



TUYỂN TẬP BÁO CÁO HỘI NGHỊ TOÀN QUỐC

KHOA HỌC TRÁI ĐẤT VÀ TÀI NGUYÊN VỚI PHÁT TRIỂN BỀN VỮNG

Hà Nội, 12 - 11 - 2020

ERSD 2020



NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI



EARTH SCIENCES AND
NATURAL RESOURCES FOR
SUSTAINABLE DEVELOPMENT

TUYỂN TẬP BÁO CÁO HỘI NGHỊ TOÀN QUỐC
KHOA HỌC TRÁI ĐẤT VÀ TÀI NGUYÊN
VỚI PHÁT TRIỂN BỀN VỮNG

TIỂU BAN
CÔNG TRÌNH NGÀM
VÀ ĐỊA KỸ THUẬT

ĐƠN VỊ TỔ CHỨC

Trường Đại học Mở - Địa chất (HUMG)

CÁC ĐƠN VỊ PHỐI HỢP TỔ CHỨC

Tập đoàn Công nghiệp Than - Khoáng sản Việt Nam

Tập đoàn Dầu khí Việt Nam

Tổng cục Địa chất và Khoáng sản Việt Nam

Tổng hội Địa chất Việt Nam

Cục Đo đạc, Bản đồ và Thông tin địa lý Việt Nam

Hội Khoa học Công nghệ Mỏ Việt Nam

Hội Công trình ngầm Việt Nam

Hội Địa chất Thủy văn Việt Nam

Hội Địa chất Công trình và Môi trường Việt Nam

Hội Kỹ thuật Nổ mìn Việt Nam

Hội Khoa học Kỹ thuật Địa vật lý Việt Nam

Hội Trắc địa - Bản đồ - Viễn thám Việt Nam

Viện Địa chất và Địa vật lý biển

Viện Khoa học Địa chất và Khoáng sản

Trường Đại học Công nghệ Đồng Nai

Trường Đại học Đông Á

Trường Đại học Thủ Dầu Một

BAN TỔ CHỨC

Trưởng ban

GS.TS Trần Thanh Hải, *Trường Đại học Mở Địa - chất*

Phó Trưởng ban

GS.TS Bùi Xuân Nam, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Triệu Hùng Trường, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

Ủy viên

GS.TS Võ Chí Mỹ, *Hội Trắc địa - Bản đồ - Viễn thám Việt Nam*

GS.TS Nguyễn Quang Phích, *Hội Công trình ngầm Việt Nam*

PGS.TS Trần Tuấn Anh, *Viện Địa chất, Viện HLKH&CN Việt Nam*

PGS.TS Đoàn Văn Cảnh, *Hội Địa chất Thủy văn Việt Nam*

PGS.TS Tạ Đức Thịnh, *Hội Địa chất Công trình và Môi trường Việt Nam*

PGS.TS Nguyễn Như Trung, *Viện Địa chất và Địa vật lý biển, Hội Khoa học kỹ thuật Địa vật lý Việt Nam*

TS Nguyễn Đại Đồng, *Cục Đo đạc, Bản đồ và Thông tin địa lý Việt Nam*

TS Trần Xuân Hòa, *Hội Khoa học và Công nghệ Mỏ Việt Nam*

TS Hoàng Văn Khoa, *Tổng hội Địa chất Việt Nam*

TS Đỗ Hồng Nguyên, *Tập đoàn Công nghiệp Than - Khoáng sản Việt Nam*

TS Nguyễn Văn Nguyên, *Tổng cục Địa chất và Khoáng sản Việt Nam*

TS Lê Văn Quyên, *Hội Kỹ thuật Nổ mìn Việt Nam*

TS Trịnh Hải Sơn, *Viện Khoa học Địa chất và Khoáng sản, Bộ Tài nguyên và Môi trường*

TS Nguyễn Quốc Thập, *Tập đoàn Dầu khí quốc gia Việt Nam*

TS Đặng Kim Triết, *Trường Đại học Công nghệ Đồng Nai*

TS Trần Văn Trung, *Trường Đại học Thủ Dầu Một*

TS Đỗ Trọng Tuấn, *Trường Đại học Đông Á*

TS Nguyễn Thanh Tùng, *Viện Dầu khí Việt Nam*

BAN KHOA HỌC

Trưởng ban

GS.TS Bùi Xuân Nam, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

Phó trưởng ban

PGS.TS. Đỗ Ngọc Anh, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

Ủy viên

GS.TSKH Hoàng Ngọc Hà, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

GS.TS Võ Trọng Hùng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

GS.TS Trương Xuân Luận, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

GS.TS Đỗ Như Tráng, *Trường Đại học Công nghệ GTVT*

PGS.TS Bùi Hoàng Bắc, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Đỗ Văn Bình, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Phùng Mạnh Đắc, *Hội KHCN Mở Việt Nam*

PGS.TSKH Hà Minh Hòa, *Viện Khoa học Đo đạc và Bản đồ*

PGS.TS Phạm Văn Hòa, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Lê Văn Hưng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Hoàng Văn Long, *Viện Dầu khí Việt Nam*

PGS.TS Phạm Văn Luận, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Nguyễn Quang Minh, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Phạm Xuân Núi, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Khổng Cao Phong, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Nguyễn Văn Sáng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Ngô Xuân Thành, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Đặng Trung Thành, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Tạ Đức Thịnh, *Hội Địa chất Công trình và Môi trường Việt Nam*

PGS.TS Nguyễn Thế Vinh, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Lê Hồng Anh, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Trần Quốc Cường, *Viện Địa chất, Viện HLKH&CN Việt Nam*

TS Công Tiến Dũng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Trần Tuấn Dũng, *Viện Địa chất và Địa vật lý biển, Viện HL KH&CN Việt Nam*

TS Nguyễn Đại Đồng, *Cục Đo đạc, Bản đồ và Thông tin địa lý Việt Nam*

TS Nguyễn Mạnh Hùng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Quốc Phi, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Bùi Thị Thu Thủy, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Thế Truyền, *Viện NC Điện tử, Tin học, Tự động hóa*

TS Nguyễn Văn Xô, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

BAN BIÊN TẬP

Trưởng ban

TS Nguyễn Việt Nghĩa, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

Phó Trưởng ban

TS Nguyễn Thạc Khánh, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

Ủy viên

PGS.TS Bùi Hoàng Bắc, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Phạm Văn Luận, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Trần Tuấn Minh, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Bùi Ngọc Quý, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Đỗ Như Ý, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Thị Mai Dung, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Mạnh Hùng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Phạm Trung Kiên, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Quốc Phi, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

BAN THƯ KÝ

Trưởng ban

PGS.TS Đỗ Ngọc Anh, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

Phó Trưởng ban

TS Nguyễn Thạc Khánh, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

Ủy viên

PGS.TS Phạm Văn Luận, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

PGS.TS Nguyễn Văn Sáng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Tô Xuân Bản, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Trọng Dũng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Lê Quang Duyệt, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Duy Huy, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Quốc Phi, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Ngô Thanh Tuấn, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

TS Nguyễn Mạnh Hùng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

ThS Nguyễn Ngọc Dung, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

ThS Hoàng Thu Hằng, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

ThS Nguyễn Thanh Hải, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

ThS Phạm Đức Nghiệp, *Trường Đại học Mở - Địa chất*

LỜI NÓI ĐẦU

Hội nghị Toàn quốc Khoa học Trái đất và Tài nguyên với Phát triển bền vững - ERSĐ được Trường Đại học Mỏ - Địa chất (HUMG) và các đối tác tổ chức 2 năm một lần để các nhà chuyên môn trong và ngoài nước tụ hội, giới thiệu những kết quả và hướng nghiên cứu khoa học mới, thảo luận về các xu thế phát triển, thách thức và cơ hội mới đối với nhiều lĩnh vực khác nhau của Khoa học Trái đất, Tài nguyên và các ngành khác có liên quan.

Tiếp nối thành công của Hội nghị lần thứ nhất năm 2018 (ERSĐ 2018) và được sự cho phép của Bộ Giáo dục và Đào tạo, Hội nghị Toàn quốc Khoa học Trái đất và Tài nguyên với Phát triển bền vững lần thứ hai (ERSĐ 2020) được Trường Đại học Mỏ - Địa chất (HUMG) đăng cai tổ chức với sự phối hợp đồng tổ chức của nhiều đơn vị quản lý, nghiên cứu khoa học, đào tạo và sản xuất có uy tín trong nước gồm Tập đoàn Công nghiệp Than - Khoáng sản Việt Nam, Tập đoàn Dầu khí Quốc gia Việt Nam, Tổng cục Địa chất và Khoáng sản Việt Nam, Cục Đo đạc, Bản đồ và Thông tin địa lý Việt Nam, Viện Địa chất và Địa vật lý biển, Viện Khoa học Địa chất và Khoáng sản, Trường Đại học Công nghệ Đồng Nai, Trường Đại học Đông Á, Trường Đại học Thủ Dầu Một, Tổng hội Địa chất Việt Nam, Hội Khoa học Công nghệ Mỏ Việt Nam, Hội Công trình ngầm Việt Nam, Hội Địa chất Thủy văn Việt Nam, Hội Địa chất Công trình và Môi trường Việt Nam, Hội Kỹ thuật Nổ mìn Việt Nam, Hội Khoa học Kỹ thuật Địa vật lý Việt Nam, Hội Trắc địa - Bản đồ - Viễn thám Việt Nam, và với sự tham gia của nhiều tổ chức và cá nhân khác.

Các chủ đề chính của Hội nghị lần này tập trung vào thảo luận các kết quả khoa học công nghệ và hướng nghiên cứu mới của Khoa học Trái đất và Tài nguyên thiên nhiên, Khai thác và sử dụng tài nguyên địa chất, Môi trường và các lĩnh vực khoa học khác có liên quan như Cơ - Điện, Công nghệ Thông tin, Xây dựng, ... cũng như việc ứng dụng chúng vào phát triển bền vững đối với nhiều lĩnh vực khác nhau của khoa học công nghệ, kinh tế và xã hội.

Trong quá trình tổ chức Hội nghị, Ban Tổ chức đã nhận được sự quan tâm của đông đảo các nhà khoa học, chuyên môn và quản lý trong và ngoài nước, trong đó có hơn 300 báo cáo khoa học liên quan tới các chủ đề của Hội nghị đã được gửi tới Ban biên tập. Trên cơ sở đó, 255 báo cáo có chất lượng đã được lựa chọn và xuất bản trong Tuyển tập tóm tắt các báo cáo và Tuyển tập các báo cáo toàn văn của Hội nghị. Báo cáo toàn văn được tập hợp thành 16 tập, mỗi tập ứng với một chủ đề khoa học sau:

1. *Địa chất khu vực*
2. *Địa chất công trình - Địa chất thủy văn*
3. *Tài nguyên địa chất và phát triển bền vững*
4. *Môi trường trong khai thác tài nguyên và phát triển bền vững*
5. *An toàn mỏ*
6. *Công nghệ và thiết bị khai thác*
7. *Thu hồi và chế biến khoáng sản*
8. *Công trình ngầm và Địa kỹ thuật*
9. *Vật liệu và kết cấu*
10. *Kỹ thuật dầu khí tích hợp*
11. *Trắc địa*
12. *Bản đồ, Viễn thám và Hệ thống thông tin địa lý*
13. *Khoa học Cơ bản trong lĩnh vực Khoa học Trái đất và Môi trường*
14. *Cơ khí, điện và Tự động hóa*
15. *Công nghệ thông tin*
16. *Phân tích dữ liệu và học máy*

Toàn bộ thông tin khoa học về hội nghị, trong đó có Tuyển tập các báo cáo toàn văn, được đưa lên trang Website chính thức của Hội nghị tại địa chỉ: <http://ersd2020.humg.edu.vn/>.

Ban tổ chức xin trân trọng cảm ơn Trường Đại học Mỏ - Địa chất, với tư cách là đơn vị đăng cai tổ chức Hội nghị, cùng các đơn vị đồng tổ chức đã hợp tác và góp phần quan trọng vào sự thành công của Hội nghị này. Cảm ơn các nhà khoa học đã đóng góp các công bố khoa học có giá trị cho Hội nghị. Ban tổ chức cũng đánh giá cao sự nỗ lực của Ban biên tập và các chuyên gia biên tập để nâng cao chất lượng của các báo cáo khoa học cũng như sự cố gắng lớn của Ban thư ký trong việc chuẩn bị và tổ chức hội nghị này.

Ban tổ chức mong muốn tiếp tục nhận được sự hợp tác chặt chẽ và góp ý chân thành của các đơn vị và cá nhân đối với việc chuẩn bị, tổ chức, biên tập, và xuất bản các báo cáo khoa học, nhằm nâng cao chất lượng của các hội nghị tiếp theo, góp phần thúc đẩy sự phát triển bền vững của các hoạt động nghiên cứu khoa học, chuyển giao công nghệ thuộc các lĩnh vực Khoa học Trái đất và Tài nguyên và các lĩnh vực khoa học khác có liên quan.

TRƯỞNG BAN TỔ CHỨC

GS.TS Trần Thanh Hải

MỤC LỤC

TIỂU BAN CÔNG TRÌNH NGÂM VÀ ĐỊA KỸ THUẬT

Nghiên cứu các giải pháp gia cố và chống giữ chủ động nâng cao độ ổn định và khả năng mang tải của khối đá xung quanh các đường lò khi khai thác xuống sâu tại vùng than Quảng Ninh <i>Đặng Văn Kiên, Ngô Doãn Hào, Đỗ Ngọc Thái, Phạm Tuấn Anh, Ngô Hà Quyên</i>	1
Nghiên cứu sử dụng tro bay của nhà máy nhiệt điện chế tạo kết cấu chống giữ các đường lò khi khai thác xuống sâu tại vùng than Quảng Ninh <i>Đặng Văn Kiên, Võ Trọng Hùng, Đỗ Ngọc Anh, Phạm Tuấn Anh, Nguyễn Tiến Mạnh, Trương Văn Hà</i>	10
Cấu trúc nền đất yếu tuyến đường giao thông ven biển Hải Phòng-Nam Định và đề xuất công nghệ gia cố phù hợp <i>Nguyễn Thị Dịu, Tạ Đức Thịnh</i>	19
Nghiên cứu ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến đặc trưng cơ học của kết cấu neo <i>Đào Viết Đoàn, Vũ Đức Quyết, Nguyễn Duyên Phong</i>	27
Kết cấu neo biến dạng lớn và đề xuất áp dụng chống giữ cho đường lò đào qua khối đá mềm yếu vùng Quảng Ninh <i>Đào Viết Đoàn</i>	35
Nghiên cứu đề xuất sơ đồ công nghệ thi công hợp lý nâng cao tốc độ đào lò trong đá cho Công ty Than Nam Mẫu-TKV <i>Ngô Đoàn Hào</i>	44
Vấn đề xây dựng công trình ở khu vực có nguy cơ hình thành hố sụt lún <i>Nguyễn Xuân Mãn, Nguyễn Duyên Phong, Nguyễn Ngọc Huệ</i>	52
Áp dụng phương pháp đường đặc tính khối đá và độ hội tụ giới hạn để thiết kế kết cấu chống giữ công trình ngầm <i>Trần Tuấn Minh</i>	59
Ứng dụng khoan ngang định hướng HDD trong thi công hệ thống đường ống hạ tầng kỹ thuật tại các đô thị ở Việt Nam <i>Vũ Minh Ngân, Phạm Đức Thọ</i>	70
Numerical analysis of soil nailing for stability of slopes <i>Phạm Thị Nhan, Nguyễn Anh Hoa</i>	77
Ảnh hưởng của mực nước ngầm đến trạng thái cơ học trong khối đá xung quanh công trình ngầm và tác động lên kết cấu chống <i>Nguyễn Quang Phích, Nguyễn Khắc Cường, Nguyễn Ngọc Huệ</i>	84
Nghiên cứu ảnh hưởng của áp lực gương đào đến độ lún mặt đất khi thi công đường hầm bằng máy khiên đào <i>Đỗ Ngọc Thái, Nguyễn Huy Hiệp</i>	90
Nghiên cứu đề xuất phương pháp tính độ lún và sức chịu tải của nền đất yếu gia cố bằng cọc cát biển-xi măng <i>Tạ Đức Thịnh, Nguyễn Thị Dịu</i>	97

Nghiên cứu các giải pháp gia cố và chống giữ chủ động nâng cao độ ổn định và khả năng mang tải của khối đá xung quanh các đường lò khi khai thác xuống sâu tại vùng than Quảng Ninh

Đặng Văn Kiên^{1,*}, Ngô Doãn Hào¹, Đỗ Ngọc Thái¹, Phạm Tuấn Anh², Ngô Hà Quyên²

¹ Trường Đại học Mỏ - Địa chất

² Công ty cổ phần tư vấn đầu tư mỏ và công nghiệp

TÓM TẮT

Hiện nay, tại nhiều các đơn vị trong TKV đã và đang triển khai thi công các đường lò thuộc các dự án khai thác than xuống sâu, trong điều kiện sản xuất phức tạp, diện tích khai trường lớn. Một số đường lò khai thông đào xuyên qua các khu vực đất đá mềm yếu, trữ nước, bùn than hoặc nứt nẻ nhiều gặp nhiều khó khăn trong thi công không thể sử dụng biện pháp đào lò thông thường. Để giải quyết vấn đề trên, một số mỏ đã tiến hành thay đổi dạng kết cấu chống hoặc đã thực hiện công nghệ khoan neo, khoan ép vữa xi măng với phụ gia đông cứng nhanh trực tiếp từ phía trong các đường lò đã và đang đào để gia cố đường lò bị sập đổ, hoặc đất đá mềm yếu phía trước gương khi đào vượt qua như Công ty Cổ phần Than Vàng Danh - Vinacomin, Công ty Than Thống Nhất - TKV, Công ty than Mông Dương - Vinacomin, Mỏ Khe Chàm III... Tuy nhiên, các kết quả đạt được mới chỉ là các kết quả ban đầu, hiệu quả đạt được còn hạn chế. Vấn đề nghiên cứu các giải pháp nâng cao khả năng tự mang tải của khối đá và độ ổn định kết cấu chống cho đường lò đào qua vùng địa chất phức tạp, đất đá nứt nẻ, bờ rời, mềm yếu đã được các nhà khoa học trên thế giới chú ý và áp dụng có hiệu quả. Qua tổng hợp phân tích cho thấy một trong những nguyên nhân dẫn tới hiệu quả đào lò chưa được như mong muốn vì thực tế trong thời gian qua chúng ta xử lý mất ổn định đường lò mới chỉ dừng ở việc sử dụng các giải pháp truyền thống có tính đơn lẻ mà chưa có những giải pháp tổng hợp. Hơn nữa đến nay vẫn chưa có những báo cáo tổng kết, công bố đánh giá đầy đủ hiệu quả của các giải pháp đã ứng dụng. Ngoài ra, việc chưa có những tiêu chuẩn và quy phạm thiết kế, các quy trình thi công ban hành còn chưa thực sự đơn giản, rõ ràng dẫn đến việc triển khai áp dụng còn gặp nhiều khó khăn. Xu hướng nghiên cứu của thế giới là đi sâu vào việc xây dựng các mô hình dự báo chuyên vị của các đoạn đường lò đào trong khu vực điều kiện địa chất phức tạp, hướng nghiên cứu thực nghiệm hiện trường cũng đang được chú ý. Trong nghiên cứu này, nhóm tác giả sử dụng phương pháp phân tích tổng hợp, kết hợp với nghiên cứu thực nghiệm hiện trường kết đề ra các nhóm giải pháp gia cố và chống giữ chủ động nâng cao độ ổn định và khả năng mang tải của khối đá xung quanh các đường lò khi khai thác xuống sâu tại vùng than Quảng Ninh. Mô hình số được xây dựng mô phỏng quá trình thay đổi độ ổn định của đường lò (thông qua hệ số an toàn) sẽ cho thấy các hiệu quả của các giải pháp mang lại. Qua đó cho thấy khi thực hiện đồng bộ các giải pháp đề ra sẽ nâng cao được hiệu quả đào lò, giảm chi phí giá thành đơn vị sản phẩm và nâng cao hiệu quả vốn đầu tư trong đào lò và khai thác khi TKV khai thác xuống sâu.

Từ khóa: Lò nén ép mạnh; chống giữ chủ động; khoan ép vữa; gia cố chủ động; ổn định; biến dạng.

1. Đặt vấn đề

Trong những năm qua, Tập đoàn Than và Khoáng sản Việt Nam (TKV) mỗi năm đào khoảng hơn 225 km để đạt được mức 40 triệu tấn năm. Tuy nhiên, khi các mỏ hầm lò khai thác xuống sâu điều kiện địa chất mỏ và điều kiện khai thác ngày càng phức tạp dẫn đến tốc độ đào các đường lò cơ bản và lò chuẩn bị thấp, kéo dài thời gian đưa diện vào khai thác và ảnh hưởng đến hiệu quả kinh tế của các dự án. Nguyên nhân chủ yếu là do đặc tính cơ lý của các loại đất đá tại khu vực có điều kiện địa chất phức tạp dễ bị vỡ vụn (slaking), trương nở (swelling), chịu nén ép mạnh, các tính chất cơ học phụ thuộc vào thời gian, biến đổi thể tích. Theo khảo sát, nhiều đường lò khai thông khi khai thác xuống sâu được xây dựng trong các loại khối đá này cho thấy các biểu hiện phá hủy và dịch chuyển biến đổi theo thời gian sau khi đào do trường

*Tác giả liên hệ

Email: kienxdn@gmail.com

ứng suất thứ sinh xung quanh biên lò hình thành ngay sau khi khai đào, đặc điểm môi trường đất đá xung quanh (nhất là tác động của phay phá, nước ngầm).

Các hiện tượng gặp phổ biến của biểu hiện mất ổn định của đường lò trong quá trình đào như sạt nóc, sạt gương hay ở hông lò, đất đá nền trương nở gây ra hiện tượng bùng nền.... Một nguyên nhân khác là đường lò chịu ảnh hưởng mạnh của các tầng khai thác phía trên hoặc khu vực khai thác gần kề do mối tương quan giữa không gian và thời gian của đường lò với các công trình xung quanh (lò chợ và các đường lò khác, khu vực đã khai thác trước đó). v.v. Hiện tượng mất ổn định với các đường lò đang trong quá trình sử dụng thường có các biểu hiện như nén, vụn khung chống, bóp méo, thu nhỏ kích thước tiết diện sử dụng, bùng nền... Cụ thể, tại một số đơn vị của TKV, các đường lò nằm trong khu vực khai thác bị mất ổn định do áp lực lớn bị biến dạng, không đảm bảo yêu cầu sử dụng; cũng như khả năng thông qua và mức độ an toàn cho người và thiết bị qua lại, do đó không đảm bảo yêu cầu sản xuất. Hơn nữa các đường lò này còn có xu hướng bị nén bẹp và ngày càng bị biến dạng thêm. Vì vậy, công tác chống xén những đoạn lò này không thể tiến hành theo các biện pháp thông thường do áp lực mỏ rất lớn và điều kiện địa chất phức tạp, nếu không có biện pháp phù hợp sẽ không đảm bảo an toàn khi thi công.

Hiện nay, các biểu hiện mất ổn định này thường được xử lý bằng các biện pháp truyền thống như đặt dầm nền, đánh khuôn, đánh văng, đánh bích. Tuy nhiên, chi phí chống xén lớn, mất thời gian và làm giảm tiến độ đưa đường lò vào khai thác dẫn đến giảm tính hiệu quả của dự án. Ngoài ra, một số đường lò sau khi chống xén xong vẫn bị nén bẹp dẫn đến ảnh hưởng lớn đến công tác sản xuất của mỏ, công tác chống giữ gặp nhiều khó khăn. Có thể thấy rằng, các giải pháp kỹ thuật, công nghệ áp dụng để nâng cao mức độ ổn định hoặc xử lý chống xén chủ yếu tập chung vào việc lựa chọn khung chống (thép) phù hợp, khoan các lỗ khoan giải phóng áp lực. Kết quả áp dụng các giải pháp này nhìn chung còn rất hạn chế. Vấn đề quan trọng nhất khi lựa chọn, xây dựng các giải pháp là cần phải xác định, làm rõ nguyên nhân gây mất ổn định đường lò, mức độ và xu hướng áp lực tác động lên công trình. Qua đó cho thấy cần có những giải pháp nâng cao độ ổn định của khối đá, kết cấu chống nhằm hạn chế ảnh hưởng của các đoạn lò mất ổn định ngay trong quá trình khảo sát thiết kế, cũng như có những giải pháp xử lý hiệu quả khi đường lò đi qua khu vực có điều kiện địa chất phức tạp dẫn đến đường lò mất ổn định sau khi sử dụng. Do vậy nhóm nghiên cứu tiến hành nghiên cứu các giải pháp gia cố và chống giữ chủ động nâng cao độ ổn định và khả năng mang tải của khối đá xung quanh các đường lò khi khai thác xuống sâu tại vùng than Quảng Ninh.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Một số biểu hiện mất ổn định tại mỏ

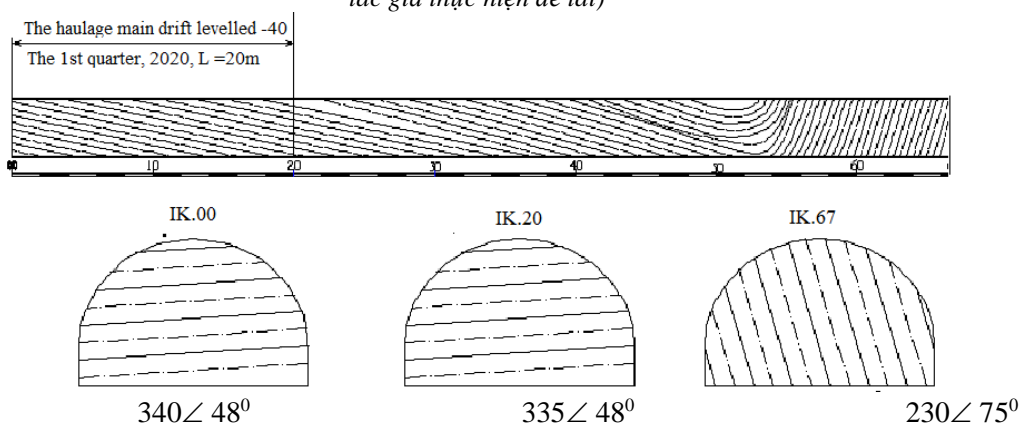
Theo thống kê trong toàn TKV, số mét lò phải phải chống xén, sửa chữa, chiếm bình quân khoảng 35÷40%, đặc biệt mỏ Mạo Khê lên tới 85% (năm 2006, mỏ đào được 11.639,8m lò, nhưng phải xén lại 9.929,8 m). Tại các mỏ như các đường lò tại khu vực sân giếng mức -97,5 mỏ than Mông Dương, đường lò thuộc mỏ Khe Chàm, Hạ long, Uông Bí, tỷ lệ này cũng rất lớn, lớn hơn 50%. Một số khu vực khác như Tràng Bạch và một số mỏ của Tổng công ty than Đông Bắc...cũng gặp nhiều các hiện tượng đường lò mất ổn định tương tự. Theo thống kê cho thấy, năm 2015 tại Mạo Khê có 2798 m lò đào trong đá và 5295m lò đào trong than phải chống xén năm 2015; con số này tương ứng là 2018, 9 và 4595,8m cho năm 2016. Năm 2017, khối lượng các đường lò phải chống xén khi sử dụng khung chống thép là 1424,9m cho lò đá và 5369m cho lò than và cho các đường lò chống gỗ là 652,8m, dẫn đến tổng số là 4595,8m các đường lò phải chống xén. Trong khi con số này tại mỏ than Hà Lâm là 3451m cho năm 2017 và tính đến tháng 10 năm 2018 đã là 2232,9m. Tại Mông Dương hệ thống các đường lò tại khu vực sân giếng bị nén ép mạnh do phần khai thác phía trên gây ra khiến 611,3m năm 2017 và 2569,7 tính đến tháng 10 năm 2018 phải tiến hành chống xén. Tình trạng cũng diễn ra tương tự tại mỏ than Khe Chàm với 2047,4m lò đào trong đá và 1549,7m đào trong than phải chống xén năm 2017, và chỉ tính đến hết tháng 10 năm 2018 thì số liệu tương ứng là 940m và 3060m... Chi phí chống xén, sửa chữa các đường lò rất lớn, bằng khoảng 30 ÷ 60% chi phí đào chống lò mới, gây tốn kém và ảnh hưởng tới giá thành sản xuất. Ngoài ra, các đường lò mất ổn định, phải chống xén đã ảnh hưởng đến tổ chức sản xuất, an toàn đối với các mỏ. Cụ thể kết quả khảo sát một số đường lò tại Công ty than Nam Mầu được tổng hợp như Bảng 1 và Hình 1.

Bảng 1. Hiện trạng biến dạng và phá hủy của một số đường lò

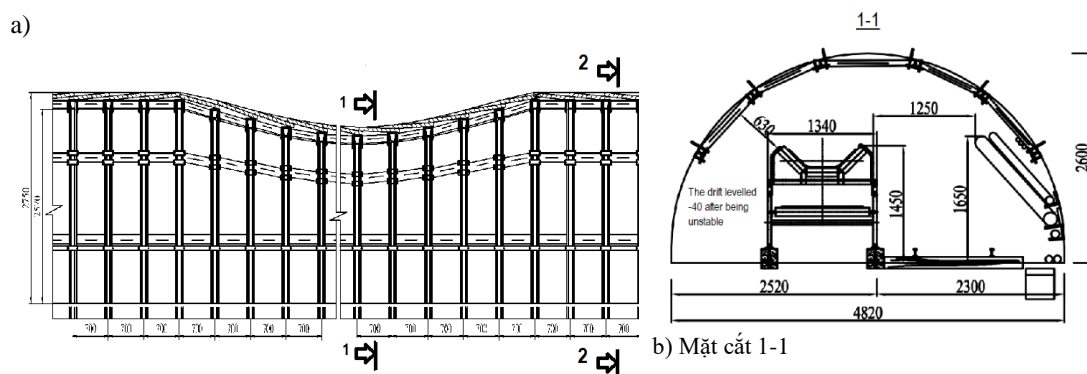
STT	Vị trí	Kính thước sử dụng	Đặc điểm mất ổn định	Đặc điểm đất đá thành lò
Hiện trạng lò VD 4 đá mức +50 Công ty than Nam Mẫu				
1	PK 95	B _{sd} =3,1m H _{sd} =3,0m	Phần hông bị nén ép, các chân vì bị đẩy vào phía trong khoảng 30 cm	Đá trụ V4 loại bột kết xám trắng và xám đen
2	PK 25÷PK 35	B _{sd} =4,6m H _{sd} =3,2m S _d = 16,6m ² S _{sd} = 13,2 m ²	Đã xén mở rộng với mục đích mở ngã ba. Phần hông bị nén ép, các chân vì bị đẩy vào phía trong khoảng 20 cm; phần nóc và hông đã được gia cố bằng neo bê tông cốt thép	Đá trụ V4 loại bột kết xám trắng và xám đen
3	PK 220÷PK 23	B _{sd} =4,2m H _{sd} =3,2m S _d = 13m ² S _{sd} = 11,5 m ²	Đã xén mở rộng với. Phần vòm bị nén, các tấm chèn bị xô lại. Phần hông bị nén ép, các chân vì bị đẩy vào phía trong khoảng 30 cm;	Đá trụ V4 loại bột kết 2m phần hông là đá bột kết xám đen f =1-4 phân lớp 0,4-0,6m; Phần nóc là đá bột kết xám trắng f=6-8; phân lớp 0,6-0,8m;
Hiện trạng lò XV+125 Công ty than Nam Mẫu				
	PK 610-620	B _{sd} =3,1m H _{sd} =3,0m S _d = 16,6m ² S _{sd} = 13,2 m ²	Đường lò Xây dựng từ 2004, đá là vận tải chính, ổn định	Đá trụ V4 loại bột kết 2m phần hông là đá bột kết xám đen f=4-4 phân lớp 0,4-0,6m; Phần nóc là đá bột kết xám trắng f=6-8; phân lớp 0,6-0,8m;
Hiện trạng lò DV-89 Công ty than Mạo Khê				
	Lò dọc via than phân tầng	B _{sd} =3,1m H _{sd} =3,0m S _d = 16,6m ² S _{sd} = 13,2 m ²	Đường lò đào trong than và đá trụ, phần hông bám vách mất ổn định các khung chống bị đẩy vào phía trong; Các chèn gỗ phía sau khung chống thép bị bẻ gãy	2m phần hông là đá trụ bột kết xám đen f=4-6;
Hiện trạng lò XV đá Công ty than Ưông Bí				
	PK 4625÷PK4647	B _{sd} =4,6m H _{sd} =3,2m S _d = 16,6m ² S _{sd} = 13,2 m ²	Phần hông đào trong than bị bóp hông, các chân vì bị đẩy vào phía trong khoảng 20 cm; phần vòm ổn định	Phần nền là sét+ than xít; Đá trụ bột kết xám đen f= 4-6; phân lớp 0,2-0,4m và đá bột kết xám trắng f=6-8; phân lớp 0,4-0,6m
	PK 4050÷PK 4065 (Đoạn đã ép vữa)	B _{sd} =4,6m H _{sd} =3,2m S _d = 16,6m ² S _{sd} = 13,2 m ²	Đường lò bị biến dạng cả nóc và hông. Được khoan ép vữa giữ ổn định, hiện đường lò không biến dạng nữa.	Đá trụ bột kết xám đen f= 4-6; phân lớp 0,2-0,4m và đá bột kết xám trắng f=6-8; phân lớp 0,4-0,6m

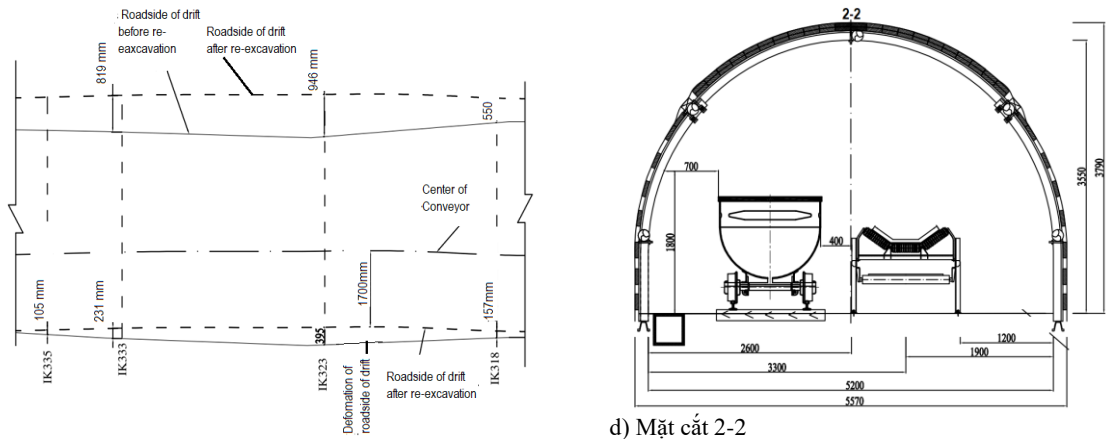


Hình 1. Một số biểu hiện phá hủy tại đường lò dọc vỉa -89 V6 mỏ than Mạo Khê (Ảnh chụp bởi nhóm tác giả thực hiện đề tài)



Hình 2. Đặc điểm phân lớp đất đá đường lò đường lò XVVTBT số 1 mức -40 Công ty than Nam Mẫu





c)

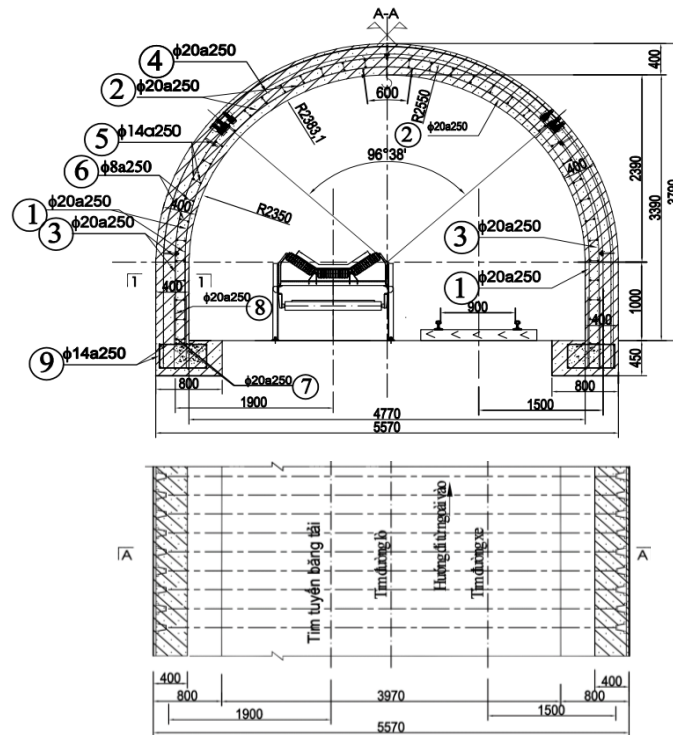
d) Mặt cắt 2-2

Hình 3. Biểu hiện phá hủy đường lò đường lò XVVTBT số 1 mức -40 Công ty than Nam Mẫu

2.2. Sử dụng phương pháp khoan ép vữa để ổn định đường lò

Trên cơ sở các kết quả khảo sát tại hiện trường, nhóm nghiên cứu tiến hành lập phương án nâng cao độ ổn định cho đường lò bằng tổ hợp các giải pháp: xén đường lò bị biến dạng đưa về kích thước ban đầu, xây dựng tường phản áp bằng vỏ chống bê tông cốt thép sau đó tiến hành khoan ép vữa.

Chống xén đưa đường lò về kích thước ban đầu, đổ bê tông theo kích thước như Hộ chiếu chống lò bằng vỏ chống bê tông liền khối đổ tại chỗ được thể hiện trên Hình 4.



Hình 4. Hộ chiếu chống lò bằng bê tông cốt thép liền khối lưu vì

Khoan ép vữa gia cố đường lò: Tiến hành khoan ép vữa cho đường lò sau khi vỏ chống bê tông đủ độ bền thiết kế (ít nhất là sau 28 ngày). Việc tính toán thiết kế khoan, ép vữa chỉ được tiến hành trên từng đoạn sau khi đã xén, chống lại bằng vì thép SVP 27 để có thông số hình học theo thiết kế và đổ bê tông cốt thép liền khối lưu vì gia cường. Khi đó, đường lò XVVTBT số 1 mức -40 có hình dạng và kích thước mặt cắt ngang sử dụng như trên Hình 4.

- **Xác định chiều sâu lỗ khoan phun ép vữa (L):** Chiều sâu vùng khoan ép vữa xi măng gia cố phụ thuộc vào điều kiện địa chất mô, đặc điểm vùng đất đá bị phá hủy xung quanh lò và đường kính đường hầm hoặc lấy theo công thức thực nghiệm. Trong thiết kế này, chiều sâu lỗ khoan ép được xác định theo công thức thực nghiệm:

$$L \geq (0,7 \div 0,8) \times B \text{ ;m} \quad (1)$$

Trong đó: B - chiều rộng khai đào của đường lò, B= 5,57m;

Thay vào (1) với hệ số 0,8 ta có : $L \geq 0,8 \times 5,57 \geq 4,46\text{m}$. Căn cứ vào thực tế, đoạn lò này của đường lò XVVTBT số 1 mức -40 có chịu áp lực của khu khai thác do có lò chợ đang khai thác ở phía trên, nên để đảm bảo độ an toàn ta lấy chiều sâu lỗ khoan là 5,3m; vì lỗ khoan được khoan nghiêng một góc 62^0 so với trục đường nên lỗ khoan có chiều dài $L_d = 6\text{m}$.

- **Xác định đường kính lỗ khoan:** Đường kính lỗ khoan có thể giao động từ $50 \div 105\text{mm}$ tùy thuộc vào loại thiết bị khoan. Phù hợp với thiết bị phổ biến hiện hành tại và trên cơ sở sử dụng thiết bị mỏ đã có, chúng tôi lựa chọn đường kính lỗ khoan phun ép vừa xi măng gia cố là 75mm.

- **Xác định khoảng cách giữa các lỗ khoan:** Khoảng cách giữa các lỗ khoan khi khoan ép vừa xi măng gia cố được xác định chủ yếu dựa vào độ thấm nước của đá, mức độ phá hủy và áp lực phun xi măng. Do không tổ chức công tác ép nước thí nghiệm xác định độ thấm khi thiết kế nên trên cơ sở kinh nghiệm, sơ bộ lựa chọn khoảng cách giữa các lỗ khoan trong một vòng khoan theo chu vi là 1,0m và khoảng cách giữa các vòng khoan ép vừa dọc theo trục đường lò là 1,5m. Khoảng cách này cũng có thể sẽ được điều chỉnh dựa trên cơ sở kết quả khoan ép vừa thực tế ngoài hiện trường. Vậy, kích thước mạng lỗ khoan ép vừa sơ bộ lựa chọn là: (1x1,5)m.

- **Xác định số lỗ khoan ép vừa trên một vòng khoan ép vừa:**

Vì áp lực nóc lớn và để giảm khả năng trượt của khối đất đá nặng trụ trượt tam giác bên hông lò, chúng tôi lựa chọn vị trí lỗ khoan đầu tiên của vòng khoan ép vừa cách nền lò 80cm.

+ Chiều dài bố trí lỗ khoan, ép vừa theo chu vi (L_k) được tính theo công thức (2):

$$L_k = 2(h_t - 0,8) + \Pi \times \frac{B_{sd}}{2} \text{ ; m} \quad (2)$$

Trong đó: h_t - chiều cao phần tường, $h_t=1,0\text{m}$; B_{sd} - Chiều rộng vòm theo tiết diện sử dụng, $B_{sd}=4,77\text{m}$;

Thay số ta có: $L_k = 7,9\text{m}$;

+ Số lượng lỗ khoan trong vòng neo (N_k) tính theo công thức (3):

$$N_k = \frac{L_k}{a} + 1, \text{ lỗ} \quad (3)$$

Trong đó: L_k - chiều dài bố trí lỗ khoan, ép vừa, $L_k=8,01\text{m}$; a- khoảng cách giữa các lỗ khoan trong 1 vòng, $a=1\text{m}$. Thay số vào công thức (3) có $N_k = 8,9$ lỗ;

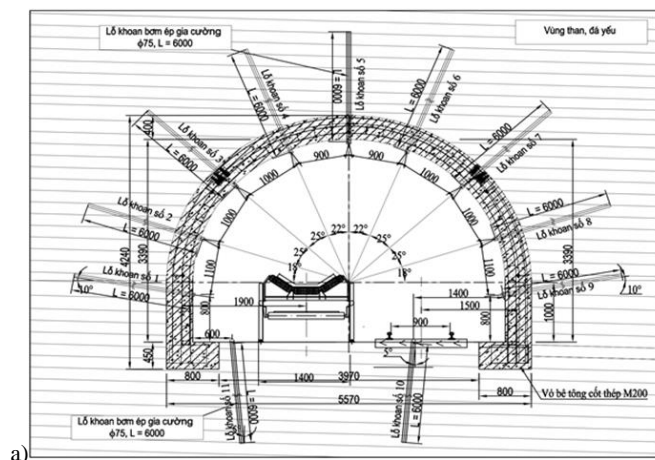
+ Số lỗ khoan thực tế bố trí được làm tròn là (N_{tt}): 9 lỗ.

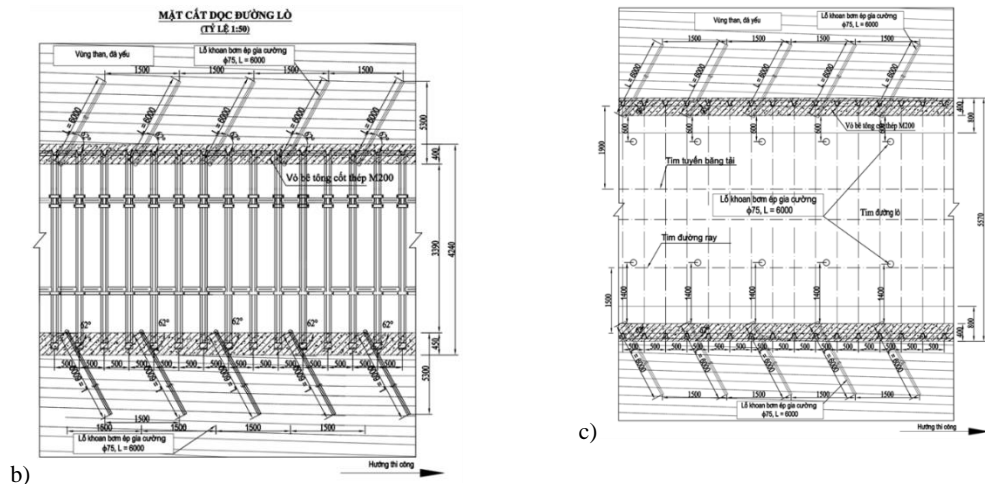
+ Khoảng cách thực tế (a_{tt}) giữa các lỗ khoan trong một vòng khoan ép vừa được tính theo công thức (4):

$$a_{tt} = \frac{L_k}{N_{tt}-1} \text{ , m} \quad (4)$$

Ở đây: L_k - chiều dài bố trí lỗ khoan, ép vừa, $L_k=8,0\text{m}$; N_{tt} - số lỗ khoan thực tế bố trí trong một vòng khoan ép vừa, $N_{tt}=9$. Thay vào (4) ta có $a_{tt}=0,9\text{m}$. Làm tròn $a_{tt}=1,0\text{m}$.

+ Tuy nhiên để nâng cao khả năng tự mang tải của khối đất đá nóc lò và khối trượt bên hông lò sau khi gia cố, chúng tôi lấy khoảng cách lỗ đầu tiên và cuối cùng của vòng lỗ khoan (gần nền lò) tới lỗ liền kề là 1,1m. Khoảng cách từ lỗ khoan ở chính giữa đỉnh vòm sang 2 lỗ liền kề 2 bên là 0,9m. Khoảng cách các lỗ khác còn lại là 1,0m (áp dụng cho những đoạn không có thanh giằng nóc). Hộ chiếu khoan ép vừa cho đường lò được thể hiện trên Hình 5.





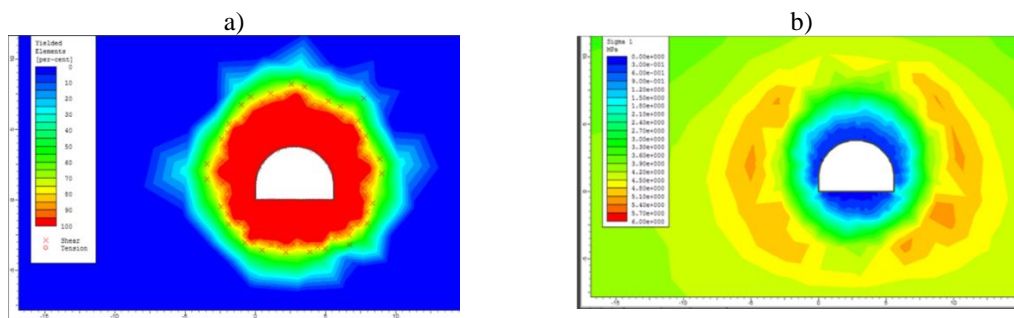
Hình 5. Hệ chiếu khoan ép vữa

2.3. Mô phỏng số quá trình khoan ép vữa để ổn định đường lò

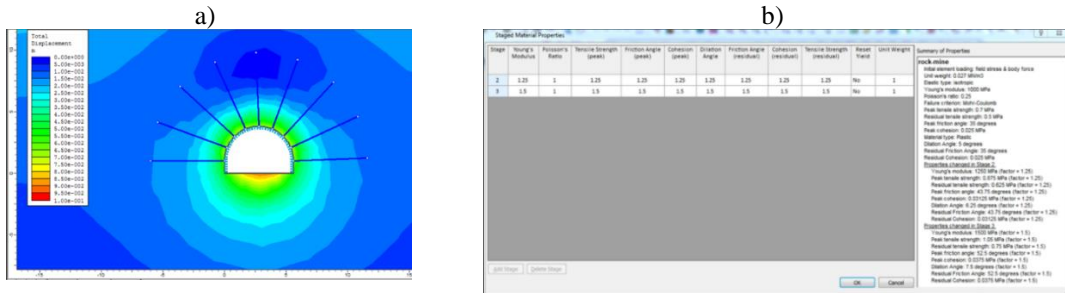
Để hiểu làm rõ những lợi ích của quá trình khoan ép vữa đường lò, nhóm nghiên cứu tiến hành mô phỏng số quá trình trên. Kích thước đường lò được chọn như kích thước thực tế. Bảng mô hình số, hiệu quả của công tác khoan, ép vữa đã được khảo sát. Kết quả của mô hình số trên các Hình 6, Hình 7 và Hình 8 cho thấy ứng suất và chuyển vị gây ra trong khối đá xung quanh. Nó cũng cho thấy mô đun Young (E) tăng gấp 1,25 lần so với trước khi ép vữa bằng xi măng siêu mịn (Giai đoạn 2) và tăng gấp 1,5 lần so với trước khi bơm vữa bằng xi măng siêu mịn (Giai đoạn 3). Hệ số an toàn về độ bền của khối đá sau khi bơm vữa được in sẵn trên Hình 8. Hệ số sức bền của khối đá ở nóc, hông lò ở giai đoạn 2 lớn hơn 1,0, nhưng hệ số sức bền của khối đá ở một số điểm ở nền trái đường lò nhỏ hơn 1,0 (Hình 8). Hệ số an toàn của khối đá ở giai đoạn 3 cao hơn giai đoạn 2. Qua Hình 8.b cho thấy tất cả các điểm xung quanh biên lò đều cao hơn 1,0. Do vậy khả năng chịu tải trọng bên ngoài của khối đá sau khi bơm vữa được đảm bảo.

Bảng 2. Các thông số cơ lý của khối đá xung quanh đường lò trước khi khoan ép vữa

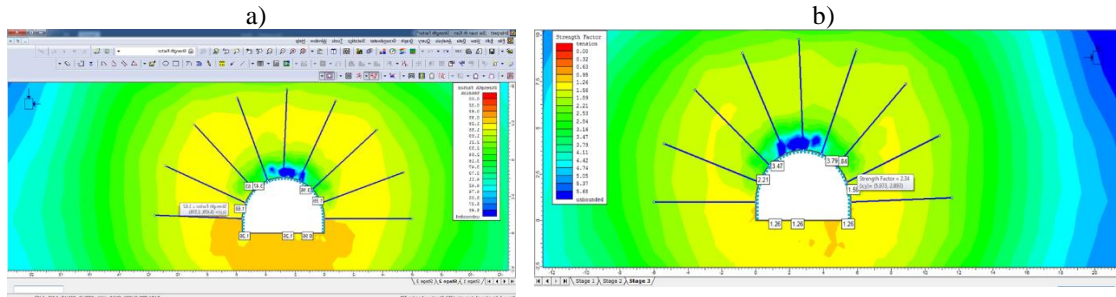
Các thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Trọng lượng thể tích	γ	0,26	MN/m ³
Độ bền kéo	σ_k	0,5	MPa
Lực dính kết	C	0,025	MPa
Góc ma sát trong	φ	35	Độ
Mô đun Young	E	1000	MPa
Hệ số Poisson	μ	0,30	-
Góc giãn nở	ψ	0	Độ
Tiêu chuẩn bền	Mohr-Coulomb	-	-



Hình 6. Mô phỏng vùng và phá hủy (a) và giá trị ứng suất xung quanh đường lò (b)



Hình 7. Mô phỏng giá trị chuyển vị của đường lò (a), các bước mô phỏng quá trình khoan ép vỉa (b)



Hình 8. Hệ số an toàn độ bền tại stage 2 (a) và hệ số an toàn độ bền tại stage 3(b)

3. Kết luận

Trong sự phát triển chung của Tập đoàn Công nghiệp Than - Khoáng sản Việt Nam với yêu cầu hiệu quả cao trong sản xuất kinh doanh, an ninh năng lượng, công tác đào chống lò ngày càng được đầu tư đi vào chiều sâu từ hoàn thiện công nghệ, quản lý kỹ thuật, nâng cao trình độ tay nghề. Song song với công tác đào chống lò; trong nhiều năm trở lại đây TKV đã cho phép nghiên cứu và áp dụng các giải pháp, công nghệ thi công mới nhằm giảm thiểu số lượng mét lò phải chống xén tại các đơn vị sản xuất than hầm lò. Nhóm nghiên cứu đã tiến hành thực hiện đồng bộ các giải pháp nhằm xử lý các đường lò bị biến dạng phá hủy tại công ty than Nam Mẫu, Mạo Khê, kết quả nghiên cứu tại đường lò XVVTBT số 1 mức -40, công ty than Nam Mẫu là một ví dụ điển hình của các giải pháp trên. Qua đánh giá bước đầu cho thấy hiệu quả mang lại khi độ bền và độ ổn định đường lò được khẳng định qua mô hình số. Kết quả nghiên cứu trên đây mới là những kết quả thử nghiệm bước đầu, để có những đánh giá cụ thể hơn, đưa ra quy trình quy phạm áp dụng vào sản xuất cần có những nghiên cứu, theo dõi nhiều hơn trong thời gian tới.

Lời cảm ơn

Các tác giả ghi nhận những đóng góp của Tập đoàn Than và Khoáng sản Việt Nam-TKV, Công ty cổ than Ưng Bí, Công ty than Mạo Khê, Công ty than Nam mẫu đã tạo điều kiện cho nhóm nghiên cứu khảo sát thực hiện phân nghiên cứu thực nghiệm để hoàn thiện nghiên cứu này.

Tài liệu tham khảo

- Institute of Science and Technology - Vinacomin, 2015. Final Report Topic: Research, develop standards and inspection procedures for rock support in underground mining in Quang Ninh area.
- Tran Tuan Minh et al. *Research and the selection appropriated flexible steel ribs for main drifts in the conditions of inclined and slope rock mass layers, applied to underground mines in the Ung Bi areas of Quang Ninh province*. Ministry-level project B2018.MDA.
- Do Quang Dai, Le Tien Anh - Student class K59 of Underground and Mining Construction Department. *Study on solution of reinforcing furnace line in weak rocky soil containing high pressure water in the mine, the company of Hon Gai coal company - Vinacomin*. The 32nd student scientific research topic, Hanoi University of Mining and Geology (HUMG), Ha Noi-2019.
- Report of project: Proposing a plan to deal with unstable furnace conditions, fast deformation, large basement due to complex geotechnical conditions in main wells, sub-wells of +15 ÷ -160, the kiln road along seam -50, -160 seam 11 at the project of Cai Da quarry - Suoi Lai mineral - Hon Gai coal company - TKV.
- Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F., 1995. Support of underground excavation in hard rock. Rotterdam, Balkema.
- Terzaghi, K., 1946. Rock defects and loads on drift supports. Introduction to drift geology, in: *Rock*

drifting with steel Supports, pp. 5- 153.

Yang, W., Lin, B.Q., Qu, Y.A., Li, Z.W., Zhai, C., Jia, L.L., Zhao, W.Q., 2011. Stress evolution with time and space during mining of a coal seam. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 48: 1145-1152.

Wang, L., Cheng, Y., 2012. Drainage and utilization of Chinese coal mine methane with a coal-methane Co-exploitation Model: Analysis and Projections. *Resour. Policy*, 37: 315-321.

State Administration of Work Safety of China. Available online: www.Chinasafety.gov.cn (accessed on 15 October 2015).

Liu, Q.S., Zhang, W., Lu, X.L., Fu, J.J., 2010. Safety monitoring and stability analysis of large-scale roadway in fault fracture zone. *Chin. J. Rock Mech. Eng.*, 29: 1954-1962.

Liao, Q.L., Hou, Z.S., He, X.D., Dong, W.L., Xiao, Q.B., 2005. Monitoring and analysis on the deformation of tunnel surrounding rock affected by fault. *Hydrogeol. Eng. Geol.*, 32: 102-107.

Hao, Y.H., Azzam, R., 2005. The plastic zones and displacements around underground openings in rock masses containing a fault. *Tunn. Undergr. Space Technol.*, 20: 49-61.

Schubert, W., Riedmüller, G., 1997. Influence of faults on tunnelling. *Felsbau*, 15: 483-488.

Jeon, S., Kim, J., Seo, Y., Hong, C., 2004. Effect of a fault and weak plane on the stability of a tunnel in rock-A scaled model test and numerical analysis. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 41: 658-663.

Russo, M., Germani, G., Amberg, W., 2002. Design and construction of large tunnel through active faults: A recent application. In Proceedings of the International Conference of Tunnelling and Underground Space Use, Istanbul, Turkey.

ABSTRACT

Research on solutions to reinforce and improve load carrying capacity of the rock mass around underground mine drift through complex geology conditions in Quang Ninh coal area

Dang Van Kien^{1,*}, Ngo Doan Hao¹, Do Ngoc Thai¹, Pham Tuan Anh², Ngo Ha Quyen²

¹ *Ha Noi university of mining and geology*

² *Vinacomin industry investment consulting joint stock company*

The stability of deep underground mine drift is pivotal to sustainable safe mining in underground coal mines. The main objective of this research is to determine the stability and drifting safety issues in 500-m-deep deep underground mine drift through complex geology in the Quang Ninh coal area. The laboratory experimentation, and field measurements were used to analyze the large deformations and failure characteristics of the surrounding rock, the influence factors of safe excavation and stability of deep underground mine drift, and to study the stability control counter measures. This study also shows the main factors influencing the stability and drifting safety include complex geology zones, high in situ stress, poor mechanical properties and engineering performance of the argillaceous rock mass. According to the field study, the groutability of cement-matrix materials in the argillaceous rock in the complex geology zones were extremely poor, and deformations and failure of the surrounding rock were characterized by dramatic initial deformation, high long-term creep rate, obviously asymmetric deformations and failure, rebound of roof displacements, overall loosened deformations of deep surrounding rock on a large scale, and high sensitivity to engineering disturbance and water immersion. Various geo-hazards occurred during the underground mine drift excavation, including roof collapse, groundwater inrush. Control techniques are proposed and should be adopted to ensure drifting safety and to control the stability of deep underground mine drift through complex geology zones, including choice of reasonable drift shape, reasonable support type, steel sets, regional strata reinforcement technique such as ground surface pre-grouting, primary enhanced control measures, grouting reinforcement technique, and secondary enclosed support measures for long-term stability, which are critical for ensuring the sustainable development of the underground coal mine.

Keywords: Deep underground drift; argillaceous rock; complex geology; underground coal mine; drift excavation; drift deformation; grouting, stability.

