

*Bài báo khoa học*

## **Đánh giá hiện tượng mất ổn định mái đào hạ lưu vai phải đập công trình thủy điện Trung Sơn và đề xuất giải pháp xử lý**

**Bùi Trường Sơn<sup>1\*</sup>, Phạm Đình Chiến<sup>2</sup>, Nguyễn Thị Nụ<sup>1</sup>**

<sup>1</sup> Bộ môn Địa chất công trình, Khoa Khoa học và Kỹ thuật Địa chất, Trường Đại học Mở – Địa chất; buitruongson@humg.edu.vn; nguyenthinu@humg.edu.vn

<sup>2</sup> Công ty TNHH MTV thủy điện Trung Sơn; chienpd@trungsonhp.vn

\*Tác giả liên hệ: buitruongson@humg.edu.vn; Tel.: +84–963291969

Ban Biên tập nhận bài: 5/2/2022; Ngày phản biện xong: 10/3/2022; Ngày đăng bài: 25/4/2022

**Tóm tắt:** Công trình thủy điện Trung Sơn được xây dựng trên sông Mã có vai trò quan trọng trong việc góp phần cung cấp nguồn điện năng cho tỉnh Thanh Hóa. Trong giai đoạn vận hành và sử dụng, đã xảy ra sự cố trượt lở phần mái dốc hạ lưu vai phải đập, đe dọa đến sự ổn định tổng thể của công trình. Bài báo trình bày kết quả phân tích hiện tượng mất ổn định mái đào hạ lưu vai phải đập dâng công trình thủy điện Trung Sơn. Kết quả nghiên cứu cho thấy, khu vực mái đào hạ lưu xuất hiện khối trượt lở với quy mô lớn có nguy cơ gây mất ổn định toàn bộ mái đào hạ lưu đập. Nguyên nhân chính gây mất ổn định là do dưới tác động của mưa lũ kéo dài với cường độ lớn làm độ bền của đất đá bị suy giảm, hình thành các mặt trượt và gây mất ổn định mái dốc. Để xử lý triệt để, giải pháp khoan neo mềm được đề xuất, chiều dài neo được thiết kế vào đới IIA, vượt quá phạm vi cung trượt xác định. Kết quả tính toán trên phần mềm Geoslope 2018 trong các trường hợp xử lý tại các mặt cắt khác nhau cho kết quả mái đào hạ lưu ổn định lâu dài.

**Từ khóa:** Mái đào hạ lưu; Mất ổn định; Đá phân phiến; Mưa lũ; Trượt lở.

### **1. Mở đầu**

Các công trình thủy điện tại Việt Nam đã và đang góp phần lớn vào việc cung cấp năng lượng điện. Tại các địa phương có khả năng khai thác nguồn điện, các nhà đầu tư vẫn tiếp tục thực hiện các dự án thủy điện để đáp ứng nguồn điện năng phục vụ cho sự phát triển kinh tế của đất nước. Khi xây dựng các công trình thủy điện, gặp rất nhiều khó khăn do các công trình thủy điện thường xây dựng tại các nơi có điều kiện địa chất công trình rất phức tạp. Mặt khác, Việt Nam lại nằm trong đới khí hậu nhiệt đới gió mùa, trong điều kiện biến đổi khí hậu và nước biển dâng, mưa lũ thất thường, các yếu tố khí tượng thủy văn bất lợi đã tạo tiền đề cho các tai biến địa chất (phong hóa, trượt lở, lũ bùn đá,...) xảy ra. Nếu không có những giải pháp xử lý thích hợp có thể gây ra các sự cố nghiêm trọng làm mất ổn định cho công trình. Tại Việt Nam, không ít các tai biến đã xảy ra trong thời kỳ mưa lũ như sự cố tràn đập thủy điện Hồ Hô (Hà Tĩnh), vỡ đường ống dẫn nước nhà máy thủy điện Đam Bol (Lâm Đồng), vỡ đập chắn thủy điện Đakrong 3 (Quảng Trị), rò rỉ đập chính tại thủy điện sông Tranh 2 (Quảng Nam), vỡ đập dâng thủy điện Lakrêl 2 (Gia Lai), vỡ đập bao kỹ thuật đập thủy điện Vĩnh Hà (Lào Cai), sập hầm thủy điện Đa Dâng (Lâm Đồng) [1]. Mới đây nhất là sự cố sạt lở nguy hiểm tại vai phải thủy điện Hòa Bình mở rộng với khối lượng sạt lở ước tính khoảng 80000 m<sup>3</sup> đất [2]. Các sự cố này không những ảnh hưởng lớn tới độ ổn định của tổng thể công trình mà còn gây thiệt hại to lớn về mặt kinh tế cho các chủ đầu tư [3]. Vì thế, trong quá trình thiết kế, xây dựng và thi công các đập thủy điện cần nghiên cứu, đánh giá điều kiện địa chất công

