaces) giữa hạt đất SPH và tứ giác đất FEM, tương tác “tied-nodes-to-surface-constrained-offset” được sử dụng nhằm đảm bảo điều kiện tương thích, chuyển vị của hạt SPH tương thích với chuyển vị của các nút FEM.

Mặt tiếp xúc giữa ống ngầm và các hạt đất SPH được mô phỏng bằng tương tác “automatic-nodes-to-surface”, cho phép sự tách rời và trượt của các hạt SPH so với ống ngầm. Ma sát tuân theo định luật ma sát Coulomb, với góc ma sát lấy bằng  $0.6\phi'$ .

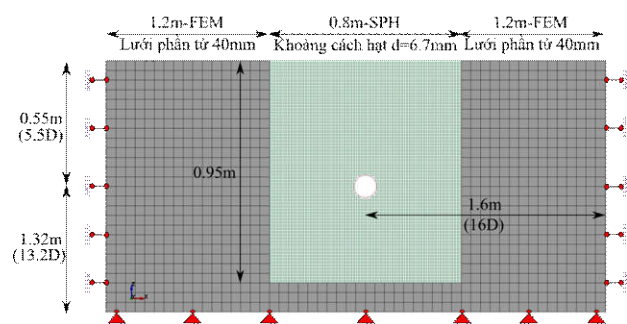
Hàm lõi  $W$  được chọn là hàm cubic B-spline, được sử dụng phổ biến trong phương pháp SPH, được xác định theo công thức:

$$W = \frac{1}{\pi h^3} \begin{cases} 1 - \frac{3}{2}R^2 + \frac{3}{4}R^3 & 0 \leq R < 1 \\ \frac{1}{4}(2-R)^3 & 1 \leq R < 2 \\ 0 & R \geq 2 \end{cases} \quad (5)$$

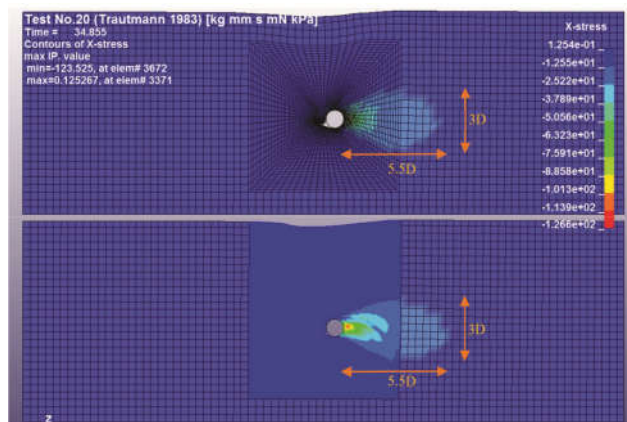
Trong đó,  $R = d_{ij} / h$ , với  $d_{ij}$  là khoảng cách giữa hai hạt SPH.



Hình 2: Mô hình bài toán với phương pháp FEM

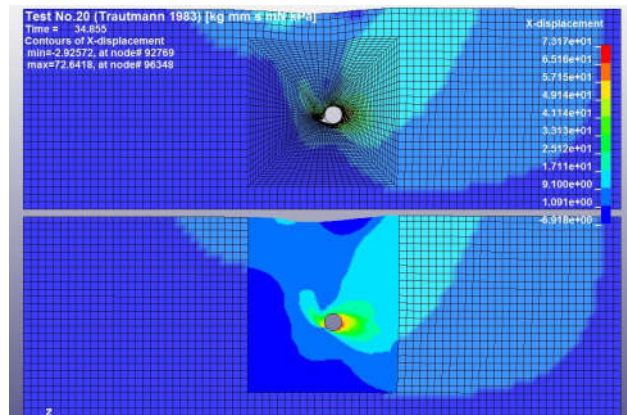


Hình 3: Mô hình bài toán với phương pháp SPH

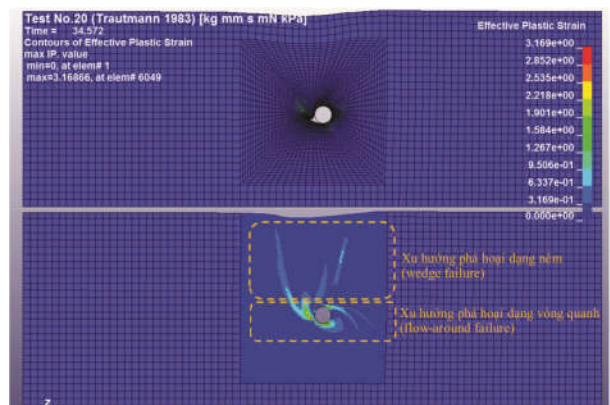


Hình 4: Ứng suất theo phương ngang  $\sigma_{xx}$  khi phân tích bằng FEM và SPH

Hằng số  $k$  áp dụng cho bán kính vùng ảnh hưởng là 1.2. Độc giả có thể tìm hiểu thêm về phương pháp SPH thông qua tài liệu [10].



Hình 5: Chuyển vị theo phương ngang  $u_x$  khi phân tích bằng FEM và SPH



Hình 6: Biến dạng dẻo hữu hiệu khi phân tích bằng FEM và SPH

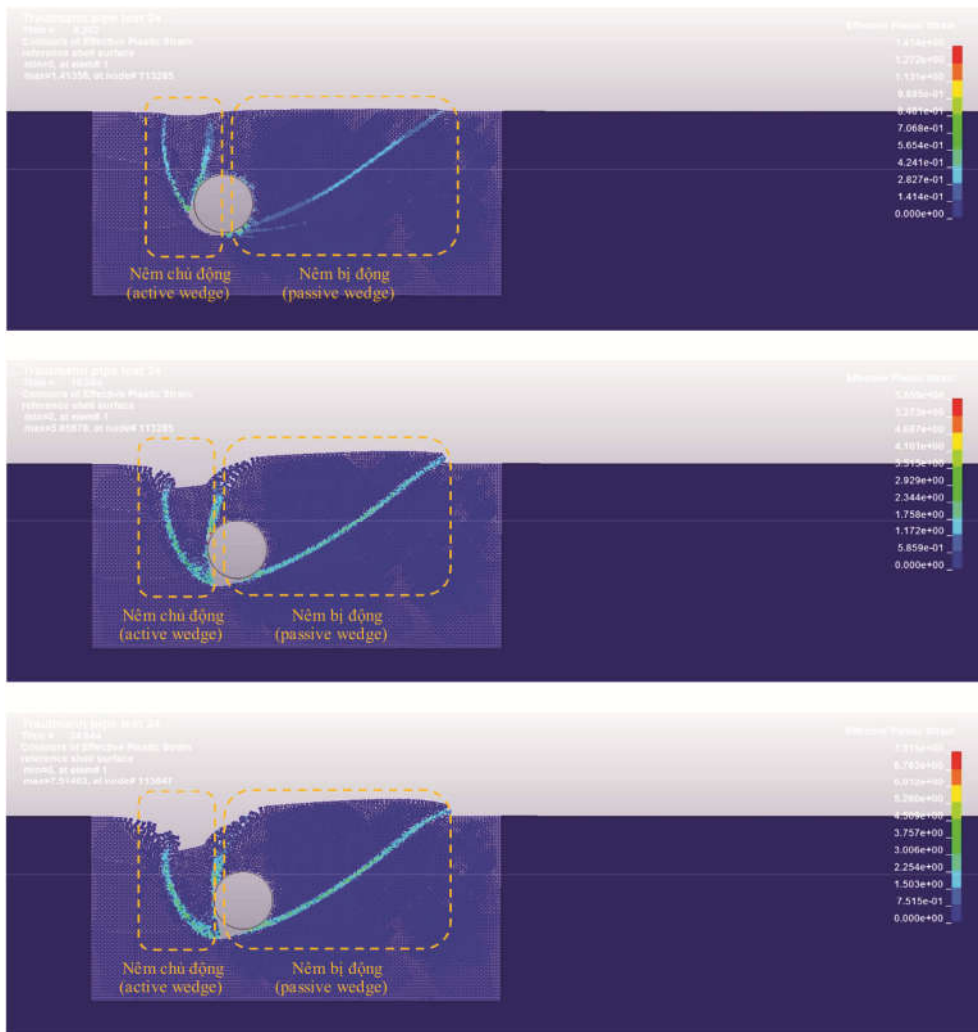
#### 4. PHÂN TÍCH KẾT QUẢ

Kết quả mô phỏng bằng phương pháp FEM và SPH được so sánh với nhau. Hình 4 thể hiện trường ứng suất theo phương ngang  $\sigma_{xx}$  khi ống ngầm chuyển vị ngang tương đối so với đất nền. Vùng đất nền phía sau theo hướng di chuyển của ống ngầm (vùng bên phải ống) chính là vùng bị ảnh hưởng nhiều nhất, thể hiện qua sự gia tăng áp lực ngang. Hình dạng vùng ảnh hưởng (xấp xỉ  $5.5D \times 3D$ ) và áp lực ngang lớn nhất ( $\sigma_{xx, \max} = -127kPa$ ) của 2 phương pháp phân tích là phù hợp với nhau. Hình 5 thể

hiện trường chuyển vị theo phương ngang  $u_x$ , và kết quả của 2 phương pháp phân tích khá tương đồng, với chuyển vị lớn nhất  $u_{x,max} = 7.3cm$ . Hình 6 trình bày kết quả của biến dạng dẻo hữu hiệu, và do đó chỉ rõ xu hướng phá hoại trong đất nền. Rất nhiều kết quả nghiên cứu đã chỉ rõ xu hướng hình thành mặt phá hoại của đất nền, theo đó mặt phá hoại sẽ có dạng nêm (wedge failure) nếu độ sâu chôn ống nhỏ, và dạng vòng quanh (flow-around) nếu độ sâu chôn ống lớn [11]. Với độ sâu chôn ống trung bình  $H/D=5.5$ , kết quả của phương pháp SPH cho thấy rõ xu hướng xuất hiện của cả 2 dạng phá hoại. Trong phương pháp FEM, sự biến dạng/xoắn lớn (distortion) của các phần tử tứ giác lân cận ống ngầm đã khiến cho kết

quả tính toán không đạt độ tin cậy cần thiết, và xu hướng của mặt phá hoại không xuất hiện chính xác.

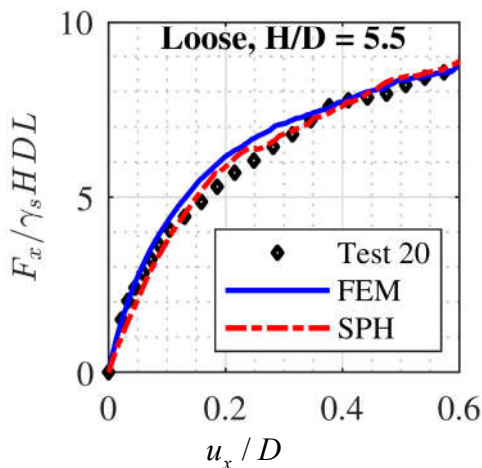
Một mô hình SPH tương tự được xây dựng để mô phỏng trường hợp  $H/D=1.5$ . Với trường hợp độ sâu chôn ống ngầm nhỏ này, theo các kết quả nghiên cứu trước đây, mặt phá hoại được dự đoán là có dạng nêm [11]. Hình 7 thể hiện biến dạng dẻo hữu hiệu ở các thời điểm khác nhau. Ta nhận thấy rõ xu hướng phát triển mặt phá hoại hình nêm trong đất nền. Một điều đáng lưu ý là phương pháp SPH có khả năng mô phỏng “dòng chảy” của các hạt đất một cách hiệu quả. Vùng trống phía sau ống ngầm nhanh chóng được lấp đầy bởi các hạt đất SPH. Đây là ưu điểm chính của SPH so với FEM.



Hình 7: Biến dạng dẻo hữu hiệu ở các thời điểm  $t=9.3$  giây,  $19.6$  giây, và  $24.6$  giây



Kết quả đáng tin cậy của phương pháp SPH được kiểm chứng khi so sánh với dữ liệu thí nghiệm thực tế. Hình 8 biểu diễn mối quan hệ giữa phản lực ngang của đất tác dụng lên ống ngầm  $F_x$  và chuyển vị ngang  $u_x$  của ống ngầm. Kết quả của phương pháp SPH phù hợp với kết quả thí nghiệm thực tế của Trautmann [7]. Lưu ý là kết quả của phương pháp FEM cũng phù hợp, lý do là vì phản lực ngang của đất nền chủ yếu đến từ vùng đất nền phía sau theo hướng di chuyển của ống ngầm (vùng bên phải ống). Tuy nhiên nếu sau đó ống ngầm đảo chiều chuyển vị, kết quả của phương pháp FEM sẽ không còn đáng tin cậy nữa, do các phần tử tứ giác mô phỏng đất bên trái ống bị biến dạng (distorted) lớn.



Hình 8: Đường cong lực - chuyển vị

## 5. KẾT LUẬN

Bài báo trình bày ứng dụng của phương pháp không lưới SPH trong bài toán phân tích tương tác giữa đất nền - ống ngầm. Một số kết luận được rút ra từ bài toán mô phỏng:

(i) Vùng ảnh hưởng của đất nền phía sau ống ngầm (xấp xỉ  $5.5D \times 3D$ ), áp lực ngang lớn nhất trong đất ( $\sigma_{xx,max} = -127kPa$ ), và trường chuyển vị ngang của đất ( $u_{x,max} = 7.3cm$ ) xác định bằng phương pháp SPH đạt được độ tin cậy cao, phù hợp với kết quả FEM.

(ii) Khi xét đến xu hướng phá hoại trong nền đất, phương pháp SPH có khả năng mô phỏng được các dạng phá hoại của đất nền (dạng nêm, dạng vòng quanh), thể hiện rõ ưu điểm của SPH trong việc mô phỏng chuyển vị lớn so với FEM.

(iii) Phương pháp SPH cho kết quả đáng tin cậy về đường cong quan hệ giữa phản lực đất nền và chuyển vị ống ngầm, đạt được độ phù hợp cao với kết quả thí nghiệm thực tế.

### Lời cảm ơn

Chúng tôi xin cảm ơn Trường Đại học Bách Khoa, ĐHQG Tp.HCM đã hỗ trợ thời gian, phương tiện và cơ sở vật chất cho nghiên cứu này.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. CIA, 2018. The world factbook 2018. Washington, DC: CIA.
2. Ni, P., Moore, I.D. and Take, W.A., 2018. Numerical modeling of normal fault-pipeline interaction and comparison with centrifuge tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 105, pp.127-138.
3. Vazouras, P., Karamanos, S.A. and Dakoulas, P., 2010. Finite element analysis of buried steel pipelines under strike-slip fault displacements. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(11), pp.1361-1376.
4. Vazouras, P., Dakoulas, P. and Karamanos, S.A., 2015. Pipe-soil interaction and pipeline performance under strike-slip fault movements. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 72, pp.48-65.
5. Daiyan, N., Kenny, S., Phillips, R. and Popescu, R., 2011. Investigating pipeline-soil interaction under axial-lateral relative movements in sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(11), pp.1683-1695.

6. Liu, M.B. and Liu, G., 2010. Smoothed particle hydrodynamics (SPH): an overview and recent developments. *Archives of computational methods in engineering*, 17(1), pp.25-76.
7. Trautmann, C.H., 1983. *Behavior of pipe in dry sand under lateral and uplift loading*. Cornell University.
8. Olson, N.A., 2009. Soil Performance for large scale soil-pipeline tests [PhD Thesis]. *Ithaca (NY): Cornell University*.
9. O'Rourke, T.D., 2010. Geohazards and large, geographically distributed systems. *Géotechnique*, 60(7), pp.505-543.
10. Hallquist, J.O., 2006. LS-DYNA theory manual. *Livermore software Technology corporation*, 3, pp.25-31.
11. Audibert, J.M. and Nyman, K.J., 1977. Soil restraint against horizontal motion of pipes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(10), pp.1119-1142.

# PHƯƠNG PHÁP ĐÁNH GIÁ SỨC CHỊU TẢI CỌC ÉP TỪ KẾT QUẢ NÉN TĨNH TẠI HIỆN TRƯỜNG

NGUYỄN NGỌC THẮNG\*

*The method for evaluating the load-bearing capacity of piles based on axial static compression test results in field conditions*

*Abstract: Determining the load-bearing capacity of reinforced concrete pile by using the static axial compression test method is a reliable approach, allowing for the verification of load-bearing capacity calculation methods based on theory, and thus selecting the most accurate load-bearing capacity value of the pile. This method is suitable for the practical working model of the pile and soil, resulting in a highly reliable evaluation of the load-bearing capacity of the pile. However, this method still has some issues, such as the quantification of displacement at the pile head corresponding to ultimate load is only a convention, or the axial compression load,  $P_{th}$ , is designated as 1.5-2 times the design load-bearing capacity,  $P_{tk}$ , while the value of  $P_{tk}$  depends on the theoretical calculation method of the pile's load-bearing capacity, geotechnical conditions, and pile depth, resulting in different errors in the obtained results. This article is based on the results of static axial compression tests on piles conducted at some construction sites in weak soil areas in Ho Chi Minh City to compare and evaluate with the load-bearing capacity values calculated from various theoretical methods in TCVN 10304:2014.*

*Keywords: Pile, static compression tests, load-bearing capacity, design load-bearing capacity.*

## 1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Phương án móng cọc được lựa chọn thiết kế cho hầu hết các công trình dân dụng và công nghiệp có tải trọng lớn trên nền đất yếu, đặc biệt ở khu vực Đồng bằng sông Cửu Long trong đó có Thành phố Hồ Chí Minh. Tải trọng công trình qua cọc truyền xuống các lớp đất tốt bên dưới qua sức chịu tải đầu mũi và ma sát bên giữa cọc và đất. Số liệu tính toán thiết kế móng cọc chủ yếu là các đặc trưng cơ lý được xác định từ thí nghiệm trong phòng hoặc các kết quả thí nghiệm hiện trường và

giá trị tải trọng phần bên trên công trình truyền xuống. Tính toán thiết kế cọc khoan nhồi được chỉ dẫn khá cụ thể, chi tiết và tường minh trong tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 10304 : 2014 [7] và các chỉ dẫn thiết kế. Tuy nhiên, tính chính xác của kết quả tính toán thiết kế không chỉ phụ thuộc vào các thông số đất nền được cung cấp mà còn phụ thuộc vào phương án thi công cũng như các ứng xử phức tạp của đất nền.

Để đánh giá chính xác khả năng chịu tải của cọc, sau khi thi công các thí nghiệm hiện trường được tiến hành kiểm tra. Kết quả thí nghiệm sẽ là cơ sở để đánh giá sức chịu tải cọc, từ đó chọn được sức chịu tải của cọc sát với điều kiện tính

---

\* Khoa Công trình, Trường Đại học Thủy lợi  
175 Tây Sơn, Đống Đa, Hà Nội

toán và làm việc thực tế cần được thí nghiệm kiểm tra. Hiện nay, phương pháp thí nghiệm cọc được nghiên cứu và ứng dụng phổ biến, bao gồm thí nghiệm nén tĩnh, thí nghiệm động và thí nghiệm thử tĩnh động. Việc thử tải cọc có hai mục đích chính: 1) Đảm bảo rằng cọc được kiểm tra có khả năng chịu được lực thẳng đứng (đôi khi có thể là lực ngang) theo tải trọng thiết kế; 2) Xác định các thông tin chi tiết về khả năng chịu lực ma sát thành bên và khả năng chịu lực của đáy cọc [1-4].

Phương pháp thử tải trọng tĩnh truyền thống là phương pháp trực tiếp xác định sức chịu tải của cọc, thực chất là xem xét ứng xử của cọc (độ lún) trong điều kiện cọc làm việc như thực tế dưới tải trọng công trình. Phương pháp này sử dụng hệ thống cọc neo hoặc dùng các vật nặng chất phía trên đỉnh cọc là đối trọng để gia tải nén cọc. Trong thí nghiệm này, cọc được gia tải theo từng cấp đến tải trọng thường bằng 1,5- 2,0 lần tải trọng thiết kế. Cấp tải sau được tác dụng khi độ lún ở cấp tải trước đã ổn định. Dựa trên quan hệ tải trọng-độ lún, sức chịu tải của cọc được xác định với một hệ số an toàn xác định bởi thiết kế [8]. Hiện nay phương pháp này vẫn được coi là phương pháp có độ chính xác cao nhất. Ở Việt Nam hiện nay phương pháp thí nghiệm nén tĩnh đã trở nên quen thuộc và được sử dụng khá phổ biến.

## 2. THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỌC

### 2.1. Phương pháp gia tải bằng tải trọng tĩnh

#### a) Tổng quan chung

Đây là phương pháp thí nghiệm kinh điển và được xem là phương pháp đáng tin cậy nhất để kiểm tra khả năng chịu tải của cọc, được áp dụng rộng rãi ở Việt Nam. Thí nghiệm được thực hiện bằng các tác dụng lực kéo nén ( lực nhỏ ) hoặc lực ngang ( lực vuông góc) với trục cọc. Trong hầu hết các tiêu chuẩn thí nghiệm cọc hiện nay đều đề cập đến 2 quy trình nén tĩnh chủ yếu: Phương pháp tải trọng không đổi (Maintained load, ML) và phương pháp tốc độ

dịch chuyển không đổi (Constant rate of penetration, CRP) [3, 8].

Quy trình nén chậm với tải trọng không đổi, cho phép đánh giá đồng thời khả năng chịu tải và độ lún của cọc theo thời gian. Nhược điểm quy trình này là đòi hỏi nhiều thời gian có thể kéo dài nhiều ngày. Quy trình CRP được thực hiện nhằm mục đích duy nhất là đánh giá khả năng chịu tải giới hạn của cọc, ưu điểm của quy trình này là rất nhanh chỉ từ 3 – 5 phút. Ngoài ra còn một số quy trình thí nghiệm nhanh với tải không đổi quy trình này chỉ giới hạn thời gian gia tải ở mỗi cấp không đặt ra yêu cầu về độ lún quy ước; quy trình thí nghiệm cân bằng là biến thể của quy trình ML cho phép giảm thời gian thí nghiệm với biện pháp này cọc nhanh chóng đạt tới trạng thái ổn định.



Hình 1: Hiện trường gia tải thí nghiệm nén tĩnh cọc

Sơ đồ Hiện trường gia tải thí nghiệm nén tĩnh cọc được thể hiện như trên 1. Tải trọng thí nghiệm được cung cấp bởi các kích thủy lực. Các kích thủy lực này được bố trí trên cọc thí nghiệm và ở dưới dầm ngang. Khi kích hoạt động truyền tải trọng nén xuống cọc thử đồng thời truyền tải trọng lên dầm ngang tạo một lực nhỏ lên các cọc phản lực. Khi thực hiện thí nghiệm ứng suất được truyền từ cọc phản lực xuống đất đá, các ứng suất này có thể gây ảnh hưởng đến sự làm việc của cọc thí nghiệm. Vì

thể cọc phân lực nên đặt đủ xa cọc thử để giảm thiểu ảnh hưởng này. Một phương pháp khác để tạo phân lực lên cọc thí nghiệm là dùng hệ neo cường độ cao (high-strength anchors). Góc nghiêng và chiều dài của neo phải được tính toán sao cho vùng truyền lực của các neo là đủ xa cọc thí nghiệm [9].

TCVN 9393:2012 Cọc - Phương pháp thử nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trực được chuyển đổi từ TCXDVN 269:2002 [8], Tiêu chuẩn này quy định phương pháp thử nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh dọc trực áp dụng cho cọc đơn thẳng đứng, cọc đơn xiên, không phụ thuộc kích thước và phương pháp thi công (đóng, ép, khoan thả, khoan dẫn, khoan nhồi...) trong các công trình xây dựng. Tiêu chuẩn không áp dụng cho thí nghiệm cọc tre, cọc cát và trụ vật liệu rời. Thí nghiệm cọc bằng phương pháp tải trọng tĩnh ép dọc trực (sau đây gọi là thí nghiệm nén tĩnh cọc) có thể được thực hiện ở giai đoạn: thăm dò thiết kế và kiểm tra chất lượng công trình.

Thí nghiệm nén tĩnh cọc ở giai đoạn thăm dò thiết kế (sau đây gọi là thí nghiệm thăm dò): Tiến hành trước khi thi công cọc đại trà nhằm xác định các số liệu cần thiết kế về cường độ, biến dạng và mối quan hệ tải trọng - chuyển vị của cọc làm cơ sở cho thiết kế hoặc điều chỉnh tính toán thiết kế, chọn thiết bị và công nghệ thi công cọc phù hợp. Lưu ý trong trường hợp biết rõ điều kiện đất nền và có kinh nghiệm thiết kế cọc khu vực lân cận thì không nhất thiết phải tiến hành thí nghiệm thăm dò.

Thí nghiệm nén tĩnh cọc ở giai đoạn kiểm tra chất lượng công trình (sau đây gọi là thí nghiệm kiểm tra): Tiến hành trong thời gian thi công hoặc sau khi thi công xong cọc nhằm kiểm tra sức chịu tải của cọc theo thiết kế và chất lượng thi công cọc. Cọc thí nghiệm thăm dò thường được thi công riêng biệt ngoài phạm vi móng công trình. Cọc thí nghiệm kiểm tra được chọn trong số các cọc của móng công trình.

Một số các phương pháp thí nghiệm thử tĩnh cọc phân loại theo phương pháp gia tải thí nghiệm: Phương pháp thử tải duy trì chậm (SM); Phương pháp thử tải duy trì nhanh (QM); Phương pháp thử tải với tốc độ xuyên không đổi (CRP); Phương pháp thí nghiệm theo chu kỳ của Thụy Điển (SC).

*b) Phương pháp thử tải duy trì chậm (QM):* Phương pháp thử tải duy trì chậm gồm các bước như sau:

Quá trình gia tải cọc chia thành 8 bước với các cấp tải bằng nhau đạt đến 200% tải trọng thiết kế, các bước gia tải như sau: 25%, 50%, 75%, 100%, 125%, 150%, 175% và 200%.

Duy trì các cấp tải trọng tới khi tốc độ lún cọc giảm tới 0,25mm/h nhưng cũng không kéo dài quá 2 giờ.

Duy trì cấp tải 200% trong 24 giờ.

Sau thời gian duy trì yêu cầu lại giảm tải từng cấp với biên độ 20% và mỗi cấp tải được duy trì 1 giờ.

Sau khi tăng tải và giảm tải lại tiếp tục tăng tải và giảm tải như trên tới 1,5 lần tải trọng thiết kế và mỗi cấp giữ trong thời gian 20 phút.

Sau đó lại tăng tải với mỗi bước là 10% tải trọng thiết kế cho tới khi phá hoại và mỗi cấp giữa tải trong thời gian 20 phút.

Nhận xét: Phương pháp thí nghiệm gia tải chậm được xem là phương pháp phổ biến trong việc khảo sát hiện trường trước thi công cọc đại trà. Tuy nhiên nhược điểm của phương pháp là thời gian thí nghiệm kéo dài cho các cấp gia tải và giảm tải, trung bình từ 40 đến 70 giờ hoặc trong nhiều trường hợp phải kéo dài hơn khi tốc độ phát triển biến dạng nhỏ.

*c) Phương pháp thử tải duy trì nhanh (QM):* chỉ dẫn phương pháp thí nghiệm này gồm:

Tải trọng tác dụng lên cọc được tăng theo 20 bước và tăng đến 300% tải trọng thiết kế (mỗi cấp tải tăng bằng 20% tải trọng thiết kế).

Giữ cấp tải trọng trong 5 phút đồng thời cứ 2,5 phút đọc số liệu 1 lần.

Dùng kích để bổ sung tải nhằm duy trì được

mức tải thí nghiệm hoặc phải tăng bổ sung đạt đến mức tải thí nghiệm.

Sau khoảng 5 phút khi đạt được tải trọng thí nghiệm ta giảm tải chia thành bốn cấp bằng nhau, mỗi cấp duy trì 5 phút.

Nhận xét: Phương pháp thí nghiệm gia tải nhanh rút ngắn thời gian thí nghiệm nên đạt hiệu quả kinh tế, thời gian tiến hành thí nghiệm trung bình từ 3 đến 5 giờ. Tuy nhiên phương pháp thí nghiệm này gần như là phương pháp thí nghiệm không thoát nước, nên không dùng để đánh giá độ lún cọc.

c) *Phương pháp thí nghiệm với tốc độ xuyên không đổi (CRP)*: Phương pháp này gồm các bước:

Lực tác dụng lên đầu cọc để có độ lún 1,25 mm/phút.

Giá trị lực tác dụng với tốc độ xuyên trên được ghi lại theo từng cấp tải.