Nghiên cứu sử dụng tro bay của nhà máy nhiệt điện chế tạo kết cấu chống giữ các đường lò khi khai thác xuống sâu tại vùng than Quảng Ninh

Đặng Văn Kiên^{1,*}, Võ Trọng Hùng¹, Đỗ Ngọc Anh¹, Phạm Tuấn Anh², Nguyễn Tiến Mạnh², Trương Văn Hà³

¹ Trường Đại học Mỏ - Địa chất

² Công ty cổ phần tư vấn đầu tư mỏ và công nghiệp

³ Học viên cao học Khóa K38 ngành Kỹ thuật Xây dựng Công trình ngầm

TÓM TẮT

Hiện nay tại các mỏ hầm lò của Tập đoàn than khoáng sản Việt Nam (TKV), số lượng các đường lò chống bằng vò chống bê tông liên khối tăng nhanh do tăng độ sâu khai thác và việc mở các diện khai thác mới (Mỏ Hà Lầm, Mạo Khê, Khe Chàm II, Núi Béo, Nam Mẫu...) đi qua vùng địa chất có điều kiện địa chất phức tạp như phay phá, đứt gãy, bùng nền, đường lò có biến dạng lớn trên biên, đường lò đào qua vùng chứa nước... Tại các đường lò chính, giếng đứng, ngã ba, sân ga... của mỏ hầm lò, kết cấu vò chống bằng vò bê tông liên khối hoặc lắp ghép cần được sử dụng với chiều dày lớn. Với các công trình có quy mô lớn như giếng đứng có độ sâu lớn đến hàng nghìn mét khi khai thác xuống sâu, dẫn đến khối lượng vật liệu bê tông sử dụng là rất lớn hàng triệu m³ bê tông làm tăng chi phí vật liệu và chi phí vận chuyển vật liệu đến vị trí đổ. Với vò chống bê tông lắp ghép, do kích thước và khối lượng lớn dẫn đến khó vận chuyển, mang vác và chống trong điều kiện chật hẹp của các mỏ hầm lò Việt Nam. Ngoài ra, với điều kiện hầm lò ẩm ướt, nước ngầm chứa các gốc axit (SO₄)-2; Cl-1 ăn mòn cốt thép rất nhanh dẫn đến phá hủy kết cấu vò chống do vậy đòi hỏi bê tông có độ mịn và tính cách nước cao hơn, trong khi các vật liệu truyền thống để chế tạo bê tông chưa khắc phục được. Tro bay được đánh giá cao bởi nó là một phụ gia đặc biệt cho bê tông, có thể thay thế 20% -30% xi măng trong bê tông. Khi bổ sung tro bay, nó sẽ giúp khử vôi trong xi măng (thành phần gây "nở", làm giảm chất lượng bê tông, đặc biệt là bê tông trong môi trường nước, ẩm ướt như môi trường mỏ hầm lò). Do cấu trúc mịn của mình, tro bay cũng làm tăng cường độ của bê tông và làm tăng độ nhớt của vữa, giúp bê tông chui vào các lỗ rỗng dễ dàng tăng tính mịn cho kết cấu và giúp chống thấm tốt hơn. Với giá thành rẻ hơn xi măng (hiện khoảng 720.000 đồng/tấn), việc thay thế tro bay trong bê tông cũng giúp giảm đến 30% giá thành. Không những thế, việc bổ sung tro bay giúp xi măng đạt chất lượng cao hơn. Từ mức M300, có thể lên đến M700, thậm chí M900, chính vì vậy cho phép giảm kích thước và trọng lượng vò bê tông liên khối đổ tại chỗ và các tấm bê tông đúc sẵn khi cùng cường độ và độ bền. Ngoài ý nghĩa về mặt lý thuật, kinh tế đã phân tích ở trên, việc sử dụng của nhà máy nhiệt điện cũng tạo ra hiệu ứng tích cực về mặt môi trường. Do vậy, việc nghiên cứu sử dụng tro bay và xỉ của các nhà máy nhiệt điện chế tạo vò chống bê tông liên khối chống giữ các mỏ hầm lò khi khai thác xuống sâu tại Việt Nam là hết sức cần thiết và cấp bách nhằm nâng cao hiệu quả cho các dự án khai thác, đồng thời sử dụng nguồn chất thải lớn của các nhà máy nhiệt điện góp phần lớn vào việc bảo vệ môi trường. Bài báo trình bày một số kết quả của nhóm nghiên cứu sử dụng tro bay chế tạo kết cấu chống các mỏ hầm lò khi khai thác xuống sâu tại vùng than Quảng Ninh.

Từ khóa: Tro bay; tấm chèn lò; hầm lò; kết cấu chống lò.

1. Đặt vấn đề

Hiện nay, EVN đang sở hữu và vận hành 12 nhà máy nhiệt điện (NMNĐ) than. Trong đó, có 10 nhà máy dùng than sản xuất trong nước được cấp từ Tập đoàn CN Than - Khoáng sản Việt Nam (TKV) và Tổng công ty Đông Bắc. Các nhà máy dùng than nhập khẩu là NMNĐ Duyên Hải 3, Vĩnh Tân 4 và tới đây là Duyên Hải 3 mở rộng và Vĩnh Tân 4 mở rộng sử dụng than bituminos và sub-bituminous. Tổng khối lượng than sử dụng trung bình năm là khoảng 34 triệu tấn, trong đó than nội địa là 25-27 triệu tấn và than nhập khẩu là 9-10 triệu tấn. Tổng khối lượng tro xỉ của các NMNĐ của EVN phát sinh trung bình trong một năm là 8,1 triệu tấn. Hiện tại, lượng tro xỉ của một số Nhà máy nhiệt điện đã có phương án xử lý như làm vật

* Tác giả liên hệ

Email: dangvankien@humg.edu.vn

liệu xây dựng, sản xuất bê tông đầm lăn tại một số dự án thủy điện, tuy nhiên tại một số nhà máy lượng tro xỉ đã đạt tới đa công suất của bãi thải như Mông Dương 1, Vĩnh Tân.... Khung chống thép (bảng thép lồng máng -SVP, thép chữ I hay đường ray..) với chèn lò bằng tấm chèn bê tông cốt thép hoặc chèn gỗ đang chiếm 60-70% các loại hình kết cấu chống lò ở mỏ hầm lò, do đó khối lượng vật liệu kết cấu chống lò sử dụng hàng năm là rất lớn khi trùng bình mỗi năm TKV đào 230 đến 250 km đường lò. Việc chống lò bằng tấm chèn khá nhiều thời gian do các tấm chèn có kích thước và khối lượng lớn, ngoài ra do tấm chèn có kết cấu dạng thanh nên dễ bị hư hỏng trong quá trình vận chuyển và sử dụng, dẫn đến phải chống, chèn lại làm tăng chi phí và thời gian đào lò. Ngoài ra, hiện các mỏ hầm lò đều đang xuống sâu để mở rộng diện khai thác đảm bảo sản lượng dẫn đến công tác vận chuyển vật liệu và kết cấu chống lò gặp nhiều khó khăn. Do vậy, việc giảm kích thước và khối lượng tấm chèn sẽ góp phần giảm khó khăn cho công tác thi công, giảm thời gian chống giữ qua đó đẩy nhanh được tốc độ đào lò. Ngoài ra, việc nghiên cứu chế tạo tấm chèn lò từ tro xỉ nhà máy nhiệt điện trong các đơn vị của TKV chưa được chú ý, do vậy đây là vấn đề nghiên cứu có tính chất mới. Kết quả nghiên cứu của nhóm đề tài cho thấy: Tro bay được đánh giá cao bởi nó là một phụ gia đặc biệt cho bê tông, có thể thay thế 30% xi măng trong bê tông sản xuất tấm chèn lò. Khi bổ sung tro bay sẽ giúp khử vôi trong xi măng ("nở", làm giảm chất lượng bê tông, đặc biệt là bê tông trong môi trường nước, ẩm ướt như môi trường mỏ hầm lò). Chính vì vậy, cho phép giảm kích thước và trọng lượng tấm chèn khi cùng cường độ và độ bền và nâng cao độ bền và khả năng mang tải của tấm chèn khi sử dụng tro xỉ nhiệt điện. Trên cơ sở đó nhóm nghiên cứu đã đưa ra quy trình tính toán cấp phối bê tông chế tạo tấm chèn lò sử dụng tro bay thay thế xi măng, thiết chế, chế tạo tấm chèn lò từ tro xỉ của nhà máy nhiệt điện thay thế cho xi măng; áp dụng thử nghiệm thành công tấm chèn lò bê tông cốt thép với bước chống và điều kiện áp lực mô phỏng hình tại hai đường lò của Công ty than Mạo Khê.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Tình hình nghiên cứu sử dụng tro bay trên thế giới

Việc nghiên cứu sử dụng tro bay của nhà máy nhiệt điện đã được thực hiện trên thế giới từ những năm 1930, các nước phát triển đang sử dụng có hiệu quả toàn bộ tro xỉ trong xây dựng, giao thông, công nghiệp phân bón, chỉ một số ít là bị phế bỏ. Đối với nước ta, sự ra đời của các nhà máy nhiệt điện trong thời gian gần đây dẫn đến những lo ngại về môi trường, diện tích bề chứa và chi phí xử lý tro xỉ. Công tác nghiên cứu ứng dụng tro xỉ cũng đã được các nhà khoa học chú ý nghiên cứu trong mười năm trở lại đây. Tro xỉ đã được sử dụng trong một số lĩnh vực như thủy điện, giao thông và sản xuất xi măng...đặc biệt đã chú ý trong sản xuất bê tông cho các công trình xây dựng dân dụng và công nghiệp. Vấn đề sử dụng tro xỉ để thay thế một phần các vật liệu truyền thống trong chế tạo và sử dụng kết cấu chống giữ mỏ hầm lò vẫn là một vấn đề mới mẻ. Trong bối cảnh các loại vật liệu xây dựng truyền thống ngày càng cạn kiệt, giá thành cao thì việc nghiên cứu sử dụng các loại phế thải như tro xỉ nhà máy nhiệt điện, đá tại các bãi thải - vật liệu phi truyền thống là xu hướng phù hợp với hướng đi của thế giới và điều kiện của nước ta nhằm giảm nâng cao hiệu quả sản xuất khai thác và góp phần bảo vệ môi trường. Trên thế giới số lượng chất thải và tỉ lệ % tro bay tái sử dụng được thể hiện trên Bảng 1 (Viện KH công nghiệp, 2018).

Bảng 1. Tình hình phát thải và sử dụng phế thải nhiệt điện trên thế giới (Viện KH công nghiệp, 2018)

TT	Nước/khu vực	Số liệu năm	Lượng chất thải (triệu tấn)	Lượng tái sử dụng (%)	Các ứng dụng chủ yếu
1	Mỹ	2017	110	52	Phụ gia khoáng cho bê tông, vữa; vật liệu đắp nền; Hoàn nguyên mỏ; Tấm thạch cao; Phụ gia,
2	15 nước EU	2016	48,3	91	Phụ gia khoáng cho bê tông, nguyên liệu cho xi măng, tấm thạch cao; phụ gia khoáng cho xi măng
3	Nhật	2016	11	96	Nguyên liệu, phụ gia khoáng cho xi măng, phụ gia khoáng cho bê tông
4	Thái Lan	2016	3	84	Nguyên liệu, phụ gia khoáng cho xi măng, phụ gia khoáng cho bê tông
5	Trung Quốc	2017	440	67	Nguyên liệu, phụ gia khoáng cho xi măng, phụ gia khoáng cho bê tông; gạch bloc bê tông
6	Hàn Quốc	2016	-	77	-
7	Ấn độ	2019	165	62	Gạch bloc, xây dựng đường, sản xuất xi măng

TT	Nước/khu vực	Số liệu năm	Lượng chất thải (triệu tấn)	Lượng tái sử dụng (%)	Các ứng dụng chủ yếu
8	Australia	2018	12,8	42	Phụ gia xi măng, san lấp mặt bằng, gạch lock, đắp nền.

Tro bay đã được sử dụng thay thế một phần xi măng nhằm giảm trọng lượng kết cấu, tăng độ mịn trong bê tông và khả năng chống ăn mòn như sử dụng tiếp xúc lớn chẳng hạn như sàn và cầu của cầu Skyway của Vịnh Tampa, Florida, Hoa Kỳ, cũng như sử dụng trong bê tông sàn và kết cấu đường của Ballabgarh Campus (<https://www.fhwa.dot.gov/pavement/recycling/fach03.cfm>). Đường hầm sông St. Clair mới được xây dựng vào năm 1993-1994 giữa Sarnia ở Ontario và Port Huron ở Michigan (Hình 1.1.a). Tại khu vực đường hầm đi qua, nước ngầm chứa clorua và sunfat, độ sâu nước ngầm trong khu vực là 35 m dẫn đến việc cần lựa chọn kết cấu vỏ hầm lắp ghép phải có khả năng khuếch tán clorua và hạn chế độ thấm, do đó kết cấu vỏ bê tông lắp ghép có sử dụng tro bay thay thế một phần xi măng đã được lựa chọn. Bê tông được sản xuất tại một nhà máy bê tông trộn sẵn tại địa phương và giao trong một máy trộn trung gian đến nhà máy bê tông đúc sẵn. Bê tông tro bay đáp ứng các giới hạn cường độ và tính thấm nhưng thường không đáp ứng hệ số khuếch tán clorua sau 120 ngày. Ngoài ra, tro bay được sử dụng làm bê tông liên khối tại dự án hầm metro Delhi Metro Rail Corporation như (Hình 1.1.b) (<https://www.ntpc.co.in>).

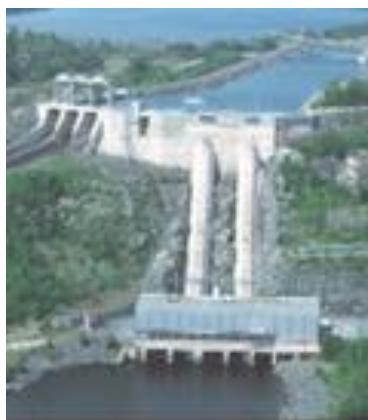


a) Vỏ chống đúc sẵn cho đường hầm xây dựng dưới sông St. Clair giữa Sarnia, Ontario và Port Huron, Michigan, Hoa Kỳ
(<http://www.vncold.vn//Content.aspx?distid=839>)



b) Tro bay được sử dụng làm bê tông liên khối tại dự án hầm metro Delhi Metro Rail Corporation (<https://www.ntpc.co.in>)

Hình 1. Vỏ chống đường hầm sử dụng tro bay



a) Đập Notch, trên sông Montreal tại hồ Timiskaming ở tỉnh Ontario, Canada (Michael Thomas, 2007)



b) Đập Ghatghar (Ấn Độ) (<https://www.ntpc.co.in>)



c) Đập Beni Haroun Dam trên sông Elkabir (Ấn Độ) (<https://www.ntpc.co.in>)

Hình 2. Sử dụng tro bay để xây dựng đập thủy điện trên thế giới

Đập Notch (Canada) và đập Ghatghar, đập Beni Haroun Dam trên sông Elkabir (Ấn Độ) (Hình 2) là một trong vô số các đập được xây dựng từ tro xỉ của nhà máy nhiệt điện ở khắp nơi trên thế giới trong đó kết cấu bê tông được chế tạo từ cốt liệu bê tông có sử dụng thêm với tro bay làm thân đập như là một biện pháp ngăn chặn sự giãn nở và hư hỏng do sự phá hủy của kiềm-silica. Con đập, được hoàn thành vào năm 1969, nằm trên sông Montreal tại hồ Timiskaming ở tỉnh Ontario, Canada.

Trong quá trình tính toán, thi công và nghiệm thu, phương pháp thử nghiệm theo tiêu chuẩn ASTM C289 cho thấy khả năng chống lại sự phá hủy của kiềm - Silica của cốt liệu và Phương pháp thử nghiệm theo tiêu chuẩn ASTM C227. Bê tông tro bay cũng còn được sử dụng để xây dựng tòa nhà Khoa học máy tính của đại học York, Hoa Kỳ hay Tòa nhà Prudential Building ở Chicago (Mỹ). Tổ hợp chung cư cao tầng Bayview được xây dựng tại Vancouver giữa năm 1999 và 2001 và bao gồm 30 tầng nhà ở và khoảng 3000 m² của không gian thương mại.

2.2. Tình hình nghiên cứu sử dụng tro bay tại Việt Nam

Tại Việt Nam, theo thống kê của Tổng cục Năng lượng (Bộ Công thương), cả nước hiện có 19 nhà máy nhiệt điện chạy than đang hoạt động, với lượng tro xỉ thải ra khoảng 14,4 triệu tấn/năm. Dự kiến, đến năm 2022, sẽ có khoảng 43 nhà máy nhiệt điện chạy than, với lượng tro xỉ thải ra khoảng 29 triệu tấn/năm. Lượng tro xỉ ngày càng tăng đã gây lo ngại về việc không đủ bãi chứa tro xỉ và ô nhiễm môi trường vì hiện nay, lượng tro xỉ mới tiêu thụ được khoảng ba đến bốn triệu tấn/năm, chủ yếu sử dụng làm vật liệu không nung, nên đập một số thủy điện như Sơn La, đường giao thông... Trong khi đó, ở các nước phát triển, phần lớn tro xỉ nhiệt điện đã được nghiên cứu, tái sử dụng làm bê - tông và phụ gia xi-măng. Thống kê khối lượng tro xỉ thải ra tại các nhà máy nhiệt điện của Việt Nam được thể hiện trên Bảng 2.

Bảng 2. Thống kê khối lượng tro xỉ thải ra tại các nhà máy nhiệt điện của Việt Nam
(<http://www.vncold.vn/Web/Content.aspx?distid=839>)

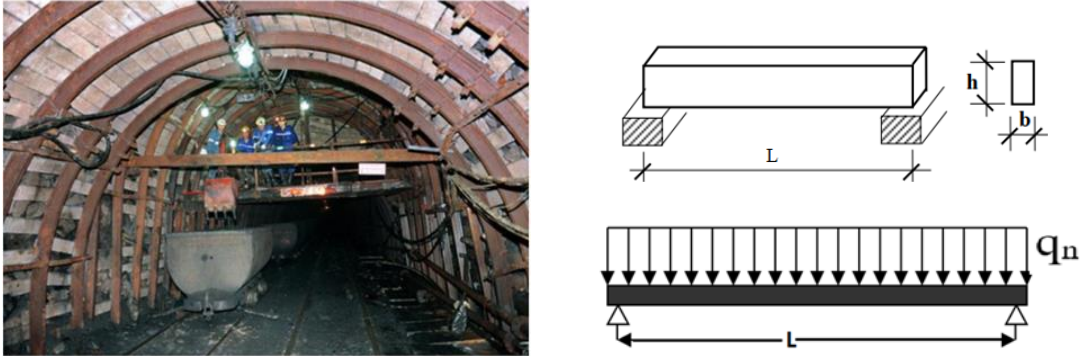
TT	NMĐ	Diện tích bãi tro xỉ được cấp, ha	Khối lượng tro xỉ thải ra tr.tấn/năm	Tổng khối lượng đang chứa, tr.tấn	Số năm còn đủ chứa, năm
1	Phả Lại	27,7	0,802	0	25,0
2	Uông Bí MR	29,0	0,337	0,75	4,5
3	Quảng Ninh	15,0	0,945	4,80	7,0
4	Hải Phòng	56,0	0,949	1,0	3,0
5	Nghi Sơn 1	74,7	0,359	0,85	6,3
6	Vĩnh Tân 2	38,37	1,371	3,90	2,9
7	Vĩnh Tân 4	-	0,544	-	-
8	Duyên Hải 1	31,0	1,006	1,73	1,4
9	Duyên Hải 3	29,0	1,112	0,065	9,6
10	Mông Dương 1	24,0	1,125	1,70	0,8
11	Na Dương 1	57,6	0,485	2,002	15,0
12	Cao Ngạn	4,4	0,260	1,806	10,0
13	Sơn Động	2,2	0,605	2,020	4,0
14	Đông Triều	24,0	1,048	1,255	7,0
15	Cẩm Phả 1+2	47,0	1,530	5,535	6,0
16	Nông Sơn	10,7	0,052	0,108	25,0
Tổng			12,530	27,521	

Trong thời gian qua Viện Khoa học Công nghệ Mỏ - TKV cũng đã nghiên cứu sử dụng tro, xỉ thải của một số nhà máy nhiệt điện thuộc TKV để sản xuất vật liệu xây dựng, kết cấu chống ló như bê tông phun. Trên cơ sở các kết quả nghiên cứu, nhóm thực hiện đề tài của Viện Khoa học công nghệ Mỏ đã tiến hành áp dụng thử nghiệm tro, xỉ nhiệt điện đốt theo công nghệ tầng sôi tuần hoàn của một số nhà máy nhiệt điện TKV tại đường lò xuyên vỉa + 30 Công ty than Hồng Thái. Đoạn lò thử nghiệm có chiều dài 100m nằm trong đá có độ kiên cố $f = 4-6$ là loại bột kết. Chiều dày lớp bê tông phun trung bình khoảng 3cm. Chi phí xi măng cho 1m³ bê tông phun từ 380 - 400kg. Để giảm lượng bám dính gây tắc đường ống và giảm độ nhớt của vữa bơm nhưng không giảm cường độ của vỏ bê tông phun, nhóm thực hiện đề tài đã sử dụng cấp phối bê tông phun bao gồm xi măng: cát thô: nước. Kết quả độ bền nén khi thí nghiệm hiện trường đều đạt theo thiết kế (180-200 kG/cm²) (Phạm Tuấn Anh và nnk, 2020).

Sử dụng vỏ bê tông phun cốt liệu xỉ nhiệt điện mang lại hiệu quả kinh tế, xã hội tích cực, có thể sử dụng phần lớn xỉ thải kết hợp với một lượng cát xây dựng để phun. Để chất lượng vỏ bê tông phun cao cần sử

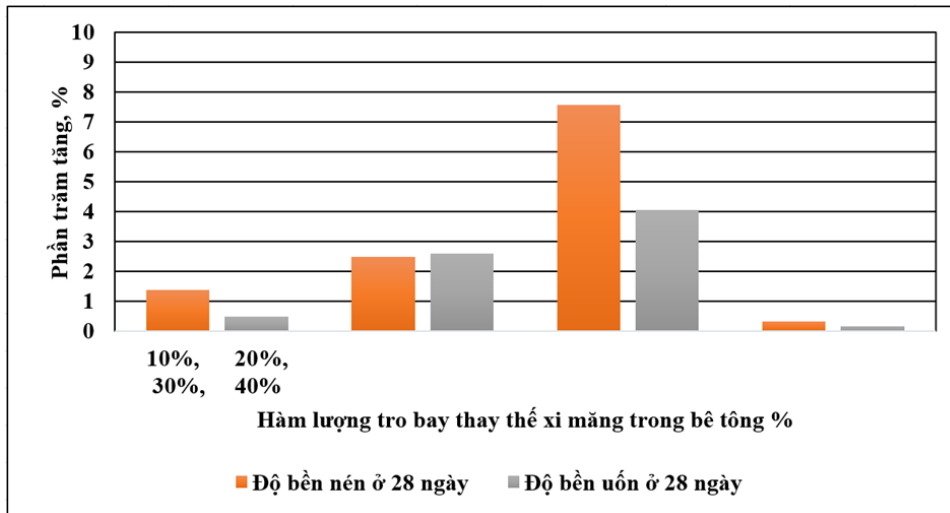
dụng phụ gia hoá dẻo, phụ gia hoá siêu dẻo để tăng độ bền kéo, cũng như tính đàn hồi của vỏ bê tông phun. Việc sử dụng triệt để tro, xỉ thải góp phần hạn chế bãi chôn, nhưng cơ bản là giảm thiểu tính độc hại do tác động của tro, xỉ thải đối với môi trường và đối với đời sống của người dân gần các nhà máy nhiệt điện.

Phần giới thiệu trên là một số ít các hướng nghiên cứu sử dụng tro bay trong chế tạo kết cấu chống giữ các đường lò. Trên cơ sở phân tích, tổng hợp nhóm nghiên cứu nghiên cứu sâu về việc sử dụng tro bay của nhà máy nhiệt điện để chế tạo tấm chèn lò. Tấm chèn sử dụng cùng với khung chống thép (Lồng máng SVP, thép chữ I, thép đường ray) (Hình 3) chống giữ 60-70% các đường lò trong mỏ, do đó hàng năm số lượng tấm chèn sử dụng là rất lớn. Việc khai thác xuống sâu với độ sâu 400-500m dẫn đến tăng chi phí cho việc vận chuyển khung chống và tấm chèn lò.



Hình 3. Hình ảnh tấm chèn bê tông cốt thép sử dụng thực tế (a); mô hình tính tấm chèn (b) và sơ đồ tải trong đất đá tác dụng lên tấm chèn (c)

Trên cơ sở nghiên cứu phương pháp tính toán cấp phối bê tông, nhóm nghiên cứu đưa ra quy trình tính toán cấp phối như bê tông sử dụng tro bay để chế tạo tấm chèn mác M200 như trong (Đặng Văn Kiên, 2019, 2020). Kết quả cho thấy khi tro bay chiếm 30% thay thế xi măng thì bê tông đạt độ bền cao nhất với độ tăng phần trăm cấp phối như Hình 4 và so sánh cấp phối như Bảng 3 (Đặng Văn Kiên, 2019, 2020). So sánh cấp phối bê tông thường và bê tông sử dụng 30% tro bay thay thế xi măng:



Hình 4. Biểu đồ tăng phần trăm độ bền khi so sánh với độ bền của mẫu đối chứng ở 28 ngày với các hàm lượng tro bay thay thế xi măng khác nhau

Bảng 3. So sánh cấp phối bê tông thường và bê tông có tro bay thay thế xi măng (Đặng Văn Kiên, 2019, 2020)

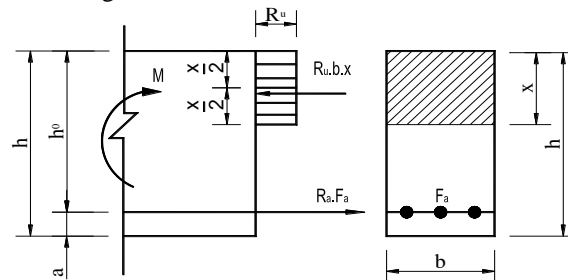
So sánh cấp phối bê tông thường và bê tông sử dụng tro bay thay thế	Cấp phối bê tông sử dụng 30% thay thế tro bay	Cấp phối bê tông thường QĐ số 47/2001/ QĐ-BCN ngày 24/10/2001 của Bộ công nghiệp
Xi măng PC 30 (kg)	193,83	342,0
Đá rã 1x2 (m ³)	0,68	0,867
Cát (m ³)	0,492	0,455

Nước (lít)	195,0	185,0
Tro bay (kg)	83,07	0
Phụ gia hóa dẻo (lít)	5,0	0
Tổng (kg): xi măng + đá + cát + tro bay	2260,47	2298,0

Kết quả nghiên cứu đề tài cho thấy tỉ lệ 30% tro bay thay thế xi măng trong bê tông M200 chế tạo tấm chèn là hợp lý vừa đảm bảo độ bền yêu cầu kỹ thuật vừa mang lại hiệu quả kinh tế như tiết kiệm 37,53 kg/m³ bê tông (Bảng 3).

Sơ đồ tính toán tấm chèn: Tấm chèn cũng được coi như một dầm đặt trên hai gối tựa, khoảng cách giữa hai gối tựa bằng khoảng cách giữa hai vì chống L. Khi tính toán thường tính cho tấm chèn ở chính giữa nóc rồi lấy chung cho cả chèn hông. Tấm chèn luôn được giả định chịu tải trọng phân bố đều với chiều cao cột đất đá lấy bằng chiều cao vòm phá huỷ trên nóc đường lò (b₁). Tấm chèn ở giữa nóc lò (đỉnh vòm) chịu tải trọng lớn hơn cả, do vậy để đảm bảo an toàn ta tính toán chiều dày cho tấm chèn này. Chiều dày các tấm chèn khác lấy bằng chiều dày tấm chèn đó. Chiều dài chịu lực của tấm chèn chính bằng khoảng cách giữa các khung chống. Khi đó, tấm chèn được coi như một dầm đặt trên hai gối tựa, khoảng cách giữa hai gối tựa chính bằng khoảng cách giữa hai vì chống (L). Chèn luôn chịu tải trọng phân bố đều với chiều cao cột đất đá chọn bằng chiều cao vòm phá huỷ b₁ (Hình 5). Chiều dày các tấm chèn khác ở nóc và hông lò có thể lấy bằng chiều dày tấm chèn chính nóc vừa tính toán. Chiều dài chịu lực của tấm chèn chính là khoảng cách L giữa các khung chống (Bước chống). Sơ đồ tính toán tấm chèn được thể hiện trên Hình 5. Theo đó tấm chèn làm việc ở trạng thái chịu uốn do tải trọng đất đá phân bố đều lên tấm chèn, tải trọng được chuyển xuống khung chống tại đầu hai tấm chèn.

Sơ đồ tính toán cốt đơn đặt trong tấm chèn:

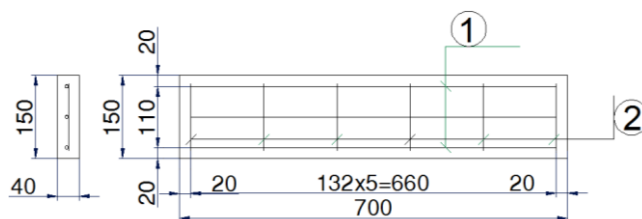


Hình 5. Sơ đồ ứng suất trên tiết diện chữ nhật chịu uốn đặt cốt đơn

Tính toán khả năng mang tải của dầm với các số liệu ban đầu: dầm có tiết diện hình chữ nhật bxh; cm. Bê tông với mác xác định có cường độ chịu nén (R_u , kG/cm²), cốt thép chịu lực trong tấm chèn thuộc nhóm AII với diện tích, F_a , cm², cốt đai $\phi 6$, chiều dày lớp bảo vệ cốt thép a; cm.

2.3. Trường hợp nghiên cứu tại mỏ than Mạo Khê

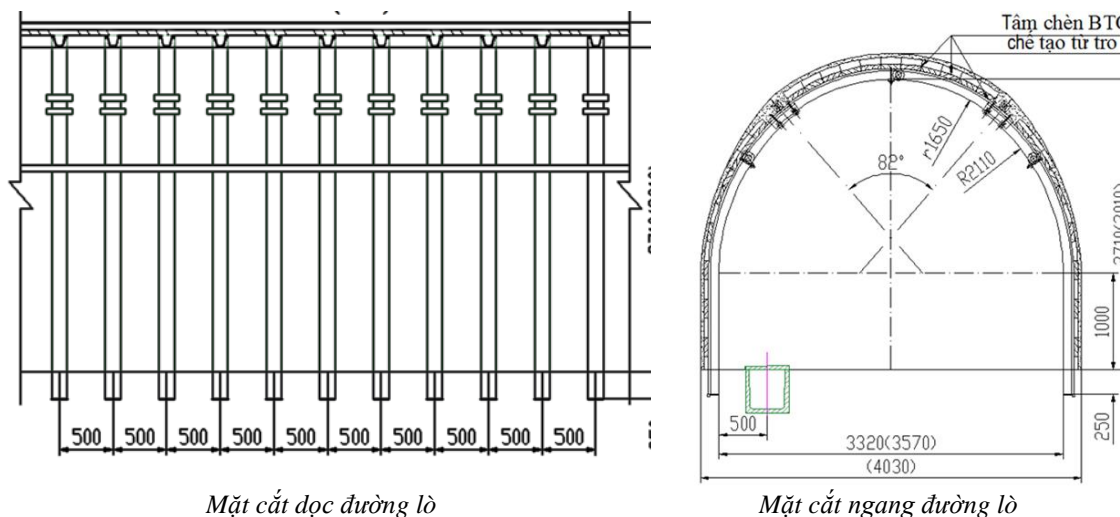
Đề tài nghiên cứu cũng đã tiến hành tính toán thiết kế tấm chèn, lập hệ chiếu chống với đường lò sử dụng tấm chèn chế tạo từ xỉ tro cho lò xuyên vỉa mưa -76 vỉa I cánh Bắc, Công ty than Mạo Khê-TKV. Lò đào qua địa tầng đá bột kết phân lớp mỏng, bột kết kẹp sét, đá có hệ số độ kiên cố $f=2-4$, nhiều vị trí giữa các phân lớp bị lấp nhét bởi sét than màu đen, liên kết giữa các mặt phân lớp kém có nước ngấm chảy vào. Chống giữ bằng thép lồng mo SVP 27, tiết diện 11,0 m². Đường lò có tiết diện sử dụng 8,4m², khoảng cách 0,5m/vì. Việc thiết kế hệ chiếu chống lò sử dụng tấm chèn chế tạo từ tro xỉ được tiến hành gồm tính toán cấp phối bê tông, thiết kế mặt cắt ngang cho tấm chèn, L=500mm, lập hệ chiếu chống lò sử dụng tấm chèn bê tông cốt thép chế tạo từ tro bay L=500mm. Kết quả kích thước và bố trí cốt thép như Hình 6 với chi phí cốt thép như Bảng 3 (Phạm Tuấn Anh và nnk, 2020). Trên cơ sở đó, nhóm nghiên cứu tiến hành lập hệ chiếu chống cố định cho đường lò với mặt cắt ngang và dọc đường lò, bố trí tấm chèn như Hình 7. Trên cơ sở hệ chiếu chống lò, tấm chèn bê tông cốt thép chế tạo từ tro bay, 4000 tấm chèn đã được chế tạo tại Cẩm phả để đưa vào sử dụng và theo dõi. Kết quả theo dõi từ 01/06/2020-31/08/2020 cho thấy tấm chèn hoàn toàn đáp ứng yêu cầu kỹ thuật, kinh tế và khả năng cung ứng (Phạm Tuấn Anh và nnk, 2020).



Hình 6. Cấu tạo tấm chèn lò với chiều dài $L = 700\text{mm}$ cho bước chống $0,5\text{m}$

Bảng 4. Tổng hợp vật liệu cho 1 tấm chèn

Tên tấm chèn (Chiều dài)	Thép số	Sơ đồ uốn thép	Đường kính thép (mm)	Chiều dài 1 thanh (mm)	Số lượng thanh	Chiều dài toàn bộ (mm)	Khối lượng (kg)		
							1m	Toàn bộ	
L=700mm	①	30 660 30	6	720	3	2160	0.222	0.479	
	②	30 110 30	6	170	6	1020	0.222	0.226	
Tổng cộng									0.705



Mặt cắt dọc đường lò

Mặt cắt ngang đường lò

Hình 7. Mặt cắt ngang và mặt cắt dọc đường lò sử dụng tấm chèn bê tông cốt thép chế tạo từ xi tro bay



Hình 8. Bãi chứa tấm chèn sau khi chế tạo chuẩn bị đưa vào chống (Phạm Tuấn Anh và nmk, 2020)

3. Kết quả và thảo luận

Căn cứ vào kết quả áp dụng thử nghiệm bước đầu cho thấy tấm chèn chế tạo xi tro bay đáp ứng yêu cầu chống giữ và hoàn toàn thay thế cho tấm chèn BTCT thông thường. Do xi măng trong bê tông được thay

thể bằng tro bay nên tấm chèn chế tạo từ tro bay nhẹ hơn so với tấm chèn bê tông cốt thép truyền thống, dẫn đến giảm khối lượng vận chuyển, giảm sức lao động cho công nhân, đặc biệt là khi khai thác tại các dự án xuống sâu. Kết quả nghiên cứu đề tài cho thấy tỉ lệ 30% tro bay thay thế xi măng trong bê tông M200 chế tạo tấm chèn là hợp lý vừa đảm bảo độ bền yêu cầu kỹ thuật vừa mang lại hiệu quả kinh tế như tiết kiệm 37,53 kg/ m³ vật liệu; giảm 1-3kg trọng lượng 1 tấm chèn so với tấm chèn chế tạo từ bê tông thường (tùy thuộc chiều dài tấm chèn) và tiết kiệm khoảng một nghìn Việt Nam đồng so với giá tấm chèn truyền thống.

4. Kết luận

Trong sự phát triển chung của Tập đoàn Công nghiệp Than - Khoáng sản Việt Nam với yêu cầu hiệu quả cao trong sản xuất kinh doanh, an ninh năng lượng, công tác đào chống lò ngày càng được đầu tư đi vào chiều sâu từ hoàn thiện công nghệ, quản lý kỹ thuật, nâng cao trình độ tay nghề. Điều đó đã chứng minh bằng số lượng mét lò đào mới tăng trưởng hàng năm, công tác kỹ thuật và an toàn được đảm bảo, các đơn vị sản xuất than hầm lò đều hoàn thành kế hoạch được TKV giao. Song song với công tác đào chống lò; trong nhiều năm trở lại đây TKV đã cho phép nghiên cứu và áp dụng các vật liệu, kết cấu chống mới như vữa neo dính kết, neo cáp, neo dự ứng lực, các giàn chống...tại các đơn vị sản xuất than hầm lò. Qua đánh giá bước đầu cho thấy hiệu quả mang lại khi tỷ lệ sử dụng các vật liệu kết cấu chống mới thay thế khung chống thép truyền thống ngày càng tăng, như mét lò chống neo tăng. Mặc dù vậy tỉ lệ khung chống thép với tấm chèn bê tông cốt thép vẫn chiếm tỉ trọng lớn 70-80% có mỏ có thể còn cao hơn, dẫn đến chi phí cho công tác chống lò vẫn ở mức cao đòi hỏi cần có nhiều loại hình vật liệu và kết cấu chống mới truyền thống và phi truyền thống thay thế dần trong tương lai và tro bay thay thế xi măng trong sản xuất các loại kết cấu chống lò từ bê tông là một hướng mới.

Lời cảm ơn

Các tác giả ghi nhận những đóng góp của Tập đoàn Than và Khoáng sản Việt Nam-TKV, Công ty cổ phần tư vấn đầu tư mỏ và công nghiệp, Phòng thí nghiệm Xây dựng công trình ngầm và mỏ- Đại học Mỏ-Địa chất giúp hoàn thiện nghiên cứu này.

Tài liệu tham khảo

Báo cáo của Viện khoa học công nghiệp, Đại Học Tokyo. 2018. *Phân tích việc sử dụng tro xỉ than thải ra từ các nhà máy nhiệt điện ở Việt nam*. Viện khoa học công nghiệp, Đại Học Tokyo, Nhật Bản.

Fly Ash Facts for Highway Engineers / Chapter 3 - Fly Ash in Portland Cement Concrete. US. Department of transportation. <https://www.fhwa.dot.gov/pavement/recycling/fach03.cfm>.

Fly Ash For Cement Concrete. Fly ash utilization division. Resource For High Strength and Durability of Structures at Lower Cost. NTPC Bhawan, SCOPE Complex, 7, Institutional Area, Lodi Road, New Delhi- <https://www.ntpc.co.in>.

Hội đập lớn và phát triển nguồn nước Việt Nam. Tro bay sử dụng cho bê tông đầm lăn ở các dự án thủy điện. <http://www.vncold.vn/Web/Content.aspx?distid=839>

TS. Đặng Văn Kiên, GS.TS.NGND. Võ Trọng Hùng, TS. Đỗ Ngọc Anh, Th.S. Phạm Tuấn Anh, 2019. Nghiên cứu chế tạo tấm chèn lò bê tông cốt thép từ xỉ tro của nhà máy nhiệt điện tại các mỏ hầm lò của Việt Nam. *Hội Thảo Khoa học & Công nghệ Mỏ toàn quốc 2019*. Nhà xuất bản công thương, tháng 8 năm 2019. ISBN. 978-604-931-849-8.

Kien Van Dang, Ha Van Truong và Anh Tuan Pham, 2020. Experimental study on use fly ash in underground construction concrete, *Journal of Mining and Earth Sciences*, Vol 61, Issue 3 (2020) 60-67. <http://tapchi.humg.edu.vn/vi/archives?article=1239>

Michael Thomas, Ph.D., P.Eng. Optimizing the Use of Fly Ash in Concrete Microstructural approach in damage. *The 2nd international conference on dynamics and control*. January, 2007, 23-26, Norfolk, Janpan, 377-387.

Phạm Minh Đức, Lê Văn Công. Sử dụng tro, xỉ từ các nhà máy nhiệt điện làm vật liệu chống lò. *Thông tin KH&CN Mỏ. Viện Khoa học công nghệ Mỏ*.

Phạm Tuấn Anh, Nguyễn Tiến Mạnh, Đặng Văn Kiên và n.n.k. báo cáo tổng kết kết quả nghiên cứu của đề tài nghiên cứu thiết kế, chế tạo tấm chèn lò từ tro xỉ của nhà máy nhiệt điện Mã số đề tài: KC.04.Đ25-19/16-20 Thuộc nhiệm vụ KH&CN. Cơ quan quản lý: Tập đoàn Công nghiệp Than - Khoáng sản Việt Nam. Hà Nội tháng 7/2020.

ABSTRACT

Research on the application of fly ash in thermal power plants to create of rock supports in deep underground mining of Quang Ninh coal area

Dang Van Kien^{1,*}, Vo Trong Hung¹, Do Ngoc Anh¹, Pham Tuan Anh²,
Nguyen Tien Manh², Truong Van Ha³

¹ *Ha Noi university of mining and geology*

² *Vinacom in industry investment consulting joint stock company*

³ *Masters student, the course K38, specialized in underground construction engineering*

Fly ash utilization in concrete as partial replacement of cement is gaining importance. In Viet Nam, Fly Ash was used to as roller compacted concrete (RCC) of Son La hydroelectricity, rural road concrete and unburnt bricks. However, they have not been used in the rock/soil support of underground coal mines. Nowadays, concrete insert plates with steel arches are the biggest proportion of the type of current structural support in underground mining (about 70-80%). Concrete plate is one part of the concrete plates are responsible for closing the gap between the SVP steel frames in drift and the, preventing roof landslides and sidewalls. This paper studies the use of fly ash in concrete, cement is replaced partially by fly ash in underground construction concrete. In this experimental work concrete mix prepared with replacement of fly ash by 30%. The impact of partial replacement of cement by fly ash should be create concrete insert plate of SVP steel frame (or steel ribs) in underground mines are studied at Mao khe underground coal company.

Keywords: Fly ash; concrete insert plate; underground mining support structure; underground.

Cấu trúc nền đất yếu tuyến đường giao thông ven biển Hải Phòng- Nam Định và đề xuất công nghệ gia cố phù hợp

Nguyễn Thị Diệu¹, Tạ Đức Thịnh^{2,*}

¹NCS Trường Đại học Giao thông Vận tải

²Trường Đại học Mỏ-Địa chất

TÓM TẮT

Tuyến đường giao thông ven biển Hải Phòng-Nam Định nằm trong dự án “Xây dựng tuyến đường giao thông ven biển Việt Nam” được Thủ tướng Chính phủ đồng ý cho xây dựng từ năm 2015. Cấu trúc nền đất yếu của hệ tầng Thái Bình, hệ tầng Hải Hưng thuộc trầm tích Đệ tứ đồng bằng Bắc Bộ, ảnh hưởng nghiêm trọng đến ổn định tuyến đường. Bài báo trình bày các kết quả nghiên cứu về đặc điểm cấu trúc nền đất yếu dọc theo tuyến đường, phân tích cơ sở khoa học và đề xuất công nghệ gia cố nền đất yếu phù hợp, đảm bảo ổn định cho tuyến đường. Kết quả nghiên cứu đã chỉ ra, dọc theo tuyến đường giao thông ven biển Hải Phòng-Nam Định, cấu trúc nền đất yếu đến độ sâu 30 m gồm 2 kiểu (I, II) và 3 dạng (a, b, c), theo đó, kiểu I có các lớp đất yếu phân bố ngay trên bề mặt đất, phía dưới là các lớp đất có tính năng xây dựng tốt; kiểu II có các lớp đất yếu nằm sâu phía dưới các lớp đất có tính năng xây dựng tốt; dạng a có chiều dày đất yếu lớn hơn 20 m, dạng b có chiều dày đất yếu từ 10 đến 20 m, dạng c có chiều dày đất yếu từ 5 đến 10 m. Dựa vào đặc điểm cấu trúc nền đất yếu, công nghệ gia cố phù hợp được đề xuất lựa chọn là công nghệ cọc cát biển-xi măng. Đây là công nghệ mới, phát huy được ưu điểm, khắc phục được nhược điểm của công nghệ cọc cát, công nghệ cọc đất-xi măng, đồng thời sử dụng nguồn vật liệu cát biển tại chỗ để làm cọc, góp phần giảm giá thành xây dựng và bảo vệ môi trường bền vững.

Từ khóa: Đường giao thông ven biển; đất yếu; cấu trúc nền đất yếu; gia cố nền đất yếu; cọc cát biển-xi măng.

1. Đặt vấn đề

Tuyến đường giao thông ven biển Việt Nam dài 3041 km, bắt đầu từ cảng Núi Đọ, xã Bình Ngọc, thành phố Móng Cái, tỉnh Quảng Ninh, kết thúc tại cửa khẩu Hà Tiên, tỉnh Kiên Giang, đi qua tất cả 28 tỉnh, thành phố ven biển Việt Nam, trong đó, đoạn tuyến từ Hải Phòng đến Nam Định dài 34 km, có điểm đầu kết nối với tuyến đường ven biển thành phố Hải Phòng, điểm cuối kết nối với tỉnh Nam Định. Tuyến đường được xây dựng theo quy mô đường cấp III đồng bằng, rộng 12 m với 4 làn xe, vận tốc thiết kế 80 km/h. Toàn tuyến có 12 cầu, trong đó có 5 cầu lớn vượt sông Trà Lý, sông Hồng, sông Diêm Hộ, sông Lân 1, sông Lân 2 cùng 7 cầu trung và nhỏ.

Cấu trúc nền đất tự nhiên tuyến đường ven biển Hải Phòng - Nam Định khá phức tạp, bao gồm các lớp đất yếu có nguồn gốc khác nhau thuộc trầm tích Đệ tứ, tuổi Holocen, chiều dày lớn, có thành phần, trạng thái, tính chất đặc biệt. Việc xây dựng đường giao thông trên nền đất yếu luôn là bài toán phức tạp do sự nhạy cảm của đất yếu đối với tác động của tải trọng công trình. Dù công trình có quy mô, tải trọng nhỏ thì trong quá trình xây dựng và khai thác, các vấn đề địa kỹ thuật gây mất ổn định công trình vẫn có nguy cơ xảy ra, đó là vấn đề mất ổn định về biến dạng (độ lún lớn) và mất ổn định về cường độ (sức chịu tải của nền nhỏ). Vì vậy, trước khi xây dựng tuyến đường nhất thiết phải tiến hành gia cố, xử lý nền đất yếu. Hiện có nhiều công nghệ gia cố nền đất yếu, tuy nhiên, mỗi công nghệ đều có ưu điểm, nhược điểm và phạm vi ứng dụng riêng. Hiệu quả gia cố nền đất yếu phụ thuộc vào bản chất công nghệ gia cố, loại công trình xây dựng và đặc biệt là cấu trúc nền đất yếu. Việc phân chia cấu trúc nền đất yếu dọc theo tuyến đường có ý nghĩa rất quan trọng, làm cơ sở khoa học để lựa chọn, thiết kế giải pháp gia cố nền phù hợp, đáp ứng yêu cầu kỹ thuật và giảm giá thành xây dựng.

* Tác giả liên hệ

Email: taducthinh@humg.edu.vn

2. Đặc điểm cấu trúc nền đất yếu tuyến đường ven biển Hải Phòng-Nam Định

2.1. Khái niệm “cấu trúc nền”

Khi xây dựng công trình sẽ xảy ra tương tác giữa nền và công trình. Hình dạng, quy mô, kết cấu công trình, đặc điểm đất nền và các giải pháp nền móng sẽ quyết định đến phạm vi của vùng tương tác giữa công trình và nền cũng như các quá trình cơ học, hóa học, vật lý diễn ra trong đó. Giữa công trình, nền và môi trường địa chất có quan hệ mật thiết và tác động qua lại lẫn nhau theo thời gian và không gian. Khả năng xây dựng của đất nền chỉ có thể được đánh giá đúng đắn trên cơ sở nghiên cứu đầy đủ đặc điểm cấu trúc nền.

Cấu trúc nền đất có vai trò quan trọng trong đánh giá tài nguyên đất xây dựng nói chung, tính năng đất xây dựng nói riêng; là cơ sở khoa học để lựa chọn công nghệ gia cố nền đất yếu phù hợp. Hiện nay, có nhiều quan điểm về cấu trúc nền, song về cơ bản là giống nhau. Có thể định nghĩa cấu trúc nền như sau:

Cấu trúc nền là quan hệ sắp xếp không gian của các lớp đất nằm trong vùng tương tác giữa nền và công trình, được đặc trưng bởi số lượng các lớp đất, nguồn gốc, tuổi, chiều sâu phân bố, chiều dày, đặc điểm, thành phần, cấu tạo, trạng thái và tính chất cơ lý của chúng. Trong cấu trúc nền có các lớp đất yếu gọi là cấu trúc nền đất yếu (Tạ Đức Thịnh, 2009). Dù phân chia cấu trúc nền với mục đích bất kỳ thì các yếu tố quan trọng không thể thiếu là: tuổi, nguồn gốc, chiều dày, thành phần và tính chất cơ lý của các lớp đất nền.

2.2. Cấu trúc nền đất yếu vùng ven biển Hải Phòng-Nam Định

Kết quả nghiên cứu địa kỹ thuật đã làm sáng tỏ cấu trúc nền đất vùng ven biển Hải Phòng-Nam Định với các đặc điểm về tuổi, nguồn gốc, phạm vi phân bố, thành phần, trạng thái và tính chất cơ lý của các lớp đất nền (Trường Đại học Mỏ-Địa chất, 2016).

2.2.1. Đặc điểm đất yếu vùng ven biển Hải Phòng-Nam Định

Theo tuổi và nguồn gốc, tất cả các loại đất nói chung, đất yếu nói riêng trong cấu trúc nền dọc tuyến đường ven biển Hải Phòng-Nam Định đều thuộc hệ tầng Thái Bình ($Q_2^3tb_3$), hệ tầng Hải Hưng ($Q_2^{1-2}hh_2$, $Q_2^{1-2}hh_1$), thống Holocen của trầm tích Đệ tứ vùng đồng bằng Bắc Bộ và chủ yếu có nguồn gốc biển (m), sông-biển (am), đôi chỗ là sông (a) và biển-dầm lầy (mb). Theo thành phần và trạng thái, các loại đất trong cấu trúc nền chủ yếu là sét và sét pha, đôi chỗ gặp cát pha, cát mịn-bụi với trạng thái chảy, dẻo chảy. Theo tính chất xây dựng, các loại đất yếu đều có sức chịu tải nhỏ và tính biến dạng lớn (xem Bảng 1 và Bảng 2).

Bảng 1. Đặc điểm đất yếu phụ hệ tầng Thái Bình 3

TT	Tuổi, nguồn gốc	Phạm vi phân bố điển hình	Tên và trạng thái của đất	Sức chịu tải quy ước R_0 (kG/cm ²)	Mô đun tổng biến dạng R_0 (kG/cm ²)	Tính chất xây dựng
1	$aQ_2^3tb_3$	Diêm Điền	Sét, dẻo chảy	0,68	22,0	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng rất lớn
2	$ambQ_2^3tb_3$	Hải Thịnh	Sét pha, chảy	0,43	21,7	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn
3	$amQ_2^3tb_3$	Diêm Điền	Sét pha, chảy	0,65	54,8	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng lớn
4	$amQ_2^3tb_3$	Hải Thịnh	Sét pha, dẻo mềm	0,60	33,6	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng lớn
5	$amQ_2^3tb_3$	Hải Thịnh	Sét, chảy	0,58	29,1	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn
6	$mQ_2^3tb_3$	Diêm Điền	Cát pha, dẻo	0,81	122,3	Khả năng chịu tải thấp
7	$mQ_2^3tb_3$	Diêm Điền	Sét pha, dẻo chảy	0,88	54,4	Khả năng chịu tải thấp
8	$mQ_2^3tb_3$	Hải Thịnh	Sét pha, dẻo chảy	0,51	45,4	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng lớn

Bảng 2. Đặc điểm đất yếu hệ tầng Hải Hưng

TT	Tuổi, nguồn gốc	Phạm vi phân bố điển hình	Tên và trạng thái của đất	Sức chịu tải quy ước R_0 (kG/cm ²)	Mô đun tổng biến dạng R_0 (kG/cm ²)	Phân loại đất yếu theo tính chất xây dựng
1	$mQ_2^{1-2}hh_2$	Hải Phòng	Sét, dẻo chảy	0,50	30,6	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng lớn
2	$mQ_2^{1-2}hh_2$	Hải Phòng	Sét pha, dẻo chảy	0,61	53,9	Khả năng chịu tải thấp
3	$mQ_2^{1-2}hh_2$	Hải Phòng	Cát pha, dẻo	0,61	79,7	Khả năng chịu tải thấp
4	$mQ_2^{1-2}hh_2$	Diêm Điền	Sét pha, dẻo mềm	0,70	71,3	Khả năng chịu tải thấp
5	$mQ_2^{1-2}hh_2$	Diêm Điền	Sét, dẻo mềm	0,80	74,4	Khả năng chịu tải thấp
6	$mQ_2^{1-2}hh_2$	Hải Thịnh	Sét, dẻo chảy	0,66	28,5	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng rất lớn
7	$amQ_2^{1-2}hh_1$	Hải Phòng	Sét, dẻo chảy	0,64	33,4	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng lớn
8	$amQ_2^{1-2}hh_1$	Hải Phòng	Sét pha, chảy	0,92	72,8	Khả năng chịu tải thấp
9	$amQ_2^{1-2}hh_1$	Diêm Điền	Sét pha, dẻo chảy	0,68	43,7	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng lớn
10	$amQ_2^{1-2}hh_1$	Diêm Điền	Sét, chảy	0,50	21,0	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng rất lớn
11	$amQ_2^{1-2}hh_1$	Hải Thịnh	Sét pha, dẻo chảy	0,64	29,8	Khả năng chịu tải thấp, tính biến dạng rất lớn
12	$mbQ_2^{1-2}hh_1$	Hải Phòng	Sét, chảy	0,33	8,9	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn
13	$mbQ_2^{1-2}hh_1$	Hải Thịnh	Sét pha, chảy	0,46	19,0	Khả năng chịu tải rất thấp, tính biến dạng rất lớn

2.2.2. Phân chia cấu trúc nền đất yếu vùng ven biển Hải Phòng-Nam Định

Dựa vào tuổi, nguồn gốc, thành phần, trạng thái, tính chất cơ lý của các lớp đất nền; mục đích phân chia cấu trúc nền; tài liệu khảo sát địa kỹ thuật hiện có, nguyên tắc phân chia cấu trúc nền đất yếu vùng ven biển Hải Phòng-Nam Định như sau:

- Phân chia đến độ sâu phân bố các lớp đất có tính năng xây dựng tốt, đủ khả năng chịu tải cho các loại công trình hoặc đến độ sâu 30 m (theo ảnh hưởng ứng suất của công trình, giải pháp móng và công nghệ gia cố có thể sử dụng);

- Phạm vi phân chia cấu trúc nền chỉ giới hạn ở phạm vi có đất yếu;

- Phân chia thành Kiểu dựa theo đặc điểm phân bố của đất yếu trong không gian; chia thành Dạng dựa theo chiều dày của các lớp đất yếu, theo đó:

+ *Kiểu I*: Đất yếu phân bố ngay trên bề mặt đất, phía dưới là các lớp đất có tính năng xây dựng tốt (đất mềm dính có trạng thái dẻo cứng, nửa cứng);

+ *Kiểu II*: Đất yếu phân bố sâu phía dưới, phía trên là các lớp đất có tính năng xây dựng tốt.

+ *Dạng a*: Đất yếu có chiều dày lớn hơn 20 m;

+ *Dạng b*: Đất yếu có chiều dày từ 10 đến 20 m;

- + *Dạng c*: Đất yếu có chiều dày từ 5 đến 10 m;
- + *Dạng d*: Đất yếu có chiều dày nhỏ hơn < 5 m;

Kết quả phân chia cấu trúc nền đất yếu vùng ven biển Hải Phòng-Nam Định có 2 Kiểu và 4 Dạng, trong đó, Kiểu I có 4 Dạng: I.a, I.b, I.c, I.d, Kiểu II có 2 Dạng: II.a, II.b.

Cấu trúc nền đất yếu Dạng I.a (đất yếu phân bố ngay trên mặt đất, nằm trên đất mềm dính có trạng thái dẻo cứng - nửa cứng, chiều dày > 20 m) chiếm hầu hết diện tích cấu trúc nền đất yếu, phân bố dọc theo tuyến đường kéo dài từ Hải Phòng đến Nam Định. Dạng I.b (đất yếu phân bố ngay trên mặt đất, nằm trên đất mềm dính có trạng thái dẻo cứng - nửa cứng, chiều dày 10 ÷ 20 m) phân bố ở Thủy Nguyên, An Lão, Vĩnh Bảo - Hải Phòng; dải hẹp ven biển ở Diêm Điền - Thái Thụy, Tiền Hải - Thái Bình. Dạng I.c (đất yếu phân bố ngay trên mặt đất, nằm trên đất mềm dính có trạng thái dẻo cứng - nửa cứng, chiều dày 5 ÷ 10 m) phân bố với diện tích hẹp rải rác ở Vĩnh Bảo - Hải Phòng; Kiến Xương, Đông Hưng, Thái Thụy - Thái Bình. Dạng I.d (đất yếu phân bố ngay trên mặt đất, nằm trên đất mềm dính có trạng thái dẻo cứng - nửa cứng, chiều dày đất < 5m) chỉ gặp dưới dạng dải hẹp ở Hải Phòng, Thái Thụy - Thái Bình.

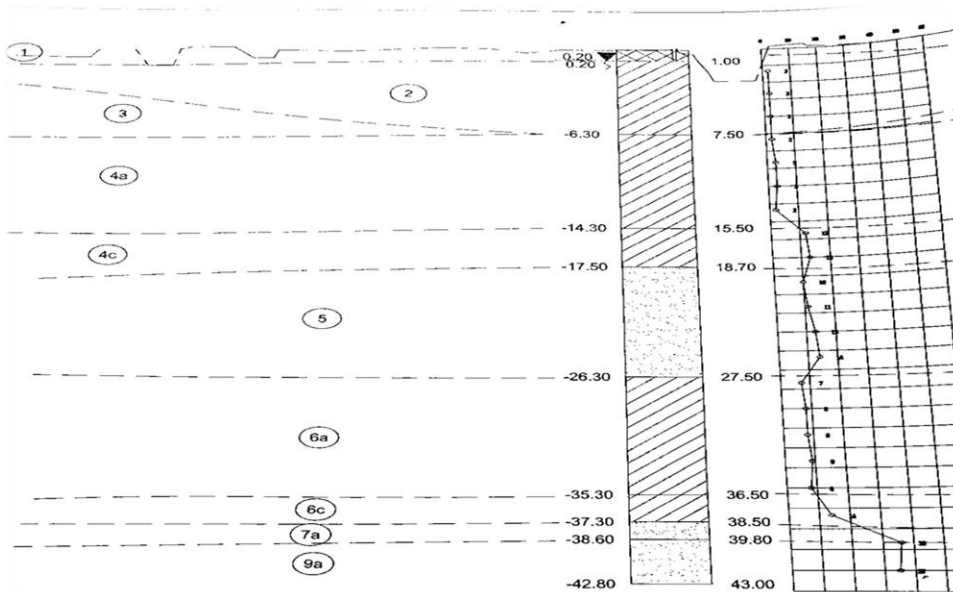
Cấu trúc nền đất yếu Dạng II.a phân bố thành diện nhỏ dọc khu vực Sông Đáy, sông Ninh Cơ ở Nghĩa Hưng, Trực Ninh, Hải Thịnh - Nam Định. Dạng II.b chỉ gặp với diện phân bố nhỏ ở các xã Thái Hồng, Thái Phúc, Thái Thành, Thái Thọ, Thái Tân, Mỹ Lộc, Thái Đô giáp sông Diêm Hộ, huyện Thái Thụy, tỉnh Thái Bình.

2.3. Cấu trúc nền đất yếu dọc tuyến đường Hải Phòng-Nam Định

Kết quả nghiên cứu cho thấy, cấu trúc nền đất yếu dọc tuyến đường Hải Phòng-Nam Định phù hợp với cấu trúc nền đất yếu vùng ven biển Hải Phòng-Nam Định, được đặc trưng bởi Kiểu I, Dạng I.a và I.b, theo đó, các lớp đất yếu nằm ngay trên bề mặt đất có chiều dày > 20 m hoặc từ 10 đến 15 m, phía dưới là các lớp đất có tính năng xây dựng tốt.

Địa tầng đặc trưng dọc tuyến đường ven biển Hải Phòng-Nam Định, theo thứ tự từ trên xuống dưới (Hình 1 và Bảng 3), (Công ty cổ phần Tư vấn Thiết kế - Kiểm định và Địa kỹ thuật, 2017):

1. Lớp số 1: Đất đắp, đất trồng trọt, chiều dày từ 0,3 m đến 1,0 m.
2. Lớp số 2: Sét dẻo chảy, chiều dày từ 1,70 m đến 15,00 m.
3. Lớp số 3: Cát pha, xốp, chiều dày từ 1,60 m đến 7,50 m.
4. Lớp số 4a: Sét dẻo chảy, chiều dày từ 7,10 m đến 25,30 m.
5. Lớp số 4b: Sét dẻo mềm, chiều dày từ 3,60 m đến 4,50 m.
6. Lớp số 4c: Sét dẻo cứng, chiều dày từ 0,60 m đến 4,30 m.
7. Lớp số 5: Cát bụi, kết cấu chặt vừa, chiều dày từ 1,10 m đến 5,60 m.
8. Lớp số 6a: Sét dẻo mềm, chiều dày từ 2,20 m đến 24,50 m.
9. Lớp số 6b: Sét dẻo cứng, chiều dày từ 0,80 m đến 8,00 m.
10. Lớp số 6c: Sét nửa cứng, chiều dày từ 2,00 m đến 21,40 m.



