

Nghiên cứu đề xuất mô hình dự báo thời điểm có thể xảy ra tai biến địa chất trong thi công xây dựng công trình ngầm

Nguyễn Kế Tường¹, Nguyễn Quang Phích^{2*}

¹Trường Đại học Tôn Đức Thắng

²Trường Đại học Bình Dương

Ngày nhận bài 11/10/2017; ngày chuyển phản biện 16/10/2017; ngày nhận phản biện 28/11/2017; ngày chấp nhận đăng 4/12/2017

Tóm tắt:

Bài viết giới thiệu một mô hình lý thuyết cho phép dự báo thời điểm có thể xảy ra tai biến địa chất cho bài toán xây dựng công trình ngầm, trên cơ sở coi khối đất đá là môi trường lưu biến với các biểu hiện là đàn hồi - nhớt - dẻo lý tưởng. Thời gian có thể xảy ra tai biến địa chất được xác định là thời điểm khối đất đá xung quanh công trình ngầm chuyển từ trạng thái biến dạng ổn định đàn hồi - nhớt sang trạng thái đàn hồi - nhớt - dẻo. Dịch chuyển giới hạn tại thời điểm xuất hiện phá hủy là tương ứng với tiêu chuẩn ổn định đề xuất trong SNIP-II-94-80 của Nga, cũng như cấp ổn định cho công trình ngầm tiết diện lớn theo IAEG 2006. Như vậy, các kết quả nhận được từ nghiên cứu cho thấy sự phù hợp với các kết quả quan trắc thực tế và quy luật thực tế trong xây dựng công trình ngầm. Điều này cũng khẳng định sự cần thiết phải chú ý đến mô hình lưu biến và các quy luật thực tế trong công tác mô phỏng, dự báo.

Từ khóa: Công trình ngầm, mô hình lưu biến, thời điểm có thể xảy ra tai biến địa chất trong xây dựng công trình ngầm.

Chỉ số phân loại: 2.7

Đặt vấn đề

Trong thực tế xây dựng các công trình ngầm dân dụng, các hiện tượng phá hủy khối đất đá (tróc vỡ, tróc lở, sập lở, trượt lở, tụt lở...) thường có thể xảy ra vào thời điểm nhất định sau khi đào, nếu không có các biện pháp gia cố khối đất đá hoặc không lắp dựng kết cấu chống hợp lý và kịp thời sẽ gây ra nhiều thiệt hại về kinh tế. Các sự cố xảy ra có thể từ nhiều nguyên nhân khác nhau, nhưng nguyên nhân cơ bản nhất là biến động của điều kiện địa chất. Cũng vì vậy, thời điểm có thể xảy ra sự cố còn gọi là thời điểm xảy ra tai biến địa chất (rock mass failure-time of geo-hazards) [1]. Ngoài sự chi phối của điều kiện địa chất liên quan mật thiết với các biểu hiện cơ học của khối đất đá thì các yếu tố công nghệ thi công và hình dạng, kích thước của công trình ngầm cũng là các yếu tố ảnh hưởng quan trọng. Cũng vì vậy trong lĩnh vực xây dựng công trình ngầm thường nói đến thời gian ổn định không chống, hay thời gian lưu không (the stand up time) - là khoảng thời gian kể từ sau khi đào một khoảng công trình ngầm với kích thước nhất định nào đó, chưa có kết cấu chống hay kết cấu bảo vệ, cho đến thời điểm khoảng trống ngầm có thể bắt đầu mất ổn định (xuất hiện phá hủy...).

Mối tương quan giữa thời gian lưu không và khẩu độ không chống hữu hiệu của khoảng trống công trình ngầm

(chiều rộng hoặc khoảng cách từ gương đào đến vị trí lắp dựng kết cấu chống) được đề xuất lần đầu tiên trong cách phân loại khối đá của Lauffer (1958) [2] và sau này trong cách phân loại của Bieniawski (1973) [3], Barton (1974) [4]. Mối tương quan đó được sử dụng để thành lập, tính toán tổ chức chu kỳ đào, sao cho kết cấu chống tạm phải được hoàn chỉnh trước thời điểm có thể xảy ra phá hủy.

Mặc dù các phương pháp này đã và đang được sử dụng phổ biến ở Áo và trên thế giới, nhưng mối tương quan giữa các yếu tố hình học, cơ học và thời gian cho đến nay vẫn chủ yếu mang tính kinh nghiệm, đúc rút từ các kết quả quan trắc trong thực tế, ít nhiều mang tính chủ quan của từng tác giả, chưa được xây dựng trên cơ sở lập luận vật lý chặt chẽ.