Thí nghiệm được tiến hành đến khi xác định độ xuyên của cọc trong nền tổng cộng đạt từ 50 đến 75mm.

Nhận xét: Ưu điểm của phương pháp này là thời gian nhanh, trung bình từ 2 đến 3 giờ cho một thí nghiệm và kinh tế. Phương pháp này có giá trị đặc biệt phù hợp đối với tính toán cọc huy động sức chịu tải ma sát nhưng không thể dùng cho cọc chống. Trong trường

hợp xuyên qua tầng đất cứng cần xác định lực xuyên tương ứng để có biện pháp gia tải phù hợp.

d) *Phương pháp thí nghiệm theo chu kỳ Thủy Điển (SC)*: phương pháp này gồm các bước thí nghiệm như sau:

Tải trọng tác dụng lên cọc lấy bằng 1/3 tải trọng thiết kế.

Đỡ tải còn 1/6 tải trọng thiết kế, lặp lại quy trình gia tải và dỡ tải 20 lần.

Tăng cấp gia tải cao hơn 50% so với cấp trước ở bước 1, sau đó lặp lại bước 2.

Quy trình thí nghiệm tiếp tục cho đến khi đạt phá hoại.

Nhận xét: Phương pháp thí nghiệm tới phá hoại này tốn thời gian và ứng xử của cọc chịu thay đổi theo chu kỳ sẽ khác với ứng xử cọc nguyên. Phương pháp này sử dụng cho các dự án có tải trọng thay đổi theo chu kỳ. Trong phương pháp này cọc thí nghiệm được xem là phá hoại khi: Tổng chuyển vị đầu cọc vượt quá 10% đường kính hoặc cạnh cọc vuông; Cọc bị lún liên tục khi không thay đổi tăng cấp tải; Vật liệu cọc bị phá hoại.

Hình 2 dưới đây minh họa bố trí đồng hồ đo lực (thông qua áp lực dầu trong pittong của kích) và đồng hồ đo chuyển vị trong thí nghiệm nén tĩnh cọc.



Hình 2: Minh họa thiết bị đo lực và đồng hồ chuyển vị thí nghiệm nén tĩnh cọc

## 2.2. Đánh giá sức chịu tải cọc từ kết quả thí nghiệm nén tĩnh

### a) Tổng quan chung

Phân tích kết quả thí nghiệm có ý nghĩa hết sức quan trọng đến việc đánh giá cọc sau thí nghiệm. Các phương pháp phân tích đánh giá được sử dụng dựa trên tải trọng phá hoại cực hạn của cọc, ở các tiêu chuẩn và chỉ dẫn thiết kế khác nhau cũng có những quy định riêng, phụ thuộc vào quy mô, số lượng cọc, kinh nghiệm thực tế để áp dụng. Tải trọng phá hoại cực hạn của cọc là tải trọng mà khi đó cọc lún nhanh dưới tác dụng tải trọng xác định. Những định nghĩa khác về sự phá hoại là giới hạn chuyển vị tùy ý và cọc được xem là phá hoại khi đỉnh cọc chuyển vị bằng 10% đường kính đáy cọc hoặc độ lún thô xấp xỉ 1,5in (38mm), còn chuyển vị tinh 0,75in (19 mm), khi cọc chịu tải trọng gấp 2 lần tải trọng thiết kế [3, 4, 6].

Tải trọng giới hạn của cọc sau thi công có thể được đánh giá thông qua thí nghiệm nén tĩnh cọc, tồn tại một số phương pháp thí nghiệm khác nhau và phương pháp đánh giá tải trọng giới hạn khác nhau cho kết quả thí nghiệm thu được. Trong thực tế, thí nghiệm nén tĩnh đều căn cứ trên tính toán thiết kế và kết quả không cho phép đánh giá trực tiếp tải trọng giới hạn. Phương pháp đánh giá tải trọng giới hạn khác nhau có thể đưa đến giá trị khác nhau, tùy thuộc vào quan điểm và kinh nghiệm của người thiết kế.

Xác định sức chịu tải giới hạn theo chuyển vị giới hạn quy ước: Theo phương pháp này, sức chịu tải giới hạn của cọc được xác định dựa trên mối quan hệ giữa độ lún quy ước  $S_t$  và tải trọng cực hạn  $Q_u$  với các hệ số an toàn khác nhau. Cụ thể trị số sức chịu tải cho phép được xác định theo 3 cách: 1) Tải trọng tương ứng với chuyển vị quy ước đầu cọc là 8mm chia cho hệ số an toàn  $F_s = 1,25$ ; 2) Tải trọng tương ứng với chuyển vị đầu cọc bằng 10% đường kính cọc; và 3) Tải trọng lớn nhất có được trong quá trình thí

nghiệm cọc (thời điểm cọc bị tụt) chia cho hệ số an toàn  $F_s = 2,0$  [3], [4].

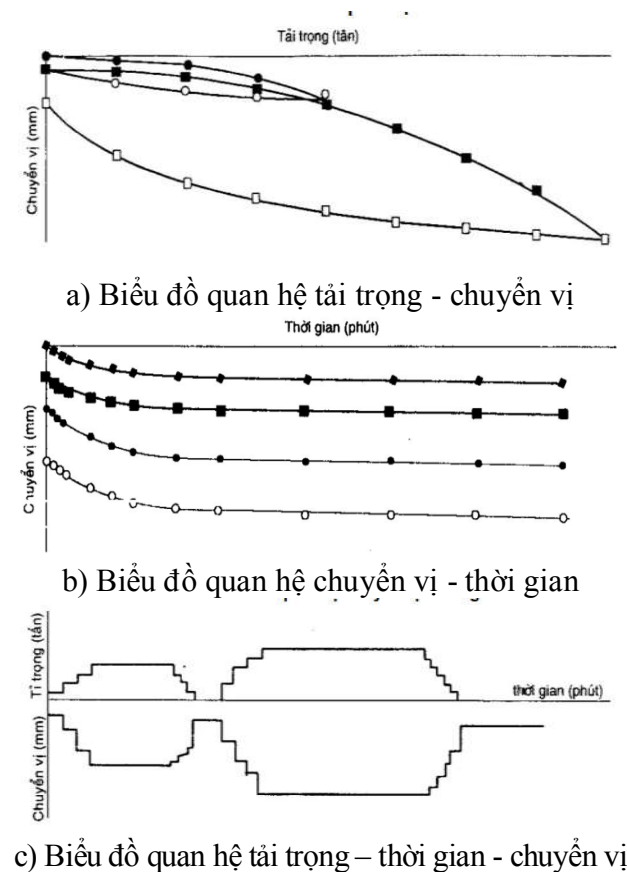
Xác định sức chịu tải giới hạn theo phương pháp đồ thị: Sức chịu tải giới hạn của cọc được xác định dựa trên đường cong quan hệ tải trọng – chuyển vị, các dạng đường cong được thiết lập khá đa dạng, tùy thuộc vào phương pháp gia tải và độ lớn các cấp tải hoặc tùy thuộc vào thời gian của các cấp tải. Như vậy tùy vào hình dạng đường cong trong phương pháp đồ thị này mà sức chịu tải cọc khoan nhồi được xác định theo hai trường hợp sau: 1) Nếu đường cong tải trọng – chuyển vị  $S = f(P)$  có điểm uốn rõ ràng, sức chịu tải giới hạn là tải trọng tương ứng với điểm đường cong bắt đầu thay đổi tốc độ đột ngột hoặc đường cong gần như song song với trục chuyển vị; 2) Trường hợp đường cong  $S = f(P)$  thay đổi chậm không thể xác định điểm uốn, khi đó tùy theo các đồ thị khác nhau mà nhiều tác giả đưa ra những phương pháp xác định khác nhau như phương pháp Davisson, phương pháp Chin, phương pháp De Beer và Wallays hay phương pháp Fuller và Hoy, ... [4], [5]. Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9393:2012 đưa ra quy định về phương pháp thí nghiệm nén tĩnh cọc nhưng chưa trình bày chi tiết phương pháp phân tích kết quả để đánh giá tải trọng giới hạn của cọc theo thiết kế.

### b) Xác định sức chịu tải giới hạn theo phương pháp đồ thị theo TCVN 9393:2012 [7]

Phân tích kết quả thí nghiệm có ý nghĩa hết sức quan trọng đến việc đánh giá cọc sau thí nghiệm. Các phương pháp phân tích đánh giá được sử dụng dựa trên tải trọng phá hoại cực hạn của cọc, ở các tiêu chuẩn và chỉ dẫn thiết kế khác nhau cũng có những quy định riêng, phụ thuộc vào quy mô, số lượng cọc, kinh nghiệm thực tế để áp dụng. Tải trọng phá hoại cực hạn của cọc là tải trọng mà khi đó cọc lún nhanh dưới tác dụng tải trọng xác định. Những định nghĩa khác về sự phá hoại là giới hạn chuyển vị tùy ý và cọc được xem là phá hoại khi đỉnh cọc chuyển vị bằng 10% đường kính đáy cọc hoặc

độ lún thô xấp xỉ 1,5in (38mm), còn chuyển vị tinh 0,75in (19 mm), khi cọc chịu tải trọng gấp 2 lần tải trọng thiết kế.

Trong nội dung nghiên cứu này sẽ trình bày phân tích đánh giá sức chịu tải cọc theo phương pháp đồ thị TCVN 9393: 2012. Trong phương pháp này Sức chịu tải giới hạn được xác định dựa trên hình dạng đường cong quan hệ tải trọng - chuyển vị  $S = f(P)$ ,  $\log S = f(\log P)$ . Trong nhiều trường hợp tùy theo số liệu kết quả thí nghiệm thu được cần kết hợp với các đường cong khác như  $S = f(\log t)$ ,  $P = f(S/\log t)$ ... minh họa trên hình vẽ 3.



Hình 3: Minh họa các dạng đường cong xác định tải cực hạn theo TCVN 9393:2012

Tùy thuộc vào hình dạng đường cong quan hệ tải trọng - chuyển vị, sức chịu tải giới hạn được xác định theo một trong hai trường hợp sau: Trường hợp 1: Khi đồ thị đường cong có điểm uốn rõ ràng: sức chịu tải giới hạn được xác

định trực tiếp trên đường cong, là tải trọng ứng với điểm đường cong bắt đầu thay đổi độ dốc đột ngột hoặc đường cong gần như song song với trục chuyển vị; Trường hợp 2: đường cong thay đổi chậm, rất khó hoặc không thể xác định chính xác điểm uốn: sức chịu tải giới hạn được xác định theo các phương pháp đồ thị khác nhau đã đề cập nêu trên.

### 3. PHÂN TÍCH ĐÁNH GIÁ SỨC CHỊU TẢI CỌC ÉP TỪ KẾT QUẢ NÉN TĨNH TẠI HIỆN TRƯỜNG CHO KHU VỰC ĐẤT YẾU THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH

#### a) Đặc điểm địa chất nền tại thành phố Hồ Chí Minh

Trong báo cáo này, khu vực xây dựng công trình khảo sát tại thành phố Hồ Chí Minh nằm trong vùng đồng bằng tích tụ xâm thực, địa hình tương đối bằng phẳng, cao độ thay đổi từ 1 đến 5 m. Cấu trúc địa chất tại một số vùng đất yếu của thành phố Hồ Chí Minh được chia làm 3 tầng cấu trúc: tầng cấu trúc trên, tầng cấu trúc giữa và tầng cấu trúc dưới [5].

Tầng cấu trúc trên: Tầng cấu trúc trên bao gồm các trầm tích thuộc thành tạo trầm tích Holocen. Nhìn chung, các hệ tầng trầm tích trên đều là đất yếu, chứa một lượng đáng kể vật chất hữu cơ và hàm lượng của nó liên quan mật thiết với nguồn gốc thành tạo, thấp nhất là trong trầm tích nguồn gốc sông biển, kể đó là các trầm tích có nguồn gốc biển.

Tầng cấu trúc giữa: Các thành tạo trầm tích Pleistocen muộn phân bố hầu hết diện tích của thành phố và lộ ra trên các khu vực có độ cao trên 5m trở lên, phần còn lại bị phủ bởi các trầm tích có tuổi Holocen. Các thành tạo trầm tích Pleistocen muộn, Pleistocen sớm phân bố khắp diện tích thành phố, bề mặt mái của của hệ tầng này chìm sâu từ một 10 - 80 mét, thành phần thạch học là sét bột. Các thành tạo Pliocen sớm không lộ ra trên mặt đất, chúng được thấy hầu hết trong lỗ khoan sâu trên diện tích thành phố, bao gồm các trầm tích gắn kết yếu tương ứng với hệ tầng nền.



Tầng cấu trúc dưới: Tầng cấu trúc dưới bao gồm các đá trầm tích tuổi Jura sớm, các đá trầm tích – núi lửa tuổi Jura muộn- Kreta sớm, các đá xâm nhập Kreta sớm. Trên phần lớn diện tích chúng bị phủ bởi các trầm tích Kainozoi dưới độ sâu 40-60m.

b) *Kết quả tính toán chịu tải cọc tại một số Dự án tại Thành phố Hồ Chí Minh*

Trong nội dung phần này kết quả tính toán sức chịu tải (SCT) của cọc được lấy từ một số

dự án cụ thể tại thành phố Hồ Chí Minh, các phương pháp tính SCT khác nhau tính theo chỉ dẫn trong TCVN 10304:2014: Tiêu chuẩn thiết kế móng cọc, đó là trị số SCT tính theo chỉ tiêu cơ lý của nền đất, tính theo cường độ đất nền, và tính toán theo kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT gồm công thức Meyerhof, Nhật Bản và Schmertmann. SCT xác định từ thí nghiệm nén tĩnh cọc tại hiện trường được lấy theo TCVN 9393:2012, thể hiện trong bảng dưới đây [5, 6].

**Bảng 1: SCT cọc ép tại dự án Chung cư 14 tầng An Lạc – Bình Tân, cọc BTCT 300x300, L = 26,4m**

STT	Phương pháp tính	SCT (T)
1	Theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền	100,0
2	Theo chỉ tiêu cường độ đất nền	100,6
3	Theo SPT, công thức Meyerhof	104,2
4	Theo SPT, công thức Nhật Bản	112,1
5	Theo SPT, công thức Schmertmann	110,2
6	Kết quả nén tĩnh cọc (P.P Davisson)	109,6

**Bảng 2: SCT cọc ép tại dự án Chung cư 12 tầng Cù Lao Chàm – Bình Thạnh, cọc BTCT 300x300, L = 24,5m**

STT	Phương pháp tính	SCT (T)
1	Theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền	105,4
2	Theo chỉ tiêu cường độ đất nền	109,3
3	Theo SPT, công thức Meyerhof	90,3
4	Theo SPT, công thức Nhật Bản	94,1
5	Theo SPT, công thức Schmertmann	118,3
6	Kết quả nén tĩnh cọc (P.P Davisson)	105,0

**Bảng 3: SCT cọc ép tại dự án Tòa nhà hỗn hợp R16 – Phú Mỹ Hưng, Quận 7, cọc BTCT 350x350, L = 30m**

STT	Phương pháp tính	SCT (T)
1	Theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền	195,6
2	Theo chỉ tiêu cường độ đất nền	168,8
3	Theo SPT, công thức Meyerhof	78,4
4	Theo SPT, công thức Nhật Bản	138,1
5	Theo SPT, công thức Schmertmann	183,8
6	Kết quả nén tĩnh cọc (P.P Davisson)	179,0

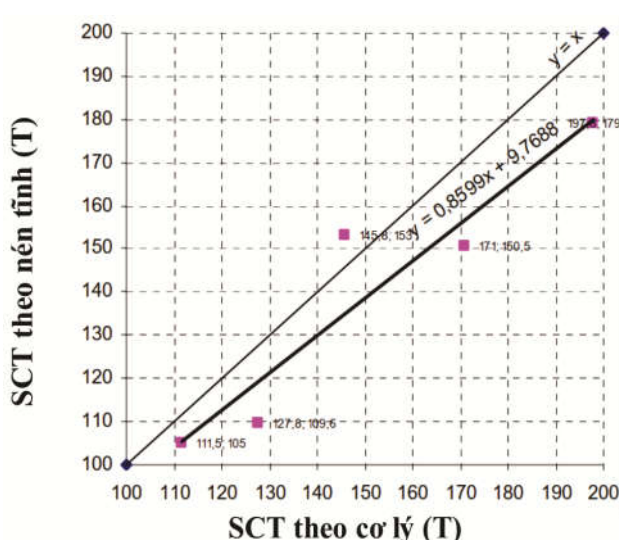
**Bảng 4: SCT cọc ép tại dự án Nhà máy dược phẩm 3-2, Khu công nghiệp Cát Lái, Quận 2, cọc BTCT 300x300, L = 27,5m**

STT	Phương pháp tính	SCT (T)
1	Theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền	138,7
2	Theo chỉ tiêu cường độ đất nền	135,1
3	Theo SPT, công thức Meyerhof	112,4
4	Theo SPT, công thức Nhật Bản	126,1
5	Theo SPT, công thức Schmertmann	149,3
6	Kết quả nén tĩnh cọc (P.P Davisson)	153,0

**Bảng 5: SCT cọc ép tại dự án Bệnh viện tim Tâm Đức- khu đô thị Phú Mỹ Hưng, Quận 7, cọc BTCT 300x300, L = 27,5m**

STT	Phương pháp tính	SCT (T)
1	Theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền	145,2
2	Theo chỉ tiêu cường độ đất nền	137,1
3	Theo SPT, công thức Meyerhof	57,6
4	Theo SPT, công thức Nhật Bản	101,3
5	Theo SPT, công thức Schmertmann	147,6
6	Kết quả nén tĩnh cọc (P.P Davisson)	150,5

c) So sánh kết quả tính toán SCT của cọc với kết quả thí nghiệm nén tĩnh

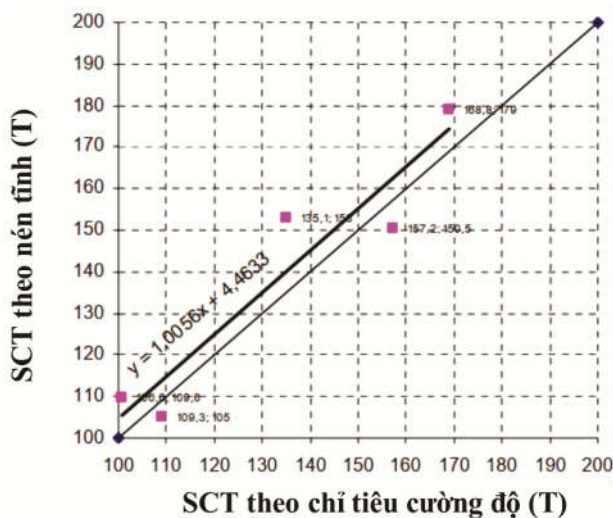


Hình 4: Mối liên hệ giữa SCT theo cơ lý và nén tĩnh

Đồ thị Hình 4 biểu diễn SCT cọc theo chỉ

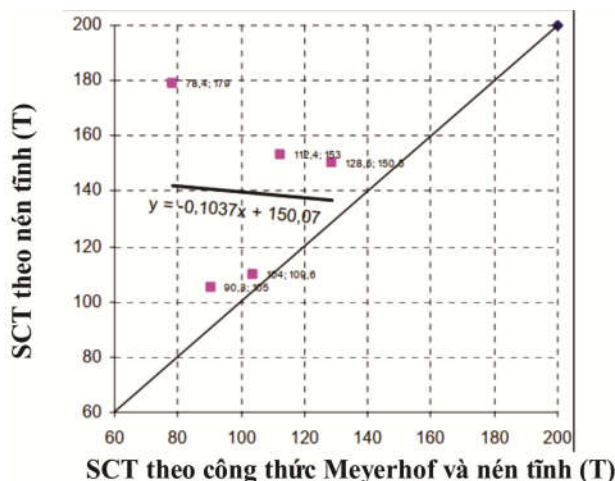
tiêu cơ lý và kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc. Từ đồ thị nhận thấy SCT theo chỉ tiêu cơ lý cho kết quả phần lớn lớn hơn kết quả có được từ thí nghiệm nén tĩnh, sai số từ 0-9%. Để tìm được sức chịu tải cực hạn của cọc khi đã biết sức chịu tải tiêu chuẩn cần đưa vào hệ số điều chỉnh:  $P_c = 0,86P_{tt} + 9,8$  với  $P_c$  là sức chịu tải cần chọn,  $P_{tt}$  là sức chịu tải tính toán theo chỉ tiêu cơ lý đất nền.

Đồ thị Hình 5 cho thấy SCT cọc theo chỉ tiêu cường độ có kết quả phân tán so với kết quả có được từ thí nghiệm, sai số khoảng 4-12% có thể chấp nhận được. Tương tự như SCT theo chỉ tiêu cơ lý, để tìm được sức chịu tải cực hạn của cọc khi đã biết sức chịu tải tiêu chuẩn cần đưa vào hệ số điều chỉnh:  $P_c = 1,056P_{tt} + 4,5$ , ở đó  $P_c$  là sức chịu tải cần chọn,  $P_{tt}$  là sức chịu tải tính toán theo chỉ tiêu cường độ đất nền.



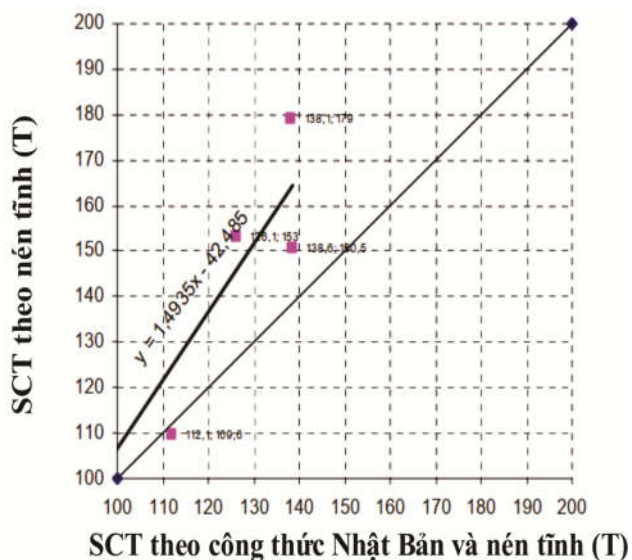
Hình 5: Mối liên hệ giữa SCT theo chỉ tiêu cường độ và nén tĩnh

Khác với SCT theo chỉ tiêu cơ lý và chỉ tiêu cường độ đất nền, trường hợp tính theo trị số xuyên tiêu chuẩn SPT ở công thức Meyerhof cho kết quả nhỏ hơn nhiều so với nén tĩnh, sai số có thể lên đến 62%, thể hiện trong Hình 6. Để tìm được SCT cực hạn của cọc khi đã biết kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT theo công thức Meyerhof, từ kết quả phân tích ở trên ta cần đưa thêm hệ số điều chỉnh theo phương trình: trong đó:  $P_c = 1,037P_{tt} + 150,1$  với  $P_c$  là sức chịu tải cần chọn,  $P_{tt}$  là SCT tính theo trị số SPT của công thức Meyerhof.



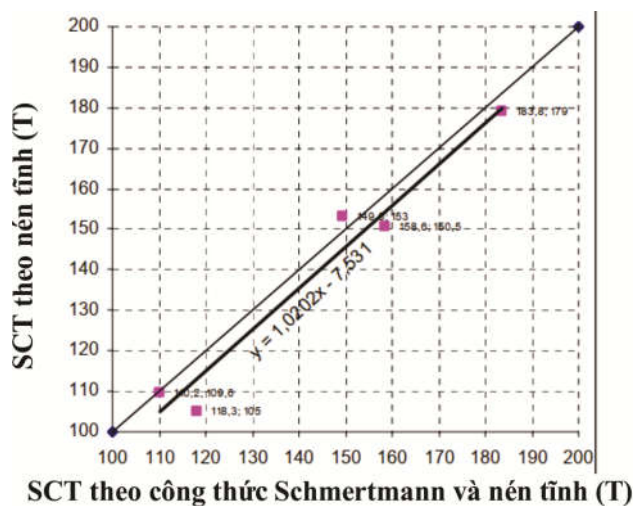
Hình 6: Mối liên hệ giữa SCT theo Meyerhof và nén tĩnh

Hình 7 biểu diễn so sánh SCT của cọc tính theo công thức Nhật Bản và kết quả nén tĩnh tại hiện trường. Kết quả cho thấy trong sai số là 2-33% ở công thức Nhật Bản, Sức chịu tải theo tính toán lý thuyết là nhỏ hơn, có thể lý giải rằng trong tính toán theo công thức Nhật Bản thiên về tính toán ma sát xung quanh cọc nên trong trường hợp địa chất nhiều lớp đất rời kết quả tính toán sẽ khá thấp so với nén tĩnh, phương trình điều chỉnh được lấy  $P_c = 1,494P_{tt} - 42,5$  với  $P_c$  là sức chịu tải cần chọn,  $P_{tt}$  là SCT tính theo trị số SPT của công thức Nhật Bản.



Hình 7: Mối liên hệ giữa SCT theo công thức Nhật Bản và nén tĩnh

Hình 8 biểu diễn so sánh SCT của cọc tính theo công thức Schmertmann. Kết quả cho thấy trong sai số là khá nhỏ, từ 1-13% ở công thức Schmertmann, sức chịu tải theo tính toán từ công thức lý thuyết là lớn hơn nhưng kết quả là gần nhất với thí nghiệm dùng thích hợp cho tính toán sức chịu tải cọc ép bê tông cốt thép.



Hình 8: Mối liên hệ giữa SCT theo công thức Schmertmann và nén tĩnh

## 5. KẾT LUẬN

Sức chịu tải (SCT) cọc ép tính toán theo chỉ tiêu cường độ của đất nền chưa kể đến điều kiện thi công thực tế của cọc trong đất nền độ tin cậy không cao và nhỏ hơn sức chịu tải tính toán theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền. Trong các tính toán lý thuyết sử dụng công thức Nhật Bản để tính toán SCT có giá trị nhỏ hơn khá nhiều so với các phương pháp khác và kết quả nén tĩnh tại hiện trường, thích hợp trong trường hợp cọc ngắn hoặc nền đất tốt. Tính toán SCT theo kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT từ công thức Schmertmann lớn hơn tính toán theo Meyerhof và gần nhất với kết quả thí nghiệm nén tĩnh ngoài hiện trường.

Phương pháp tính toán SCT theo công thức Schmertmann từ kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT sai số nhỏ là chấp nhận được và phù hợp trong

tính toán cọc ép bê tông cốt thép trong điều kiện nền đất yếu. Trong tính toán thiết kế cọc cần dựa vào điều kiện đất nền để tính toán công thức lý thuyết phù hợp và so sánh với kết quả nén tĩnh thu được tại hiện trường.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Nguyễn Văn Quảng (2014), *Đánh giá sức chịu tải cọc từ kết quả thí nghiệm*, NXB Xây dựng.
- [2] Phan Trường Phiệt, Lê Đức Thắng, 2007, *Nền và móng*, Nhà xuất bản giáo dục, Hà Nội.
- [3] Nguyễn Hữu Đầu, 2014, *Đánh giá sức chịu tải cọc*, NXB Xây dựng, Hà Nội.
- [4] Nguyễn Thái, Vũ Công Ngữ (2018), *Móng cọc – Phân tích và thiết kế*, Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật.
- [5] Hội khoa học kỹ thuật thành phố HCM (2020): *Báo cáo kết quả thử tải cọc tại các công trình xây dựng Thành phố Hồ Chí Minh*.
- [6] Nguyễn Văn Quảng (2015), *Nền móng nhà cao tầng*, Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật.
- [7] TCVN 10304: 2014: Tiêu chuẩn thiết kế Móng cọc.
- [8] Tiêu chuẩn TCVN 9393: 2012 Cọc - Phương pháp thí nghiệm tải trọng tĩnh nén dọc trục.
- [9] Nguyễn Ngọc Thắng, *Đánh giá khuyết tật cọc theo vận tốc sóng siêu âm*, Hội nghị Khoa học thường niên, Đại học Thủy lợi, tháng 11 năm 2019.