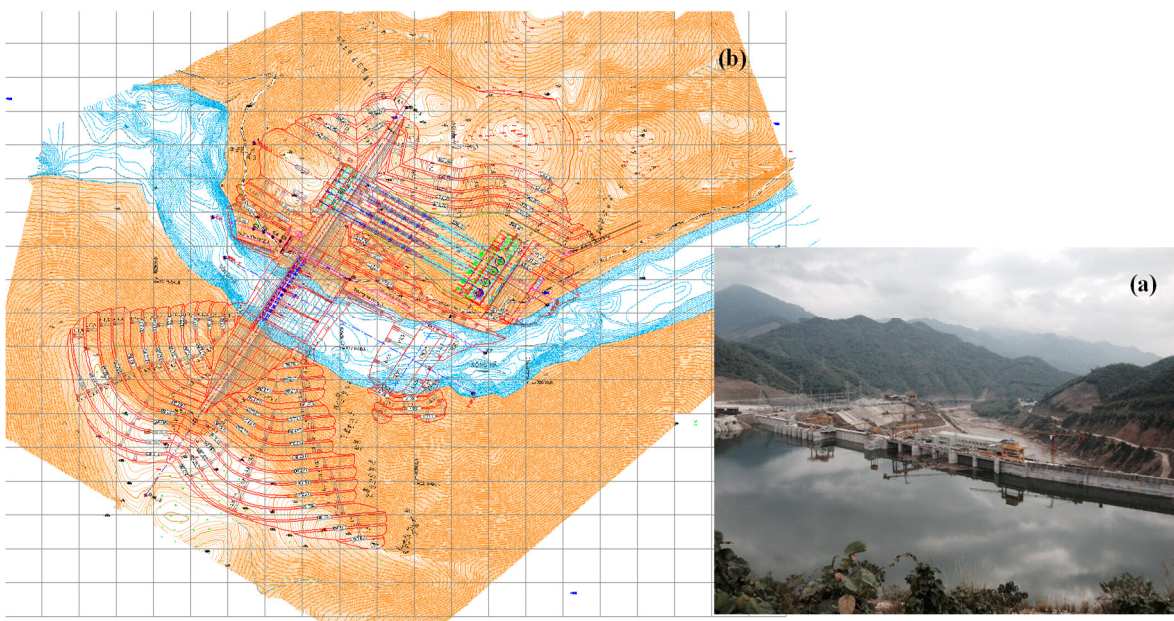
trình, các yếu tố khí tượng thủy văn cũng như dự báo sự biến đổi của môi trường xung quanh để đề xuất các biện pháp xử lý làm giảm thiểu tối đa các sự cố xảy ra.

Công trình thủy điện Trung Sơn thuộc huyện Quan Hóa, tỉnh Thanh Hóa với công suất thiết kế là 260MW, được xây dựng trên dòng sông Mã, đóng vai trò quan trọng trong việc cung cấp nguồn điện để hòa cùng điện lưới quốc gia. Đối với tuyến đập chính, việc xây dựng khá khó khăn đặc biệt ở phần mái dốc hạ lưu, có đặc điểm địa chất khá phức tạp, gây mất ổn định mái dốc trong quá trình vận hành nhà máy, làm ảnh hưởng lớn đến công trình và thiết bị, gây mất an toàn cho con người, tổn thất về kinh tế và ảnh hưởng đến an toàn năng lượng quốc gia. Chính vì vậy, trong nghiên cứu này đề cập đến việc đánh giá hiện trạng mất ổn định mái dốc hạ lưu, phân tích các nguyên nhân gây ra sự cố, đồng thời đề ra giải pháp xử lý để đảm bảo công trình ổn định lâu dài.

## 2. Đối tượng và phương pháp nghiên cứu

### 2.1. Đối tượng nghiên cứu

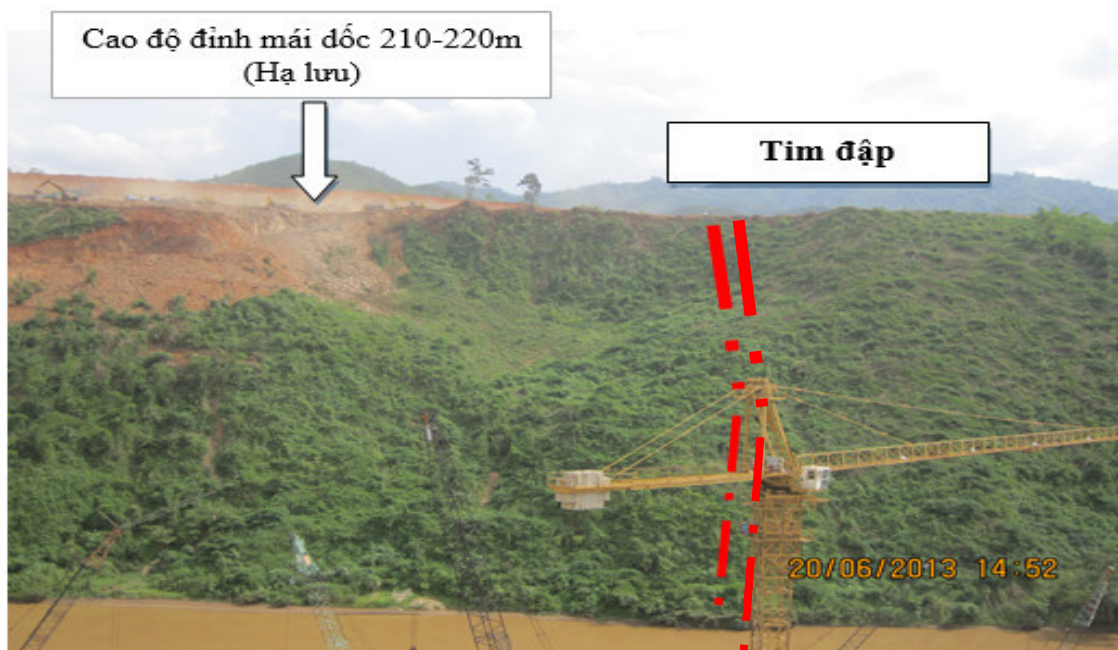
Công trình thủy điện Trung Sơn, xây dựng trên dòng sông Mã, thuộc huyện Quan Hóa, tỉnh Thanh Hóa với công suất thiết kế 260MW, gồm 4 tổ máy, khởi công xây dựng từ năm 2012 và được phát điện hòa vào mạng lưới quốc gia năm 2016. Tuyến đập chính được thiết kế là đập bê tông trọng lực RCC (*Roller Compacted Concrete*) với chiều cao đập lớn nhất là 84,5 m và chiều dài đỉnh đập là 513 m (Hình 1a–1b).