Phân tích các yếu tố ảnh hưởng đến thời gian ổn định không chống và các dạng của các sơ đồ phân loại theo Lauffer, Bieniawski và Barton, Ramamurthy (2007) [5] đã đề xuất biểu thức đơn giản sau để xác định thời gian ổn định không chống:

$$t_f = \frac{k_s \cdot M_{rj}}{S_u (p_0 + u_{sp})}$$

Trong đó, t_f là thời gian ổn định không chống (năm), M_{rj} là tỷ số mô đun của khối đá, phản ánh ảnh hưởng đồng thời của độ bền nén đơn trục σ_{cj} và mô đun tiếp tuyến E_{tj} của khối

*Tác giả liên hệ: nqphichhung@gmail.com

A model for the prediction of rock mass failure-time of geo-hazards in tunneling

Ke Tuong Nguyen¹, Quang Phich Nguyen^{2*}

¹Ton Duc Thang University

²Binh Duong University

Received 11 October 2017; accepted 4 December 2017

Abstract:

The paper introduces a theoretical model that allows the prediction of rock mass failure-time of geo-hazards in the construction of underground structures based on the modelling of rock mass with rheological model expressing the elastic-viscous plastic behaviors. The rock mass failure-time of geo-hazards in tunneling is defined as the time at which the rock mass or the ground around the underground excavation changes from the the viscous-elastic state to the elastic-viscous-plastic state. The critical displacement at the failure state corresponds to the proposed stability criteria in SNIP-II-94-80 of Russia as well as the stability ranking system of rock mass surrounding a large-scale underground excavation according to IAEG 2006. The results of the study show the suitability for the observed results in practice and the actual rule in underground construction. This also confirms the need to pay attention to the rheological model and the practical rules of simulation and prediction.

Keywords: Rheological models, rock mass failure-time of geo-hazards in tunneling, underground structures.

Classification number: 2.7

đá, xác định qua biểu thức: $M_{ij} = E_{ij} / \sigma_{cj}$; S_u là khẩu độ hữu hiệu (m); p_0 là ứng suất nguyên sinh (T/m^2), u_{sp} là áp lực nước ngầm (T/m^2), k_s là hằng số liên quan với đại lượng M_{ij} như trong bảng 1.

Bảng 1. Đề xuất giá trị của k_s theo Ramamurthy (2007).

M_{ij}	500	200	100	50
k_s	100	5	0,2	0,01

Biểu thức xác định thời gian ổn định không chống không phức tạp, nhưng việc xác định các tham số liên quan với biểu hiện khối đá thực tế rất không đơn giản.

Sử dụng mô hình lưu biến di truyền nhân Abel theo Erzhanov (1964) [6], mô hình kinh nghiệm của Bulychchev (1982) [7], tiêu chuẩn được đề xuất để đánh giá ổn định công trình ngầm của Nga (1980) [8] và đề xuất về cấp ổn định cho công trình ngầm tiết diện lớn theo Lianjin và nnk (2006) [9], các tác giả Nguyễn Quang Phích (1987) [10] và Nguyễn Văn Mạnh, Nguyễn Quang Phích (2015) [11] đã xây dựng mô hình giải tích xác định thời gian ổn định không chống cho công trình ngầm. Các kết quả nhận được phản ánh hợp lý các quy luật đã được đề xuất của Lauffer, Bieniawski và Barton. Mô hình giải tích cho phép giải thích được các quy luật trên cơ sở lập luận khá chặt chẽ về mặt cơ học.

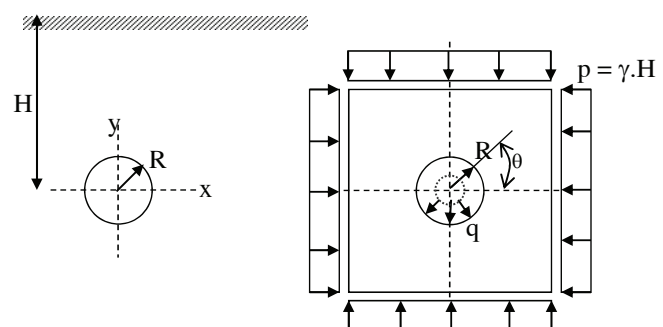
Tuy nhiên, do tính đa dạng của các khối đất đá về mặt cơ học, không có mô hình duy nhất nào có thể phản ánh mọi quy luật đặc trưng cho các khối đất đá khác nhau, do vậy để làm rõ hơn nữa về cơ sở bài toán biên dự báo thời gian ổn định không chống hay thời điểm xảy ra tai biến địa chất, trong bài này giới thiệu một cách chi tiết phương pháp dự báo lý thuyết thông qua một mô hình lưu biến tổng quát nhưng đơn giản, bao hàm đầy đủ các biểu hiện đàn hồi - nhớt - dẻo lý tưởng.

Nội dung nghiên cứu

Mô hình bài toán và các điều kiện về khối đá

Nói chung các công trình ngầm thường được xây dựng ở độ sâu nào đó kể từ mặt đất. Nghiên cứu quy luật biến đổi cơ học trong khối đất đá vây quanh công trình ngầm bằng phương pháp giải tích thường được khảo sát theo sơ đồ như trên hình 1.