Người phân biên: PGS, TS TRẦN THƯƠNG BÌNH

# NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ CỦA KẾT CẤU CHỐNG GIỮ CÁC ĐƯỜNG LÒ PHÍA DƯỚI KHU VỰC BÃI THẢI TẠI CÔNG TY TNHH MTV THAN KHE CHÂM - VINACOMIN

VŨ TIẾN DŨNG\*, ĐẶNG VĂN KIÊN\*\*

## *Research on the tunnel support behaviour under mining waste dumping at MTV Than Khe Cham coal company – Vinacomin*

**Abstract:** Nowadays, many underground coal mines in Quang Ninh have exploited coal seams below the mining waste dump such as Khe Cham II, Mong Duong and Mao Khe. A number of mining waste dumps have reached the height of 100 m to 300 m, even to over 400 m. The rock mass from a mining waste dump creates an artificial pressure on the furnace lines located under the mining waste dump. This article presents the current status of the mining waste dumps and the exploited coal seams located below the mining waste dump in Cam Pha, Quang Ninh, focusing on Bang Nau and Khe Cham II coal mining waste dump. The study used Rocscience -RS2- Phase<sup>2</sup> software to create simulation models to study the primary stress distribution in the rock mass. The study results highlight the impacts of the mining waste dump on the support structure of the underground tunnels in MTV Than Khe Cham - VINACOMIN and propose the appropriate support structure to enhance the stability of the underground tunnels of mining areas. The simulation results would support the consulting and construction companies to calculate the rock pressure acting on the tunnels located under the mining waste dump.

**Keywords:** Deformation, mining waste dumping, support structure, displacement.

## 1. MỞ ĐẦU

Trung bình mỗi năm toàn Tập đoàn Công nghiệp Than-Khoáng sản Việt Nam (TKV) đổ thải khoảng 200 triệu m<sup>3</sup> đất đá thải, trong đó khoảng 57 % khối lượng đổ thải tại các bãi thải ngoài, các bãi thải tiếp tục được đổ lên cao và mở rộng với các thông số như Bảng 1 [1]. Đến nay, nhiều bãi thải như: Đông Cao Sơn, Chính Bắc, Bàng Nâu, Núi Béo, Cọc Sáu,... đã đổ với khối lượng tới hàng trăm triệu m<sup>3</sup> đất đá, chiều cao bãi thải tới vài trăm mét, số lượng tầng thải nhiều. Trong những năm tới, khối lượng đất bóc

các mỏ than, khoáng sản lộ thiên tăng từ 10÷60 triệu m<sup>3</sup>/năm. Không giống như thế giới, vấn đề tồn tại của ngành than liên quan đến bãi thải hiện nay do công tác quy hoạch bãi thải không được chú ý sớm, một số bãi thải nằm ngay trên khu vực khai thác (Khe Châm II-IV); dự án khai thác bằng Giếng đứng (Công ty than Mạo Khê)... Chẳng hạn như cuối năm 2020, trong vùng Cẩm Phả có khoảng 16 mỏ và công trường khai thác than lộ thiên hoạt động. Sản lượng than khai thác từ 14-16 triệu tấn/năm, tương ứng khối lượng đất đá bóc từ 180-200 triệu m<sup>3</sup>/năm, trong đó nhiều bãi thải nằm trực tiếp trên các khu vực khai thác phía dưới.

Từ thực tế sản xuất tại mỏ than Thống Nhất,

\* Sở Xây dựng tỉnh Bà Rịa - Vũng Tàu

\*\* Trường Đại học Mỏ - Địa chất

Email: dangvankien@humg.edu.vn

mỏ than Mông Dương và đặc biệt là tại mỏ than Khe Chàm III cho thấy có những ảnh hưởng lớn của bãi thải mỏ đến độ ổn định của các đường lò phía dưới. Năm 2019, Công ty than Khe Chàm III tập trung khai thác chính tại vỉa 14.5 có điều kiện địa chất công trình và điều kiện địa chất thủy văn phức tạp, than mềm yếu, áp lực mỏ lớn do ảnh hưởng của các tầng khai thác phía trên bị phá hủy và bãi thải Bàng Nâu phía trên. Công ty than Khe Chàm phải tạm dừng 04 công trường khai thác kết hợp với 3 công trường đào lò để tập trung nhân lực chống xén các đường lò bị nén, giảm tiết diện để duy trì phục vụ sản xuất nhằm đảm bảo an toàn và cải thiện điều kiện làm việc cho người lao động [2]. Việc khai thác do vậy gặp nhiều khó khăn, vướng mắc gây ảnh hưởng trực tiếp đến sản lượng của công ty. Sản lượng khai thác của lò chợ giá xích trong năm dự kiến chỉ đạt từ 130.000÷160.000 tấn/năm. Ngoài các nguyên nhân trên còn do các lò chợ khai thác tại khu vực vỉa 14.5 có điều kiện địa chất, thủy văn phức tạp, nước chảy với lưu lượng (10÷50) m<sup>3</sup>. Áp lực mỏ lớn dẫn đến các đường lò dọc vỉa thường xuyên bị nén giảm tiết diện gây khó khăn trong công tác thông gió, vận tải, đi lại và vận chuyển vận liệu phục vụ khai thác (số lượng vật tư chuyển trong 1 chuyến chỉ bằng 50% so với điều kiện bình thường). Việc khảo sát cũng cho thấy than của vỉa 14.5 mềm yếu, trong khi áp lực mỏ lớn làm nén biến dạng phá vỡ kết cấu vì chống gây khó khăn cho công tác lắp đặt các thiết bị vận chuyển người. Mặt khác việc các đường lò bị lún nén, bùng nèn thu hẹp tiết diện và có xuất hiện nước còn làm ảnh hưởng lớn đến tình trạng làm việc và gây hư hỏng các thiết bị vận tải (máng cào, băng tải, đường sắt). Để phục vụ nghiên cứu, nhóm tác giả đã khảo sát quá trình chống giữ, đánh giá độ ổn định các đường lò chịu ảnh hưởng dưới bãi thải lộ thiên thuộc Công ty Than Khe Chàm. Một số kết quả khảo sát được thể hiện ở Phần 2.2 dưới đây.

Khi khảo sát quá trình tính toán thiết kế kết

cấu chống bằng việc tính toán áp lực đất đá theo giả thuyết của T.Ximbarevich, tính toán kết cấu bằng phương pháp cơ học kết cấu cho thấy kết cấu chống giữ đường lò đang sử dụng là đủ bền. Tuy nhiên, thực tế các khung chống bị uốn, vắn, bóp méo, đường lò bị biến dạng nhanh như phân tích ở trên. Kết quả cho thấy, nếu chỉ áp dụng các phương pháp lý thuyết, các giả thuyết tính toán áp lực mỏ truyền thống vào thực tế sản xuất để đưa ra các giải pháp kỹ thuật chống giữ như hiện nay thì rất khó để thực hiện việc ổn định đường lò ở mức khai thác sâu khi bề mặt địa hình nguyên thủy phía trên đã bị phá vỡ bởi các moong khai thác và các bãi thải mặt mỏ. Do vậy, việc nghiên cứu ảnh hưởng của bãi thải mặt mỏ đến ứng xử cơ học của kết cấu chống giữ các đường lò phía dưới tại vùng than Quảng Ninh bằng mô hình số là rất cần thiết và cấp bách. Kết quả giúp lựa chọn được các loại hình kết cấu chống giữ phù hợp nhằm nâng cao hiệu quả khai thác than trong toàn tập đoàn TKV, đồng thời theo xu hướng áp dụng các thành tựu nghiên cứu khoa học tại các nước có nền công nghiệp mỏ phát triển.

## **2. ĐỐI TƯỢNG VÀ PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU**

### **2.1. Đặc điểm bãi thải mỏ**

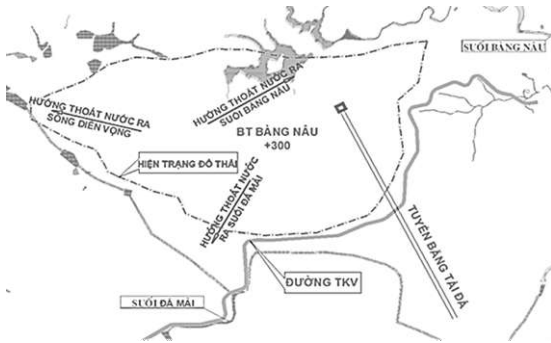
Hiện tại, bãi thải lớn nhất vùng Cẩm Phả là bãi thải Đông Cao Sơn (dung tích 295 triệu m<sup>3</sup>) đang được 3 mỏ lộ thiên Đèo Nai, Cọc Sáu và Cao Sơn sử dụng. Trong đó khối lượng đất đá thải của các mỏ Đèo Nai, Cao Sơn, Cọc Sáu, Khe Chàm II và Đông Đá Mài chiếm trên 94 % tổng khối lượng đất đá thải toàn vùng. Giai đoạn 2013-2020, khối lượng đất đá thải của vùng đã đạt trên 1,9 tỷ m<sup>3</sup> (Hình 1). Đất đá bãi thải ở trạng thái rời rạc, gồm các loại mảnh, cục đất đá vỡ vụn của cát kết, cuội kết, bột kết, sét kết, sét than và đất phủ đệ tứ, kích thước D = 0,1 mm ÷ 1000 mm (Hình 1 ÷ Hình 2).

### **2.2. Đặc điểm kết cấu chống giữ của hệ thống đường lò phía dưới bãi thải**

Các đường lò dọc vỉa đá ở mỏ than Khe Chàm III thường có tiết diện sử dụng được thiết

kế theo mục đích sử dụng và phù hợp theo sản lượng khai thác từng khu vực. Trên Hình 2, Hình 3 thể hiện kích thước tiết diện đào của đường lò dọc vỉa đá ở mức -190 vỉa 14.5 và trắc dọc đường lò sau khi bị nén lún. Hiện tại các đường lò đào trong than tại khu vực dưới bãi thải chủ yếu được đào bằng phương pháp khoan nổ mìn và chống giữ bằng khung chống thép

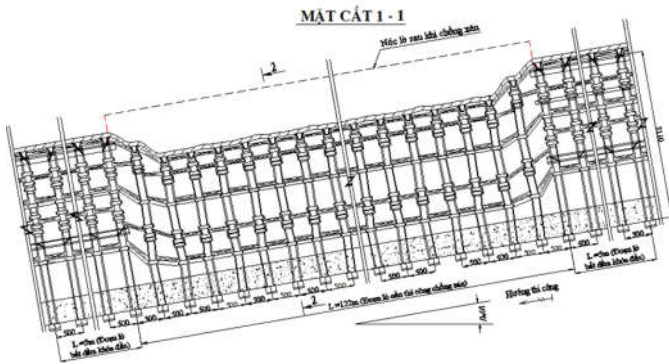
CBII. Các đường lò khu vực nghiên cứu của vỉa 14.5 gồm các đoạn lò đào qua vỉa than hoặc qua các lớp đá có độ ổn định kém thì sau khi chống tạm bằng khung chống thép tiến hành chống cố định bằng vỏ chống bê tông. Những vị trí đặc biệt trong lò, có thể xuất hiện bùng nèn, cũng được chống cố định bằng vỏ chống bê tông cốt thép kết hợp với dầm vòm ngược để chống bùng nèn.



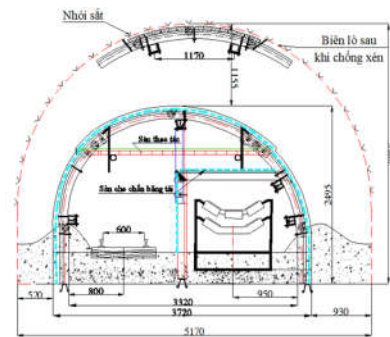
Hình 1: Mặt bằng bãi thải Bàng Nâu - Cẩm Phả - Quảng Ninh



Hình 2: Bề mặt bãi thải Bàng Nâu - Cẩm Phả - Quảng Ninh



a)



b) Mặt cắt 2-2

Hình 3: Hiện trạng một số đoạn lò thượng vận tải vỉa 14.5 khu Đông Nam mỏ than Khe Chàm III bị nén ép mạnh trước khi thi công chống xen



a) Đường thượng Vận tải 14.5 khu Đông Nam, Khe Chàm III bị biến dạng



b) Đường thượng Vận tải 14.5 khu Đông Nam, Khe Chàm III bị lún nóc

Hình 4: Hiện trạng đường lò bị phá hủy dưới bãi thải Bàng Nâu

### 2.3. Hiện trạng kết cấu chống giữ các đường lò dưới khu bãi thải khu vực nghiên cứu

Đường lò Thượng Vận Tải 14.5 khu Đông Nam, Khe Chàm III bị biến dạng theo thiết kế đường lò được chống bằng thép SVP 22, tiết diện  $9,4 \text{ m}^2$ , chèn kín nóc, hông chèn so le bằng tấm chèn bê tông cốt thép đúc sẵn đặt và đặt dầm nền. Nhưng do thời gian và ảnh hưởng của lớp áp lực đất đá phía trên và vùng bãi thải nên nhiều đoạn lò bị nén ép mạnh. Lò DVTG 14.4-2, công ty than Khe Chàm thi công 2019 bị nén lún, làm rạn nứt khung chống thép. Để đảm bảo an toàn, khả năng sử dụng đường lò, Công ty đã chống xén đưa đường lò về tiết diện ban đầu. Tuy vậy, đường lò tiếp tục bị nén lún, biến dạng, đẩy hông làm gãy toàn bộ văng nền ray P24, làm giảm tiết diện đường lò, tiết diện thực tế sử dụng còn  $5,4 \text{ m}^2$  ảnh hưởng tới công tác thông gió, vận tải, thoát nước của khu vực (Hình 3b). *Qua đánh giá nguyên nhân gây phá hủy các đường lò cho thấy việc lựa chọn, tính toán kết cấu chống dựa trên các giả thuyết tính toán truyền thống không còn phù hợp vì qua quá trình*

*kiểm tra đánh giá lại kết cấu, kết cấu vẫn đủ bền trên lý thuyết.*

Khu vực nghiên cứu thuộc vỉa 14.5 với các đặc tính như sau: Vỉa 14.5 nằm cách vỉa 14.4 từ 30 m đến 60 m. Lộ vỉa 14.5 xuất hiện chủ yếu ở khu Khe Chàm I, III và moong khai thác lộ thiên mỏ Cao Sơn (Khe Chàm IV). Chiều dày toàn vỉa thay đổi từ 0,24 m (BKC09) đến 38,84 m (NKC67), trung bình 5,72 m. Chiều dày riêng than thay đổi từ 0,00m đến 27,37 m (NKC67), trung bình 4,99 m. Vỉa có cấu tạo rất phức tạp, trong vỉa có từ 1÷9 lớp đá kẹp, chiều dày đá kẹp từ 0,0 m ÷ 11,50 m (NKC67), trung bình 0,53 m. Độ dốc vỉa từ  $3^0 \div 60^0$ , trung bình  $27^0$ . Chiều dày vỉa 14.5 giảm dần từ phía Nam lên Bắc. Vỉa 14.5 có 317 công trình khoan không chế vỉa dưới sâu, 39 công trình khai đào không chế lộ vỉa. Đất đá vách, trụ vỉa than là các lớp đá bột kết, sét kết, than bản hoặc sét than và cuội kết thường nằm sát vách vỉa than, đây là dấu hiệu dễ nhận biết. So với báo cáo chuyển đổi năm 2008, chiều dày trung bình riêng than vỉa 14.5 giảm từ 6,77 m xuống 4,99 m. Đặc tính cụ thể của một số vỉa thuộc khu nghiên cứu thể hiện trên Bảng 1.

**Bảng 1: Tổng hợp đặc điểm các vỉa than khu mỏ Khe Chàm (Ngô Đức Quyền, 2018)**

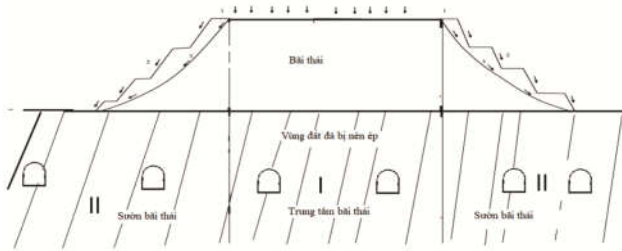
Tên vỉa	Chiều dày (m)			Số lớp kẹp (s.lớp)	Độ dốc (độ)	Cấu tạo vỉa
	Dày vỉa	Riêng than	Đá kẹp			
V14,5	0,24-38,87	0-27,37	0-11,5	0-9	3-60	Rất phức tạp
	6,06 (350)	5,31	0,59	1	27	

Các kết quả nghiên cứu từ trước đến nay cho thấy kết cấu chống lò được tính toán bằng phương pháp cơ học kết cấu hoặc mô hình số song chưa chú ý nhiều đến sự ảnh hưởng của ảnh hưởng bãi thải trên bề mặt tại các hầm lò hoặc các công trình bề mặt có trọng lượng lớn như tháp giếng, khu nhà điều hành văn phòng của mỏ cũng như các lớp đất đá bị nén ép phía trên do các tầng khai thác trước đó bỏ lại.

Ngoài ra cũng chưa chú ý đến được những điều kiện địa chất đặc biệt của khối đất đá bị nén ép mạnh. Do đó, nghiên cứu ảnh hưởng của bãi thải bề mặt mỏ hầm lò đến ứng xử cơ học của các đường lò phía dưới tại vùng than Quảng Ninh sẽ là rất cần thiết và cấp bách để tìm các giải pháp chống giữ nhằm nâng cao mức độ ổn định của đường lò nhằm nâng cao hiệu quả khai thác than trong toàn tập đoàn, đồng thời áp dụng



các thành tựu nghiên cứu khoa học tại các nước có nền công nghiệp khai thác than phát triển trên thế giới. Sơ đồ nghiên cứu ảnh hưởng của tương quan vị trí đường lò phía dưới bãi thải mặt mở đến ứng xử cơ học của kết cấu chống giữ đường lò được thể hiện trên Hình 5. Theo Hình 5 có hai vị trí cần quan tâm đó là đường lò nằm tại khu vực (I) và sườn bãi thải (Khu vực II).



Hình 5: Sơ đồ nghiên cứu ảnh hưởng của bãi thải đến hệ thống các đường lò phía dưới

Bài báo tiến hành khảo sát ảnh hưởng của tương quan vị trí đường lò với bãi thải mặt mở đến độ ổn định của đường lò phía dưới bằng mô hình số tại . Kết quả mô hình số cho thấy ảnh hưởng lớn của vị trí tương quan đường lò nằm dưới bãi thải đến ứng xử của kết cấu chống lò.

### 3. NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG CỦA BÃI THẢI MẶT MỞ ĐẾN ỨNG XỬ CỦA KẾT CẤU CHỐNG GIỮ CÁC ĐƯỜNG LÒ PHÍA DƯỚI TẠI CÔNG TY THAN CÔNG TY TNHH MTV THAN KHE CHÀM - VINACOMIN BẰNG MÔ HÌNH SỐ

#### 3.1. Thành lập mô hình đường lò than chịu ảnh hưởng khai thác than hầm lò dưới bãi thải lộ thiên

Để đánh giá độ dịch chuyển khối đá xung quanh đường lò và độ bền của hệ thống kết cấu chống giữ đường lò dưới tác dụng của khối đất đá phía trên, áp lực bãi thải, áp lực nước ngầm, ta sử dụng phương pháp số thông qua phương pháp phần tử hữu hạn bằng phần mềm chuyên dụng Rocscience -RS2- Phase<sup>2</sup>. Phần mềm Phase<sup>2</sup> bản quyền có khả năng mô phỏng quá

trình khai đào đất đá và lắp dựng kết cấu chống giữ đường lò với các loại kết cấu chống giữ là điển hình là bê tông phun (Shotcrete) và neo đá (Rockbolt) với mô hình Fully Bonded, neo cáp (Cable bolt) với mô hình Plain Stran Cable, khung thép. Phần mềm cũng chỉ ra mức độ ổn định của đường lò thông qua hệ số bền (Strength factor), vùng dẻo xuất hiện xung quanh đường lò cũng như giá trị nội lực lớn nhất đạt được trong hệ thống kết cấu chống giữ đường lò dưới ảnh hưởng của bãi thải và áp lực đất đá, nước ngầm gồm mô men lớn nhất trong vỏ bê tông cốt cứng, bê tông phun, khung thép, mô men uốn và lực dọc xuất hiện lớn nhất trong thanh neo.

\*) Xây dựng mô hình, điều kiện biên và trường ứng suất ban đầu

Kích thước vùng mô hình hóa 2D: Vùng ảnh hưởng sang bên trái, bên phải và phía dưới đường lò trong tầng đá gốc được chọn bằng bằng 30 lần chiều rộng đường lò (theo kinh nghiệm) nhằm đảm bảo mô hình điều kiện thực tế và đảm bảo độ chính xác của mô hình số.

Điều kiện biên: Cạnh thẳng đứng bên trái, bên phải biên vùng ảnh hưởng cho phép dịch chuyển theo phương thẳng đứng, không cho phép dịch chuyển theo phương ngang. Cạnh nằm ngang dưới đáy biên vùng ảnh hưởng không cho phép dịch chuyển theo phương thẳng đứng và phương ngang. Cạnh nằm ngang phía trên biên vùng ảnh hưởng để tự do, cho phép dịch chuyển theo phương đứng và phương ngang. Tải trọng phân bố đều trên bề mặt mô hình bằng tự trọng của các lớp đất phía trên:  $P = H_d \times P_d$ , trong đó  $H_d$ - chiều dày tầng đất phía trên;  $P_d$ - áp lực đất gây ra trên 1 m<sup>2</sup>; và áp lực bãi thải gây ra tùy theo vị trí đường lò. Nghiên cứu được tiến hành xem xét 2 vị trí là đường lò nằm trực tiếp dưới bãi bãi (trung tâm bãi thải- áp lực phân bố đều) và đường lò nằm chệch 1 vị trí so với trung tâm bãi thải (nằm dưới vị trí sườn dốc bãi thải - áp lực phân bố dạng hình thang) giá trị cường độ áp lực tùy thuộc độ sâu

đường lò và chiều cao đổ thải hiện tại của bãi thải (Hình 5). Trên cơ sở phân tích trên, bài báo tập trung nghiên cứu mô hình số cho trường hợp đường lò thượng VT của vỉa 14.5.

\*) Mô phỏng quá trình khai đào đường lò, lắp đặt các loại kết cấu chống giữ  
 Trong mô hình số, các giai đoạn tính toán được thể hiện trong Bảng 2.

**Bảng 2: Các giai đoạn mô phỏng trong tính toán kết cấu chống đường lò**

Giai đoạn	Công việc
Giai đoạn 1	Xây dựng điều kiện biên, trường ứng suất ban đầu.
Giai đoạn 2	Giảm mô đun đàn hồi của khối đá phía trong biên lò để chú ý đến biến dạng xung quanh biên lò sau khi đào và lắp dựng kết cấu chống lò
Giai đoạn 3	a) Công tác khai đào, lắp dựng kết cấu chống.
	b) Quá trình đông cứng bê tông phun, neo BTCT và bê tông liên khối cốt cứng

\*) Đặc tính đất đá và các thông số đầu vào của kết cấu chống  
 Đối tượng nghiên cứu là các đường lò dọc vỉa than và dọc vỉa đá thuộc khu vỉa 14-2 đến 14.5 đào qua các lớp đá và than có các đặc tính cơ lý đá của các khu thuộc khai trường mỏ than Cao Sơn như Bảng 3 dưới đây. Các thông số về kết cấu chống được khai báo theo từng

Phương án như Bảng 5.  
 Trên cơ sở lựa chọn các kết cấu chống khả dĩ ở phần trên, khi đường lò đào trong đá sẽ tiến hành sử dụng các phương án chống giữ như Bảng 4. Đường lò được xem xét ở vị trí nằm tại mái dốc bãi thải - tải trọng phân bố lệch được xem là trạng thái nguy hiểm cho kết cấu chống.

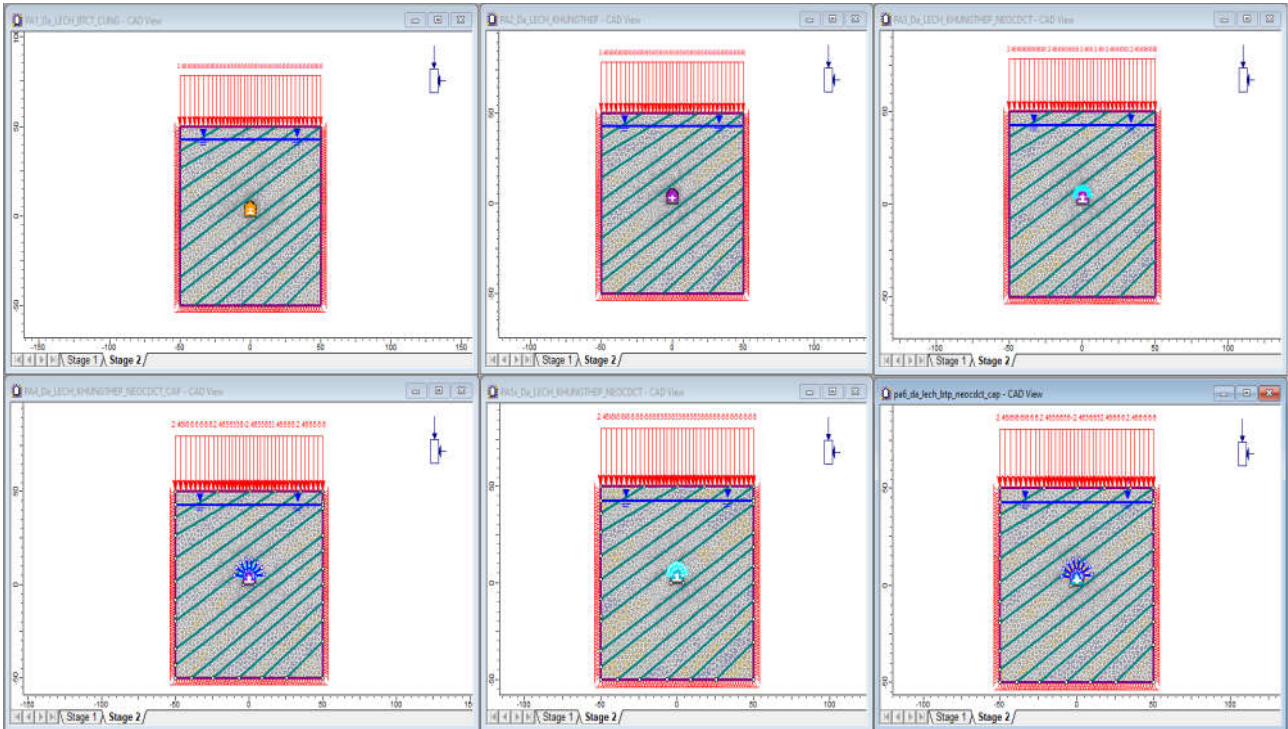
**Bảng 3: Tổng hợp kết quả thí nghiệm tính chất cơ lý đá mỏ than Cao Sơn (Ngô Đức Quyền, 2018)**

Tên đá	Độ ẩm W (%)	Khối lượng riêng $\Delta$ (g/cm <sup>3</sup> )	Khối lượng thể tích $\chi$ (g/cm <sup>3</sup> )	Cường độ kháng kéo $\sigma_k$ (kG/cm <sup>2</sup> )	Cường độ kháng nén $\sigma_n$ (kG/cm <sup>2</sup> )	Hệ số kiên cố (f)	Lực dính kết C (kPa)	Góc ma sát $\Pi$ (độ)
Sạn kết	0,245	2,622	2,594	183,51	1294,13	12,94	3281,7	35,49
Cát kết	0,376	2,667	2,648	176,98	1241,32	12,41	3082,1	35,32
Bột kết	0,621	2,668	2,652	139,60	960,13	9,60	2449,4	35,26

**3.2. Mô hình ảnh hưởng của bãi thải mặt mỏ đến ứng xử của kết cấu chống giữ các đường lò phía dưới**

Trên cơ sở lựa chọn các kết cấu chống khả dĩ gồm các phương án chống cho đường lò đào

trong đá, vị trí sườn bãi thải tiến hành các phương án chống giữ như Bảng 4 và Hình 5 dưới đây. Kết quả vùng biến dạng xung quanh đường lò, giá trị chuyển vị lớn nhất xung quanh biên lò thể hiện trên Hình 6 và Hình 7.