**Hình 1.** (a) Đập thủy điện Trung Sơn (năm 2016); (b) Mặt bằng tổng thể đập thủy điện Trung Sơn.

Khi tiến hành thi công xây dựng đập, mái dốc tự nhiên phần hạ lưu vai phải đập vẫn ổn định từ năm 2013 đến năm 2018 (Hình 2). Tuy nhiên đến tháng 8 năm 2018, khu vực hạ lưu vai phải đập chính bị trượt lở (Hình 3–4).





**Hình 2.** Mái tự nhiên vai phải giai đoạn công trình bắt đầu thi công (6/2013).



**Hình 3.** Hiện trạng mái đào bị sạt trượt (9/2018).

## 2.2. Phương pháp điều tra, khảo sát và đánh giá, đề xuất giải pháp xử lý

Khi nghiên cứu hiện tượng trượt lở mái đào thủy điện Trung Sơn, phương pháp điều tra, khảo sát tại thực địa đã được thực hiện. Trong quá trình điều tra thực địa, tiến hành đo vẽ địa hình, đo đạc vị trí khối trượt, xác định quy mô của khối trượt, mô tả, ghi chép và chụp ảnh.

Trong phạm vi nghiên cứu, để phân tích nguyên nhân xảy ra trượt lở, đã tiến hành khảo sát địa chất công trình 19 hố khoan với tổng số 570 m khoan, lấy 19 mẫu đất nguyên dạng và 10 mẫu đá gốc và thí nghiệm trong phòng. Các mẫu đất đá xác định các chỉ tiêu cơ lý và sức chống cắt của đất đá ở điều kiện tự nhiên và bão hòa, đồng thời thu thập các tài liệu về khí tượng thủy văn. Ngoài ra, đã tiến hành thu thập và nghiên cứu các tài liệu khoan khảo sát địa chất công trình ở giai đoạn trước gồm 15 hố khoan khảo sát với tổng số 745 m khoan.

Để đề xuất giải pháp xử lý, phương pháp phân tích hệ thống và phần mềm Geoslope 2018 đã được sử dụng. Trên cơ sở các tài liệu đã phân tích về hiện trạng khối trượt, nguyên nhân trượt, các nghiên cứu về các phương pháp gia cố mái dốc trước đây, phương pháp đề

xuất là giải pháp neo mềm kết hợp hệ thống neo giữ và bảo vệ mái dốc đã được thực hiện. Từ đó, đã thiết kế chiều sâu, khoảng cách, mạng lưới xử lý và kiểm toán độ ổn định của mái dốc sau khi xử lý.

### 3. Kết quả nghiên cứu và thảo luận

#### 3.1. Đánh giá hiện trạng mất ổn định mái đào hạ lưu vai phải đập

Trên cơ sở tài liệu khảo sát thực địa, đo đạc địa hình và vị trí khối trượt, có thể đánh giá đặc điểm khối trượt như sau:

Tại khu vực có cao trình từ +110 m trở lên, khối lượng sạt lở có quy mô khá lớn cách đỉnh đập khoảng 130 m, với bề rộng thay đổi từ 3 đến 50m tùy thuộc vào cao trình mái đào, đào sâu vào trong đất đá khoảng 3–5 m (Hình 1b). Do tác động của việc xả tràn, đến tháng 9 năm 2018, khối sạt lở tiếp tục được mở rộng với bề rộng từ 30 đến 80m và chiều sâu vào khoảng 6–10 m, chiều cao khối trượt từ cao trình +95 m đến +192,8 m.

Từ vị trí trượt về phía hạ lưu khoảng 1,5 km, nằm ngoài phạm hồ móng vai phải đã xuất hiện nhiều điểm sạt trượt cục bộ ảnh hưởng đến đường vào vai phải đập.

Tại khu vực có cao trình từ +110 m trở xuống, sau khi bơm cạn trong hồ xói, cũng xảy ra hiện trạng trượt từ cao trình +78 m xuống +68 m (Hình 4).



**Hình 4.** Hiện trạng sau khi sạt trượt từ cao trình +110 m xuống lòng sông.

#### 3.2. Phân tích nguyên nhân trượt lở

##### 3.2.1. Điều kiện địa chất công trình và đặc điểm khí tượng thủy văn

Căn cứ vào kết quả khảo sát địa chất công trình và tài liệu khí tượng thủy văn, khu vực nghiên cứu có các đặc điểm như sau:

**Đặc điểm địa hình địa mạo:** theo đặc điểm hình thái cấu trúc, địa mạo khu vực hạ lưu vai phải đập chủ yếu gồm 2 kiểu địa hình chính:

- Địa hình xâm thực bóc mòn: chiếm diện tích chủ yếu, trùng với các dải đồi có mức phân cắt cao, được tạo bởi các đá trầm tích biến chất hệ tầng Sông Mã. Các khối núi kéo dài theo phương Tây Bắc–Đông Nam và á kinh tuyến dạng yên ngựa. Địa hình có mức phân cắt trung bình, bề mặt sườn có độ dốc lớn, đường phân thủy hẹp dạng sóng trâu, vỏ phong hoá sét có chiều dày lớn, đá gốc thường nằm ở độ sâu từ vài mét đến 15 m.