Hình 1. Địa tầng đặc trưng tuyến đường Hải Phòng-Nam Định
(Công ty cổ phần Tư vấn Thiết kế và Địa kỹ thuật, 2017)

Bảng 3. Tính chất cơ lý của các lớp đất nền dọc tuyến đường Hải Phòng-Nam Định

Số TT	Số thứ tự lớp	Loại đất	Khối lượng thể tích tự nhiên γ (g/cm ³)	Khối lượng thể tích khô γ_c (g/cm ³)	Chỉ số dẻo (Id)	Độ sệt (B)	Hệ số rỗng e	Hệ số nén lún a_{1-2} cm ² /kG	Góc ma sát trong ϕ (độ)	Lực dính c (kG/cm ²)
1	Lớp 1	Đất đắp								
2	Lớp 2	Sét dẻo chảy	1,73	1,19	20,58	0,87	1,261	0,091	6°11'	0,062
3	Lớp 3	Cát pha xốp			5,11		1,37			
4	Lớp 4a	Sét dẻo chảy	1,68	1,1	27,08	0,85	1,145	0,111	6°27'	0,067
5	Lớp 4b	Sét dẻo mềm	1,75	1,21	26,01	0,67	1,223	0,085	9°31'	0,128
6	Lớp 4c	Sét dẻo cứng	1,91	1,47	22,26	0,25	0,844	0,030	16°31'	0,252
7	Lớp 5	Cát pha chặt	1,88	1,47	8,96	0,65	0,823	0,033	13°58'	0,124
8	Lớp 6a	Sét dẻo mềm	1,78	1,29	21,75	0,63	1,085	0,058	10°50'	0,126
9	Lớp 6b	Sét dẻo cứng	1,85	1,38	21,04	0,42	0,957	0,040	15°26'	0,211
10	Lớp 6c	Sét nửa cứng	1,97	1,55	20,33	0,11	0,748	0,023	19°46'	0,263

3. Đề xuất công nghệ gia cố nền đất yếu tuyến đường ven biển Hải Phòng-Nam Định

3.1. Phân tích lựa chọn công nghệ gia cố nền đất yếu phù hợp

Như đã chỉ ra ở trên, dọc tuyến đường Hải Phòng-Nam Định chủ yếu phân bố cấu trúc nền đất yếu Kiểu I, Dạng I.a và Dạng I.b. Các lớp đất yếu nằm ngay trên bề mặt đất gồm: lớp sét pha dẻo chảy 2, cát pha xốp 3, sét dẻo chảy 4a, sét dẻo mềm 4b; có hệ số rỗng lớn từ 1,145 (lớp 4a) đến 1,261 (lớp 2), góc ma sát trong nhỏ từ 6°11' (lớp 2) đến 9°31' (lớp 4b), lực dính kết nhỏ từ 0,062 (kG/cm²) (lớp 2) đến 0,128 (kG/cm²) (lớp 4b). Các lớp đất có tính năng xây dựng tốt là các lớp: sét dẻo cứng 4c, sét dẻo cứng 6b, sét nửa cứng 6c. Để đảm bảo ổn định cho tuyến đường, cần phải tiến hành gia cố đến hết chiều sâu các lớp đất yếu.

Đối với cấu trúc nền đất yếu Dạng I.a và Dạng I.b, các công nghệ gia cố phù hợp có thể lựa chọn là công nghệ cọc cát, công nghệ bắc thăm, công nghệ cọc đất-xi măng. Tuy nhiên, mỗi công nghệ đều có những ưu điểm và hạn chế riêng (Bergado, D.T et al, 1994; Hoàng Văn Tân và nnk, 1997).

Công nghệ bắc thăm có ưu điểm tác dụng thoát nước có kết nhanh, nhưng có hạn chế là: 1) khi thi công thường xảy ra hiện tượng xáo trộn đất xung quanh bắc thăm (hiệu ứng xáo trộn), bắc thăm dễ bị đứt hoặc bị các hạt đất chui vào lỗ rỗng của bắc làm giảm khả năng thấm nước của bắc; 2) bắc thăm phải nhập khẩu từ nước ngoài, giá thành cao.

Công nghệ cọc cát có ưu điểm tác dụng nén chặt cơ học tốt, thoát nước có kết nhanh. Tuy nhiên, cọc cát có hạn chế là: 1) khi thi công gây tiếng ồn lớn, ảnh hưởng đến các công trình lân cận; 2) nếu nền đất quá yếu hoặc có mực nước ngầm dao động mạnh thì các hạt cát sẽ dịch chuyển vào trong nền hoặc xuống vùng đất dưới mũi cọc làm cho cọc bị biến dạng ngang, chân cọc bị rỗng làm cho độ chặt của cọc giảm, cọc có thể bị gãy, thậm chí bị phá hủy làm giảm sức chịu tải chung của nền cọc. Hơn nữa, Chính phủ đã có Nghị định số 23/2020/NĐ-CP ngày 24/2/2020 Quy định về quản lý cát, sỏi lòng, bờ, bãi sông, theo đó, hạn chế sử dụng cát sông do nguồn cung ngày càng cạn kiệt và việc khai thác cát sông đang tác động xấu tới môi trường sinh thái.

Công nghệ cọc đất-xi măng có ưu điểm chế tạo được cọc cường độ cao, sức chịu tải lớn nên có thể sử dụng để xây dựng công trình có quy mô, tải trọng lớn. Tuy nhiên, hạn chế của cọc đất-xi măng là không có tác dụng nén chặt vùng đất xung quanh cọc. Tải trọng công trình truyền xuống nền chủ yếu do cọc tiếp nhận nên trong trường hợp dưới mũi cọc phân bố đất yếu thì khó áp dụng. Mặt khác, để đảm bảo yêu cầu kỹ thuật thì khối lượng xi măng đưa vào cọc thường lớn (từ 240 kg đến 400 kg cho 1 m³ đất) nên giá thành cao.

Từ các phân tích nêu trên, chúng tôi đề xuất lựa chọn công nghệ gia cố nền đất yếu tuyến đường giao thông ven biển Hải Phòng-Nam Định là công nghệ cọc cát biến-xi măng. Đây là công nghệ mới, phát huy được ưu điểm, khắc phục được nhược điểm của các công nghệ cọc cát, cọc đất-xi măng, đồng thời sử dụng nguồn cát biển tại chỗ làm vật liệu cọc, góp phần giảm giá thành xây dựng và bảo vệ môi trường bền vững (Tạ Đức Thịnh, Nguyễn Thị Dịu, 2019).

3.2. Tính toán thiết kế cọc cát biển-xi măng gia cố nền đất yếu

Công nghệ cọc cát biển-xi măng được phát triển trên cơ sở công nghệ cọc cát và công nghệ cọc đất-xi măng nên việc tính toán thiết kế gia cố nền đất yếu bằng cọc cát biển-xi măng có thể áp dụng như đối với trường hợp gia cố bằng cọc cát hoặc cọc đất-xi măng. Các thông số tính toán, thiết kế gia cố nền được xác định như sau:

* *Tính diện tích gia cố:*

Diện tích gia cố tính theo công thức:

$$F = 1,4b(a + 0,4b) \quad (1)$$

trong đó: b - chiều rộng tuyến đường; a- chiều dài tuyến đường.

* *Tính chiều sâu gia cố:*

Chiều sâu gia cố phụ thuộc vào cấu trúc nền đất yếu và chiều sâu vùng ảnh hưởng nén ép của tuyến đường. Do các lớp đất yếu phân bố ngay trên mặt đất và dưới nó là đất tốt (Dạng Ia, Dạng I.b) nên chiều sâu gia cố cần đến hết chiều dày đất yếu. Tuy nhiên, chiều sâu gia cố có thể tính đến ranh giới vùng hoạt động nén ép của tuyến đường mà tại đó thỏa mãn một trong các điều kiện sau đây:

- Ứng suất nén ép (σ_z) do tải trọng tuyến đường gây ra bằng 0,1 ứng suất bản thân của đất nền (σ_{bt}), nghĩa là: $\sigma_z = 0,1\sigma_{bt}$ (kG/cm²);

- Ứng suất nén ép (σ_z) do tải trọng tuyến đường gây ra bằng áp lực bắt đầu cố kết thâm của đất;

- Ứng suất nén ép (σ_z) do tải trọng tuyến đường gây ra bằng độ bền kết cấu đất (q_{kc}), với $q_{kc} = 2c \cos \varphi / (1 - \sin \varphi)$, trong đó c, φ là lực dính và góc ma sát trong của đất;

- Ứng suất nén ép (σ_z) do tải trọng tuyến đường gây ra bằng 0,2 - 0,3 kG/cm².

* *Tính đường kính cọc:*

Đường kính cọc cát biển-xi măng được xác định phụ thuộc vào tính năng của thiết bị chế tạo cọc cũng như quy mô, tải trọng công trình. Thông thường, đường kính cọc có thể lựa chọn từ 30 cm đến 100 cm.

* *Tính số lượng cọc:*

Số lượng cọc cát biển-xi măng được xác định theo công thức:

$$N = \frac{F_c}{S} = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_{yc}}{1 + \varepsilon_0} \cdot \frac{F}{S} \quad (2)$$

trong đó: F_c - diện tích cần giảm trên toàn bộ vùng được nén chặt;

$$F_c = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_{yc}}{1 + \varepsilon_0} \cdot F \quad (3)$$

với: ε_0 - hệ số rỗng ban đầu của đất nền;
 ε_{yc} - hệ số rỗng yêu cầu sau khi gia cố;
 F - diện tích vùng nén chặt;
 S - diện tích tiết diện ngang của một cọc;

$$S = \frac{\pi d_e^2}{4} \quad \text{với } d_e \text{ là đường kính cọc.} \quad (4)$$

Nếu tính toán, thiết kế theo công nghệ cọc đất-xi măng, số lượng cọc gia cố có thể xác định theo công thức:

$$N = KP_{ct}/P_c \quad (5)$$

trong đó: K - hệ số an toàn,

P_{ct} - tổng tải trọng của tuyến đường,

P_c - sức chịu tải của một cọc đơn.

* *Tính khoảng cách giữa các cọc:*

Để giảm diện tích đất không được nén chặt, có thể bố trí cọc cát biển-xi măng theo dạng tam giác đều (Hình 2).

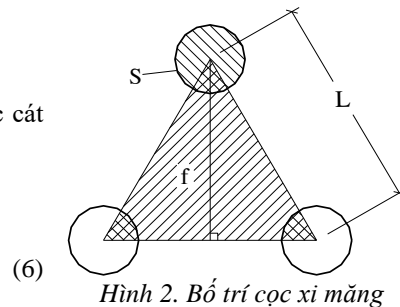
Xét 3 cọc:

- Diện tích phần đất yếu giữa 3 cọc là:

$$f = \frac{L^2 \sqrt{3}}{4}$$

- Diện tích phần rỗng cần giảm trong phạm vi 3 cọc là:

$$f_c = \frac{S}{2} = \frac{\pi d_c^2}{8} \quad (7)$$



Hình 2. Bố trí cọc xi măng

$$\text{Từ công thức: } \frac{f_c}{f} = \frac{\frac{\pi d_c^2}{8}}{L^2 \frac{\sqrt{3}}{4}} = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_{yc}}{1 + \varepsilon_0} \quad (8)$$

ta có:

$$L = \frac{d_c}{\sqrt{2}} \sqrt{\frac{\pi(1 + \varepsilon_0)}{\sqrt{3}(\varepsilon_0 - \varepsilon_{yc})}} = 0,952d_c \sqrt{\frac{(1 + \varepsilon_0)}{(\varepsilon_0 - \varepsilon_{yc})}} \quad (9)$$

Nếu bố trí cọc theo mạng lưới ô vuông thì:

$$L = 0,866d_c \sqrt{\frac{(1 + \varepsilon_0)}{(\varepsilon_0 - \varepsilon_{yc})}} \quad (10)$$

với: S - diện tích tiết diện ngang của một cọc;
L - khoảng cách giữa các cọc;
 ε_0 - hệ số rỗng ban đầu của đất nền;
 ε_{yc} - hệ số rỗng yêu cầu của đất nền sau khi gia cố;
 d_c - đường kính cọc.

4. Kết luận và kiến nghị

Từ những kết quả nghiên cứu nêu trên, có thể đưa ra một số kết luận và kiến nghị sau đây:

- Tuyến đường giao thông ven biển Hải Phòng-Nam Định được xây dựng trên nền đất yếu gồm các loại đất sét, sét pha, cát pha nguồn gốc biển (m) và sông-biển (am), phân bố ngay trên bề mặt đất, có tính năng xây dựng thấp, cần phải gia cố để đảm bảo ổn định cho tuyến đường.

- Cấu trúc nền đất yếu vùng ven biển Hải Phòng-Nam Định gồm 2 Kiểu (I, II), 4 Dạng (a, b, c, d), tuy nhiên, dọc theo tuyến đường Hải Phòng-Nam Định phân bố chủ yếu Dạng I.a và Dạng I.b có đặc điểm đất yếu nằm ngay trên bề mặt đất với chiều dày lớn hơn 15 m, phía dưới đất yếu là các lớp đất mềm dính (sét, sét pha) trạng thái dẻo cứng-nửa cứng có tính năng xây dựng tốt.

- Công nghệ gia cố nền đất yếu tuyến đường Hải Phòng-Nam Định có thể lựa chọn là công nghệ cọc cát, công nghệ bắc thăm, công nghệ cọc đất-xi măng. Tuy nhiên, mỗi công nghệ đều có những hạn chế riêng, do đó kiến nghị sử dụng công nghệ cọc cát biển-xi măng là công nghệ mới, phát huy được ưu điểm và khắc phục được nhược điểm của các công nghệ trên, đồng thời sử dụng cát biển tại chỗ làm vật liệu cọc, góp phần giảm giá thành xây dựng đường và bảo vệ môi trường bền vững.

- Các thông số kỹ thuật cần tính toán thiết kế gia cố nền tuyến đường ven biển Hải Phòng-Nam Định là: diện tích gia cố, chiều sâu gia cố, đường kính cọc, số lượng cọc, khoảng cách giữa các cọc.

- Cần tiếp tục tiến hành các nghiên cứu thực nghiệm ở trong phòng và ngoài trời để làm sáng tỏ cơ sở lý thuyết của công nghệ cọc cát biển-xi măng và ảnh hưởng của cấu trúc nền đất yếu đến hiệu quả gia cố nền.

Tài liệu tham khảo

Bergado, D.T, Chai, J.C, Alfaro, M.C, Balasubramaniam, A.S, 1994. Những biện pháp kỹ thuật mới cải tạo đất yếu trong xây dựng. *Nhà xuất bản Giáo dục*, Hà Nội.

Công ty cổ phần Tư vấn Thiết kế - Kiểm định và Địa kỹ thuật, 2017. *Báo cáo kết quả khảo sát Địa chất công trình tuyến đường ven biển Hải Phòng-Thái Bình-Nam Định*.

Hoàng Văn Tân và nhiều người khác, 1997. Những phương pháp xây dựng công trình trên nền đất yếu. *Nhà xuất bản Xây dựng*, Hà Nội.

Tạ Đức Thịnh, 2002. *Báo cáo tổng kết đề tài khoa học công nghệ cấp Bộ* “Nghiên cứu khả năng gia cố nền đất yếu bằng cọc cát-xi măng-vôi”. Trường Đại học Mô-Địa chất Hà Nội.

Tạ Đức Thịnh, Nguyễn Huy Phương, 2002. Cơ học đất. *Nhà xuất bản Xây dựng*, Hà Nội.

Tạ Đức Thịnh, Nguyễn Huy Phương, Nguyễn Văn Phóng, 2009. Nền và móng công trình. *Nhà xuất bản xây dựng*, Hà Nội.

Tạ Đức Thịnh, Nguyễn Thị Dịu, 2019. Nghiên cứu phát triển công nghệ gia cố nền đất yếu bằng cọc cát biển-xi măng phục vụ xây dựng công trình hạ tầng ven biển. Kỳ yếu Hội nghị Khoa học toàn quốc VIETGEO 2019, *Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật*.

Trường Đại học Mô-Địa chất, 2016. *Báo cáo tổng kết Chương trình KH&CN biển: Nghiên cứu, đánh giá tổng hợp điều kiện địa chất công trình vùng ven biển Bắc Bộ phục vụ quy hoạch phát triển kinh tế-xã hội, an ninh-quốc phòng, ứng phó với biến đổi khí hậu và mực nước biển dâng CTB-2012-02-06*.

ABSTRACT

Characteristics of soft ground structure in Hai Phong-Nam Dinh coastal road and suitable methods for soft soil improvement

Nguyen Thi Diu¹, Ta Duc Think^{2,*}

¹*University of Transportation and Communication*

²*Hanoi University of Mining and Geology*

The coastal traffic route from Hai Phong to Nam Dinh is part of the project "Construction of a coastal traffic route in Vietnam" approved by the Prime Minister since 2015. The ground under the road foundation has soft soil layers of Thai Binh, Hai Hung formation belonging to Quaternary sediments in the Northern Delta, seriously affecting the stability of the road. The paper presents research results on the soft soil structure characteristics along the route, analyzes the scientific basis and recommends suitable soil improvement methods to ensure the stability for the road. Research results have shown that, along the coastal road of Hai Phong-Nam Dinh, soft soil distributed to a depth of 30 m, and the ground structure includes 2 types (I, II) and 3 sub-types (a, b, c). Accordingly, type I has soft soil layers distributed right above the soil surface, below are soil layers with high bearing capacity; type II has soft layers located below the good soil layers; Sub-type (a) has a soft soil thickness greater than 20 m, sub-type (b) has a soft soil thickness of 10 to 20 m, and sub-type (c) has a soft soil thickness of 5 to 10 m. Based on the characteristics of soft soil structure, the proposed suitable soil improvement technology is the sea sand-cement column technology which can promote the advantages, overcome the disadvantages of sand column technology and soil-cement column technology. Additionally, this technology can utilize the local sea sand material, reduce the road construction costs and protect the environment.

Keywords: Coastal road; soft soil; soft soil structure; soft ground improvement; sea sand-cement column.

Nghiên cứu ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến đặc trưng cơ học của kết cấu neo

Đào Việt Đoàn^{1*}, Vũ Đức Quyết², Nguyễn Duyên Phong¹

¹ Trường Đại học Mở - Địa chất

² Trường Đại học Công nghiệp Quảng Ninh

TÓM TẮT

Bài viết phân tích một số tác dụng chính của neo dự ứng lực khi chống giữ các đường lò như tác dụng cải thiện các tham số cơ học của khối đá xung quanh đường lò, tác dụng cải thiện trạng thái chịu lực, trường ứng suất trong khối đá xung quanh đường lò và tác dụng tăng lực kháng cắt, kháng trượt giữa các bề mặt phân cách của khối đá. Ngoài ra bài viết còn sử dụng phương pháp số tiến hành lập mô hình mô phỏng với kích thước mô hình có chiều dài x rộng x cao = 6m x 0,6m x 4m, lắp đặt thanh neo có chiều dài 2,4 m vào giữa mô hình, sử dụng neo chất dẻo cốt thép với chiều dài dính kết đầu neo bằng 0,8m, nghiên cứu ảnh hưởng khi thay đổi tham số dự ứng lực đến đặc tính cơ học của thân cốt neo và tấm đệm. Kết quả mô phỏng với các tham số điều kiện đầu vào như trong bài toán cho thấy rõ sự phụ thuộc giữa tham số dự ứng lực đến đặc tính cơ học của thân cốt neo và tấm đệm, cũng từ kết quả mô phỏng rút ra được một số quy luật chịu lực, biến dạng của thân cốt neo và tấm đệm khi thay đổi giá trị dự ứng lực.

Từ khóa: Neo dự ứng lực; tác dụng neo dự ứng lực; phương pháp số; đặc trưng cơ học của neo.

1. Đặt vấn đề

Tác dụng chống giữ của neo đã được nhiều tác giả ngoài nước nghiên cứu thông qua lý thuyết, tại phòng thí nghiệm và tại hiện trường (韦四江, 2012), trạng thái phân bố ứng suất xung quanh đường lò dưới tác dụng của tham số dự ứng lực được nghiên cứu bởi các tác giả (范明建, 康红普, 2007), tác dụng nén ép theo phương ngang hình thành kết cấu chịu lực neo khối đá dưới tác dụng của neo dự ứng lực được nghiên cứu bởi các tác giả (康红普, 王金华, 林健, 2010, 康红普, 2011). Một số tác giả trên thế giới khác cũng đã đưa ra lý thuyết chống giữ neo dự ứng lực cường độ cao. Các kết quả nghiên cứu trên đã hình thành lên nền tảng lý thuyết đối với neo dự ứng lực, để tiếp tục góp phần cho nền tảng lý thuyết của neo dự ứng lực trong bài viết này nhóm tác giả sử dụng phương pháp số tiến hành nghiên cứu đặc trưng cơ học của các bộ phận cấu thành nên kết cấu neo dưới tác dụng của tham số dự ứng lực.

2. Tác dụng chính của kết cấu neo dự ứng lực

2.1 Cải thiện các thông số cơ học của khối đá xung quanh đường lò

Sau khi khai đào đường lò vào khối đá, tùy thuộc vào độ cứng của khối đá xung quanh mà mức độ biến dạng trên biên đường lò sẽ khác nhau. Đối với khối đá mềm yếu trong quá trình biến dạng, khối đá xung quanh đường lò sẽ hình thành phát triển vùng dẻo tại phần khối đá gần biên nhất. Song song với sự hình thành vùng dẻo là sự biến đổi các tính chất cơ học của khối đá theo chiều hướng bất lợi như: làm giảm mô đun đàn hồi E, lực dính kết C, lực dính kết tàn dư C*, góc ma sát trong, cường độ giới hạn và cường độ tàn dư ở các mức độ khác nhau.

Sau khi lắp đặt neo dự ứng lực vào khối đá xung quanh đường lò, dưới tác dụng gia cố của hệ thống neo dự ứng lực sẽ làm cải thiện trạng thái ứng suất và một số tính chất cơ học theo chiều hướng có lợi như: gia tăng ứng suất nén trong khối đá, khối đá xung quanh đường lò sẽ hồi phục trở lại trạng thái chịu ứng suất 3 trục từ đó sẽ làm tăng mô đun đàn hồi E, lực dính kết C, lực dính kết tàn dư C*, góc ma sát trong, cường độ giới hạn và cường độ tàn dư của khối đá xung quanh đường lò.

* Tác giả liên hệ

Email: daovietdoan@gmail.com

Đối với khối đá mềm yếu, bờ rời dưới tác dụng chống giữ của neo dự ứng lực sẽ hình thành vòm đá nén ép liên tục quanh phần khối đá cắm neo, theo phương hướng kính và tiếp tuyến tại khối đá vòm nóc đường lò chịu nén ép làm cho cường độ khối đá tăng lên từ đó nâng cao được khả năng mang tải của khối đá. Mặt khác mô đun đàn hồi và cường độ của khối đá đều nhỏ hơn so với thân cốt neo, do vậy dưới tác dụng chống giữ của thân cốt neo sẽ làm cho độ cứng tổng thể của khối đá tăng hay nói cách khác làm cho mô đun biến dạng của khối đá tăng. Nếu gọi E và E_m là mô đun biến dạng của khối đá và thân cốt neo, thì dưới tác dụng của neo dự ứng lực mô đun đàn hồi của khối đá E' có thể tính gần đúng theo công thức sau (张峰. 2019):

$$E' = E + E_m \frac{\pi D^2}{4ab} \quad (1)$$

Nếu bỏ qua sự thay đổi của hệ số Poisson trong khối đá, thì mô đun cắt của khối đá có thể tính gần đúng theo công thức sau (张峰. 2019):

$$G' = G + G_m \frac{\pi D^2}{4ab} \quad (2)$$

Trong đó: G và G_m - Mô đun chống cắt của khối đá và của thân cốt neo, MPa; a, b - Khoảng cách neo trong vòng và giữa các hàng neo, m.

Từ phân tích trên cho thấy trong đá mềm yếu dưới tác dụng của neo dự ứng lực sẽ làm cho mô đun biến dạng trong vùng khối đá được gia cố bằng neo tăng lên từ đó nâng cao khả năng chịu tải của khối đá, đồng thời sự chênh lệch của mô đun biến dạng giữa thân cốt neo với khối đá sẽ làm thân cốt neo sinh ra phản lực nhất định chống giữ khối đá. Một số kết quả nghiên cứu cho rằng, mối quan hệ giữa độ cứng khối đá K với dự ứng lực của thân cốt neo T sau một thời gian chống giữ neo đủ dài có quan hệ như theo công thức sau (张峰. 2019):

$$K = BT + C/t \quad (3)$$

Trong đó: B, C - Hệ số chưa xác định.

2.2. Cải thiện trạng thái chịu lực và trường ứng suất trong khối đá xung quanh đường lò

Sau khi khai đào đường lò chưa thực hiện công tác chống giữ, trạng thái ứng suất của khối đá xung quanh biên đường lò sẽ bị thay đổi, ứng suất sẽ tập trung tại góc đường lò và các vị trí biên lồi lõm. Theo thời gian giá trị ứng suất dần có sự thay đổi từ chênh lệch nhỏ sang chênh lệch lớn.

Sau khi chống neo dự ứng lực xung quanh đường lò, sẽ làm thay đổi môi trường đất đá xung quanh biên đường lò, làm cho bề mặt đất đá trên biên đường lò từ trạng thái tự do chuyển sang trạng thái chịu lực. Dưới tác dụng nén ép của hệ thống neo dự ứng lực được lắp trên biên đường lò làm cho khối đá sinh ra sự dịch chuyển ngược với chiều dịch chuyển vào khoảng trống khai đào theo phương pháp tuyến dọc biên đường lò, từ đó có thể ngăn ngừa khối đá bị long rời biến dạng vào trong đường lò, làm chậm và ngăn ngừa quá trình giảm cường độ của khối đá.

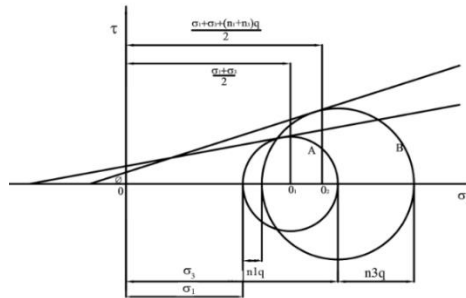
Theo lý thuyết đàn hồi sau khi khai đào đường lò vào trong khối đá, trạng thái phân bố ứng suất thứ sinh trong khối đá xung quanh đường lò như sau: ứng suất theo phương hướng kính giảm mạnh, ứng suất theo phương tiếp tuyến tăng, với trạng thái phân bố ứng suất này sẽ dẫn đến khối đá bị phá hủy do cắt. Dưới tác dụng của neo dự ứng lực, sẽ làm ứng suất theo phương hướng kính tăng, sự tăng của ứng suất hướng kính làm cho ứng suất phân bố đều và giảm sự tập trung trên biên đường lò, giảm ứng suất theo phương tiếp tuyến. Như vậy sau khi lắp đặt neo dự ứng lực không những cải thiện trạng thái ứng suất thứ sinh trong khối đá mà còn làm cho ứng suất nén ép dịch chuyển sâu vào trong khối đá, điều này có lợi cho sự ổn định của đường lò.

Sau khi lắp đặt neo dự ứng lực, dọc theo phương ứng suất chính σ_3 hướng vào sâu bên trong khối đá sẽ sinh thêm lực neo nén ép khối đá. Giả sử trạng thái ứng suất phẳng tại một điểm bất kỳ nào đó trong khối đá trước khi lắp đặt neo dự ứng lực là σ_1 và σ_3 , tọa độ tâm của đường tròn ứng suất là $(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, 0)$, bán kính đường tròn ứng suất là $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$, đường tròn ứng suất tương ứng thể hiện trên Hình 1 (张峰, 2019).

Vòng tròn A thể hiện trước khi lắp đặt neo dự ứng lực; vòng tròn B thể hiện sau khi lắp đặt neo dự ứng lực. Tọa độ tâm của đường tròn ứng suất khối đá sau khi cắm neo là: $(\frac{\sigma_1 + \sigma_3 + q(n_1 + n_3)}{2}, 0)$, bán kính đường tròn ứng suất là: $(\frac{\sigma_1 - \sigma_3 - q(n_3 - n_1)}{2})$.

Như vậy có thể thấy sau khi lắp đặt neo dự ứng lực vào trong khối đá, trạng thái ứng suất tại một điểm bất kỳ nào đó trong khối đá sau khi lắp đặt neo sẽ có lợi cho sự ổn định của khối đá, làm cho đường cong cường độ tàn dư dịch chuyển tương đối lên đường tròn ứng suất và cường độ tàn dư của khối đá cũng tăng lên.

Cũng từ hình 1 có thể thấy sau khi chống giữ neo dự ứng lực cho khối đá sẽ làm chuyển hóa trạng thái chịu lực 2 trục của khối đá sang trạng thái chịu lực 3 trục. Nếu khối đá xung quanh đường lò đạt đến trạng thái phá hủy, thì ứng suất lớn nhất tăng từ σ_3 đến $\sigma_3 + n_1q$.



Hình 1. Trạng thái ứng suất và cường độ của khối đá trước và sau khi lắp đặt neo dự ứng lực

2.3. Tăng lực kháng trượt giữa các bề mặt phân cách

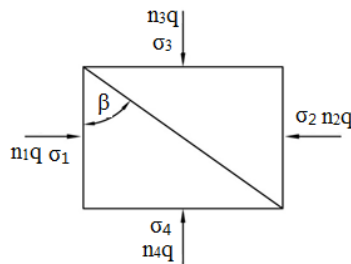
Trong khối đá thường có các bề mặt phân cách (khe nứt, mặt phân lớp, mặt phân phiến) bề mặt phân cách của khối đá ảnh hưởng đến cường độ, tính thấm thấu, tính bất đẳng hướng, tính liên tục, các tính chất cơ học và sự phân ứng suất trong khối đá. Mặt phân cách là một trong những nhân tố ảnh hưởng đến các quá trình cơ học trong khối đá. Sau khi khai đào đường lò, ứng suất chính trong khối đá xung quanh đường lò có sự khác biệt rất lớn, đặc biệt tại bề mặt khe nứt rất dễ xảy ra mất ổn định, một trong những giải pháp để tránh sự trượt giữa các bề mặt khe nứt trong khối đá xung quanh đường lò là sử dụng neo dự ứng lực để liên kết các bề mặt khe nứt lại với nhau. Nếu một khối đá trong vùng gia cố neo dự ứng lực có một bề mặt khe nứt như trên hình 2, trong đó β là góc kẹp giữa ứng suất chính σ_3 và bề mặt khe nứt. Để bề mặt khe nứt trong khối đá xung quanh đường lò sau khi đào không xảy ra dịch chuyển trượt, ứng suất cắt trên bề mặt khe nứt phải thỏa mãn điều kiện sau (张峰, 2019):

$$|\tau_\beta| \leq C_j + \sigma_\beta \tan \varphi_j \quad (4)$$

Trong đó: C_j - Lực dính kết trên bề mặt khe nứt; φ_j - Góc ma sát trong bề mặt khe nứt.

$$|\tau_\beta| = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\beta + \frac{1}{2}q(n_1 - n_3)\sin 2\beta \quad (5)$$

$$\sigma_\beta = \sigma_1 \cos^2 \beta + \sigma_3 \sin^2 \beta + n_1 q \cos^2 \beta + n_3 q \sin^2 \beta \quad (6)$$



Hình 2. Phân tích ứng suất trên bề mặt khe nứt

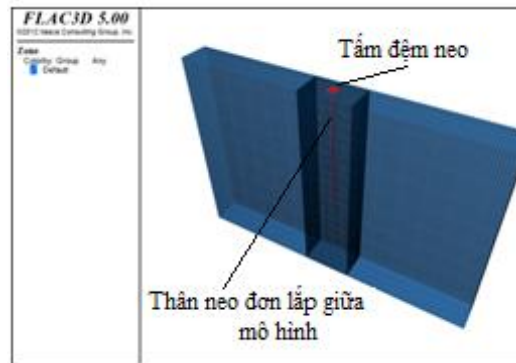
Trong công thức (5) tại vế phải, phần thứ nhất của biểu thức là ứng suất cắt trượt trên bề mặt khe nứt, vế phải phần thứ hai của biểu thức ngược với phần thứ nhất của biểu thức ($n_1 < n_3$) là ứng suất cắt kháng trượt trên bề mặt khe nứt do hiệu quả gia cố của neo dự ứng lực. Trong công thức (6) vế phải phần thứ nhất, thứ hai của biểu thức là ứng suất chính σ_1 , σ_3 và ứng suất nén ép pháp tuyến sinh ra trên bề mặt khe nứt, vế phải phần thứ ba, thứ tư của biểu thức là giá trị ứng suất nén ép pháp tuyến sinh ra trên bề mặt khe nứt n_1q và n_3q . Từ đây có thể thấy rằng, neo dự ứng lực có thể ngăn ngừa có hiệu quả dịch chuyển trượt của bề mặt khe nứt, làm tăng tính ổn định cho khối đá. Đồng thời neo dự ứng lực làm gia tăng ứng suất pháp tuyến trên bề mặt khe nứt trong khối đá, làm tăng lực kháng cắt trượt của bề mặt khe nứt từ đó làm khối đá xung quanh đường lò ổn định hơn.

3. Mô phỏng ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến đặc tính cơ học của kết cấu neo

3.1. Lập mô hình mô phỏng

Để nghiên cứu ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến các đặc tính cơ học của kết cấu chống neo trong

nguyên cứu này không xét đến ảnh hưởng của trường ứng suất trọng lực của khối đá và công tác khai đào.



Hình 3. Mô hình nghiên cứu

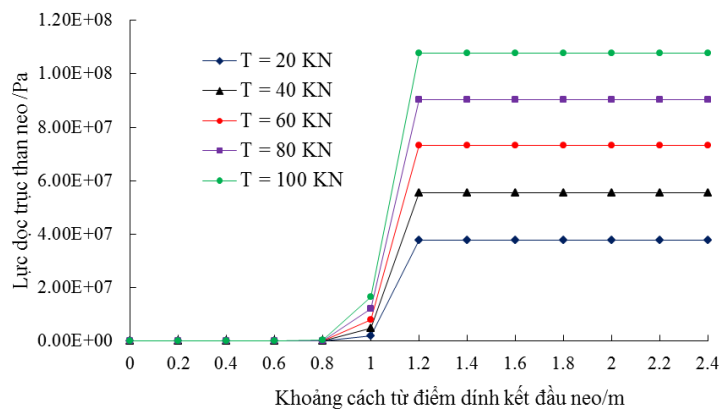
Mô hình mô phỏng ảnh hưởng của tham số dự ứng lực của neo đến đặc trưng cơ học của các bộ phận của kết cấu neo được sử dụng bằng phần mềm Flac^{3D} (陈育民, 徐鼎平, 2008, Itasca 2005). Kích thước của mô hình lưới (chiều dài x rộng x cao = 6m x 0,6m x 4m), lắp đặt thanh neo dự ứng lực vào giữa mô hình thể hiện trên Hình 3, nghiên cứu các phương án thay đổi tham số dự ứng lực của neo P = 20 KN, 40KN, 60KN, 80KN và 100 KN. Trong mô hình tính lấy kích thước tấm đệm bằng 150 x 150 mm, chiều dày tấm đệm bằng 10mm, mô đun đàn hồi của tấm đệm bằng 200 GPa, hệ số poisson $\mu = 0,3$, cường độ giới hạn của tấm đệm bằng 235 MPa, cường độ giới hạn của thanh neo bằng 500 MPa, chiều dài neo bằng 2,4 m đường kính 22 mm. Các tham số của khối đá và neo thể hiện trên Bảng 1.

Bảng 1. Tham số cơ học của khối đá

Mật độ (kg.m ⁻³)	Mô đun thể tích (GPa)	Mô đun cắt (GPa)	Góc ma sát trong (độ)	Cường độ kháng kéo (MPa)	Lực dính kết (MPa)
2500	2,18	1,45	32	0,40	1,10

3.2. Phân tích kết quả ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến đặc tính cơ học của thân cốt neo

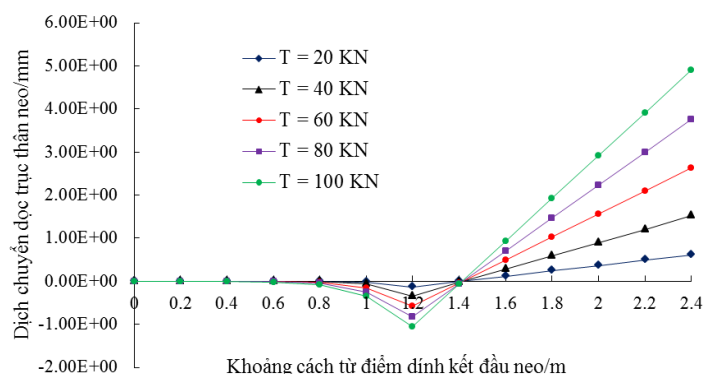
Kết quả mô phỏng ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến lực dọc trục của thân cốt neo thể hiện trên Hình 4.



Hình 4. Ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến lực dọc trục thân neo

Từ kết quả mô phỏng thể hiện trên Hình 4 ta có thể thấy rằng khi thay đổi giá trị dự ứng lực thì lực dọc trục tác dụng lên thân cốt neo cũng có sự thay đổi, giá trị dự ứng lực tác dụng lên thân cốt neo càng lớn thì lực dọc trục trong thân cốt neo cũng càng lớn, điều này có thể giải thích là khi giá trị dự ứng lực tăng sẽ làm cho thân cốt neo bị kéo căng và thân neo chịu lực ngay, không phải chờ đến khi thân cốt neo khai thác hết độ giãn dài mới chịu lực. Tại đoạn đầu neo từ 0 đến 0,8m là vị trí có liên kết cố định giữa thân cốt neo và khối đá bằng chất dính kết nên lực dọc trục bằng 0. Tại đoạn chuyển tiếp từ vị trí có chất dính kết đến vị trí không có chất dính kết, đoạn này từ vị trí 0,8m ÷ 1,2m lực dọc trục tăng dần, đoạn từ 1,2m ÷ 2,4m thân cốt neo chịu lực đều vì đây là đoạn thân cốt neo tự do hoàn toàn không có liên kết giữa thân neo và chất

dính kết. Kết quả mô phỏng ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến dịch chuyển dọc trục của thân cốt neo thể hiện trên Hình 5.

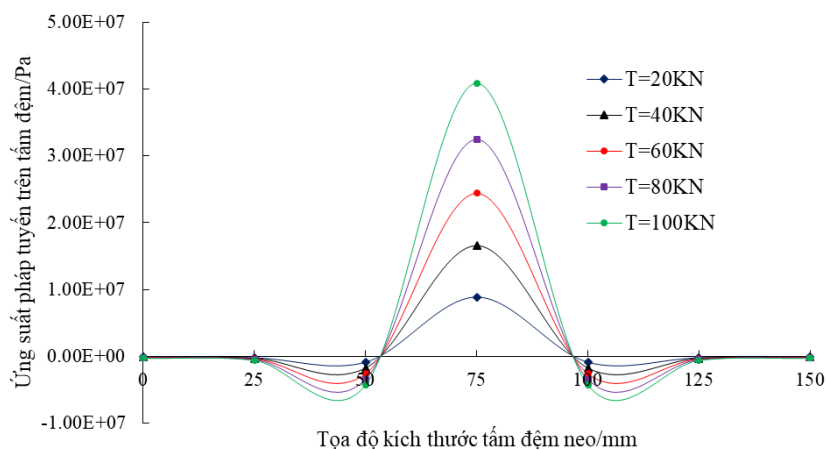


Hình 5. Ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến dịch chuyển dọc trục thân neo

Từ kết quả mô phỏng thể hiện trên Hình 5 ta thấy khi thay đổi giá trị dự ứng lực của neo thì dịch chuyển dọc trục trong thân cốt neo cũng thay đổi và giá trị dịch chuyển không đều nhau trên dọc chiều dài thân cốt neo. Tại đoạn đầu neo có liên kết bằng chất dính kết từ vị trí 0 ÷ 0,8m đoạn này có lực dọc trục bằng 0 nên neo chưa chịu lực chính vì vậy nên thân cốt neo đoạn này không bị dịch chuyển, còn đoạn đuôi neo dịch chuyển có giá trị lớn nhất đây là vị trí gần ê cu neo nhất, đoạn chịu tác dụng trực tiếp khi gây dự ứng lực tác dụng lên thân cốt neo vì vậy giá trị dịch chuyển dọc thân neo cũng lớn nhất. Giá trị dịch chuyển có đoạn mang giá trị âm, có đoạn mang giá trị dương đây là do phương chiều dịch chuyển như vậy có thể thấy rằng dọc trên thân cốt neo hướng dịch chuyển không phải là một hướng mà tùy vào trạng thái chịu lực mà hướng dịch chuyển có thể khác nhau.

3.3. Phân tích kết quả ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến đặc tính cơ học của tấm đệm neo

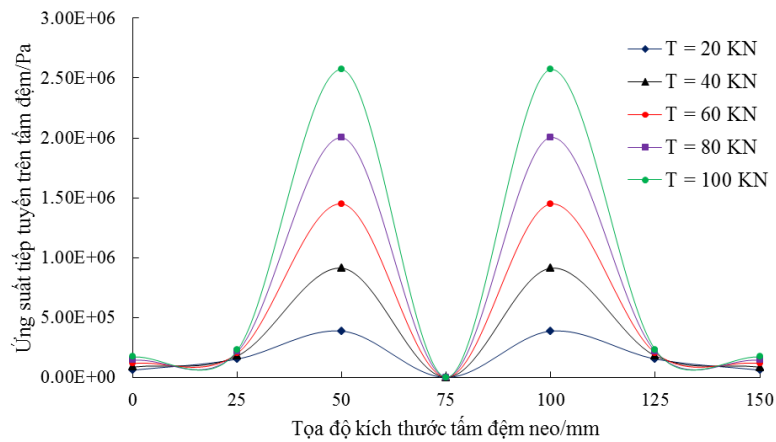
Kết quả mô phỏng ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến ứng suất pháp tuyến trên tấm đệm neo thể hiện trên Hình 6.



Hình 6. Ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến ứng suất pháp tuyến trên tấm đệm neo

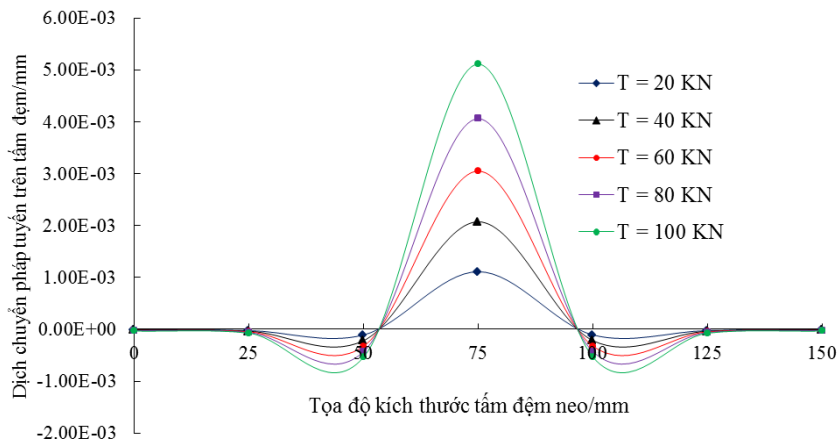
Từ kết quả mô phỏng thể hiện trên Hình 6 ta có thể thấy rằng khi thay đổi giá trị dự ứng lực thì sự phân bố ứng suất theo phương pháp tuyến trên bề mặt tấm đệm cũng có sự thay đổi, giá trị dự ứng lực càng lớn thì giá trị phân bố ứng suất trong tấm đệm neo cũng càng lớn, điều này có thể giải thích là khi giá trị dự ứng lực tăng sẽ tác dụng lực lên tấm đệm càng lớn, làm cho tấm đệm bị ép sát vào bề mặt khối đá trên biên. Trong các trường hợp thay đổi giá trị dự ứng lực, trên trục hoành tại vị trí điểm tâm của tấm đệm bằng 75mm là vùng tập trung ứng suất nén lớn nhất và phân bố ứng suất giảm dần khi về phía biên tấm đệm, tại vị trí điểm có tọa độ 50mm và 100mm giá trị ứng suất giảm xuống bằng 0 đây là điểm trung hòa không chịu ứng suất kéo và nén, tại những vị trí nằm giữa khoảng 20mm ÷ 75mm và từ 100mm ÷ 125mm là vị trí

tấm đệm chịu kéo. Còn vùng ngoài biên tấm đệm từ vị trí 0mm ÷ 25mm và 125mm ÷ 150mm trên bề mặt tấm đệm ít chịu ảnh hưởng của giá trị dự ứng lực. Kết quả mô phỏng ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến ứng suất pháp tuyến trên bề mặt tấm đệm neo thể hiện trên Hình 7.



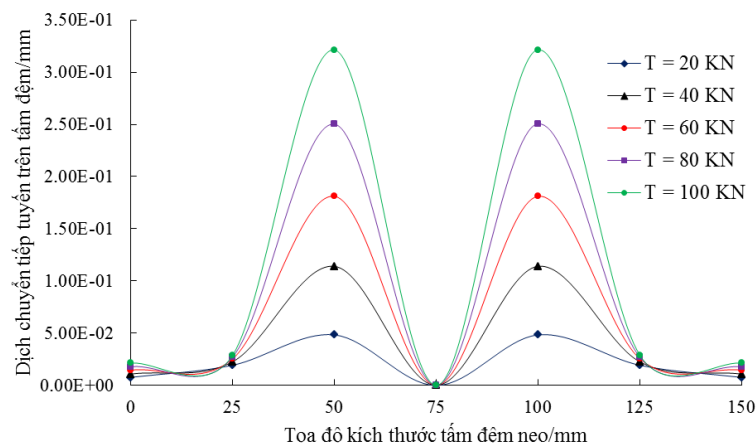
Hình 7. Ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến ứng suất tiếp tuyến trên tấm đệm neo

Từ kết quả mô phỏng thể hiện trên Hình 7 ta có thể thấy rằng khi thay đổi giá trị dự ứng lực thì sự phân bố ứng suất theo phương tiếp tuyến trên bề mặt tấm đệm cũng có sự thay đổi, tại vị trí tâm giữa tấm đệm giá trị ứng suất tiếp tuyến bằng 0 và đạt giá trị lớn nhất tại vị trí có tọa độ bằng 50mm và 125mm ứng với các giá trị tác dụng dự ứng lực. Tại phần biên của tấm đệm khi thay đổi giá trị dự ứng lực thì giá trị ứng suất tiếp tuyến nhỏ và không chênh lệch nhau nhiều điều này cho thấy vùng ngoài biên của tấm đệm ít bị ảnh hưởng khi gây dự ứng lực cho neo. Kết quả mô phỏng ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến dịch chuyển pháp tuyến trên bề mặt tấm đệm neo thể hiện trên Hình 8.



Hình 8. Ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến dịch chuyển pháp tuyến trên tấm đệm neo

Từ kết quả mô phỏng thể hiện trên Hình 8 ta có thể thấy rằng khi thay đổi giá trị dự ứng lực thì giá trị dịch chuyển theo phương pháp tuyến trên bề mặt tấm đệm cũng có sự thay đổi. Tại vị trí ứng suất pháp lớn nhất thì dịch chuyển theo phương pháp tuyến trên bề mặt tấm đệm cũng lớn nhất, tại vị trí dịch chuyển theo phương pháp tuyến nhỏ nhất cũng ứng với giá trị ứng suất pháp tuyến nhỏ nhất. Như vậy có thể thấy rằng ứng suất theo phương pháp tuyến là một trong những nguyên nhân chính gây ra dịch chuyển theo phương pháp tuyến trên bề mặt tấm đệm neo. Kết quả mô phỏng ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến dịch chuyển tiếp tuyến trên bề mặt tấm đệm neo thể hiện trên Hình 9.



Hình 9. Ảnh hưởng tham số dự ứng lực đến dịch chuyển tiếp tuyến trên tâm đệm neo

Từ kết quả mô phỏng thể hiện trên Hình 9 ta có thể thấy rằng khi thay đổi giá trị dự ứng lực thì giá trị dịch chuyển theo phương tiếp tuyến trên bề mặt tấm đệm cũng có sự thay đổi. Tại vị trí ứng suất tiếp tuyến lớn nhất thì dịch chuyển theo tiếp tuyến trên bề mặt tấm đệm cũng lớn nhất, tại vị trí dịch chuyển theo phương tiếp tuyến nhỏ nhất cũng ứng với giá trị ứng suất tiếp tuyến nhỏ nhất. Như vậy có thể thấy rằng ứng suất theo phương tiếp tuyến là một trong những nguyên nhân chính gây ra dịch chuyển theo phương tiếp tuyến trên bề mặt của tấm đệm.

4. Kết luận

Từ kết quả phân tích lý thuyết và mô hình mô phỏng ảnh hưởng của tham số dự ứng lực đến đặc tính cơ học của kết cấu chống neo ta rút ra một số nhận xét sau:

Sau khi chống giữ bằng neo dự ứng lực cho khối đá xung quanh đường lò sẽ làm cho các thông số cơ học khối đá xung quanh đường lò được cải thiện theo hướng có lợi, làm thay đổi trạng thái chịu lực của khối đá từ trạng thái hai chiều sang trạng thái chịu lực ba chiều, làm thay đổi trường ứng suất của khối đá trên biên đường lò theo hướng từ chịu kéo chuyển sang chịu nén và làm tăng lực kháng trượt giữa các bề mặt phân cách trong khối đá.

Tham số dự ứng lực của neo có ảnh hưởng đến các đặc tính cơ học của các bộ phận kết cấu neo như thân cốt neo và tấm đệm neo, giá trị dự ứng lực càng lớn thân cốt neo và bề mặt tấm đệm chịu lực và biến dạng cũng càng lớn, giá trị dự ứng lực nên lựa chọn phù hợp với từng loại đường kính cốt neo, cường độ của thân cốt neo cũng như kích thước cường độ của tấm đệm neo, nếu giá trị dự ứng lực lớn quá sẽ làm cho thân cốt neo bị đứt, làm cho tấm đệm bị uốn cong chính vì vậy cần phải lựa chọn giá trị dự ứng lực phù hợp đối với từng loại neo và tấm đệm trong các thiết kế chống giữ đường lò bằng kết cấu chống neo.

Tài liệu tham khảo

- 韦四江. 锚杆预紧力对锚固体强度强化的模拟实验研究. 煤炭学报. 2012
- 范明建,康红普.锚杆预应力与巷道支护效果的关系研究[J]. 煤矿开采,2007,12(4):1-3,17.
- 康红普, 王金华, 林健. 煤矿巷道锚杆支护应用实例分析 [J].岩石力学与工程学报,2010,29(4):649-664.
- 康红普. 煤矿预应力锚杆支护技术的发展与应用[J].煤矿开采,2011,16(3):25-30,131.
- 张峰.. 高应力大采深煤巷锚杆支护系统协调性研究. 山东科技大学. 5-2019.
- 陈育民, 徐鼎平. 2008. FLAC 3D/FLAC 3D - 基础与工程实例. 出版社: 中国水利水电出版社. 9-2008.
- 彭文斌. 2008. FLAC 3D实用教程. 出版社: 机械工业. 01-2008.
- Itasca (2005). Flac Fast Lagrangian Analysis of Continua, *User's Guide. Third Edition (Flac Version 3.0)* April 2005.

ABSTRACT

Research on the effect of prestressed parameters on the mechanical characteristics in bolt structure

Dao Viet Doan^{1,*}, Vu Duc Quyet², Nguyen Duyen Phong¹

¹ *Hanoi University of Mining and Geology*

² *Quang Ninh University of Industry*

The paper analyzes some of the main effects of prestressed bolt for roadway support such as improving the mechanical parameters of the roadway surrounding rock, improving the bearing state and stress field in roadway surrounding rock and increased shear force, slip resistance between separating surfaces of roadway surrounding rock. In addition, this paper also uses numerical methods to conducted simulation models with the size of the model is length x width x height = 6m x 0.6m x 4m, installing prestressed bolt bar with length of 2.4 m in the middle of the model, using resin roll bolt with bolt head cohesion length of 0.8m, studying the effect of changing prestressing parameters to the mechanical properties of the bolt body and the bolt plates. The simulation results with the input condition parameters as above simulation show the dependence between the prestressing parameters to the mechanical properties of the bolt body and the bolt plates, also from the research results show the laws of bearing, deformation of the bolt body and bolt plates when changing the prestressing parameters value in the bolt body.

Keywords: Prestressed bolt; effects of prestressed bolt, numerical methods, mechanical characteristics of bolt.

Kết cấu neo biến dạng lớn và đề xuất áp dụng chống giữ cho đường lò đào qua khối đá mềm yếu vùng Quảng Ninh

Đào Viết Đoàn^{1,*}

¹Trường Đại học Mỏ - Địa chất

TÓM TẮT

Bài báo giới thiệu về hiện trạng nghiên cứu áp dụng và xu hướng phát triển một số loại neo biến dạng lớn áp dụng để chống giữ trong các đường lò khi đào qua đất đá mềm yếu biến dạng lớn. Thông qua thống kê, tổng hợp, phân tích các loại neo biến dạng lớn hiện đang sử dụng trên thế giới bài viết tiến hành phân loại neo biến dạng lớn thành neo biến dạng lớn sử dụng vật liệu giãn dài và neo biến dạng lớn sử dụng kết cấu đặc biệt từ đó phân tích nguyên lý làm việc cũng như ưu nhược điểm của từng loại neo này. Bài viết cũng phân tích các vấn đề tồn tại của loại hình kết cấu neo biến dạng lớn và nêu ra một vài kiến nghị về xu hướng tiếp tục phát triển loại hình kết cấu neo này. Dựa trên điều kiện khối đá mềm yếu biến dạng lớn, hiện trạng trang thiết bị trình độ thi công, năng lực gia công chế tạo của các mỏ vùng Quảng Ninh đề xuất áp dụng 2 loại neo biến dạng lớn là neo biến dạng lớn có ống giảm áp và neo cong lượn sóng biến dạng lớn chống giữ cho các đường lò đào qua khối đá mềm yếu biến dạng lớn vùng Quảng Ninh.

Từ khóa: Chống giữ khối đá mềm yếu; kết cấu neo biến dạng lớn; xu hướng phát triển kết cấu neo; hiện trạng kết cấu chống neo.

1. Đặt vấn đề

Kết cấu chống neo đã và đang được sử dụng phổ biến để chống giữ các đường lò trong mỏ vì những ưu việt của loại hình kết cấu chống này là kết cấu chống chủ động, nhẹ ...vv. Nhưng một trong những thách thức lớn nhất của loại hình kết cấu chống này là do kết cấu có tính cứng lớn, độ biến dạng nhỏ chính vì vậy thường ít hiệu quả khi chống giữ đường lò đào qua khối đá mềm yếu biến dạng lớn. Hiện nay trên thế giới đã có rất nhiều các nghiên cứu thiết kế chế tạo loại hình kết cấu neo có tính biến dạng lớn để chống giữ các đường lò đào trong khối đá mềm yếu biến dạng lớn (王刚, 吴学震, 蒋宇静. 等 2014; 张彪, 张志强, 汪波. 等 2016; 吴钟腾, 高美奔, 张航. 等 2018).

Thực tế cho thấy, sự mất hiệu quả chống giữ của các loại neo có tính cứng lớn thường biểu hiện dưới dạng: do tính biến dạng nhỏ dẫn đến thân cốt neo bị kéo đứt, cắt đứt; kéo tuột chất dính kết giữa thân cốt neo với thành lỗ khoan; vỡ nứt tấm đệm neo và ê cu neo (王贺, 陈何, 曹辉. 2020). Khi chống giữ các đường lò đào trong khối đá mềm yếu biến dạng lớn, hay có áp lực lớn, hay có tính lưu biến, hay trong phạm vi ảnh hưởng của nổ đá thì các hiện tượng mất hiệu quả của neo nêu trên càng trở nên phổ biến. Để giải quyết vấn đề này nhiều tác giả đã đề xuất ra loại hình neo mới thích ứng với điều kiện biến dạng lớn của khối đá hay còn gọi là neo biến dạng lớn (王刚, 吴学震, 蒋宇静. 等 2014; 张彪, 张志强, 汪波. 等 2016; 吴钟腾, 高美奔, 张航. 等 2018).

Neo biến dạng lớn hay còn gọi là neo có độ giãn dài lớn, neo giảm áp, neo giải phóng áp lực, neo hấp thụ năng lượng hoặc neo giải phóng ứng suất...vv, loại neo này các bộ phận của neo thường có cường độ cao và có khả năng biến dạng cùng với sự biến dạng của khối đá. Khi chống giữ khối đá biến dạng lớn loại neo này có tính trượt hoặc tính giãn dài đồng thời có phản ứng nhanh với tải trọng đủ lớn tác dụng. Với đặc tính trên loại neo biến dạng lớn thường áp dụng để chống giữ các đường lò đào trong khối đá mềm yếu, áp lực cao, khối đá có tính lưu biến, các đường lò nằm ở độ sâu lớn. Hiện nay các đơn vị thiết kế và thi công trong lĩnh vực khai thác mỏ rất ít áp dụng loại hình kết cấu neo biến dạng lớn để chống giữ đường lò đào qua khối đá mềm yếu vì loại neo này thường không phổ biến, kết cấu phức tạp, thi công khó. Chính vì vậy cần phải khắc phục các vấn đề còn tồn tại đối với loại neo này để từ đó tiếp tục nghiên cứu phát triển, chế

* Tác giả liên hệ

Email: daovietdoan@gmail.com

tạo và áp dụng thử nghiệm tiến đến sản xuất và sử dụng phổ biến chống giữ các đường lò khi đào qua khối đá mềm yếu.

2. Hiện trạng công tác nghiên cứu kết cấu neo biến dạng lớn

Kết cấu neo biến dạng lớn đã và đang được nghiên cứu chế tạo và áp dụng thử nghiệm chống giữ các đường lò đào trong khối đá mềm yếu trên thế giới và đã đạt được một số kết quả nhất định. Hiện tại trên thế giới thường thấy các loại neo biến dạng lớn đã được nghiên cứu áp dụng bao gồm:

- Neo Cone là loại neo biến dạng lớn do Jager và Ortlepp thiết kế chế tạo và áp dụng thử nghiệm vào năm 1992 tại mỏ dưới sâu để phòng ngừa khối đá có hiện tượng nổ đá, kết cấu của neo bao gồm tâm đệm, ê cu, thân cốt neo tròn trơn có phần đầu neo dạng hình nón, trong đầu neo hình nón có phần đầu đảo trộn vữa dính kết thể hiện trên Hình 1. Nguyên lý làm việc của loại neo này là khi khối đá biến dạng sẽ truyền tải trọng lên phần đầu neo, dưới tác dụng của áp lực phần vữa dính kết tại đầu hình nón được đảo trộn, thông qua phản lực ngược chiều được sinh ra tại phần vữa dính kết ở đầu cone tạo ra lực kháng chống giữ.