Công trình ngầm nằm ngang, có tiết diện tròn, bán kính R , bố trí ở độ sâu H kể từ mặt đất đến tâm công trình, được mô phỏng thành bài toán biên là một không gian vô hạn, có khoảng trống, chịu tác động nén ở xa vô cùng bởi áp lực thủy tĩnh $p = \gamma \cdot H$, với γ là dung trọng trung bình của khối đất đá. Trong trường hợp chú ý đến kết cấu chống, hay bảo vệ, thì trên biên trong của khoảng trống được mô phỏng thêm áp lực q , phản ánh phản lực từ phía kết cấu chống.



Hình 1. Sơ đồ và các điều kiện biên tổng quát của bài toán.

Đây là sơ đồ bài toán đơn giản nhất hay được sử dụng để phân tích các vấn đề mang tính cơ bản, nhưng cho phép có thể phát triển để nghiên cứu với các mô hình cơ học khác nhau về khối đất đá và để làm cơ sở cho việc xây dựng các lời giải số cho bài toán phức tạp hơn, như trong các trường hợp phức tạp về hình học, các điều kiện biên, các mô hình cơ học.

Xuất phát từ thực tế là, các biểu hiện cơ học của các khối đất đá rất đa dạng, phức tạp và phụ thuộc vào thời gian; mặt khác các quá trình thi công xây dựng công trình ngầm cũng là các quá trình thay đổi theo thời gian, hay bị chi phối bởi yếu tố thời gian, nên để khảo sát ảnh hưởng của yếu tố thời gian cần thiết phải chú ý đến mô hình lưu biến và các tiêu chuẩn phá hủy phù hợp với loại mô hình này.

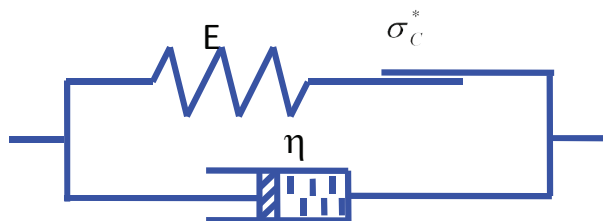
Với các trang thiết bị nghiên cứu ngày càng hiện đại và chính xác, cho đến nay, các biểu hiện lưu biến của khối đất đá đã được nghiên cứu nhiều và minh họa bằng các mô hình lưu biến phức tạp khác nhau. Một số mô hình cũng như các kết quả nghiên cứu về yếu tố thời gian trong cơ học đất đá có thể tham khảo trong các tài liệu [6, 7, 12-22]. Các kết quả nghiên cứu cho thấy tính đa dạng và phức tạp của các dạng biểu hiện lưu biến và vấn đề mô phỏng chúng. Với các phương tiện nghiên cứu thực nghiệm ngày càng hiện đại, hy vọng sẽ có các kết quả cho phép có được các mô hình gần biểu hiện thực của các vật liệu địa chất trong tương lai.

Trong nghiên cứu này, biểu hiện cơ học của khối đất đá phụ thuộc vào thời gian được mô phỏng bằng mô hình lưu biến có các biểu hiện đàn hồi - nhớt - dẻo lý tưởng (như trên hình 2), bao gồm mô hình đàn hồi HOOKE ghép nối tiếp với mô hình dẻo lý tưởng SAINT VENNANT và ghép song song với mô hình nhớt NEWTON. Đặc điểm về biểu hiện cơ học của mô hình này ở trạng thái nén đơn trục là:

- Khi tác dụng cơ học chưa đạt đến giới hạn chảy (hay giới hạn dẻo) σ_p^* , hay giới hạn bền σ_C^* , mô hình có biểu hiện biến dạng đàn hồi - nhớt;

- Sau khi tác dụng cơ học đạt được giới hạn chảy, biểu hiện của mô hình là đàn hồi - nhớt - dẻo.

Để phân tích quá trình biến đổi cơ học, tách các thành



Hình 2. Mô hình lưu biến.

phần ứng suất tổng thể ra hai thành phần là các thành phần ứng suất tĩnh và các thành phần ứng suất động:

- Các thành phần ứng suất tĩnh (static), tác dụng lên phần mô hình HOOKE nối tiếp với SAINT VENNANT;

- Các thành phần ứng suất động (kinematic - dynamic), tác dụng lên phần mô hình nhớt NEWTON.