Hội nghị khoa học toàn quốc “Chuyển đổi số và công nghệ số trong Khoa học Trái đất, Mỏ và Môi trường” (EME 2021)

– Địa hình tích tụ: trùng với các diện tích phân bố trầm tích hệ Đệ Tứ dưới dạng các dải đất bằng hẹp. Theo độ cao, có thể phân ra các dạng địa hình thềm bậc I, bãi bồi cao và các bãi bồi thấp, doi cát, bãi cát ven sông. Kiểu địa hình này chiếm diện tích nhỏ, chủ yếu là các bãi cát ven sông ở các đoạn sông uốn khúc, kéo dài một vài chục mét và chiều rộng khoảng từ 50–100 m.

*Cấu trúc địa chất và kiến tạo:*

Trong vùng nghiên cứu phân bố các đá thuộc các địa tầng sau:

Ophiolit Sông Mã ( $_{op'sm}$ ) phân bố rải rác ở các đoạn từ thị trấn Mường Lát đến biên giới Việt – Lào gồm các đá phiến lục và đá phiến siêu mafic.

Hệ tầng Sông Mã ( $_{2sm}$ ) gồm các đá phiến thạch anh hai mica, đá phiến thạch anh biotit, đá phiến thạch anh sericit, đá phiến arfilit, đá phiến sét, các hệ lớp đá phiến sét than, đá vôi, đá hoa và các vỉa mỏng đá quarsit. Đường phương cấu trúc chung là Tây Bắc–Đông Nam, các đá của hệ Sông Mã chịu tác động mạnh mẽ của các hoạt động biến chất.

Trong phạm vi mái dốc hạ lưu vai phải đập, cấu tạo bởi đá phiến kết tinh và các sản phẩm phong hóa của chúng, tại đới IB đá có hướng dốc cắm ra ngoài bờ sông với thể nằm là  $65-70^{\circ} \angle 55-60^{\circ}$ , có sự phân bố của các đứt gãy IV–7 có hướng cắm về phía lòng sông và đứt gãy IV–15 có hướng cắm vào trong mái dốc bờ phải.

*Đặc điểm địa tầng và tính chất cơ lý của đất đá:* gồm các lớp đất đá sau:

Lớp đất đắp nền đường và lớp sạt lở (tQ): gồm sét lẫn dăm sạn màu xám nâu, xám đen, nâu đỏ, trạng thái bờ rời. Lớp nằm ngay trên bề mặt địa hình tại các mái taluy, phân bố tại các khu vực sạt lở cục bộ trên các sườn mái dốc. Bề dày lớp từ 0,5–4,3 m, có nơi 12,5 m.

Lớp sườn tàn tích (edQ): gồm sét lẫn dăm sạn màu xám nâu xám đen, nâu đỏ trạng thái nửa cứng. Lớp nằm ở phần cao của địa hình, phân bố khắp khu vực khảo sát. Bề dày lớp từ 0,5–2,9 m, trung bình khoảng 1,5 m.

Đới phong hóa mảnh liệt (IA1): gồm đá phiến thạch anh sericit bị phong hóa mảnh liệt thành á sét lẫn dăm sạn màu nâu đỏ, nâu vàng, trạng thái nửa cứng đến cứng. Lớp nằm dưới lớp edQ, có bề dày từ 1–5,5 m.

Đới phong hóa mạnh (IA2): gồm đá phiến thạch anh sericit bị phong hóa dăm cục lẫn á sét màu nâu vàng, trạng thái cứng. Lớp nằm dưới đới IA1, phân bố khắp khu vực khảo sát, bề dày lớp từ 1–7 m.

Đới phong hóa trung bình IB: phân bố dưới đới IA2 với bề dày từ 3,5–27 m, trung bình khoảng 13,8 m. Thành phần của đới là các tập đá phiến thạch anh sericit màu xám xanh, xám đen bị nứt nẻ mạnh, trên bề mặt các khe nứt có dính bám oxit sắt màu nâu đỏ, nâu vàng. Đá cứng chắc yếu đến trung bình, đôi chỗ khá cứng chắc.

Đới đá nứt nẻ (phong hóa nhẹ) IIA: phân bố ở độ sâu từ 9–23 m, có chỗ sâu tới 25–38 m, trung bình khoảng 16 m. Đới có thành phần là các tập đá phiến thạch anh sericit màu xám xanh đen, xám bạc bị nứt nẻ trung bình, bề mặt có rất ít hoặc không có dính bám oxit sắt. Đá cứng chắc trung bình đến khá cứng chắc.

Kết quả tổng hợp các chỉ tiêu cơ lý của đất đá được thể hiện ở các bảng 1,2.