Hình 1. Cấu tạo của neo Cone



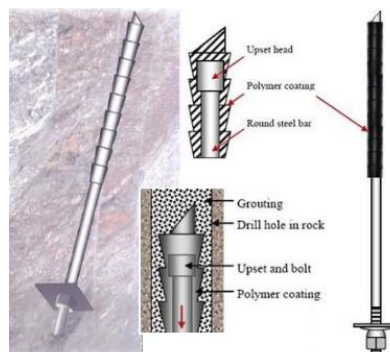
Hình 2. Cấu tạo của neo Durabar

- Neo Durabar là loại neo biến dạng lớn do Ortlepp và nnk thiết kế chế tạo vào năm 2001, thân thép neo loại này được gia công thành hình sóng thể hiện trên Hình 2. Loại neo này dùng chất dính kết là vữa xi măng dính kết toàn chiều dài thân neo với thành lỗ khoan. Nguyên lý làm việc của loại neo này là khi neo chịu lực kéo vượt quá giới hạn thiết kế thì đoạn thân thép dạng sóng sẽ tách khỏi vữa xi măng dính kết, thân neo lúc này sẽ bắt đầu giãn dài ở đoạn lượn sóng. Lực kháng chống giữ được tạo ra ở phần dính kết phần cốt neo không lượn sóng, mức độ biến dạng của loại neo này phụ thuộc vào chiều dài đoạn lượn sóng trên thân cốt neo.

- Neo Roofex là loại neo biến dạng lớn loại cắt được thiết kế chế tạo bởi Công ty Atlas Copco vào năm 2007. Kết cấu của neo do thân thép tròn trơn, bộ phận thấp thụ năng lượng biến dạng và ống liên kết cấu tạo thành thể hiện trên Hình 3. Nguyên lý làm việc của loại neo này là khi neo chịu lực kéo vượt quá giá trị thiết kế thân cốt thép tròn trơn sẽ bị kéo khỏi ống liên kết. Trong quá trình kéo dính chốt cắt trong cơ cấu hấp thụ năng lượng sẽ cắt thanh thép tròn trơn thành rãnh, lực kháng cắt được sinh ra trong quá trình cắt sẽ tạo ra lực kháng chống giữ, lượng biến dạng của loại neo này do chiều dài cốt thép tròn trơn trong ống liên kết quyết định.



Hình 3. Cấu tạo của neo Roofex

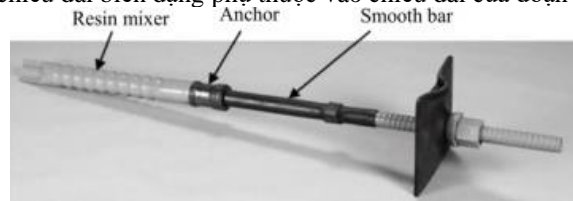


Hình 4. Cấu tạo của neo Yild - Lok

- Neo Yild - Lok là loại neo biến dạng lớn loại cắt do Công ty Jenmar Canada thiết kế chế tạo vào năm 2010. Neo có cấu tạo từ thân thép tròn trơn, phần đầu mở rộng bằng hợp chất polymer thể hiện trên Hình 4. Nguyên lý làm việc của loại neo này là khi lực kéo vượt quá tải trọng thiết kế, phần đầu mở rộng bằng hợp chất polymer sẽ bị cắt, thông qua lực kháng cắt sinh ra khi bị cắt cung cấp lực kháng chống giữ, lượng biến dạng do chiều dài của phần mở rộng bằng hợp chất polymer quyết định.

- Neo Garford là loại neo ma sát biến dạng lớn do Công ty Garford của Úc thiết kế chế tạo vào năm 2008, kết cấu neo bao gồm thân cốt neo tròn trơn, khớp liên kết nén ép và đoạn ống ren đầu neo cấu tạo thành thể hiện trên Hình 5. Neo sử dụng chất dẻo dính kết giữa thân neo với thành lỗ khoan. Nguyên lý làm

việc của loại neo này là khi khối đá có biến dạng sẽ làm cho thân cốt thép tròn trơn biến dạng kéo, thông qua khớp liên kết nén ép làm cho thân neo tròn trơn bị biến dạng co ép từ đó sinh ra lực kháng trượt cung cấp lực kháng chống giữ, chiều dài biến dạng phụ thuộc vào chiều dài của đoạn ống ren đầu neo.



Hình 5. Cấu tạo của neo Garford

- Neo D là loại neo biến dạng lớn do Li thiết kế và chế tạo vào năm 2010, neo được cấu tạo bởi thân thép tròn trơn và dọc chiều dài neo có các phần rãnh lõm. Do cường độ thân cốt neo với cường độ chất dính kết có đặc tính khác biệt nhau, khi khối đá biến dạng sẽ sinh ra biến dạng kéo trong thân neo, thân cốt tròn trơn khi chịu lực phần chất dính kết sẽ bị tách ra thân cốt neo sẽ biến dạng cùng với biến dạng của khối đá, chiều dài biến dạng phụ thuộc vào chiều dài đoạn rãnh lõm và độ giãn dài của cốt thép.



Hình 6. Cấu tạo của neo D

- Neo giảm áp là loại neo biến dạng lớn hiện đang được sử dụng rộng rãi để chống giữ các đường lò áp lực lớn, khối đá có biến dạng lớn. Sự khác biệt giữa neo giảm áp với neo thường là neo giảm áp có thêm một ống giảm áp thể hiện trên Hình 7. Thông qua ống giảm áp lắp giữa tấm đệm và ê cu neo để thực hiện biến dạng của kết cấu neo cùng với biến dạng của khối đá làm cho khối đá biến dạng giải phóng áp lực. Sau khi ống giảm áp bị nén bẹp hết khả năng thiết kế neo sẽ trở về trạng thái làm việc của neo thường.



Hình 7. Cấu tạo của neo giảm áp

3. Phân loại neo biến dạng lớn

Theo thống kê trên neo biến dạng lớn rất đa dạng về hình thức cũng như vật liệu chế tạo. Dựa vào nguyên lý làm việc của neo biến dạng lớn tác giả đề xuất phân chia loại neo biến dạng lớn thành 2 loại bao gồm: loại sử dụng kết cấu biến dạng đặc biệt và loại sử dụng vật liệu có tính giãn dài.

1) Loại neo biến dạng lớn sử dụng kết cấu biến dạng đặc biệt: Trong các bộ phận của loại neo này thường có kết cấu biến dạng đặc biệt. Khi khối đá xung quanh đường lò xảy ra biến dạng, các kết cấu đặc biệt này dưới tác dụng của lực kéo hoặc lực nén sẽ cùng biến dạng với sự biến dạng của khối đá xung quanh, đồng thời duy trì lực kháng chống giữ. Dựa vào sự khác nhau của kết cấu biến dạng đặc biệt có thể phân thành 3 loại bao gồm: kết cấu biến dạng đặc biệt loại ma sát, kết cấu biến dạng đặc biệt loại cắt và kết cấu biến dạng đặc biệt loại pít tông. Thông thường neo biến dạng lớn loại ma sát thông qua lực ma sát trượt sinh ra trong các bộ phận của kết cấu neo để tạo ra lực kháng chống giữ; neo biến dạng lớn loại cắt thông qua phản lực cắt sinh ra trên các bộ phận kết cấu dao cắt trong kết cấu neo để tạo ra lực kháng chống giữ; còn neo biến dạng lớn loại pít tông thông qua biến dạng của cơ cấu lò xo đàn hồi của kết cấu pít tông liên kết với thân cốt neo hoặc pít tông thủy lực để tạo ra lực kháng chống giữ.

2) Loại neo biến dạng lớn sử dụng vật liệu có tính giãn dài lớn: Loại này thường là bộ phận thân cốt neo sẽ sử dụng vật liệu có độ giãn dài lớn. Khi khối đá xung quanh đường lò xảy ra biến dạng thân cốt neo dưới tác dụng của lực kéo đủ lớn thân cốt neo sẽ biến dạng cùng với sự biến dạng của khối đá, khi lực kéo tác dụng lên thân neo nhỏ thì thân neo sẽ không biến dạng. Dựa vào cấu tạo của loại neo này thường có các dạng trên thân cốt neo có các đoạn rãnh lõm, trên thân cốt neo thiết kế cong lượn sóng. Loại neo này thường sử dụng chất dính kết là chất dẻo hoặc vữa xi măng, khi lực kéo đủ lớn tại vị trí lõm hoặc cong lượn sóng trên thân cốt neo sẽ biến dạng cùng với biến dạng và phá hủy phần chất dính kết ở đoạn này làm cho thân neo biến dạng cùng với biến dạng của khối đá.

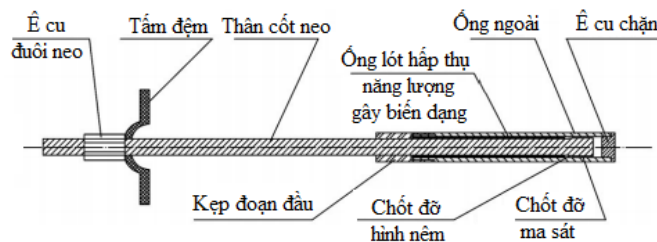
Với hai loại neo biến dạng lớn trên thì loại có kết cấu đặc biệt được sử dụng nhiều hơn vì giá thành thường rẻ hơn loại sử dụng vật liệu có tính giãn dài lớn.

4. Một số loại neo biến dạng lớn sử dụng kết cấu đặc biệt

4.1. Kết cấu neo ma sát biến dạng lớn

Loại neo này sử dụng vữa xi măng hoặc chất dẻo liên kết giữa kết cấu thân neo với thành lỗ khoan. Nguyên lý làm việc của loại neo này khi khối đá có biến dạng, thân neo dưới tác dụng của lực kéo lớn hơn lực ma sát của kết cấu biến dạng đặc biệt thì kết cấu đặc biệt trong kết cấu neo sẽ trượt để thực hiện biến dạng, khi lực kéo nhỏ hơn lực ma sát thì kết cấu biến dạng đặc biệt sẽ không trượt từ đó tạo ra lực kháng chống giữ. Loại neo này thường biến dạng cùng khối đá khi thân cốt neo chịu lực kéo đủ lớn đá và giá trị biến dạng thường khá lớn, thích hợp để chống giữ các đường lò đào qua khối đá mềm yếu, khối đá lưu biến, khối đá tại độ sâu lớn và khối đá trong phạm vi bị ảnh hưởng của hiện tượng nổ đá. Ưu điểm của loại neo này là kết cấu khá đơn giản, vật liệu làm thân cốt neo và kết cấu đặc biệt không có yêu cầu cao, gia công đơn giản, giá thành thấp, nhược điểm là ma sát sinh ra nhiệt sẽ làm giảm lực kháng chống giữ, kết cấu ma sát bị lão hóa và khi neo chịu lực cắt sẽ làm cho kết cấu ma sát không phát huy được tác dụng.

Trên Hình 7 (王贺, 陈何, 曹辉. 2020) là một loại neo ma sát biến dạng lớn. Cấu tạo của kết cấu neo loại này gồm: ê cu chặn, ê cu đuôi neo, tấm đệm, thân cốt neo, ống lót hấp thụ năng lượng gây biến dạng, ống ngoài, kẹp đoạn đầu, chốt đỡ hình nêm, chốt đỡ ma sát, ê cu chặn.



Hình 7. Kết cấu neo ma sát biến dạng lớn

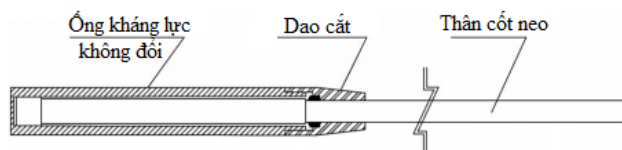
4.2. Kết cấu neo kiểu cắt biến dạng lớn

Loại neo này sử dụng vữa xi măng hoặc chất dẻo liên kết giữa kết cấu thân neo với thành lỗ khoan. Nguyên lý làm việc của loại neo này là khi khối đá biến dạng, dưới tác dụng của áp lực biến dạng thân cốt neo sẽ bị cắt trượt để thực hiện biến dạng cùng với khối đá xung quanh. Khi lực biến dạng không đủ lớn dao cắt trên kết cấu neo không cắt được thân neo sẽ sinh ra lực kháng chống giữ.

Neo kiểu cắt biến dạng lớn có khả năng biến dạng cùng với sự biến dạng của khối đá, giá trị biến dạng khá lớn, có khả năng sinh ra lực kháng chống giữ không đổi, thích hợp để chống giữ các đường lò đào qua khối đá mềm yếu, khối đá lưu biến, khối đá tại độ sâu lớn và khối đá trong phạm vi bị ảnh hưởng của hiện tượng nổ đá. Ưu điểm của loại neo này là kết cấu neo tương đối đơn giản, vật liệu chế tạo dễ tìm kiếm, công nghệ gia công không phức tạp, có thể tránh được vấn đề kết cấu phát nhiệt dẫn đến mất khả năng làm việc. Nhược điểm là yêu cầu của dao cắt khá cao, giá thành cao, khi dao cắt mất tác dụng sẽ dẫn đến lực kháng chống giữ mất đi, không giải quyết được việc loại bỏ mặt cắt dẫn đến dao cắt bị kẹt thậm chí mất khả năng cắt trượt thân neo. Loại neo này không phù hợp khi thân neo chịu lực cắt và lực uốn, khi chịu lực cắt của khối đá các bộ phận kết cấu của neo sẽ không truyền được lực kéo dẫn đến kết cấu mất tác dụng cắt trượt hay nói cách khác kết cấu neo lúc này không bị biến dạng.

Trên Hình 8 (王贺, 陈何, 曹辉. 2020) là một loại neo kiểu cắt biến dạng lớn, kết cấu neo bao gồm: thân cốt neo, ống kháng lực không đổi và dao cắt cấu tạo thành. Khi khối đá xảy ra biến dạng tác dụng lực đủ lớn, dao cắt liên kết trên thành ống kháng lực sẽ dịch chuyển và cắt vào thân cốt neo tạo ra biến dạng của kết cấu neo, trong quá trình dao cắt trên thân cốt neo sẽ tạo ra kháng lực chống giữ. Ngoài ra để cho kết cấu

neo dễ bị cắt trượt thì trong phần kết dính ở vị trí đoạn thân cốt neo có đường kính nhỏ sẽ bôi trước các chất trơn trượt.



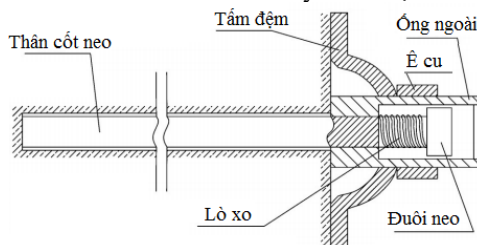
Hình 8. Kết cấu neo kiểu cắt biến dạng lớn

4.3. Kết cấu neo pít tông biến dạng lớn

Loại neo này sử dụng vữa xi măng hoặc chất dẻo liên kết giữa kết cấu thân neo với thành lỗ khoan, kết cấu pít tông được liên kết với thân cốt neo và nằm ở bên ngoài lỗ khoan. Nguyên lý làm việc của loại neo này là khi khối đá biến dạng, thân cốt neo chịu lực kéo sẽ dẫn đến cơ cấu pít tông biến dạng cùng với sự biến dạng của khối đá, lượng biến dạng được khống chế bởi chiều dài cơ cấu pít tông. Trong quá trình pít tông biến dạng, trong cơ cấu pít tông xảy ra biến dạng đàn hồi, biến dạng dẻo hoặc thông qua ống pít tông thủy lực cung cấp lực kháng chống giữ cho kết cấu neo.

Neo pít tông biến dạng lớn có khả năng biến dạng cùng biến dạng của khối đá xung quanh đường lò, do chịu sự hạn chế của kết cấu pít tông nên giá trị biến dạng cũng khá nhỏ. Đây là loại neo thích hợp để chống giữ các đường lò đào qua khối đá mềm yếu, khối đá lưu biến, khối đá tại độ sâu lớn và khối đá trong phạm vi bị ảnh hưởng của hiện tượng nổ đá. Ưu điểm của loại neo này là cơ cấu pít tông biến dạng lắp ở bên ngoài lỗ khoan nên thuận tiện cho công tác quan sát biến dạng, có thể thích ứng với biến dạng cắt của khối đá tác dụng lên thân cốt neo. Nhược điểm là công tác gia công chế tạo cơ cấu pít tông biến dạng phức tạp, tính ổn định của kết cấu pít tông kém, do cơ cấu pít tông lắp ở ngoài lỗ khoan nên dễ ảnh hưởng của công tác thi công.

Trên Hình 9 (王贺, 陈何, 曹辉. 2020) là một loại neo pít tông biến dạng lớn, cấu tạo gồm: thân cốt neo, tấm đệm, ê cu, cơ cấu pít tông ống ngoài, lò xo đàn hồi, đoạn chuyển động, lắp kín và bộ phận chuyển động đuôi neo cấu tạo thành. Sự phối hợp giữa lò xo đàn hồi trong đoạn pít tông với chuyển động của ống ngoài để thực hiện cùng biến dạng của kết cấu neo với khối đá xung quanh. Sau khi kết cấu neo giãn dài sẽ làm tăng lực kháng chống giữ của neo bảo đảm cho khối đá duy trì ổn định.



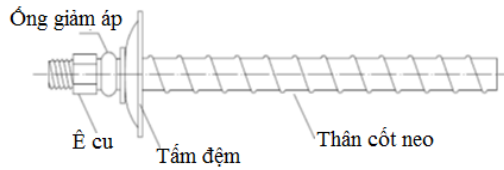
Hình 9. Kết cấu neo pít tông biến dạng lớn

4.4. Kết cấu neo giảm áp biến dạng lớn

Loại neo này sử dụng vữa xi măng hoặc chất dẻo liên kết giữa kết cấu thân neo với thành lỗ khoan, kết cấu ống giảm áp được lắp tại phần đuôi neo và nằm ở bên ngoài lỗ khoan. Nguyên lý làm việc của loại neo này là khi áp lực đất đá xung quanh đường lò lớn, lực kéo toàn neo tăng và lớn hơn khả năng chống nén bẹp của ống giảm áp lúc này neo giảm áp mới phát huy tác dụng bằng cách truyền lực kéo đó qua tấm đệm sang ống giảm áp, làm cho ống giảm áp từ từ bị nén bẹp từ đó cho phép đất đá xung quanh giãn nở giảm bớt áp lực lên thân cốt neo, giá trị lượng biến dạng được khống chế bởi chiều dài cơ cấu ống giảm áp. Khi neo bị kéo chưa lớn ống giảm áp nói riêng và toàn kết cấu neo giảm áp nói chung chưa phát huy tác dụng giảm áp chúng vẫn chỉ có tác dụng như neo thông thường.

Neo giảm áp biến dạng lớn có khả năng biến dạng cùng biến dạng của khối đá xung quanh đường lò, thích hợp để chống giữ các đường lò đào qua khối đá mềm yếu, khối đá lưu biến, khối đá tại độ sâu lớn và khối đá trong phạm vi bị ảnh hưởng của hiện tượng nổ đá. Ưu điểm của loại neo này là ống giảm áp có cấu tạo đơn giản, lắp ở bên ngoài lỗ khoan thuận tiện cho công tác quan sát biến dạng, có thể thích ứng với biến dạng cắt của khối đá, nhược điểm là chiều dài neo tăng, tốn kém nguyên vật liệu, khi thân neo chịu uốn và chịu cắt ống giảm áp sẽ không có tác dụng.

Trên Hình 10 (Đào Viết Đoàn, Đỗ Thụy Đăng, 2013) là một loại neo giảm áp biến dạng lớn, cấu tạo gồm: thân cốt neo, tấm đệm, ê cu, ống giảm áp cấu tạo thành. Ống giảm áp có thể thiết kế chế tạo với các quy cách khác nhau để đáp ứng được điều kiện biến dạng và áp lực của khối đất đá xung quanh đường lò.



Hình 10. Kết cấu neo giảm áp biến dạng lớn

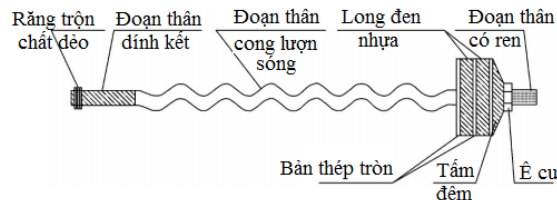
5. Kết cấu neo biến dạng lớn sử dụng vật liệu có tính giãn dài

Đặc trưng chủ yếu của loại neo sử dụng vật liệu có tính giãn dài lớn là thông qua tính ưu việt của vật liệu chế tạo thân cốt neo hoặc thiết kế một bộ phận nào đó của kết cấu neo để phát huy đặc tính giãn dài của vật liệu, từ đó đạt được mục đích kết cấu neo cùng biến dạng với khối đá và tạo ra lực kháng chống giữ.

Nguyên lý làm việc của loại neo này là khi khối đá xung quanh đường lò biến dạng thân cốt neo sẽ chịu tác dụng của lực kéo, đoạn cong lượn sóng trên thân cốt neo dưới tác dụng của lực kéo dọc trục đủ lớn sẽ bị kéo giãn duỗi ra làm tăng chiều dài thân cốt neo và cùng biến dạng với khối đá.

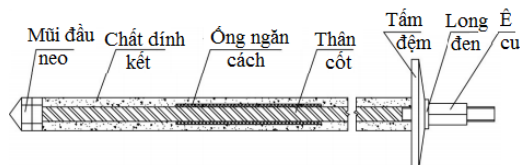
Loại neo này có thể cùng biến dạng với sự biến dạng của khối đá, nhưng do thân cốt neo thường làm bằng vật liệu hợp kim thép có độ giãn dài nhỏ nên giá trị giãn dài cũng hạn chế. Khi khối đá xung quanh đường lò tăng theo thời gian thì đoạn cong lượn sóng trên thân cốt neo cũng bị kéo duỗi dần ra và lực kháng chống giữ trong thân cốt neo sẽ dần giảm đi. Đây là loại neo thích hợp để chống giữ các đường lò đào qua khối đá mềm yếu, khối đá lưu biến, khối đá tại độ sâu lớn và khối đá trong phạm vi bị ảnh hưởng của hiện tượng nổ đá. Ưu điểm của loại neo này là khắc phục được nhược điểm của loại neo biến dạng lớn sử dụng kết cấu biến dạng đặc biệt, lực chống giữ có độ tin cậy cao, khi chịu lực cắt và uốn của khối đá neo vẫn phát huy được một phần tác dụng. Nhược điểm là vật liệu chế tạo neo có yêu cầu độ giãn dài cao, giá trị biến dạng của thân thép thường nhỏ.

Trên Hình 11 (王贺, 陈何, 曹辉. 2020) là một loại neo biến dạng lớn sử dụng vật liệu có tính giãn dài, cấu tạo gồm: đoạn thân dính kết đầu neo, đoạn thân cốt cong lượn sóng, đoạn thân có ren đuôi neo, bản thép tròn, long đen cao su, tấm đệm kim loại, ê cu vặn chặt và răng trộn chất dẻo cấu tạo thành. Đoạn cong lượn sóng có độ giãn dài lớn có khả năng thích ứng được biến dạng lớn của khối đá hoặc biến dạng lớn do lực xung kích, đáp ứng được khả năng giảm áp và hấp thụ năng lượng biến dạng nhanh, đồng thời sinh ra phản lực tác dụng trong phạm vi chống giữ của khối đá. Khi đoạn cong lượn sóng bị kéo duỗi thẳng ra hoàn toàn thì tác dụng của thanh neo lúc này như một thanh neo cường độ cao có khả năng chịu tải lớn.



Hình 11. Kết cấu neo cong lượn sóng biến dạng lớn

Trên Hình 12 (王贺, 陈何, 曹辉. 2020) là một loại neo biến dạng lớn được thiết kế chế tạo năm 2018 bởi Ma Xia Ting, đây là loại neo có kết cấu giản hóa, cấu tạo gồm: thân cốt neo, mũi đầu neo, tấm đệm, long đen cao su, ê cu cấu tạo thành. Phần thân neo được phân thành đoạn liên kết trực tiếp với chất dính kết và đoạn không liên kết trực tiếp với chất dính kết, trên đoạn thân neo không liên kết trực tiếp với chất dính kết có ống ngăn cách, mặt ngoài của ống ngăn cách này liên kết trực tiếp với chất dính kết, bề mặt trong của ống ngăn cách liên kết ma sát trượt với thân cốt neo. Thông qua kiểu thiết kế chế tạo này làm cho neo chịu lực chính tại đoạn không có liên kết với chất dính kết. Ưu điểm loại neo này là dễ chế tạo, giá thành thấp, thi công đơn giản đồng thời có thể đạt được hiệu quả biến dạng lớn.



Hình 12. Kết cấu neo biến dạng lớn hấp thụ năng lượng

Nhận xét:

Cùng với sự phát triển của kết cấu chống neo, loại hình kết cấu neo biến dạng lớn cũng đã được nghiên cứu phát triển áp dụng thử nghiệm và đã đạt được những thành quả nhất định. Tuy nhiên loại neo này cũng còn nhiều vấn đề tồn tại dưới đây sẽ phân tích các tồn tại và đưa ra kiến nghị về xu hướng cần tiếp tục phát triển loại hình kết cấu neo này:

- Kết cấu neo biến dạng lớn khó thích ứng khi chống giữ khối đá chịu lực cắt, uốn: Biến dạng của khối đá trên biên đường lò không chỉ do lực hướng kính gây ra mà còn có các trường lực theo các phương khác nhau từ đó có thể sinh ra các lực cắt, uốn tác dụng lên thân cốt neo. Các loại neo biến dạng lớn thường chỉ thích hợp khi thân neo chịu kéo, còn khi chịu lực cắt, uốn thường làm cho neo biến dạng lớn không phát huy tác dụng biến dạng cùng khối đá thậm chí làm giảm khả năng chịu tải của neo. Chính vì vậy cần nghiên cứu chế tạo ra loại neo biến dạng lớn có khả năng chịu lực phức tạp kéo, nén, uốn, cắt. Tăng cường nghiên cứu kết cấu chống kết hợp giữa loại neo biến dạng lớn với loại hình kết cấu chống khác, nghiên cứu lý thuyết kết cấu chống giữ biến dạng lớn, nghiên cứu loại neo có các cấp độ chịu lực khác nhau trên cùng thân neo để đáp ứng yêu cầu tải trọng theo từng giai đoạn biến dạng của khối đá.

- Kết cấu neo biến dạng lớn thường có cấu tạo phức tạp làm giảm tính ổn định của kết cấu neo: kết cấu neo biến dạng lớn thường có kết cấu phức tạp do phải thiết kế thêm các bộ phận biến dạng, nếu thi công không đảm bảo chất lượng sẽ dẫn đến giảm khả năng mang tải của neo. Chính vì vậy cần nghiên cứu chế tạo các bộ phận biến dạng càng đơn giản càng tốt để công tác thi công không gặp khó khăn cũng như chất lượng thi công được đảm bảo;

- Đối với việc nghiên cứu vật liệu cho neo biến dạng lớn: tuy về phương diện vật liệu đã có những bước phát triển vượt bậc, nhưng vẫn khó thỏa mãn yêu cầu phức tạp của khối đá ngoài hiện trường. Một mặt là do các loại thép có khả năng biến dạng giới hạn rất nhỏ, không thể hoàn toàn thỏa mãn yêu cầu biến dạng của khối đá. Chính vì vậy cần tiếp tục nghiên cứu sử dụng các loại vật liệu có tính giãn dài lớn để chế tạo các bộ phận của kết cấu neo;

- Kết cấu neo biến dạng lớn có thời gian dài nằm trong khối đá nên rất dễ xảy ra han gỉ, lão hóa dẫn đến mất tác dụng: theo đặc trưng kỹ thuật liên kết giữa thân neo với thành lỗ khoan, thân neo lắp đặt vào trong khối đá do thời gian tồn tại của công trình khác nhau từ vài tháng đến vài năm. Do môi trường dính kết trong lỗ khoan không thể không chế được dẫn đến han gỉ và lão hóa các bộ phận của kết cấu neo từ đó làm mất đi khả năng biến dạng thậm chí mất cả khả năng chịu lực của kết cấu neo. Chính vì vậy cần sử dụng các loại thép có cường độ cao, chất lượng tốt, xử lý chống han gỉ các bộ phận của kết cấu neo trước khi đưa vào sử dụng;

- Kết cấu neo biến dạng lớn rất dễ mất tác dụng biến dạng cùng khối đá: kết cấu neo có nhiều bộ phận kết hợp thành nếu một trong các bộ phận bị mất tác dụng đặc biệt là bộ phận biến dạng lớn mất tác dụng sẽ làm cho neo không phát huy được tính biến dạng. Chính vì vậy cần tăng cường công tác giám sát chất lượng lắp đặt, giám sát sự biến dạng của neo với sự biến dạng của khối đá tại hiện trường để đảm bảo chất lượng trong công tác lắp đặt cũng như điều chỉnh thiết kế các bộ phận của kết cấu neo biến dạng lớn cho phù hợp.

6. Đề xuất áp dụng loại neo biến dạng lớn chống giữ đường lò đào qua khối đá mềm yếu vùng Quảng Ninh

Đề lựa chọn được kết cấu chống neo biến dạng lớn phù hợp áp dụng cho các đường lò vùng Quảng Ninh cần thiết phải phân tích được điều kiện địa chất, điều kiện trang thiết bị thi công, trình độ tay nghề của công nhân, năng lực gia công chế tạo kết cấu chống neo... Sau đây sẽ phân tích các yếu tố này để đề xuất loại neo biến dạng lớn phù hợp chống giữ đường lò qua khối đá mềm yếu vùng Quảng Ninh.

- Về điều kiện địa chất: Trầm tích chứa than vùng Quảng Ninh mang tính trầm tích nhíp điển hình. Mỗi nhíp trầm tích được sắp xếp từ loại hạt mịn chuyển dần đến hạt thô và trở lại hạt mịn. Ranh giới giữa các nhíp trầm tích là các vỉa than. Các nhíp trầm tích cứ lặp đi lặp lại liên tục theo các chu kỳ hoạt động nâng lên hạ xuống của vỏ trái đất. Do quá trình kiến tạo mạnh mẽ nên đã xảy ra các chu kỳ hoạt động trầm tích, bào mòn liên tục làm cho cấu tạo địa chất vùng than Quảng Ninh biến đổi rất phức tạp. Địa tầng trầm tích chứa than bị vỡ nhàu, đứt gãy, uốn lượn và nhiều chỗ bị gián đoạn. Do trầm tích theo nhíp nên cấu tạo ở vách và trụ vỉa than thường là các lớp kẹp than, lớp đá kẹp, các thấu kính sét kết, sét than thuộc loại đá mềm yếu thường có cấu tạo phân lớp mỏng có chiều dày từ 0,1 ÷ 5,0 m cá biệt cũng có nơi dày tới 10m, điều đó đã làm cho vách trụ vỉa than kém ổn định. Các đường lò sau khi đào vào khối đá mềm yếu thường bị biến dạng, bóp méo, nén bẹp phải chống xén lại đường lò. Như vậy có thể thấy rằng khối đá xung quanh các đường lò vùng than Quảng Ninh phần lớn đào trong khối đá mềm yếu, biến dạng lớn chính vì vậy việc đề xuất một vài loại neo biến dạng lớn để áp dụng thử nghiệm là hết sức cần thiết;

- Về trang thiết bị thi công neo: Hiện nay hầu hết các mỏ vùng than Quảng Ninh đều đã và đang áp dụng phổ biến kết cấu chống giữ neo chát dẻo cốt thép do vậy các mỏ đã có đầy đủ các trang thiết bị thi công neo chát dẻo cốt thép. Vì vậy cần lựa chọn các loại neo biến dạng lớn sử dụng được các trang thiết bị hiện

có của mỏ để giảm đầu tư, thuận tiện cho công nhân thi công không phải làm quen với thiết bị mới và tận dụng được trang thiết bị hiện có của mỏ;

- Trình độ tay nghề của công nhân: Hiện nay trình độ tay nghề của công nhân vùng than Quảng Ninh đã thành thạo với công nghệ đào chống lò sử dụng kết cấu neo chất dẻo bê tông cốt thép, neo chất dẻo cốt thép. Chính vì vậy cần lựa chọn loại neo biến dạng lớn là loại sử dụng chất dính kết vữa xi măng hoặc chất dẻo;

- Năng lực gia công chế tạo kết cấu chống neo: Với loại hình kết cấu chống neo hiện nay các mỏ than vùng Quảng Ninh và các đơn vị cơ khí trong Tập đoàn than khoáng sản Việt Nam đã có thể gia công được các bộ phận của kết cấu chống neo như chất dính kết, ê cu, thân cốt và tấm đệm, long đen nhưng mới ở mức độ rất hạn chế, một số mỏ cũng mới chỉ gia công chế tạo được một phần của kết cấu chống neo còn lại là nhập khẩu từ nước ngoài. Do vậy với năng lực gia công như hiện nay nếu gia công các loại neo biến dạng có cấu tạo phức tạp là rất khó, mặt khác việc tạo ra các thanh neo từ vật liệu có tính giãn dài lớn cũng rất khó khăn đối với điều kiện năng lực hiện nay của các đơn vị cơ khí mỏ và khai thác mỏ vùng than Quảng Ninh, mặt khác các loại thép có tính giãn dài lớn thường giá thành cao như vậy sẽ làm tăng chi phí chống giữ đường lò.

Chính vì vậy trong các loại neo biến dạng lớn giới thiệu trên tác giả thấy rằng với trình độ và mức đầu tư trang thiết bị hiện nay của các đơn vị gia công sản xuất kết cấu chống neo thì việc sản xuất thêm ống giảm áp và thân neo công lượng sóng là đơn giản và có tính khả thi cao.

Trên cơ sở các phân tích trên có thể thấy rằng việc áp dụng loại hình kết cấu chống neo biến dạng lớn chống giữ các đường lò đào qua khối đá mềm yếu tại vùng than Quảng Ninh là hết sức cần thiết. Nhưng với điều kiện về trang thiết bị thi công, trình độ tay nghề công nhân, năng lực gia công chế tạo kết cấu neo như phân tích trên kiến nghị sử dụng loại **neo giảm áp biến dạng lớn** và **neo công lượn sóng biến dạng lớn** để chống giữ các đường lò đào qua khối đá mềm yếu vùng Quảng Ninh. Đây là loại neo vừa đảm bảo được khả năng biến dạng cùng khối đá vừa có kết cấu đơn giản, dễ dàng thi công và giá thành không cao.

7. Kết luận và kiến nghị

Bài báo đã tổng hợp giới thiệu về một số loại neo biến dạng lớn áp dụng để chống giữ khi đào đường lò qua khối đá mềm yếu, biến dạng lớn. Trên cơ sở phân tích về nguyên lý làm việc của từng loại neo biến dạng lớn tác giả đã tiến hành phân loại thành neo biến dạng lớn thành 2 loại bao gồm loại sử dụng kết cấu biến dạng đặc biệt và loại sử dụng vật liệu có tính giãn dài lớn. Trên cơ sở phân loại này đưa ra một số loại sử dụng phổ biến và tiến hành phân tích nguyên lý làm việc, điều kiện áp dụng, ưu nhược điểm của một số loại neo thuộc hai loại này. Ngoài ra bài viết cũng đã nêu ra một vài quan điểm về xu hướng phát triển loại hình kết cấu chống neo biến dạng lớn và đề xuất áp dụng loại neo biến dạng lớn có ống giảm áp và neo công lượn sóng biến dạng lớn áp dụng chống giữ đường lò đào qua khối đá mềm yếu biến dạng lớn cho vùng than Quảng Ninh.

Tài liệu tham khảo

王刚, 吴学震, 蒋宇静, 等. 大变形锚杆—围岩耦合模型及其计算方法 [J]. 岩土力学, 2014, 35(3): 887-895.

张彪, 张志强, 汪波, 等. 让压锚杆在大变形隧道支护应用中试验研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(7): 2047-2055.

吴钟腾, 高美奔, 张航, 等. 一种可延长锚杆: CN108457684A [P]. 2018-08-28.

王贺, 陈何, 曹辉. 我国大变形锚杆研究现状及发展趋势. 黄金科学技术. 第 28 卷, 第 1 期 2020.

Đào Viết Đoàn, Đỗ Thụy Đăng. Kết cấu neo mới - neo giảm áp. Tạp chí *Người xây dựng* số tháng 9 & 10 năm 2013.

ABSTRACT

The large deformation bolts structure and proposal applies the excavation of soft rock roadway support in Quang Ninh

Viet Doan Dao^{1,*}

¹Hanoi University of Mining and Geology

The paper introduces the current status of research and the development trend of some types of large deformation bolt applied to the excavation of soft rock roadway support. Through statistics, synthesizing,

analyzing the major large deformation bolts use in the world, classifying large deformation bolts into large deformation bolt due to use of large elongation materials and large deformation bolt due to use special structure, from which to analyze the working principle advantages and disadvantages of each type bolt. This paper also analyzes the existing problems of the large deformation bolt structure and put forward a few recommendations on the trend to continue developing this type of bolts structure. Based on the condition of large deformed soft rock masses, the status of equipment, construction level, processing capacity of mines in Quang Ninh, proposing the application of two types of large deformed bolt: yielding bolt and large deformation curved wavy bolt to support of soft rock roadway in Quang Ninh.

Keywords: Soft rock support; large deformation bolt; trend of bolts structure development; bolt structure status.

Nghiên cứu đề xuất sơ đồ công nghệ thi công hợp lý nâng cao tốc độ đào lò trong đá cho Công ty Than Nam Mẫu-TKV

Ngô Doãn Hào^{1,*}
Trường Đại học Mỏ-Địa chất

TÓM TẮT

Trong những năm qua, công ty Than Nam Mẫu - TKV đã không ngừng mở rộng diện khai thác và khai thác xuống sâu nhằm đáp ứng nhu cầu tăng sản lượng theo chủ trương của Tập đoàn Công nghiệp Than - Khoáng sản Việt Nam. Chính vì vậy, số mét lò xây dựng cơ bản và chuẩn bị không ngừng tăng lên. Thực tế đào lò ở công ty Than Nam Mẫu nói riêng và của Việt nam nói chung cho thấy hiệu quả và chất lượng của công tác đào lò phụ thuộc rất nhiều vào lựa chọn được công nghệ thi công phù hợp với các thông số hình học của đường lò, điều kiện địa chất nơi đường lò đi qua, phương thức phá vỡ đất đá và các thiết bị xúc bóc, vận tải, chống giữ, v.v... Để đánh giá hiệu quả sơ đồ công nghệ thi công người ta thường đánh giá qua các yếu tố: Tốc độ đào lò; Giá thành đào 1 mét lò; Tính an toàn trong quá trình thi công. Tốc độ đào lò quyết định bởi năng suất các thiết bị khoan, xúc bóc và phương tiện vận chuyển, loại hình kết cấu chống sử dụng, tính hợp lý của công tác tổ chức lao động cũng như biện pháp tổ chức thi công các công việc trong chu kỳ đào lò. Giá thành đào 1 mét lò quyết định bởi các chi phí về vật liệu chống giữ, thi công đào, khấu hao máy móc thiết bị, nhân công và các chi phí quản lý đi kèm. Ngoài ra, trong thi công xây dựng công trình ngầm, đặc biệt là thi công đào chống các đường lò đá trong các mỏ hầm lò, vấn đề an toàn luôn được đặt lên hàng đầu. Bất kỳ sơ đồ công nghệ thi công dù có đạt năng suất và tốc độ cao đến đâu song nếu như an toàn không được đảm bảo thì cũng không thể đưa vào sử dụng. Chính vì vậy, nghiên cứu, đề xuất sơ đồ công nghệ thi công hợp lý nhằm nâng cao tốc độ đào lò trong đá cho Công ty Than Nam Mẫu-TKV là việc làm cần thiết và cấp bách. Việc lựa chọn được sơ đồ công nghệ thi công hợp lý sẽ nâng cao được hiệu quả đào lò, giảm chi phí giá thành đơn vị sản phẩm và nâng cao hiệu quả vốn đầu tư.

Từ khóa: Sơ đồ công nghệ; tốc độ đào lò trong đá; công ty Than Nam Mẫu.

1. Đặt vấn đề

Trong những năm qua, công ty Than Nam Mẫu - TKV đã không ngừng mở rộng diện khai thác và khai thác xuống sâu nhằm đáp ứng nhu cầu tăng sản lượng theo kế hoạch của Tập đoàn Công nghiệp Than - Khoáng sản Việt Nam. Chính vì vậy, số mét lò xây dựng cơ bản và chuẩn bị không ngừng tăng lên. Thực tế đào lò ở công ty Than Nam Mẫu nói riêng và của Việt nam nói chung cho thấy tốc độ đào lò phụ thuộc rất nhiều vào việc tổ chức công nghệ đào lò có hay không phù hợp với các thông số hình học của đường lò, điều kiện địa chất nơi đường lò đi qua, phương thức phá vỡ đất đá và các thiết bị xúc bóc, vận tải, v.v... Do vậy, nghiên cứu đề xuất sơ đồ công nghệ thi công hợp lý nâng cao tốc độ đào lò trong đá cho Công ty Than Nam Mẫu-TKV là việc làm hết sức cần thiết và cấp bách.

2. Tổng quan về các sơ đồ công nghệ đào lò đá trên thế giới và ở Việt Nam

2.1. Tổng quan các sơ đồ công nghệ đào lò trên thế giới

Hiện nay, trên thế giới công nghệ đào lò trong đá chủ yếu dùng 2 phương pháp: khoan nổ mìn và đào lò bằng máy (cơ giới). Theo (Ngô Doãn Hào và nkk, 2015), tùy theo các điều kiện địa chất mỏ và mức độ trang bị các thiết bị - chống giữ, vận tải, các phương pháp này được thực hiện theo sơ đồ công nghệ sau:

- Khi phá đá bằng công nghệ khoan nổ mìn: Khoan gương bằng máy khoan tự hành (xe khoan), xúc bằng máy xúc (hoạt động liên tục hoặc theo chu kỳ), vận tải liên tục bằng băng tải - chống giữ bằng khung thép, vò bê tông hoặc bằng neo; Khoan gương bằng máy khoan tự hành (xe khoan), xúc bằng máy xúc (các loại),

* Tác giả liên hệ
Email: haongo1@gmail.com

vận tải bằng xe goòng, chống giữ bằng khung thép, vỏ bê tông hoặc neo; khoan gương bằng máy khoan tay, xúc bằng máy xúc (các loại), vận tải bằng xe goòng, chống giữ bằng khung thép, vỏ bê tông hoặc neo.

- Khi phá đá bằng máy đào lò: Phá đá bằng máy, lắp dựng vì chống bằng thủ công, vận tải bằng băng tải (hoặc bằng goòng); Phá đá bằng máy, chống giữ cơ giới hoá, vận tải bằng băng tải (hoặc bằng goòng).

Nhìn chung công tác đào lò đá ở trên thế giới đạt tốc độ đào tương đối cao. Đối với lò 1 đường goòng tiết diện $7,3 \div 9,8\text{m}^2$ đạt tốc độ trung bình $165 \div 200$ m/tháng, năng suất lao động đạt $3,5 \div 4,5$ m³/người - ca. Đối với lò 2 đường goòng tiết diện $13,8 \div 16,4\text{m}^2$, cỡ đường 900mm, tốc độ đạt $230 \div 285$ m/tháng, năng suất $3,9 \div 5,3$ m³/người - ca.

2.2. Tổng quan các sơ đồ công nghệ đào lò tại Việt Nam

Theo (Ngô Doãn Hào và nkk, 2015), những năm gần đây khi đào các lò đá xuyên vỉa hay dọc vỉa ở vùng than Quảng Ninh thường gặp các loại đá sạn kết, cát kết, bột kết, sét kết và sét than tương đối ổn định; các công ty than hầm lò đã áp dụng các sơ đồ công nghệ sau:

- Khi phá đá bằng công nghệ khoan nổ mìn:

+ Khoan lỗ mìn bằng các máy khoan cầm tay của Nga, Trung Quốc hoặc máy SIG của Thụy Sĩ. Xúc bốc, trao đổi goòng, đẩy goòng bằng thủ công, chống giữ bằng khung thép, chèn bê tông cốt thép, hoặc chống bằng neo;

+ Khoan lỗ mìn bằng các loại máy khoan cầm tay, xúc bốc thủ công, vận tải bằng tàu điện, chống giữ bằng khung thép, chèn bằng bê tông hoặc chống bằng neo;

+ Khoan lỗ mìn bằng máy khoan cầm tay, xúc bốc cơ giới bằng máy xúc gầu PPM hoặc máy cào vơ liên tục PNB, trao đổi goòng và vận tải bằng tàu điện, chống giữ bằng khung thép.

+ Khoan lỗ mìn bằng xe khoan tự hành, xúc đá bằng máy xúc gầu, chống giữ bằng khung thép, cài chèn bê tông, vận tải bằng tàu điện áp dụng cho lò 2 đường goòng.

- Khi phá đá bằng máy đào lò: Đào lò bằng máy đào lò, vận tải bằng xe goòng, chống giữ bằng khung thép.

Nhìn chung, các sơ đồ công nghệ đào lò đá của Việt Nam có mức độ cơ giới hoá chưa cao, hoặc chưa đồng bộ về thiết bị nên chưa tận dụng được năng lực của thiết bị như: không đủ áp suất khí nén để máy khoan làm việc, công tác trao đổi goòng còn chiếm nhiều thời gian, công tác chuẩn bị và lắp dựng khung chống còn chậm do chủ yếu thực hiện bằng thủ công, hệ số sử dụng lỗ mìn thấp và hệ số thừa tiết diện cao.

3. Thực trạng công tác thi công và tổ chức công nghệ thi công đào lò đá ở mỏ Nam Mẫu

3.1. Điều kiện địa chất mỏ

Theo Phòng Địa chất- Trắc địa. Công ty Than Nam Mẫu-TKV, trầm tích khu mỏ Nam mẫu là một phần cánh Nam của trục nếp lồi Bảo Đài, Hạ Long. Đất đá của trầm tích có bột kết nhiều màu sắc màu đỏ, màu tím, màu tím gan gà, màu lục, lục nhạt. Xen kẽ các lớp bột kết có những lớp sét than, cát kết dạng thấu kính. Đất đá chủ yếu cấu tạo lên phân lớp dày, riêng sét kết có cấu tạo lên các phân lớp mỏng. Các đá bị biến chất nhẹ, sét than bị ép nén phân phiến, cát kết ít nhiều bị quaczit hoá. Đất đá có nhiều khe nứt gần thẳng góc với mặt lớp, trong khe nứt thường chứa thạch anh đôi chỗ thạch anh dày từ $8 \div 10\text{cm}$. Chiều dày của hệ tầng này dày khoảng $3.000 \div 3.500\text{m}$.

3.2. Sơ đồ công nghệ thi công lò

Việc khảo sát được tiến hành trên cơ sở chia đường lò thành 3 nhóm: nhóm có tiết diện đào tới 11m^2 , nhóm có tiết diện đào từ 11m^2 đến 22m^2 và nhóm tiết diện đào lớn hơn 22m^2 . Qua khảo sát và theo Phòng KCM Công ty Than Nam Mẫu-TKV, công nghệ thi công một số đường lò thể hiện trên các Bảng 1 đến Bảng 3.

Bảng 1. Các đường lò có tiết diện đào tới 11m^2

TT	Tên đường lò; Hệ số kiên cố và diện tích	Phương pháp phá vỡ đất đá; Kết cấu chống giữ	Sơ đồ xúc bốc, vận tải
1	Dọc vỉa 4 mức +125 $f=6 \div 8$; $S_d=10,9\text{m}^2$.	- Khoan nổ mìn thông thường; Khoan gương bằng khoan khí ép; - Chống lò bằng vì SVP.	Đá được xúc tải thủ công và máy xúc 1111H-5 lên goòng 3 tấn và tàu điện kéo ra chân ngầm. Sau đó được tời trục kéo lên mức +125.
2	Dọc vỉa 6 mức +12 $f = 6 \div 8$ $- S_d=10,9\text{m}^2$.	- Khoan nổ mìn thông thường; Khoan gương bằng khoan YT-28. - Chống lò bằng vì SVP.	Máy xúc xúc đá lên goòng 3 tấn, đẩy bộ ra ga lò XV +125 tập kết; sau đó tàu điện kéo ra mặt bằng +125.

3	Lò vòng đầu thông gió dọc vỉa 4 $f=4\div 6$; $S_d=9,4m^2$.	- Khoan nổ mìn thông thường; Khoan gương bằng khoan khí nén; - Chống lò vì chống SV3 thép AKMS-17	Máy xúc IIIIH-5 xúc đá lòn goòng 3 tấn hứng tải phía sau. Goòng được đẩy bộ tập kết tại ga và được tàu điện kéo ra mặt bằng +125.
---	---	--	---

Bảng 2. Các đường lò có tiết diện đào từ 11m² đến 22m²

TT	Tên đường lò; Hệ số kiên cố và diện tích	Phương pháp phá vỡ đất đá; Kết cấu chống giữ	Sơ đồ xúc bốc, vận tải
1	Lò xuyên vỉa 1 mức -50 $f=6\div 8$ $-S_d=20,7m^2$,	- Khoan nổ mìn thông thường; Khoan gương bằng Xe khoan BFRK1; - Chống lò bằng thép SVP-27.	Máy cào đá P-60B có băng chuyền phía sau xúc chuyển đá lên goòng 3T mở hông. Goòng được đẩy thủ công ra vị trí trực tải ở giếng chính.
2	Lò xuyên vỉa 6a-:-9 mức +20 (GD2) $f=6\div 8$; $-S_d=15,6m^2$.	- Khoan nổ mìn thông thường. Khoan gương bằng khoan YT28; - Lò được chống giữ bằng vì thép SVP27.	Thi công từ IK10-:-IK35 (DK), đá được tời cào đá 2JPB-22 cào xuống máng trượt và trút xuống băng tải giếng chính lên MB +125.
3	Lò xuyên vỉa -50I.A $f=8\div 9$ $-S_d=20,1m^2$.	- Khoan nổ mìn thông thường; Khoan gương bằng khoan khí ép; - Chống lò bằng thép SVP-27.	Đá được máy xúc CZY-60 đổ lên goòng 3 tấn, sau đó đầu tàu điện Acquy kéo đến vị trí đổ tải.

Bảng 3. Các đường lò có tiết diện đào lớn hơn 22m²

TT	Tên đường lò; Hệ số kiên cố và diện tích	Phương pháp phá vỡ đất đá; Kết cấu chống giữ	Sơ đồ xúc bốc, vận tải
1	Lò xuyên vỉa mức- 40 $f=8\div 10$ $-S_d=26,5m^2$.	-Khoan nổ mìn thông thường; Khoan bằng khoan khí ép YT-28; - - Chống lò bằng thép SV9-1-3.	Xúc bằng máy xúc lật hông CZY-60, vận chuyển bằng goòng mở hông + với máng cào đá + cầu chuyển tải.
2	Xuyên vỉa +125.IIA $f=6\div 8$ $-S_d=24,6m^2$.	- Khoan nổ mìn thông thường; Khoan bằng khoan khí ép YT-28; - - Chống lò bằng thép 27-SV8-2.	Đá được xúc thủ công và băng máy xúc lên goòng 3 tấn, goòng được tàu điện kéo ra ngoài mặt bằng +125.
3	Lò xuyên vỉa - 50.II $f=6\div 8$ $-S_d=24,4 m^2$.	- Khoan nổ mìn thông thường; Khoan bằng xe khoan BFRK-1; - Chống bằng thép AKMS-2.	Xúc bốc bằng máy xúc đá lật hông CZY-60, vận chuyển bằng goòng.

Qua khảo sát thấy việc phá vỡ đất đá ở Công ty Than Nam Mầu chủ yếu là phương pháp khoan nổ mìn với các loại thuốc nổ hiện hành như NTLĐ và NTLT. Xúc bốc bằng máy và thủ công. Vận tải bằng goòng là chủ yếu, kết hợp giữa đẩy goòng thủ công và kéo goòng bằng đầu tàu. Chống giữ đường lò chủ yếu là sử dụng kết cấu chống linh hoạt kích thước bằng lòn máng SVP.

3.3. Đánh giá hiệu quả tổ chức công nghệ thi công đào lò đá đã sử dụng tại công ty Than Nam Mầu

3.3.1. Phân nhóm công nghệ thi công đào lò đá

Theo (Ngô Doãn Hào và nnk, 2016), để phân nhóm công nghệ thi công đào lò dựa vào các thông số lò và được quy ước như sau:

- Loại đường lò: Lò 1 đường goòng (tiết diện đào tới 11m²); Lò 2 đường goòng hoặc hầm trạm (tiết diện đào > 11m²).

- Thiết bị khoan: khoan tay (K1); Khoan dàn 1 cần (K2); Khoan dàn 2 cần (K3).

- Phương pháp nổ mìn: Nổ mìn thông thường (N1); Nổ mìn tạo biên (N2).

+ Thiết bị xúc bốc: Xúc thủ công (X1); Xúc bằng máy xúc (X2).

-Thiết bị vận tải: đẩy thủ công (V1); Kéo bằng đầu tàu (V2); Vận tải liên tục(máng cào, băng tải) (V3).

- Kết cấu chống giữ: Chống bằng khung thép (C1); Neo; Neo kết hợp bê tông phun (C2).

Trên cơ sở tổng hợp các dạng sơ đồ công nghệ thi công tại các đường lò trong mỏ Nam Mầu cho thấy có thể phân chia thành các dạng sơ đồ công nghệ sau:

(0) Sơ đồ công nghệ đào lò đá 1 đường goòng, khoan tay, xúc thủ công vào goòng, đẩy goòng thủ công, chống vì thép;

(1) Sơ đồ công nghệ đào lò đá 1 đường goòng, khoan tay, xúc thủ công vào goòng, đẩy goòng thủ công, chống neo, bê tông phun, nổ mìn thông thường;

(1') Sơ đồ công nghệ đào lò đá 1 đường goòng, khoan tay, xúc thủ công vào goòng, đẩy goòng thủ công, chống neo, bê tông phun, nổ mìn tạo biên;

(2) Sơ đồ công nghệ đào lò đá 1 đường goòng, khoan tay, xúc bằng máy, kéo đoàn goòng bằng đầu tàu,

- chống vì thép;
- (3) Sơ đồ công nghệ đào lò đá 1 đường goòng, khoan tay, xúc bằng máy, kéo đoàn goòng bằng đầu tàu, chống neo, bê tông phun, nổ mìn thông thường;
- (3') Sơ đồ công nghệ đào lò đá 1 đường goòng, khoan tay, xúc bằng máy, kéo đoàn goòng bằng đầu tàu, chống neo, bê tông phun, nổ mìn tạo biên;
- (4) Sơ đồ công nghệ đào lò đá 2 đường goòng hoặc ga hay hầm trạm, khoan tay, xúc thủ công, đẩy goòng thủ công, chống vì thép;
- (5) Sơ đồ công nghệ đào lò đá 2 đường goòng và ga, khoan tay, xúc thủ công, đẩy goòng thủ công, chống neo, bê tông phun, nổ mìn thông thường;
- (5') Sơ đồ công nghệ đào lò đá 2 đường goòng và ga, khoan tay, xúc thủ công, đẩy goòng thủ công, chống neo, bê tông phun, nổ mìn tạo biên;
- (6) Sơ đồ công nghệ đào lò đá 2 đường goòng và ga hay hầm trạm, khoan giàn (hoặc khoan tay), xúc bằng máy, kéo đoàn goòng bằng đầu tàu, chống vì thép;
- (7) Sơ đồ công nghệ đào lò đá 2 đường goòng và ga hay hầm trạm, khoan giàn (hoặc khoan tay), xúc bằng máy, kéo đoàn goòng bằng đầu tàu, chống neo, bê tông phun, nổ mìn thông thường;
- (7') Sơ đồ công nghệ đào lò đá 2 đường goòng và ga hay hầm trạm, khoan giàn (hoặc khoan tay), xúc bằng máy, kéo đoàn goòng bằng đầu tàu, chống neo, bê tông phun, nổ mìn tạo biên.

* Qua khảo sát chúng tôi nhận thấy tốc độ đào lò ở các đường lò đá nêu trên nói riêng và tốc độ đào lò nói chung ở công ty Than Nam Mầu là chưa cao. Nhìn chung các đường lò có tiết diện đào tới 11m² tốc độ đào đạt khoảng 55÷65m/tháng. Các đường lò có tiết diện đào từ lớn hơn 11m² đến 22m² tốc độ đào đạt khoảng 45÷50m/tháng. Các đường lò có tiết diện đào từ 22m² trở lên tốc độ đào đạt xấp xỉ 40m/tháng. Như vậy, có thể nói rằng tốc độ đào lò ở đây là chưa cao.

3.3.2. Đánh giá mức độ cơ giới hoá công tác đào lò ở Nam Mầu qua năng lực thiết bị

Theo (Võ Trọng Hùng, 2001), mức độ cơ giới hoá được đánh giá qua yếu tố "giảm lao động chân tay, tăng cường lao động trí óc của người công nhân". Quá trình đó sẽ nâng cao tốc độ thi công, năng suất làm việc, khả năng cơ giới hoá công tác đào lò. Mức độ cơ giới hoá chia thành 6 bậc:

- Bậc 0: Các công tác trong quá trình sản xuất được thực hiện hoàn toàn bằng tay, không dùng công cụ lao động (xẻng, cuốc, v.v...);
- Bậc 1: Quá trình sản xuất do công nhân thực hiện có sử dụng công cụ lao động, không sử dụng cơ cấu máy;
- Bậc 2: Các quá trình thao tác bằng máy với bộ phận dẫn tiến bằng tay để điều khiển và điều chỉnh máy móc. Công nhân dùng sức lao động giữ máy ở vị trí làm việc và tạo nên áp lực cần thiết lên đối tượng lao động (khoan bằng máy khoan cầm tay khí nén không có giá, đào đá bằng búa chèn, v.v...);
- Bậc 3: Các quá trình sản xuất được cơ giới hoá thực hiện bằng máy do công nhân điều khiển thông qua sự quan sát liên tục và điều khiển thường xuyên hoạt động của máy (ví dụ: xúc bốc bằng máy, khoan bằng xe khoan, v.v...);
- Bậc 4: Các quá trình bán tự động, thực hiện bằng máy, cơ giới hoá nhiều động tác và tự động hoá một số động tác (ví dụ: đào lò bằng các loại combai khác nhau, v.v...);
- Bậc 5: Các quá trình được tự động hoá, thực hiện theo một chu trình liên tục, thống nhất. Người công nhân chỉ giữ trách nhiệm giám sát chung sự hoạt động, đóng mở động cơ (ví dụ: sự hoạt động của các tổ hợp đào lò được điều khiển từ xa hoặc tự động theo chương trình).

Trên cơ sở phân bậc cơ giới hóa như trên, kết quả đánh giá mức độ cơ giới hoá từng khâu trong chu trình đào lò đá tại công ty than Nam Mầu được nêu trong Bảng 4.

Bảng 4. Mức độ cơ giới hóa các khâu công tác với thiết bị thi công (Ngô Doãn Hòa và nmk, 2016).

TT	Khâu công tác - thiết bị	Mức độ cơ giới hoá					
		Bậc 0	Bậc 1	Bậc 2	Bậc 3	Bậc 4	Bậc 5
I. Công tác khoan (K)							
K1	Máy khoan điện, khí nén cầm tay			x			
K2	Xe khoan				x		
II. Công tác xúc bốc (X)							
X1	Xúc thủ công		x				
X2	Máy xúc có gầu			x			
X3	Máy xúc cào vơ			x			
III. Công tác vận tải (V)							
V1	Goòng đẩy tay		x				

V2	Goòng có đầu tàu			x			
V3	Máng cào, băng tải				x		
IV. Công tác chống giữ (C)							
C1	Chống thủ công	x					
C2	Chống giữ có một phần sử dụng cơ giới (neo, bê tông phun)		x				

3.4. Đề xuất giải pháp tổ chức công nghệ thi công hợp lý khi đào lò trong đá

3.4.1. Mục tiêu và nguyên tắc đề xuất

*Mục tiêu lựa chọn và đề xuất giải pháp tổ chức công nghệ thi công lò là: Sơ đồ đào lò phải nâng cao được tốc độ đào lò; nâng cao năng suất lao động của thợ đào lò; giảm giá thành một lò; an toàn.

*Nguyên tắc đề xuất phải đảm bảo những yêu cầu sau: Công nghệ phải phù hợp với điều kiện địa chất mỏ của từng khu vực, từng mỏ; tính khả thi của công nghệ đào lò trong hoàn cảnh đào lò hiện nay.