Ký hiệu các thành phần ứng suất tĩnh và động, lần lượt với các chỉ số trên là s và d, khi đó có mối quan hệ:

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^s + \sigma_{ij}^d \quad (1)$$

Giới hạn dẻo, hay giới hạn phá hủy của khối đá được xác định từ các kết quả thí nghiệm đá và các phương pháp tính chuyển đổi khác nhau. Trong nghiên cứu này, giới hạn dẻo được chọn theo tiêu chuẩn dẻo của DRUCKER-PRAGER (1952) [23] có dạng:

$$(J_2^s)^{\frac{1}{2}} - \alpha_1 I_1^s - \alpha_2 = 0 \quad (2)$$

$$\text{Trong đó: } J_2^s = \frac{1}{6} [(\sigma_\theta^s - \sigma_r^s)^2 + (\sigma_r^s - \sigma_z^s)^2 + (\sigma_z^s - \sigma_\theta^s)^2]$$

là bất biến thứ hai của ten xơ lệch ứng suất tĩnh; $I_1^s = \sigma_\theta^s + \sigma_r^s + \sigma_z^s$ là bất biến thứ nhất của ten xơ ứng suất tĩnh; α_1, α_2 lần lượt là các hằng số vật liệu.

Để đơn giản hóa việc khảo sát lý thuyết, khối đất đá được giả thiết là môi trường không chịu nén thể tích (hệ số Poisson $\mu = 0,5$). Như vậy, với các giả thiết đã nêu trên, trạng thái ứng suất nguyên sinh trong khối đá là thủy tĩnh, với áp lực ban đầu là:

$$p = \rho \cdot g \cdot H = \gamma \cdot H = \sigma_v = \sigma_h \quad (3)$$

Trong đó, ρ là khối lượng thể tích của khối đá; g là gia tốc trọng trường; H là độ sâu bố trí đường hầm, kể từ mặt đất (giả thiết là bằng phẳng) đến tâm đường hầm; σ_v, σ_h là các thành phần ứng suất chính theo phương thẳng đứng (chỉ số v) và theo phương nằm ngang (chỉ số h).

Với giả thiết đường hầm nằm ở độ sâu đủ lớn ($H \gg R$) và dài ($L \gg R$), có thể đưa vấn đề nghiên cứu các quy luật biến đổi cơ học trong khối đá về bài toán biến dạng phẳng, đối xứng tâm, trong hệ tọa độ độc cực, như trên hình 1.

Các phương trình cơ bản

Với các điều kiện và mô hình bài toán đã giới thiệu, trong khối đất đá xung quanh đường hầm sẽ không xuất hiện các thành phần ứng suất tiếp. Khi đó ba thành phần ứng suất pháp chính là ứng suất pháp tiếp tuyến, ứng suất pháp hướng tâm và ứng suất pháp hướng trục, lần lượt được biểu diễn qua các chỉ số dưới là θ, r, z ở dạng tổng của các thành phần ứng suất tĩnh (s) và động (d) như sau:

$$\begin{aligned}\sigma_\theta &= \sigma_\theta^s + \sigma_\theta^d \\ \sigma_r &= \sigma_r^s + \sigma_r^d \\ \sigma_z &= \sigma_z^s + \sigma_z^d\end{aligned}\quad (4)$$

Do khối đất đá được giả thiết là không chịu nén thể tích, nên các thành phần biến dạng thể tích, biến dạng thẳng tiếp tuyến, biến dạng thẳng hướng tâm và biến dạng thẳng dọc trục hàm, lần lượt với các chỉ số dưới v, θ, r, z có dạng:

$$\begin{aligned}\varepsilon_v &= \varepsilon_\theta + \varepsilon_r + \varepsilon_z = 0 \\ \varepsilon_z &= 0\end{aligned}\quad (5)$$

Từ đó có:

$$\varepsilon_\theta = -\varepsilon_r \quad (6)$$

Xuất phát từ các mối quan hệ quen biết cho mô hình KELVIN, có thể biểu diễn mối liên hệ giữa các thành phần ứng suất pháp chính và các thành phần biến dạng dài chính như sau [24]:

$$\begin{aligned}\sigma_\theta - \sigma &= 2G\varepsilon_\theta + 2\eta\dot{\varepsilon}_\theta \\ \sigma_c^* \sigma_r - \sigma &= 2G\varepsilon_r + 2\eta\dot{\varepsilon}_r \\ \sigma_z &= \frac{1}{2}(\sigma_\theta + \sigma_r) = \sigma\end{aligned}\quad (7)$$

Nếu tách riêng ra các thành phần ứng suất tĩnh và động nhận được:

$$\begin{aligned}\sigma_\theta^s - \sigma^s &= 2G\varepsilon_\theta \\ \sigma_r^s - \sigma^s &= 2G\varepsilon_r \\ \sigma_z^s &= \sigma^s = \sigma_z = \frac{1}{2}(\sigma_\theta^s + \sigma_r^s) = \frac{1}{2}(\sigma_\theta + \sigma_r)\end{aligned}\quad (8)$$

và

$$\begin{aligned}\sigma_\theta^d &= \eta\dot{\varepsilon}_\theta \\ \sigma_r^d &= 2\eta\dot{\varepsilon}_r \\ \sigma_z^d &= 0\end{aligned}\quad (9)$$

Trong các phương trình (7), (8), (9), các tham số G và η lần lượt là mô đun trượt và độ nhớt (động) của khối đá.