**Bảng 1.** Tính chất cơ lý của các lớp đất.

Tên đới	Độ ẩm tự nhiên	Khối lượng thể tích ( $T/m^3$ )		Sức chống cắt				Mô đun biến dạng	
		Tự nhiên	Bảo hòa	Tự nhiên		Bảo hòa		Tự nhiên	Bảo hòa
				$\varphi$ (độ)	C (MPa)	$\varphi$ (độ)	C (MPa)	E (MPa)	E (MPa)
tQ	17,7	1,90	2,00	20	0,033	16	0,024	20	16,5
edQ	30,0	1,72	1,80	26	0,021	22	0,019	13,6	11,5
IA <sub>1</sub>	30,8	1,73	1,81	25	0,024	21	0,021	9,2	8,0

**Bảng 2.** Tính chất cơ lý của các lớp đá.

Các chỉ tiêu	Đới IA2	Đới IB	Đới IIA
Khối lượng thể tích tự nhiên, T/m <sup>3</sup>	2,03	2,64	2,77
Khối lượng thể tích bão hoà, T/m <sup>3</sup>	2,10	2,67	2,79
Cường độ kháng nén của mẫu đá khô gió, Mpa		12	29
Cường độ kháng nén của mẫu đá bão hoà, Mpa		10	24
Hệ số Poisson	0,32	0,29	0,27
Cường độ kháng cắt của tiếp xúc bê tông– nền đá,			
tgφ/ φ (độ)		0,50/27	0,73/36
C (MPa)		0,16	0,23
Cường độ kháng cắt của khối đá			
tgφ/ φ (độ)	0,42/23	0,55/ 29	0,75/37
C (MPa)	0,027	0,20	0,25
Mô đun đàn hồi tĩnh, Mpa		1500	4000
Mô đun đàn hồi động, Mpa		2250	6000

*Đặc điểm địa chất thủy văn và khí tượng thủy văn:*

Nước dưới đất phân bố trong các đất đá thuộc hệ tầng Sông Mã, tầng chứa nước thuộc loại hồ rỗng–vía–khe nứt. Nước cung cấp là nước mưa, miền thoát nước là hệ thống sông suối. Nước dưới đất tồn tại và lưu thông trong các khe nứt kiến tạo, phong hoá và các mặt lớp của đá. Tại thời điểm khảo sát tháng 10 năm 2018 là thời điểm cuối mùa mưa, trong khu vực khảo sát nhận thấy nước ngầm xuất hiện và tồn tại là khá thấp, tại các hố khoan khảo sát dao động từ 11,4 m đến 28,4 m. Nước thuộc loại Bicacbonat Canxi Magie, nước nhạt, có tính ăn mòn yếu đối với bê tông tiêu chuẩn.

Theo kết quả thu thập khí tượng thủy văn cho thấy, vào tháng 8 năm 2018 đã có một cơn bão đổ bộ vào Thanh Hóa, mùa mưa lũ kéo dài, hồ thủy điện chứa đầy nước, đập xả lũ trong thời gian dài khi vận hành thủy điện. Đây là tác động chính gây lên hiện tượng trượt lở mái dốc hạ lưu.

*Các quá trình và hiện tượng địa chất động lực công trình:*

Khu vực khảo sát nằm trong diện phân bố của đá phiến thạch anh sericit có mức độ phong hoá sâu, bề mặt phong hóa không đồng đều. Tùy thuộc vào điều kiện địa hình địa mạo, địa tầng, địa chất thủy văn, các tác nhân khí hậu... mà bề dày phong hoá tại các khu vực khác nhau và thường dao động từ 5–10 m đến 15–30 m. Quá trình này tạo nên bề mặt nền đá có dạng nhấp nhô, nhất là tại vị trí sườn dốc cao với thể nằm của đá bất lợi dễ gây nên hiện tượng sạt, trượt trong mái dốc. Hiện tượng phong hóa tạo nên đất đá mềm yếu, thúc đẩy quá trình trượt lở khu vực mái đào hạ lưu.

### 3.2.2. Phân tích nguyên nhân gây trượt lở

Hồ móng vai phải đập được đào, hoàn thiện vào năm 2014, tầng đào dày trung bình khoảng 25 m, cấu trúc của đá nền bị phong hoá sâu, có nhiều vết nứt và 1 đứt gãy bậc IV, đá xếp theo lớp, thể nằm của đá là  $55-65^\circ \angle 40-50^\circ$  cắm ra phía ngoài sông, lớp kẹp giữa các lớp đá có tính chất cơ lý rất yếu. Qua xem xét đánh giá, các nguyên nhân chính làm xuất hiện các vết nứt như sau:

– Đá gốc trong khu vực là đá phiến có thể nằm  $65-70^\circ \angle 55-60^\circ$  cắm ra phía ngoài sông và xuôi về hạ lưu. Đá bị ép phiến mạnh, vì thế khi đào hố xói bóc đi lớp đất đá chiều dày 15–25 m đã gây ra quá trình phong hóa do dỡ tải làm suy giảm mạnh cường độ của đá so với chỉ tiêu thu được trong quá trình khảo sát đã dùng để thiết kế. Đây là nguyên nhân quan trọng gây nên hậu quả trượt lở ở bờ phải đập. Dỡ tải là hiện tượng không thể tránh khỏi với mọi loại đá nhưng với đá phiến thì xảy ra mạnh mẽ nhất. Qua khảo sát hiện trường khối trượt



tại hố xói, nhận thấy mép hạ lưu khối trượt có khe nứt bậc VI có thể nằm  $160-165^\circ \angle 80-85^\circ$ . Đây là khe nứt lớn nằm ngoài hố móng, không được phát hiện trong quá trình khảo sát. Như vậy, khối trượt ở hố xói vai phải là trượt nêm do sự phối hợp của một mặt là mặt tầng đá, mặt kia là khe nứt bậc VI.