3.4.2. Lựa chọn công nghệ và thiết bị đào lò (Ngô Doãn Hào và nnk, 2016)

a. Các đường lò có tiết diện đào tới 11m² (Lò 1 đường xe)

* Thiết bị thi công:

- Thiết bị khoan:
 - + Phương án 1: Dùng 01 xe khoan: BFRK1 hoặc TamRock mã hiệu 1F/E50, loại 01 cần khoan.
 - + Phương án 2: Nếu không có xe khoan BFRK1 hoặc TamRock thì dùng máy khoan cầm tay loại khoan chạy bằng khí nén (YT-28, PR-3D, SIG PLB241K). Số lượng máy khoan 2-3 (cộng 1 dự phòng);
- Thiết bị xúc bốc và sơ đồ trao đổi goòng: Xúc bằng máy xúc XD-0,32 hoặc 1PPN5 kết hợp cầu chuyên tải với sơ đồ vận chuyển bằng đoàn goòng; Sơ đồ trao đổi goòng: dùng ghi đối xứng.
- Xe goòng: 2- 3 tấn để giảm bớt số goòng cần thiết cũng như rút ngắn thời gian đổ tải.
- Máy nén khí: Tốt nhất nên sử dụng máy nén khí trung tâm, nếu không có thể dùng ЗИФШВКС-5 (Nga) hoặc tương đương.
- Quạt thông gió: Có thể dùng quạt CBM6 (Nga), YBT 62 -2, FBD-Y- N⁰6.3.

* Kết cấu chống:

- Với đá có hệ số kiên cố $f \leq 4$: Khung chống thép SVP17- SVP22 với bước chống 0,7 ÷ 0,85m.
- Với đá có hệ số kiên cố $f > 4$: Có thể sử dụng kết cấu chống thép hoặc sử dụng kết cấu chống bằng neo BTCT, bê tông phun hoặc neo kết hợp bê tông phun (Nếu chống giữ bằng neo thì kết hợp với hệ chiếu khoan nổ mìn tạo biên).

b. Các đường lò có tiết diện đào từ 11m² - 22m² (Lò 2 đường xe)

*Thiết bị thi công:

- Thiết bị khoan:
 - + Phương án 1: Dùng 01 máy khoan trong các loại: ZYJ-400/130, BFRK1, TamRock mã hiệu 1F/E50, số lượng cần khoan: 1cần hoặc 2 cần, kết hợp với sử dụng 1-2 máy khoan cầm tay để khoan các lỗ bên hông phân dưới thấp của gương.
 - + Phương án 2: (phương án này chỉ dùng khi không có xe khoan): Dùng máy khoan cầm tay loại khoan chạy bằng khí nén (YT-28, YT27, PR-3D, SIG PLB241K), số lượng máy khoan 3-4 và 1 máy dự phòng.
- Thiết bị xúc bốc:
 - + Phương án: Sử dụng máy xúc gầu đổ hông ZCY45, ZCY60 hoặc LBS -500W của Ba Lan, vận tải bằng máng cào và đổ vào băng tải hoặc goòng.
 - + Phương án 2: Xúc bằng máy xúc cào vơ 1PNB2 hoặc máy xúc với gầu quay lật đổ phía sau XD-0,32 hoặc 1PPN5 kết hợp với cầu truyền tải với sơ đồ vận chuyển bằng đoàn goòng. Số lượng goòng đủ để lập 2 đoàn goòng, số lượng goòng trong mỗi đoàn đủ để sao cho trong thời gian đoàn goòng có tải di chuyển ra ngoài đổ thải và quay vào thì đoàn goòng không tải trong gương được chất đầy (Sơ đồ trao đổi goòng dùng ghi đối xứng).
- Xe goòng: 2- 3 tấn để giảm bớt số goòng cần thiết cũng như rút ngắn thời gian đổ tải.
- Máy nén khí: Tốt nhất nên sử dụng máy nén khí trung tâm, nếu không có thể dùng ЗИФШВКС-5 (Nga) hoặc tương đương.
- Quạt thông gió: Có thể dùng quạt CBM6 (Nga), DKJ(A) - 6.5

* Kết cấu chống:

- Với đá có hệ số kiên cố $f \leq 4$: Khung chống thép lòng máng SVP-27 với bước chống 0,7 ÷ 0,9m.
- Với đá có hệ số kiên cố $f > 4$: Có thể sử dụng kết cấu chống thép hoặc sử dụng kết cấu chống bằng neo BTCT, bê tông phun hoặc neo kết hợp bê tông phun (Nếu chống giữ bằng neo thì kết hợp với hệ chiếu khoan nổ mìn tạo biên).

c. Các đường lò có tiết diện đào lớn hơn 22m² (Lò 2 đường xe)

***Thiết bị thi công:**

- Thiết bị khoan: Dùng 01 máy khoan trong các loại ZYJ-400/130, BFRK1, TamRock mã hiệu 2F/E50, Boomer 281 số lượng cần khoan: 1cần hoặc 2 cần, kết hợp với sử dụng 1-2 máy khoan cầm tay để khoan các lỗ bên hông phần dưới thấp của gương.

- Thiết bị xúc bóc: Sử dụng máy xúc gầu đồ hông ZCY45, ZCY60 hoặc LBS -500W của Ba Lan, vận tải bằng máng cào và đổ vào băng tải hoặc goòng.

- Xe goòng: 2- 3 tấn để giảm bớt số goòng cần thiết cũng như rút ngắn thời gian đổ tải.

- Quạt thông gió: Có thể dùng quạt CBM6 (Nga), DKJ(A) - 6.5.

***Kết cấu chống:**

- Với đá có hệ số kiến cố $f \leq 4$: Khung chống thép lòng máng SVP-27 với bước chống 0,7 ÷ 0,9m.

- Với đá có hệ số kiến cố $f > 4$: Có thể sử dụng kết cấu chống thép hoặc sử dụng kết cấu chống bằng neo BTCT, bê tông phun hoặc neo kết hợp bê tông phun (Nếu chống giữ bằng neo thì kết hợp với hộ chiếu khoan nổ mìn tạo biên).

Trên cơ sở các kết quả nghiên cứu, tổng kết, đánh giá các dạng sơ đồ công nghệ đã và đang áp dụng trong đào lò tại các mỏ than nói chung và mỏ Nam Mẫu nói riêng, đề xuất mỏ Nam Mẫu tổ chức công nghệ thi công lò đá như Bảng 5.

4. Kết luận và kiến nghị

Qua các kết quả nghiên cứu, tổng hợp và đánh giá có thể rút ra những kết luận và kiến nghị sau:

- Năng suất và tốc độ đào lò của mỏ là chưa cao, chưa tương xứng với quy mô phát triển và khả năng của các đơn vị. Trong số 2 loại hình công nghệ đào lò đang áp dụng hiện nay là khoan nổ mìn và đào bằng máy combai; sơ đồ công nghệ khoan nổ mìn có phạm vi áp dụng rộng hơn rất nhiều. Theo (Đặng Văn Kiên, 2006), công nghệ đào lò bằng combai đòi hỏi có những điều kiện nhất định như hệ số kiến cố của đá $f < 6 \div 8$, đường lò thẳng, chiều dài đường lò hiệu quả khi lớn hơn 300m,... Trong thực tế, hiện nay trên thế giới cũng đã có những máy combai có thể đào trong đá có độ cứng $f > 8$ (có thể tới $f = 20$) nhưng khi đó tốc độ mài mòn răng cắt của máy combai vẫn rất cao làm tăng giá thành đào lò. Chính vì vậy, chỉ nên áp dụng hạn chế trong những điều kiện nhất định và sau khi đã có các kết quả khảo sát chi tiết.

- Trên cơ sở các kết quả nghiên cứu, đánh giá, tổng kết, nhóm đề tài đã kiến nghị 6 giải pháp tổ chức công nghệ thi công đào lò đá bằng phương pháp khoan nổ mìn, được thiết lập trên cơ sở các trang thiết bị đào lò hiện đang sử dụng tại Nam Mẫu cũng như những thiết bị sẵn có trên thị trường hiện nay.

- Bên cạnh những giải pháp về mặt kỹ thuật, công nghệ, hình thức tổ chức lao động đã trình bày, để góp phần hoàn thiện công tác đào lò đá trong thời gian tới, cũng cần thiết có những công trình nghiên cứu, đánh giá tiếp theo về mức độ ổn định và khả năng lưu không của các đường lò trong những điều kiện địa chất cho phép nhằm giảm bớt thời gian ngừng nghỉ giữa các công việc, góp phần nâng cao năng suất, tốc độ đào lò dẫn tới giảm giá thành đơn vị sản phẩm.

Tài liệu tham khảo

Ngô Doãn Hào và nnk. Báo cáo tổng kết: Hoàn thiện sơ đồ công nghệ đào lò đá trong điều kiện địa chất mỏ vùng Quảng ninh. Hà Nội, 11-2005.

Ngô Doãn Hào và nnk. Báo cáo tổng kết: Tổ chức công nghệ thi công hợp lý nhằm nâng cao tốc độ đào lò trong đá cho Công ty Than Nam Mẫu-TKV. Hà Nội, 12-2016.

Võ Trọng Hùng - Công nghệ đào và chống lò tiên tiến - Bài giảng cao học ngành Xây dựng Công trình ngầm & Mỏ. Hà Nội, 2001.

Đặng Văn Kiên. Luận văn Thạc sỹ. Nghiên cứu các giải pháp nâng cao tốc độ đào lò bằng máy đào lò AM-50 tại xí nghiệp Than Đồng Vông. Hà Nội 2006.

ABSTRACT

Research and recommendation on the excavated scheme to improve driven speed of roadways at Nam Mau coal mine

Ngô Doan Hao^{1,*}

¹Hanoi University of Mining and Geology

In current years, Nam Mau coal company TKV has continuously expanded its mining and more exploiting deep regions to increase production according to the policy of Vinacomin. Therefore, the

lengths of roadways are constantly increasing. In fact the excavation in Nam Mau coal company shows that the efficiency and quality of the excavation depend on a lot of the selection of suitable construction technologies with the geometrical parameters, geological conditions the roadways located, broken rock method, transportation of rock, equipments, support technologies, etc. The paper introduces the recommendation of suitable excavation technological scheme to improve driven speed of roadways at Nam Mau coal mine.

Keywords: Technological schemes; excavated speed of roadways; Nam Mau coal company.

**HỘI NGHỊ TOÀN QUỐC KHOA HỌC TRÁI ĐẤT
VÀ TÀI NGUYÊN VỚI PHÁT TRIỂN BỀN VỮNG (ERSD 2020)**

Bảng 5. Đề xuất dây chuyền công nghệ đào lò đá (Ngô Doãn Hào và nnk, 2016)

TT	Loại đường lò	Tiết diện đào (m ²)	Hệ số kiên cố (f)	Các công đoạn trong dây chuyền công nghệ						
				Đào phá đá		Quạt gió	Xúc bốc		Chống lò	
				Khoan nổ mìn	Máy nén khí		Máy xúc (ưu tiên từ trên xuống dưới)	Goòng	Loại vì chống	Bước chống (m)
1	Lò 1 đường goòng	≤ 11	≤ 4	YT27, YT28 SIG PLB241K (TamRock 1F/E50)	Nén khí trung tâm ЗИФШВКС-5 hoặc tương đương	CBM-6 YBT 62 -2, FBD-Y-N06.3	XD-0,32 1PPN-5 1PNB-2	2T ÷ 3T	SVP17 - SVP22	0,7 ÷ 0,8
2	Lò 1 đường goòng	≤ 11	> 4	YT27, YT28 SIG PLB241K TamRock 1F/E50	Nén khí trung tâm ЗИФШВКС-5 hoặc tương đương	CBM-6 YBT 62 -2, FBD-Y-N06.3	XD-0,32 1PPN-5 1PNB-2	2T ÷ 3T	Neo + BTP	
3	Lò 2 đường goòng	11 ÷ 22	≤ 4	YT27, YT28(1) ZYJ-400/130 TamRock 1F/E50*	Nén khí trung tâm ЗИФШВКС-5 hoặc tương đương	CBM-6 DKJ(A)6.5	ZCY45 LBS - 500W XD-0,32 1PPN5	2T ÷ 3T	SVP-27	0,7 ÷ 0,9
4	Lò 2 đường goòng	11 ÷ 22	> 4	YT27, YT28 (1) ZYJ-400/130 TamRock 1F/E50*	Nén khí trung tâm ЗИФШВКС-5 hoặc tương đương	CBM-6 DKJ(A)-6.5	ZCY45 LBS - 500W XD-0,32 1PPN5	2T ÷ 3T	Neo + BTP	
5	Lò 2 đường goòng	> 22	≤ 4	ZYJ-400/130 Boomer 281 TamRock 2F/E50	-	CBM-6 DKJ(A) - 6.5 DBKJ-N ^o 7.1	ZCY45, ZCY60 LBS - 500W	3 Tán	SVP-27	
6	Lò 2 đường goòng	> 22	> 4	ZYJ-400/130 Boomer 281 TamRock 2F/E50	-	CBM-6 DKJ(A) - 6.5 DBKJ-N ^o 7.1	ZCY45, ZCY60 LBS - 500W	3 Tán	Neo + BTP	

Chú thích: * hoặc dùng loại tương đương như TamRock RMJ 1F/E50 (1 cần, tiết diện sử dụng 4 ÷ 24m²), TamRock 2F/E50 (1 hoặc 2 cần, tiết diện sử dụng 4 ÷ 28m²), Rocket Boomer 104-12 (1 cần, tiết diện sử dụng 6 ÷ 20 m²), Boomer 281 (1 cần, tiết diện sử dụng 6 ÷ 31 m²).

(1)- Chỉ dùng khoan tay để khoan gương nếu không có đủ điều kiện trang bị xe khoan.

Vấn đề xây dựng công trình ở khu vực có nguy cơ hình thành hố sụt lún

Nguyễn Xuân Mãn^{1*}, Nguyễn Duyên Phong¹, Nguyễn Ngọc Huệ²

¹ Trường Đại học Mỏ - Địa chất

² Khoa Xây dựng, Đại học Bình dương, Thành phố Thủ Dầu Một tỉnh Bình Dương

TÓM TẮT

Hố sụt lún thường được truyền thông gọi là hố địa ngục, hố tử thần, là hố sinh ra do sự sụt lún đất đá trên bề mặt khi đất bên dưới bị làm rỗng dần dần đến mức không còn đủ liên kết để đỡ các khối đất đá bên trên. Hố sụt lún là một dạng thường gặp của lún sụt mặt đất. Sụt lún mặt đất là sự hình thành những khoảng rỗng ở nền của khu vực xây dựng công trình; tạo nên do sự mất cân bằng địa tầng do nhiều nguyên nhân khác nhau, có xu hướng làm đất đá phía trên chuyển dịch hay đổ sập xuống phía dưới. Quá trình này phát triển theo thời gian và dần dần lan tỏa lên mặt đất. Trong thực tế hiện tượng sụt lún mặt đất thường tạo ra các hố sụt lún (trong dân gian gọi là “hố tử thần”). Hố sụt lún có thể hình thành trước khi xây dựng, trong quá trình xây dựng và sau khi đã xây dựng xong công trình với quy mô, tính chất rất đa dạng, phong phú do nhiều nguyên nhân gây ra. Đây là hiện tượng tai biến địa chất, tai biến kỹ thuật làm thiệt hại lớn đến đời sống kinh tế - xã hội nói chung và cho xây dựng công trình nói riêng. Do đó việc điều tra, khảo sát để dự báo, xác định nguyên nhân, cơ chế hình thành hố sụt lún nhằm tìm ra giải pháp ngăn ngừa, giảm tổn thất trong xây dựng và khai thác công trình là vấn đề có ý nghĩa thực tiễn, có ý nghĩa khoa học và có tính cấp bách. Trong thực tế đã xảy ra nhiều hiện tượng sụt lún mặt đất, tạo nên những hố sụt lún với kích thước, hình dạng phong phú, gây tổn thất lớn về vật chất, cản trở thi công và khai thác sử dụng công trình không an toàn. Trên thế giới đã có nhiều nghiên cứu hiện tượng này. Ở nước ta hiện tượng này cũng được quan tâm và đã có những đề xuất nghiên cứu tìm ra nguyên nhân, giải pháp phòng tránh phù hợp. Trong bài viết này đề cập đến các nguyên nhân hình thành hố sụt lún nhằm dự báo sự hình thành, tìm ra giải pháp ngăn ngừa, phòng tránh thích hợp khi xây dựng công trình ở khu vực có nguy cơ hình thành hố sụt lún.

Từ khóa: Lún sụt mặt đất; hố sụt lún; tai biến kỹ thuật; tai biến địa chất.

1. Đặt vấn đề

Hố sụt lún là một hiện tượng tương tác tự nhiên, có nguyên nhân hình thành rất khác nhau. Vấn đề này cần phải được nghiên cứu một cách khoa học để có thể dự báo, cảnh báo sớm sự xuất hiện, đưa ra các giải pháp khắc phục một cách hiệu quả. Thời gian gần đây, trên thế giới và ở Việt Nam xuất hiện nhiều hố sụt lún với quy mô, tính chất khác nhau, làm ảnh hưởng đến giao thông đô thị, ảnh hưởng đến phát triển kinh tế - xã hội và gây tổn thất lớn cả về người và vật chất. Hiện tượng tạo thành hố sụt lún xảy ra tại nhiều nước trên thế giới như: Trung Quốc, Đức, Anh, Brazil, Nhật,... Các nhà khoa học đã và đang nghiên cứu xác định nguyên nhân sự hình thành hố sụt lún để đưa ra các biện pháp cảnh báo sớm, phòng ngừa giảm thiểu tác động tiêu cực của hiện tượng sụt lún đến mọi mặt của đời sống kinh tế - xã hội, nhất là trong xây dựng và khai thác, sử dụng công trình. Ở Việt Nam đã có nhiều tác giả quan tâm đến xác định nguyên nhân hình thành các hố sụt lún (HSL) do các yếu tố tự nhiên hay nhân tạo gây nên. Theo thống kê (Nguyễn Xuân Mãn, 2008; Nguyễn Hồng Đức, 2009), vào mùa mưa năm 2011 trên địa bàn Tp. Hồ Chí Minh xảy ra 59 HSL. Một số hố sụt lún xảy ra những năm gần đây chỉ ra trong Bảng 1. Một số hố sụt lún trên thế giới cho trên Hình 1 (<http://www.ecgcorp.com/velav/mainbar.html>). Một số hố sụt lún ở Việt Nam cho trên Hình 2 (<https://news.zing.vn/sut-lun-dat-tin-tuc.html>).

* Tác giả liên hệ

Email: mannxdoky@gmail.com

Bảng 1. Một số hố sụt lún điển hình (<https://baotintuc.vn/>; Nguyễn Xuân Mãn, 2008)

TT	Địa điểm xuất hiện hố sụt lún	Kích thước, m		Hình dạng	Thời điểm xuất hiện
		Đường kính, m	Chiều sâu, m		
1	Xã An Tiến, H. Mỹ Đức, Hà Nội	14	11,3	elip	04/7/2019
2	Tổ 1, P. Cẩm Sơn, Cẩm Phả, Quảng Ninh	30	8-10	tròn	13/9/2016
3	TT Bằng Lũng, Chợ Đồn, Bắc Kạn	12	20	tròn	16/01/2016
4	Xã Quý Lộc, H. Yên Định, Thanh Hóa	3	1,5	tròn	04/11/2014
5	P.Tân Phú, Q. 7, TP.HCM.	16	4	tròn	26/09/2019
6	Đường Lê Văn Việt, Q. 9, TP.HCM	4	2	tròn	01/04/2017
7	Xã Khánh Bình Đông, H. Trần Văn Thời, Cà Mau	5	3	Chữ nhật	14/05/2016
8	CV Ninh Kiều, TP Cần Thơ	8	3	elip	12/09/2007
9	Phan Đình Phùng - Trường sa	5,0	4,0	Đa giác	19/09/2011



Hố sụt lún tại Guatemala, 5/2010



Hố sụt lún ở Chiết Giang, TQ, 6.2010



Hố sụt lún ở Sao Paulo Brazil, 1/2007



Hố sụt lún ở Florida, 6/2012

Hình 1. Các hố sụt lún trên thế giới



Sụt lún tại xã An Tiến, Mỹ Đức, HN, đường kính 14m, sâu 11,3m



Sụt lún đường kính 1,5 m, sâu 3 m; xã Quý Lộc, h. Yên Định, Thanh Hóa



Sụt đất trong khuôn viên Sở Ngoại vụ TP. Hồ Chí Minh, năm 2008



Sụt sâu 4m, rộng 8m, dài 26m, xã Khánh Bình, h. Trần Văn Thời, Cà Mau

Hình 2. Một số hố sụt lún ở Việt Nam (<https://news.zing.vn/sut-lun-dat-tin-tuc.html>)

Xuất hiện các hố sụt lún có ảnh hưởng lớn đến xây dựng và khai thác các công trình xây dựng. Các ảnh hưởng đó bao gồm:

- *Một là*, làm hạ thấp mặt đất khu vực xây dựng. Theo thống kê (Nguyễn Xuân Mãn, 2008): ở Bangkok Thái Lan có khoảng 310km² bị hạ thấp với độ sâu từ 80-100cm. Ở Trung Quốc tổng diện tích sụt lún cả nước là 487.000 km², chiều sâu sụt lún (từ 1921-2005) đạt trung bình 2,6m; tại 3 thành phố Suzha, Wuxi, Changzhou vùng Jiangsu diện tích vùng sụt lún khoảng 5700km² với độ sâu hạ thấp đạt 2,8m.
- *Hai là*, phá hủy cân bằng địa tầng nơi đặt nền móng công trình gây phá hủy các công trình xây dựng.
- *Ba là*, gây ngập lụt cục bộ tại các khu vực, các vùng ven biển, nhất là ở các thành phố lớn,....

Việc xác định nguyên nhân hình thành hố sụt lún là hết sức quan trọng để dự báo sự xuất hiện và đưa ra các giải pháp khắc phục và phòng tránh phù hợp.

2. Các nguyên nhân chính hình thành hố sụt lún

Mỗi vụ sụt lún có thể có nhiều nguyên nhân gây nên. Có những nguyên nhân trực tiếp, tức thời, có những nguyên nhân gián tiếp, lâu dài; có những nguyên nhân chủ quan gắn với hoạt động của con người và có những nguyên nhân khách quan do yếu tố tự nhiên, yếu tố địa chất gây ra. Dưới đây chúng tôi đưa ra một số nguyên nhân cơ bản về sụt lún mặt đất.

- *Các yếu tố gắn với điều kiện tự nhiên, điều kiện địa chất, bao gồm:*
 - Sự cố kết các lớp đất yếu, đất non hình thành;
 - Tồn tại các hoạt động kiến tạo vỏ trái đất;
 - Các quá trình xói ngầm, quá trình thẩm thấu và chuyển động của nước ngầm;
 - Hang động trong lòng đất.
- *Những nguyên nhân gắn với hoạt động của con người, bao gồm:*
 - Khai thác khoáng sản rần dưới lòng đất (khai thác than, muối, quặng, nước, khí, dầu,...);
 - Xây dựng các công trình ngầm;
 - Xây dựng các công trình trên bề mặt; các quá trình công nghệ gắn với công tác đất, thi công nền, móng và phân thân công trình, quá trình vận hành khai thác sử dụng công trình không đúng quy định.

2.1. Dưới đây đề cập đến một số nguyên nhân chủ quan gây sụt lún mặt đất

2.1.1. Sụt lún mặt đất do khai thác nước ngầm

Khai thác nước ngầm dẫn đến sự hạ thấp mực nước ngầm. Sử dụng mô hình dòng chảy không ổn định với các giếng khoan khai thác trong giai đoạn 2005 - 2015 so với năm 2000 cho thấy mực nước ngầm trong các tầng chứa nước ở Tp. Hồ Chí Minh luôn bị hạ thấp (xem Bảng 2). Các nghiên cứu chỉ ra rằng: hạ thấp mực nước ngầm có mối quan hệ mật thiết với hạ thấp mặt đất. Tỷ số giữa giá trị hạ thấp mặt đất với giá trị hạ thấp mực nước ngầm (gọi là k) đo được trong cùng một khoảng thời gian tại vị trí quan trắc ở thể giới và ở Tp. Hồ Chí Minh như trong Bảng 3.

Bảng 2. Hạ thấp mực nước ngầm ở các tầng chứa nước tại TP. Hồ Chí Minh (Nguyễn X.M., 2008)

Năm	Mức hạ thấp mực nước ngầm ở các tầng chứa nước so với mặt đất ở Thành phố Hồ Chí Minh. m			Ghi chú
	Tầng Pleistocen	Tầng Pliocen trên	Tầng Pliocen dưới	
2000	8-10	17-20	10-15	Mức nước ngầm ở các tầng chứa nước năm 2015 nhỏ hơn năm 2010 vì Chính quyền Thành phố đã có giải pháp hạn chế khai thác nước ngầm và quy hoạch lại hệ thống giếng khoan khai thác nước.
2005	9-9,21	25,9	26,21	
2010	10,70	29,97	32,81	
2015	9,97	32,05	20,05	

Bảng 3. Giá trị tỷ số k (Nguyễn X. M., 2008)

Nước	Nhật Bản	Italia	Mexico	Thái Lan	Mỹ	Tp. HCM
Hệ số k	0,025-0,094	0,018-0,027	0,05-0,07	0,016-0,023	0,022-0,082	0,017-0,090

Tại vùng đồng bằng Sông Cửu Long, khai thác nước ngầm quá mức, cùng với áp lực của các công trình xây dựng và hạ tầng, khiến nền đất bị sụt lún nghiêm trọng, có nơi lên tới 2-3 cm mỗi năm. Nếu tình trạng này tiếp diễn, chỉ trong 20-30 năm nữa, những nơi này sẽ tụt xuống dưới mực nước biển (Hình 3).

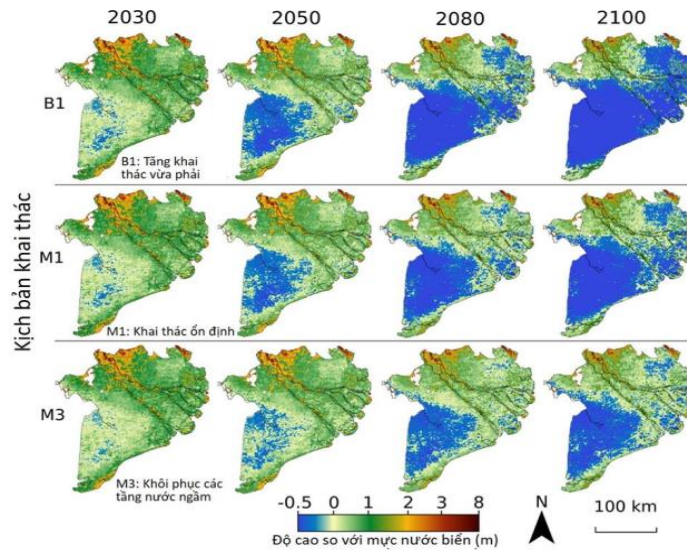
Bản chất của hạ thấp mặt đất do hạ thấp mực nước ngầm thể hiện ở việc làm gia tăng áp lực hữu hiệu khi mực nước ngầm hạ thấp dẫn đến hiện tượng nén chặt các hạt đất, giảm độ rỗng của đất, do đó mặt đất bị hạ thấp. Độ lún do hạ thấp mực nước ngầm được xác định như sau:

$$\Delta l = \Delta p \left(k_{nn} / \gamma_n - nk_{nep} M \right) \quad (1)$$

Trong tầng không áp: $\Delta p = S_x (1 - n/100) \gamma_n$ (2)

Trong tầng có áp: $\Delta p = 0,1 S_x$ (3)

Trong (1), (2) và (3): Δl - trị số độ lún mặt đất, m; Δp - Độ tăng áp lực do hạ thấp mực nước ngầm tính bằng m, xác định theo (2) hoặc (3); k_{nm} - hệ số nhà nước đàn hồi của lớp đất, xác định theo thí nghiệm hút nước lỗ khoan (theo kết quả thí nghiệm của Liên đoàn ĐCCT - ĐCTV phía Nam tại lỗ khoan 02T ở Thới Tam Thôn thì $k_{nm} = 2,21 \cdot 10^{-3}$); γ_n - dung trọng của nước, T/m³; n - độ rỗng của lớp đất; K_{nep} - hệ số nén của nước, lấy bằng $4,74 \cdot 10^{-5}$; S_x - độ hạ thấp mực nước, m; M - chiều dày tầng chứa nước, m.



Hình 3. Hạ thấp mặt đất do khai thác nước vùng đồng bằng sông Cửu Long (<https://iopscience.iop.org/art.../10.1088/2515-7620/ab5e21/pdf>)

2.1.2. Sụt lún mặt đất do khai thác không gian ngầm

Khai thác không gian ngầm (KGN) hiểu theo nghĩa rộng là quá trình tạo ra không gian ngầm dưới lòng đất cho các mục đích sử dụng khác nhau, như: khai thác mỏ, xây dựng đường hầm giao thông, đường hầm đặt các loại cáp điện, cáp thông tin, ống cấp thoát nước, kho chứa,... Khi khai thác KGN sẽ làm thay đổi trạng thái cân bằng tự nhiên của địa tầng, làm thay đổi trạng thái ứng suất ban đầu, gây biến dạng nền đất. Hậu quả của quá trình này là làm cho mặt đất bị sụt lún. Bài toán này thường được xác định bằng các công cụ quan trắc, đo đạc tại vùng khai thác KGN. Dưới đây các tác giả xem xét bài toán xác định độ lún mặt đất do xây dựng đường hầm bằng phương pháp giải tích với mô hình bài toán biến dạng dẻo.

Giả sử trong lòng đất người ta đào một đường hầm như trên Hình 4 với sơ đồ tính như Hình 5 với các kích thước hình học được cho trước.

Cần xác định đường cong sụt lún và độ lớn cực đại sụt lún tại tọa độ x (Nguyễn Xuân Mãn, 2017). Để giải bài toán chấp nhận một số giả thiết sau đây:

- Tại mặt cắt ngang bất kỳ của lớp đất phía trên đường hầm thì sụt lún xảy ra như nhau với một thể tích đất

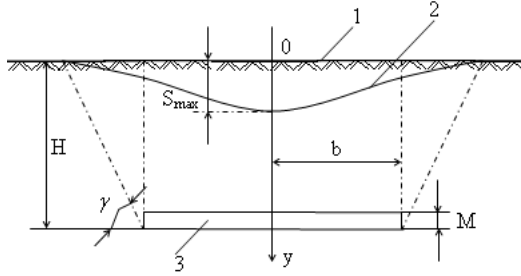
đá bằng chính đất đá sụt vào hầm, tức: $\bar{V} = 2 \int_0^{\infty} C(x) dx$; $C(x)$ - tọa độ dịch chuyển thẳng đứng;

- Giá trị cực đại của chuyển dịch theo phương thẳng đứng của đất nóc hầm bằng aM ;
- Chuyển dịch ngang của các điểm nằm trên trục đối xứng y sẽ bằng 0.
- Khi tọa độ x ra khá xa trục đối xứng thì độ lún tiến tới 0, đường cong lún tắt dần.
- Chuyển dịch đất đá của môi trường phía trên một đường hầm phân tử không bị ảnh hưởng tới dịch chuyển của các điểm nằm phía trên của các đường hầm phân tử khác bên cạnh.

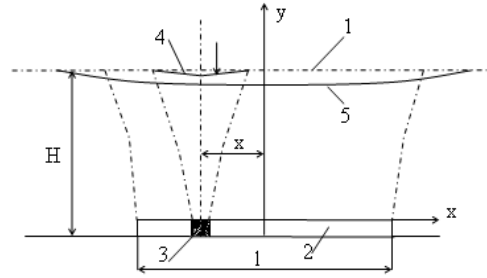
Để miêu tả quá trình biến dạng dẻo của đất đá (Hình 4) sử dụng các phương trình cân bằng (Kartozia B.A., 1987; Nguyễn Thành Nam, Nguyễn Xuân Mãn, 2017) sau đây:

$$\begin{cases} \frac{\partial v_x}{\partial t} + v_z \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_x \frac{\partial v_x}{\partial y} = X + \frac{\eta}{\rho} \nabla^2 v_x \\ \frac{\partial v_y}{\partial t} + v_z \frac{\partial v_y}{\partial x} + v_x \frac{\partial v_y}{\partial y} = Y + \frac{\eta}{\rho} \nabla^2 v_y \\ \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0 \end{cases} \quad (4)$$

Trong (4): η - độ nhớt của môi trường; v_x, v_y - các thành phần dịch chuyển; ∇^2 - toán tử Laplace; X, Y - hình chiếu tổng các lực trên trục x và y; ρ - mật độ của đá.



Hình 4. Sơ đồ bố trí đường hầm: 1- Mặt đất ban đầu; 2- Đường hầm; M- chiều cao công trình



Hình 5. Sơ đồ tính lún theo mô hình dẻo: 1. Bề mặt đất; 2. Đường hầm; 3. Đường hầm phân tố; 4. Đường lún do đường hầm phân tố tạo ra; 5. Đường lún tổng

Khi xác định lún tại thời điểm cuối của quá trình dịch chuyển có thể bỏ qua thành phần $\frac{\partial v_x}{\partial t}$ và $\frac{\partial v_y}{\partial t}$ (coi

v_x, v_y là các hàm không đổi theo thời gian). Sử dụng các giả thiết trên (Kartozia B.A., 1987; Nguyễn Thành Nam, Nguyễn Xuân Mãn, 2017), có thể rút ra thành phần dịch chuyển đứng cho một điểm trên bề mặt ($y = H$) ứng với một đường hầm phân tố cơ sở sẽ là:

$$\partial s \partial x = \frac{aM}{2} th\left(\omega \frac{x}{H}\right) dx \quad (5)$$

Trong (5): s- thành phần dịch chuyển đứng do đường hầm phân tố tạo ra; ω - đại lượng đặc trưng cho tính chất cơ lý của đất đá; th - hàm tang hyperbolic: $thx = 0.5(e^x + e^{-x})$.

Lấy tích phân (5) với cận từ $(-l/2)$ đến $(+l/2)$ cho ta tổng độ lún do đào đường hầm gây nên:

$$S_{(x)} = -\frac{aM}{2} \left[th\left(\omega \frac{x-l/2}{H}\right) - th\left(\omega \frac{x+l/2}{H}\right) \right] \quad (6)$$

Giá trị ω được lựa chọn bằng so sánh đường lún $S_{(x)}$ xây dựng theo (6) với thực tế quan sát.

Ví dụ tính toán: Giả thiết $M=10m$; $a=0,2$; $\omega=4$; $l=400m$; $H=20m$; $l/2=200$. Thay vào (6):

$$S_{(x)} = -\frac{0,20 \cdot 10}{2} \left[th\left(4 \cdot \frac{x-200}{20}\right) - th\left(4 \cdot \frac{x+200}{20}\right) \right] = th\left(\frac{x+200}{5}\right) - th\left(\frac{x-200}{5}\right)$$

Tính toán $S_{(x)}$ cho trong bảng dưới đây:

x, m	0	50	100	150	190	200	210	220
$S_{(x)}$, m	2,0	2,0	2,0	1,9999	1,9640	1,000	0,0359	0,0006

2.2. Các nguyên nhân tự nhiên gắn với điều kiện địa chất

Sụt lún mặt đất có nguyên nhân từ điều kiện địa chất, địa chất công trình và địa chất thủy văn hoặc do tác động đồng thời của nhiều yếu tố khác nhau. Trong bài này chỉ đề cập đến nguyên nhân do biến dạng thắm do hoạt động của nước dưới đất. Các nghiên cứu (Tsurinov, 1981) đã chỉ ra rằng biến dạng thắm là một trong những nguyên nhân chính gây ra mất ổn định của địa tầng nơi đặt nền, móng công trình. Về bản chất cơ học thì biến dạng thắm là một trong những hiện tượng địa chất động lực công trình, liên quan đến hoạt động của nước dưới đất trong các lớp đất có đặc điểm thạch học, thành phần hạt và các tính chất cơ - lý khác nhau. Biến dạng thắm rất hay xảy ra trong các lớp cát bão hòa nước, được thể hiện bởi các hiện

tượng xói ngầm, cát chảy...Khảo sát các vụ sụt lún ở Tp.Hồ Chí Minh và các địa phương khác cho thấy hiện tượng biến dạng thẳm, mà chủ yếu là hiện tượng cát chảy do hoạt động của nước dưới đất là nguyên nhân chủ yếu gây ra mất ổn định hồ móng và các công trình lân cận. Đất chảy thường xảy ra trong đất bão hòa nước ở trạng thái đặc biệt, có thể chia ra làm 2 loại là đất chảy giả và đất chảy thật.

- Đất chảy giả là loại đất chảy do áp lực thủy động. Khi chuyển động, nước dưới đất gây ra trạng thái áp suất thủy động tác dụng lên các hạt đất đá, xác như sau (Tsurinov, 1981):

$$\theta = \gamma_n J - \frac{\gamma_n}{g} \frac{dq}{dt} \quad (7)$$

Trong (7) : θ - áp lực thủy động của dòng nước thẳm; γ_n - dung trọng của nước; g - gia tốc trọng trường; dq/dt là vận tốc nước thẳm; J - gradien thẳm.

Nước dưới đất có vận tốc nhỏ so với gradien áp lực, nên bỏ qua thành phần thứ hai trong (7), khi đó :

$$\theta = \gamma_n J \quad (8)$$

Phương tác dụng của θ hướng xuống dưới thì sẽ làm chặt, tăng cường độ và độ ổn định cho đất (hiện tượng này xảy ra ở thượng lưu đập, đáy hồ chứa, đáy kênh dẫn...), còn khi θ hướng lên trên làm xốp rời đất (xảy ra ở hạ lưu đập, đáy hồ đào hay ở các sườn dốc thẳm ướt...), sinh ra hiện tượng đất chảy, xói ngầm. Như vậy khi áp lực thủy động bằng hoặc lớn hơn trọng lượng của các hạt đất đá thì sẽ làm cho hạt đất ở trạng thái lơ lửng và bị di chuyển, gây ra hiện tượng đất chảy:

$$\theta = \gamma_n J_{th} \geq \gamma_{dn} \Rightarrow J_{th} = \gamma_{dn} / \gamma_n \quad (9)$$

Trong (9): J_{th} - gradien áp lực nước tới hạn; γ_{dn} - dung trọng đầy nổi của đất, $\gamma_{dn} = (\gamma_d - \gamma_n)(1 - n)$, với γ_d - dung trọng của đất; n - hệ số độ rỗng của đất.

Nếu lấy $\gamma_n = 1 \text{ g/cm}^3$, thì: $J_{th} = \gamma_{dn}$, (10)

Đất chảy thật là loại đất có keo hữu cơ - khoáng vật bám trên bề mặt của hạt đất, tạo lớp màng trơn tựa như chất dầu nhờn, làm cho các hạt dễ trượt lên nhau và chảy tựa như dịch thể dẻo nhớt. Đất chảy thật có lực dính thấp, hệ số thẳm nhỏ, sức chống cắt thấp, biến dạng cao, ở trạng thái chảy dẻo. Đất này có tính xúc biến (là tính chất cấu thể sau khi bị phá vỡ vì một lực cơ học nào đó có khả năng tự hồi phục sau một thời gian), dễ chuyển sang trạng thái chảy khi kiến trúc tự nhiên bị phá hủy. Đất chảy thật có liên quan đến sự phân hủy chất hữu cơ, thành phần khoáng vật và các hoạt động của vi khuẩn.

3. Các giải pháp phòng tránh

Với mỗi một nguyên nhân gây sụt lún cần đưa ra các giải pháp cho phù hợp. Có thể đưa ra một số giải pháp chung sau đây:

- Để giảm hạ thấp mặt đất do hạ thấp nước ngầm cần:

- Thực hiện bổ cập cho nguồn nước ngầm;
- Bố trí mạng giếng khai thác hợp lý để cho giá trị hạ thấp mực nước là nhỏ nhất;
- Quy trình vận hành bơm hợp lý; Tốc độ và lưu lượng bơm nước hợp lý theo thời gian, ...

- Khai thác không gian ngầm hợp lý bằng các giải pháp:

- Quy hoạch hệ thống công trình ngầm hợp lý trong không gian địa tầng;
- Có giải pháp chèn lấp không gian rỗng do khai thác ngầm tạo nên;
- Giải pháp dùng kết cấu chống giữ hợp lý hay gia cường đất đá xung quanh công trình ngầm,...

- Ngăn ngừa hiện tượng đất cát chảy, xói ngầm và tạo hang động:

- Tháo khô đất nền; hạn chế, ngăn ngừa nước mặt, điều tiết dòng chảy ra ngoài khu vực xây dựng;
- Cải tạo thành phần hạt;
- Bổ sung các vật liệu là chất kết dính như vôi bột, xi măng,... để tăng độ chặt và liên kết hạt;
- Tăng ma sát và lực dính của đất,...

4. Kết luận

- Sụt lún mặt đất là tai biến kỹ thuật, gây tổn thất cho xây dựng và khai thác công trình.

- Nguyên nhân gây sụt lún mặt đất có rất nhiều. Trong bài viết đã phân tích hai nguyên nhân chủ quan và một nguyên nhân khách quan, đó là:

- Lún mặt đất gắn liền với hạ thấp mực nước ngầm (do khai thác nước, khí, dầu,...).
- Lún mặt đất liên quan đến khai thác không gian ngầm (do xây dựng các đường hầm cho các mục đích sử dụng khác nhau, đào hồ móng, đào tầng hầm nhà cao tầng,...).
- Hạ thấp mặt đất do đất chảy xảy ra đối với đất có tính xúc biến và do áp lực thẳm gây nên.

- Đã đưa ra giải pháp chung nhằm giảm thiểu, phòng tránh hiện tượng sụt lún mặt đất khi xây dựng công trình. Không thể đưa ra giải pháp vạn năng cho mọi vụ sụt lún mà cần căn cứ vào điều kiện cụ thể về địa kỹ thuật xây dựng mà đưa ra giải pháp phù hợp.

Tài liệu tham khảo

- Đỗ Tạo, 2007. *Địa chất công trình*. Nhà xuất bản ĐHQG Thành phố Hồ Chí Minh.
- Hội thảo Khoa học, 2011. *Cơ sở khoa học và giải pháp khả thi để xác định hố ngầm và công trình ngầm trên địa bàn Thành phố Hồ Chí Minh*.
- Kartozia B.A., 1987. *Cơ học công trình ngầm*. NXB Nedra, M., Liên Xô cũ.
- Nguyễn Hồng Đức, 2009. *Cơ sở địa chất công trình và thủy văn công trình*. NXB Xây dựng. Hà Nội.
- Nguyễn Xuân Mãn, 2008. *Điều tra, khảo sát hiện tượng lún mặt đất do khai thác nước tại khu vực Thành phố Hồ Chí Minh*. Đề tài Khoa học cấp Viện Hàn lâm Khoa học và Công nghệ Việt Nam.
- Nguyễn Xuân Mãn, 2017. Lún mặt đất do ảnh hưởng của việc xây dựng công trình ngầm. *Tạp chí Xây dựng* (Bộ Xây dựng), số 3/2017, P.154-156.
- Tsurinov, 1981. *Sổ tay tra cứu Địa chất công trình*. NXB Nedra, Maxcova.
<https://news.zing.vn/sut-lun-dat-tin-tuc.html>.

ABSTRACT

Building Constructions in areas with risk of subsidence

Nguyen Xuan Man^{1*}, Nguyen Duyen Phong¹, Nguyen Ngoc Hue²

¹Hanoi University of Mining and Geology

²Department of Constructions, Binh Duong University, Thu Dau Mot- Binh Duong province

Subsidence is the formation of voids in the base of the construction site. In fact, the phenomenon of subsidence often creates sinkhole (death sinkhole). Sinkhole can be formed before, during the construction process and after the construction of a work with the scale and nature of diversity and abundance due to many causes. This is a geological catastrophe, which causes great damage to the socio-economic life in general and for construction of works in particular. Therefore, the investigation, survey to forecast, identify the causes, the mechanism of formation of subsidence to find solutions to prevent and reduce losses in construction and exploitation of works is a matter of practical significance of scientific significance and urgency. In fact, there have been many phenomena of land subsidence, creating sinkhole with diverse sizes and shapes, causing great material losses, hindering construction and unsafe exploitation of constructions. There have been many studies on this phenomenon in the world. In our country this phenomenon is also concerned and there have been research proposals to find out the cause and appropriate prevention solutions. In this article, the causes of land subsidence were formed in order to find appropriate prevention and prevention measures.

Keywords: Land subsidence; sinkhole; technical catastrophe; geological catastrophe.

Áp dụng phương pháp đường đặc tính khối đá và độ hội tụ giới hạn để thiết kế kết cấu chống giữ công trình ngầm

Trần Tuấn Minh^{1,*}

¹Trường Đại học Mở - Địa chất

TÓM TẮT

Đường đặc tính khối đá (Ground Characteristic Curve) biểu thị cho mối quan hệ giữa áp lực kết cấu chống giữ (hay ứng suất trong khối đất đá) xung quanh đường hầm và chuyển vị của đất đá trên biên đường hầm trong quá trình khai đào và chống giữ các đường hầm. Biểu diễn theo một cách khác nó là mối quan hệ giữa áp lực kết cấu chống giữ và mức độ hội tụ của các đường hầm tính bằng phần trăm. Việc sử dụng đường cong đặc tính đất đá để thiết kế kết cấu chống giữ các công trình ngầm thì có nhiều ích lợi để đảm bảo tận dụng được khả năng mang tải của khối đất đá và giải phóng một phần ứng suất nguyên sinh trong khối đất đá xung quanh các đường hầm. Bài báo phân tích và áp dụng đường cong đặc tính khối đất đá và phương pháp độ hội tụ giới hạn để đi lựa chọn thiết kế kết cấu chống giữ công trình ngầm, áp dụng cho bài toán điều kiện địa chất tại mỏ than Nam Mẫu-Vinacomin.

Từ khóa: Đường đặc tính khối đá; đường đặc tính kết cấu chống; phương pháp độ hội tụ giới hạn; biến dạng lớn, thời gian không chống.

1. Khái quát chung

Sự phát triển mạnh mẽ của nền kinh tế-xã hội thế giới và Việt Nam yêu cầu tiêu thụ một nguồn năng lượng vô cùng to lớn. Chính vì vậy các khoáng sản ở nông dân cạn kiệt và yêu cầu khai thác các nguồn khoáng sản ở dưới sâu là điều bắt buộc. Hiện nay các nước khai thác than đã tiến hành các bước khai thác dưới sâu, độ sâu khai thác dưới sâu lớn hơn hàng 1000m so với bề mặt đất, hầu hết độ sâu khai thác này ở Liên Bang Nga, Nam Phi, Canada, Mỹ, Ấn độ, Đức và Trung Quốc. Các loại đất đá thường có sự thay đổi theo độ sâu và có sự biến động rất mạnh chính vì vậy vấn đề thiết kế và lựa chọn kết cấu được xem là phải có những sự khác biệt giữa các độ sâu cũng như sẽ gặp phải những khó khăn và thách thức. Các lý thuyết phân tích, tính toán kết cấu chống giữ các đường lò khi khai thác ở mức nông thì không còn phù hợp cho các đường lò dưới sâu và khi áp dụng cũng còn nhiều bất cập (Hoek và Brown, 1980; Hoek và nnk 1995; Panet và nnk 1995; Vrakas, 2014-2016; Lee và Pietrusczak, 2014; Баклашов và Картозия, 2002; Nguyễn Quang Phích, 2007; Võ Trọng Hùng, 2006).

Việc khai thác xuống sâu cũng kèm theo các điều kiện khó khăn về thông gió trong các đường lò, hệ thống thông gió cũng phức tạp, các quạt gió phải có công suất lớn, lượng gió yêu cầu tăng lên. Công tác thoát nước cũng trở nên phức tạp khó khăn, do lưu lượng nước dưới sâu cũng tăng lên. Ở Việt Nam đặc biệt là các mỏ khu vực Nam Mẫu Quảng Ninh các mỏ thường nằm gần biển, mực nước biển cao và hiện tại nhiều mỏ còn nằm dưới các moong khai thác của các mỏ than lộ thiên nên công tác thoát nước cũng như chống giữ các đường lò đặc biệt phức tạp và nguy hiểm. Sự biến động mạnh về mặt địa chất ở khu vực Quảng Ninh đã được mô tả trong các tài liệu địa chất liên quan (Nguyễn Ngọc Thành, 2006; Đào Như Chức, 2004). Khai đào các đường lò dưới sâu cũng có thể gặp phải các điều kiện đá mềm, đá có tính trương nở khi gặp nước làm tăng áp lực, đất đá khu vực có các lực kiến tạo làm thay đổi trạng thái ứng suất tăng áp lực lên kết cấu chống giữ cũng như làm giảm tiết diện các đường lò. Các lý thuyết phân tích đang áp dụng ở Việt Nam với việc sử dụng các kết cấu chống giữ độc lập như khung thép, neo độc lập hoặc neo có kết hợp với bê tông phun đang dần trở nên lỗi thời chưa đáp ứng được hiệu quả chống giữ thực tế trong các mỏ. Xu hướng thiết kế kết cấu chống giữ trên cơ sở tận dụng khả năng làm việc của khối đất đá xung quanh (trương tác khối đá-kết cấu chống giữ) (Đỗ Như Tráng, 2011; Trần Tuấn Minh, 2016-2018) ngày càng được chú trọng hơn để duy trì độ ổn định và giảm chi phí giá thành xây dựng các đường lò. Tư duy thiết kế này

* Tác giả liên hệ

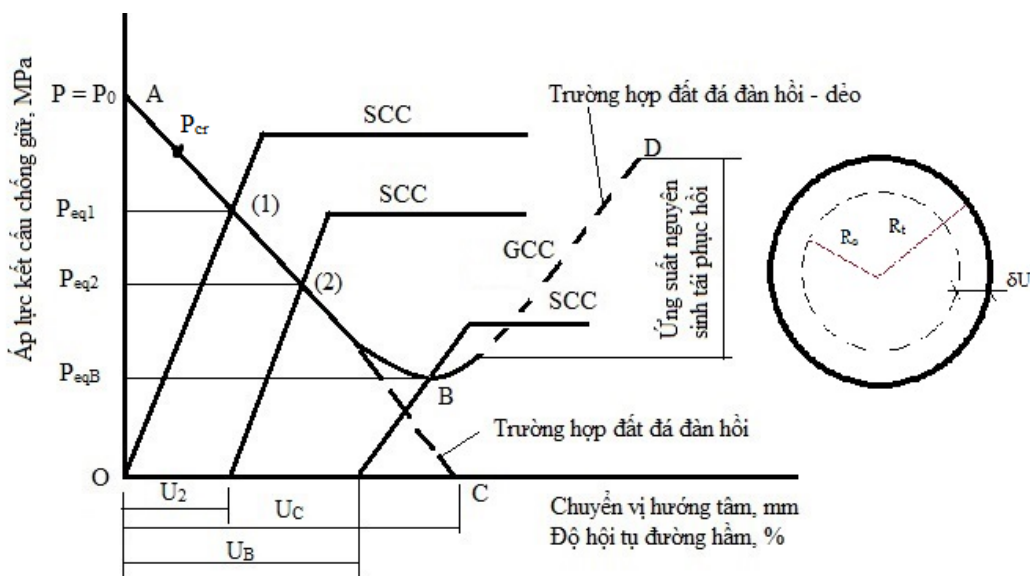
Email: tuanminhhung@yahoo.com

ở Việt Nam vẫn còn ít được quan tâm đề tận dụng khả năng mang tải của khối đá xung quanh, điều này đòi hỏi phải có các nghiên cứu và phân tích chuyên sâu hơn trong tương lai gần cho lĩnh vực xây dựng mỏ đảm bảo phát triển bền vững an ninh năng lượng của đất nước.

Tại Việt Nam việc nghiên cứu lựa chọn kết cấu chống giữ trên cơ sở đường đặc tính khối đá và độ hội tụ giới hạn đã được nghiên cứu từ lâu. (Nguyễn Quang Phích, 2007) đã đưa ra khái niệm và các yếu tố ảnh hưởng đến việc tính toán áp lực đất đá khi có quan tâm đến đường đặc tính khối đá. Năm 2010 (Đỗ Như Trảng và nkn, 2010) đã phân tích ảnh hưởng của độ tin cậy khi sử dụng phương pháp độ hội tụ giới hạn để thiết kế các kết cấu chống giữ công trình ngầm. Tuy nhiên, các tác giả trên đều chưa đi sâu vào việc phân tích và lựa chọn kết cấu chống giữ khi có quan tâm đến trạng thái khối đá phía sau thời điểm hệ kết cấu chống-khối đá cùng làm việc. Ở giai đoạn này khối đất đá xung quanh công trình ngầm có xu hướng phục hồi trạng thái ứng suất nguyên sinh ban đầu trong lòng khối đá và kết cấu chống giữ thực tế sẽ phải chịu tải trọng bởi giá trị ứng suất nguyên sinh phục hồi (trạng thái ứng suất thứ 3) tác dụng.

2. Cơ sở lý thuyết đường đặc tính khối đá và phương pháp độ hội tụ giới hạn

Xuất phát từ đường hầm tròn có bán kính khai đào là R_t trong môi trường đất đá đồng nhất đàn hồi hoặc đàn hồi - dẻo. Khi đường hầm chưa khai đào đất đá ở trạng thái ứng suất nguyên sinh $P = P_0$ (xem Hình 1) khi đường hầm được khai đào đến kích thước bán kính đào R_t ứng suất nguyên sinh thay đổi. Chuyển vị đất đá trên biên đường hầm bắt đầu tăng lên (trục hoành), đồng thời với đó thì ứng suất nguyên sinh được giải phóng (ứng suất nguyên sinh giảm, trục tung). Nếu đất đá hoàn toàn đàn hồi thì biên hầm tiếp tục biến dạng đến giá trị R_s khi đó biến dạng lớn nhất trong đất đá đạt được tại điểm C tức là U_c (Hình 1), biên hầm không còn biến dạng và thực tế nếu ta đào đường hầm với bán kính $R_t + U_c$ thì trường hợp này đường hầm sau biến dạng sẽ có tiết diện như thiết kế và đường hầm này sẽ không cần phải sử dụng kết cấu chống giữ (đường hầm ổn định tự nhiên - không chống). Trong môi trường đàn hồi dẻo đất đá hết giai đoạn đàn hồi sẽ chuyển sang trạng thái dẻo dẻo thị sau khi đi xuống lại có xu hướng đi lên (đường nét đứt khi có thêm kết cấu chống).

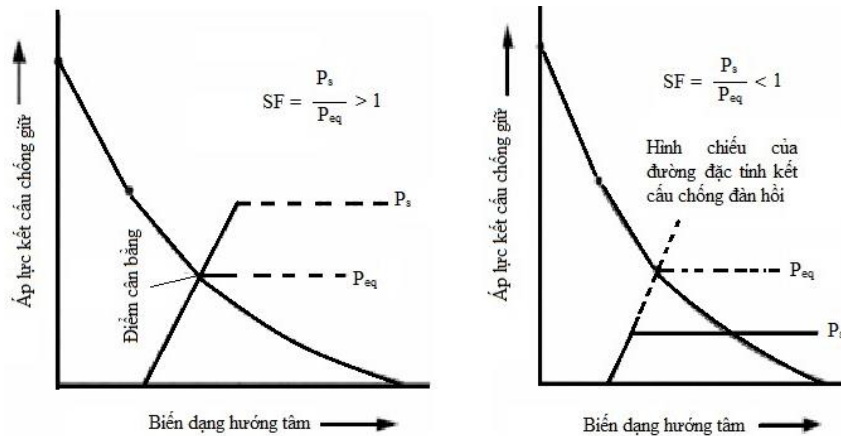


Hình 1. Đường đặc tính khối đá và kết cấu chống

Đường đặc tính kết cấu chống SCC (Support Characteristic Curve) được mô tả như trong Hình 1 là đường biểu thị giá trị áp lực chống đỡ lâu dài của kết cấu chống (giá trị này thu được bằng thí nghiệm kết cấu chống đó trong phòng thí nghiệm hoặc bằng thực địa). Thời điểm lắp đặt kết cấu chống theo phương pháp này có ý nghĩa quyết định tới tư duy thiết kế và sự suy giảm chiều dày và loại hình kết cấu chống giữ các đường lò. Nếu sau khai đào lắp đặt kết cấu chống ngay thì hệ kết cấu chống - khối đá làm việc lâu dài với nhau tại điểm (1) và áp lực kết cấu chống cân bằng ở tại thời điểm này là P_{eq1} , nếu sau khai đào cho phép biên hầm dịch chuyển một lượng là U_2 hay (δU) như hình bên phải thì giá trị áp lực kết cấu chống giữ cần duy trì ở thời điểm hệ kết cấu chống-khối đá làm việc lâu dài là P_{eq2} (tất nhiên $P_{eq2} < P_{eq1} < P = P_0$) trường hợp này sẽ tận dụng được sự giải phóng ứng suất nguyên sinh, nếu tiếp tục cho biên hầm dịch chuyển đến giá trị chuyển vị biên hầm U_B tiến hành lắp dựng kết cấu chống giữ thì khi này kết cấu chống giữ sẽ mang giá trị áp lực P_{eqB} được xem là tối ưu về chịu lực. Tuy nhiên, do đất đá có biểu hiện đàn hồi-dẻo, sau

khi kết cấu chống và khối đá cùng làm việc vùng đất đá long rời phía bên ngoài vẫn tiếp tục bị nén ép do phía xa đất đá biến dạng, sự mất thể tích đất đá trong khối nguyên (do tác động khai đào đường hầm đến R_t), đất đá phía xa biến dạng làm cho vùng đất đá long rời bị nén ép dần lại, áp lực đất đá tiếp tục tăng lên (đường nét đứt trong Hình 1) do vậy kết cấu chống chịu áp lực tăng lên. Tuy nhiên, đường nét đứt chỉ đạt đến điểm D (không thể đến độ cao của điểm A) do hiện tượng khối nguyên bị suy giảm thể tích (đất đá khai đào đã bị lấy đi, ứng suất nguyên sinh đã bị giải phóng phần nào).

Khi sử dụng phương pháp đường đặc tính khối đá để lựa chọn kết cấu chống, thông thường sẽ áp dụng thiết kế theo hệ số an toàn SF (Hình 2). Nó được xác định bằng tỷ số giữa áp lực kết cấu chống huy động được đem áp dụng P_s và áp lực đất đá tại thời điểm cân bằng P_{eq} (điểm giao cắt với đường đặc tính khối đá), thời điểm hệ kết cấu chống - khối đá cũng nhau làm việc lâu dài.



Hình 2. Định nghĩa thiết kế kết cấu chống theo hệ số an toàn SF

Năm 2000 và 2004, Carranza-Torres và Fairhurst đã đề xuất đường cong đặc tính đất đá (GRC) với các đá cát kết có thể được xây dựng bằng việc sử dụng lời giải đàn hồi - dẻo với các đường hàm mặt cắt ngang tròn với trường ứng suất ở xa vô cùng là phân bố đều bằng việc sử dụng các công thức (1 - 14):

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28}\right)} \quad (1)$$

$$P_i = \frac{p_i}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} \quad (2)$$

$$S_0 = \frac{\sigma_0}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} \quad (3)$$

$$P_i^{cr} = \frac{1}{16} \left(1 - \sqrt{1 + 16S_0}\right)^2 \quad (4)$$

$$p_i^{cr} = \left(P_i^{cr} - \frac{s}{m_b^2}\right) m_b \sigma_{ci} \quad (5)$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9}} \quad (6)$$

$$a = 0,65 - \left(\frac{GSI}{200}\right) \quad (7)$$

$$u_r^{el} = \left(\frac{\sigma_0 - p_i}{2G_m}\right) R \quad (8)$$

$$G_m = \frac{E_m}{2(1+\nu)} \quad (9)$$

$$E_m = 1000C(\sigma_{ci}) 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)} \quad (10)$$

$$R_{pl} = \text{Re}^{2(\sqrt{P_i^{cr}} - \sqrt{P_i})} \quad (11)$$

$$K_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (12)$$

$$\frac{u_r^{pl}}{R} \frac{2G_m}{\sigma_0 - P_i^{cr}} = \frac{K_\psi - 1}{K_\psi + 1} + \frac{2}{K_\psi + 1} \left(\frac{R_{pl}}{R} \right)^{K_\psi + 1} + \frac{1 - 2\nu}{4(S_0 - P_i^{cr})} \ln \left(\frac{R_{pl}}{R} \right)^2 - \left[\frac{1 - 2\nu}{K_\psi + 1} \frac{\sqrt{P_i^{cr}}}{S_0 - P_i^{cr}} + \frac{1 - \nu}{2} \frac{K_\psi - 1}{(K_\psi + 1)^2} \frac{1}{S_0 - P_i^{cr}} \right] \left[(K_\psi + 1) \ln \left(\frac{R_{pl}}{R} \right) - \left(\frac{R_{pl}}{R} \right)^{K_\psi + 1} + 1 \right] \quad (13)$$

$$\frac{u_r^{pl}}{R} \frac{2G_m}{\sigma_0 - P_i^{cr}} = \left[\frac{1 - 2\nu}{2} \frac{\sqrt{P_i^{cr}}}{S_0 - P_i^{cr}} + 1 \right] \left(\frac{R_{pl}}{R} \right)^2 + \frac{1 - 2\nu}{4(S_0 - P_i^{cr})} \ln \left(\frac{R_{pl}}{R} \right)^2 - \frac{1 - 2\nu}{2} \frac{\sqrt{P_i^{cr}}}{S_0 - P_i^{cr}} \left[2 \ln \left(\frac{R_{pl}}{R} \right) + 1 \right] \quad (14)$$

Các ký hiệu trong các phương trình trên có thể tham khảo trong (Carranza-Torres, C. (2004)).