Hình 5: Mô hình số mô phỏng các đường lò chống giữ

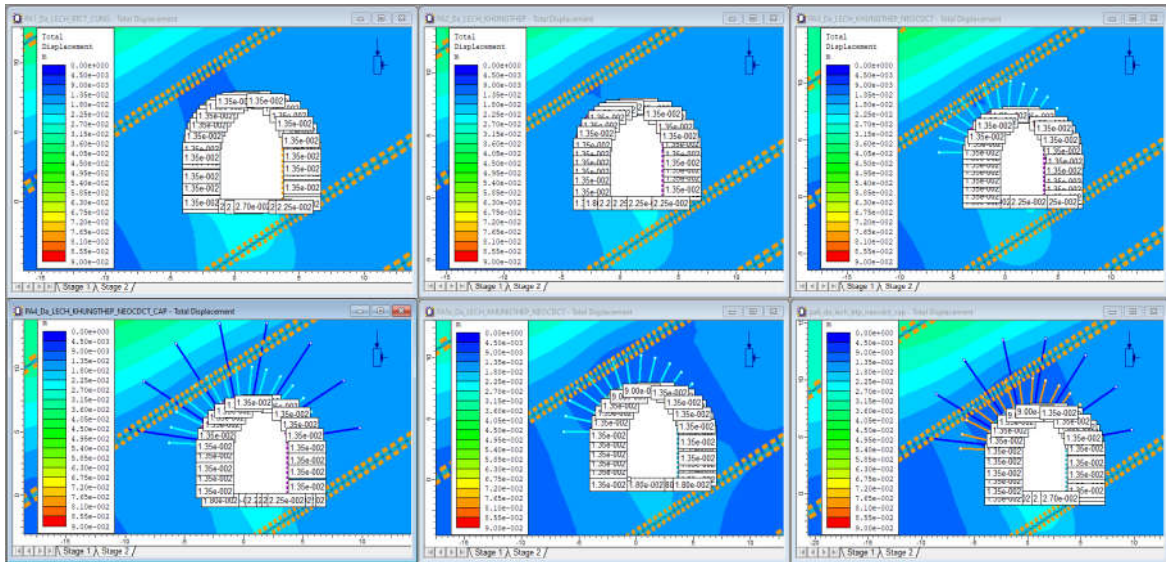
Với các đường lò tại trung tâm bãi thải khu vực (I), trên cơ sở lựa chọn các kết cấu chống khả dĩ gồm các phương án chống cho đường lò đào trong than, vị trí trung tâm bãi thải cũng tiến hành các phương án chống giữ như phương án tại sườn bãi thải (Bảng 4). Kết quả

tổng chuyển vị xung quanh đường lò với 6 PA chống giữ thể hiện trên Hình 6. Giá trị chuyển vị tại các vị trí nóc, sườn và nền lò được thể hiện Bảng 5. Kết quả so sánh chuyển vị thu được trên biên lò tại nóc và nền lò được thể hiện trên Hình 9 và Hình 10.

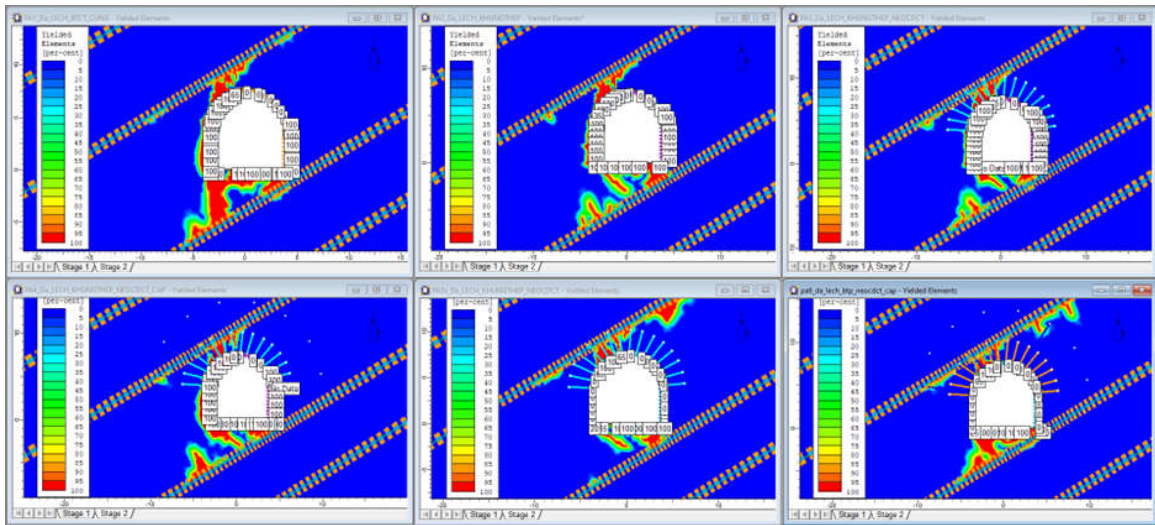
**Bảng 4: Các phương án chống lò đào trong đá tại sườn bãi thải**

Stt	Các phương án chống lò
1	PA1: Bê tông liền khối cốt cứng: thép I 110, bê tông M300 dày 30cm
2	PA2: Khung thép SVP 27 bước chống 0,7m
3	PA3: Khung thép SVP 27, bước chống 0,8m; Neo CDCT L =2,4m (axa = 0.8x0.8m)
4	PA4: Khung thép SVP27, bước chống 0,8m; Neo CDCT L =2,4m (axa = 0.8x0.8m), Neo Cáp L =6m (axa =1.6x1.6m)
5	PA5: Neo CDCT L =2,4m kết hợp bê tông phun dày 10cm
6	PA6: Neo CDCT L =2,4m (axa = 0.8x0.8m), Neo Cáp L =6m (axa =1.6x1.6m), Bê tông phun 10cm

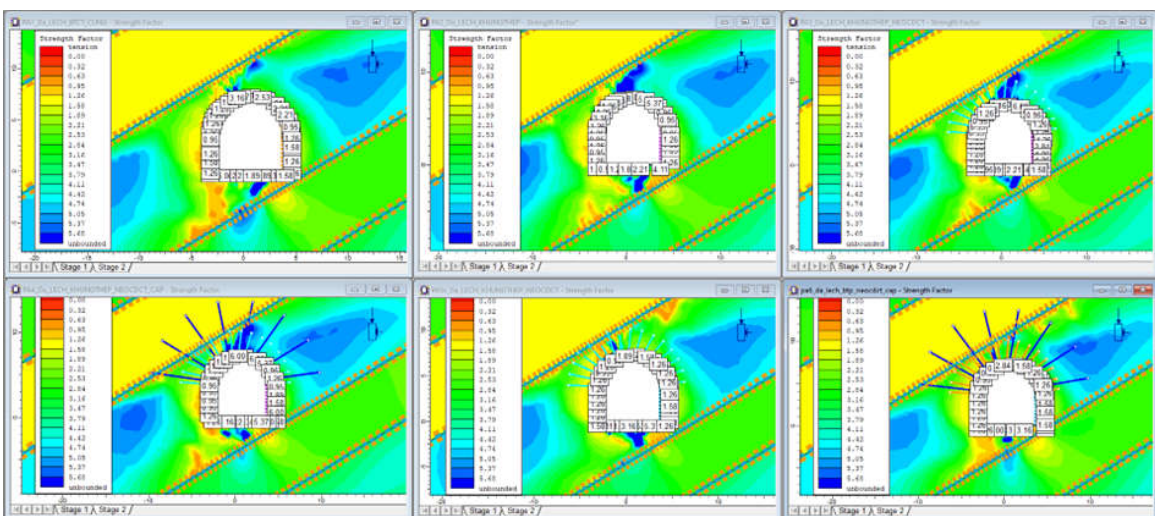
Trong đó: đường kính thép làm neo dèo 20 mm, neo cáp 21,8 mm gồm 7 sợi.



Hình 6: Kết quả tổng chuyển vị xung quanh đường lò với 6 PA chống giữ



Hình 7: Kết quả vùng dẻo xung quanh đường lò với 6 PA chống giữ



Hình 8: Kết quả giá trị hệ số bền tại các vị trí trên biên đường lò với 6 PA chống giữ

**Bảng 5: Chuyển vị lớn nhất của đường lò nằm tại trung tâm bãi thải**

Stt	Các phương án chống lò	Chuyển vị lớn nhất trên nóc (mm)	Chuyển vị lớn nhất sườn lò (mm)	Chuyển vị lớn nhất nền lò (mm)	Chuyển vị lớn nhất trên biên (mm)
1	PA1: Bê tông liền khối cốt cứng: thép I 110, bê tông M300 dày 30cm	11,5	14,5	27	27
2	PA2: Khung thép SVP 27 bước chống 0,7m	17,5	18	22,5	22,5
3	PA3: Khung thép SVP 27, bước chống 0,8m; Neo CDCT, L =2,4m, (axa =0,8 x0,8m)	13,5	12,5	22,5	22,5
4	PA4: Khung thép SVP 27, bước chống 0,8m; Neo CDCT L =2,4m, (axa =0,8 x0,8m); Neo Cáp L =6m (axa =1,6x1,6m)	8,5	9,5	22,5	22,5
5	PA5: Neo CDCT L =2,4m, (axa =0,8 x0,8m kết hợp bê tông phun dày 7 cm	11,5	10,5	18	18
6	PA6: Neo CDCT L =2,4m; Neo Cáp L =6m (axa =1,6x1,6m),	9,5	12,5	27	27

#### 4. KẾT LUẬN

Bài báo đã tổng hợp các kết quả nghiên cứu chính về nghiên cứu ảnh hưởng bãi thải mặt mở đến ứng xử cơ học của kết cấu chống giữ đường lò tại vùng than Quảng Ninh bằng phương pháp mô hình số thông qua khảo sát các đườn lò tại khu vực và 14.5, công ty than Khe Chàm 3. Kết quả nghiên cứu cho phép rút ra các kết luận sau:

(1) Giá trị Tổng chuyển vị lớn nhất của biên lò khi đường lò nằm hoàn toàn trong lớp đá là nhỏ hơn nhiều so với lò nằm giữa hai phân lớp;

(2) Phương án 4 là nhỏ nhất so với các phương án khác, với giá trị cực đại của chuyển vị trên biên nhỏ hơn 8.5mm tại phần vòm và tường, tại nền xuất hiện một số phá hủy cục bộ xong không ảnh hưởng đến độ ổn định chung

của đường lò, kế tiếp đến là PA4 khi sử dụng: Khung thép SVP 27, bước chống 0,8m; Neo CDCT L =2,4m, (axa =0,8 x0,8m); Neo Cáp L =6m (axa =1,6x1,6m);

(3) Trường hợp đá chứa nước với lưu lượng nước ngầm lớn, không thuận tiện thi công neo thì PA1 bê tông cốt cứng nên được sử dụng;

(4) Trong khi đó phương án chống khác như chống bằng khung thép vùng phá hủy bao quang đường lò dẫn đến hiện tượng phá hủy và phải tiến hành chống xén sau một khoảng thời gian sử dụng đường lò. Kết quả chuyển vị của đất đá xung quanh đường lò được thể hiện trên **Bảng 6**.

(5) Đường lò nằm tại trung tâm bãi thải - tải trọng phân bố đều có chuyển vị trên bên lò nhỏ

hơn và ít hơn đường lò nằm tại bờ dốc bãi thải - tải trọng phân bố lệch nên nguy hiểm hơn.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Viện Khoa học Công nghệ Mỏ - Vinacomin. Báo cáo tổng kết đề tài cấp Tập đoàn TKV. “*Nghiên cứu độ ổn định, lựa chọn thông số, trình tự đổ thải, các giải pháp thoát nước và các công trình bảo vệ phù hợp với tình hình biến đổi khí hậu tại các bãi thải mỏ than lộ thiên thuộc TKV*”. Hà Nội, 2016.

2. Phạm Minh Đức, Nguyễn Văn Phương, Nông Việt Hùng, Trịnh Đăng Hưng, Nghiêm Xuân La, Ngô Văn Định và nnk. Báo cáo đề tài “*Nghiên cứu áp dụng giải pháp kỹ thuật công nghệ để chống giữ các đường lò trong điều kiện áp lực mỏ lớn tại một số mỏ hầm lò Quảng Ninh*”. Viện Khoa học Công nghệ Mỏ. Hà Nội- 2005.

3. Nguyễn Quang Phích và nnk. Báo cáo đề tài cấp nhà nước “*Nghiên cứu ứng dụng và phát triển mô hình phân tích, dự báo tai biến địa chất, kỹ thuật đối với công trình ngầm, công trình khai thác mỏ ở Việt Nam*”. Hà Nội -2015.

4. Ngô Đức Quyền và nnk. Báo cáo đề tài cấp tập đoàn TKV “*Nghiên cứu lựa chọn kết cấu chống hợp lý cho các đường lò thuộc vùng than Quảng Ninh phục vụ công tác tư vấn thiết kế*”. Tập đoàn Công nghiệp Than và Khoáng sản. Hà Nội- 2018.

5. Gale W. J. and Fabianczyk M.W. Design approach to assess coal mine roadway stability and support requirements. Australia 1993.

6. Sicherheit gegen Niederbruch im Untertagebau. Alexander H. Schneider. ETH Zürich, 2002

7. Paul Avinash et al., Design of Support System and Stability Evaluation for Underground Workings of Gare Palma Coal Mine - A Case Study. Modelling, Measurement and Control C. September 2018.

8. Đặng Văn Kiên, Võ Trọng Hùng, Đỗ Ngọc Anh, Nguyễn Hữu Sà. Nghiên cứu ảnh hưởng của bãi thải mặt mỏ đến ứng xử của kết cấu chống giữ các đường lò phía dưới tại vùng than Quảng Ninh. Proceedings of the 5th national conference on sustainable earth, mine, environment (EME 2022). Nhà xuất bản Khoa học tự nhiên và Công nghệ, trang 220-230. DOI: 10.15625/vap.2022.0176

---

Người phân biện: TS ĐỖ NGỌC THÁI

# NGHIÊN CỨU GIẢI PHÁP ĐỂ TĂNG TẢI TRỌNG KHAI THÁC TRÊN CÁC CÔNG TRÌNH BẾN CẢNG BIỂN DẠNG TƯỜNG CỤ MỘT NEO

NGUYỄN VĂN VI\*, NGUYỄN VĂN BIÊN\*

## *Research on solutions to increase the exploitation load on seaport works in the form of one-anchor pile walls*

*Abstract: The article presents the results of research on a solution to replace soft soil in front of the wall with cinder blocks with a thickness consistent with the increase in the exploitation load on the one-anchor piling wall wharf seaport works due to function changes or due to invisible wear and tear of the works. The authors have proposed a method to calculate the works to overcome the increase in the mining load, including using the "equivalent beam" method of Blium. The results of the study determined the minimum thickness of rock to replace the soft soil in front of the wall corresponding to the increase of the mining load on the wharf.*

## 1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Trong quá trình khai thác các công trình bến cảng biển có thể xảy ra nhu cầu tăng tải trọng trên bến do thay đổi công năng hoặc do hao mòn vô hình của công trình gây ra.

Do yếu tố phát triển kinh tế - xã hội hoặc do việc dự báo không đầy đủ, không chính xác khi lập các dự án xây dựng cảng, ... mà dẫn đến yêu cầu thay đổi công năng của công trình bến, khi đó, có thể đòi hỏi phải tăng tải trọng khai thác trên bến. Ví dụ, khi thay đổi công năng của bến từ vận chuyển hàng tổng hợp sang vận chuyển container, cần trục hiện đại có tầm với đến 50 m, sức nâng khoảng (300 ÷ 600) kN hoặc lớn hơn, có thể bốc xếp đồng thời 2 container đầy hàng, do đó tải trọng lên chân cần trục rất lớn, có thể đến (5.000 ÷ 7.000) kN, lớn hơn nhiều so với tải trọng 1.200 kN lên một chân ở các cần trục thông thường bốc xếp các loại hàng khác. Tải trọng của 1 bánh xe tác dụng lên đường ray cần trục có thể đến (500 ÷ 600) kN, trong khi tải trọng lên 1

bánh xe ở các cần trục thông thường chỉ là (250 ÷ 350) kN. Tải trọng phân bố trên bến thông thường khoảng (30 ÷ 40) kN/m<sup>2</sup>, còn ở các bến container khoảng 50 kN/m<sup>2</sup> hoặc lớn hơn [2, 5].

Còn hao mòn vô hình của công trình bến xảy ra do những nguyên nhân khách quan, mà nguyên nhân chủ yếu là do nhịp độ phát triển nhanh của vận tải biển với việc thay thế thường xuyên các thiết bị bốc xếp – vận chuyển trên bến và đội tàu bằng các thiết bị tiên tiến hơn và đội tàu hiện đại hơn với kích thước và trọng tải lớn hơn. Theo các tài liệu thống kê, trong một thời hạn phục vụ hay “trong một vòng đời” của công trình bến cảng biển diễn ra sự thay đổi của khoảng 2 thế hệ đội tàu và (3 ÷ 4) thế hệ thiết bị bốc xếp - vận chuyển trên bến [7, 8, 9]. Điều đó dẫn đến sự cần thiết phải tăng tải trọng khai thác trên bến, cũng như tăng độ sâu và chiều dài của công trình bến.

Đòi hỏi tăng chiều dài của công trình bến có thể cơ bản khắc phục được bằng cách thiết lập quy trình khai thác chặt chẽ hơn khi đưa tàu ra - vào bến. Điều đó có thể ảnh hưởng đến quá trình khai thác cảng, nhưng không lớn. Còn yêu cầu về tăng độ sâu trước bến do hao mòn vô

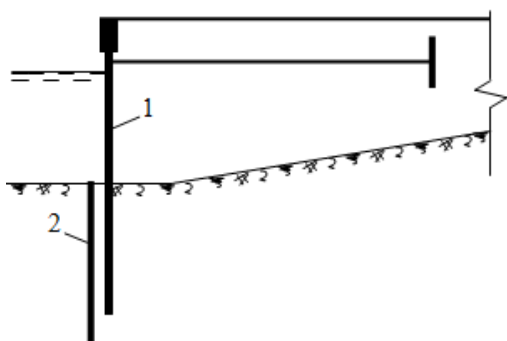
\* Trường Đại học Công nghệ Giao thông Vận tải  
Số 54 Triều Khúc, Hà Nội  
ĐT: 0974 853 495  
Email liên lạc: vinv@utt.edu.vn

hình cũng cần phải được nghiên cứu đầy đủ để khắc phục. Liên quan đến điều đó, trong [4] đã trình bày kết quả nghiên cứu khắc phục hao mòn vô hình ở dạng đòi hỏi tăng độ sâu trước bên của công trình bên dạng tường cừ một neo.

Trong bài báo này trình bày kết quả nghiên cứu giải pháp thay thế đất yếu trước tường bằng đá hộc với chiều dày phù hợp với mức độ tăng lên của tải trọng khai thác trên các công trình bên cảng biển dạng tường cừ một neo do thay đổi công năng hoặc do hao mòn vô hình của công trình gây ra.

## 2. CÁC GIẢI PHÁP TĂNG CƯỜNG KẾT CẤU KHI TĂNG TẢI TRỌNG KHAI THÁC

Trong điều kiện công trình bên tường cừ một tầng neo đang được khai thác, việc tăng tải trọng khai thác trên bên dẫn đến tăng giá trị mô



Hình 1: Giải pháp xây dựng hệ thống cọc trước tường mặt: 1- tường mặt; 2- hàng cọc tăng cường

b) Xây dựng hàng cọc chắn phía đất lấp sau tường. Tuy nhiên trường hợp này gặp nhiều khó khăn do phải khoan hoặc đóng cọc hoặc đào khối đất lấp sau tường mà trong đó có hệ thống thanh neo. Khi vật liệu lấp sau tường là đá hộc thì giải pháp này gần như bất khả thi hoặc rất tốn kém.

c) Sử dụng vật liệu địa phương như đá hộc để thay thế đất yếu trước tường (Hình 2).

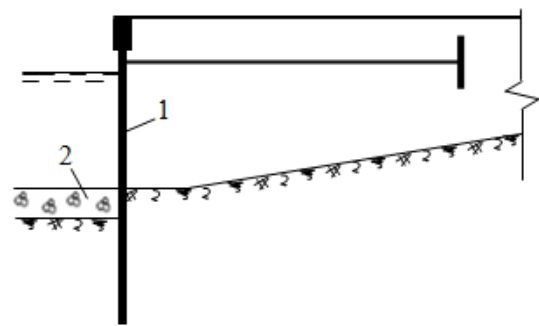
Đây là giải pháp đơn giản và khả thi nhất để tăng cường khả năng của kết cấu tường cừ một neo nhằm đáp ứng nhu cầu tăng tải trọng khai thác trên các công trình bên cảng biển do hao mòn vô hình hoặc do chuyển đổi công năng của

men lớn nhất trong tường mặt, tăng lực trong thanh neo và làm tăng khả năng mất ổn định của công trình. Vì thế phải có giải pháp tăng cường cho kết cấu công trình bên.

Có thể đề xuất một số giải pháp chủ yếu sau đây.

a) Xây dựng hệ thống cọc trước tường mặt (Hình 1).

Cần xây dựng hệ thống cọc có thể liên tục thành tường hoặc cách nhau ở đáy bên trước tường mặt và cách tường một khoảng nào đó (có thể từ 1,5 m đến 3 m tùy thuộc loại cọc và đường kính cọc). Các cọc tăng cường này có thể là cọc thép, cọc bê tông cốt thép đúc sẵn hoặc cọc khoan nhồi. Tuy nhiên việc thi công cọc dưới mực nước sâu có thể đến hàng chục mét sẽ rất phức tạp và khó khăn.



Hình 2: Giải pháp sử dụng đá hộc để thay thế đất yếu trước tường: 1- tường mặt; 2- đá hộc

bên. Tuy nhiên, khi thi công cần giảm hoàn toàn tải trọng trên bên, cũng như phải kiểm tra độ bền và ổn định của công trình khi đào đất trước tường mặt, và khi cần thiết phải có giải pháp chống đỡ hoặc neo giữ tường.

Khi thay thế đất yếu trước tường cần xác định chiều dày đá hộc phù hợp với mức độ tăng lên của tải trọng khai thác trên bên so với tải trọng thiết kế, đảm bảo cho công trình làm việc an toàn trong quá trình khai thác tiếp theo.

Phương pháp nghiên cứu xác định chiều dày đá hộc phù hợp với mức độ tăng lên của tải trọng khai thác trên bên được trình bày trong Mục 3.



### 3. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

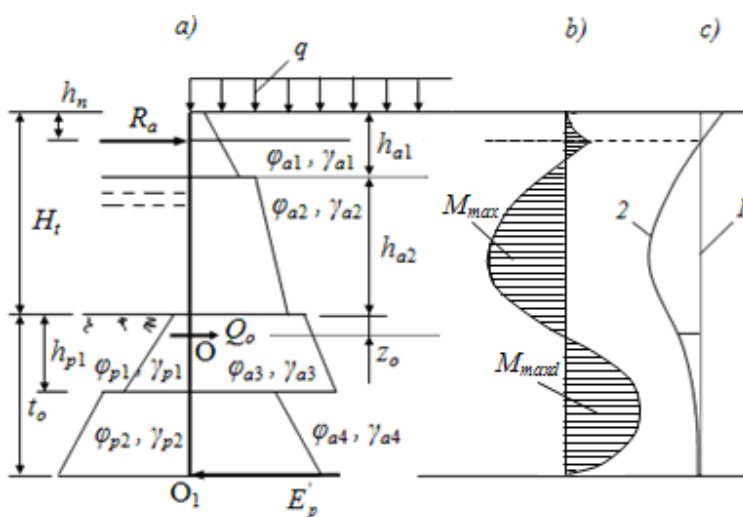
#### 3.1. Về phương pháp “dầm tương đương” của Blium để tính tường cừ một neo

Để đạt được mục đích nghiên cứu, các tác giả đã sử dụng phương pháp “dầm tương đương” của Blium để tính toán công trình bên tường cừ một neo và lập chương trình tính toán.

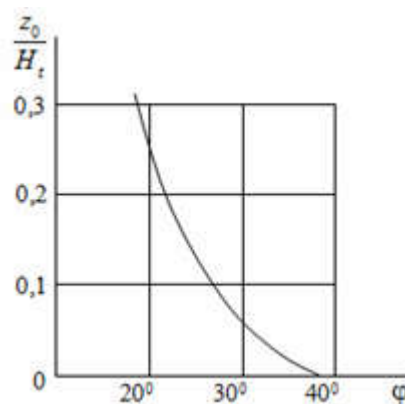
Nội dung phương pháp “dầm tương đương” của Blium đã được trình bày chi tiết trong [1, 3, 6]. Dưới đây là nội dung tóm tắt của phương pháp.

Khi nhận xét biểu đồ mômen uốn trong tường, được thể hiện trên Hình 3b, Blium cho rằng: nếu biết vị trí điểm có mômen bằng không O, cách mặt đất trước tường một khoảng  $z_o$  nào đó, thì việc tính toán tường xét đến sự ngàm của tường trong đất sẽ trở nên đơn giản hơn. Khi nghiên cứu cách giải chính xác bài toán, Blium đã tìm được sự phụ thuộc của độ sâu điểm O vào góc ma sát trong của đất và chiều cao tường (Hình 4) [1, 6].

Sau khi xác định được điểm O, tức xác định được  $z_o$ , lực neo  $R_a$  được xác định từ điều kiện: tổng mômen đối với điểm O của tất cả các lực tác dụng phía trên điểm này bằng 0 (Hình 3a). Khi biết lực neo  $R_a$ , dùng phương pháp mặt cắt có thể xác định được vị trí và giá trị mômen lớn nhất trong nhịp tường  $M_{max}$ . Sau đó tính lực cắt  $Q_o$  tại tiết diện có mômen bằng 0 theo điều kiện: tổng các lực nằm ngang tác dụng lên phần tường phía trên điểm O, kể cả lực neo  $R_a$ , bằng không. Và cuối cùng, độ sâu chôn tường  $t_o$  được xác định từ điều kiện: tổng mômen đối với điểm dưới cùng của tường  $O_1$  của lực  $Q_o$  và các áp lực đất chủ động và bị động của các phần biểu đồ dưới điểm O bằng 0, đồng thời phải đảm bảo điều kiện mômen lớn nhất trong nhịp tường  $M_{max}$  xấp xỉ bằng mômen lớn nhất trong đất  $M_{maxd}$  ( $M_{max} \approx M_{maxd}$ ).



Hình 3: Tính toán tường cừ mềm một neo: a) sơ đồ tính toán; b) biểu đồ mô men uốn; c) trục đàn hồi của tường: 1- trước biến dạng; 2- sau biến dạng [1, 3]



Hình 4: Đồ thị để xác định điểm có mômen bằng không theo phương pháp của Blium [6]

Như vậy các tham số cơ bản của tường cừ là  $R_a$ ,  $t_o$ ,  $M_{max}$ ,  $M_{maxd}$  đã được xác định. Ngoài ra, cũng xác định được các tham số tính toán khác của công trình tường cừ một neo như mô men tại gôi neo, lực kéo trong thanh neo, đường kính và chiều dài thanh neo, mô men độ bền tường mặt,...

#### 3.2. Phương pháp xác định chiều dày đá hộc thay thế đất yếu khi tăng tải trọng khai thác

Khi khai thác, công trình bên làm việc trong điều kiện: tải trọng khai thác bằng tải trọng thiết kế  $q = q_{tk}$ , còn chiều dày thay thế đất yếu  $h_d = 0$ .

Khi tăng tải trọng  $q = q_{tk} + \Delta q_i$  thì cần xác

định chiều dày tối thiểu của lớp đá học thay thế đất yếu trước tường  $h_{dmin}$  sao cho đảm bảo công trình được khai thác bình thường như đã thiết kế, nghĩa là đảm bảo các điều kiện:

$$t_0 = (0,95 \div 1,0)t_{0c}; \quad (1)$$

$$R_a \leq R_{ac}; \quad (2)$$

$$M_{max} \leq M_{maxc}; \quad (3)$$

trong đó  $t_0, R_a, M_{max}$  – các giá trị do tính toán khi tăng tải trọng khai thác;  $t_{0c}, R_{ac}, M_{maxc}$  – các giá trị do thiết kế xây dựng, tức là trường hợp không thay thế đất yếu ( $h_d = 0$ ) và chưa tăng tải trọng khai thác ( $q = q_{tk}; \Delta q = 0$ ).

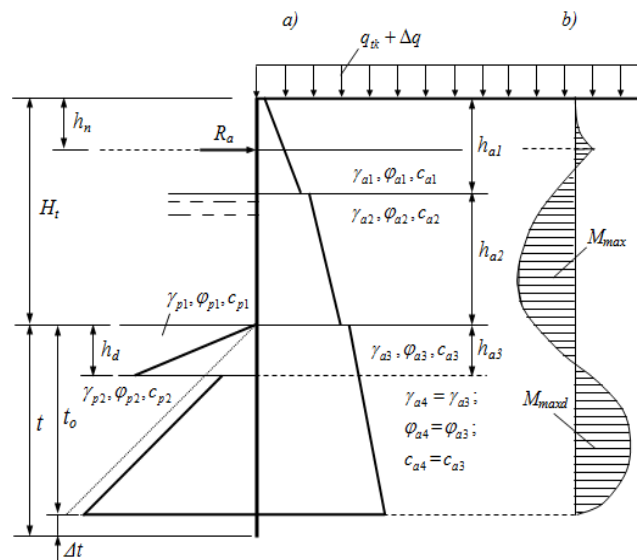
Sơ đồ tính công trình tường cừ một neo khi tăng tải trọng khai thác  $\Delta q$  và thay lớp đất yếu bằng đá học với chiều dày  $h_d$  được thể hiện trên Hình 5a.