– Mặc dù mái đào đã được gia cố phun vữa bằng bê tông M30, dày trung bình 10 cm, tuy nhiên trên đỉnh mái đào là một khu vực tương đối bằng phẳng không được gia cố nên nước mưa vẫn thâm nhập và thấm vào khối đất đá vai phải (tăng chất tải/trọng lượng), làm cho đá nền bị phong hóa nhanh, theo thời gian các chỉ tiêu cơ lý khối đá nền cũng giảm xuống đáng kể.

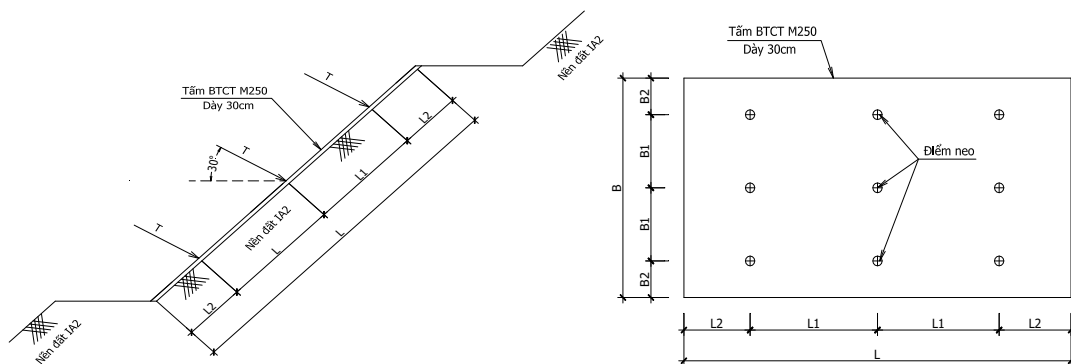
– Trong mùa mưa lũ năm 2018, thời tiết cực đoan có mưa lớn kéo dài, mực nước hồ dâng cao kéo theo mực nước ngầm tăng cao, các lỗ thoát nước trên mái theo mạng lưới thiết kế mặc dù đã thi công xong, tuy nhiên một số hố khoan bị hư hỏng không thoát kịp... làm đá nền bị bão hòa nước, tăng tải trọng, kéo theo các chỉ tiêu cơ lý đá nền vai phải thay đổi theo hướng bất lợi cho sự ổn định của mái như: khối lượng thể tích của đá tăng, các chỉ tiêu cơ lý khối đá và mặt liên kết mặt khe nứt/đới kiến tạo với mặt lớp đá giảm,...

### 3.3. Đề xuất giải pháp xử lý

Căn cứ vào tình hình thực tế, sạt trượt với khối lượng lớn, hàng nghìn khối đất đá trượt xuống bề tiêu năng sau đập, mái hố móng trên cao trình vùng sạt trượt xuất hiện nhiều vết nứt cắt ngang bê tông phun vữa, hình thành cung trượt lớn. Kết quả quan trắc trong 1–2 tuần cho thấy vết nứt có chuyển vị, mở rộng hơn, có khả năng xảy ra trượt với quy mô lớn bất kỳ lúc nào. Hiện trạng mái hạ lưu ở một số chỗ vẫn còn các tấm bê tông gia cố mái hiện hữu, căn cứ vào khả năng thi công, thì giải pháp xử lý hợp lý ở đây là phương pháp neo mềm kết hợp hệ thống neo giữ và bảo vệ mái. Hệ thống neo giữ và bảo vệ mái là kết cấu bê tông cốt thép M250 dạng tấm, dày 35 cm, các neo bố trí đều nhau theo bước thiết kế (cả phương ngang và phương đứng), trên các tấm BTCT, bố trí lỗ thoát nước là các ống PVC Φ34. Phương pháp này có ưu điểm đẩy nhanh tiến độ thi công, không phá vỡ bê tông gia cố mái hiện hữu, đảm bảo độ ổn định lâu dài (Hình 5). Để thiết kế phương pháp neo mềm, sử dụng các tiêu chuẩn thiết kế như BS 8081:1989 [4], QCVN 04–05:2012/BNNPTNT [5], TCVN 8241:2010 [6], TCVN 4253–2012 [7], TCVN 2737–1995 [8], TCVN 5574:2012 [9] với các thông số neo mềm và neo ứng lực trước được trình bày ở Bảng 3,4. Cấp công trình thuộc dạng cấp II. Khi tính toán sử dụng hệ số ổn định với tổ hợp cơ bản, hệ số ổn định là 1.2. Tổ hợp thi công, hệ số ổn định là 1,14 và tổ hợp đặc biệt, hệ số ổn định là 1,08. Phạm vi mái đào vai phải từ MC5 trở về hạ lưu nằm ngoài phạm vi hố xói đập tràn, không ảnh hưởng đến an toàn đập, thuộc công trình cấp III với các hệ số an toàn với tổ hợp cơ bản, thi công và đặc biệt lần lượt là 1,04, 1,09, 1,15.