2.1. Đường đặc tính kết cấu chống đỡ cho các khung thép

Giá trị áp lực chống giữ lớn nhất (p_s^{\max}) từ các khung thép và độ cứng đàn hồi (K_s) của một đường hầm tròn được chống giữ bằng khung thép được tính toán từ các phương trình sau:

$$p_s^{\max} = \frac{3 \sigma_{ys} A_s}{2 SR} \quad (15)$$

$$\frac{1}{K_s} = \frac{SR^2}{E_s A_s} \quad (16)$$

ở đây p_s^{\max} - áp lực kết cấu chống đỡ lớn nhất (MPa);

σ_{ys} - độ bền của các khung thép (MPa);

A_s - diện tích mặt cắt ngang thép (m²);

S - khoảng cách giữa các khung thép theo chiều dọc trục đường hầm (m);

R - bán kính đường hầm (m);

K_s - độ cứng vững đàn hồi;

E_s - mô đun đàn hồi của thép (MPa).

2.2. Đường đặc tính của bê tông phun

Biểu hiện kết cấu chống của vỏ bê tông phun được xem xét định lượng bằng các công thức (17), (18) để cung cấp giá trị áp lực lớn nhất mà bê tông phun chịu được trước khi sập đổ (p_s^{\max}) và độ cứng đàn hồi của bê tông phun (K_s) được xác định theo các biểu thức sau:

$$p_s^{\max} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[1 - \frac{(R - t_c)^2}{R^2} \right] \quad (17)$$

$$K_s = \frac{E_c}{(1 - \nu_c)R} \frac{R^2 - (R - t_c)^2}{(1 - 2\nu_c)R^2 + (R - t_c)^2} \quad (18)$$

ở đây:

σ_{cc} - độ bền nén đơn trục của bê tông phun (MPa);

E_c - mô đun đàn hồi của bê tông phun (MPa);

ν_c - hệ số Poisson của bê tông phun;

t_c - chiều dày của bê tông phun (m);

R - bán kính đường hầm (m).

2.3. Đường đặc tính kết cấu chống giữ cho các neo

Giả thiết rằng các neo được lắp đặt trực tiếp xung quanh đường hầm, giá trị áp lực lớn nhất neo cung cấp được p_s^{\max} bởi hệ kết cấu chống giữ và độ cứng vững đàn hồi K_s có thể được tính toán bằng việc sử dụng các công thức sau:

$$p_s^{\max} = \frac{T_{bf}}{s_c s_1} \quad (19)$$

$$\frac{1}{K_s} = s_c s_1 \left[\frac{4L}{\pi d_b^2 E_s} + Q \right] \quad (20)$$

ở đây:

d_b - đường kính neo (m);

L - chiều dài đoạn neo tự do (m);

T_{bf} - tải trọng cuối cùng neo đạt được từ thí nghiệm kéo đứt neo (MN);

Q - hằng số biến dạng của neo và đầu neo (m/MN);

E_s - mô đun đàn hồi của neo (MPa);

s_c - khoảng cách giữa các neo theo chu vi ($s_c = 2\pi R/n_b$) ở đây n_b - là tổng số lượng khoảng cách giữa các neo được lắp đặt trong mặt cắt ngang đường hầm (m);

s_1 - khoảng cách neo theo chiều dọc trục hầm (m).

2.4. Hiệu quả kết hợp của các hệ kết cấu chống giữ

Nếu có lớn hơn một hệ thống kết cấu chống giữ được lắp đặt như vỏ chống tổ hợp, chúng kết hợp làm việc với nhau thì có thể được tính bằng sự bổ sung các độ cứng đàn hồi cho từng loại kết cấu chống riêng lẻ. Điều này có ảnh hưởng làm tăng lên độ cứng vững đàn hồi toàn phần của hệ thống. Giả sử trường hợp 2 loại kết cấu chống giữ được lắp đặt có áp lực chống giữ lớn nhất p_{s1}^{\max} và p_{s2}^{\max} và các độ cứng đàn hồi K_{s1} và K_{s2} tương ứng được lắp đặt trong mặt cắt ngang đường hầm. Khi đó, độ cứng vững K_s cho hệ thống 2 kết cấu chống giữ cùng làm việc có thể được tính toán như sau:

$$K_s = K_1 + K_2 \quad (21)$$

Giá trị này được giả thiết cho một trong 2 kết cấu chống giữ, biến dạng đàn hồi lớn nhất có thể u_r^{\max} được tính toán theo công thức sau:

$$u_{r1}^{\max} = \frac{p_{s1}^{\max}}{K_{s1}} \quad (22)$$

$$u_{r2}^{\max} = \frac{p_{s2}^{\max}}{K_{s2}} \quad (23)$$

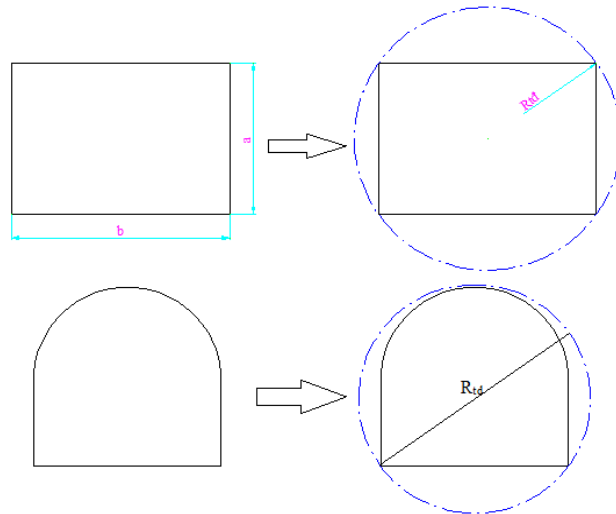
$$u_r^{\max} = u_{r1}^{\max} + u_{r2}^{\max} \quad (24)$$

Hệ thống kết cấu chống tổ hợp được giả thiết bị phá hủy ở tại một thời điểm. Kết cấu chống với giá trị u_r^{\max} nhỏ nhất xác định áp lực lớn nhất kết cấu chống giữ có thể cho 2 kết cấu chống giữ cùng chịu lực. Nếu một giả thiết rằng sự sập đổ của kết cấu chống xảy ra ở phần tử yếu nhất thì áp lực chống giữ lớn nhất của hệ thống bền vững trước khi sập đổ có thể được tính toán như sau:

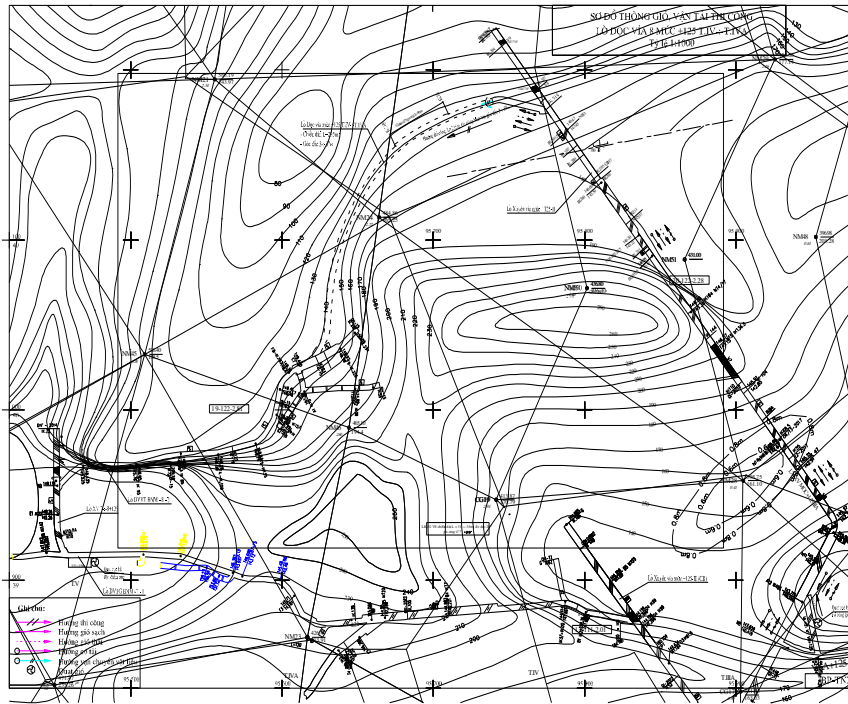
$$p_s^{\max} = u_{r \min}^{\max} K_s \quad (25)$$

3. Áp dụng phương pháp đường đặc tính khối đá và phần mềm Rocsupport 3.0 phân tích hiệu quả gia cố neo và khung thép cho bài toán với điều kiện địa chất tại mỏ than Nam Mẫu

Rocsupport 3.0 là phần mềm của hãng Rocscience Canada được xây dựng trên cơ sở đường đặc tính khối đá và độ hội tụ giới hạn. Phần mềm được sử dụng để phân tích lựa chọn kết cấu chống giữ dựa trên cơ sở hệ số an toàn SF trong thiết kế (Hình 2). Phân tích cũng quan tâm đến vị trí lắp đặt kết cấu chống giữ so với bề mặt gương đào. Tuy nhiên, nhược điểm của phân tích là phần mềm phải thực hiện quy đổi tương đương các đường lò có hình dạng không tròn về đường hầm có hình dạng tròn để phân tích, ví dụ quy đổi đường hầm hình chữ nhật và hình vòm về hầm trong như trong Hình 3.



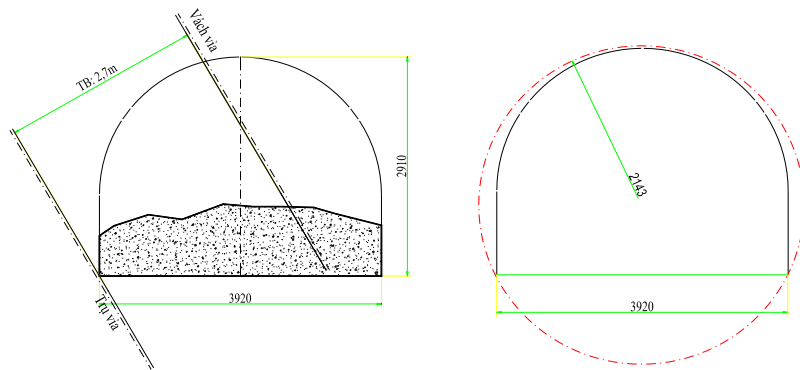
Hình 3. Phép quy đổi đường lò hình chữ nhật và hình vòm tường thẳng thành đường lò tròn để phân tích trong phần mềm Rocsupport 3.0



Hình 4. Bình đồ vị trí đường lò dọc via +125

Đường lò phân tích được đào qua khu vực đất đá chủ yếu là sét kết có cấu tạo phân lớp mỏng, cường độ kháng nén từ $\sigma_n = 110 \div 400 \text{ kG/cm}^2$ (11 - 40MPa) trung bình là 331 kG/cm^2 (33,1MPa). Chiều dày địa tầng sét trung bình là 23m. Bột kết có cấu tạo phân lớp mỏng $\sigma_n = 618 \text{ kG/cm}^2$ (61,8MPa). Hệ số độ cứng của sét và bột kết là 6. Cát kết, sạn kết có cấu tạo phân lớp dày $\sigma_n = 1067 \text{ kG/cm}^2$ (106,7MPa). Hệ số độ cứng của cát kết và sạn kết là 10,67. Chiều rộng đường lò khai đào $b = 3,92\text{m}$, chiều cao $h = 2,91\text{m}$ được khai đào bằng phương pháp khoan nổ mìn (trên gương có cả than và đất đá, chiều dày vỉa than $m = 2,7\text{m}$ và góc nghiêng vỉa $\alpha = 60^\circ$ (Hình 5)). Ở phần nóc cơ bản là lớp bột kết với chiều dày 5,5m với độ bền nén đơn trục của bột kết $\sigma_n = 40 \text{ MPa}$. Phía dưới nóc trực tiếp là lớp sét kết, $\sigma_n = 60 \text{ MPa}$, $m = 2,5\text{m}$. Độ bền của than là 20-30 MPa. Đất đá dưới nền lò là sét kết, bột kết, $\sigma_n = 40 \text{ MPa}$, $m = 5\text{m}$, bên dưới lớp này là lớp cát kết có $\sigma_n = 100 \text{ MPa}$ (Nguyễn Ngọc Thành, 2006). Thời gian phục vụ của đường lò là 15 năm, độ sâu đặt đường lò là $H = -135\text{m}$ so với đỉnh núi, đường lò đặt trong vùng có phá hủy kiến tạo và ít nước. Bình đồ mặt cắt khu vực đường lò được mô tả như trong Hình 5 và mặt cắt ngang đường lò (Hình 5a) cũng

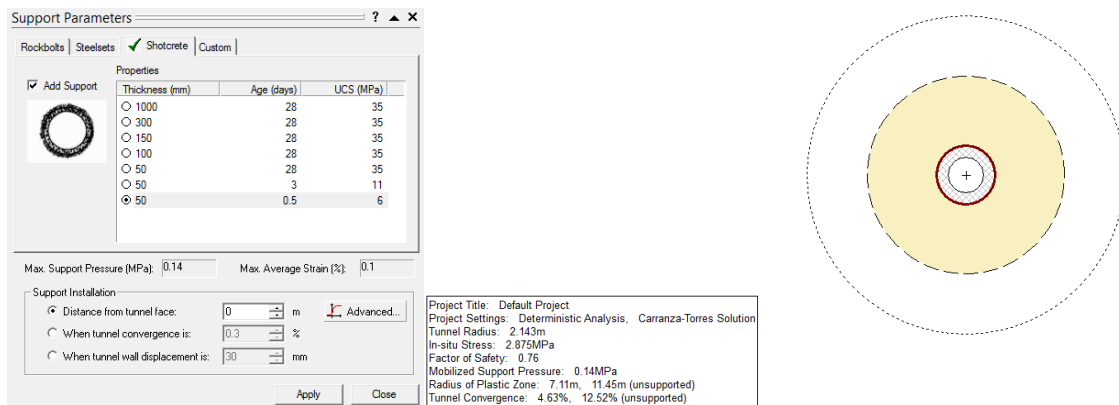
như mặt cắt ngang quy đổi (Rocsupport 3.0 chỉ mô hình cho hầm tròn) được mô tả như trong Hình 5b, bán kính đường lò tròn tương đương quy đổi thu được là $R_{td} = 2,143m$. Do đường lò đào qua các lớp đất đá và than dễ đơn giản trong phân tích ta sử dụng giá trị độ bền đất đá trung bình $R_{tb} = 25MPa$.



a) mặt cắt ngang đường lò b) mặt cắt ngang quy đổi đường lò
Hình 5. Mặt cắt ngang quy đổi để tính toán xác định kết cấu chống cho đường lò

Phương án thiết kế 1:

Sử dụng thiết kế neo và bê tông phun: để thiết kế bằng phương án này ban đầu ta sử dụng bê tông phun dày 5cm. Áp lực kết cấu bê tông phun huy động được là 0,14MPa. Ở đây bê tông phun và neo được phun ngay sát gương đào sau khi khoan nổ mìn theo quy phạm của tập đoàn Than và khoáng sản Việt Nam. Sau khi thêm bê tông phun vào theo thủ tục (Hình 6) chúng ta thu được sự thu nhỏ vùng biến dạng dẻo (Hình 6), kết quả phân tích Bảng 1 và hình ảnh hệ số an toàn trong thiết kế (Hình 7).



Hình 6. Thủ tục gán bê tông phun và sự biến đổi vùng biến dạng dẻo xung quanh đường lò

Bảng 1. Kết quả phân tích với việc sử dụng bê tông phun chiều dày 5cm

<p>Analysis Results: Factor of Safety: 1.09 Mobilized Support Pressure: 0.13 MPa <i>With support installed:</i> Radius of Plastic Zone r_p: 11.61 m Wall Displacement u_p: 218.58 mm Tunnel Convergence: 10.2 % <i>With no support installed:</i> Radius of Plastic Zone r_p: 20.67 m Wall Displacement u_p: 703.81 mm Tunnel Convergence: 32.84 % <i>Deformation at the tunnel face:</i> Wall displacement: 216.62 mm Tunnel Convergence: 10.11 % Critical Pressure p_{cr}: 1.97 MPa</p>	<p>Tunnel and Rock Parameters: Tunnel Radius r_o: 2.143 m In-Situ Stress p_o: 2.875 MPa Young's Modulus of Rock Mass E: 446 MPa Poisson Ratio ν: 0.35 Dilation Angle ψ: 0° Compressive Strength of Intact Rock σ_{ci}: 25 MPa Peak Strength Parameters Defined As: GSI, mi, D Geological Strength Index: 22 Rock Mass Constant m_i: 10 Disturbance Factor: 0.8 Not using residual strength parameters</p>
<p>Support Parameters:</p>	

Total combine:

Maximum support pressure: **0.14 MPa**

Maximum average strain: **0.1 %**

Installed at distance from tunnel face: **0 m**

Initial Tunnel Convergence: **10.11 %**

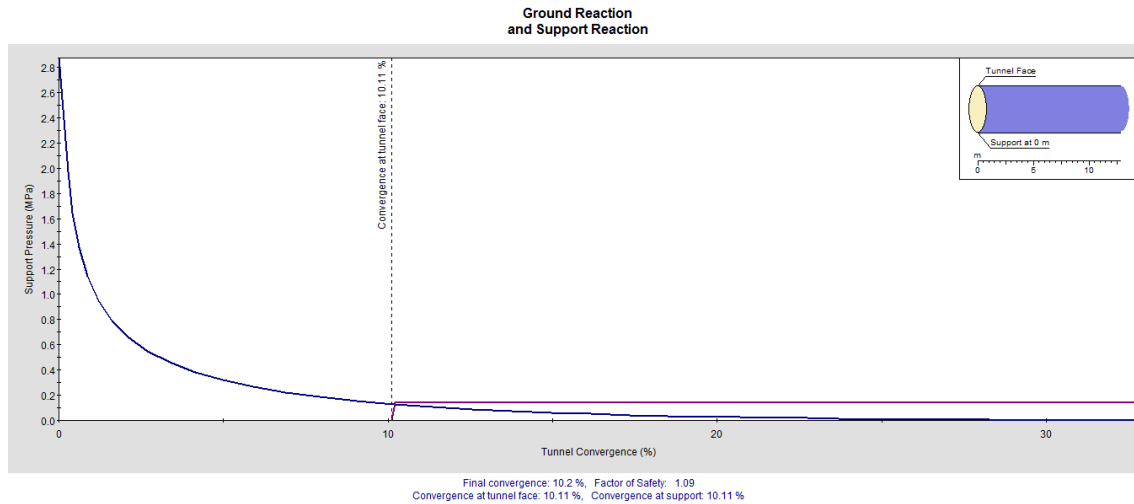
Initial Wall Displacement: **216.62 mm**

Shotcrete:

Properties: **Thickness = 50 mm, age = 0.5 days, UCS = 6 MPa**

Maximum support pressure: **0.14 MPa**

Maximum average strain: **0.1 %**



Hình 7. Hệ số an toàn với việc sử dụng bê tông phun 5cm đạt được là $SF = 1.09$

Quan sát kết quả này thấy rằng $SF = 1,09 < 2,0$ độ hội tụ cuối cùng của đường hầm là 10,2% biến dạng của biên lò còn quá lớn 216,62mm. Đường lò cần thiết phải gia cố thêm. Với giả thiết sử dụng kết cấu chống neo dính kết toàn bộ khoảng cách neo là 1,5m; đường kính neo lấy bằng 19mm; chiều dài neo được mặc định là vượt ra khỏi vùng biến dạng dẻo. Kết quả phân tích có thêm cả neo và bê tông phun (Hình 8, 9) và các thông số được liệt kê như sau:

Support Parameters:

Total combined:

Maximum support pressure: **0.222 MPa**

Maximum average strain: **0.15 %**

Installed at distance from tunnel face: **0 m**

Initial Tunnel Convergence: **10.11 %**

Initial Wall Displacement: **216.62 mm**

Rockbolts:

Type: **19 mm Rockbolt**

Maximum support pressure: **0.082 MPa**

Maximum average strain: **0.2 %**

Rockbolt square pattern spacing: **1.5 x 1.5 m²**

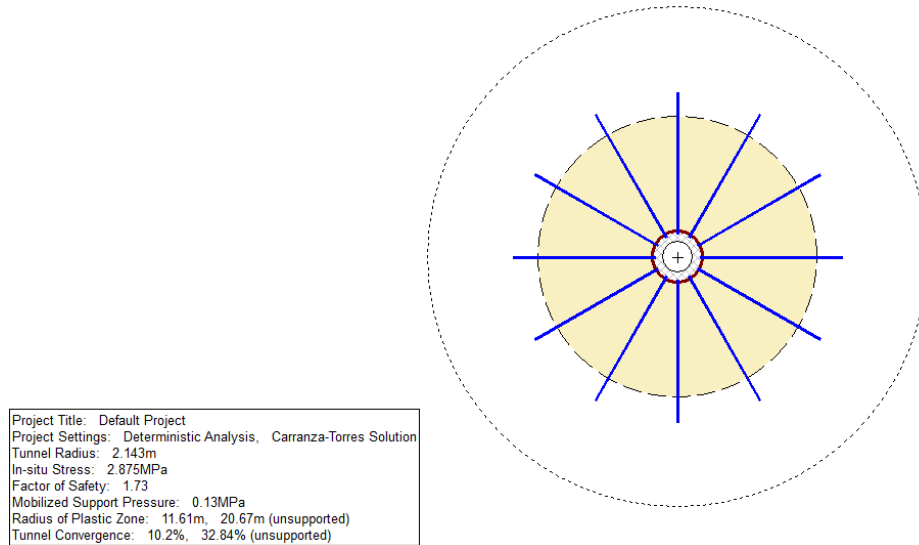
Shotcrete:

Properties: **Thickness = 50 mm, age = 0.5 days, UCS = 6 MPa**

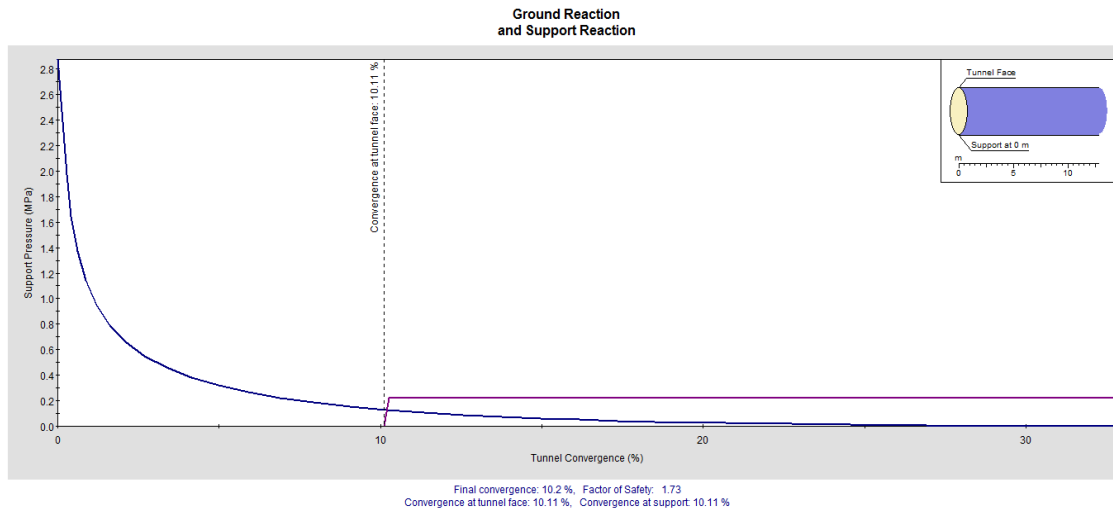
Maximum support pressure: **0.14MPa**

Maximum average strain: **0.1 %**

Quan sát kết quả thấy rằng hệ số bền đã được tăng lên từ 1,09 lên 1,73 tuy nhiên vẫn còn thấp, bán kính vùng phá hủy đã giảm đi tiếp, áp lực kết cấu chống giữ lớn nhất chưa đạt được ở mức áp lực chống giữ tiêu chuẩn $P_{cr} = 1,97MPa$. Độ hội tụ đường lò vẫn lớn đường hầm vẫn chưa an toàn cần phải bổ sung thêm kết cấu chống giữ. Có 2 phương án thiết kế ở đây: 1-tầng chiều dày bê tông phun; 2 - tầng mật độ neo cũng như chiều dài neo. Tuy nhiên, thực tế thi công và xây dựng mỏ ở Việt Nam chiều dày bê tông phun tăng lên do phun thủ công phức tạp, tốn kém thời gian thi công lâu, tương tự với tăng mật độ neo và chiều dài neo. Do đó, phải tư duy sử dụng phương án chống bằng khung thép cho hiệu quả tại khu vực đường lò này.



Hình 8. Sử dụng kết cấu chống neo



Hình 9. Độ hội tụ cuối cùng của đường hầm và hệ số SF

Phương án thiết kế 2:

Ở phương án này sử dụng khung thép để chống giữ, chúng ta lựa chọn khung thép có thể tạo ra được áp lực kết cấu chống lớn để đảm bảo được điều kiện bền và an toàn. Sử dụng khung thép chữ I với độ sâu mặt cắt 108mm, trọng lượng 21kg/m dài, bước chống theo dọc trục đường lò là 0,7m. Sau khi sử dụng chúng ta thu được áp lực chống giữ $P_i = 1,98\text{MPa}$ lớn hơn áp lực đất đá ở thời điểm chuyển sang trạng thái dẻo. Kết cấu chống đủ bền. Kết quả thu được trong trường hợp này được liệt kê như bên dưới và trong Hình 10.

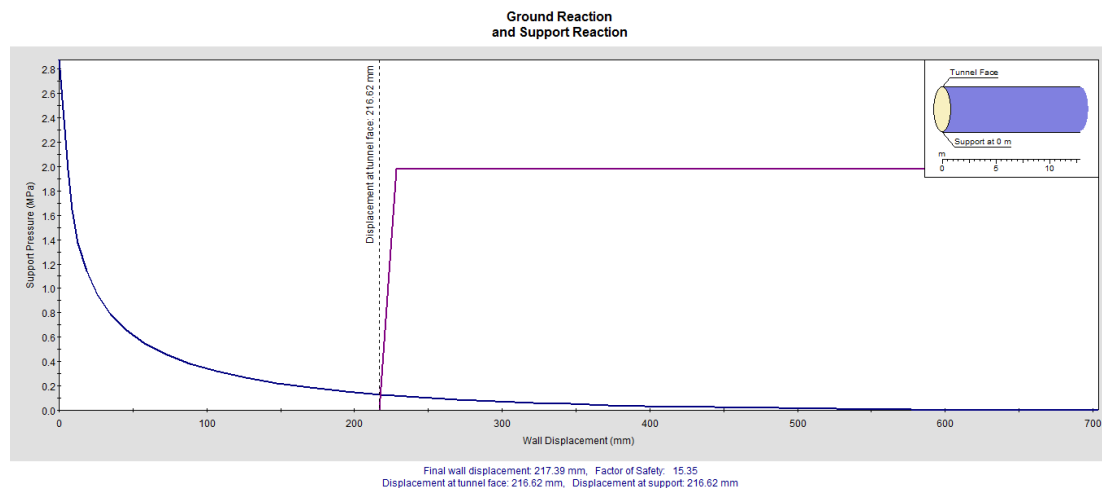
Support Parameters:

Total combined:

- Maximum support pressure: **1.98 MPa**
- Maximum average strain: **0.55 %**
- Installed at distance from tunnel face: **0 m**
- Initial Tunnel Convergence: **10.11 %**
- Initial Wall Displacement: **216.62 mm**

Steel set:

- Type: **TH section rib**
- Properties: **Flange width = 124 mm, section depth = 108, weight = 21 kg/m**
- Maximum support pressure: **1.98 MPa**
- Maximum average strain: **0.55 %**
- Steelset out-of-plane spacing: **0.7 m**



Hình 10. Kết quả phân tích sử dụng khung thép

4. Kết luận và kiến nghị

Qua những đề cập và phân tích ở trên có thể thấy rằng, phương pháp đường đặc tính khối đá và độ hội tụ giới hạn đã phát huy được hiệu quả sử dụng kết cấu chống giữ để tận dụng được khả năng mang tải của khối đá và giải phóng được ứng suất nguyên sinh trong khối đá (thông qua thời gian lắp đặt kết cấu chống). Việc sử dụng kết cấu chống giữ bằng neo và bê tông phun trong nhiều trường hợp có hiệu quả gia cố bước đầu, theo thời gian thì biến dạng khối đất đá xung quanh các đường lò tiếp tục tăng lên có thể gây phá hủy kết cấu chống. Việc này đòi hỏi phải có thêm kết cấu chống giữ bổ sung lâu dài để duy trì sự ổn định của đường lò.

Các lời giải và phân tích trước đây vẫn còn chưa chú ý đến sự phát triển tiếp theo hay sự tái phục hồi của trạng thái ứng suất nguyên sinh trong khối đất đá xung quanh đường hầm (biến dạng phục hồi) của đường cong đặc tính khối đá. Mức độ hội tụ lâu dài của đường hầm phụ thuộc rất lớn và sự biến dạng tiếp sau thời điểm lắp đặt kết cấu chống giữ (hệ kết cấu chống-khối đá). Đây cũng là xu hướng tính toán cần được quan tâm và nghiên cứu chi tiết hơn trong thực tế khai đào và chống giữ các đường lò.

Trong điều kiện đầu vào của bài toán tương tự như điều kiện địa chất đường lò dọc vỉa mức +125 m than Nam Mẫu không nên sử dụng kết cấu neo và bê tông phun, kết cấu được sử dụng là chữ I chiều rộng cánh 124mm khoảng cách 0,7m hoặc sử dụng thép SVP-22 bước chống 0,7m.

Tài liệu tham khảo

- Đào Như Chúc và nnk, 2004. *Bản đồ địa chất công nghiệp bể than Quảng Ninh*, Công ty Địa chất Mỏ.
- Võ Trọng Hùng, 2008. *Cơ học đá*. NXB Khoa học kỹ thuật
- Trần Tuấn Minh, 2016. *Giáo trình cơ học đá và khối đá*. NXB Xây Dựng
- Trần Tuấn Minh nnk., 2018. *Phương pháp tính toán kết cấu chống giữ công trình ngầm*. NXB Bách Khoa Hà Nội
- Nguyễn Quang Phích, 2007. *Cơ học đá*. NXB Xây Dựng
- Nguyễn Ngọc Thành, 2006. *Thuyết minh đề án khai thác lò giếng công ty than Nam Mẫu - công ty than Uông Bí, thuyết minh thiết kế kỹ thuật - TDT khai thác phần lò giếng mỏ than Nam Mẫu*, công ty CP tư vấn đầu tư mỏ và công nghiệp.
- Đỗ Như Tráng, 2011. Phân tích thời điểm lắp dựng kết cấu vỏ hầm với nền theo tiêu chuẩn Mohr-coulomb. *Tạp chí cầu đường*.
- Đỗ Như Tráng, 2011. Về bài toán xác định kết cấu chống đỡ của hầm bằng phương pháp không chế hội tụ theo tiêu chuẩn phá hủy Hoek-Brown. *Tạp chí cầu đường*.
- Carranza-Torres, C., 2004. Elasto-plastic solution of tunnel problems using the generalized form of the Hoek-Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Proceedings of the ISRM SINOROCK 2004 Symposium*, edited by J.A. Hudson and Xia- Ting Feng, Volume 41, Issue 3.
- Hoek, E. and Brown, E.T., 1980. *Underground Excavations in Rock*. Instn. Min. Metall., London.
- Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden, W.F., 1995. *Support of underground excavations in hard rock*. Balkema, Rotterdam.
- Lee, Y-K. and Pietruszczak, S., 2014. A new numerical procedure for elasto-plastic analysis of a circular opening excavated in a strain-softening rock mass. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.

23, No. 5, 588-599.

Panet, M., 1995. Calcul des Tunnels par la Méthode de Convergence-Confinement. *Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*. Paris. 178p.

Vlachopoulos, N. and Diederichs, M.S. 2009. Improved longitudinal displacement profiles for convergence-confinement analysis of deep tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering* (Accepted - In Press) 16 pgs.

Vrakas A., 2016. A finite strain solution for the elastoplastic ground response curve in tunnelling: rocks with non-linear failure envelopes. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 41(7), 1077-1090.

Vrakas A. and Anagnostou G., 2014, A finite strain closed-form solution for the elastoplastic ground response curve in tunnelling. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 38, No. 11, 1131-1148.

Баклашов И.В, Б.А. Картозия, *механика подземных сооружений и конструкций крепей*, Москва 2002.

ABSTRACT

Application of Ground Characteristic Curve and Convergence Confinement Method to design of rock supports

Tran Tuan Minh^{1,*}

¹*Hanoi University of Mining and Geology*

Ground Characteristic Curve (GCC) shows the interaction between pressure of supports (the initial stress of rock mass) and the displacement of rock mass on the boundary of tunnels during excavation of tunnels. The different ways, that indicates the relationship of pressure of supports and the level of Convergence Confinement of tunnels by percent. The using GCC to design supports in the underground construction has many advantages to ensure full utilization of the loading bearing capacity of rock mass and release a part of initial stress in the rock around tunnels. In this article analyzed and applied GCC and Convergence Confinement Method (CCM) to select and design the supports of underground constructions and applied at the geological conditions of Nam Mau coal mine - Vinacomin.

Keywords: Ground Characteristic Curve (GCC); Support Characteristic Curve (SCC); Convergence Confinement Method (CCM); Large deformation, Stand-up time.

Ứng dụng khoan ngang định hướng HDD trong thi công hệ thống đường ống hạ tầng kỹ thuật tại các đô thị ở Việt Nam

Vũ Minh Ngạn^{1*}, Phạm Đức Thọ¹
¹ Trường Đại học Mở - Địa chất

TÓM TẮT

Sự phát triển của công nghệ và gia tăng dân số tại các khu đô thị dẫn đến nhu cầu lớn trong thi công lắp đặt các đường ống kỹ thuật. Trên thế giới, công nghệ khoan ngang định hướng HDD hiện đang được sử dụng phổ biến để thi công lắp đặt hệ thống đường ống kỹ thuật tại các khu vực đô thị đã hình thành và ổn định nhằm giảm ảnh hưởng đến môi trường xung quanh, cuộc sống của dân cư và các công trình hiện hữu. Bài báo giới thiệu công nghệ khoan ngang định hướng HDD trong xây dựng đường ống kỹ thuật trong các đô thị và ứng dụng tại một số dự án trong các đô thị ở Việt Nam. Qua đó, nghiên cứu rút ra một số nhận xét cho công tác thiết kế và thi công hệ thống đường ống kỹ thuật bằng công nghệ khoan ngang định hướng tại Việt Nam trong tương lai.

Từ khóa: Khoan ngang định hướng; khoan ngầm; đường ống kỹ thuật; hạ tầng đô thị

1. Đặt vấn đề

Sự phát triển của công nghệ kỹ thuật và sự tăng trưởng dân số tại các khu đô thị dẫn đến việc thường xuyên phải thi công lắp đặt mới và bổ sung các hệ thống đường ống hạ tầng kỹ thuật như hệ thống cấp viễn thông, đường ống cấp thoát nước.... Việc xây dựng hệ thống đường ống kỹ thuật, đặc biệt là hệ thống đường ống kỹ thuật có đường kính nhỏ trong khu vực đô thị vì thế là yêu cầu cấp bách để phát triển bền vững các thành phố hiện đại trên thế giới cũng như tại Việt Nam. Đối với các khu đô thị đã xây dựng và hoàn thiện hạ tầng thì việc thi công lắp đặt bổ sung các đường ống rất khó khăn và gây nhiều phiền phức cho dân cư cũng như giao thông.

Phương pháp khoan ngang định hướng là một công nghệ thi công xây lắp các đường ống có nhiều ưu điểm khi thi công trong các khu vực đô thị chật hẹp, đông dân cư, có mật độ giao thông dày đặc, những khu vực nhạy cảm về môi trường, khó khăn về địa hình và địa chất (Sarireh và nnk, 2012; Willoughby, 2005). So với các phương pháp thi công hệ thống đường ống kỹ thuật khác như phương pháp đào hở hay phương pháp khoan kích ngầm pipejacking đòi hỏi diện tích thi công trên bề mặt lớn, ảnh hưởng đến giao thông cũng như phần nào gây lún trên bề mặt và một số rủi ro khi thi công như tại dự án xây dựng hệ thống tuyến ống cấp nước sạch TP Hồ Chí Minh, phương pháp khoan ngang định hướng HDD gần như không gây ảnh hưởng đến môi trường đất và gây lún bề mặt cũng như không yêu cầu mặt bằng cho giếng thi công. Ngoài ra, phương pháp khoan ngang định hướng cho phép khoan các đường ống với các tuyến bao gồm các đoạn cong với bán kính cong đa dạng.

Bài báo giới thiệu những khái niệm cơ bản về công nghệ thi công khoan ngang định hướng HDD để lắp đặt đường ống kỹ thuật trong các khu đô thị. Nghiên cứu cũng nêu một số trường hợp ứng dụng công nghệ thi công này tại các dự án thi công lắp đặt hệ thống cấp thoát nước, hệ thống đường ống kỹ thuật tại Việt Nam. Trên cơ sở đó, các tác giả đã rút ra các ưu điểm của phương pháp thi công khoan ngang định hướng và một số hạn chế cần khắc phục nhằm áp dụng công nghệ này phổ biến hơn trong các dự án cơ sở hạ tầng của Việt Nam trong tương lai gần.

2. Công nghệ thi công khoan ngang định hướng HDD

Công nghệ khoan ngang định hướng được sử dụng đầu tiên tại Mỹ khi thi công đường ống dẫn kỹ thuật trong lĩnh vực dầu khí từ những năm 70 của thế kỷ trước. Công nghệ này hiện đã và đang tiếp tục phát triển trong thi công các đường ống dẫn dầu, gas, và đặc biệt ứng dụng trong khai thác dầu từ đá phiến trong thời gian gần đây.

* Tác giả liên hệ
Email: vuminhngan@humg.edu.vn

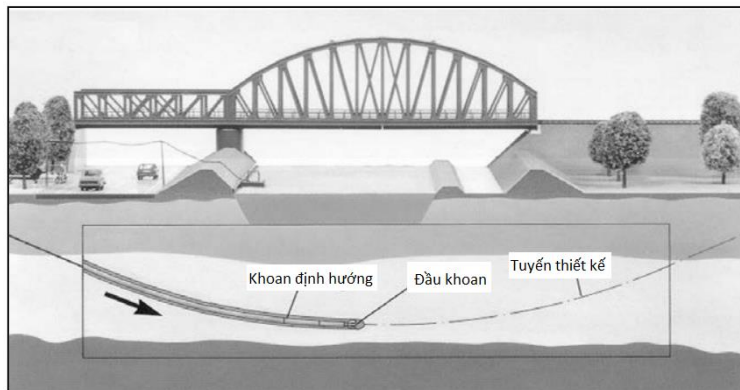
Ngày nay, công nghệ khoan ngang định hướng không chỉ sử dụng trong các dự án dầu khí mà còn được mở rộng áp dụng cho thi công các đường ống kỹ thuật trong các khu vực đô thị như thi công lắp đặt các hệ thống cáp viễn thông, hệ thống cáp điện, hệ thống đường ống cấp nước tự chảy.... Đặc biệt với hệ thống cấp thoát nước, công nghệ khoan ngang định hướng đã thể hiện ưu việt trong việc thi công tại các địa điểm có địa hình khó khăn, đông dân cư và với hiệu quả kinh tế vượt trội. Công nghệ khoan ngang định hướng cho phép khoan các đường ống có đường kính từ 75mm đến 1500 mm với chiều sâu tùy ý, chiều dài khoan được mỗi lần có thể tới 4.000 m phụ thuộc vào tính năng của thiết bị. Tại nước ta, công nghệ này hiện mới bắt đầu được sử dụng trong một số các dự án dầu khí và xây dựng hạ tầng kỹ thuật.

Hình 1 mô tả thiết bị khoan ngang định hướng HDD hiện đang sử dụng tại một số dự án tại Việt Nam với kích thước nhỏ gọn và thuận lợi trong di chuyển thi công.



Hình 1. Thiết bị khoan ngang định hướng HDD

2.1. Các bước thi công khoan ngang định hướng HDD



Hình 2. Giai đoạn 1- Khoan ngang định hướng theo tuyến thiết kế



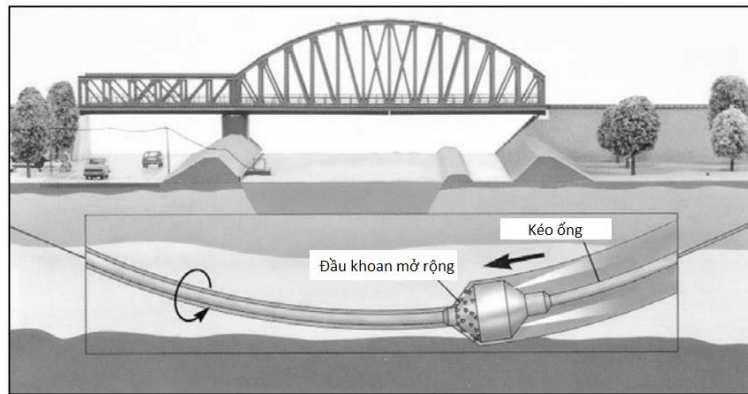
Hình 3. Đầu khoan có kết hợp với tia phun trong khoan ngang định hướng

Về mặt nguyên lý thi công, công tác thi công khoan ngang định hướng HDD bao gồm 3 giai đoạn chính:

- Giai đoạn 1: Khoan định hướng tuyến ống

Trong giai đoạn này, tiến hành khoan định hướng bằng đầu khoan kích thước nhỏ theo tuyến ống thiết kế ban đầu (Hình 2). Thiết bị khoan sẽ bao gồm đầu khoan và hệ thống bơm dung dịch khoan. Trong quá trình khoan định hướng, dung dịch khoan (thường là bentonite) được bơm liên tục qua hệ thống cung cấp dung dịch khoan được bố trí trên mặt bằng thi công. Dung dịch khoan có tác dụng vận chuyển vật liệu đất đào và giữ ổn định thành hố khoan. Quá trình khoan định hướng tuyến ống sẽ được kết hợp với hệ thống định vị để kiểm soát đường đi của mũi khoan theo đúng tuyến ống đã được thiết kế qua thiết bị định vị được đặt trong đầu khoan. Thiết bị này cho phép xác định được độ sâu đang khoan, góc quay và góc nghiêng của đầu khoan. Khi thi công trong những điều kiện địa hình phức tạp như dưới lòng sông, hồ, hệ thống phát tín hiệu sẽ kết hợp với các thiết bị định vị vệ tinh để xác định vị trí của đầu khoan.

Thi công khoan ngang định hướng trong điều kiện đất yếu tại các đô thị lớn ở Việt Nam như Hà Nội và TP Hồ Chí Minh nên sử dụng đầu khoan có tia phun như trên Hình 3 khi kết hợp việc khoan cắt đất và sử dụng phun chất lỏng với áp lực lớn để phá các liên kết của đất phía trước đầu khoan.

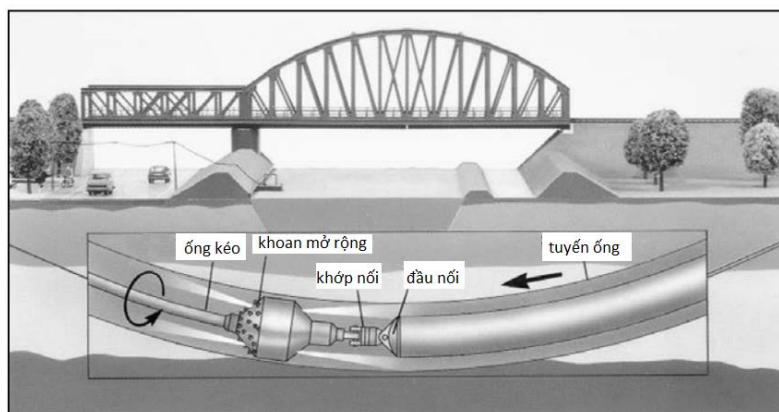


Hình 4. Giai đoạn 2-Thi công khoan mở rộng lòng đường ống

- Giai đoạn 2: khoan mở rộng lòng ống

Kết thúc giai đoạn 1, tại phía công trường bên nhận đầu khoan, đầu khoan mở rộng được lắp để tiến hành khoan mở rộng tuyến ống đã được khoan từ giai đoạn trước (Hình 4). Trong giai đoạn này, dung dịch khoan tiếp tục được bơm vào nhằm giữ ổn định thành tuyến ống.

Giai đoạn này có thể tiến hành khoan mở rộng nhiều lần tùy thuộc vào đường kính tuyến ống.



Hình 5. Giai đoạn 3- Thi công khoan mở rộng lòng tuyến ống và kéo tuyến ống

- Giai đoạn 3: Lắp đặt đường ống.

Tại giai đoạn này tiến hành kéo và lắp đặt đường ống như trên Hình 5. Đường ống hoàn thiện được lắp dựng sẵn tại phía công trường bên đối diện vị trí đặt máy thi công, tại điểm ra của khoan định hướng và được máy thi công HDD kéo qua tuyến ống đã được hình thành từ giai đoạn 2 - khoan mở rộng về phía điểm bắt đầu khoan. Trong giai đoạn này, phía đầu ống vẫn tiếp tục sử dụng đầu khoan mở rộng kết hợp với bơm dung dịch khoan nhằm giảm ma sát thành ống khi kéo và giữ ổn định thành tuyến ống. Sau khi kéo đường ống đến điểm bắt đầu khoan thì đường ống đã được lắp đặt hoàn toàn.

2.2. Xác định một số thông số chủ yếu trong công nghệ thi công khoan ngang định hướng HDD

Khi tiến hành thiết kế và thi công công nghệ khoan ngang định hướng HDD thì các thông số cần thiết trong thiết kế và thi công cần xác định bao gồm: bán kính cong nhỏ nhất của tuyến ống, áp lực dung dịch khoan và lực kéo tuyến ống. Bài báo này tổng hợp cách xác định các thông số trên theo kinh nghiệm thiết kế và thi công trên thế giới, bao gồm:

Áp lực dung dịch sử dụng trong khoan ngang định hướng được xác định theo lý thuyết không gian mở được đề cập trong Yu (2013). Trong đó các giá trị áp lực dung dịch lớn nhất được xác định với các điều kiện xảy ra đầy trời trong các nghiên cứu của Broere (2001) và Vũ Minh Ngạn và nnk (2015). Áp lực dung dịch nhỏ nhất phụ thuộc vào đường kính tuyến ống, chiều sâu và chiều dài khoan và các thành phần dung dịch khoan và được xác định theo công thức sau:

$$p_{\text{khoan}} = \Delta p_{\text{khoan}} + \rho_{\text{dd}} g h_z \quad (1)$$

Trong đó p_{khoan} là áp lực khoan(kPa), Δp_{khoan} là tổn thất áp lực(kPa), ρ_{dd} là tỷ trọng dung dịch khoan, g là gia tốc trọng trường, h_z là chiều cao cột nước tại vị trí khoan (m).

Về bán kính cong nhỏ nhất của tuyến ống, cho đến nay chưa có một nghiên cứu lý thuyết nào chỉ ra cách xác định thông số này. Tuy nhiên, bán kính cong nhỏ nhất thường được xác định trên các dữ liệu và các kinh nghiệm thi công. Theo Ruhrgas AG, bán kính cong nhỏ nhất được xác định theo đường kính cong ngoài của đường ống theo công thức sau:

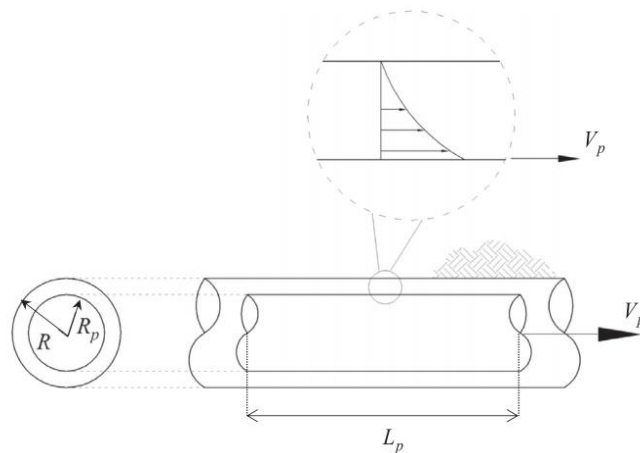
- Với các ống có đường kính nhỏ hơn 700mm:

$$R_{\text{min}} = 1000 \times D_{\text{ngoài}} \quad (2)$$

- Với các ống có đường kính lớn hơn 700mm:

$$R_{\text{min}} = 1400 \times \sqrt{D_{\text{ngoài}}^3} \quad (3)$$

Trong đó R_{min} là bán kính cong nhỏ nhất (m), $D_{\text{ngoài}}$ là đường kính ngoài của đường ống (m)



Hình 6. Xác định các thông số thi công khoan ngang định hướng HDD

Thành phần lực kéo được xác định theo công thức kinh nghiệm trong tiêu chuẩn ASTM F1962 (Hình 6) như sau:

$$V_p = \Delta P \frac{\pi(R^2 - R_p^2)}{2} \quad (4)$$

Trong đó, R là đường kính hố khoan (m), R_p là đường kính đường ống (m), ΔP là áp lực thủy động, thường lấy bằng 70kPa.

3. Ứng dụng công nghệ khoan ngang định hướng tại Việt Nam

Xây dựng hệ thống đường ống kỹ thuật, đặc biệt là hệ thống đường ống kỹ thuật có đường kính nhỏ trong khu vực đô thị là yêu cầu cấp bách để phát triển bền vững các thành phố hiện đại trên thế giới cũng như tại Việt Nam. Đối với các khu đô thị đã xây dựng và hoàn thiện hạ tầng thì việc thi công lắp đặt bổ sung các đường ống rất khó khăn và gây nhiều phiền phức cho dân cư cũng như giao thông. Bên cạnh đó, mặt bằng để thi công lắp đặt bằng các phương pháp đào hào, hay khoan kích ngầm là rất khó.

Tại Việt Nam, công nghệ khoan ngang định hướng mới được áp dụng trong khoảng thời gian 10 năm gần đây trong lĩnh vực thi công các công trình hạ tầng kỹ thuật. Về thi công các đường ống phục vụ công

trình hạ tầng cơ sở, cho đến nay công nghệ khoan ngang đã được triển khai thi công ở một số công trình như khoan qua đường băng ở Sân bay Quốc tế Nội Bài, khoan qua đường Hùng Vương (quận Ba Đình, Hà Nội) và đã cho kết quả tốt.

Có thể chia ra một số ứng dụng của khoan ngang định hướng tại Việt Nam theo phạm vi như sau:

- Thi công các công trình dự án hạ tầng kỹ thuật như hệ thống cấp nước, thoát nước thải thành phố;
- Thi công các công trình đường ống băng qua đường, qua khu dân cư đông đúc;
- Thi công các công trình dầu khí bao gồm hệ thống đường ống dẫn dầu, gas.

Dự án thoát nước thải thành phố Hưng Yên là một trong những dự án cho thấy tính ưu việt của phương pháp thi công khoan ngang định hướng trong việc lắp đặt các đường ống kỹ thuật.



Hình 7. Thi công kéo ống HDD tại Dự án thoát nước thải thành phố Hưng Yên

Dự án có tổng chiều dài 18,22 km bao gồm mạng lưới cống thu gom nước thải, trong đó có 9,72 km cống bằng bê tông cốt thép; 3,2 km cống bao bê tông cốt thép và 5,3 km cống áp lực sử dụng ống HDPE. Khu vực thi công tập trung đông dân cư nên các biện pháp bảo đảm giao thông và giảm thiểu tác động đến cuộc sống của người dân xung quanh là hết sức cần thiết. Ban đầu biện pháp thi công mạng lưới cống bao gồm đối với các cống bê tông cốt thép và ống HDPE toàn bộ thực hiện bằng phương pháp đào mở dưới lòng đường. Tuy nhiên, điều kiện địa chất ở khu vực thi công là điều kiện đất yếu, nên khi đào sâu 3 - 4 mét, nhà thầu đã phải tiến hành thực hiện nhiều biện pháp gia cố đất nhằm bảo đảm an toàn, tránh sạt trượt đã làm gia tăng thời gian thi công, tăng kinh phí và ảnh hưởng lâu dài đến cuộc sống của người dân. Đặc biệt, một số đoạn tuyến xuất hiện các điều kiện địa chất rất khó để giữ ổn định thành hố đào đã gây khó khăn và kéo dài dự án. Sau đó, một số biện pháp thi công đã được đưa ra để khắc phục sự cố và đẩy nhanh tiến độ thi công. Trong đó phần ống HDPE được thi công bằng phương pháp khoan ngang định hướng HDD như trên Hình 7. Kết quả, đoạn ống HDPE đã được thi công nhanh chóng, đạt tiến độ dự án đề ra, đồng thời giảm thiểu tối đa công tác đào nền đường và xử lý khu vực đất yếu.

Tại một dự án xây dựng hệ thống nước khác là dự án cải thiện môi trường nước Nam Bình Dương (giai đoạn 2), việc ứng dụng công nghệ khoan ngang định hướng HDD đã giảm thời gian thi công từ vài tháng xuống 1 tuần và không phải đào hở mặt đường với mật độ đi lại đông đúc, giảm thiểu ảnh hưởng đến giao thông đi lại và cuộc sống của người dân trong khu vực.



Hình 8. Khoan ngang qua đường tại Phú Thọ



Hình 9. Khoan ngang định hướng tại dự án lắp đặt đường ống dẫn dầu tại Vũng Tàu

Một ứng dụng khác của khoan ngang định hướng là khoan lắp đặt thêm hệ thống ống kỹ thuật băng qua các công trình hạ tầng có sẵn như đường cao tốc, ngã tư. Hình 8 mô tả công tác khoan ngang và kéo lắp

ống kỹ thuật qua đường tại Phú Thọ. Công nghệ khoan ngang này so với việc thi công đào hở nền đường đang khai thác đã giảm thiểu thời gian thi công, nhân công, chi phí rất nhiều.

Tại Việt Nam, việc ứng dụng khoan ngang định hướng tại các dự án xây dựng và lắp đặt các đường ống dầu khí đã và đang được tiến hành khi lắp đặt các đường ống dẫn dầu từ các mỏ dầu ngoài khơi đến các nhà máy lọc dầu. Hình 9 mô tả công tác thi công lắp đặt đường ống thép bọc bê tông tại dự án xây lắp đường ống dẫn dầu tại dự án Nam Côn Sơn, Vũng Tàu bằng phương pháp khoan ngang định hướng. Với chiều dài tuyến ống thiết kế hàng chục kilomet đi qua các khu vực dân cư tập trung, giao cắt các tuyến đường giao thông, xuyên qua các ngã tư giao thông, nằm dưới lòng sông Mỏ Nhát và các đầm lầy, phương pháp khoan ngang định hướng HDD thể hiện rõ ưu thế về tiến độ thi công nhanh, khoảng cách đường ống một lần thi công lớn đến hàng kilomet và giảm thiểu ảnh hưởng đến giao thông và cuộc sống của người dân.

Các dự án thi công bằng công nghệ thi công khoan ngang định hướng HDD tại Việt Nam cho thấy công nghệ thi công này có nhiều ưu điểm bao gồm máy móc thiết bị thi công nhỏ gọn, linh hoạt, thi công chính xác, giảm giá thành, rút ngắn thời gian thi công. Chính vì vậy hiện nay công nghệ khoan ngang định hướng đã và đang được áp dụng phổ biến tại các thành phố trong khu vực và trên thế giới. Tuy nhiên, công nghệ này còn khá mới mẻ với thị trường xây dựng ở Việt Nam. Do vậy, việc tiếp cận công nghệ này còn nhiều hạn chế, công tác thi công hiện nay còn phụ thuộc vào các chuyên gia nước ngoài.

4. Kết luận

Nhu cầu thi công lắp đặt hệ thống đường ống kỹ thuật ngày càng phát triển và cấp thiết tại các khu đô thị ở Việt Nam đặc biệt tại các khu đô thị hiện hữu khi công tác thi công đào mở gặp nhiều trở ngại do ảnh hưởng tới giao thông và cuộc sống của người dân, ô nhiễm môi trường. Bài báo nêu lên những khái niệm cơ bản và một số tính toán trong thiết kế và thi công bằng phương pháp khoan ngang định hướng HDD. Công nghệ thi công khoan ngang định hướng HDD đã thực hiện tại một số dự án ở Việt Nam như dự án thoát nước thải thành phố Hưng Yên, dự án cải thiện môi trường nước Nam Bình Dương... cho thấy các ưu điểm về thi công lắp dựng đường ống trong các điều kiện khó khăn về mặt bằng và địa chất, rút ngắn thời gian thi công, giảm thiểu ảnh hưởng tới giao thông và cuộc sống của người dân. Tuy là phương pháp thi công khá phổ biến tại các nước trong khu vực và trên thế giới, công nghệ thi công này còn khá mới mẻ với các công ty xây dựng ở nước ta. Nhằm phục vụ nhu cầu lớn trong thi công các đường ống hạ tầng kỹ thuật tại các khu đô thị ở nước ta, cần thiết có sự đầu tư về nghiên cứu và học tập kinh nghiệm thi công trong thời gian gần.

Tài liệu tham khảo

ASTM, F., 1962. Standard guide for use of maxi-horizontal directional drilling for placement of polyethylene pipe or conduit under obstacles, including river crossings. *In American Society for Testing and Materials*.

FSTT, 2006. Microtunneling and horizontal drilling. ISTE.

Sarireh, M., Najafi, M., Slavin, L., 2012. Usage and applications of horizontal directional drilling. In: Proc., ICPTT2012, Wuhan, China, pp. 1835-1847.

Vu, M. N., Broere, W., Bosch, J.W., 2015. The impact of shallow cover on stability when tunnelling in soft soils. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 50: 507-515.

Yu, H.-S., 2013. Cavity expansion methods in geomechanics. *Springer Science & Business Media*.

Willoughby, D.A., 2005. Horizontal Directional Drilling: Utility and Pipeline Applications. McGraw-Hill, New York.

ABSTRACT

Applications of Horizontal Directional Drilling (HDD) technology in pipeline construction in urban areas in Vietnam

Vu Minh Ngan^{1,*}, Pham Duc Tho¹

¹ Hanoi University of Mining and Geology

The development of the technology and the growth of the population lead to a high demand in pipeline construction in urban areas. The horizontal directional drilling (HDD) becomes popular trenchless technology in the world for installing pipeline systems in existing resident areas in order to reduce effects on surrounding environment and nearby buildings. This paper introduces the horizontal directional drilling

(HDD) technology and applications in some infrastructure projects in Vietnam. On the basis of the study, some lessons have been obtained for improving the designing and construction works in installing the pipeline in future projects in Vietnam.