Dưới đây trình bày phương pháp xác định chiều dày tối thiểu của đá học thay thế đất yếu khi tăng tải trọng khai thác trên bến.

1) Với mỗi giá trị chiều dày đá học thay thế đất yếu trước tường cừ  $h_d$  xác định mức tăng thêm lớn nhất có thể của tải trọng khai thác hay tải trọng tăng thêm giới hạn  $\Delta q_{gh}$  (xem Hình 6). Trong bước này, cho trước một giá trị của  $h_d$  và mức tải trọng tăng thêm  $\Delta q_i$  ngoài tải trọng thiết kế  $q_{tk}$ , tính toán công trình tường cừ một neo theo phương pháp “dầm tương đương” của Blum, xác định được  $t_{0i}, R_a, M_{max}$  khi đảm bảo mômen nhịp  $M_{max}$  và mômen ngàm  $M_{maxd}$  xấp xỉ bằng nhau, nghĩa là:  $M_{max} \approx M_{maxd}$ . Đồng thời, khi tăng tải trọng khai thác và thay thế đất yếu trước tường bằng đá học với chiều dày  $h_d$ , công trình phải làm việc an toàn, nghĩa là phải đảm bảo các điều kiện (1), (2), (3).

Tùy thuộc các giá trị tính toán được mà xây dựng biểu đồ quan hệ giữa  $t_{0i}, R_{ai}, M_{maxi}$  với các  $\Delta q_i$ , từ đó so sánh chọn được  $\Delta q_i$  nhỏ nhất, đó chính là  $\Delta q_{gh}$  (xem Hình 6). Khi hai trong các

điều kiện (1), (2), (3) được đảm bảo thì chỉ xây dựng biểu đồ quan hệ của hoặc  $t_{0i}$ , hoặc  $R_{ai}$ , hoặc  $M_{maxi}$  với  $\Delta q_i$ .

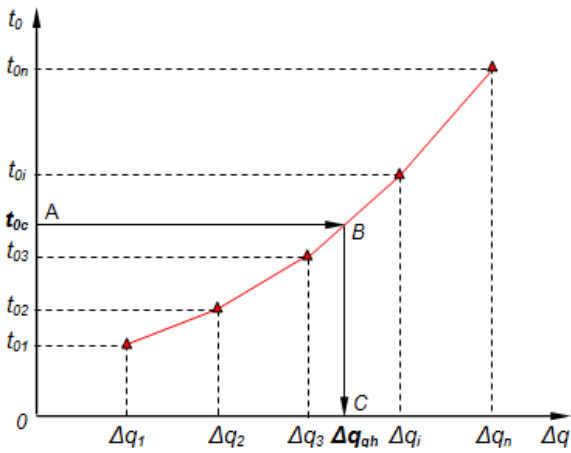


Hình 5: Tính toán công trình bến tường cừ một neo: a) sơ đồ tính khi tăng tải trọng khai thác và thay lớp đất yếu bằng đá học với chiều dày  $h_d$ ; b) biểu đồ mô men uốn

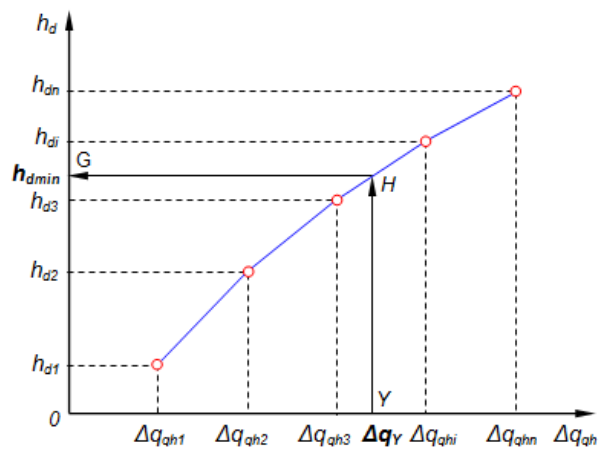
Trên Hình 6 thể hiện quan hệ giữa các  $t_{0i}$  với  $\Delta q_i$ . Từ vị trí  $t_{0c}$  (điểm A) trên trục tung - là chiều sâu chôn tường  $t_{0c}$  đã được xác định theo thiết kế - vẽ đường nằm ngang gặp đường quan hệ giữa các  $\Delta q_i$  và  $t_{0i}$  tại điểm B, qua điểm B vẽ tia thẳng đứng gặp trục hoành tại điểm C, đó chính là giá trị của mức tải trọng tăng thêm giới hạn  $\Delta q_{gh}$ . Quan hệ giữa các  $R_{ai}$  hoặc  $M_{maxi}$  với các  $\Delta q_i$  cũng được thể hiện tương tự.

Như vậy, với một giá trị của  $h_d$  xác định được một giá trị tải trọng tăng thêm giới hạn  $\Delta q_{gh}$ .

2) Xây dựng biểu đồ quan hệ giữa các chiều dày lớp đá định trước  $h_{di}$  và các mức tải trọng tăng thêm giới hạn  $\Delta q_{ghi}$  đã xác định được ở bước 1 (xem Hình 7).



Hình 6: Xác định mức tải trọng tăng thêm giới hạn  $\Delta q_{gh}$  với một chiều dày lớp đá học  $h_d$  định trước:  $t_{0c}$  - chiều sâu chôn tường  $t_0$  từ thiết kế;  $\Delta q_i$  - mức tải trọng tăng thêm cho trước để xác định được  $t_{0i}$

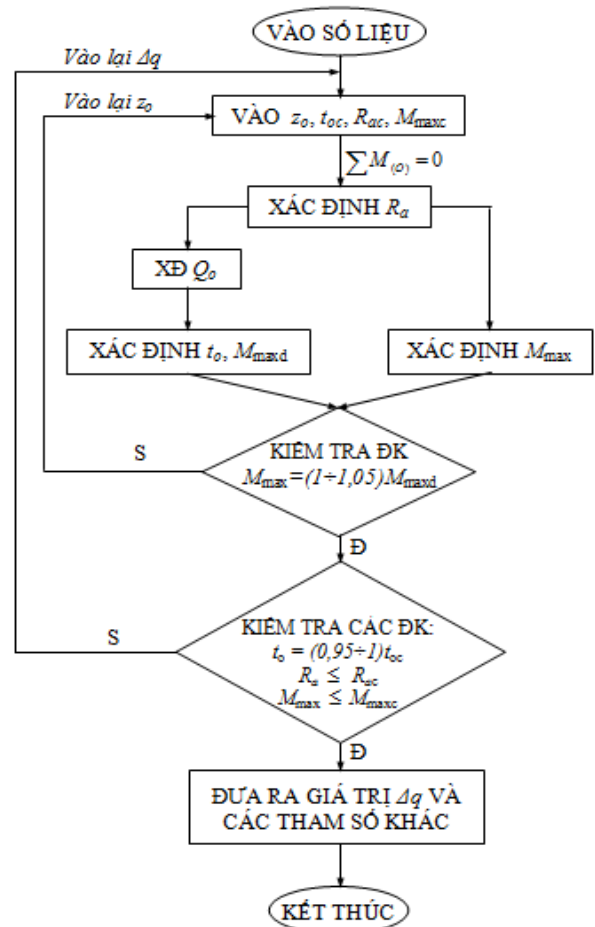


Hình 7: Biểu đồ xác định chiều dày tối thiểu  $h_{dmin}$  của lớp đá học thay thế đất yếu để đáp ứng yêu cầu tăng tải trọng khai thác trên bến  $\Delta q_Y$

3) Từ nghiên cứu thay đổi công năng của bến hoặc hao mòn vô hình của công trình xác định được mức yêu cầu tăng tải trọng khai thác  $\Delta q_Y$ , đặt giá trị  $\Delta q_Y$  (điểm Y) trên trục  $\Delta q_{gh}$  trong biểu đồ  $h_d$  và  $\Delta q_{gh}$  (Hình 7). Qua điểm Y ứng với giá trị  $\Delta q_Y$  kẻ tia thẳng đứng gặp đường quan hệ giữa  $h_d$  và  $\Delta q_{gh}$  tại điểm H, từ H kẻ đường nằm ngang cắt trục tung tại điểm G, điểm đó tương ứng là giá trị chiều dày tối thiểu  $h_{dmin}$  của lớp đá học để đáp ứng yêu cầu tăng tải trọng khai thác trên bến  $\Delta q_Y$  do thay đổi công năng của bến hoặc do hao mòn vô hình của công trình.

### 3.3. Lập chương trình tính toán TC-AHMH-2

Để phục vụ nghiên cứu giải pháp kết cấu đáp ứng nhu cầu tăng tải trọng trên bến do thay đổi công năng hoặc do hao mòn vô hình của công trình, PGS.TS. Nguyễn Văn Vi đã lập chương trình tính toán TC-AHMH-2 trên cơ sở phương pháp “dầm tương đương” của Blum. Sơ đồ khối để xây dựng chương trình tính được thể hiện trên Hình 8.



Hình 8: Sơ đồ khối của chương trình tính toán công trình tường cừ một neo TC-AHMH-2:  $t_{0c}$ ,  $R_{ac}$ ,  $M_{maxc}$  là các giá trị cũ đã được xác định khi thiết kế

## 4. KẾT QUẢ ÁP DỤNG TÍNH TOÁN

### 4.1. Các số liệu đưa vào tính toán

Từ các kết quả nghiên cứu được công bố trong [3], các tác giả đã phân tích và chọn chiều sâu gắn neo  $h_n = 0,25H_t$ , với  $H_t$  là chiều cao tường. Ứng với một chiều dày  $h_d$ , xét các trường hợp tăng tải trọng  $q_{tt} = q_{tk} + \Delta q_i$ .

Trong Bảng 1 là các số liệu được đưa vào tính toán công trình bên tường cừ một neo, trong đó giá trị các đại lượng của các trường

hợp tính toán không đổi, chỉ có  $\Delta q$  và  $h_d$  thay đổi.

### 4.2. Các kết quả tính toán

Sử dụng Chương trình tính TC-AHMHVH-2 để tính toán công trình bên tường cừ một neo cho các trường hợp kể trên. Với mỗi trường hợp tính toán đều đưa ra kết quả tương tự như trong Bảng 2. Trên Hình 9 thể hiện đồ thị xác định tải trọng tăng thêm giới hạn khi  $h_d = 2,0$  m:  $\Delta q_{gh} \approx 8,20$  kPa.

**Bảng 1: Các số liệu được đưa vào tính toán (xem Hình 5)**

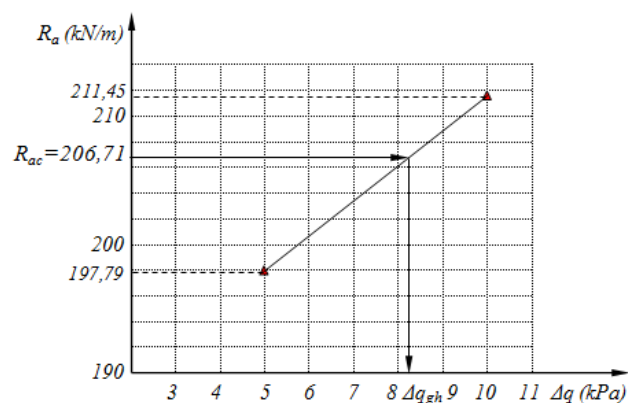
Tham số tính toán	Giá trị	Tham số tính toán	Giá trị
$H_t$ (m)	10	$\gamma_{a2}$ (kN/m <sup>3</sup> )	10
$h_n$ (m)	2,5	$\varphi_{a2}$ (độ)	32
$h_{bn}$ (m)	2,2	$c_{a2}$ (kPa)	0
$h_d$ (m)	(2,0 – 3,0) m	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	11
$h_{a1}$ (m)	4	$\varphi_d$ (độ)	40
$h_{a2}$ (m)	6	$\gamma_{a3}$ (kN/m <sup>3</sup> )	11
$\gamma_{a1}$ (kN/m <sup>3</sup> )	15,62	$\varphi_{a3}$ (độ)	15
$\varphi_{a1}$ (độ)	35	$c_{a3}$ (kPa)	10
$c_{a1}$ (kPa)	0	$q_{tk}$ (kPa)	40

**Bảng 2: Ví dụ kết quả tính toán với  $h_d = 2,0$  m;  $\Delta q = (5; 10)$  kPa;  $\Delta q_{gh} = 8,20$  kPa (xem Hình 9)**

KET QUẢ TÍNH TOÁN

hd(m)=2.00; deHt(m)=0.00; delq(kPa)=10.0; z0(m)=2.806

THAM SỐ TÍNH TOÁN	GIA TRI
LUC NEO TT Ra	kN/m! 211.4503
LUC NEO TK Rac	kN/m! 206.7100
LUC TRONG THNEO Ras	kN! 799.2820
MOMEN TAI CTR.NEO	kNm/m! 47.2625
Mmax TRONG NHIP	kNm/m! 444.4002
Mmaxd TRONG NGAM	kNm/m! -444.0992
Mmaxc TR.NHIP TK	kNm/m! 496.8200
Zmaxn TRONG NHIP	m! 3.7646
Zmaxd TRONG NGAM	m! 5.0136
DO SAU CH.COC t0	m! 11.2352
DO SAU CH.COC TK t0c	m! 11.4300
DUONG KINH THNEO da	cm! 6.6614
CHIEU DAI THNEO Lneo	m! 18.3239
KN CHKED CUA TNEO Rar	kN! 801.1735
DO BEN T.MAT Mp	kNm/m! 840.4000



**Hình 9: Đồ thị xác định tải trọng tăng thêm giới hạn khi  $h_d = 2,0$  m:  $\Delta q_{gh} \approx 8,20$  kPa**

Như vậy, đối với mỗi chiều dày đá học  $h_d$  thay thế đất yếu trước tường đều xác định được mức tải trọng tăng thêm giới hạn  $\Delta q_{gh}$ . Trong Bảng 3 trình bày kết quả tính toán với các chiều

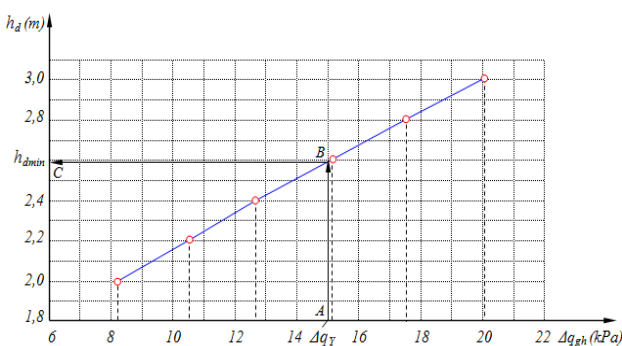
dày đá học thay thế đất yếu trước tường  $h_d$  khác nhau tương ứng với các tải trọng khai thác tăng thêm giới hạn  $\Delta q_{gh}$ .

**Bảng 3: Tổng hợp kết quả xác định tải trọng khai thác tăng thêm giới hạn  $\Delta q_{gh}$**

Chiều dày đá học thay thế đất yếu trước tường $h_d$ (m)	Cường độ tải trọng khai thác tăng thêm giới hạn $\Delta q_{gh}$ (kPa)
2,0	8,20
2,2	10,50
2,4	12,65
2,6	15,15
2,8	17,50
3,0	20,07

Từ kết quả trong Bảng 3 có thể vẽ biểu đồ quan hệ giữa chiều dày đá học thay thế đất yếu trước tường  $h_d$  và cường độ tải trọng khai thác tăng thêm giới hạn  $\Delta q_{gh}$  trên Hình 10.

Từ biểu đồ quan hệ giữa  $h_d$  và  $\Delta q_{gh}$  trên Hình 10 có thể xác định được chiều dày đá học tối thiểu  $h_{dmin}$  đáp ứng yêu cầu tăng tải trọng khai thác  $\Delta q_Y$ . Ví dụ, yêu cầu tăng tải trọng khai thác trên bển thêm một lượng  $\Delta q_Y = 15$  kPa thì chiều dày đá học thay thế đất yếu trước tường tối thiểu  $h_{dmin} \approx 2,59$  m.



*Hình 10: Xác định chiều dày đá học tối thiểu  $h_{dmin}$  đáp ứng yêu cầu tăng tải trọng khai thác  $\Delta q_Y$ : ví dụ, khi  $\Delta q_Y = 15$  kPa thì  $h_{dmin} \approx 2,59$  m*

## 5. KẾT LUẬN

1) Do các tiến bộ khoa học – công nghệ trong ngành vận tải biển hoặc những nguyên nhân khác mà công trình bến cảng biển có thể bị thay đổi công năng hoặc bị hao mòn vô hình ở dạng yêu cầu phải tăng tải trọng khai thác trên bển hoặc tăng độ sâu và chiều dài công trình bển, vì thế đòi hỏi phải nghiên cứu và có giải pháp khắc phục.

2) Với mỗi chiều dày lớp đá thay thế đất yếu  $h_d$  chỉ cho phép tăng tải trọng khai thác trên bển đến một giá trị giới hạn  $\Delta q_{gh}$ .

3) Phương pháp được các tác giả đề xuất cho phép xác định chiều dày tối thiểu của lớp đá thay thế đất yếu trước tường cừ  $h_{dmin}$  để có thể đáp ứng mức tăng của tải trọng khai thác trên bển.

4) Kết quả nghiên cứu không chỉ đưa ra giải pháp có thể khắc phục hao mòn vô hình của công trình bển tường cừ một neo ở dạng yêu cầu tăng tải trọng khai thác trên bển, mà còn cho phép áp dụng để cải tạo nâng cấp, hoặc thay đổi công năng của công trình bển.

5) Khi thi công thay thế đất yếu bằng đá học trước công trình bển phải có biện pháp đảm bảo tuyệt đối an toàn cho công trình.

**Lời cảm ơn:** Nghiên cứu này được tài trợ bởi Trường Đại học Công nghệ Giao thông Vận tải trong khuôn khổ Đề tài Trọng điểm cấp Trường, mã số ĐTTĐ2022-08.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Nguyễn Văn Vi. *Phương pháp mô hình hóa thống kê từng bước trong tính toán độ tin cậy của các công trình cảng*. NXB Giao thông Vận tải, 2017 (Tái bản lần thứ hai).

[2] Nguyễn Văn Vi. *Công trình bển cảng*. NXB Khoa học Tự nhiên và Công nghệ, 2020.

- [3] Nguyễn Văn Vi và nnk. *Nghiên cứu lựa chọn cao trình gắn neo và chiều dày đá xít thái thay thế đất yếu trước tường nhằm nâng cao hiệu quả kinh tế - kỹ thuật cho kết cấu công trình bến tường cừ một neo*. Đề tài Trọng điểm cấp Trường Đại học Công nghệ GTVT, mã số ĐTTĐ 2021-29.
- [4] Nguyễn Văn Vi, Trần Thị Thu Hà. *Nghiên cứu sử dụng đá hộc thay thế đất yếu trước tường để khắc phục hao mòn vô hình của công trình bến tường cừ một neo*. Tạp chí Giao thông Vận tải số Tháng 12/2021. ISSN 2354-0818.
- [5] Trần Minh Quang. *Cảng chuyên dụng*. NXB Giao thông Vận tải, 1998.
- [6] Costet J., Sanglerat G. *Cours pratique de mécanique des sols*. BORDAS, Paris, 1975.
- (Moscow, 1981, Bản Tiếng Nga: Механика грунтов – Практический курс).
- [7] Костюков В. Д. *Надежность морских причалов и их реконструкция*. Транспорт, Москва, 1987.
- [8] Nguyen Van Vi. *Сроки эксплуатации причалов с учетом их физического и морального износа*. Диссертация на соиск. ученой степ. канд. техн. наук. Спец. 05-22-19. Москва, 1994.
- [9] Nguyen Van Vi. *Некоторые вопросы морального износа портовых причальных сооружений*. Доклады V научного симпозиума, посвященного 6-летию Вьетнамской научно-технической Ассоциации в РФ. ISBN 5-89081-031-6. Москва, 2000.

# NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG CỦA KHÁCH SẠN DAEWOO HÀ NỘI ĐẾN NỘI LỰC TRONG VỎ HẦM METRO TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT CÔNG TRONG ĐIỀU KIỆN ĐẤT ĐÁ PHÂN LỚP

ĐẶNG VĂN KIÊN\*, AUGUSTIN BRACCO\*\*,  
VŨ TIẾN DŨNG\*\*\*

*Research on stability of metro tunnel lining in the sub-rectangular shape based on numerical analysis: A case study in Ho Chi Minh metro project*  
**Abstract:** The Hanoi Metro Pilot Light Line 3 is part of the new metro tunnel project for Hanoi capital. The construction works in this contract include a twin bored tunnel running parallel, with a distance ranging from 12 to 35 m. The 2.6 km twin tunnels will be bored by two 6.3 m diameters. Even though a lot of works have been done to develop tunnel lining design methods with circular cross-section tunnel, it can be found that most of the analyses assumed that the tunnels are excavated in only one homogeneous soil. However, in real scenarios, it is very rare to meet tunnels built in only one layered soil. In most cases, layered soils are encountered which induces variations in terms of geomechanical properties (soil unit weight, Young modulus, cohesion, and friction angle) for each sub-layer. Moreover, the Hanoi aquifer system and groundwater extraction make the soil subject to land subsidence during tunneling. Therefore, an accurate study the impact Hanoi Daewoo Hotel on metro tunnel excavation on is needed. This paper presents above impact in multi-layered soils in Hanoi, which is the most accurate representation of Hanoi Metro Pilot Light Line 3 actual soil by numerical simulation by Rocscience -RS2- Phase<sup>2</sup> software.

## 1. MỞ ĐẦU

Theo Quy hoạch chung xây dựng Thủ đô Hà Nội đến năm 2030 và tầm nhìn đến năm 2050 được phê duyệt tại Quyết định số 1259/QĐ-TTg ngày 26/7/2011, mạng lưới đường sắt đô thị gồm 8 tuyến với tổng chiều dài khoảng 318 km. Có 9 tuyến đường được quy hoạch và phát triển trong quy hoạch nói trên như Bảng 1.

Các đoạn đường hầm trong tuyến tàu điện

Nhổn - Cát Linh - Ga Hà Nội được thi công bằng phương pháp sử dụng máy đào TBM (tuyến số 3) như Hình 1. Việc sử dụng phương pháp thi công bằng TBM kết hợp với vỏ hầm lắp ghép được đánh giá là khá thích hợp cho khu vực đất nền của trung tâm Hà Nội cũng như với quy mô thi công các đường hầm thuộc tuyến metro số 3. Các đường hầm sẽ được đào và chống đỡ ngay bằng vỏ lắp ghép làm bằng bê tông cốt thép đúc sẵn, điều này sẽ làm tăng tốc độ thi công các tuyến đường, đồng thời đảm bảo các yêu cầu về an toàn, kỹ thuật và môi trường khi thi công trong khu vực trung tâm, các công trình văn hóa lịch sử trên bề mặt và tập trung

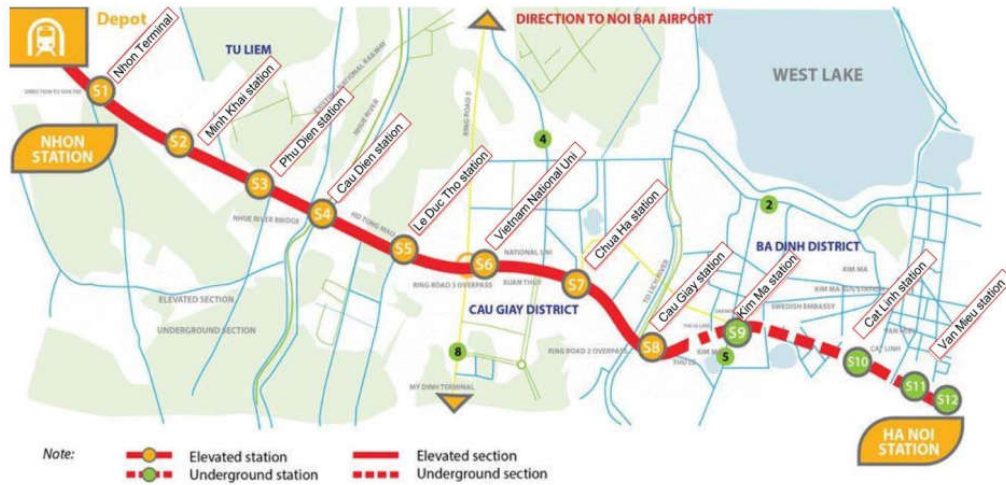
\* Trường Đại học Mỏ - Địa chất  
Số 18 Phố Viên - Phường Đức Thắng - Q. Bắc Từ Liêm - Hà Nội

\*\* Aix-Marseille Université (France)

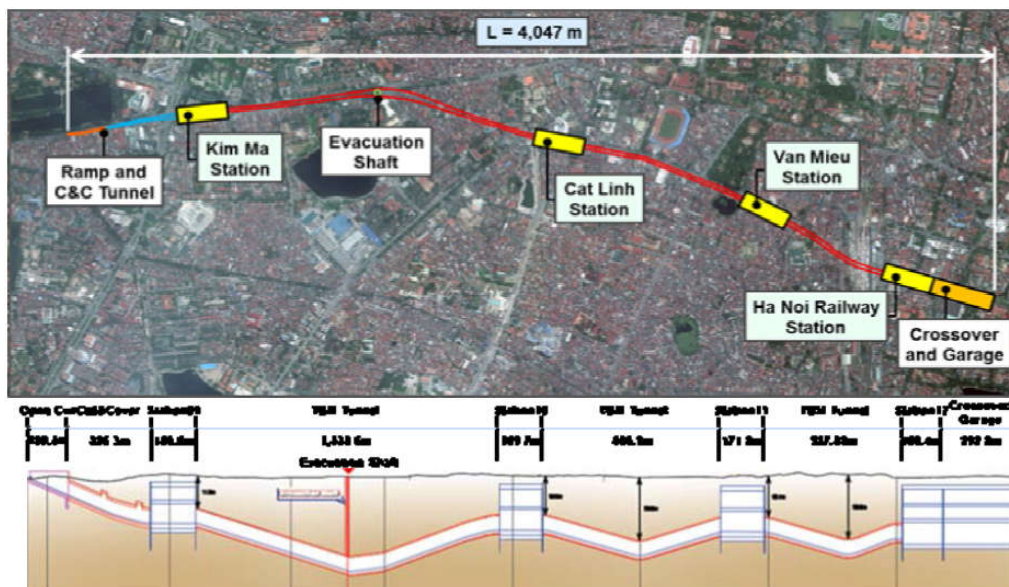
\*\*\* Sở Xây dựng tỉnh Bà Rịa - Vũng Tàu  
Email: dangvankien@humg.edu.vn

nhiều dân cư và các công trình quan trọng khác. Tại thời điểm hiện tại, TBM đã được đưa vào chuẩn bị sẵn sàng tại ga S9 – Kim Mã gần

khách sạn Hanoi Daewoo Hotel để thi công tuyến đường hầm thuộc tuyến số 3 với tổng chiều dài 4,0 km như Hình 2 [1-2, 11].



Hình 1: Sơ đồ các nhà ga trên cao và tuyến số metro 03, dự án đường sắt metro Hà Nội (Urbanist Hanoi, 2018) [2]



Hình 2: Mặt bằng và nhà ga tuyến hầm metro số 3 – dự án metro Hà Nội [3-7]

Trong hầu hết các trường hợp, địa chất tuyến hầm đào qua thường gồm đất đá nhiều lớp có sự thay đổi về các đặc tính địa cơ (trọng lượng thể tích, mô đun đàn hồi, lực dính và góc ma sát) đối với mỗi lớp. Hơn nữa, hệ thống tầng chứa nước và khai thác nước ngầm của Hà Nội có thể dẫn đến đất có thể bị

sụt lún bề mặt khi đào hầm. Do đó, một nghiên cứu chính xác về ứng xử của đường hầm chữ nhật cong trong điều kiện đất đá phân lớp là cần thiết. Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu ứng xử của vỏ hầm metro tiết diện chữ nhật cong trong điều kiện đất đá phân lớp thực tế tại khu vực Hà Nội bằng



phương pháp mô hình số thông qua phần mềm Phase<sup>2</sup>.