Khối đá xung quanh đường hầm sẽ chuyển từ trạng thái đàn hồi - nhớt sang trạng thái đàn hồi - nhớt - dẻo, khi các thành phần ứng suất tĩnh trên biên đạt tiêu chuẩn (2). Từ các kết quả phân tích, tiêu chuẩn (2) được đưa về dạng:

$$\sigma_\theta^{s*} - \frac{1+3\alpha_1}{1-3\alpha_1} \sigma_r^{s*} - \frac{2\alpha_2}{1-3\alpha_1} = 0 \quad (10)$$

Chú ý là, thông thường, điều kiện bền MOHR-COULOM vẫn được sử dụng, qua phương trình:

$$\sigma_c^* \sigma_\theta^{s*} - k_p \sigma_r^{s*} - \sigma_c^* = 0 \quad (11)$$

với:

$$k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{và} \quad \sigma_p^* = \sigma_c^* = 2 \frac{c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (12)$$

Trong đó, φ là góc ma sát trong; c là lực dính kết đơn vị; $\sigma_p^* = \sigma_c^*$ là độ bền nén đơn trục của khối đá, trong trường hợp này cũng có thể hiểu là giới hạn chảy hay giới hạn dẻo của khối đá. Chỉ số p có nghĩa là dẻo, C có nghĩa là nén (đơn trục), các dấu (*) biểu thị trạng thái giới hạn dẻo hay giới hạn bền.

So sánh (10) với (12), với giả thiết các tiêu chuẩn này là tương đương trong bài toán được xét, thì có thể xác định các tham số cơ học theo tiêu chuẩn DRUCKER-PRAGER từ tiêu chuẩn bền MOHR-COULOMB, qua các biểu thức:

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= \frac{k_p - 1}{3(k_p + 1)} = \frac{\sin \varphi}{3} \\ \alpha_2 &= \frac{\sigma_c^*}{k_p + 1} = \frac{\sigma_c^*(1 - \sin \varphi)}{2}\end{aligned}\quad (13)$$

Trong trạng thái đàn hồi - nhớt - dẻo, các thành phần ứng suất luôn thỏa mãn điều kiện (10) và (12). Từ phương trình (8), có chú ý đến các giả thiết về trạng thái dẻo (11), có được các mối quan hệ giữa các thành phần ứng suất và biến dạng như sau:

$$\begin{aligned}\sigma_\theta^* - k_p \sigma_r^* - \sigma_c^* &= 2\eta(k_p + 1)\dot{\varepsilon}_\theta \\ \sigma_\theta^* - k_p \sigma_r^* - \sigma_c^* &= -2\eta(k_p + 1)\dot{\varepsilon}_r\end{aligned}\quad (14)$$

Giữa các thành phần ứng suất động và biến dạng vẫn tuân theo quy luật (9), nghĩa là:

$$\begin{aligned}\sigma_\theta^d &= \eta\dot{\varepsilon}_\theta \\ \sigma_r^d &= 2\eta\dot{\varepsilon}_r \\ \sigma_z^d &= 0\end{aligned}\quad (15)$$

Tuy nhiên, ở đây không tiến hành phân tích quá trình biến dạng sau khi xuất hiện trạng thái hóa dẻo, vì để xác định thời gian ổn định không chống hay thời gian có thể xảy ra tai biến địa chất chỉ cần chú ý đến thời điểm khối đá chuyển từ trạng thái đàn hồi nhớt (ổn định) sang trạng thái dẻo.

Về tiêu chuẩn ổn định cho các công trình ngầm không chống

Thực tế, trong xây dựng công trình ngầm cho thấy có ba dạng mất ổn định là:

- Sau khi đào, đến một thời điểm nào đó xung quanh khoảng trống ngầm xuất hiện các hiện tượng tróc lở, sập lở các tầng đá vào khoảng trống, nếu không chống giữ kịp thời.

- Dịch chuyển của khối đá tăng theo thời gian, không xảy ra hiện tượng phá hủy, nhưng dịch chuyển gây thay đổi lớn kích thước của khoảng trống ngầm.

- Kết hợp cả hai dạng gây mất ổn định trên.

Đến nay, để đánh giá mức độ ổn định của khối đá xung quanh các khoảng trống ngầm, có nhiều tiêu chuẩn và giả thiết khác nhau.

Thuận tụy về mặt cơ học, khối đá sẽ chuyển sang trạng thái phá hủy, nếu tiêu chuẩn phá hủy bị vi phạm, ví dụ theo các thuyết bền khác nhau, như DRUCKER-PRAGER, MOHR-COULOMB, HOEK-BROWN...