**Bảng 3.** Thông số tính toán neo.

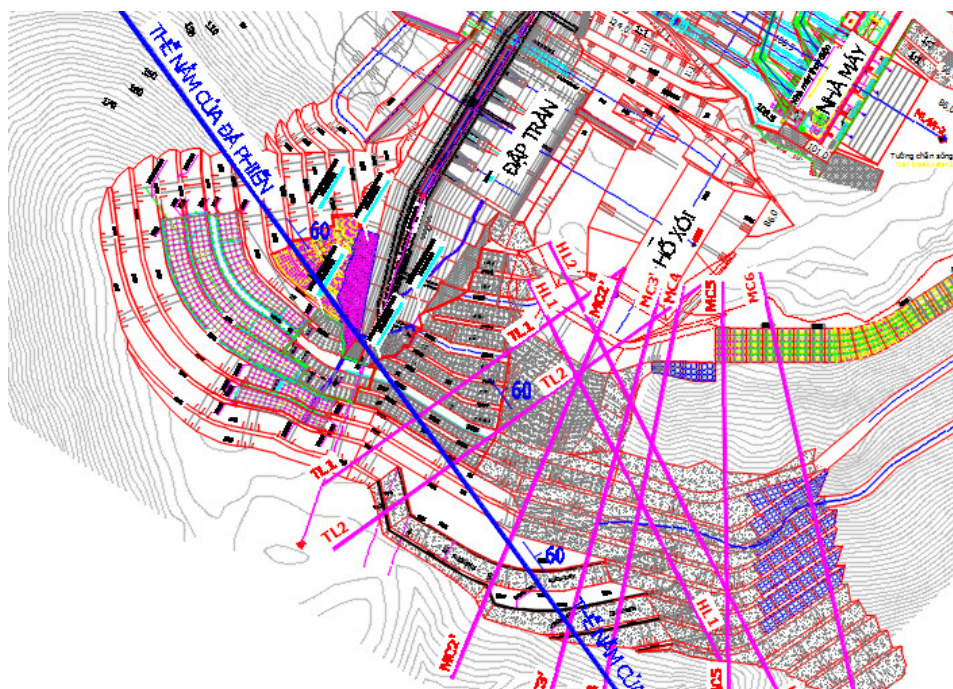
TT	Thông số	Đơn vị	Neo mềm	Neo ứng lực trước
1	Nhóm thép		Cấp K–7	CB400–V
2	Đường kính dây neo	mm	4Φ12,7	Φ25
3	Đường kính lỗ khoan (bầu neo)	mm	130	76
4	Chiều dài bầu neo	m	6	11,8
5	Hệ số an toàn tải trọng neo		3	3
6	Góc nghiêng của neo so với phương ngang	độ	30	30
7	Lực dính đơn vị giữa vữa xi măng với nền IIA	MPa	0,6	0,6
8	Giới hạn chảy của cáp neo (cấp độ bền)	MPa	1500	
9	Độ bền đặc trưng quy định của dây neo	kN	209	



**Hình 5.** Mô phỏng vị trí các hố khoan neo mềm trên mặt cắt và mặt bằng.

Trong quá trình tính toán, sử dụng các trường hợp sau:

- Trường hợp 1 (THTC): khu vực mái đào hạ tải đã thi công đến biên thiết kế nhưng chưa gia cố, đất đá ở trạng thái tự nhiên.
- Trường hợp 2 (THCB): mực nước hạ lưu nhà máy đang ở mức thấp nhất (cao trình 89,0 m), đất đá ở trạng thái tự nhiên.
- Trường hợp 3 (THCB): khu vực công trình có mưa lớn kéo dài, đất đá bão hòa nước, đập tràn đang xả lũ thiết kế, mực nước hạ lưu ở mức 104,5 m.
- Trường hợp 4 (THDB): mực nước hạ lưu nhà máy đang ở mức thấp nhất (cao trình 89,0 m), đất đá ở trạng thái tự nhiên, khu vực công trình gặp động đất cơ sở OBE ( $a = 0,148g$ ).
- Trường hợp 5 (THDB): mực nước hạ lưu nhà máy đang ở mức thấp nhất (cao trình 89,0 m), đất đá ở trạng thái tự nhiên, khu vực công trình gặp động đất cực đại MCE ( $a = 0,234g$ ).



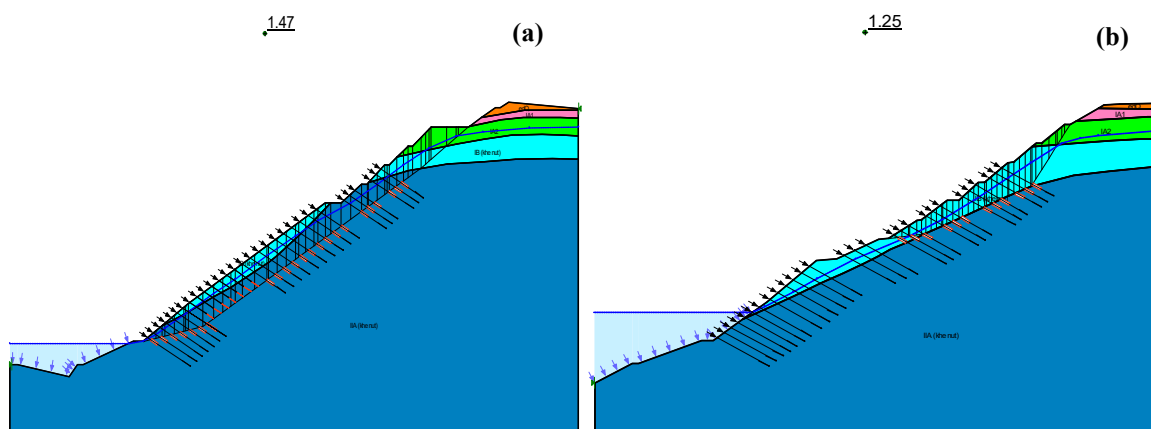
**Hình 6.** Mặt bằng và vị trí các mặt cắt tính toán ổn định.