Trên Hình 3 giới thiệu vị trí tương quan của khách sạn với tuyến hầm metro số 03 là

25m với các thông số: 15 tầng; chiều rộng là 20m; độ sâu đặt hầm là 20m;  $K = 0,6$ ; độ sâu nước ngầm 5,0m; chiều dày 40 cm; mác bê tông C35.



Hình 3: Hiện trạng khách sạn Hanoi Daewoo

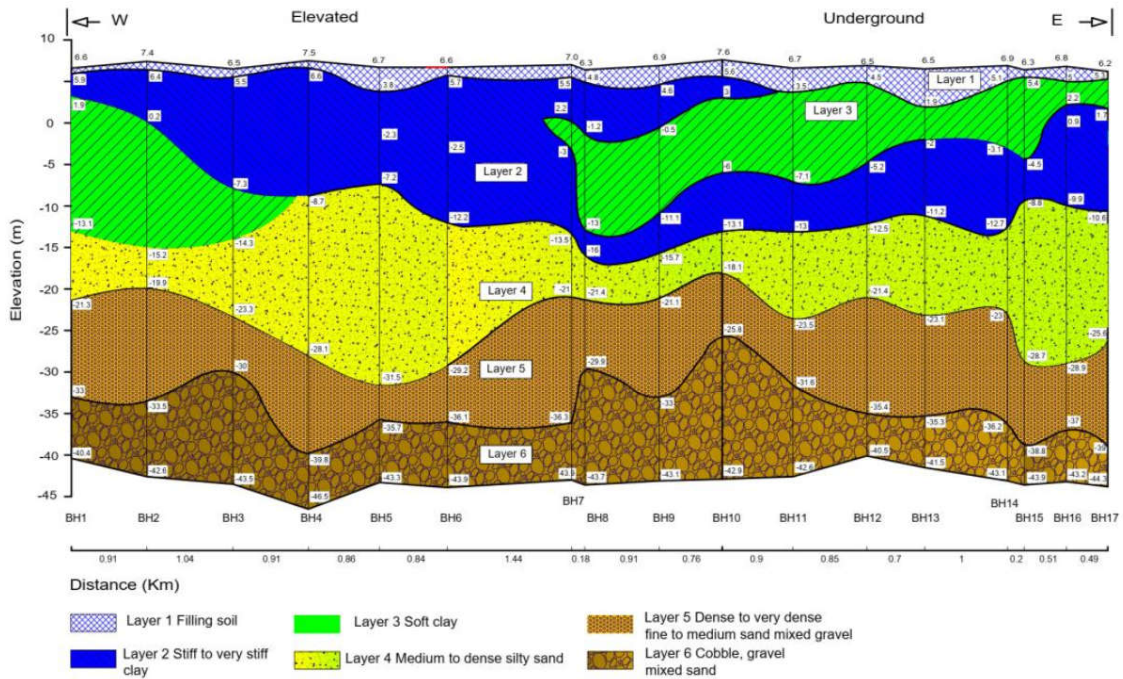
## 2. CÁC ĐẶC ĐIỂM VỀ ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT, ĐỊA CHẤT THỦY VĂN KHU VỰC ĐẶT ĐƯỜNG HẦM METRO TUYẾN SỐ 3 DỰ ÁN METRO HÀ NỘI

Khu vực đặt đường hầm metro tuyến số 3 dự án metro Hà Nội thuộc khu vực trung tâm Hà Nội nằm trên lưu vực của sông Hồng, qua các tài liệu khảo sát cũng như các mẫu khoan thí nghiệm, có thể kết luận khu vực từ mặt đất đến độ sâu khoảng 50 m là đất và được chia ra làm 6 lớp đặc trưng. Dưới độ sâu 50 m của khu vực trung tâm Hà Nội là lớp đá

gốc bền vững. Do đường hầm thuộc hệ thống tàu điện ngầm của Hà Nội được thiết kế nằm ở độ sâu dao động  $H=10\div 20$  m nên việc nghiên cứu tập trung vào cố định chiều sâu hầm tại  $H = 15\text{m}$  trong một loại đất đá, chiều dày vỏ chống thay đổi. Các lớp đất thực tế trong khu vực đặt tuyến đường hầm metro tuyến số 3 dự án metro Hà Nội có các đặc tính được xác định thông qua các thí nghiệm như **Bảng 1**. Trắc dọc địa chất tuyến metro số 3 (theo Giao et al., 2018) [4-5] được thể hiện trên **Hình 3**.

**Bảng 1: Đặc tính địa chất cơ bản của khu vực đặt tuyến metro số 03, Hà Nội [2]**

Số thứ tự lớp đất	Module đàn hồi của các lớp đất, E, MPa	Hệ số Poisson, $\mu$	Chiều dày của các lớp đất (h), m	Chiều sâu của các lớp đất, m	Dung trọng của các lớp đất, $\rho$ , g/cm <sup>3</sup>	Mực nước ngầm trung bình, m
1	9,25	0,41	4,6	4,6	1,75	3,0
2	7,68	0,38	1,1	5,7	1,76	
3	15,3	0,35	11,8	17,5	1,81	
4	35,02	0,33	12,5	30	1,78	
5	53,9	0,32	11,0	41	1,83	
6	65	0,3	7,0	48	1,86	



Hình 4: Trắc dọc địa chất tuyến metro số 3 (Theo Giao et al., 2018) [4-5]

### 3. CÁC ĐẶC ĐIỂM CỦA ĐƯỜNG HÀM THUỘC HỆ THỐNG METRO SỐ 3, DỰ ÁN METRO HÀ NỘI

Đặc điểm của hầm của hệ thống tàu điện ngầm Hà Nội tại trung tâm Hà Nội: đường hầm tàu điện ngầm Hà Nội có độ sâu từ 15 - 30m so với mặt đất. Vỏ hầm được làm bằng bê tông cốt thép lắp ghép với các đặc điểm: mô đun đàn hồi  $E_1 = 35000 \text{ MPa}$ ; Poisson's ratio  $\nu_1 = 0,15$ ; chiều

dày vỏ chống hầm  $d_1 = 0,5 \text{ m}$ . Tuyến đường hầm được thi công với hai đường hầm có kích thước như nhau và có tiết diện ngang là hình tròn bằng phương pháp sử dụng máy đào TBM theo thiết kế. Các kết cấu chống bằng bê tông cốt thép phân đoạn sẽ được tiến hành lắp đặt ngay trong quá trình đào và thi công đường hầm. Các thông số vỏ chống và đất đá được thể hiện trên **Bảng 2**.

Bảng 2: Các thông số đầu vào cho trường hợp nghiên cứu [8-10]

Các thông số của vỏ hầm	Ký hiệu	Đơn vị	Giá trị
Mô đun đàn hồi	$E_1$	MPa	35000
Hệ số Poát-xông	$\nu_1$	-	0,15
Chiều dày vỏ	$t$	m	-
Đường kính ngoài	$D$	m	9,76
Dung trọng	$\gamma$	$\text{kN/m}^3$	14,4
Độ cứng	$E_A$	$\text{kN/m}$	$2,4 \times 10^7$
Độ cứng khi uốn	$E_L$	$\text{kNm}^2/\text{m}$	$7,2 \times 10^5$

**Bảng 3: Các thông số đầu vào của các lớp đất đá cho trường hợp nghiên cứu [8-10]**

Lớp đất	Chiều dày, H (m)	Khối lượng thể tích, $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Young's modulu, E (MPa)	Hệ số Poat-xông, $\mu$	Góc ma sát trong, $\varphi$ (0)	Lực dính kết, C (kPa)	Hệ số áp lực ngang, K0
Đất phủ	6,5	1900	-	0,3	23	-	0,47
Lớp 1: GU3&4	5,5	2000	8	0,3	20	5	0,66
Lớp 2: GU1_s1	2,5	1850	12	0,3	25	10	0,58
Lớp 3: GU1_s2	2,5	1900	50	0,3	25	25	0,58
Lớp 4: GU5a	10,5	2000	55	0,3	34	25	0,44
Lớp 5: GU7&8	72,5	2100	75	0,5	38	25	0,36

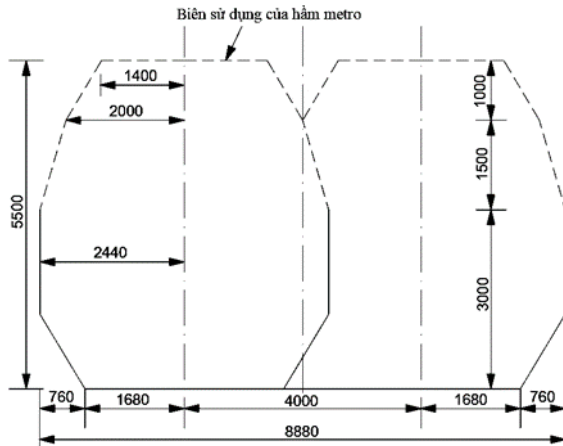
### 3. XÁC ĐỊNH MẶT CẮT NGANG KHI SỬ DỤNG TIẾT DIỆN ĐƯỜNG HÀM HÌNH CHỮ NHẬT CONG CHO ĐƯỜNG HÀM METRO TUYẾN 03 NHỒN - GA HÀ NỘI

Dựa trên TCVN 11793 : 2017 [12], kích thước khổ hầm metro làn đôi như **Hình 5**. Phương pháp xác định mặt cắt ngang đường hầm hình chữ nhật cong ta xác được các thông số cơ bản của đường hầm như Bảng 3. Đường hầm metro với tiết diện ngang hình tròn có ưu điểm là độ ổn định của kết cấu vỏ chống đường hầm lớn, dễ thi công bằng cơ giới (khiên đào) nên được sử dụng nhiều trong thực tế. Tuy nhiên, hệ số sử dụng tiết diện tiết diện ngang (tỷ số giữa phần diện tích thực tế sử dụng và diện tích đào) của tiết diện trên nhỏ. Ngoài ra, để đảm bảo yêu cầu có hai làn đường hầm metro chạy ngược chiều nhau trên cùng một tuyến, phương án hai đường hầm đào song song thường được sử dụng (ví dụ: dự án Nhổn - Ga Hà Nội, dự án Bến Thành - Suối Tiên và nhiều dự án khác trên thế giới). Điều này làm tăng khối lượng đào và chống giữ các đường hầm. Để khắc phục các nhược điểm của phương án sử dụng đường hầm tiết diện tròn, đường hầm tiết diện ngang hình chữ nhật cong (kết hợp giữa hình tròn và hình chữ nhật “sub-rectangular”) đã

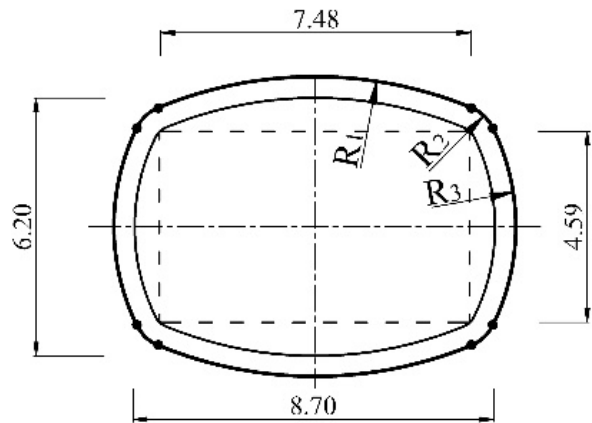
và đang được chú ý nghiên cứu và lựa chọn sử dụng. Loại hình tiết diện này cho phép nâng cao hệ số sử dụng hữu ích diện tích tiết diện ngang so với đường hầm hình tròn, đồng thời tránh được sự tập trung ứng suất ở bốn góc so với tiết diện hình chữ nhật. Mặt khác, tiết diện chữ nhật cong cũng thích hợp khi thiết kế hai làn đường tàu chạy trong cùng một đường hầm nhờ giảm chi phí đào và chống giữ đường hầm do giảm tổng khối lượng đào. Ngoài ra, tiết diện hình chữ nhật cong cũng phù hợp để áp dụng cho lối vào metro, đường dành cho người đi bộ dưới lòng đất. Mặc dù có nhiều ưu điểm trong sử dụng đã được chỉ ra nhưng đến nay các kết quả nghiên cứu tính toán độ ổn định của vỏ chống lắp ghép từ các cấu kiện bê tông đúc sẵn bên trong đường hầm tiết diện hình chữ nhật cong còn rất hạn chế và mới chủ yếu dừng lại ở các kết quả thực nghiệm trong phòng thí nghiệm trên mô hình kích thước thực hoặc mô hình thu nhỏ, chưa có phương pháp tính toán lý thuyết hoàn chỉnh được đề xuất. Các chỉ dẫn thiết kế trong các bộ tiêu chuẩn thiết kế chuyên ngành ở các nước trên thế giới cho loại hình vỏ chống này cũng chưa được đề cập. Do đó, việc nghiên cứu, đề xuất một phương pháp tính mới cho kết cấu vỏ chống lắp ghép bên trong các đường hầm metro tiết diện ngang hình chữ nhật cong bằng

phương pháp số nhằm mục đích tính toán, tối ưu hóa các thông số mặt cắt ngang trong quá trình thiết kế đường hầm metro tiết diện cong, đặc

biệt là trong điều kiện địa chất phân lớp như Hà Nội và TP. Hồ Chí Minh. Kích thước của đường hầm được thể hiện trên **Bảng 3** và **Hình 6**.



Hình 5: Tiết diện sử dụng hầm metro tiết diện làn đôi theo TCVN 11793 : 2017 [12]



Hình 6: Kích thước đường hầm tiết diện hình chữ nhật cong

**Bảng 4: Các thông số hình học của đường hầm**

Chiều rộng (B) (m)	Chiều cao đường hầm ( $H_t$ ) (m)	Hệ số; $B/H_t$	$R_1$ (m)	$R_2$ (m)	$R_3$ (m)	Diện tích ( $m^2$ )
9,70	7,20	1,347	9,95	1,00	5,35	59,786

Sơ đồ xác định áp lực lên đường hầm theo giả thuyết của Terzaghi. Sử dụng phương pháp số thông qua phần mềm Phase2 tính cho trường hợp hầm chữ nhật cong với kích thước đã xác định với dạng vỏ hầm lắp ghép có chiều dày thay đổi.

#### 4. ĐÁNH GIÁ TÁC ĐỘNG CỦA THI CÔNG HẦM METRO TIẾT DIỆN CHỮ NHẬT CONG TRONG ĐIỀU KIỆN ĐẤT ĐÁ PHÂN LỚP ĐẾN ỔN ĐỊNH ĐẾN ỔN ĐỊNH CỦA KHÁCH SẠN DAEWOO HÀ NỘI

Trong nghiên cứu này nhóm tác giả tiến hành đánh giá tác động của thi công hầm metro tiết diện chữ nhật cong trong điều kiện đất đá phân lớp đến ổn định đến ổn định của khách sạn Daewoo Hà Nội của vỏ hầm khi hầm đào trong điều kiện phân lớp thông qua phần mềm

Rocscience -RS2- Phase<sup>2</sup> software. Để đánh giá đánh giá tác động của thi công hầm metro tiết diện chữ nhật cong với chiều dày vỏ hầm bê tông lắp ghép khi ở trạng thái làm việc được giả định là một lớp vỏ liền khối có chiều dày 50 cm, ta sử dụng phương pháp số thông qua phương pháp phần tử hữu hạn bằng phần mềm chuyên dụng Rocscience -RS2- Phase<sup>2</sup>. Phần mềm Phase<sup>2</sup> bản quyền có khả năng mô phỏng quá trình khai đào đất đá và lắp dựng kết cấu chống giữ hầm metro với các loại kết cấu chống giữ là điển hình là bê tông phun (Shotcrete) và neo đá (Rockbolt) với mô hình Fully Bonded, neo cáp (Cable bolt) với mô hình Plain Stran Cable. Phần mềm cũng chỉ ra mức độ ổn định của vỏ hầm thông qua hệ số bền (Strength factor), vùng dẻo xuất hiện xung quanh đường lò cũng như giá trị nội lực lớn nhất đạt được trong hệ thống

kết cấu chống giữ đường hầm gồm mô men lớn nhất trong vỏ bê tông lắp ghép, bê tông phun, khung thép, mô men uốn và lực dọc xuất hiện lớn nhất trong thanh neo (nếu có sử dụng). Mô hình phá hủy vật liệu sử dụng để mô phỏng trong nghiên cứu với đất đá, bê tông vỏ hầm được giả định tuân theo mô hình dẻo Mohr – Coulomb.

\*) Xây dựng mô hình, điều kiện biên và trường ứng suất ban đầu

Kích thước vùng mô hình hóa 2D: vùng ảnh hưởng sang bên trái, bên phải và phía dưới đường lò trong tầng đá gốc được chọn bằng bằng 30 lần chiều rộng hầm metro (theo kinh

nghiệm) nhằm đảm bảo mô hình điều kiện thực tế và đảm bảo độ chính xác của mô hình số.

Điều kiện biên: cạnh thẳng đứng bên trái, bên phải biên vùng ảnh hưởng cho phép dịch chuyển theo phương thẳng đứng, không cho phép dịch chuyển theo phương ngang. Cạnh nằm ngang dưới đáy biên vùng ảnh hưởng không cho phép dịch chuyển theo phương thẳng đứng và phương ngang. Cạnh nằm ngang phía trên biên vùng ảnh hưởng để tự do, cho phép dịch chuyển theo phương đứng và phương ngang.

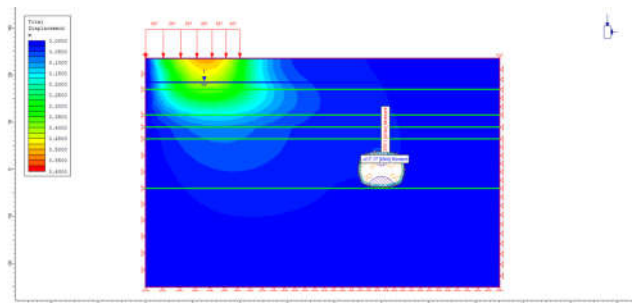
\*) Công tác khai đào hầm metro và lắp đặt vỏ hầm trong mô hình số, các giai đoạn tính toán mô phỏng được thể hiện trong Bảng 4 dưới đây.

**Bảng 5: Các giai đoạn mô phỏng trong tính toán kết cấu chống đường lò**

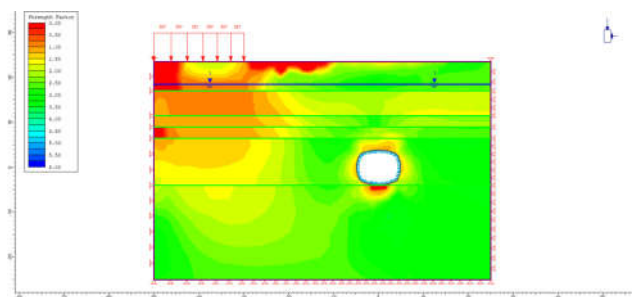
Giai đoạn	Công việc
Giai đoạn 1	Xây dựng điều kiện biên, trường ứng suất ban đầu.
Giai đoạn 2	Giảm modun đàn hồi của khối đá phía trong biên hầm metro để chú ý đến biến dạng xung quanh đường hầm sau khi đào và lắp dựng vỏ hầm bê tông

\*) Đặc tính đất đá và các thông số đầu vào

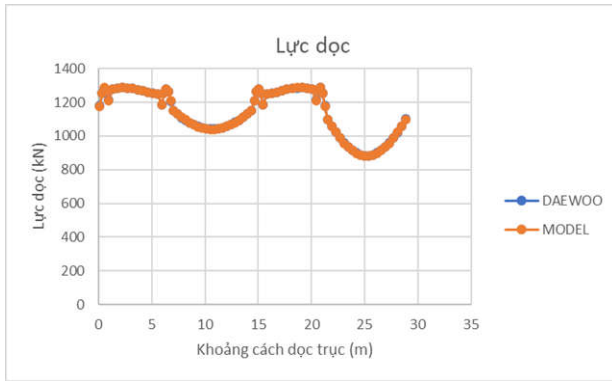
Đối tượng nghiên cứu là vỏ hầm metro tiết diện chữ nhật cong đào qua đất đá với các trường hợp khác nhau có các đặc tính cơ lý đá khác nhau tại tuyến metro số 03 của Hà Nội như Bảng 3. Nghiên cứu được tiến hành dựa trên việc mô phỏng hầm metro tiết diện chữ nhật cong sự ảnh hưởng của khách sạn Daewoo Hà Nội đến nội lực trong vỏ hầm trong điều kiện đất đá phân lớp. Xuất phát từ điều kiện địa chất thực tế tại tuyến hầm metro số 03 với các lớp đất đá có bề mặt phân lớp uốn lượn như Hình 3, đường hầm đào ở độ sâu 20-30 m. Kết quả sự chuyển dịch và hệ số bền của đất nền phía dưới Daewoo Hà Nội, xung quanh vỏ hầm được thể hiện trên Hình 7 và Hình 8. Kết quả giá trị nội lực trong vỏ chống từ ba mô hình được thể hiện trên Hình 9 ÷ Hình 11.



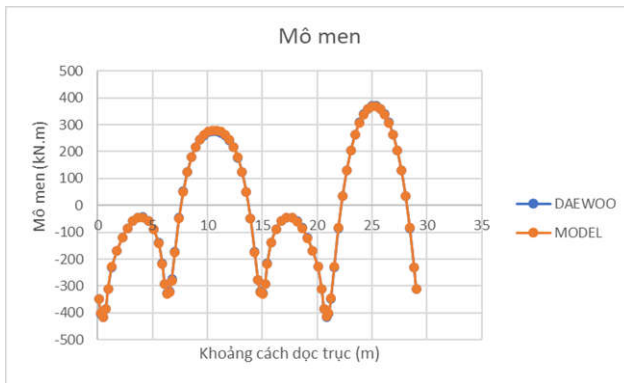
Hình 7: Sự chuyển dịch của đất nền phía dưới Daewoo Hà Nội, xung quanh vỏ hầm



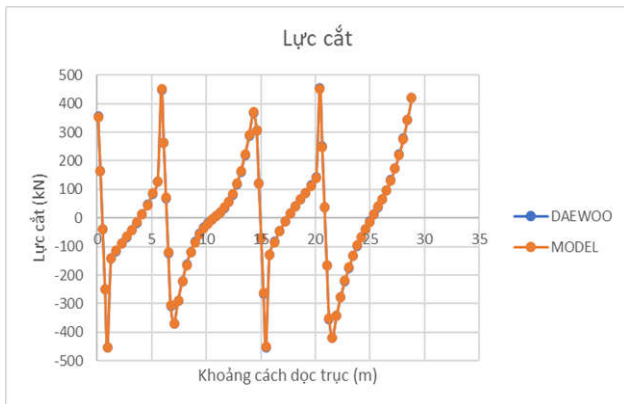
Hình 8: Hệ số bền của đất nền phía dưới Daewoo Hà Nội, xung quanh vỏ hầm



Hình 9: Biểu đồ lực dọc trong vỏ hầm metro chữ nhật cong gần với khách sạn Daewoo Hà Nội



Hình 10: Biểu đồ mô men trong vỏ hầm metro chữ nhật cong gần với khách sạn Daewoo Hà Nội



Hình 11: Biểu đồ lực cắt trong vỏ hầm metro chữ nhật cong gần với khách sạn Daewoo Hà Nội

Hình 7 và Hình 11 cho thấy mô men uốn nóc và tại nền của vỏ hầm metro là lớn nhất, tuy nhiên giá trị chuyển dịch vẫn trong giới hạn cho phép.

Hình 8 thể hiện hệ số bền của vùng đất đá phía nền khách sạn *Daewoo Hà Nội* và nền xung quanh vỏ hầm metro. Hình 9, Hình 11 thể hiện biểu lực dọc và lực cắt trong vỏ hầm metro tiết

diện cong gần với khách sạn *Daewoo Hà Nội*. Qua các biểu đồ cho thấy sự thay đổi nội lực trong vỏ hầm khi hầm được bố trí gần khách sạn gần với khách sạn *Daewoo Hà Nội* so với các kết quả đạt được trong nghiên cứu [10].

## 5. KẾT QUẢ VÀ THẢO LUẬN

Kết quả mô hình ở trên cho thấy có sự thay đổi nội lực xuất hiện trong vỏ hầm chữ nhật cong khác có sự thay đổi khi xét ảnh hưởng của khách sạn *Daewoo Hà Nội* đến nội lực trong vỏ hầm metro tiết diện chữ nhật cong trong điều kiện đất đá phân lớp. Với hầm chữ nhật cong thì ứng suất tập trung tại bốn góc trong khi hình tròn là phân bố đều do biên cong trơn. Tuy nhiên, tỷ lệ sử dụng diện tích hữu ích của hầm hình chữ nhật cong là lớn hơn so với hình tròn dẫn đến phần diện tích đào khi thi công nhỏ hơn. Do vậy, với một số tuyến hầm metro đào trong khu vực chật hẹp của thành phố có nhiều công trình bề mặt, cần đào với khối lượng nhỏ nhất nên sử dụng tiết diện hình chữ nhật cong. Mặc dù vậy, tiết diện metro hình chữ nhật cong mới được chú ý nghiên cứu trong những năm gần đây do những tiến bộ trong việc mô phỏng số, các phương pháp mới trong tính toán vỏ hầm như phương pháp kháng đàn hồi (HRM) trên thế giới và tại Việt Nam. Với các kết quả nội lực thu được cho thấy có sự thay đổi lớn về nội lực trong vỏ chống so với các nghiên cứu trước đó khi mô phỏng hầm trong một lớp đất đá đồng nhất [8-10].

Kết quả mô hình cũng cho thấy sự gia tăng của mômen uốn cũng như sự giảm của lực dọc trục và lực cắt khi xét ảnh hưởng của khách sạn *Daewoo Hà Nội* thông qua mô hình số.

## 6. KẾT LUẬN

Bài báo đã tổng hợp các kết quả nghiên cứu chính về kết cấu hầm metro cũng như phương pháp tính toán hầm metro và áp dụng phương pháp số, thông qua phần mềm Phase 2 cho một trường hợp cụ thể hầm metro tại tuyến metro số 3 dự án metro Hà Nội. Kết quả nghiên cứu cho phép rút ra các kết luận sau:

- Bằng phương pháp số thông qua phần mềm

Rocscience -RS2- Phase2 software, nhóm tác giả đã mô phỏng ảnh hưởng của khách sạn Daewoo Hà Nội đến nội lực trong vỏ hầm metro tiết diện chữ nhật cong trong điều kiện đất đá phân lớp.

- Việc xây dựng hệ thống tàu điện ngầm Hà Nội là điều cần thiết để giảm thiểu tình trạng tắc nghẽn giao thông của thành phố và giảm lượng khí thải carbon dioxide. Bên cạnh đất pha sét của Hà Nội, sự hiện diện của nước ngầm lớn và việc xây dựng các công trình cao trên bề mặt mà các tính toán chạy trước đây chưa đề cập nhiều, đặc biệt là điều kiện địa chất thực tế có nhiều lớp đất với các đặc tính khác nhau cần được nghiên cứu nhiều hơn.

- Theo mô phỏng cho thấy khi xét ảnh hưởng của khách sạn Daewoo Hà Nội với khoảng cách đến tuyến hầm metro số 03 là 25m, mô men uốn nóc và tại nền của vỏ hầm metro là lớn nhất, tuy nhiên giá trị chuyển dịch vẫn trong giới hạn cho phép.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Đặng Hồng Lam, Nguyễn Bá Đồng (2020). "Dự báo độ lún của bề mặt đất do đào hầm bằng máy đào TBM tại tuyến metro line 3", *Tạp chí Địa Kỹ thuật*, số 2, 578-62. ISSN: 0866-279X

2. <https://saigoneer.com/hanoi-news/22078-hanoi-reveals-train-design-of-metro-line-3,-seeks-public-feedback>.

3. Design report technical design (2013). "Project: Hanoi pilot light metro line 03 Section Nhon - Hanoi Railway station. Package: underground section - line and stations, package number HPLMLP/CP-03". Hanoi, 2013. – Volume (1-2). – 73 p.

4. Giao P. H. and E. Ovaskainen (2000). Primary Analysis of Hanoi Land Subsidence with reference to Groundwater Development, *Lowland Technology International*, Vol. 2 (2), p. 17-29, IALT.

5. Giao, P. H., Hue, V. T., Han, N. D.,

Anh, N. T. H., & Minh, N. N. (2018). "Land subsidence prediction for a new urban mass rapid transit line in Hanoi". *Online published in. Underground Space. Elsevier*, at <https://doi.org/10.1016/j.undsp.2018.11.002>.