Trong xây dựng công trình ngầm, dịch chuyển của khối đá là đại lượng dễ quan trắc, theo dõi trong quá trình thi công. Thực tế cho thấy, khi dịch chuyển trên biên đạt được giá trị nào đó, hoặc quy luật phát triển của dịch chuyển có biến động thì sẽ dẫn đến trạng thái phá hủy khối đá. Theo phân loại khối đá của Nga, SNIP II-94-80 [8] khối đá được phân loại theo giá trị dịch chuyển lớn nhất trong thời gian tồn tại. Ngoài ra trong [9] cũng sử dụng dịch chuyển cực đại trên biên khoảng trống để xếp loại khối đá theo cấp ổn định (stability ranking). Nếu chấp nhận quan điểm này, có thể giả thiết rằng, khối đá sẽ chuyển sang trạng thái mất ổn định, nếu:

$$U_{\max} - U^* = 0 \quad (16)$$

Trong đó, $U_{\max}$ là dịch chuyển lớn nhất trên biên, có thể tính được bằng lý thuyết hoặc đo được trong quá trình thi công; U^* là giá trị dịch chuyển giới hạn, theo lý thuyết hoặc kinh nghiệm. Khi $U_{\max} < U^*$ thì khối đá ở trạng thái ổn định.

Với mô hình cơ học sử dụng trong bài viết này cho khối đá, giả thiết rằng, khối đá còn là ổn định, chừng nào còn có biểu hiện đàn hồi - nhót. Khối đá bắt đầu mất ổn định, nếu nó bắt đầu chuyển sang trạng thái đàn hồi - nhót - dẻo. Ở đây, sử dụng tiêu chuẩn bền DRUCKER-PRAGER, với giả thiết rằng khối đá chuyển sang trạng thái phá hủy (dẻo) khi các thành phần ứng suất tĩnh thỏa mãn tiêu chuẩn DRUCKER-PRAGER (2), với các tham số được xác định dựa vào tính tương đương so với tiêu chuẩn MOHR-COULOMB. Như vậy, tiêu chuẩn này mang ý nghĩa cơ học.

Kết quả

Quá trình biến đổi cơ học trong khối đất đá

Kết quả phân tích quá trình biến đổi cơ học trong khối đất đá với sơ đồ phân tích và các biểu hiện cơ học đã trình bày cho thấy, quá trình biến đổi cơ học diễn ra theo thời gian. Ban đầu khối đá ở trạng thái đàn hồi nhót, sau đó, khi các thành phần ứng suất tĩnh thỏa mãn điều kiện bền (2), khối đá chuyển sang trạng thái đàn hồi - nhót - dẻo. Khi đó vùng đàn hồi - nhót - dẻo sẽ lan truyền dần từ biên khoảng trống ngầm vào sâu trong khối đá, cho đến khi đạt được trạng thái cân bằng cuối cùng.

Tuy nhiên, với mục tiêu là xác định thời điểm khối đá bắt đầu chuyển từ trạng thái đàn hồi - nhót sang trạng thái đàn hồi - nhót - dẻo, được gọi là thời gian ổn định không chống (stand up time), nên ở đây không đề cập đến các quy luật biến đổi cơ học sau thời điểm này. Trong thực tế, kết cấu chống có thể được lắp dựng sao cho quá trình biến dạng dẻo không hình thành. Bài toán được giải bằng tích phân trực tiếp hệ các phương trình vi phân được đưa về dạng đơn giản, hoặc theo nguyên lý tương tự đàn hồi với đàn hồi nhót, cũng còn gọi là nguyên lý Volterra [24].

Trong trạng thái đàn hồi - nhót, cùng với quá trình biến dạng, các thành phần ứng suất tĩnh tăng dần, thành phần ứng suất động giảm dần, tuân theo quy luật:

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta}^s &= p \left[1 \pm \left(1 - e^{-\frac{r}{r_0}} \right) \cdot \frac{R^2}{r^2} \right] \\ \sigma_r^s &= p \\ \sigma_z^s &= p \end{aligned} \quad (17)$$

Các thành phần ứng suất động biến đổi theo quy luật:

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta}^d &= \pm p e^{-\frac{r}{r_0}} \cdot \frac{R^2}{r^2} \\ \sigma_r^d &= 0 \\ \sigma_z^d &= 0 \end{aligned} \quad (18)$$

Các thành phần ứng suất toàn phần là không đổi theo thời gian:

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta} &= p \left[1 \pm \frac{R^2}{r^2} \right] \\ \sigma_r &= p \\ \sigma_z &= p \end{aligned} \quad (19)$$

Chuyển vị hay dịch chuyển hướng tâm U_a của các điểm trên biên (hay chu tuyến) của khoảng trống ngầm được xác định theo biểu thức:

$$U_a = \frac{p \cdot R}{2G} \left(1 - e^{-\frac{r}{r_0}} \right) \quad (20)$$

Trong các biểu thức (17), (18), (20), đại lượng $t_0 = \eta / G$ được gọi là thời gian từ biến.