Keywords: Horizontal directional drilling; trenchless; pipeline; urban infrastructure.

Numerical analysis of soil nailing for stability of slopes

Pham Thi Nhan^{1,*}, Nguyen Anh Hoa²

¹ Faculty of Civil Engineering, Hanoi University of Mining and Geology, Vietnam

² Nguyen Anh Hoa, Faculty of Basic Sciences, Hanoi University of Mining and Geology, Vietnam

ABSTRACT

Soil nailing is one of the in-situ soil reinforcement techniques in the field of geotechnics that has been widely used in the world. Soil nailing is a system consisting of reinforced concrete piles and rebars or composite rods installed with an inclined direction into the slope. The researches and applications of soil nailing technology to reinforce slope in Viet Nam have not been widespread, and most authors only consider the construction technologies, processes, requirements for the materials, equipment and checking the quality of soil nails, etc. In this study, an attempt has been made to study the performance of a soil nail wall supporting a vertical cut of 10m height slope. The response of the soil nailed slope is then simulated numerically by using a finite element analysis. To assess the performance of the soil nailed slope, the factor of safety (FoS), horizontal deformation and axial forces of nails have been studied. The results of the numerical analyses indicate that the soil nailing is a feasible, efficient, and economical reinforcement technique, particularly for supporting slopes stability and applications in geotechnical engineering.

Key world: Soil nail; numerical analysis; safety factor; deformation.

1. Introduction

Soil nailing is an in-situ earth retaining technique and it has been excessively used all over the world for the various slope stability applications. The behaviour of soil-nailed slopes is significantly affected by the various factors such as the installation method of nails, construction sequence, soil and nail parameters, etc. Simulation of soil nail structures using PLAXIS 2D is time-efficient and relatively easy due to the user-friendly environment (Babu, Singh, 2007). In practice, a soil nail is rigidly connected to the wall facing (FHWA, 2003; Joshi, 2003) by means of bearing plate and hexagonal nut to the temporary facing which in turn is connected with permanent facing using headed studs via bearing plate forming a rigid connection with the continuous reinforced concrete permanent facing. PLAXIS 2D uses 15-node triangular elements for generating finite element mesh. The software offers multi choices of mesh density ranging from very coarse to very fine. Briaud and Lim (1997) provided information about where to place the boundaries so that their influence on the results of the numerical simulation of soil nail wall can be minimised. The research and application of soil nailing technology for reinforcement slopes are quite new methods (limited) in Vietnam. Up to the present, most authors have only pointed out the construction technology, processes as well as the requirements for materials and equipments, checking the quality after construction, etc (Dong Kim Hanh, 2015; FHWA, 1998).

In this article, a soil nailed vertical slope study via numerical analysis has been conducted to examine the effect of nail structural under surface load (surcharge load) on development of nail axial force distribution, stability improvement of soil slopes and facing deformation in a staged-excavation. In addition, the result can contribute to the analysis and design of such improvement method in the future in the domestic construction industry.

2. Material and methods

2.1. Soil and soil nail parameters

The reinforcing action of soil nails can be developed through soil/nail interaction due to ground deformation, which results in the development of tensile forces in soil nails. This developed tension force is the main part of resistances. Conventionally, shear and bending have been assumed to provide a little

* Corresponding author

Email: phamthinh@humg.edu.vn

contribution to its resistance (Lazarte, 2015). The effect of soil nailing is to improve the stability of slope through (1) increasing the normal force on the shear plane and also the shear resistance along slip plane in granular soil; and (2) reducing the driving force along slip plane both in granular and cohesive soil. For the purpose of illustrating and better understanding, a typical 10 m high soil- nailed wall with vertical face and horizontal backfill is considered for the present study (Fig.1).

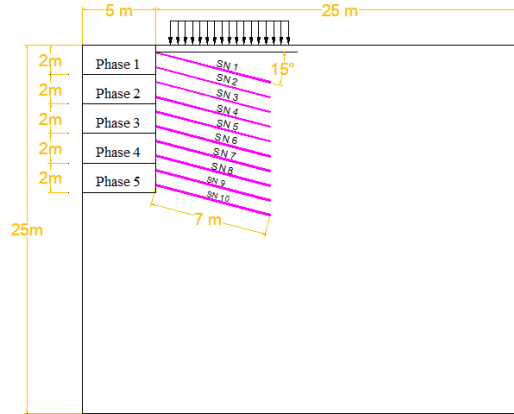


Fig.1. Numerically simulated 10 m high soil- nailed slope

To observe the load transfer mechanisms in the nailed slope as failure was approached, a surcharge loading was incrementally applied on the top of the slope. The surcharge applied is caused by a vehicle load. Each vehicle weighs 15 tons on average, the maximum number of vehicles that can be arranged on the width of the road pavement is 2 vehicles. So the surcharge load per unit area $q = 2 \times 15t = 30 T / 30 m^2 = 1T/m^2 = 10 kN/m^2$. If 2 is considered to be the Factor of Safety, the surcharge load per unit area is calculated by $20 kN/m^2$.

Table 1 summarises the geometric configuration and other design details of the soil nail wall. PLAXIS 8.6 is used to carry out the finite element based simulations of the soil nail wall considering it as a plane strain problem and accounting for the long term behaviour using drained conditions.

Numerical simulations of the soil nail wall are performed considering Mohr Coulomb (MC) model, and the observations are made regarding global stability, displacements of the excavation base, lateral deformations and axial forces in the nails after each construction stage. Given below is the brief description of various parameters required in MC-model, which was used to simulate the soil nail wall. Primary objective of the study is to bring out the implications of the use of soil models, typical values of the different soil model parameters used in the study are summarised in Table 1 and Table 2.

Table 1. Soil geotechnical parameters

Parameter	Name	Unit	Value
Cohesion	C	kPa	10
Unit weight	γ_{sat}	kN/ m ³	19
Internal friction angle		Degree	40
Poisson's ratio of soil		-	0.3
Elastic modulus	E	kN/m ²	30000

Table 2. Facing and soil nails parameters

Soil nail			
Parameter	Name	Value	Unit
Type of behaviour	Material type	georid	-
Normal stiffness	EA	1.06E+06	kN/m
Length	L	8	m
Nail inclination	α	15	0
Grouted nails and facing			
Type of behaviour	Material type	elastic	-
Normal stiffness	EA	2.2E+06	kN/m
Bending stiffness	EI	1.84E+03	kNm ² /m
Facing thickness	d	0.15	m
Poisson's ratio		0.25	

The following nail pattern was carried out to review the effect of soil nail structures on deformation of excavations (Fig. 2)

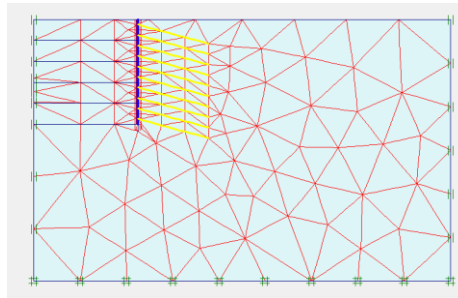


Fig. 2 Soil nail pattern

As mentioned earlier, soil nail wall is simulated as a plane strain problem and long term behaviour is simulated using drained analysis conditions. 15-noded triangular elements are used for generating finite element mesh of appropriate density. Coarse mesh density is adopted globally, which is refined to fine density in the vicinity of the soil nail wall (Fig. 2). Mesh boundaries are placed far enough to minimise the influence of mesh boundaries on the results of the numerical simulation (Briaud and Lim Y., 1997). Fig.1 showed the simulated soil nail wall with excavation and soil nail dimensions, and various parameters including in situ soil properties, mesh boundaries and fixity conditions.

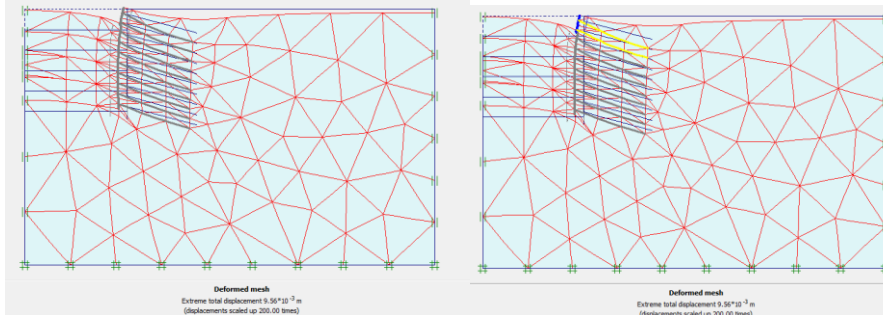
2.2. General Procedure for Numerical Simulation

The general steps in the numerical simulation of the soil nail wall are listed below:

- Firstly, material properties, geometry of the soil nail wall (including nails and facing elements layout), boundary conditions are defined in the input program.
- Secondly, Desired mesh density was chosen. This is followed by initial gravity stresses using (k0) procedure (i.e. at-rest condition).
- Third, Staged construction option is used to simulate construction of the soil nail wall in ten stages indicated below:

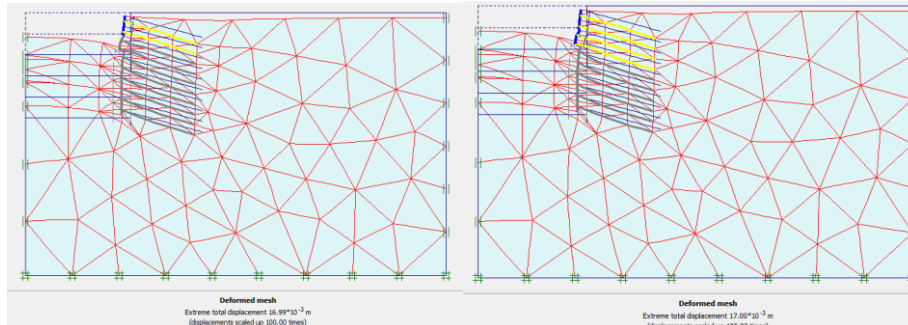
Stage 1: Excavating and removing the first layer of soil to the depth of -2.0 m, activating surcharge load of 20 kN/m²;

Stage 2: Installation the first and second row of soil nail at an altitude of - 0.5 m and -1.0 m.



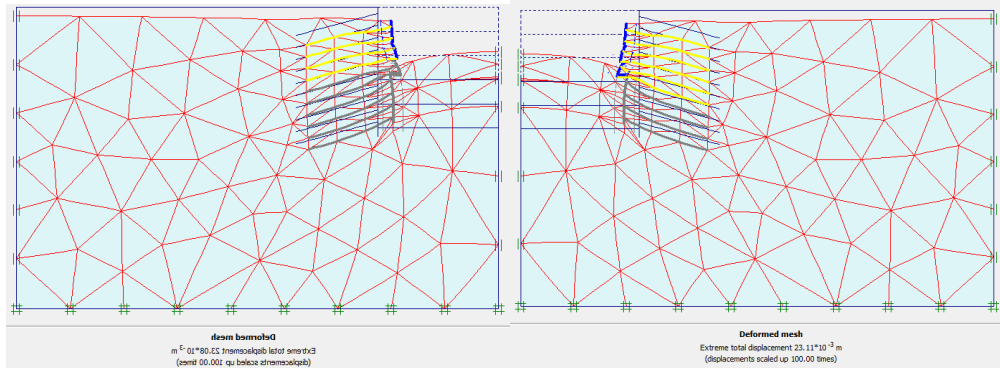
Stage 3: Excavating and removing the second layer of soil to the depth of -4.0 m

Stage 4: Installation the second row of soil nail at an altitude of -2.5 m and -3.5m



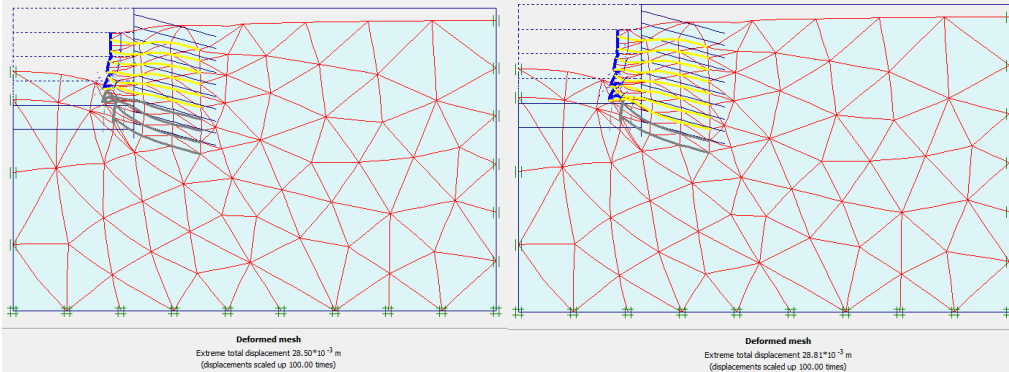
Stage 5: Excavating and removing the second layer of soil to the depth of -6.0 m

Stage 6: Installing the third and fifth and sixth row of soil nail at depth of -4.5 m and -5.5m



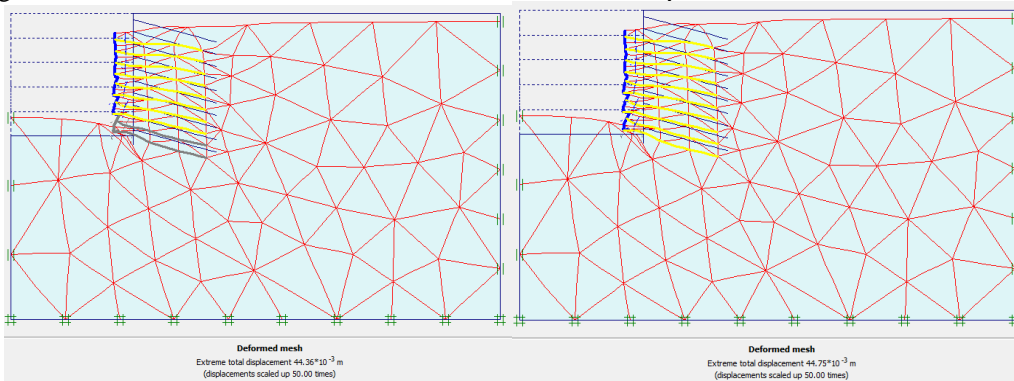
Stage 7: Excavating and removing the second layer of soil to the depth of -8.0 m

Stage 8: : Installation of the seventh and eighth row of soil nail at depth of -6.5 m and -7.5m



Stage 9 Excavating and removing the second layer of soil to the depth of -10.0 m

Stage 10: Installation of the ninth and tenth row of soil nail at depth of -8.5 m and -9.5m



3. Result and discussion

By using Plaxis software the results of stability analysis of soil-nailed slopes were modelled and presented with a special attention paid to the factors influencing the stability of soil-nailed slopes. In the simulation the factor of safety (FOS) and horizontal deformation of nails are the factors that were investigated.

3.1. Variation of FOS with construction stage

Based on the reduced c and ϕ parameters of the soil, the factor of safety (FOS) in the currently used model can be computed according to Eq. 1, which is proposed in the calculation window of PLAXIS. While calculating FoS using the finite element-strength reduction method, the entire slope, from toe to the crest was in the range which involves all elements to be in a plastic state. The principal described above is the principal definition for $\phi - c$ reduction method, which was used here to compute the global factor of safety.

$$FOS = \frac{C - \sigma_n \tan \phi}{C_r - \sigma_n \tan \phi_r} \quad (1)$$

Where:

σ_n is the acting normal stress component;

c and ϕ are input soil strength parameters;

c_r and ϕ_r are reduced strength parameters, large enough to maintain equilibrium.

In this approach, the tangent of internal friction angle and the cohesion are reduced in the same proportion:

$$\frac{c}{c_r} = \frac{\tan\phi}{\tan\phi_r} = \sum Msf \quad (2)$$

In which, the total multiplier ($\sum Msf$) control the reduction of those parameters. Total multiplier will be increased in a step by step procedure until the failure occurs. So that, the value of ($\sum Msf$) at the failure phase is defined as the factor of safety (FoS).

In this report, construction progressed incrementally in a top down manner by repeating two steps of construction. The first step began with soil being excavated to a depth of 2.0 m below the level of soil nail. Step no 2 consisted of installing the soil nail and concrete facing. Steps 1 and 2 were repeated until the full excavation depth (10 m) was attained. The inclined angle (α), is the angle of a soil nail, with reference to horizontal direction. The typical relationship between excavation stage and calculated FoS is presented in Fig.3. The relationship between excavation stage and tension force is presented in Fig.4.

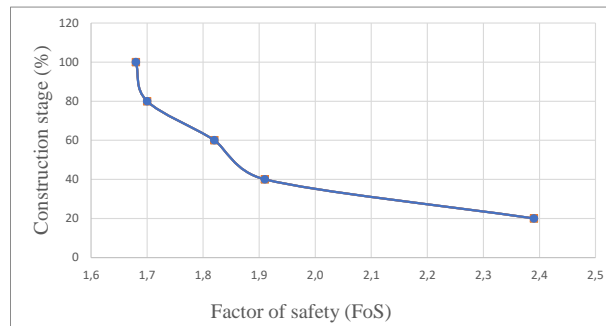


Fig.3. Trend of FoS with construction stage

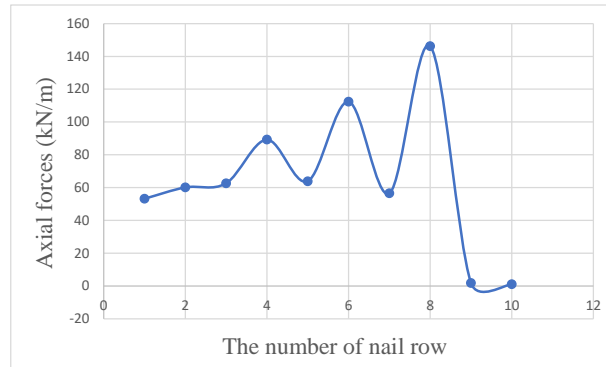


Fig.4. Tension forces of nails at the final stage

Looking at the graph in Fig.3, it is clear that the FoS experienced a downward trend. At the first stage, The FoS is close to 3, then The FoS decreases sharply about 2.2 at the end of second stage . After this, there was a slight fall of FoS factor over the next three stages. At the fifth stage the FoS factor equals 1.52. This result shows that soil nails provide an appreciable stabilizing effect.

Fig.4 shows the distributions of the axial forces developed in the nails. The axial forces of nails fluctuated considerably from the first stage to fifth stage. Relatively large forces are mobilised in the eighth row nails. It reached a peak at approximately 146,25 KN/m. Then they fell in the final stage about 1.07 KN/m. The modelling result indicates that only small axial forces are mobilised in the lowest soil nails and they provide little reinforcing effect to the slope.

3.2. Variation of horizontal displacement and axial forces with construction stage

The profiles of horizontal deformations of the excavation faces obtained from the PLAXIS 2D analysis are plotted in Figure 5.

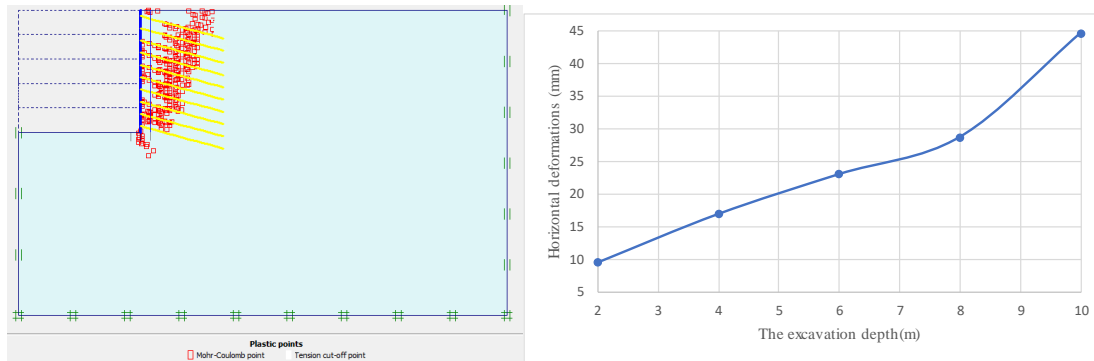


Fig.5 a) Plastic zone distribution;

b) Relationship between horizontal deformation face and the excavation depth

Fig.5a shows the lengths of the nails extending beyond the potential failure surfaces, this demonstrates that soil nails play an important role in stabilizing for the slope. On other hand, from Fig.5 b, the maximum horizontal displacement of slope after reinforcement is $U_x = 44.75 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 4.4 \text{ cm}$. With the maximum of excavation depth, the limit value of the horizontal displacement $[U_x] = H/200 = 10/200 = 5 \text{ cm}$. This result illustrates that in a nailed excavation, nails will help limit the amount of horizontal ground movement.

4. Conclusion

In the present study, the stability of a typical soil nailed slope has been examined using the conventional FHWA procedure and via numerical simulations.

The factor of safety (FoS) is changed during excavation progress. If the design of soil nailing is reasonable, the factor of safety will gradually decrease from the first excavation phase and closer to stability criterion of 1.5 at the final stage. But vice versa, horizontal deformations of the excavation faces has experienced an upward trend toward the end of excavation progress.

The horizontal displacement of slope after reinforcement is smaller than the limit value of the horizontal displacement. This illustrates that in a nailed excavation, nails will help limit the amount of horizontal ground movement.

The results show that the soil nailing technique provides a feasible, efficient, and economical alternative to the conventional retaining structures, particularly for supporting vertical or near vertical cuts made in soil for various slope stability applications in geotechnical engineering.

Reference

- Babu, G. L. S. and Singh, V. P., 2007. Plaxis practice - Stabilization of vertical cut using soil nailing. *Plaxis Bulletin*, October, No. 22, 6-9.
- FHWA, 2003. Geotechnical engineering circular No. 7 - soil nail walls. *Report FHWA0- IF-03-017*, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D. C.
- Joshi, B., 2003. Behaviour of calculated nail head strength in soil-nailed structures. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 129(9): 819–828.
- Briaud, J.-L. and Lim, Y., 1997. Soil nailed wall under piled bridge abutment: simulation and guidelines. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 123(11): 1043–1050.
- Dong Kim Hanh, 2015. Construction soil nailing for slope stabilization. *Journal of water resources & environmental engineering*. ISSN 2207 - 5528 Vol. 48, P.P.85 - 91.
- Lazarte, C. A., Robinson ,H., Gómez ,J .E., Baxter ,A., Cadden A., and Berg, R., 2015. *Soil Nail Walls Reference Manual* No. FHWA - NHI - 14 - 007.

TÓM TẮT

Sử dụng phương pháp số phân tích ổn định mái dốc gia cường bằng công nghệ soil nailing

Phạm Thị Nhân^{1,*}, Nguyễn Ánh Hoa²

¹ Khoa Xây dựng, Trường Đại học Mở - Địa chất

² Khoa khoa học cơ bản, Trường Đại học Mở - Địa chất

Công nghệ Soil nailing là một là một trong những kỹ thuật gia cố đất trong lĩnh vực địa kỹ thuật đã được ứng dụng rộng rãi trên thế giới. Soil nailing là một hệ thống các cọc vữa xi măng cốt thép hoặc thanh liên hợp được đóng theo phương nghiêng vào trong các tầng đất. Việc nghiên cứu và áp dụng công nghệ này ở Việt Nam chưa được rộng rãi, hầu hết các tác giả mới chỉ tập chung vào các khía cạnh như : công nghệ thi công, quá trình thi công, yêu cầu về vật liệu, thiết bị và kiểm định chất lượng kết cấu soil nailing, v.v... Trong nghiên cứu này nhóm tác giả tập trung nghiên cứu ứng xử mái dốc đứng có độ sâu 10m, khi sử dụng công nghệ gia cố soil nailing. Ứng xử mái dốc sau khi được tiến hành gia cố được mô phỏng số bằng phương pháp phần tử hữu hạn. Hệ số an toàn (FOS), chuyển vị ngang, và lực dọc thanh neo được sử dụng để nghiên cứu tính năng của kết cấu soil nailing. Kết quả phân tích số chỉ ra rằng Soil nailing là một công nghệ gia cố khả thi, hiệu quả và kinh tế, đặc biệt để chống giữ ổn định mái dốc và các ứng dụng trong công trình địa kỹ thuật.

Từ khoá: Soil nailing ; mô phỏng số ; hệ số an toàn ; chuyển vị.

Ảnh hưởng của mực nước ngầm đến trạng thái cơ học trong khối đá xung quanh công trình ngầm và tác động lên kết cấu chống

Nguyễn Quang Phích^{1,2*}, Nguyễn Khắc Cường¹, Nguyễn Ngọc Huệ³

¹Trường Đại học Văn Lang

²Hội Công trình ngầm Việt nam

³Trường Đại học Thủ Dầu Một

TÓM TẮT

Trong thực tế xây dựng công trình ngầm, do các hoạt động tích lũy nước (hồ chứa), khai thác nước và đặc biệt là do ảnh hưởng của biến đổi khí hậu, mực nước ngầm có thể biến động trong khối đá xung quanh công trình ngầm. Biến động này gây biến đổi trạng thái cơ học trong khối đá cũng như gây tác động đến kết cấu chống giữ công trình ngầm. Các quy luật biến động và tác động này cần phải được quan tâm nghiên cứu để có thể đề xuất các giải pháp thiết kế và thi công thích hợp. Bài viết giới thiệu một số kết quả nghiên cứu phân tích các quá trình biến đổi cơ học trong khối đá nứt nẻ khi không và có kết cấu vô hàm, về quy luật biến đổi của nội lực trong kết cấu chống khi mực nước ngầm biến động, sử dụng chương trình phương pháp số UDEC.

Từ khóa: Khối đá nứt nẻ; công trình ngầm; biến động mực nước ngầm; kết cấu chống; chương trình UDEC.

1. Đặt vấn đề

Xây dựng công trình ngầm luôn phải đối mặt với hàng loạt các vấn đề liên quan với nước ngầm. Cho đến nay các công trình nghiên cứu chủ yếu tập trung vào việc dự báo lượng nước có thể chảy vào công trình ngầm (water inflow, water inrush) như của Kochina (1962); Godman (1965); Lei (1999); El Tani (2003); Hyung Ho Park (2008); Homayoon Katibeh¹ and Ali Aalianvari (2012), cũng như tác động của nước ngầm làm giảm độ bền của đá, ma sát và lực dính của mặt phân cách, dẫn đến các trạng thái mất ổn định của khối đá như Nguyen Quang Phich et al.(2013). Rõ ràng là, khi mực nước ngầm trong khối đá biến động thì phạm vi chịu tác động của nước trong khối đá cũng thay đổi và dẫn đến biến động của trạng thái cơ học. Ngoài ra nếu công trình ngầm đã có kết cấu chống thì dưới tác dụng của áp lực nước (áp lực nước khe nứt hay áp lực nước lỗ rỗng), nội lực trong kết cấu chống cũng biến đổi theo. Đây là một vấn đề thực tế, nhưng cho đến nay hầu như chưa được quan tâm thích đáng, cần phải được nghiên cứu để có thể phân tích chính xác hơn các dạng tai biến địa chất-tự nhiên, từ đó có thể đề xuất giải pháp chống giữ và thiết kế hợp lý kết cấu công trình ngầm, cũng như các công trình địa kỹ thuật khác.

Xuất phát từ nhận xét trên và trên cơ sở sự phát triển các công cụ mô phỏng số mạnh như các chương trình số sai phân hữu hạn UDEC, FLAC, sai phân hữu hạn và không lưới FFC và các chương trình phần tử hữu hạn như PLAXIS (Nguyễn Quang Phích và nnk 2007, Nguyễn Quang Phích và nnk 2016) chắc chắn có thể nghiên cứu để xác định được các quy luật chung, cũng như các quy luật cụ thể cho từng trường hợp thực tế. Bài viết này giới thiệu một vài kết quả điển hình nhận được từ một trường hợp thực tế: công trình ngầm nằm nông trong khối đá có hai hệ khe nứt chịu ảnh hưởng của biến động mực nước ngầm từ một hồ chứa nước, sử dụng chương trình số UDEC.

2. Sơ đồ bài toán và nội dung nghiên cứu

Trường hợp thực tế của bài toán được phác họa như trên Hình 1. Khối đá bao gồm từ một loại đá với mật độ trung bình $2,5\text{g/cm}^3$, mô đun nén thể tích $K = 16,667\text{GPa}$, mô đun trượt $G = 10\text{GPa}$, Trong khối đá tồn tại hai hệ khe nứt xuyên suốt với các góc cắm 20° và -80° so với phương nằm ngang. Hệ khe nứt cắm 20° có khoảng cách $2\text{m}\pm 0,3\text{m}$; hệ khe nứt với góc cắm -80° có khoảng cách trung bình $1,5\text{m}\pm 0,2\text{m}$. Hai hệ khe nứt có các đặc điểm giống nhau về trạng thái bề mặt, cụ thể góc ma sát 30° , độ cứng pháp tuyến 20GPa/m , độ cứng tiếp tuyến 10GPa/m , khi có nước góc ma sát sẽ suy giảm và nhận giá trị 25° .

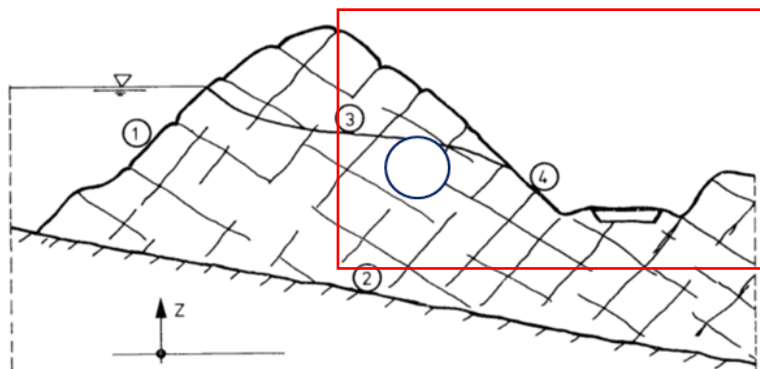
* Tác giả liên hệ

Email: nqphichumg@gmail.com

Vấn đề cần giải quyết là vấn đề kết hợp cơ học với thủy động học, được giải bằng phương pháp sai phân trung tâm, xây dựng trong chương trình UDEC. Dòng chảy trong các khe nứt được giả thiết là chảy tầng và ổn định khi có nước dâng. Định luật Darcy được chấp nhận có dạng:

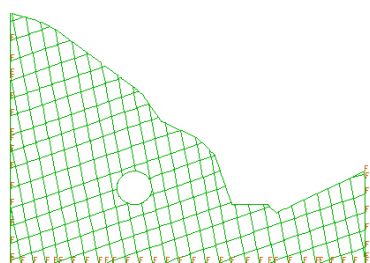
$$q = -k_j . a^3 . \frac{\Delta p}{l} \quad (1)$$

Với q là lưu lượng nước qua một đơn vị tiết diện trong một đơn vị thời gian, a là độ mở (hay chiều rộng) khe nứt, k_j là hệ số thấm của hệ khe nứt, $\Delta p/l$ là gradient thủy lực (Δp là độ chênh áp và l là quãng đường). Hệ số thấm của các hệ khe nứt được xác định theo độ nhớt động học của nước μ , cụ thể bằng $1/12\mu$ và nhận giá trị $0.833.10^2 \text{ Pa}^{-1}\text{s}^{-1}$ với $\mu=10^{-3}\text{Pa.s}$.

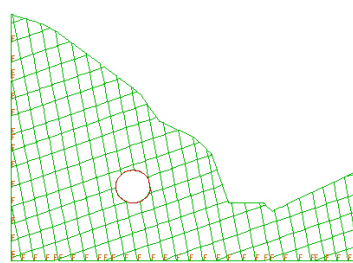


Hình 1. Vùng khối đá có đường hầm kỹ thuật và tuyến đường giao thông
1: Sườn dốc tự nhiên tiếp xúc với mặt nước; 2: Ranh giới với miền không thấm nước;
3: Mặt mức nước tự do trong khối đá; 4: Bề mặt thấm nước tự do

Từ các điều kiện hình học cụ thể, dựa theo các điều kiện ràng buộc về vùng khảo sát trong cơ học đá, sơ đồ các bài toán được khảo sát thể hiện trên Hình 2 cho trường hợp hầm không chống và trên Hình 3 cho trường hợp hầm có vỏ chống. Vùng khảo sát có chiều rộng 40m; chiều cao 30m; đường hầm có bán kính 2m, có đáy hầm nằm cùng mức với tuyến đường giao thông; đỉnh đường hầm cách mặt đất 10m.

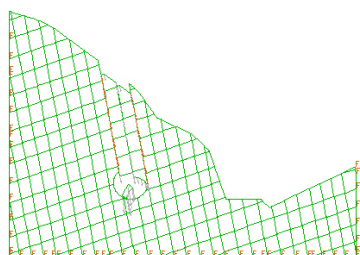


Hình 2. Đường hầm không chống

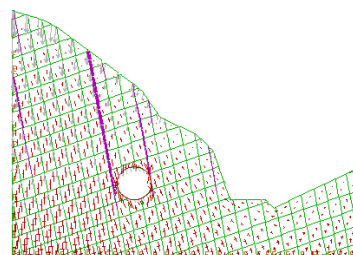


Hình 3. Đường hầm có vỏ chống

Kết quả phân tích ổn định của đường hầm sau khi đào cho thấy nếu không chống đỡ ngay, các khối nứt phía trên đỉnh hầm trượt dọc theo hai mặt khe nứt cắm -80° vào đường hầm, thể hiện trên Hình 4. Để đảm bảo đường hầm ổn định, giải pháp chống được chọn là vỏ bê tông phun dày 10cm, mật độ $2,5\text{g/cm}^3$, mô đun đàn hồi 21GPa, hệ số Poisson 0,15, độ bền kéo 2MPa. Sau khi chống, mặc dù xuất hiện tồn tại hai mặt trượt mới, nhưng khối đá và vỏ chống đều ổn định, thể hiện trên Hình 5.



Hình 4. Sự trượt các khối nứt sau khi đào



Hình 5. Trạng thái sau khi chống

Để có thể thấy được tác động của mực nước dâng lên, đã khảo sát các trường hợp đường hầm không có kết cấu chống và có kết cấu chống với các mực nước ngầm dâng lên ở biên trái theo các mức so với đỉnh đường hầm là 0m, 2m, 3m, 6m và 10m.

Mục tiêu của phân tích ảnh hưởng của mực nước ngầm dâng lên trong trường hợp đường hầm không chống là để thấy được mức độ mất ổn định khối đá trong quá trình đào, còn trong trường hợp đã có kết cấu chống sẽ vừa đánh giá được mức độ mất ổn định khối đá và vừa phân tích được các mức độ tác động của mực nước ngầm lên kết cấu chống.

3. Kết quả và thảo luận

Các kết quả mô phỏng số, phân tích các trạng thái cơ học trong khối đá có một đường hầm không có kết cấu chống và có kết cấu chống, với các trường hợp mực nước tại hồ chứa dâng lên tại sườn trái của mô hình mô phỏng so với mức đỉnh hầm là 0m; 2m; 3m; 4m và 10m được tổng hợp trên Hình 6. Các vết màu xanh ứng với áp lực nước khe nứt và cường độ thay đổi tương ứng với độ đậm, nhạt. Các hình chữ thập màu đỏ ứng với cường độ các thành phần ứng suất lớn nhất và nhỏ nhất; thể nằm của chúng cho biết phương tác dụng. Các vết màu nâu đỏ thể hiện các mặt trượt có thể xuất hiện trong khối đá và các mũi tên màu trắng (xám) là các véc tơ dịch chuyển; độ dài tương đối thể hiện cường độ dịch chuyển. Từ Hình 6 cho thấy:

- Trong quá trình đào, nếu chưa kịp lắp dựng kết cấu chống thì khối đá mất ổn định; mực nước ở hồ chứa dâng cao sẽ hình thành hai mặt trượt phía đỉnh hầm; khi mực nước dâng thật cao (10m), các khối nóc hầm bị đẩy ngang và khối đá hoàn toàn bị phá hoại;

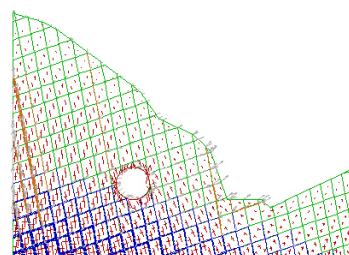
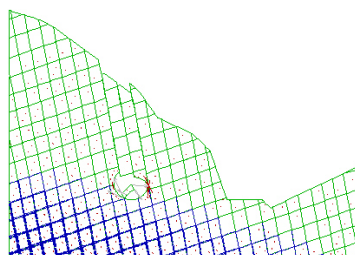
- Khi hầm đã có kết cấu chống, hay đã lắp dựng kịp thời, xuất hiện nhiều mặt trượt nhỏ theo các hướng dọc hai hệ khe nứt; đồng thời xuất hiện dịch chuyển song song với hệ khe nứt cắt 200 với cường độ càng lớn khi mực nước dâng càng cao. Tuy chưa dẫn đến trạng thái phá hủy rõ rệt, nhưng cần thiết phải có giải pháp giữ ổn định phần khối đá phía trên đỉnh hầm.

Mực nước dâng phía
sườn trái so với mức
đỉnh hầm

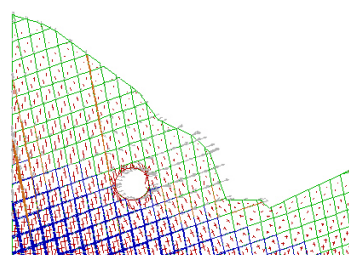
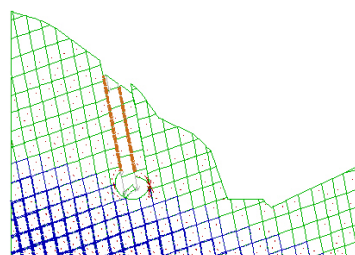
Khối đá với đường hầm không
chống

Khối đá với vỏ hầm bê tông phun

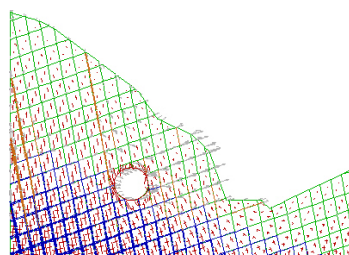
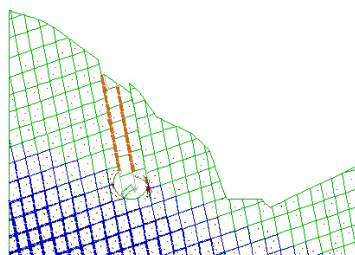
0m

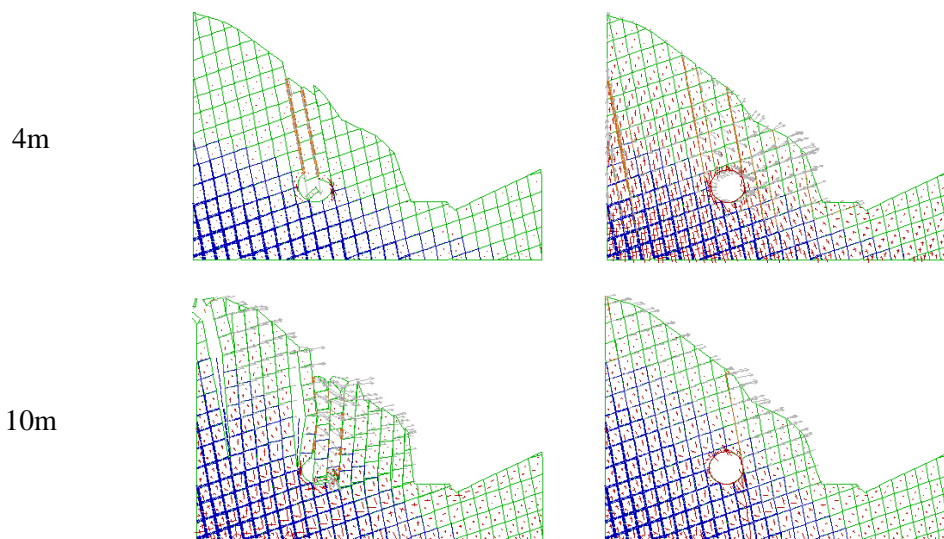


2m



3m





Hình 6. Các trạng thái cơ học trong khối đá cho các trường hợp đã khảo sát: hầm không có kết cấu chống và hầm có kết cấu chống ứng với các mực nước tác dụng lên biên trái, so với mực đỉnh hầm là 0m; 2m; 3m; 4m và 10m.

Hình 7. giới thiệu một số kết quả mô phỏng về biến đổi của biểu đồ lực dọc và mô men trong kết cấu chống và Bảng 1 tổng hợp các giá trị lớn nhất của lực dọc và mô men trong vỏ chống, cho các trường hợp khối đá không có nước và các trường hợp mực nước dâng lên ở sườn trái so với đỉnh hầm là 0m; 2m; 3m; 4m và 10m.

Các kết quả nhận được trên Hình 7 và Bảng 1 cho thấy: so với trạng thái không có nước ngầm thì khi nước ngầm dâng lên ở các mức thấp (ứng với các mức 0m; 2m; 3m; 4m), nước ngầm trong các khe nứt chưa tràn qua đỉnh hầm trong khối đá, thành phần lực dọc giảm dần, còn thành phần mô men đổi dấu và tăng dần. Khi mực nước dâng lên khá lớn (10m), mực nước ngầm xuất hiện trên đỉnh hầm trong khối đá, các biểu đồ lực dọc và mô men đều có sự biến đổi rõ rệt về quy luật phân bố và nhận các giá trị lớn đáng kể. Đây cũng là dấu hiệu cảnh báo cần phải chú ý phân tích ảnh hưởng của biến đổi khí hậu dẫn đến mực nước ngầm có khả năng dâng nhanh, gây mất ổn định cho công trình và phá hoại kết cấu chống.

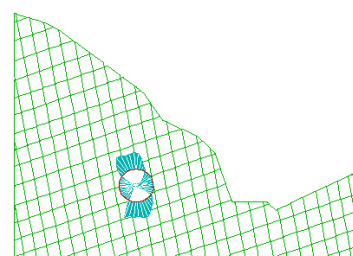
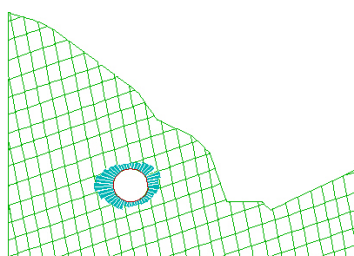
Mực nước dâng
phía sườn trái so với
mức đỉnh hầm

Biểu đồ nội lực trong vỏ bê tông phun

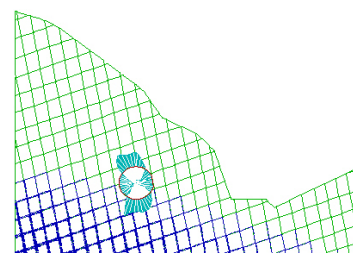
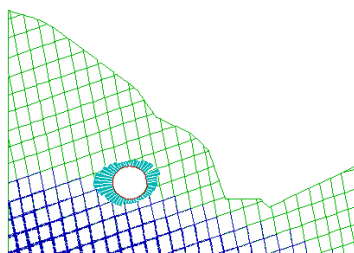
Lực dọc

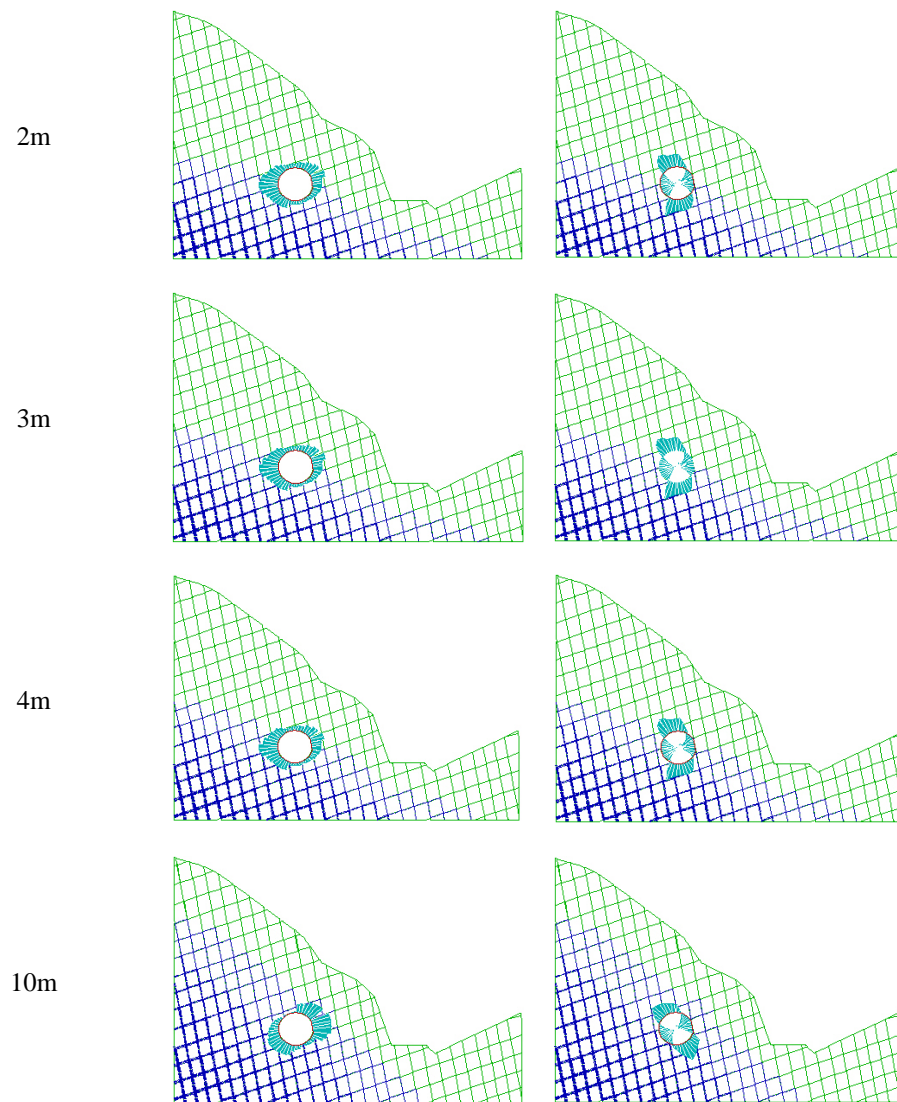
Mô men

không có nước
ngầm



0m
ngang
đỉnh hầm





Hình 7. Các biểu đồ lực dọc, mô men trong vỏ chống tương ứng với các trường hợp khối đá không có nước và mực nước dâng lên ở sườn trái so với đỉnh hầm là 0m; 2m; 3m; 4m và 10m

Bảng 1. Giá trị lớn nhất của các thành phần lực dọc và mô men trong kết cấu chống

Mực nước dâng phía sườn trái so mức đỉnh hầm	không có nước ngầm	0m	2m	3m	4m	10m
Lực dọc N_{\max} (MN/m)	0,6478	0,6251	0,6094	0,6009	0,5956	0,8510
Mô men M_{\max} (10^2 MNm/m)	3,887	-4,980	-5,593	-6,008	-6,297	-46,920

4. Kết luận

Mực nước dâng lên trong khối đá xung quanh công trình ngầm là một yếu tố dẫn đến trạng thái mất ổn định khối đá cũng như tác động đến biểu hiện của kết cấu chống, trong bối cảnh biến đổi khí hậu, mưa nhiều, mực nước có thể dâng cao đột ngột, việc phân tích, mô phỏng bằng mô hình số UDEC cho phép dự báo được các trạng thái biến đổi cơ học có thể xảy ra, góp phần đề xuất được các giải pháp phòng ngừa sự

cổ và tai biến địa chất. Mực nước ngầm biến động cũng dẫn đến sự thay đổi áp lực nước khe nứt, có tính định hướng trong khối đá nứt nẻ và dẫn đến biến đổi cả về giá trị và về hướng tác dụng của nội lực trong kết cấu chống.

Tài liệu tham khảo

Kochina P., 1962. Theory of Ground Water Movement. Translated by R.J.M. De Wiest. Princeton, New Jersey: Princeton University. *Lý thuyết chuyển động nước ngầm*, NXB KHKT, 1970.

Goodman, R., Moye, D., Schalkwyk, A. and Javandel, I., 1965. Groundwater inflow during tunnel driving. *Engineering Geology*, 1: 150-162.

Lei, S., 1999. An analytical solution for steady flow into a tunnel. *Ground Water*, 37: 23-26.

El Tani, M., 2003. Circular tunnel in a semi-infinite aquifer. *Journal of Tunneling and Underground Space Technology*, 18: 49-55.

Park K.H., Owatsiriwong, A. and Lee, G.G., 2008. Analytical solution for steady-state groundwater inflow into a drained circular tunnel in a semiinfinite aquifer: a revisit. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23: 206-209.

Homayoon Katibeh1 and Ali Aalianvari, 2012. *Common Approximations to the Water Inflow into Tunnels*. *Drainage Systems*, Prof. Muhammad Salik Javaid (Ed.), ISBN: 978-953-51-0243-4.

Quang Phich Nguyen, Van Manh Nguyen, Heinz Konietzky, Quang Luat Nguyen, and Ngoc Anh Pham, 2013. Numerical Simulation of the Influence of Water Inrush on Underground Coal Mining Stability in Vietnam. *Proceedings of the 22nd Mine Planning and Equipment Selection (MPES) Conference*, Dresden, Germany, 14th–19th October 2013. ISBN 978-3-319-02677-0 ISBN 978-3-319-02678-7. DOI 10.1007/978-3-319-02678-7 Springer Cham Heidelberg New York Dordrecht London. P629-636.

Nguyễn Quang Phích, Nguyễn Văn Mạnh, Đỗ Ngọc Anh. 2007. Phương pháp số-Chương trình PLAXIS 3D và UDEC. *Nhà xuất bản Xây dựng*. Hà Nội.

Nguyễn Quang Phích và nnk, 2016. 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. *Báo cáo đề tài nghiên cứu cơ bản cấp Nhà nước*, mã số: ĐT.NCCB-ĐHUD.2011-G/13. Hà Nội.

ABSTRACT

Influence of underground water level rise on the geomechanical state in the jointed rock mass around a tunnel and on the support structure

Nguyen Quang Phich^{1,2}, Nguyen Khac Cuong², Nguyễn Ngọc Huệ³

¹*Van Lang University*

Vietnamese Tunneling Association

³*Thu Dau Mot University*

In the practical construction of underground excavations, the groundwater level in the surrounding rock masses can fluctuate due to water accumulation (reservoirs), water abstraction and, in particular, due to the consequences of climate change. This fluctuation causes changes in the geomechanical state of the rock mass and effects on the support structure. This phenomenon and its effects must be predicted in order to get appropriate suggestion for the design and construction measures. The article presents some simulation results that analyze the redistribution of geomechanical processes in the jointed rock mass around a tunnel with and without support as well as the rule of the changes of the internal forces in the support structure when the groundwater level changes by using UDEC.

Keywords: Jointed Rock Mass; Underground Excavations; Water Level Changes; Support Structure; UDEC.

Nghiên cứu ảnh hưởng của áp lực gương đào đến độ lún mặt đất khi thi công đường hầm bằng máy khiên đào

Đỗ Ngọc Thái^{1,*}, Nguyễn Huy Hiệp²

¹ Trường Đại học Mỏ - Địa chất

² Đại học kỹ thuật Lê Quý Đôn

TÓM TẮT

Công tác thi công đường hầm có thể gây ra dịch chuyển, phá hủy khối đất đá xung quanh đường hầm, xuất hiện lún mặt đất. Trong những năm qua, máy khiên đào được sử dụng để xây dựng đường hầm trong thành phố có điều kiện thi công khó khăn như điều kiện địa kỹ thuật phức tạp hay trong đất yếu. Khi thi công đường hầm bằng máy khiên đào việc duy trì áp lực lên gương đào để giữ ổn định bề mặt gương đào đường hầm là một trong số những thông số quan trọng nhất. Trong quá trình thi công, khi giá trị áp lực gương đào quá lớn có thể gây ra các hiện tượng đẩy trôi lên trên mặt đất, khi áp lực gương đào có giá trị nhỏ có thể gây ra các hiện tượng trượt lở đột ngột vào trong gương đào và gây ra sụt lún lên đến mặt đất. Bài báo sử dụng phương pháp phân tử hữu hạn bằng phần mềm Abaqus-3D để mô phỏng công tác thi công đường hầm trong phạm vi điều kiện thành phố Hà Nội và dự báo ảnh hưởng của giá trị áp lực gương đào đến độ lún mặt đất.

Từ khóa: Đường hầm; máy khiên đào; áp lực gương đào; độ lún mặt đất; ổn định mặt gương đào.

1. Đặt vấn đề

Xây dựng hệ thống đường hầm trong đô thị là giải pháp rất hiệu quả để giải quyết nhu cầu phát triển hạ tầng cơ sở tại các thành phố lớn. Trong quá trình thi công đường hầm, phía trước gương hình thành khối đất đá phá hủy có xu hướng trượt, sụt lún vào trong gương đào (Võ Trọng Hùng, Phùng Mạnh Đắc, 2005; Đỗ Ngọc Thái and Protosenya A.G., 2017). Độ ổn định gương đào phụ thuộc rất nhiều yếu tố như đặc tính khối đất đá đường hầm thi công qua, vị trí, kích thước đường hầm, công nghệ thi công. Khi thi công công trình ngầm trong môi trường đất bão hòa, hiện nay chủ yếu sử dụng các máy khiên đào kiểu kín, công nghệ thi công này cho phép có thể không cần sử dụng các biện pháp giữ ổn định gương đào thông thường như hạ mực nước ngầm, khoan phụt vữa hoặc đóng băng nhân tạo. Ngoài ra chúng còn cho phép kiểm soát độ lún bề mặt, hạn chế các rủi ro tại gương đào nhờ vào sự tồn tại liên tục của áp lực chống giữ trên mặt gương (Đỗ Ngọc Anh, 2016; Protosenya và nnk, 2015). Công tác thi công các đường hầm trong thành phố bằng máy khiên đào thì phương pháp giữ ổn định mặt gương đào là duy trì áp lực lên mặt gương đào để giữ ổn định, cân bằng áp lực gương đào rất là quan trọng. Công tác nghiên cứu các phương pháp giữ ổn định gương đào và đánh giá ảnh hưởng của giá trị áp lực duy trì lên gương đào đến độ ổn định, dịch chuyển lún mặt đất hiện nay vẫn chưa được quan tâm. Bài báo phân tích, lựa chọn phạm vi sử dụng hiệu quả các phương pháp giữ ổn định gương đào của các loại máy khiên đào và dự báo ảnh hưởng của giá trị áp lực duy trì lên mặt gương đào đến độ lún mặt đất.

2. Phương pháp giữ ổn định mặt gương đào

Máy khiên đào là máy đào hầm cơ giới có nhiều chức năng tập trung thông nhất như đào tách khối đất đá, che chống bảo vệ, lắp đặt vỏ hầm, vận chuyển đất đá. Máy khiên đào thích hợp cho việc thi công đường hầm qua vùng đất đá mềm yếu, phức tạp có nguy cơ mất ổn định cao, đất đá có khả năng sụt lún ngay vào trong không gian công trình nếu không có kết cấu chống giữ. Phần đầu có trang bị đầu cắt có nhiệm vụ phá vỡ khối đất đá trên gương, phần kế tiếp có trang bị các ống kích đẩy cho phép kích đẩy máy tiến về phía trước, phần đuôi khiên có trang bị thiết bị lắp đặt vỏ hầm đúc sẵn, vận chuyển đất đá về phía sau và đưa ra ngoài, bơm phụt vữa lấp đầy khoảng trống phía sau vỏ hầm.

* Tác giả liên hệ

Email: dongocthai@humg.edu.vn

Khoang công tác ở phía sau mâm cắt luôn được duy trì áp lực nhằm cân bằng áp lực nước ngầm và áp lực đất đá để giữ ổn định cho gương đào và giảm những dịch chuyển lún trên mặt đất. Theo phương pháp giữ ổn định mặt gương đào thì máy khiên đào được chia ra: khiên cân bằng áp lực khí nén; khiên cân bằng áp lực vữa và khiên cân bằng áp lực đất.

- *Khiên cân bằng áp lực khí nén*: phương pháp giữ ổn định gương đào bằng khí nén, khi thi công qua địa tầng có chứa nước ngầm, để ngăn chặn không cho nước ngầm xâm nhập vào buồng công tác, trong trường hợp này buồng công tác được duy trì một áp lực khí nén. Nhờ áp lực khí nén, nước ngầm không chỉ bị giữ lại mà còn bị giữ sâu trong đất.

- *Khiên cân bằng áp lực vữa*: phương pháp giữ ổn định gương đào bằng áp lực vữa, khiên đào áp lực vữa áp dụng phù hợp cho địa tầng có bề mặt gương có thể chống đỡ bằng dung dịch vữa áp lực, thi công trong những địa hình khó khăn như dưới các sông hồ, hoặc dưới tầng nước ngầm, đất đào ra được đưa ra ngoài qua ống dẫn, đá cuội, sỏi được nghiền ra và di chuyển ra ngoài qua đường ống. Áp lực nước ngầm, áp lực địa tầng được cân bằng với áp lực dung dịch vữa. Khoang công tác được bơm vào dung dịch vữa áp lực, thích hợp cho việc tạo lên màng bùn chống đỡ khối đất trước gương. Đất cắt phía trước gương cào bóc khối đất ở mặt ngoài màng bùn. Hỗn hợp bùn đất trước gương sau khi được tách bóc được bơm hút đưa lên mặt đất để xử lý.

- *Khiên cân bằng áp lực đất*: phương pháp giữ ổn định gương đào bằng áp lực đất, đất được đào bởi đầu cắt của khiên sẽ được sử dụng để gia cố gương hầm. Chất tạo bọt được bơm vào trước đầu cắt làm cho đất kết dính lại đảm bảo kiểm soát chính xác áp lực cân bằng gương đào, đất sau khi tách bóc ra sẽ theo rãnh dao cắt tiến vào khoang công tác. Khi áp lực trong khoang công tác đủ lớn để chống lại áp lực địa tầng và áp lực nước ngầm thì mặt gương đào sẽ được giữ ổn định mà không bị sụt lở. Yêu cầu cần giữ cho lượng đất trong máng xoắn ốc và lượng đất trong khoang công tác cân bằng với lượng đất đào ra tiến vào trong khoang công tác. Đất đào ra được vận chuyển trong máng xoắn ốc ở phía sau khoang công tác theo cửa xả được đưa ra ngoài. Khiên cân bằng áp lực đất thích hợp với các địa tầng đất sét, đất có thành phần dính kết... đồng thời bảo vệ có hiệu quả sự ổn định bề mặt gương đào, giảm được độ lún mặt đất, trong khi thi công dễ dàng thao tác và có tính an toàn cao. Khi thi công qua các tầng đất cát, sỏi, cần trộn thêm dung dịch vữa, phụ gia... để cải tiến đặc tính của khối đất sau khi đào ra, như tăng tính lưu động, lấp đầy khoang công tác làm ổn định bề mặt gương. Phương pháp giữ ổn định gương đào và ảnh hưởng khi thi công đường hầm đến độ lún mặt đất của một số đường hầm trên thế giới được trình bày trong Bảng 1.

Bảng 1. Phương pháp giữ ổn định gương đào và giá trị lún mặt đất gây ra bởi công tác thi công đường hầm (Vittorio Guglielmetti et al., 2007).