6. X. Huang, Y. Zhua, Z. Zhanga, Y. Zhuc, S. Wang and Q. Zhuang (2018). "Mechanical behaviour of segmental lining of a sub-rectangular shield tunnel under self-weight," *Tunnelling and Underground Space Technology* 74, pp. 131-144, 2018.

7. Do NA, Dias D, Zixin Z, Xin H, Nguyen TT, Pham VV, Ouahcène NR. (2020). "Study on the behavior of squared and sub-rectangular tunnels using the Hyperstatic Reaction Method". *Transportation Geotechnics*; 22. [doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100321](https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100321).

8. Nguyen TT, Do NA, Karasev MA, Dang VK, Dias D. (2020). "Tunnel Shape Influence on the Tunnel Lining Behavior". *Proceeding of ICE - Geotechnical Engineering*. [doi.org/10.1680/jgeen.20.00057](https://doi.org/10.1680/jgeen.20.00057).

9. Đặng Văn Kiên, Đỗ Ngọc Anh, Nguyễn Tài Tiến, Nguyễn Huỳnh Anh Duy và Phạm Văn Vĩ, 2021. "Nghiên cứu tổng quan về vỏ hầm metro tiết diện ngang hình chữ nhật cong", *Tạp chí Khoa học kỹ thuật Mỏ - Địa chất*, số 62, kỳ 4, tr. 68-78.

10. Đặng Văn Kiên, Augustin Bracco, Đỗ Ngọc Anh, Nguyễn Tài Tiến. Nghiên cứu ứng xử của hầm metro tiết diện chữ nhật cong trong điều kiện đất đá phân lớp tại khu vực Hà Nội Proceedings of the 5th national conference on sustainable earth, mine, environment (EME 2022). Nhà xuất bản Khoa học tự nhiên và Công nghệ, trang 231-242. DOI: 10.15625/vap.2022.0177

11. <https://baodautu.vn/fecon-la-nha-thau-tham-gia-lap-dat-va-van-hanh-robot-khoan-ham-tmb-tai-du-an-metro-line-3-ha-noi-d134385.html>

12. TCVN 11793 : 2017. Đường sắt đô thị khổ đường 1000 mm - yêu cầu thiết kế tuyến.

---

Người phân biên: TS NGUYỄN DUYÊN PHONG

# SỬ DỤNG MÓNG CỌC ỐNG CHO NHÀ LIỀN KÈ TRONG VÙNG XÂY CHEN

CHU TUẤN VŨ\*

*Some research results on use of pipe piles to build the foundation of adjacent houses in different houses been building not same times*

*Abstract: Affecting the structure of adjacent buildings during the construction of the overlapping foundation is a very complicated issue in choosing the foundation solution for the overlapping works in Hanoi. To serve as a basis for choosing a reasonable foundation solution for the interlocking works in the central area of Hanoi, the article will analyze the problems of using pipe piles when building the foundation of the adjacent works on the foundation of the buildings. Quaternary sedimentary formations*

*Keyword: Pipe piples foundation of adjacent houses*

## 1. GIỚI THIỆU CHUNG

Trong thực tế xây dựng ở các nước, cả cọc ống thép hở mũi và kín mũi đều được áp dụng. Các nghiên cứu đều cho thấy, ứng xử của cọc hở mũi có những đặc điểm khác biệt so với cọc kín mũi. Các kết quả nghiên cứu khác cho thấy, dạng thức đóng cọc là một yếu tố/thành phần quan trọng trong sức kháng đóng cọc. Nếu một cọc được đóng theo dạng thức lõi hoàn toàn (hay hoàn toàn không tạo nút), đất chui vào trong cọc theo đúng tốc độ xuyên của cọc. Trong khi đó, nếu cọc được đóng dưới dạng thức tạo nút (plugged) hoặc tạo nút một phần (partially plugged), một nút đất sẽ dính bám vào mặt trong của cọc, ngăn ngừa đất chui thêm vào trong cọc. Một cọc được đóng dưới dạng thức tạo nút sẽ ứng xử tương tự như cọc kín mũi.

Như vậy, có thể thấy rằng, cọc kín mũi là cọc chiếm chỗ, ứng xử tương tự như các cọc đóng bình thường. Trong khi đó, cọc ống hở mũi ứng xử phức tạp hơn, thường là nằm giữa cọc không

chiếm chỗ và cọc chiếm chỗ. Do đó, cọc ống hở mũi có thể là lựa chọn để giải quyết các vấn đề nền móng của công trình xây chen.

Trên thế giới, cọc ống thép đã được sử dụng để có thể đáp ứng được các điều kiện địa chất phức tạp, trong việc xây dựng móng công trình. Từ đầu thế kỷ XX, móng cọc ống thép đã được sử dụng tại nhiều nước như Đức (1930), Nga (1931)... Năm 1954, móng cọc ống thép dạng đơn đã được sử dụng trong xây dựng bến cảng Shiogama (Nhật Bản). Năm 1964, hệ vòng vây cọc ống thép lần đầu tiên được sử dụng tại Nhật Bản. Năm 1969, móng cọc ống thép đã được áp dụng cho cầu vượt sông Ishikari ở Hokkaido. Tính đến nay, hàng nghìn móng cọc ống thép đã được xây dựng ở Nhật Bản, châu Âu, châu Mỹ...

Ở Việt Nam những năm gần đây, cọc ống thép đã được áp dụng vào một số công trình cho hệ thống phụ trợ thi công, cũng như kết cấu dưới của móng trụ cầu Nhật Tân. Trong dự án đường ô tô Tân Vũ - Lạch Huyện, kết cấu móng cọc ống thép cũng sẽ được sử dụng cho các công trình cầu. Với các dự án có nguồn vốn ODA từ Nhật Bản, phương án móng cọc ống thép có xu hướng sẽ ngày càng được xem xét, sử dụng.

---

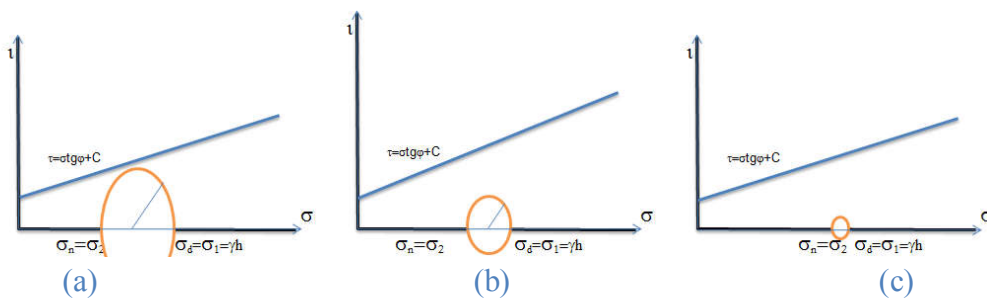
\* Đại học Kiến trúc Hà Nội  
Km 10, Đường Nguyễn Trãi, Quận Thanh Xuân,  
TP Hà Nội, Việt Nam  
Email: chutuanvu34@gmail.com



## 2. CỌC ỚNG VỚI CÁC VẤN ĐỀ MÓNG CÔNG TRÌNH XÂY CHEN

Trong nâng cấp cải tạo đô thị ở Hà Nội, đặc biệt nhà phố dạng ống thường phải xây dựng các công trình xây chen, khi đó công trình xây chen là công trình xây kề sát với công trình khác đang có gọi là công trình liền kề. Thực tế cho thấy, trong nền đất trầm tích Đệ tứ, sự xuất hiện công trình xây chen tải trọng lớn có thể gây ra các hiện tượng mất ổn định cho công trình liền kề như biến dạng kết cấu khung, tường, mái và chuyển vị công trình, trong đó lún nghiêng là biểu hiện rõ nhất. Để

khắc phục các hiện tượng mất ổn định cho nhà liền kề khi xây dựng công trình xây chen tải trọng lớn, thường sử dụng móng cọc cho công trình xây chen. Tuy nhiên, do đặc điểm xây chen nên điều kiện thi công móng cọc là rất hạn chế, hơn nữa trong quá trình đưa cọc vào trong nền xảy ra biến dạng ngang của đất nền do thể tích cọc chiếm chỗ có thể làm phá hủy kết cấu móng, kết cấu thân công trình. Do đó, sử dụng cọc cho móng công trình xây chen mà khi hạ chúng vào nền không làm biến dạng kết cấu và chuyển vị công trình liền kề thì đó chỉ có thể cọc ống mũi hở.



Hình 2.1: Vòng tròn Mohr biểu diễn sự biến đổi trạng thái ổn định điểm khi tăng ứng suất ngang

Bởi vì, nếu sử dụng vòng tròn Mohr để mô tả sự thay đổi trạng thái cân bằng ứng suất trong bán không gian vô hạn đồng nhất đẳng hướng và đàn hồi tuyến tính, ta có mô tả cho các trường hợp sau: Trong bán không gian vô hạn đồng nhất đẳng hướng và đàn hồi tuyến tính, thường ứng suất thẳng đứng là ứng suất chính lớn nhất  $\sigma_d = \sigma_1$  và ứng suất ngang là ứng suất chính nhỏ nhất  $\sigma_n = \sigma_2$  (hình 2.1a). Khi lấy đất lên khỏi hố đào, hố khoan nhồi cho móng công trình xây chen, tương đương với giảm ứng suất thẳng đứng tại các điểm dưới đáy hố móng công trình xây chen, trong khi ứng suất đứng ở móng công trình liền kề không đổi. Do đó, phần giáp ranh giữa 2 công trình ứng suất lệch tăng lên và dẫn đến trạng thái giới hạn. Ngược lại khi đóng cọc cho móng công trình xây chen trong trường hợp này, biến dạng ngang từ nền công trình xây chen làm tăng ứng suất ngang  $\sigma_2$  trong nền công trình liền kề, trong khi ứng suất thẳng

đứng của nó không đổi. Do đó, ứng suất lệch giảm dần hay bán kính vòng tròn Mohr giảm dần, khi ứng suất đứng và ứng suất ngang bằng nhau. (hình 2.1b) là thời điểm vòng tròn thành 1 điểm  $X_0$  trên trục hoành  $OX_0 = \sigma_1/2$ . Sau đó nếu tiếp tục có biến dạng nền do hạ cọc vào trong nền, khi đó có sự thay đổi ứng suất ngang là ứng suất chính lớn nhất  $\sigma_n = \sigma_1$  và ứng suất đứng là ứng suất chính nhỏ nhất  $\sigma_d = \sigma_2$  và khi ứng suất lệch đủ lớn sẽ dẫn đến trạng thái mất cân bằng.

Thông thường lựa chọn giải pháp móng sẽ căn cứ vào cấu trúc và tính chất cơ lý đất nền, quy mô tính chất tải trọng công trình, hiện nay trên thực tế đang áp dụng phổ biến các giải pháp móng là: Giải pháp móng nông thường là móng băng, móng đơn; Giải pháp móng sâu thường là móng cọc ép hoặc cọc khoan nhồi. Trong đó, thi công móng nông và móng cọc nhồi luôn trải qua quá trình dỡ tải đứng và thi công móng cọc ép luôn trải qua quá trình chát tải ngang.

Như vậy, việc xây dựng và sử dụng công trình xây chen ảnh hưởng dẫn đến phá hủy kết cấu và chuyển vị công trình có cơ chế là làm thay đổi trạng thái ứng suất của nền, trong đó khả năng phá hủy kết cấu và chuyển vị lún công trình liên hệ phụ thuộc vào cấu trúc và tính chất đất nền, kết cấu công trình đặc biệt, kết cấu móng và khoảng cách giữa móng công trình xây chen với công trình liên hệ đã có, giải pháp móng và biện pháp thi công móng công trình liên hệ. Với cọc ống hở mũi là loại trung gian giữa cọc chiếm chỗ cọc đặc với cọc không chiếm chỗ (khoan nhồi) thì việc hạ chúng vào trong nền dễ dàng hơn so với cọc đặc và ít gây biến dạng nền hơn so với cọc đặc và nhồi. Vấn đề đặt ra là tính toán dự báo sức chịu tải của cọc.

### 3. TÍNH TOÁN DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC

#### 3.1. Tiêu chuẩn thiết kế cầu đường bộ của Hiệp hội Đường bộ Nhật Bản JRA

- Sức kháng mũi cọc: Theo tiêu chuẩn này, sức chịu tải mũi cọc ống thép hở được rút ra từ việc phân tích rất nhiều các số liệu thí nghiệm hiện trường ở Nhật Bản. Theo đó, sức chịu tải mũi cọc  $Q_b$  (kN) phụ thuộc chủ yếu vào độ sâu cọc ngầm vào trong lớp đất tốt:

Khi  $l < 5D$  thì  $Q_b = 300Nl/D \cdot A_p$  (KN)

Khi  $l > 5D$  thì  $Q_b = 300N \cdot A_p$  (KN)

Trong đó  $l$ : Độ sâu ngầm vào lớp đất chịu lực (m)

$D$ : Đường kính (m)

$N$ - Giá trị SPT  $N < 40$

$A_p$  - Diện tích mũi cọc ( diện tích toàn bộ phần mặt cắt ngang cọc ở mũi cọc như là cọc tạo nút hoàn toàn ( $m^2$ ))

-Sức kháng thành bên: Đối với cát  $2N$  ( $N < 50$ )

Đối với sét  $C$  ( $C < 150 \text{ kN/m}^2$ ) hoặc  $10N$  ( $N < 15$ )

#### 3.2 Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN272-05

Theo mục “10.7.3 Sức kháng ở trạng thái giới hạn cường độ ” sức kháng của cọc đóng được tính toán như sau:

Sức kháng mũi  $Q_b = q_b A_b$

Sức kháng thành bên  $Q_s = q_s A_s$

Trong đó:  $q_s$  – sức kháng đơn vị thân cọc (Mpa) được tính theo giá trị SPT bởi công thức sau

$q_s = 0.0019N$  (Mpa)

$q_b$  – sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa) được tính theo giá trị SPT bởi công thức sau ứng với các trường hợp

Trường hợp cọc đóng tới độ sâu  $D_b$  trong đất rời:

$$q_b = \frac{0.038 N_{corr} D_b}{D} \leq q_t \text{ với}$$

$$N_{corr} = \left[ 0.77 \lg \left( \frac{1.92}{\sigma'_v} \right) \right] N$$

$N_{corr}$  - Số đếm SPT gần mũi cọc đã hiệu chỉnh cho áp lực tầng phủ,  $\sigma'_v$  (búa/300mm);

$N$  - Số đếm SPT đo được (búa/300mm);

$D$  - Chiều rộng hay đường kính cọc (mm);

$D_b$  - Chiều sâu xuyên trong tầng chịu lực (mm);

$q_t$  - Sức kháng điểm giới hạn tính bằng  $0,4N_{corr}$  cho cát và  $0,3N_{corr}$  cho bùn không dẻo (MPa).

$A_p$  - Diện tích mũi cọc ( $mm^2$ )

$A_s$  - Diện tích bề mặt thân cọc ( $m^2$ )

#### 3.3. Tiêu chuẩn KGS 2003

Trong Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu nền móng của KGS 2003, sức chịu tải cọc được tính toán dự báo như sau:

$$Q_u = mN_p A_p + nN_s A_s$$

Trong đó  $m = 3L_b/B$  ( $L_b$ - Chiều sâu ngầm của cọc)

$N_p$  giá trị SPT trung bình (không hiệu chuẩn) tại lân cận mũi cọc ;  $mN_p < 1500(T/m^2)$

$N_s$  giá trị SPT trung bình ( không hiệu chuẩn) dọc thân cọc ;  $nN_s < 10(T/m^2)$ ;  $n = 0.2$

Tóm lại, xét về kết quả tính toán dự báo theo các tiêu chuẩn có nhận xét

- Kết quả tính toán sức kháng thành bên theo các công thức tương đối gần nhau,

- Điểm khác biệt chủ yếu là giữa kết quả tính theo các tiêu chuẩn ở phần sức kháng mũi cọc. Theo kết quả tính toán thì sức kháng mũi cọc theo 22TCN 272-05 là nhỏ nhất, tiếp đó là theo KGS 2003 và cao nhất là theo JRA 2002. Do đó, sức kháng cực hạn thiết kế của cọc ống dựa vào JRA 2002 là phù hợp

#### 4. KẾT LUẬN KIẾN NGHỊ

- Ứng xử của cọc, đặc biệt là mũi cọc hở là khá phức tạp, phụ thuộc vào nhiều yếu tố như đường kính cọc, điều kiện địa chất mũi cọc, phương pháp thi công... Vì vậy, các công thức tính toán sức chịu tải cọc ống cần phải được phân tích từ các số liệu thí nghiệm hiện trường.

- Cọc ống có rất nhiều ưu điểm trong xây dựng công trình xây chen như: tiêu hao năng lượng để ép cọc thấp, hình thành khối đất nén trong lòng cọc ống nên hạn chế sự thay đổi trạng thái ứng suất của nền.

- Kết quả thí nghiệm cọc cho thấy, sức kháng cực hạn của cọc theo công thức JRA 2002 là tương đối phù hợp với thí nghiệm.. Vì vậy, để thiết kế móng cọc ống hở mũi cho công trình xây chen, trước mắt khuyến nghị áp dụng công thức của JRA 2002 với các hệ số sức kháng tương ứng; Tuy nhiên, cần tiếp tục thu thập thêm số liệu thí nghiệm đủ độ tin cậy của Nhật Bản để phân tích hệ số sức kháng theo công thức JRA 2002 dựa vào lý thuyết độ tin cậy.

#### TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Bộ GTVT (2005), *Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-05*.

[2] Hiệp hội Đường bộ Nhật Bản JRA (2002), *Tiêu chuẩn thiết kế cầu đường bộ*, phần IV: Kết cấu dưới.

[3] AASHTO (2010), *Specification for LRFD Bridge Design*.

[4] ITST, NSSMC, UTC (2013), *Báo cáo kết quả thử tải cọc ống thép*.

[5] Jae Hyun Park et all (2012), *Resistance Factors Calibration and Its Application Using Static Load Test Data for Driven Steel Pipe Piles*, KSCE Journal of Civil Engineering.

[6] Kwangkyum Kim et all (2002), *Load Tests on Pipe Piles for Development of CPT Based Design Method*, Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University.

[7] FHWA (2006), *Design and Construction of Driven Pile Foundations*, NHI Courses No. 132021 and 132022.

[8] FHWA (2001), *Load and Resistance factor Design for Highway Bridge Substructures*, FHWA-NHI-98-032, U.S Department of Transportation, Washington D.C.

[9] Paikowsky, Samuel G. (2004), *Load and Resistance factor Design for Deep Foundations*, NCHRP Report 507, Transportation Research Board, Washington D.C.

---

Người phân biên: PGS, TS NGUYỄN BẢO HUÂN

# ĐÁNH GIÁ NGUYÊN NHÂN SỤT LÚN ĐẤT TẠI KHU TÁI ĐỊNH CƯ ĐÔNG XE, XÃ YÊN PHÚ, HUYỆN LẠC SƠN, TỈNH HÒA BÌNH

NGUYỄN VĂN LONG\*, LẠI HỢP PHÒNG,  
PHẠM NGỌC ĐẠT, BUI VĂN THƠM,  
HÀ NGỌC ANH, NGUYỄN TRONG TÀI

*Estimating the cause of sinkholes at resettlement area Đông Xa, Yên Phú, Lạc Sơn, Hoa Binh province*

*Abstract: The paper presents natural condition (meteorological, hydrological, hydrogeological, geological,..) of resettlement area at Hoa Binh province where take place many sinkholes in recent time. The studies and analyse proved that this is karst sinkholes and rock (limestone) and hydrogeological condition are principle causes for developing sinkholes in the area.*

## 1. GIỚI THIỆU

Trong những năm gần đây, hiện tượng sụt lún xảy ra nhiều ở một số khu vực tỉnh Hòa Bình. Tháng 2 năm 2014, xuất hiện 5 hố sụt với đường kính từ 7 - 20 m xã Ân Nghĩa, Lạc Sơn; tháng 1 năm 2019 xuất hiện 1 hố đường kính 1 m tại Tân Lạc; năm 2015, 2016 và 2020 tại Yên Thủy quy mô ban đầu từ 2 - 3m sau đó lan rộng ra 20 m. Sự xuất hiện liên tiếp các hố sụt gây thiệt hại cho cơ sở hạ tầng, nhà ở, đe dọa tính mạng của con người, gây hoang mang cho cộng đồng.

Hiện tượng sụt lún đất tự nhiên xảy ra ở nhiều nơi thường liên quan đến dòng chảy có khả năng vận chuyển vật liệu rời, kém bền vững. Hiện tượng này hay bắt gặp ở các khu vực tồn tại hang hốc, các đới đập vỡ phủ phía trên bởi các lớp đất có độ ổn định thấp. Khu tái định cư Đông Xe nằm trong một thung lũng nền đá vôi thuộc hệ tầng Đồng Giao với lớp phủ là các trầm tích cát, sét có những nơi chúng có độ bờ rời cao. Vị trí này cũng nằm gần vùng ảnh

hưởng của đới đứt gãy Sông Đà [1] về phía đông và đặc biệt là đứt gãy phương vĩ tuyến Lạc Sơn - Bình Hẻm còn cắt qua phần phía bắc của xã Yên Phú, cả 2 đứt gãy trên đều là đứt gãy hoạt động. Tháng 5 năm 2020, xuất hiện 2 hố đường kính 2,5m tại Yên Phú, Lạc Sơn trong khu vực tái định cư Đông Xe (hình 1). Đánh giá nguyên nhân sụt lún tại khu vực nghiên cứu góp phần xác định cơ chế, dự báo và đưa ra giải pháp phòng tránh tai biến sụt lún tại chính khu vực này và lân cận.



Hình 1: Hố sụt tại khu tái định cư Đông Xe

\* Viện Địa chất - Viện Hàn lâm Khoa học và Công nghệ Việt Nam  
ĐT: 0972611758;  
Email: nguyenvlong3011@gmail.com

## 2. ĐẶC ĐIỂM ĐỊA CHẤT - KIẾN TẠO, ĐỊA CHẤT THỦY VĂN KHU VỰC NGHIÊN CỨU

### 2.1. Vị trí địa lý

Khu tái định cư Đồng Xe được xây dựng trên một bề mặt địa hình bãi bồi cao của sông Cái (nằm trên địa phận xóm Hưng, xã Yên Phú), độ cao khoảng 1-2m, với diện tích gần 1km<sup>2</sup>. Phía nam và đông nam giáp với dãy núi đá vôi với vách dốc đứng cao tới 360m (núi Chiêng Chè), phía bắc và tây bắc còn lại là bề mặt thềm bậc 1 khá bằng phẳng của sông Cái, có độ cao tương đối khoảng 5m. Hiện nay khu tái định cư Đồng Xe đã được cải tạo đắp đất tôn cao lên để làm nền cho khu định cư với độ cao khoảng 4 - 5m tương ứng với thềm 1 của sông Cái.



Hình 2: Vị trí khu vực nghiên cứu

### 2.2. Đặc điểm địa chất kiến tạo

#### 2.2.1 Đặc điểm địa chất - thạch học tầng đá gốc

Trên cơ sở các điểm lộ đá gốc ở lòng sông Cái và các nhánh của chúng cùng với các tài liệu lỗ khoan tại khu định cư cho thấy đá gốc (đá móng) phân bố thành từng dải với những đặc trưng khác nhau về thành phần thạch học, các dải đan xen nhau theo phương đông bắc - tây nam (hình 3).

- Dải thứ nhất có chiều rộng khoảng 150m tính từ chân của khối đá vôi về phía đông bắc: thành phần thạch học ở đây là đá vôi đặc xít và khá đồng nhất, đá rắn chắc màu xám, phân lớp

dạng khối, có nhiều mạch can xít nhỏ xuyên cắt (hình 4). Về thành phần khoáng vật đá vôi ở đây chủ yếu là canxit, tiếp đến là dolomit và một ít silic. Đá nứt nẻ ít và chỉ tập trung thành dải theo phương ĐB-TN trùng với các đứt gãy. Quá trình rửa lũa hòa tan xảy ra mạnh theo các đới đập vỡ của các ĐG này và tạo nên các hang động karts.

- Dải thứ hai nối tiếp dải thứ nhất, rộng khoảng 70-100m, đây là đá vôi phân lớp mỏng xen đá vôi sét, với góc cắm nghiêng về phía tây bắc khoảng 50 - 60<sup>0</sup>. Chúng lộ ra dưới lòng sông Cái tại khu định cư mới và ở khu vực xóm Đá gần UB xã. Ở đây, đá lộ rõ các lớp đá vôi nằm xen kẽ các lớp đá sét vôi màu nâu hồng đến xám đen. Đá nứt nẻ yếu, ít có khả năng rửa lũa hòa tan để tạo ra các hang động karts.

- Dải thứ ba, rộng khoảng 200m, lộ ra ở lòng Sông Cái thành từng khối nhỏ, đây là đá vôi dolomit có màu xám xanh đến xám đen, càng xuống dưới (phần thấp) chuyển sang xám sáng đến xám xanh. Bề mặt xù xì dạng đá vôi phân lớp dạng trung bình đến dạng khối. Thỉnh thoảng gặp các mạch canxit nhỏ xuyên cắt. Thành phần khoáng vật của chúng gồm dolomit, canxit đi kèm là khoáng vật phi cacbonat như gotit, clorit. Đá dễ bị phong hóa cơ học, vì vậy đá dễ bị ăn mòn do nước, thường tạo hàm ếch chiều sâu tới 1,5-2m. Ngoài ra đá bị nứt nẻ mạnh, phần lớn là khe nứt theo phương TB-ĐN (330<sup>0</sup>) và ĐB - TN (240<sup>0</sup>), quá trình rửa lũa, hòa tan kèm với quá trình mài mòn nên đã tạo nên các rãnh dạng địa hào.

- Dải thứ tư có thành phần tương tự như dải thứ nhất là đá vôi đặc xít màu xám xanh, phân lớp dạng khối, chỉ gặp được khi chúng lộ ra ở một dòng suối nhánh (suối Cát).

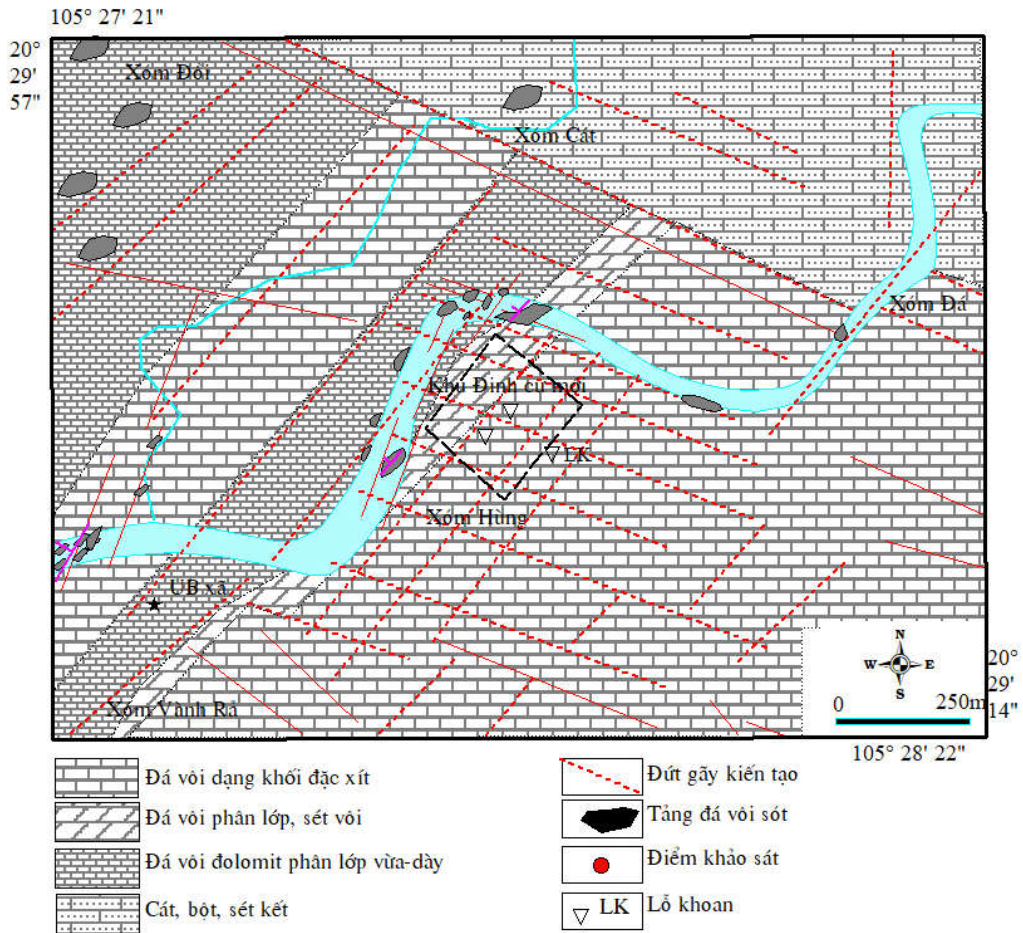
- Dải thứ năm có thành phần tương tự như dải thứ ba là đá vôi dolomit, chúng lộ ra thành từng khối nhỏ trên cánh đồng tích tụ thềm bậc 1.