Kết quả nhận được cho thấy, các thành phần ứng suất toàn phần là không đổi hay cố định, nhưng các thành phần ứng suất tĩnh và động biến đổi theo thời gian, với xu thế thành phần ứng suất tĩnh tăng dần, còn thành phần ứng suất động giảm dần, cho đến khi trạng thái cân bằng được hình thành.

Xác định thời điểm có thể xảy ra tai biến địa chất

Như đã giả thiết ở các mục trước, khối đá bắt đầu chuyển sang trạng thái dẻo (đàn hồi - nhớt - dẻo) khi các thành phần ứng suất tĩnh thỏa mãn tiêu chuẩn bền (10). Gọi t^* là thời gian xảy ra tai biến địa chất, khi đó tại thời điểm này, các thành phần ứng suất tĩnh trên biên khoảng trống nhận các giá trị:

$$\begin{aligned}\sigma_{\theta}^{s*} &= p \left[1 \pm \left(1 - e^{-t^*/t_0} \right) \right] \\ \sigma_r^{s*} &= p \\ \sigma_z^{s*} &= p\end{aligned}\quad (21)$$

Các thành phần ứng suất này thỏa mãn điều kiện bền, nghĩa là thế vào (10), ta có:

$$p \left[1 + \left(1 - e^{-t^*/t_0} \right) \right] - \frac{1 + 3\alpha_1}{1 - 3\alpha_1} p \left[1 - \left(1 - e^{-t^*/t_0} \right) \right] - \frac{2\alpha_2}{1 - 3\alpha_1} = 0 \quad (22)$$

Hay:

$$p \left[1 + \left(1 - e^{-t^*/t_0} \right) \right] - k_p p \left[1 - \left(1 - e^{-t^*/t_0} \right) \right] - \sigma_c^* = 0 \quad (23)$$

Giải (23) theo t^* nhận được:

$$t^* = t_0 \ln \frac{k_p + 1}{2 - \sigma_c^*/p} \quad (24)$$

Cũng tại thời điểm này, dịch chuyển giới hạn trên biên khoảng trống ngầm đạt giá trị:

$$U_a^* = \frac{p.R}{2G} \left(1 - e^{-t^*/t_0} \right) = \frac{p.R}{2G} \left(1 - \frac{k_p + 1}{2 - \sigma_c^*/p} \right) = \frac{p.R}{2G} \frac{k_p - 1 + \sigma_c^*/p}{2 - \sigma_c^*/p} \quad (25)$$

Đại lượng chuyển vị hay dịch chuyển giới hạn U_a^* trên biên khoảng trống ngầm nhận được ở biểu thức (25) sẽ được sử dụng làm tiêu chuẩn cảnh báo trong quá trình đo đạc, quan trắc dịch chuyển khi thi công, phù hợp với các tiêu chuẩn đánh giá ổn định công trình ngầm không chống theo SNIP-II-94-80 của Nga [8] và đề xuất đánh giá ổn định công trình ngầm theo cấp ổn định [9].

Nhận xét và kết luận

Từ kết quả nhận được, cũng như các kết quả nghiên cứu

đã công bố trong một số công trình nghiên cứu khác [10, 11, 24] cho thấy, hoàn toàn có thể dự báo được “thời điểm xảy ra tai biến địa chất” [1] hay thời gian ổn định không chống trong thi công xây dựng công trình ngầm, trên cơ sở nghiên cứu bài toán về quy luật biến đổi cơ học trong khối đất đá thông qua các mô hình lưu biến và tiêu chuẩn thích hợp về ổn định công trình ngầm, như qua các biểu thức (24) và (25). Đương nhiên, để có thể phát triển hướng nghiên cứu này, cần thiết phải có được các thiết bị thí nghiệm có khả năng phân tích được sự phụ thuộc vào thời gian của các biểu hiện cơ học của khối đất đá.

Mô hình đã sử dụng chỉ mang tính chất minh họa, việc lựa chọn mô hình cho từng loại đất đá (ví dụ CAM-CLAY, các mô hình phi tuyến...) phụ thuộc vào kết quả phân tích biểu hiện cơ học cụ thể.