Đường hầm	Đường kính, m	Chiều sâu bố trí đường hầm, m	Giá trị lún mặt đất, mm	Kiểu máy khiên đào; đường hầm thi công trong điều kiện lớp đất.
Hầm đường sắt tại thành phố Barcelona, Tây Ban Nha.	11,2	30	5,0	Khiên cân bằng áp lực đất; đất sét và cát.
Hầm thoát nước ở Sudden Valley, Mỹ.	14,3	9,12	43,0	Khiên cân bằng áp lực đất; cát bão hòa nước.
Hầm tàu điện ngầm đường số 1 ở Madrid, Tây Ban Nha.	9,38	15,50	18,0	Khiên áp lực đất; cát và đất sét.
Hầm tàu điện ngầm số 2 ở Madrid, Tây Ban Nha.	9,38	17,00	21,2	Khiên áp lực đất; đất sét và cát.
Đường hầm ô tô ở Val-de-Marne, Pháp.	3,35	7,75	5,3	Khiên cân bằng áp lực vữa; sỏi cát.
Đường hầm tàu điện ngầm số 2 ở Thượng Hải, Trung quốc.	11,2	24,50	17,9	Khiên cân bằng áp lực vữa; đất mùn, cát pha.
Đường hầm tàu điện ngầm D tại Lyon, Pháp.	6,27	16,40	13,5	Khiên cân bằng áp lực vữa; cát sét mịn.

3. Sơ đồ tính áp lực lên gương đào

3.1. Phương pháp xác định áp lực lên gương đào theo Kartoziya, B.A. và các cộng sự

Giá trị áp lực lên gương đào phụ thuộc các yếu tố (Kartoziya, et al. 2003): Chiều sâu bố trí đường hầm; đặc tính cơ lý khối đất đá; khả năng xuất hiện nước ngầm hoặc tầng chứa nước và giá trị áp lực lên gương đào được xác định theo công thức:

$$P \geq P_d + P_w \quad (1)$$

trong đó: P_d - áp lực gây lên bởi đất đá, kN/m^2 ; P_w - áp lực gây lên bởi nước ngầm, kN/m^2 .

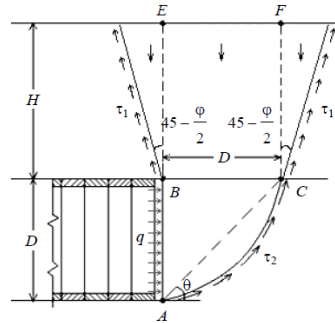
3.2. Phương pháp xác định áp lực lên gương đào theo Protosenya. A.G. và các cộng sự

Độ ổn định, cân bằng gương đào được xác định qua hệ số cân bằng là tỷ số giữa tổng các lực chống trượt, dịch chuyển của khối đất đá với tổng lực gây trượt, dịch chuyển của khối đất đá vào gương đào (Protosenya.A.G., Belyakov H.A., Do Ngoc Thai, 2015). Để khảo sát hệ số cân bằng F ta xét một đường hầm có đường kính D , thi công dưới độ sâu H tính từ bề mặt đất, phía trước gương hình thành vùng đất đá dưới tác động của trọng lượng có xu hướng trượt, dịch chuyển vào trong gương đào. Phương pháp thi công sử dụng tổ hợp máy khiên đào, khoang áp lực có sử dụng áp lực lên gương q , (Hình 1).

Giá trị hệ số cân bằng được xác định theo công thức:

$$F = \frac{\tau_1 + \tau_2 + c_1 + c_2 + P}{T} \quad (2)$$

trong đó: τ_1 - lực chống lại quá trình trượt, dịch chuyển xuống của khối đất đá do lực ma sát gây ra trên bề mặt bên, kN/m^2 ; τ_2 - lực chống lại quá trình trượt, dịch chuyển xuống của khối đá vào gương do lực ma sát trên bề mặt (AC) gây ra, kN/m^2 ;



Hình 1. Sơ đồ xác định áp lực lên gương đào (Protosenya, Belyakov, Do Ngoc Thai, 2015)

c_1 - lực chống lại quá trình trượt, dịch chuyển xuống của khối đất đá do lực dính bề mặt bên gây ra, kN/m^2 ; c_2 - lực chống lại quá trình trượt, dịch chuyển xuống của khối đất đá vào gương do lực dính bề mặt (AC) gây ra, kN/m^2 ; P - lực ngăn cản quá trình trượt, dịch chuyển khối đất đá vào trong gương do áp lực lên gương q gây ra, kN/m^2 ; T - giá trị lực gây ra quá trình trượt, dịch chuyển của khối đất đá vào gương đào, kN/m^2 .

Tổng trọng lượng khối đá trượt, dịch chuyển xuống gương đào:

$$W = \gamma \cdot V \quad (3)$$

Trong đó: V - thể tích khối đất đá trượt, dịch chuyển xuống gương đào (m^3); γ - dung trọng của khối đất đá vùng phá hủy, kN/m^3 . Ta có:

$$V = \frac{1}{12} \cdot \pi \cdot H \cdot \left\{ D^2 + D[D + 2H \cdot \text{tg}(45 - \varphi/2)] + [D + 2H \cdot \text{tg}(45 - \varphi/2)]^2 \right\} \quad (4)$$

trong đó D - đường kính đường hầm, m ; φ - góc nội ma sát của đất đá vùng phá hủy, độ.

Lực chống lại quá trình trượt, dịch chuyển xuống của khối đất đá do lực ma sát trên bề mặt bên gây ra:

$$\tau_1 = \gamma \cdot H / 2 \cdot \sin(45 - \varphi/2) \cdot \cos(45 - \varphi/2) \cdot \text{tg}\varphi \cdot S_b \quad (5)$$

Trong đó: S_b - Diện tích mặt trượt xung quanh:

$$S_b = \pi \cdot H \cdot D + H \cdot \text{tg}(45 - \varphi/2) \cdot \cos(45 - \varphi/2) \quad (6)$$

Lực chống lại quá trình trượt, dịch chuyển xuống của khối đất đá vào gương do lực ma sát trên bề mặt (AC) gây ra, (kN/m^2):

$$\tau_2 = W \cdot \cos\theta \cdot \text{tg}\varphi, \text{ kN} \quad (7)$$

Lực chống lại quá trình trượt, dịch chuyển xuống của khối đất đá do lực dính bề mặt bên gây ra:

$$c_1 = c.S_b . \cos(45 - \varphi/2) \quad (8)$$

trong đó c – lực dính kết bề mặt của đất đá. Lực chống lại quá trình trượt, dịch chuyển xuống của khối đất đá vào gương do lực dính bề mặt (AC) gây ra:

$$c_2 = \pi.D^2.c/4.\cos\theta \quad (9)$$

Lực ngăn cản quá trình trượt, dịch chuyển xuống của khối đất đá vào trong gương do áp lực gương đào q gây ra, kN/m^2 :

$$P = (\pi.D^2/4).q.tg^2(45-\phi/2), \quad (10)$$

trong đó q – áp lực tác dụng lên gương đào, kN/m^2 .

Giá trị lực gây ra quá trình trượt, dịch chuyển của khối đất đá vào gương đào, kN/m^2 :

$$T = W . \sin \theta \quad (11)$$

Thay vào công thức (1) ta có:

$$F = \left[\frac{\gamma.H}{2} . \sin(45 - \varphi/2) . \cos(45 - \varphi/2) . tg\phi.S_b + W . \cos \theta . tg\phi + c.S_b . \cos(45 - \varphi/2) + \pi D^2 . c / 4 \cos \theta + \frac{\pi D^2}{4} . q . tg^2(45 - \varphi/2) \right] / \gamma.V . \sin \theta \quad (12)$$

Để đảm bảo an toàn ta có hệ số $F = 1$ thay vào công thức ta có giá trị áp lực tác dụng lên gương đào:

$$q = \left[\gamma.V . \sin \theta - \frac{\gamma.H}{2} . \sin(45 - \varphi/2) . \cos(45 - \varphi/2) . tg\phi.S_b - W . \cos \theta . tg\phi - c.S_b . \cos(45 - \varphi/2) - \frac{\pi D^2 . c}{4 \cos \theta} \right] / \frac{\pi D^2}{4} . tg^2(45 - \varphi/2), \text{ kN/m}^2.$$

4. Xây dựng mô hình số

Để dự báo độ lún mặt đất khi thi công đường hầm bằng máy khiên đào, trong nghiên cứu này nhóm tác giả sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn thông qua phần mềm chuyên dụng Simulia Abaqus-6.12, phần mềm cho phép phân tích các quá trình thi công tách bóc đất đá, duy trì áp lực ổn định gương đào, công tác lắp dựng vỏ hầm và công tác phụt vữa lấp đầy khoảng trống giữa bề mặt đất đá và vỏ hầm, đồng thời đưa ra các kết quả giá trị ứng suất và dịch chuyển khối đất đá gây ra bởi công tác thi công đường hầm.

4.1. Kích thước mô hình

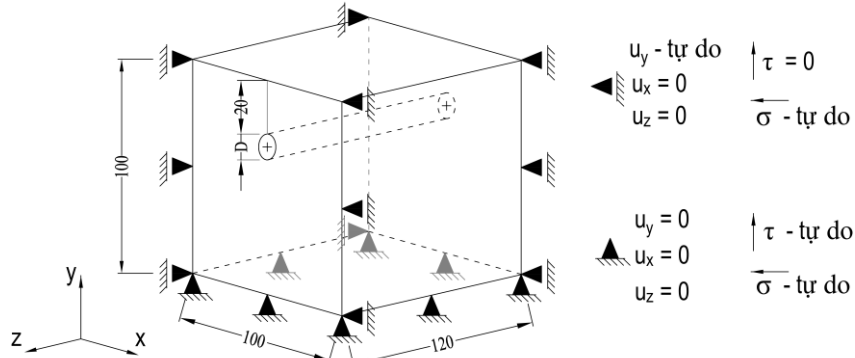
Kích thước mô hình có ảnh hưởng đến tốc độ tính toán, độ chính xác của kết quả tính toán, vùng phân tích được lựa chọn có kích thước phương ngang, phương thẳng đứng và phương dọc trục hầm có giá trị lần lượt là (100mx100mx120m) để vùng ảnh hưởng tạo ra tại đường biên trong kết quả phân tích có giá trị trong giới hạn cho phép. Kích thước đường hầm có đường kính $D = 6,3\text{m}$, vỏ hầm có chiều dày $d = 0,3\text{m}$ độ sâu đặt đường hầm $h = 20\text{m}$. Các thông số cơ lý khối đất đá được thể hiện trong Bảng 2.

Bảng 2. Thông số cơ lý khối đất đá sử dụng trong mô hình

STT	Thông số	Sét mềm	Cát	Sét	Đá
1	Chiều dày	5	7	21	67
2	Dung trọng tự nhiên, γ_{unsat} (kN/m^3)	19	19,3	20	22
3	Trọng lượng bão hòa, γ_{sat} (kN/m^3)	-	20	21	23
4	Hệ số lỗ rỗng, e	-	0,2	0,4	0,4
5	Mô đun đàn hồi, E (MPa)	10	15	20	80
6	Hệ số Poisson, ν	0,35	0,35	0,32	0,3
7	Góc ma sát trong, ϕ ($^\circ$)	30	30	30	36
8	Góc giãn nở, Ψ	0	0	0	0
9	Lực dính kết, c (MPa)	0,3	0,3	-	-

4.2. Điều kiện biên

Biên trái và biên phải của mô hình chọn loại cố định có ứng suất tiếp và chuyển vị ngang tại biên bằng không; ứng suất pháp và chuyển vị thẳng đứng để tự do. Biên đáy của mô hình có chuyển vị ngang, thẳng đứng bằng 0; ứng suất tiếp, pháp tuyến để tự do. Biên phía bề mặt để tự do cho phép chuyển vị thẳng đứng và chuyển vị ngang như trên Hình 2.



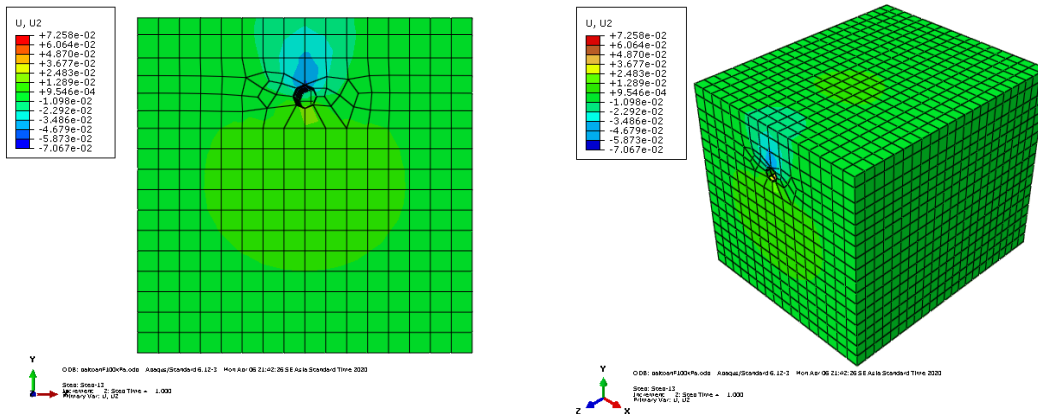
Hình 2. Điều kiện biên bài toán

4.3. Áp lực lên gương đào

Ở bài toán này, để phân tích ảnh hưởng của giá trị áp lực gương đào đến độ lún mặt đất, nhóm tác giả sử dụng áp lực lên gương đào phân bố tuyến tính tăng theo độ sâu có giá trị thay đổi: $F_g = 80 + 250 \text{ kPa} + \Delta F \cdot H_{\text{gương}}$, trong đó: ΔF - giá trị áp lực gương tăng tuyến tính theo độ sâu từ đỉnh hầm đến đáy hầm, $\Delta F = 12 \text{ kPa/m}$; $H_{\text{gương}}$ - độ sâu gương đào, tại đỉnh gương: $H_{\text{gương}} = 0 \text{ m}$, tại đáy gương đào: $H_{\text{gương}} = 6,3 \text{ m}$.

4.4. Các giai đoạn mô phỏng tính toán thi công đường hầm

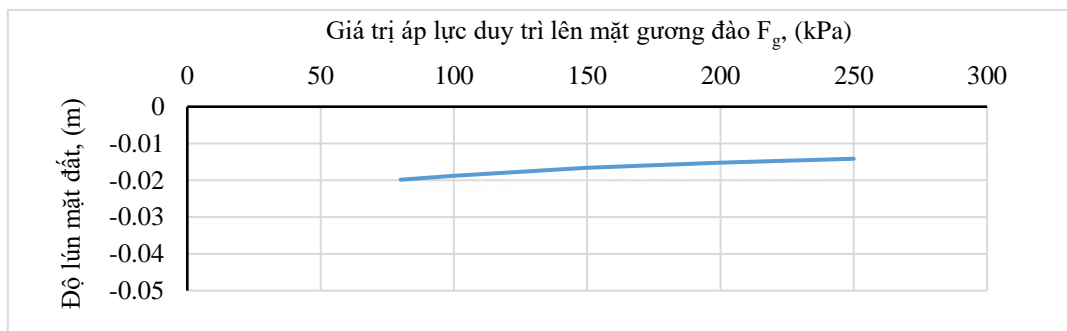
Các giai đoạn mô phỏng, tính toán công tác thi công đoạn hầm bao gồm: Giai đoạn 1: xây dựng điều kiện biên, trường ứng suất ban đầu; Giai đoạn 2: tách bóc đất đá, duy trì áp lực lên gương đào; Giai đoạn 3: lắp đặt vỏ chống cho đường hầm, duy trì áp lực phụt vữa phía sau vỏ chống. Kết quả dịch chuyển thể hiện trên Hình 3.



Hình 3. Dịch chuyển theo phương thẳng đứng

4.5. Kết quả tính toán

Kết quả phân tích sự ảnh hưởng của giá trị áp lực duy trì lên mặt gương đào đến giá trị lún mặt đất được thể hiện trong Hình 4.



Hình 4. Sự ảnh hưởng của giá trị áp lực duy trì lên mặt gương đào đến độ lún mặt đất

Trên Hình 4 thể hiện giá trị lún mặt đất lớn nhất trên mặt cắt ngang đường hầm khi sử dụng các giá trị áp lực lên gương đào khác nhau. Từ kết quả phân tích mô hình số cho thấy giá trị áp lực duy trì lên gương đào có ảnh hưởng đến giá trị lún mặt đất. Khi giá trị áp lực duy trì lên gương đào tăng thì giá trị dịch chuyển lún mặt đất giảm. Với giá trị áp lực lên gương đào $F_g = 80\text{kPa} + 12\text{kPa/m}$, $H_{\text{gương}}$ giá trị lún mặt đất là 19,84mm với giá trị áp lực lên gương đào $F_g = 250\text{kPa} + 12\text{kPa/m}$, $H_{\text{gương}}$ giá trị lún mặt đất là 14.15mm.

5. Kết luận

Trong quá trình thi công đường hầm, phía trước gương hình thành khối đất đá bị phá hủy có xu hướng trượt, sụt lỏ vào trong gương đào. Công tác duy trì áp lực lên gương đào có tác dụng nhằm cân bằng giữ ổn định gương đào, kiểm soát độ dịch chuyển khối đất đá vào trong gương đào, giảm thiểu độ lún mặt đất. Kết quả phân tích cho thấy, khi sử dụng các giá trị áp lực duy trì lên gương đào khác nhau thì gây ra giá trị lún mặt đất khác nhau. Mỗi quan hệ, khi giá trị áp lực gương đào tăng thì độ lún lớn nhất trên mặt đất giảm đôi khi chỉ mang tính tức thời, khi sử dụng giá trị áp lực lên gương đào quá lớn thì áp lực trên gương đào lại làm phá hủy trạng thái ứng suất-biến dạng tự nhiên của khối đất đá phía trước gương đào, hậu quả gây ra độ lún mặt đất lại tăng dần theo thời gian.

Tài liệu tham khảo

- Đỗ Ngọc Anh, 2016. Quy trình mới dự báo lún mặt đất phía trên hai đường hầm nằm nông trong đất mềm. *Tuyển tập các công trình khoa học Kỷ niệm 50 năm thành lập Bộ môn Xây dựng công trình ngầm và mỏ*, 06-2016. 32-41.
- Đỗ Ngọc Thái, Đặng Văn Kiên, 2019. Phân tích ổn định bề mặt gương đào khi xây dựng đường hầm trong điều kiện đất đá yếu bằng máy khiên đào. *Tạp chí Khoa học Kỹ thuật Mỏ-Địa chất*. Tập 60, kỳ 1, 2019.1-6.
- Võ Trọng Hùng, Phùng Mạnh Đắc, 2005. Cơ học đá ứng dụng trong xây dựng công trình ngầm và khai thác mỏ. *Nhà xuất bản Khoa học kỹ thuật*. 463.
- Abaqus Inc., 2012. "Abaqus User's Manual." Version 6.12. Simulia. 773p.
- Do Ngọc Thai and Protosenya, A. G., 2017. The effect of tunnel face support pressure on ground surface settlement in urban areas due to shield tunnelling. *Geo - Spatial Technologies and Earth resources (ISM - 2017)*. p415 - 420.
- Kartozziya, B.A., Fedunets, B.I., Shuplik, M.N., et al. 2003. *Mine and Underground Construction*. Publishing House of Moscow mining University, 2, -815p.
- Protosenya, A. G. , Belyakov, N. A. , Do Ngọc Thai, 2015. The development of prediction method of earth pressure balance and earth surface settlement during tunneling with mechanized tunnel boring machines. *Proceedings of the mining institute*. 211. p53 - 63.
- Vittorio Guglielmetti, Piergiorgio Grasso, Shulin Xu, 2007. Mechanized Tunneling in Urban Areas: Design methodology and construction control. *Taylor&Francis e-Library*. 2007. 504p.

ABSTRACT

Study of the influence of face pressure on surface settlements by shield tunnelling

Do Ngọc Thái^{1,*}, Nguyen Huy Hiep²
¹Hanoi University of Mining and Geology
²Le Quy Don Technical University

The construction of tunnels in urban areas may cause ground displacement which distort and damage overlying buildings. In the past fewdecades, shield tunneling machines have been used to drill in increasingly difficult geotechnical conditions such as soft ground like soft clay. During the advancement of shield tunnel boring machines, the face pressure is one of the most important factors of critical. In tunneling by shield tunnel boring machines, high face pressure often leads to surface upheaval whereas low face pressure leads to sudden collapse of the face and ultimately settlement of the surface. The paper presents a 3D simulation of shield tunneling machines via the finite element code Abaqus and quantifies the influence of shield tunneling machines face pressure on ground surface settlements of the Hanoi metro.

Keywords: Tunnel; shield tunneling machines; face pressure, surface settlements, tunnel face stability.

Nghiên cứu đề xuất phương pháp tính độ lún và sức chịu tải của nền đất yếu gia cố bằng cọc cát biển-xi măng

Tạ Đức Thịnh^{1,*}, Nguyễn Thị Diệu²

¹Trường Đại học Mỏ-Địa chất

²NCS Trường Đại học Giao thông Vận tải

TÓM TẮT

Công nghệ cọc cát biển-xi măng gia cố nền đất yếu được phát triển trên cơ sở công nghệ cọc cát và công nghệ cọc đất-xi măng. Để ứng dụng công nghệ này vào thực tiễn gia cố nền đất yếu, cần xây dựng cơ sở lý thuyết, trong đó vấn đề tính toán độ lún và sức chịu tải của nền đảm bảo độ tin cậy có ý nghĩa rất quan trọng. Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu, đề xuất phương pháp tính toán độ lún và sức chịu tải của nền đất yếu sau gia cố trên cơ sở phân tích vai trò của hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu tạo cọc và cấu trúc nền đất yếu. Khi hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cọc nhỏ (3 – 5 %), phía dưới vùng hoạt động nén ép của công trình (mũi cọc) là đất yếu thì kiến nghị sử dụng phương pháp tính toán dựa trên cơ sở lý thuyết nền biến dạng tuyến tính (như đối với trường hợp cải tạo nền bằng cọc cát), bao gồm: phương pháp “lớp tương đương”, phương pháp cộng lún từng lớp, phương pháp Puzurevski, phương pháp Maxlov, phương pháp Iaropolki. Khi hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cọc lớn (>10 %), phía dưới vùng hoạt động nén ép của công trình là đất tốt thì kiến nghị sử dụng phương pháp tính toán như đối với trường hợp gia cố nền bằng cọc đất-xi măng, theo đó, sức chịu tải của nền tính theo phương pháp Bengt Brome (Thụy Điển) và Bergado D.T (AIT), độ lún của nền tính bằng tổng độ lún của khối gia cố và độ lún của nền đất dưới khối gia cố.

Từ khóa: Gia cố nền đất yếu; cọc cát biển-xi măng; tính độ lún; tính sức chịu tải.

1. Đặt vấn đề

Gia cố nền đất yếu bằng cọc cát biển-xi măng là dùng một thiết bị chuyên dụng đưa hỗn hợp vật liệu cát biển-xi măng khô vào nền đất dưới dạng cọc tiết diện tròn với các đường kính khác nhau. Đây là công nghệ mới gia cố nền đất yếu, được phát triển trên cơ sở công nghệ cọc cát và công nghệ cọc đất-xi măng. Sau khi gia cố, sức chịu tải của nền tăng lên, độ lún của công trình giảm đi là nhờ các quá trình: nén chặt đất do vật liệu cát biển-xi măng chiếm chỗ thể tích lỗ rỗng ở trong nền đất, gia tăng cường độ của cọc và đất nền xung quanh cọc, có kết thoát nước của đất nền. Để có thể ứng dụng công nghệ cọc cát biển-xi măng vào thực tiễn gia cố nền đất yếu cần xây dựng được cơ sở lý thuyết của công nghệ đảm bảo tính khoa học và độ tin cậy, trong đó vấn đề tính toán sức chịu tải và độ lún của nền đất sau gia cố là hết sức quan trọng. Bài toán tính sức chịu tải và độ lún của nền công trình nói chung, của nền đất yếu gia cố bằng cọc cát biển-xi măng nói riêng là bài toán phức tạp. Độ chính xác, độ tin cậy khi tính lún và sức chịu tải của nền phụ thuộc vào phương pháp tính, sự phù hợp của sơ đồ tính toán với ứng xử thực tiễn của đất nền khi chịu tác động của tải trọng ngoài cũng như sự lựa chọn phù hợp các tính chất cơ lý của đất nền đưa vào tính toán. Sau khi gia cố bằng cọc cát biển-xi măng, các chỉ tiêu cơ lý của đất nền sẽ thay đổi đáng kể nên việc lựa chọn chúng đưa vào tính toán đảm bảo độ chính xác, tin cậy là rất quan trọng. Trên cơ sở phân tích các kết quả nghiên cứu bước đầu, chúng tôi đề xuất phương pháp tính sức chịu tải và độ lún của nền đất yếu gia cố bằng cọc cát biển-xi măng với mong muốn hoàn thiện cơ sở lý thuyết công nghệ cọc cát biển-xi măng và nếu được kiểm nghiệm từ thực tế gia cố nền, đây sẽ là cơ sở khoa học quan trọng để kiến nghị sử dụng công nghệ cọc cát biển-xi măng vào thực tiễn gia cố nền đất yếu ở nước ta.

2.2. Phương pháp luận nghiên cứu

2.1. Cơ sở khoa học nâng cao sức chịu tải và giảm độ lún của nền đất yếu gia cố bằng cọc cát biển-xi măng

* Tác giả liên hệ

Email: taducthinh@humg.edu.vn

Cũng như các loại đất khác, đất yếu là vật thể lịch sử tự nhiên được hình thành trong quá trình phong hóa đá gốc dưới tác dụng của các tác nhân phong hóa: vật lý, hóa học và sinh học. Sản phẩm cuối cùng của quá trình phong hóa đá gốc là tạo ra các hạt khoáng vật có kích thước hạt, thành phần, trạng thái, tính chất cơ lý khác hẳn so với đá gốc ban đầu. Các hạt khoáng vật nhỏ cùng với nước và không khí tồn tại trong các lỗ rỗng giữa các hạt khoáng vật chính là các pha cấu tạo nên đất, nghĩa là, đất được cấu tạo bởi 3 pha: rắn, lỏng và khí. Pha rắn gồm các hạt khoáng vật riêng rẽ không gắn kết với nhau hoặc có gắn kết với nhau nhưng độ bền của liên kết giữa các hạt nhỏ hơn nhiều so với độ bền của bản thân các hạt. Pha lỏng và pha khí gồm nước và không khí tồn tại trong các lỗ rỗng giữa các hạt rắn của đất. Sự tồn tại của 3 pha: rắn, lỏng, khí trong cấu tạo của đất làm cho đất có những đặc tính khác với vật thể liên tục khác, đó là tính mềm rời, tính ứng xử với nước và tính dị hướng. Tính mềm rời của đất thể hiện thông qua sự tồn tại các lỗ rỗng của đất giữa các hạt. Tính ứng xử với nước thể hiện thông qua tính thấm nước, tính chứa nước, tính hấp thụ nước và sự biến đổi trạng thái, tính chất của đất khi lượng nước trong đất thay đổi. Tính dị hướng của đất thể hiện sự không đồng nhất về kích thước các hạt rắn, thành phần khoáng vật, thành phần hóa học, trạng thái và tính chất cơ lý của đất (Tạ Đức Thịnh, Nguyễn Huy Phương và nnk, 2002, 2009).

Khi một lượng vật liệu cát biển-xi măng được đưa vào nền đất dưới dạng cọc thì chúng sẽ chiếm chỗ lỗ rỗng ở trong đất, làm cho tổng thể tích lỗ rỗng giảm đi, nền đất được nén chặt. Cọc cát biển-xi măng ở dạng khô sẽ hút nước ở trong nền để tạo thành vữa cát biển-xi măng, sau đó đông cứng thành cọc có cường độ kháng nén cao hơn nhiều so với bản thân hỗn hợp vật liệu; đồng thời làm cho độ ẩm của nền đất xung quanh cọc giảm đi, các hạt đất xung quanh cọc sắp xếp lại, độ chặt của vùng đất xung quanh cọc tăng lên. Các quá trình này chính làm cho sức chịu tải của nền sau gia cố tăng lên và độ lún của nền công trình giảm đi.

2.2. Cơ sở khoa học tính sức chịu tải và độ lún của nền đất yếu gia cố bằng cọc cát biển-xi măng

Sau khi gia cố bằng cọc cát biển-xi măng, nền đất yếu trở thành một nền mới có thành phần, trạng thái, tính chất cơ lý mới, khác hẳn với nền đất trước khi gia cố. Vì vậy, việc tính toán sức chịu tải và độ lún của nền sau gia cố cũng khác với tính sức chịu tải và độ lún của nền trước khi gia cố.

Hiện nay, có khá nhiều phương pháp tính toán sức chịu tải và độ lún của nền công trình. Mỗi phương pháp tính toán có ưu điểm, nhược điểm, phạm vi ứng dụng riêng và có độ chính xác khác nhau.

*Về các phương pháp tính sức chịu tải của nền công trình

Sức chịu tải của nền công trình là khả năng chống đỡ của đất nền đối với tải trọng công trình truyền xuống nền, phụ thuộc vào thành phần khoáng vật, thành phần hạt, trạng thái và tính chất cơ lý của đất nền (Tạ Đức Thịnh, 2002). Các loại đất nền có pha rắn là các hạt khoáng vật có cường độ cao, kích thước hạt lớn, trạng thái cứng, tính năng xây dựng cao, độ ẩm nhỏ thì có sức chịu tải cao và ngược lại. Nghĩa là, sức chịu tải của nền được quyết định bởi sức kháng cắt của đất là góc ma sát trong (φ) và lực dính kết (c).

Khi sức chịu tải của nền không đáp ứng được yêu cầu thiết kế thì người ta phải áp dụng các giải pháp khác nhau để nâng cao sức chịu tải của nền (Hoàng Văn Tân và nnk, 1997), hay nói cách khác, sức chịu tải của nền đất còn được quyết định bởi các yếu tố nhân tạo (con người) thông qua các giải pháp thiết kế nền móng khác nhau. Vì vậy khi tính toán sức chịu tải của nền công trình, nhất thiết phải tính đến các yếu tố tự nhiên và nhân tạo làm nên sức chịu tải của nền.

Hiện nay, có khá nhiều phương pháp tính toán sức chịu tải của nền công trình, có thể kể đến như: nhóm phương pháp tính toán dựa vào giả thiết mặt trượt quy định trước; nhóm phương pháp tính toán dựa trên cơ sở lý luận nền biến dạng tuyến tính; nhóm phương pháp tính toán dựa theo lý thuyết cân bằng giới hạn; nhóm phương pháp tính toán theo quy phạm (các tiêu chuẩn xây dựng của Việt Nam, Nga, Anh, Mỹ, Nhật)... Dù tính toán sức chịu tải theo phương pháp nào cũng cần phải xác định được các thông số tự nhiên của đất nền là góc ma sát trong (φ), lực dính kết (c), các thông số nhân tạo là chiều sâu chôn móng (h) và chiều rộng móng (b).

*Về các phương pháp tính độ lún của nền công trình

Độ lún của nền công trình là biến dạng của nền đất theo phương thẳng đứng. Vì đất được cấu tạo bởi hạt rắn, nước và khí tồn tại trong các lỗ rỗng của đất nên độ lún của nền công trình phụ thuộc vào biến dạng của hạt rắn và biến dạng của nước có trong đất. Hạt rắn của đất xem như không biến dạng (trên thực tế hạt rắn có bị biến dạng nhưng rất nhỏ - theo lý thuyết từ biến), nước cũng được xem là không biến dạng nên độ lún của nền công trình thực tế chỉ phụ thuộc vào sự biến dạng của đất do sự giảm thể tích lỗ rỗng của đất. Một cách tổng quát, trị số độ lún của nền công trình có thể được xác định theo biểu thức sau:

$$S = S_{tt} + S_{hr} + S_{ck} \quad (1)$$

trong đó: S : tổng độ lún của nền công trình;

S_{tt} : độ lún tức thời;

S_{hr} : độ lún của hạt rắn;

S_{ck} : độ lún cố kết.

Trong biểu thức trên, độ lún tức thời (độ lún đàn hồi) của nền công trình có giá trị nhỏ, độ lún của hạt

rắn (độ lún từ biến) cũng nhỏ (Nguyễn Huy Phương, 1999) nên độ lún của nền công trình thực tế chủ yếu phụ thuộc vào độ lún cố kết, nghĩa là độ lún do thể tích lỗ rỗng trong đất giảm đi nhờ nước và khí trong lỗ rỗng của đất thoát ra ngoài.

Hiện nay, có rất nhiều phương pháp tính toán độ lún cố kết của nền công trình, có thể kể đến như: phương pháp sử dụng kết quả bài toán nén đất một chiều, phương pháp dựa trên cơ sở lý luận môi trường biến dạng tuyến tính, phương pháp ứng suất lớn nhất trên trục thẳng đứng đi qua tâm diện chịu tải, phương pháp bài toán không gian có xét đến biến dạng hông của đất, phương pháp "lớp tương đương", phương pháp cộng lún từng lớp.... Dù sử dụng bất kỳ phương pháp nào thì độ lún cố kết của nền công trình cũng phụ thuộc vào tải trọng công trình tác dụng xuống nền (áp lực gây lún P_{gl}), chiều dày lớp đất tính toán (vùng ảnh hưởng của công trình H) và đặc trưng biến dạng của lớp đất tính toán (modun tổng biến dạng, hệ số nén, chỉ số nén, hệ số rỗng...). Như vậy, cũng như sức chịu tải, độ lún của nền công trình cũng phụ thuộc vào các yếu tố tự nhiên (các thông số đặc trưng biến dạng của đất nền) và các yếu tố nhân tạo (áp lực gây lún, chiều sâu ảnh hưởng của công trình). Nếu đất nền có tính biến dạng lớn thì hiển nhiên độ lún của nền công trình sẽ lớn và ngược lại, đất nền có tính biến dạng nhỏ thì độ lún sẽ nhỏ. Do đó, để giảm độ lún của nền công trình cần phải có các giải pháp giảm đặc trưng biến dạng của đất nền, giảm áp lực công trình chuyển xuống nền, giảm chiều sâu vùng ảnh hưởng của công trình.

3. Đề xuất phương pháp tính toán sức chịu tải và độ lún của nền đất yếu gia cố bằng cọc cát biển-xi măng.

3.1. Phân tích cơ sở khoa học đề xuất phương pháp tính toán

Như đã phân tích ở trên, sức chịu tải và độ lún của nền công trình được quyết định bởi các tác nhân tự nhiên (các đặc trưng sức kháng cắt và biến dạng của đất) và nhân tạo (các giải pháp nhằm gia tăng đặc trưng sức kháng cắt, giảm đặc trưng biến dạng của đất và thay đổi kết cấu móng công trình). Gia cố nền đất yếu bằng bất kỳ công nghệ nào cũng là giải pháp nhân tạo nhằm làm thay đổi thành phần, trạng thái, tính chất của đất nền và thay đổi kết cấu nền móng.

Công nghệ cọc cát biển-xi măng gia cố nền đất yếu được phát triển trên cơ sở công nghệ cọc cát và công nghệ cọc đất-xi măng (Tạ Đức Thịnh, Nguyễn Thị Diệu, 2019). Công nghệ cọc cát, về bản chất là công nghệ cải tạo nền, còn công nghệ cọc đất-xi măng, về bản chất là công nghệ gia cố nền. Vì vậy, việc tính toán sức chịu tải và độ lún của nền đất yếu gia cố bằng cọc cát biển-xi măng có thể sử dụng các phương pháp tính toán theo công nghệ cọc cát (cải tạo nền) và theo công nghệ cọc đất-xi măng (gia cố nền).

3.1.1. Tính toán theo công nghệ cọc cát (cải tạo nền)

Công nghệ cọc cát cải tạo nền đất yếu là dùng thiết bị chuyên dụng đưa cát vào nền dưới dạng cọc. Tác dụng chủ yếu của cọc cát là nén chặt cơ học và cố kết thoát nước của đất nền, nghĩa là cọc cát sẽ chiếm thể tích lỗ rỗng của đất nền và làm cho nước ở trong nền thoát nhanh ra ngoài, kết quả là nền đất yếu được nén chặt, các tính chất cơ lý của đất nền sẽ thay đổi theo xu thế tốt lên cho công tác xây dựng. Công nghệ cọc cát biển-xi măng, về bản chất, một phần nào đó tương tự công nghệ cọc cát vì cũng có tác dụng nén chặt và thoát nước cố kết (do hỗn hợp cát biển-xi măng khô hút nước trong nền để tạo ra vữa xi măng) như cọc cát. Như vậy, sau khi gia cố nền đất yếu bằng cọc cát hoặc cọc cát biển-xi măng, đất nền có thể xem là một nền đất mới, có thành phần, trạng thái, tính chất cơ lý mới. Vì vậy, việc tính toán sức chịu tải và độ lún của nền được xem như đối với nền thiên nhiên. Rõ ràng là, trước khi gia cố, nền đất yếu có thành phần, trạng thái, tính chất cơ lý không đáp ứng được yêu cầu xây dựng. Sau khi gia cố, các tính chất cơ lý của nền đất đã thay đổi đáng kể như độ ẩm, hệ số rỗng giảm; khối lượng thể tích, lực dính, góc ma sát trong tăng nhờ quá trình nén chặt cơ học, quá trình cố kết thoát nước và tác dụng của các phản ứng hóa lý trong quá trình gia cố. Tuy nhiên, cần lưu ý rằng, nếu hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cọc lớn, cọc cát biển-xi măng sẽ làm thay đổi bản chất của đất nền do cường độ của cọc cao hơn nhiều so với cường độ đất nền. Vì vậy, cần xác định hàm lượng xi măng hợp lý để sau khi gia cố, cọc cát biển-xi măng có cường độ nhỏ và có thể coi nền gia cố bằng cọc cát biển-xi măng như một nền tương đối đồng nhất, giống như cọc cát. Theo kết quả nghiên cứu thực nghiệm, với hàm lượng xi măng 0,3 - 0,5 % (so với khối lượng cát biển khô) ở 28 ngày tuổi thì cường độ kháng nén một trục của cọc cát biển-xi măng $R_n = 0,35 - 0,65$ MPa, không làm thay đổi quá nhiều bản chất của nền cọc. Khi đó, sức chịu tải và độ lún của nền sau gia cố có thể tính toán như đối với nền thiên nhiên, theo lý thuyết môi trường biến dạng tuyến tính.

3.1.2. Tính toán theo công nghệ cọc đất-xi măng (gia cố nền)

Công nghệ cọc đất-xi măng gia cố nền đất yếu là dùng máy khoan và các thiết bị chuyên dụng (cần khoan, mũi khoan...) khoan vào nền đất với đường kính và chiều sâu lỗ khoan đã xác định. Trong quá trình khoan, đất trong lỗ khoan bị phá vỡ kết cấu, được các cánh mũi khoan nghiền to, trộn đều với xi măng

(được phun vào liên tục). Hỗn hợp đất-xi măng sau khi đông cứng tạo thành cọc đất-xi măng, thường có cường độ kháng nén cao, phụ thuộc vào hàm lượng xi măng trộn vào cọc và bản chất của đất nền. Nếu hàm lượng xi măng trong hỗn hợp cọc cao thì cọc cát biển-xi măng, về bản chất giống cọc đất-xi măng. Theo kết quả nghiên cứu thực nghiệm, với hàm lượng xi măng lần lượt là 10, 13, 15 % (so với khối lượng cát biển khô) ở 28 ngày tuổi thì cường độ kháng nén một trục của cọc cát biển-xi măng Rn lần lượt là 1,3, 1,78 và 2,45 Mpa. Do đó, khi hàm lượng xi măng trong hỗn hợp cọc cát biển-xi măng lớn hơn 10 % (so với khối lượng cát biển khô) thì sức chịu tải và độ lún của nền có thể tính toán theo công nghệ cọc đất-xi măng (gia cố nền).

3.2. Đề xuất phương pháp tính độ lún và sức chịu tải của nền đất yếu gia cố bằng cọc cát biển-xi măng theo công nghệ cọc cát

Như đã phân tích ở trên, trong trường hợp hàm lượng xi măng trong hỗn hợp cát biển-xi măng nhỏ (3 - 5 %, tương ứng với cường độ kháng nén của cọc là 0,3 - 0,5 Mpa) thì cọc cát biển-xi măng không làm thay đổi nhiều bản chất của nền đất, nền cọc có thể được xem là nền đất mới, có thành phần, trạng thái, tính chất mới nên việc tính độ lún và sức chịu tải của nền hoàn toàn có thể như đối với nền thiên nhiên. Vì vậy, có thể sử dụng các phương pháp tính lún và sức chịu tải của nền theo lý thuyết môi trường biến dạng tuyến tính.

3.2.1. Tính toán độ lún

Trong số các phương pháp tính độ lún theo lý thuyết môi trường biến dạng tuyến tính, kiến nghị sử dụng phương pháp “lớp tương đương” và phương pháp cộng lún từng lớp, là 2 phương pháp có độ chính xác và độ tin cậy cao hơn.

*Theo phương pháp “lớp tương đương”:

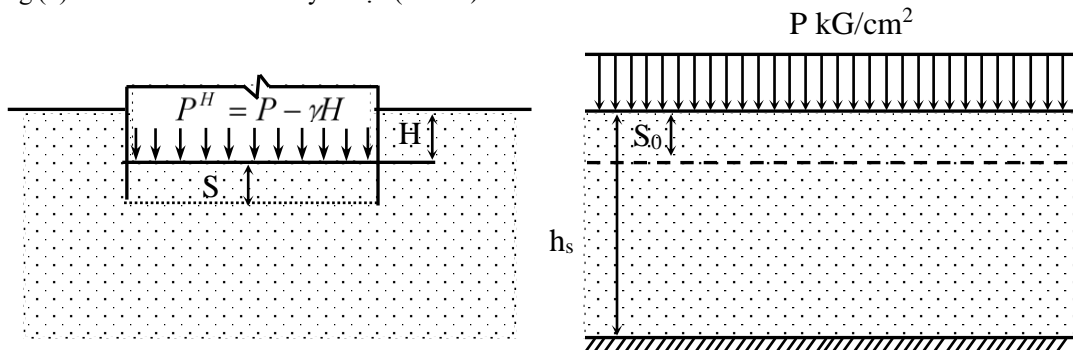
Độ lún của nền tính theo phương pháp “lớp tương đương” là:

$$S = a_{om} P h_s \quad (2)$$

trong đó: a_{om} : hệ số nén lún rút đổi trung bình của các lớp đất nền;

P : áp lực gây lún của công trình;

h_s : chiều dày lớp tương đương (lớp có chiều dày mà độ lún của móng có chiều dài vô tận, làm việc trong điều kiện không nở hông (S_0) bằng độ lún của móng có kích thước hữu hạn, làm việc trong điều kiện có nở hông (S) trên nền đất có chiều dày vô tận (Hình 1).



Hình 1. Chiều dày lớp tương đương h_s

*Theo phương pháp cộng lún từng lớp:

Bản chất của phương pháp là chia nền đất dưới đáy móng thành nhiều lớp phân tố rồi tính lún cho từng lớp phân tố không xét đến ảnh hưởng nở hông của đất. Độ lún cuối cùng bằng tổng độ lún của từng lớp phân tố (Hình 2).

Độ lún của nền được tính theo công thức:

$$S = \sum_{i=1}^n \sigma_i h_i \frac{\beta}{E_{oi}} \quad (3)$$

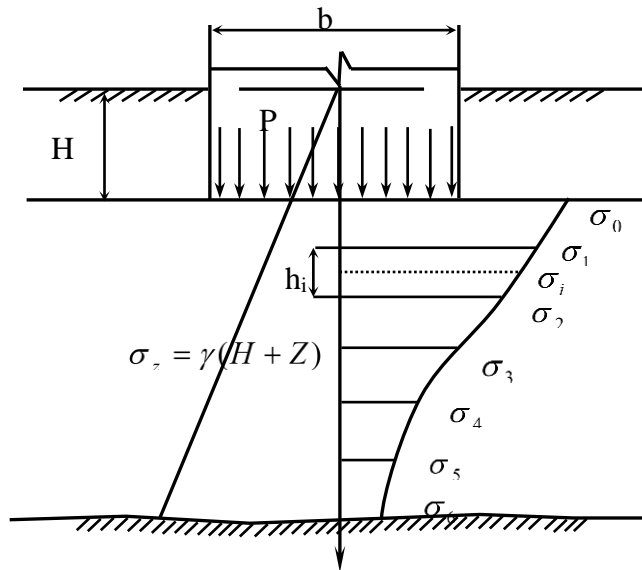
trong đó, n : số lớp đất phân tố được chia trong vùng ảnh hưởng của công trình;

σ_i : ứng suất phụ thêm trung bình của các lớp phân tố thứ i ;

h_i : chiều dày lớp phân tố thứ i ;

β : hệ số không thứ nguyên, phụ thuộc vào hệ số nở hông của đất;

E_{oi} : môđun tổng biến dạng của lớp thứ i , xác định trong phòng thí nghiệm hoặc bằng thí nghiệm nền tĩnh ở hiện trường.



Hình 2. Sơ đồ tính lún theo phương pháp cộng lún từng lớp.

3.2.2. Tính sức chịu tải của nền

Theo lý thuyết môi trường biến dạng tuyến tính, kiến nghị tính sức chịu tải của nền sau gia cố theo các phương pháp: Puzurevski, Maxlov, Iaropolxki.

*Theo Puzurevski:

$$P_0 = \gamma h \frac{\cot g\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \frac{\pi c \cot g\varphi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \quad (4)$$

*Theo Maxlov:

$$P_{gh} = \frac{\pi \gamma \left(b \tan \varphi + h + \frac{c}{\gamma \tan \varphi} \right)}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h \quad (5)$$

*Theo Iaropolxki:

$$P_{gh} = \frac{\pi \gamma \left(b \cot g \frac{\pi - \varphi}{4} + h + \frac{c}{\gamma \tan \varphi} \right)}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h \quad (6)$$

trong đó: φ : góc ma sát trong của đất;
 c : lực dính của đất;
 γ : khối lượng thể tích của đất;
 h : chiều sâu chôn móng;
 b : chiều rộng của móng.

Thảo luận:

Nền đất yếu sau khi gia cố bằng cọc cát biển-xi măng trở thành một nền đất mới, có thành phần, trạng thái, tính chất cơ lý mới. Tuy nhiên, cần xem xét phân biệt hai trường hợp: thi công chậm và thi công nhanh.

- Trường hợp thi công chậm:

Trường hợp thi công chậm là trường hợp sau khi gia cố phải đợi một thời gian nhất định mới bắt đầu khởi công xây dựng công trình. Trong trường hợp này, các quá trình nén chặt cơ học, cố kết và phản ứng hóa lý giữa xi măng và môi trường đã kết thúc, các biến dạng dọc và ngang do lượng cát biển-xi măng đưa

vào nền gây ra đạt trị số ổn định, nền được nén chặt hoàn toàn, trở thành nền mới giống như nền tự nhiên. Do đó, việc tính độ lún và sức chịu tải của nền theo các phương pháp áp dụng cho nền tự nhiên là phù hợp.

- Trường hợp thi công nhanh:

Trường hợp thi công nhanh là trường hợp sau khi quá trình gia cố nền kết thúc thì tiến hành xây dựng công trình ngay. Lúc này, các quá trình: nén chặt cơ học, cố kết thoát nước của đất nền và các phản ứng hóa lý của xi măng với môi trường đất yếu đều chưa kết thúc, các đặc trưng biến dạng và sức kháng cắt của đất nền chưa đạt tới trị số ổn định. Vì vậy, lựa chọn trị số áp lực gây lún (trong đó có lượng cát biển-xi măng đưa vào nền), các chỉ tiêu góc ma sát trong (φ), lực dính kết (c), khối lượng thể tích γ của đất để đưa vào tính toán cần xem xét cẩn trọng, phù hợp với điều kiện làm việc thực tế của đất nền

3.3. Đề xuất phương pháp tính độ lún và sức chịu tải của nền đất yếu gia cố bằng cọc cát biển-xi măng theo công nghệ cọc đất-xi măng

Khi hàm lượng xi-măng trong hỗn hợp vật liệu lớn ($> 10\%$ so với khối lượng cát biển khô, tương ứng với cường độ kháng nén của cọc $> 1,3$ MPa), về bản chất, cọc cát biển-xi măng giống cọc đất-xi măng. Vì vậy, trong trường hợp này kiến nghị tính độ lún và sức chịu tải của nền theo công nghệ cọc đất-xi măng mà phổ biến là phương pháp Bengt Brome, Bergado D.T và nnk (1994), được trình bày dưới đây:

3.3.1. Tính sức chịu tải của cọc:

*Với cọc đơn:

Sức chịu tải của cọc đơn tính theo công thức:

$$Q = Q_s + Q_p \quad (7)$$

với: Q_s : sức chịu tải do ma sát xung quanh cọc;

Q_p : sức chịu tải do sức kháng đầu mũi cọc.

trong đó: $Q_s = \alpha C_u A_b$,

C_u : sức kháng không thoát nước của đất nền, xác định bằng thí nghiệm cắt cánh hoặc xuyên tĩnh, $C_u = q_c/15 \div q_c/20$ với q_c là sức kháng xuyên đầu mũi.

α - hệ số phụ thuộc vào sức kháng cắt không thoát nước của đất xung quanh cọc, với $C_u \geq 0,5$ KG/cm² thì $\alpha = 0,8-1,0$, $C_u < 0,5$ KG/cm² thì $\alpha = 0,7$

A_b - diện tích mặt bên cọc.

$$Q_p = C_u N_c A_m$$

N_c : hệ số sức chịu tải đầu mũi cọc, phụ thuộc vào khoảng cách giữa các cọc. Khi khoảng cách giữa các cọc trong khoảng 4-5 lần đường kính cọc d thì với $d \leq 30$ cm; $N_c = 9$; 30 cm $< d \leq 60$ cm $N_c = 7$ và $d > 60$ cm $N_c = 6$

A_m - diện tích đầu mũi cọc.

* Với nhóm cọc gia cố:

Coi diện tích gồm nhóm cọc và đất được gia cố như một khối, khả năng chịu tải của khối phụ thuộc vào ma sát khối gia cố với đất xung quanh và sức chịu tải của mặt dưới khối gia cố:

$$Q_{\text{khối}} = Q_{s \text{ khối}} + Q_{p \text{ khối}} \quad (8)$$

với: $Q_{s \text{ khối}} = C_u A_b \text{ khối} = 2(B+L) H C_u$

$$Q_{p \text{ khối}} = C_u N_c A_m \text{ khối} = (6-9) C_u B L$$

trong đó: B, L, H là chiều rộng, chiều dài và chiều cao khối gia cố.

Sức chịu tải giới hạn của cọc đơn khi đất phá hoại có thể tính theo biểu thức:

$$Q = (\pi d H + 2,25 \pi d^2) C_u \quad (9)$$

trong đó: d - đường kính cọc

H - chiều dài cọc.

3.3.2. Tính độ lún của nền

Độ lún của nền đất được xác định bằng tổng độ lún của khối đất gia cố và độ lún của nền dưới khối gia cố.

* Độ lún của khối đất gia cố xác định theo biểu thức:

$$S = \frac{\sigma}{M} H = \frac{\sigma H}{a_c M_c + (1 - a_c) M_d} \quad (10)$$

trong đó: σ : ứng suất trung bình dưới đáy móng;

H : chiều sâu gia cố;

a_c : tỷ diện tích thay thế

M_c - môđun nén của cọc, lấy bằng (50-100) $C_{\text{cọc}}$ với $C_{\text{cọc}}$ - lực dính của vật liệu cọc.

M_d - môđun nén của đất xung quanh cọc, thường lấy bằng $150 C_u$ với C_u - sức kháng cắt của đất xung quanh cọc, xác định bằng thí nghiệm cắt cánh hoặc xuyên tĩnh.

* *Độ lún của nền dưới khối gia cố:*

Được xác định theo các phương pháp thông thường nhưng có kể đến hệ số giảm thiểu độ lún là tỷ số giữa độ lún của khối đất đã gia cố và độ lún của đất khi chưa gia cố.

Thảo luận:

* *Về tính sức chịu tải của nền sau gia cố:*

Phương pháp của giáo sư Bengt Brome và một số tác giả khác đã tính sức chịu tải của cọc đơn gia cố như đối với cọc cứng, nghĩa là dựa vào sức kháng ma sát xung quanh cọc và sức kháng đầu mũi cọc. Chúng tôi cho rằng, khi trong cấu trúc nền đất yếu, dưới mũi cọc gia cố có lớp đất tốt thì cách tính như vậy là phù hợp. Tuy nhiên, trong thực tế xây dựng, thường gặp trường hợp cấu trúc nền gồm nhiều lớp đất yếu, có chiều dày lớn không thể gia cố hết, do đó dưới mũi cọc vẫn là lớp đất yếu. Trong trường hợp này thì cách tính toán như trên là không hoàn toàn hợp lý, bởi vì, đã coi cọc gia cố là cọc cứng thì toàn bộ tải trọng công trình sẽ do cọc tiếp nhận và nền đất xung quanh cọc hoàn toàn không tham gia vào sức chịu tải chung. Như vậy, cọc gia cố sẽ dễ dàng bị phá hủy bởi các cọc tựa vào lớp đất yếu dưới mũi cọc không có khả năng mang tải. Trong tính toán sức chịu tải của nhóm cọc gia cố cũng chỉ tính đến sức kháng cắt không thoát nước của đất nền ở chu vi mặt dưới khối gia cố mà không kể đến bản thân khối đất gia cố giữa các cọc (Tạ Đức Thịnh, 2017).

* *Về tính độ lún của nền sau gia cố:*

Trong công thức tính lún của khối đất đã gia cố, mẫu số có thể coi là giá trị trung bình của môđun tổng biến dạng của cọc gia cố và đất nền xung quanh cọc. Vấn đề là, quan niệm nền đất sau gia cố như thế nào để có thể áp dụng các phương pháp tính lún thích hợp. Nếu quan niệm nền đất sau gia cố là một móng khối quy ước như móng cọc thì việc tính lún chỉ tính phần đất bên dưới mũi cọc và như vậy, độ lún thường sẽ rất lớn (nhất là khi dưới mũi cọc phân bố các lớp đất yếu). Nếu quan niệm độ co ngấn dọc trục của cọc như đối với nền đất xung quanh cọc thì chưa thỏa đáng, bởi vì, cọc cát biển-xi măng có độ cứng khá lớn, tính toán khối cao, dưới tác dụng của tải trọng công trình, sự co ngấn dọc trục không đáng kể so với đất nền xung quanh, cọc sẽ lún toàn bộ. Vì vậy, nếu khi dưới mũi cọc phân bố các lớp đất yếu thì nên tính độ lún như đối với nền tự nhiên. Trong trường hợp hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cọc chiếm tỷ trọng lớn và dưới mũi cọc phân bố các lớp đất tốt thì tính toán độ lún và sức chịu tải của nền gia cố bằng cọc cát biển-xi măng theo công nghệ cọc đất-xi măng (Tạ Đức Thịnh, 2017).

4. Kết luận

Từ các kết quả nghiên cứu nêu trên có thể đưa ra một số kết luận sau đây:

- Công nghệ cọc cát biển-xi măng gia cố nền đất yếu là công nghệ mới phát triển trên cơ sở công nghệ cọc cát và công nghệ cọc đất-xi măng. Vì vậy, có thể tính sức chịu tải và độ lún của nền gia cố theo các phương pháp cải tạo nền bằng cọc cát và gia cố nền bằng cọc đất-xi măng.

- Khi hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cát biển-xi măng nhỏ (3- 5 %, tương ứng với cường độ kháng nén của cọc nhỏ hơn 0,3 – 0,65 MPa) có thể tính toán sức chịu tải và độ lún của nền sau gia cố theo các phương pháp lý thuyết nền biến dạng tuyến tính. Các phương pháp tính độ lún có thể sử dụng là phương pháp “lớp tương đương” và phương pháp cộng lún từng lớp. Các phương pháp tính sức chịu tải có thể sử dụng là phương pháp Puzurevski, phương pháp Maxlov, phương pháp Iaropolski. Tuy nhiên, cần phân biệt trường hợp thi công chậm và trường hợp thi công nhanh.

- Khi hàm lượng xi măng trong hỗn hợp vật liệu cát biển-xi măng lớn (> 10 %, tương ứng với cường độ kháng nén của cọc > 1, 3 MPa) có thể tính toán sức chịu tải và độ lún của nền sau gia cố theo các phương pháp như đối với cọc đất-xi măng. Trong trường hợp dưới mũi cọc gia cố phân bố đất tốt thì sức chịu tải của nền có thể tính theo phương pháp của Bengt Brome (Thụy Điển) và Bergado D.T và nnk (AIT). Độ lún của nền được tính bằng tổng độ lún của khối gia cố và độ lún của nền đất dưới khối gia cố, theo đó, độ lún của khối gia cố được tính theo phương pháp cùng biến dạng, độ lún của nền đất dưới khối gia cố tính theo các phương pháp thông thường nhưng có kể đến hệ số giảm thiểu độ lún là tỷ số giữa độ lún của khối đất đã gia cố và độ lún của đất chưa gia cố.

Tài liệu tham khảo

Bergado D.T và nnk, 1994. Những biện pháp cải tạo kỹ thuật mới trong xây dựng. *Nhà xuất bản Giáo dục*, Hà Nội.

Hoàng Văn Tân và nnk, 1997. Những phương pháp xây dựng công trình trên nền đất yếu. *Nhà xuất bản Xây dựng*, Hà Nội.

Nguyễn Huy Phương, 1999. *Lý thuyết từ biến*. Trường Đại học Mô-Địa chất

Tạ Đức Thịnh, Nguyễn Huy Phương, 2002. *Cơ học đất. Nhà xuất bản Xây dựng*, Hà Nội.

Tạ Đức Thịnh, Nguyễn Huy Phương, Nguyễn Hồng, Nguyễn Văn Phóng. *Nền và móng công trình*, 2009. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.

Tạ Đức Thịnh. *Bản về phương pháp tính toán sức chịu tải và độ lún của nền đất yếu gia cố bằng cọc đất-xi măng*, 2017. *Tạp chí Khoa học kỹ thuật Mô-Địa chất*, tập 58, tháng 10-2017, ISSN 1859 - 1469.

Tạ Đức Thịnh, Nguyễn Thị Dịu, 2019. *Nghiên cứu phát triển công nghệ gia cố nền đất yếu bằng cọc cát biển-xi măng phục vụ xây dựng công trình hạ tầng ven biển. Kỷ yếu Hội nghị Khoa học toàn quốc VIETGEO 2019*, Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật.

ABSTRACT

Calculation methods for settlement and load capacity of ground soft soil improved with sea sand-cement column

Ta Duc Thinh^{1,*}, Nguyen Thi Diu²

¹*Hanoi University of Mining and Geology*

²*University of Transportation and Communication*

The improvement of soft soil using sea sand-cement technology is developed on the basis of sand column and soil-cement column. Along with the research to clarify the scientific basis to improve the load capacity and reduce the settlement, the calculation of settlement and load capacity of the foundation ensuring reliability is also very important. The paper presents the research results, proposes a method to calculate the settlement and load capacity of soft soil reinforced with sea sand-cement column. Accordingly, the calculation depends on the cement content in the mixture and the soft ground structure. If the cement content in the mixture is small and soil layer below the compression zone of the building (column tip) is soft soil, it is recommended to use the calculation method based on the linear deformation foundation theory (as in the case of ground improvement with sand column). The settlement methods that can be used are the "equivalence layer" method and the method based on the total of settlement of each layer; the methods to calculate the load capacity that can be used are the Puzurevski method, the Maxlov method, and the Iaropolski method. If the cement content in the pile forming material mixture is high and under the compression zone of the building is hard soil layer, the load capacity of the foundation can be calculated according to the methods of Bengt Bromé (Sweden) and Bergado DT (AIT). The settlement of the ground is calculated by the total settlement of the reinforced soil zone and the settlement of the ground under the reinforced soil zone. The settlement of the improvement zone is calculated based on the deformation method, the settlement of the ground below the reinforcement zone is calculated using the usual methods, but including the settlement reduction factor which is the ratio of the settlement of the reinforced soil mass to the settlement of the unreinforced soil (below the improved zone).

Keywords: Soft soil improvement; sea sand-cement column; calculation method for settlement and load capacity.

KHOA HỌC TRÁI ĐẤT VÀ TÀI NGUYÊN VỚI PHÁT TRIỂN BỀN VỮNG



ISBN 978-604762277-1



9 786047 622771