Trong phạm vi nghiên cứu đá gốc ở đây chủ yếu là đá thuộc hệ tầng Đồng Giao. Trong đó đá vôi đặc xít dạng khối (thuộc dải 1) thuộc phân hệ tầng đồng Giao trên (T<sub>1a</sub> đg<sub>2</sub>) còn đá sét vôi,

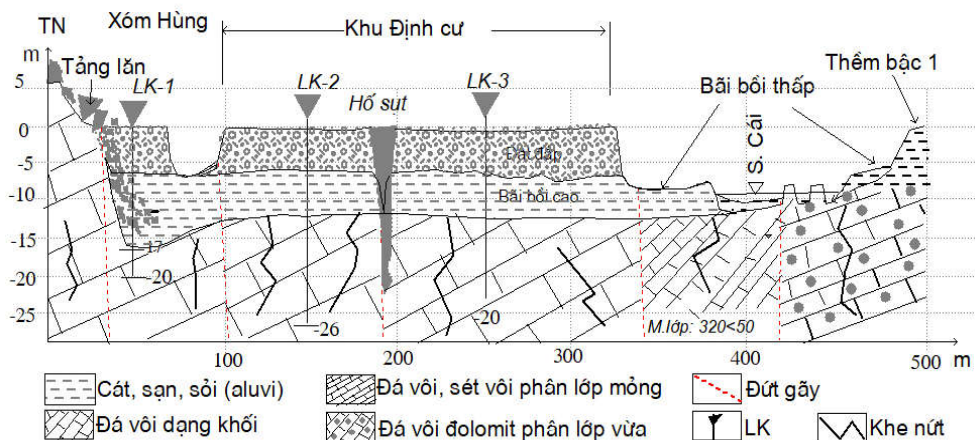
đá vôi phân lớp và đá vôi dolomit (thuộc các dải còn lại) thuộc phân hệ tầng đồng Giao dưới (T<sub>1a</sub> đ<sub>g1</sub>) các đá trên đều có hướng cắm về phía tây bắc với góc cắm khác nhau: từ 20<sup>0</sup> đến 59<sup>0</sup>.

Đá bị nứt nẻ trung bình đến yếu. Hệ thống

nứt nẻ chỉ gặp theo phương TB-ĐN và ĐB-TN trùng với các đứt gãy. Tạo điều kiện cho hoạt động rửa lũa- hòa tan phát triển và hình thành các hang động ngầm hoặc các rãnh sâu dạng địa hào theo hai phương nói trên.



Hình 3: Sơ đồ phân bố thạch học khu định cư mới và lân cận



Hình 4: Mặt cắt địa chất-địa mạo ở khu định cư mới

### 2.2.2 Tầng đất phủ

Trong phạm vi nghiên cứu và lân cận (gồm các xóm Đá, xóm Hung, khu định cư mới, xóm Cát, xóm Đồi, các thành tạo của lớp đất phủ chủ yếu là tầng tích tụ aluvi của hệ thống sông Cái, sông Con và sông Bưởi, chiều dày thay đổi từ 1m đến 5-6m.

Tại khu định cư mới: trước đây là bãi bồi của sông Cái, bao gồm các loại sau:

- Trầm tích lòng sông: gồm cuội, sỏi đa khoáng kích thước không đều nằm ven sông, xen các thấu kính cát hạt thô, chiều dày từ 0,2-0,5m. Theo tài liệu lỗ khoan thì tầng cuội, sỏi này phủ trực tiếp lên đá gốc (đá vôi) với chiều dày thay đổi từ 1-5m.

- Bãi bồi thấp: chiếm diện tích nhỏ chạy ven hai bên bờ sông, phía bên trái sông (khu định cư) có chiều rộng từ 2- 3m (tính từ mép nước sông vào mùa cạn) thành phần chủ yếu là cát hạt thô-đến hạt trung chiều dày từ 1-1,5m, phủ trực tiếp lên đá gốc.

- Bãi bồi cao: chiếm toàn bộ diện tích của khu định cư mới, bề mặt khá bằng phẳng và hơi nghiêng về phía lòng sông (tây bắc), với độ cao tương đối dao động từ 2-4m với thành phần là sét, bột xen cát pha.

- Vật liệu đắp: năm 2019, khu vực được san nền và tôn cao để xây dựng khu định cư mới với chiều dày dao động từ 4-5m.

## 2.3 Đặc điểm địa chất thủy văn

### 2.3.1. Nguồn nước mặt

Trong phạm vi nghiên cứu nguồn nước mặt khá dồi dào, và chủ yếu là nước sông: Sông Cái chảy theo hướng từ đông sang tây, sông Con chảy theo hướng từ bắc xuống nam và nhập vào nhau ở Xung Vành tạo nên sông

Bưởi chảy về phía tây. Đây là những sông lớn và có nước chảy thường xuyên với lưu lượng lớn. Ngoài nước sông trong vùng còn có các hồ đập nhân tạo như hồ Cót (xóm Cót), hồ Bợ (xóm Bợ), hồ Rả (xóm Rả), hồ Vành (xóm Vành).

### 2.3.2. Nguồn nước ngầm

Khu định cư mới nằm kẹp giữa hai đới chứa nước khe nứt đập vỡ do đứt gãy kiến tạo lớn: Phía Đông Bắc là đới chứa nước khe nứt xóm Cát và phía Tây Nam là đới chứa nước khe nứt Vành Rả, còn tại khu định cư mới chỉ có mặt hệ thống các đứt gãy nhỏ, khe nứt bậc cao (bậc 4 trở lên), vì vậy không có các đới đập vỡ của khe nứt kiến tạo lớn. Tuy nhiên do đây là vùng có móng và lân cận là đá vôi, nên hệ thống các khe nứt trên đã tạo tiền đề cho quá trình rửa lũa-hòa tan để tạo nên các hang động ngầm hoặc các rãnh karst ngầm. Xu thế hướng của dòng chảy ngầm cũng trùng với hướng của dòng chảy mặt (dòng chảy của sông Cái). Theo quan sát tại một số lỗ khoan mới của dân (LK) vào mùa mưa nước trong giếng đầy và đục, điều này cho thấy mực nước ngầm ở đây liên quan và phụ thuộc nhiều vào nguồn nước mặt.

## 2.4. Đặc điểm địa chất công trình các lớp đất

Tại khu vực nghiên cứu, cấu trúc và đặc điểm địa chất công trình các lớp đất được khảo sát bằng phương pháp khoan địa chất công trình. Các lỗ khoan được bố trí tại các điểm có dấu hiệu đập vỡ trong đá gốc và cả trong vùng không có dấu hiệu đập vỡ (hình 5).



Hình 5: Sơ đồ vị trí các hố khoan, hố đào

Dựa trên kết quả khảo sát và phân tích, địa tầng của khu vực khảo sát được mô tả từ trên xuống như sau:

**Lớp 1: Đất lấp - Sét pha màu nâu vàng, nâu đỏ lẫn gạch đá**

Lớp đất lấp có chiều dày trung bình từ 4,8 – 5,3m, lớp này bắt gặp ở phần lớn diện tích khu

vực nghiên cứu, khó xác định được nguồn gốc do đây là vật liệu được chở từ nơi khác đến để san lấp lấy mặt bằng. Thành phần của lớp đất lấp chủ yếu là sét pha có màu nâu đỏ, nâu vàng, trạng thái dẻo mềm. Giá trị N30 trong thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn của lớp đất lấp ở hố khoan LK02, LK04 là 7-9, ở lỗ khoan LK05: 12-13.

**Bảng 1: Thành phần hạt các lớp đất**

Lớp đất	Hàm lượng nhóm hạt %										
	Sỏi			Cát					Bụi		Sét
	> 10	10 - 5	5 - 2	2 - 1	1,0 - 0,5	0,5 - 0,25	0,25 - 0,1	0,1 - 0,05	0,05 - 0,01	0,01 - 0,005	<0,005
1	9,73	7,27	7,22	1,57	1,4	1,52	0,62	23,24	20,29	8,69	18,45
2	-	-	-	-	-	0,48	0,59	50,89	28,11	8,83	11,1
3	-	-	-	0,2	0,47	5,5	9,73	39	36,88	8,22	-
5	-	-	1,54	0,33	0,81	2,51	1,55	41,04	33,11	11,04	8,07
6	-	1,26	2,19	1	1,82	2,7	0,84	13,76	28,33	13,06	35,04



***Lớp 2: Sét pha xám xanh, xám đen, trạng thái dẻo mềm***

Lớp này bắt gặp trong hố khoan LK03, LK04 với chiều dày lần lượt là 2,1 m và 1,5 m. Các hố khoan LK01, LK02 và LK05, không bắt gặp lớp này. Có thể nhận định rằng lớp sét pha phân bố với chiều dày giảm dần theo hướng vuông góc với bờ sông, càng ra gần sông bề dày của lớp này càng nhỏ, ra đến gần sông thì không còn sự phân bố của lớp đất này.

***Lớp 3: Cát pha màu xám xanh, xám ghi, trạng thái dẻo***

Lớp cát pha bắt gặp ở các hố khoan LK02 và LK03 với bề dày từ 1,0 đến 2,1m. Cấu trúc của lớp này có dạng thấu kính, phân bố không đều trên toàn diện tích khu vực nghiên cứu. Đây có thể là những sản phẩm được hình thành qua các đợt lũ xuất hiện trên sông với lượng vật liệu không ổn định dẫn đến sự phân bố không đều theo dạng thấu kính trong khu vực nghiên cứu. Giá trị N<sub>30</sub> trong thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn trong lỗ khoan LK02 là 14 tương ứng với trạng thái dẻo.

***Lớp 4: Cuội sỏi màu xám đen, trạng thái cứng***

Lớp này bắt gặp trong tất cả các hố khoan với về bề dày biến đổi từ 2,1 m đến 6,4 m. Trong lớp cuội sỏi có thể chứa các vật liệu lấp nhét là cát, bột, sét trong các lỗ hổng. Lớp cuội sỏi là sản phẩm tích tụ của các trận lũ lớn đã xảy ra trên sông. Chiều dày biến đổi phụ thuộc vào bề mặt địa hình tự nhiên trước đây cũng như động năng của dòng chảy.

***Lớp 5: Sét pha màu nâu vàng, trạng thái dẻo chảy***

Lớp này xuất hiện ở các lỗ khoan từ LK02-LK05 với chiều dày rất mỏng, từ 0,4 đến 0,9 m, trạng thái dẻo chảy đến chảy do điều kiện bão hòa nước.

***Lớp 6: Sét pha nâu vàng, lẫn dăm sạn, trạng thái dẻo chảy***

Cấu trúc của lớp này có dạng hình lòng chảo xuất hiện trên tầng đá vôi. Bề dày lớn nhất bắt gặp ở lỗ khoan LK04 ở trung tâm khu tái định cư, bề dày của lớp này giảm dần theo hướng ra sông và đường giao thông chính trong khu vực. Trong thành phần của lớp sét pha có lẫn dăm sạn. Đây có thể là sản phẩm phong hóa của đá vôi tích tụ trên một phần hình lòng chảo của đá vôi phía dưới.

***Lớp 7: Đá vôi xám xanh, xám đen, cấu tạo khối***

Theo tài liệu địa chất, đá vôi trong khu vực thuộc hệ tầng Đồng Giao, bắt gặp trong tất cả các lỗ khoan. Đá có cấu tạo khối, mức độ nứt nẻ từ vừa (LK03, LK04) đến mạnh (LK01, LK02, LK05).

Đáng chú ý trong lớp đá vôi ở hố khoan LK02, LK05 phát hiện các hang karst với chiều cao hang từ 0,5 đến 0,6m được lấp nhét bởi các vật liệu sét lẫn sỏi sạn đồng thời mức độ nứt nẻ của đá vôi ở các lỗ khoan này cũng mạnh hơn với trị số RQD dao động từ 10 đến dưới 50%, giá trị TCR nằm trong khoảng 17-20. Đây là điều kiện thuận lợi cho sự vận động của nước ngầm khi có đủ điều kiện. Khi gradien thủy lực đủ lớn, các vật liệu bờ rời như cát, sạn có thể được vận chuyển đưa nơi khác, làm xuất hiện các khoảng trống dưới mặt đất.



**Bảng 2: Chỉ tổng hợp chỉ tiêu cơ lý các lớp đất**

Lớp đất	Độ ẩm tự nhiên W (%)	Khối lượng thể tích tự nhiên $\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	Khối lượng thể tích khô $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Khối lượng riêng $\Delta$ (g/cm <sup>3</sup> )	Hệ số rỗng e	Độ rỗng n (%)	Độ bão hoà G %	Giới hạn chảy Wc	Giới hạn dẻo Wd	Chỉ số dẻo Id	Độ sệt B	Lực dính kết C (kG/cm <sup>2</sup> )	Góc ma sát trong $\phi$ (độ)	Hệ số nén lún $a_{1-2}$ (cm <sup>2</sup> /kG)	Hệ số thấm K (cm/s)	Độ tan rã DTR (%)	Độ trương nở DTr.n (%)
1	29,3	1,8	1,4	2,7	0,9	47,4	88,4	44,1	26,2	17,9	0,2	0,1	14°30'	0,0	0,36x10 <sup>-5</sup>	0,0	0,1
2	30,1	1,9	1,5	2,7	0,8	45,8	95,5	34,5	20,1	14,4	0,7	0,1	12°13'	0,0	0,67 x10 <sup>-5</sup>	0,2	0,1
3	32,2	1,8	1,3	2,7	1,0	49,7	86,8	31,1	18,6	12,5	1,1	0,0	5°23'	0,1	0,91 x10 <sup>-5</sup>	0,2	0,1
5	36,7	1,8	1,3	2,7	1,0	50,9	94,0	37,9	22,0	15,9	0,9	0,0	4°15'	0,1	0,8 x10 <sup>-5</sup>	0,2	0,7
6	37,8	1,8	1,3	2,7	1,1	51,2	95,6	38,9	22,0	17,0	0,9	0,1	6°40'	0,0	0,79 x10 <sup>-5</sup>	0,3	0,4

**Bảng 3: Bảng tổng hợp chỉ tiêu cơ lý các mẫu hố đào**

Số hiệu mẫu	Độ ẩm tự nhiên W (%)	Khối lượng thể tích tự nhiên $\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )	Khối lượng thể tích khô $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Khối lượng riêng $\Delta$ (g/cm <sup>3</sup> )	Hệ số rỗng e	Độ rỗng n (%)	Độ bão hoà G %	Giới hạn chảy Wc	Giới hạn dẻo Wd	Chỉ số dẻo Id	Độ sệt B	Lực dính kết C (kG/cm <sup>2</sup> )	Góc ma sát trong $\phi$ (độ)	Hệ số nén lún $a_{1-2}$ (cm <sup>2</sup> /kG)	Hệ số thấm K (cm/s)	Độ tan rã DTR (%)	Độ trương nở DTr.n (%)
Đ1	22,4	2,0	1,6	2,7	0,6	39,3	92,6	28,2	16,7	11,5	0,5	0,2	12°21'	0,0	0,49 x10 <sup>-4</sup>	-	-
Đ2	23,5	2,1	1,6	2,7	0,7	48,9	81,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Đ3	24,1	1,8	1,4	2,7	0,9	47,3	72,2	30,3	17,7	12,5	0,5	0,1	11°19'	0,0	-	-	-
Đ4	21,8	1,8	1,5	2,7	0,8	45,5	70,0	27,4	15,8	11,6	0,5	0,1	11°42'	0,0	-	-	-
Đ5	20,0	1,7	1,4	2,7	0,9	46,3	61,9	24,8	15,7	9,1	0,5	0,2	13°20'	0,0	0,66 x10 <sup>-4</sup>	-	-

Các mẫu đóng trong hố đào được phân tích thành phần hạt và chỉ tiêu cơ lý (bảng 3). Kết quả cho thấy, các mẫu đất trong hố đào là đất cát pha, cát với hàm lượng cát chiếm ưu thế, lớn hơn 50%. Các vị trí lấy mẫu nằm cách sông từ 5m đến 30 m, độ cao địa hình nhỏ so với mực nước sông. Đây là các sản phẩm tích tụ gần nhất của sông vào mùa mưa khi nước sông dâng lên và làm ngập phần bãi bồi.

### 3. NGUYÊN NHÂN SỤT LÚN ĐẤT TẠI KHU ĐỒNG XE, XÃ YÊN PHÚ VÀ GIẢI PHÁP ỔN ĐỊNH LÂU DÀI

#### 3.1. Nguyên nhân sụt đất tại khu tái định cư Đồng Xe

Từ các đặc điểm cấu trúc địa chất theo kết quả khảo sát và phân tích chi tiết như nêu trên có thể nêu một số nguyên nhân gây sụt đất tại khu tái định cư như sau:

+ Khi mưa nhiều, nước từ trên núi ven đường giao thông và các vùng cao hơn thoát vào khu

tái định cư một phần theo các dải khe nứt từ đông nam lên tây bắc (từ núi ra sông). Nước mặt trước đây thoát nhanh theo sườn dốc tự nhiên nay do san lấp, đường thoát trên mặt bị chặn, nước ứ đọng một phần thấm vào các lớp đất phủ, đặc biệt là khi thấm được vào lớp cát cuội sỏi làm tăng vận tốc và lưu lượng dòng ngầm. Các đới đập vỡ, hang hốc tồn tại trong khu tái định cư trở thành đối tượng thu và vận chuyển nước nhanh hơn ra phía lòng sông, khi mưa với lưu lượng lớn vận tốc dòng tăng lên đủ lớn cuốn đi các vật liệu bờ rời lấp nhét trong các đới đập vỡ làm sập hang hốc gây ra sụt đất.

+ Việc khai thác nước ngầm lưu lượng lớn trong khoảng thời gian này cũng sẽ làm tăng thêm vận tốc dòng chảy ngầm, sụt đất có thể xảy ra trầm trọng hơn. Trong mùa khô khi nước khe nứt từ các vùng cao hơn ít đi, nước trong các đới đập vỡ có thể được bổ sung ngược từ phía lòng sông, nếu khai thác với lưu lượng lớn vẫn có khả năng gây sụt cục bộ, nhất là khu vực nằm trên các đới đập vỡ mạnh.

+ Tải trọng lớp đất đắp và các công trình mới xây dựng làm gia tăng áp lực lên các lớp đất phía trên của hang hốc bị làm rỗng quá trình xói ngầm đất đá, khai thác nước ngầm.

### **3.2. Về giải pháp ổn định lâu dài cho khu tái định cư**

Tuy trong vùng tái định cư có 2 đới đập vỡ trong đá gốc và có hang hốc nhưng chiều dày và chiều sâu của các đới này không lớn, các hang hốc cũng có kích thước nhỏ nên sụt đất với quy mô lớn sẽ không xảy ra. Mặc dù vậy hiện tượng sụt cục bộ như đã xảy ra vẫn có thể tiếp tục nếu ta không có những giải pháp phòng tránh. Phân tích các nguyên nhân được đánh giá như nêu trên, giải pháp để ổn định lâu dài cho khu tái định cư được đề xuất như sau:

- Tạo đường thoát nhanh nước mưa chảy trên bề mặt ra phía lòng sông. Như đã nêu ở phần đánh giá nguyên nhân, nước mưa từ trên núi và các vị trí cao hơn có thể dồn về khu tái định cư bằng các dòng chảy trên bề mặt và dòng thấm

qua các dải khe nứt và tầng đất phủ. Kết quả khảo sát chi tiết bằng các phương pháp khoan địa chất không phát hiện được các đới khe nứt từ trong núi đã được phát hiện theo tài liệu địa chất - địa mạo liên thông với khu vực tái định cư. Điều này cho thấy nếu có tồn tại các dải khe nứt tại khu vực san lấp thì kích thước cũng rất nhỏ nên lượng nước thấm qua mỗi khi mưa cũng sẽ không nhiều. Nguồn nước mặt dồn về khu vực này sẽ lớn hơn nhiều bởi diện tích thu gom nước lớn hơn rất nhiều so với diện tích các đới khe nứt nếu có. Bởi vậy thoát nhanh nguồn nước mặt mỗi khi có mưa lớn làm nước không bị ứ đọng sẽ hạn chế được lượng nước thấm vào các dòng ngầm trong khu tái định cư là rất quan trọng để ngăn ngừa hiện tượng sụt đất

Theo tài liệu khoan tại lỗ khoan, lớp đất trên cùng có chiều dày khá lớn đến hơn 4m là sét pha. Hệ số thấm được xác định theo kết quả phân tích cơ lý đất của lớp này cũng khá nhỏ và nhỏ hơn các lớp nằm dưới nó và thay đổi trong khoảng từ  $0.36 \times 10^{-5}$  cm/s -  $0.67 \times 10^{-5}$  cm/s, hệ số ma sát trong  $12^0$  -  $14^0$  và lực dính kết  $0,1$  kG/cm<sup>2</sup> đều lớn hơn các lớp nằm dưới. Các yếu tố trên đảm bảo cho nền đất ít bị biến dạng khi tạo kênh và lượng nước thấm vào lòng đất cũng sẽ không lớn khi gặp mưa. Do đó giải pháp tạo kênh thoát nước mặt để hạn chế nước mưa ngầm trực tiếp xuống là hiệu quả.

- Do việc khai thác nước ngầm lưu lượng lớn trong lúc mưa nhiều cũng như trong mùa kiệt cũng được đánh giá là một trong những nguyên nhân gây sụt lún, bởi vậy tốt nhất không nên khai thác nguồn nước ngầm trong khu vực tái định cư.

- Hạn chế quy mô công trình xây dựng trong khu vực hoặc có giải pháp móng phù hợp, không làm tăng thêm áp lực lên các lớp đất nằm trên các hang hốc phát triển phía dưới.

### **4. KẾT LUẬN**

- Các khảo sát trong khu tái định cư và lân cận đã được tiến hành bằng sử dụng hệ phương pháp phù hợp, đủ mức độ chi tiết đã làm rõ

được các đới tương liên quan đến hiện tượng sụt đất xảy ra trong khu tái định cư Đồng Xe.

- Sự tồn tại trong khu tái định cư 2 đới đập vỡ đá gốc chủ yếu kèm hang hốc là nguyên nhân chính gây ra hiện tượng sụt đất trong những điều kiện nhất định như đã nêu trong phần đánh giá nguyên nhân.

- Hai đới đập vỡ nêu trên có liên thông với 2 đứt gãy bên ngoài khu vực nhưng là các đứt gãy nhỏ, bản thân các đới đập vỡ kích thước không lớn, hang hốc phát hiện được trong đới cũng là hang hốc nhỏ nên sụt đất quy mô lớn sẽ không xảy ra. Tuy nhiên trong những điều kiện nhất định sụt đất quy mô nhỏ vẫn có thể xảy ra nếu ta không áp dụng những giải pháp phòng tránh.

- Giải pháp tạo kênh thoát nhanh nguồn nước mặt mỗi khi có mưa trước khi nước chảy vào khu tái định cư cộng với việc ngừng khai thác nước ngầm phù hợp với điều kiện thực tế và có cơ sở khoa học đảm bảo ổn định lâu dài cho khu tái định cư.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Bản đồ địa chất và khoáng sản Việt Nam, tỉ lệ 1:200.000, các tờ Hòa Bình, Ninh Bình. Cục Địa chất và Khoáng sản Việt Nam (2005).

2. Nguyễn Văn Hùng, Nguyễn Trọng Yên, Trần Trọng Huệ (2001). Xác định các đới chịu ảnh hưởng động lực đứt gãy Tân kiến tạo Tây Bắc Bộ. Tạp chí địa chất số 267/11- 12, tr. 51-63.

3. Đinh Văn Toàn và nnk., 2014. Khảo sát dự báo khoanh vùng nguy cơ sụt đất xóm Khi, xã Ân Nghĩa, huyện Lạc Sơn, tỉnh Hòa Bình, đề xuất giải pháp phòng tránh. Báo cáo khoa học tổng kết đề tài cấp tỉnh Hòa Bình - 2014.

4. Đinh Văn Toàn và nnk., 2015. Nghiên cứu, xác định nguyên nhân nứt, sụt đất khu vực xóm Tân Lập, xã Dân Hạ, huyện Kỳ Sơn, tỉnh Hòa Bình, đề xuất giải pháp. Báo cáo tổng hợp đề tài cấp tỉnh Hòa Bình.

---

*Người phân biện:* PGS, TS ĐOÀN THẾ TƯỜNG

## THẺ LỆ VIẾT BÀI ĐĂNG TRÊN TẠP CHÍ ĐỊA KỸ THUẬT

Tạp chí Địa kỹ thuật được xuất bản 3 tháng/kỳ, theo Giấy phép hoạt động báo chí số 1358/GPXB ngày 17-6-1996 của Bộ Văn hóa và Thông tin.

Tôn chỉ và mục đích của Tạp chí là: Công bố các công trình nghiên cứu khoa học, công nghệ, phổ biến, trao đổi kiến thức, tiến bộ kỹ thuật và kinh nghiệm trong các lĩnh vực địa chất công trình, cơ học đất - nền móng, cơ học đá, địa kỹ thuật và môi trường, các vấn đề đất - nước - môi trường và con người, góp phần nâng cao chất lượng các công trình xây dựng hạ tầng cơ sở, đáp ứng nhu cầu công nghiệp hóa, hiện đại hóa đất nước.

Trong thời gian qua Tạp chí đã nhận được sự đóng góp, ủng hộ nhiệt thành của nhiều đồng nghiệp đồng đạo bạn đọc, các tổ chức, cơ quan, ban ngành về bài viết, thông tin và vật chất... Tạp chí mong tiếp tục nhận được sự cộng tác và ủng hộ đó.

Bài gửi đăng Tạp chí được đánh máy vi tính theo font **Unicode Times New Roman**, cỡ chữ 12, in trên khổ A4 kèm theo đĩa CD hoặc thư điện tử (2 file, 1 file world 2003, 1 file pdf). Bài viết sử dụng tiếng Việt, kèm theo tóm tắt nội dung bằng tiếng Việt và Anh (không quá 200 từ). Công thức được viết theo Equation Editor và đánh số thứ tự về bên phải. **Đơn vị tính của các đại lượng vật lý phải sử dụng đơn vị theo hệ SI. Dấu thập phân phải dùng dấu phẩy.** Các bản vẽ phải theo đúng quy định vẽ kỹ thuật, kích thước không quá 15 x 20cm. Các bài có bản đồ từng vùng hoặc cả nước cần vẽ theo mẫu chính xác, đúng theo quy cách hiện hành; các bản vẽ, biểu bảng phải được đánh số thứ tự. Dung lượng bài báo không vượt quá 8 trang kể cả hình ảnh, biểu bảng, tài liệu tham khảo.

Thứ tự sắp xếp bài báo:

- Tên bài báo (bằng tiếng Việt);
- Họ và tên tác giả;
- Địa chỉ, Tel/Fax; Email;
- Tóm tắt nội dung (bằng tiếng Việt);
- Tên bài báo và tóm tắt nội dung bằng tiếng Anh;
- Nội dung bài báo. Bài báo cần có đặt vấn đề và kết luận;
- Tài liệu tham khảo: được đánh máy liền với bài và được ghi theo thứ tự ABC. Các tài liệu tham khảo trình bày theo trình tự: Tiếng Việt, tiếng Anh, tiếng Latinh, tiếng Nga, tiếng Trung..., theo thứ tự: Tên tác giả, tên tài liệu, nhà xuất bản, ***năm xuất bản, không nên quá 10 tài liệu.***

Ban Biên tập sẽ bố trí lấy ý kiến phản biện trước khi đăng. Bài không được đăng không trả lại bản thảo.

Tác giả bài viết phải chịu trách nhiệm về các thông tin cung cấp và được biểu 01 cuốn tạp chí có bài đăng.

**Ý KIẾN ĐÓNG GÓP, BÀI GỬI ĐĂNG VÀ ĐẶT MUA TẠP CHÍ XIN LIÊN HỆ THEO ĐỊA CHỈ SAU:**

**VIỆN ĐỊA KỸ THUẬT**

**152 phố Lê Duẩn, quận Đống Đa - Hà Nội**

**Tel: 024.22141917**

**Email: viendiakythuat@vusta.vn,; Website: <http://www.vgi-vn.vn>**