Kết hợp các kết quả nghiên cứu bằng các mô hình số, mô hình kinh nghiệm và mô hình giải tích cho thấy, với các công cụ nghiên cứu hiện nay, với các trang thiết bị hiện có ở nước ta, có thể xây dựng được các mô hình chú ý đến các biểu hiện lưu biến của đất đá, các yếu tố liên quan với công nghệ thi công theo các tiêu chuẩn ổn định khác nhau. Kết hợp một cách hợp lý giữa các mô hình lý thuyết, mô hình kinh nghiệm và các phương pháp mô phỏng hiện đại, chắc chắn có thể dự báo được các tai biến địa chất cũng như thời điểm có thể xảy ra tai biến địa chất trong xây dựng công trình ngầm một cách thỏa đáng.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] A. Mufundirwa, Y. Fujii (2010), *Prediction of rock mass failure-time of geo-hazards*, Proc. of the ISRM European Rock Mechanics Symposium, Lausanne, pp.567-570.
- [2] H. Lauffer (1958), “Gebirgsklassifizierung für den Stollenbau”, *Geologie und Bauwesen*, **24**, pp.46-51.
- [3] Z.T. Bieniawski (1973), “Engineering classification of jointed rock masses”, *Trans S. Afr. Inst. Civ. Engrs.*, **15**, pp.335-344.
- [4] N.R. Barton, R. Lien, J. Lunde (1974), “Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support”, *Rock Mech.*, **6(4)**, pp.189-239.
- [5] T. Ramamurthy (2007), “A realistic approach to estimate stand-up time”, *11th Congress of the International Society for Rock Mechanics*, London, pp.757-760.
- [6] Ж.С. Ержанов (1964), *Теория ползучести горных пород и ее приложения*, Алма-Ата: Наука, 115 с.
- [7] Н.С. Булычев (1982), *Механика подземных сооружений*, М.: Недра, 270 с.
- [8] СНиП II-94-80 (1980), “Подземные горные выработки”, *Утверждены постановлением Государственного комитета СССР по делам строительства от 31 декабря 1980 г. № 232*.
- [9] T. Lianjin, L. Panfeng, Z. Zhouyuan (2006), “Stability ranking system of rockmass surrounding a large-scale underground excavations”, *IAEG Paper*, **360**, pp.1-6.

- [10] Nguyen Quang Phich (1987), *Theoretische Betrachtungen zum Lauffer-Diagramm in der Geomechanik (Theoretical Consideration of Lauffer's Rock Mass Classification in Geomechanics)*, Beitrag zur Gebirgsmechanik, Freiburger Forschungshefte A740, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie. S. 48-56.
- [11] Van Manh Nguyen, Quang Phich Nguyen (2015), "Analytical solution for estimating the stand-up time of the rock mass surrounding tunnel", *Tunnelling and Underground Space Technology*, **47**, pp.10-15.
- [12] H.E. Loonen (1962), *Theoretische Berechnung der um einen zylinderischen Hohlraum in einem visko-elastisch-plastischem Medium auftretenden Spannungen und Verschiebungen*, Central Proefstation in Limburg.
- [13] A. Salustowicz (1965), *Der Gebirgsdruck auf den Streckenausbau als Funktion der Zeit*, Ländertreffen des internationalen Büros für Gebirgsmechanik. Akademie-Verlag.
- [14] P. Fritz (1984), "An analytical solution for axisymetrics tunnel problems in elasto-viscoplastic media", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **8**, pp.325-342.
- [15] N. Cristescu (1989), *Rock Rheology*, Kluwer Academic Pub., 336 p.
- [16] N.D. Cristescu, U. Hunsche (1998), *Time Effects in Rock Mechanics*, Wiley, 342p.
- [17] Nguyen Quang Phich (1994), "Ein rheonomes Enfestigungsmodell zur Deutung der mechanischen Verhalten von Geomaterialien (A rheological model with strain - softening for discribing of mechanical behaviors of geomaterials)", *Geotechnik*, pp.15-20.
- [18] Dương Đức Hùng, Nguyễn Quang Phích (1996), "Một lớp mô hình biểu hiện từ biến của vật liệu địa chất", *Tuyển tập các công trình khoa học, tập XXI*, Trường Đại học Mỏ - Địa chất.
- [19] Dương Đức Hùng, Nguyễn Quang Phích (1997), *Vấn đề mô hình hoá các tính chất cơ học của vật thể rắn*, Hội nghị Cơ học đá toàn quốc 1997, Hà Nội.
- [20] N.D. Cristescu (2009), *Time Effects in Rock Mechanics*, Proceedings of the SEM Annual Conference June 1-4, Albuquerque New Mexico USA©2009 Society for Experimental Mechanics Inc.
- [21] Jindrich Šancer, Martin Štrejbar, Aneta Malenáková (2011), "Effects of Cyclic Loading on the Rheological Properties of Sandstones", *Cent. Eur. J. Geosci.*, **3(2)**, pp.207-214.
- [22] Lang Liu, Ge-ming Wang, Jian-hong Chen, Shan Yang (2013), "Creep experiment and rheological model of deep saturated rock", *Trans. Nonferrous Met. Soc. China*, **23**, pp.478-483.
- [23] D. Drucker, W. Prager (1952), *Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design*, Quarterly of Applied Mathematics.
- [24] Nguyễn Quang Phích (2007), *Cơ học đá*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.