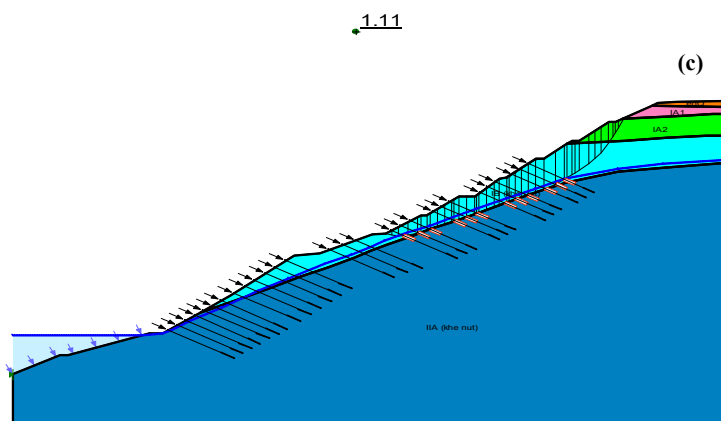
Kết quả tính toán cho các mặt cắt tại Hình 6 bằng phần mềm Geoslope 2018 trong các trường hợp được trình bày ở Bảng 4 và mô hình kiểm toán điển hình tại mặt cắt TL1 được thể hiện trên Hình 7.



**Bảng 4.** Kết quả tính toán ổn định tại các mặt cắt khác nhau.

Mặt cắt tính toán	Trường hợp tính toán	Tổ hợp tải trọng	Hệ số ổn định Kmin	[K]	Kết luận
TL1	TH2	THCB	1,27	1,20	Đạt
	TH3	THCB	1,25	1,20	Đạt
	TH5	THĐB	1,11	1,08	Đạt
TL2	TH2	THCB	1,47	1,20	Đạt
	TH3	THCB	1,49	1,20	Đạt
	TH5	THĐB	1,32	1,08	Đạt
MC2'	TH2	THCB	1,30	1,20	Đạt
	TH3	THCB	1,31	1,20	Đạt
	TH5	THĐB	1,23	1,08	Đạt
MC3'	TH2	THCB	1,27	1,20	Đạt
	TH3	THCB	1,27	1,20	Đạt
	TH5	THĐB	1,11	1,08	Đạt
MC4	TH2	THCB	1,26	1,20	Đạt
	TH3	THCB	1,25	1,20	Đạt
	TH5	THĐB	1,11	1,08	Đạt
MC5 (mái đất)	TH2	THCB	1,17	1,15	Đạt
	TH3	THCB	1,15	1,15	Đạt
	TH5	THĐB	1,05	1,04	Đạt
MC6 (mái đất)	TH1	THTC	1,44	1,09	Đạt
	TH3	THCB	1,18	1,15	Đạt
	TH4	THĐB	1,38	1,04	Đạt
MC6 (mái đá)	TH3	THCB	1,27	1,15	Đạt
	TH4	THĐB	1,36	1,04	Đạt
HL1 (mái đá)	TH3	THCB	1,80	1,20	Đạt
	TH5	THĐB	1,91	1,08	Đạt
HL2 (mái đất)	TH3	THCB	1,22	1,20	Đạt
	TH5	THĐB	1,17	1,08	Đạt
HL2 (mái đá)	TH3	THCB	2,21	1,20	Đạt
	TH5	THĐB	1,84	1,08	Đạt





Hình 7. Kết quả kiểm toán ổn định tại mặt cắt TL1: (a) TH2: THCB; (b) TH3: THCB; (c) TH5: THĐB.

Theo các kết quả kiểm toán cho thấy, hệ số ổn định trong các trường hợp thay đổi từ 1,05 đến 2,21 đều lớn hơn hệ số ổn định cho phép từ 1,04 đến 1,20. Kết quả này cho thấy, việc sử dụng neo mềm kết hợp với lớp bê tông gia cố mái dốc đảm bảo mái dốc hạ lưu vai phải đập ổn định. Phía trên mái dốc hạ lưu được thiết kế tấm bê tông cốt thép có tác dụng bảo vệ mái và thoát nước cho mái đào hạ lưu.

#### 4. Kết luận

Trên cơ sở các kết quả nghiên cứu, cho phép rút ra một số kết luận sau:

- Hiện tượng trượt lở đã xảy ra tại khu vực mái đào hạ lưu đập dâng thủy điện Trung Sơn, nguyên nhân là do có cấu tạo địa chất phức tạp, mặt đá bị phân phiến có hướng thuận lợi với chiều của khối trượt, trong phạm vi khối trượt tồn tại các đứt gãy, và thêm tác động của lượng mưa với cường độ lớn và thời gian kéo dài.
- Khi sự cố xảy ra gây ảnh hưởng tới độ ổn định của mái dốc phần hạ lưu đập dâng đồng thời đe dọa đến độ ổn định của thân đập.
- Phương pháp neo mềm kết hợp hệ thống neo giữ và bảo vệ mái bê tông cốt thép được đề xuất có thể gia cố toàn bộ khu vực mái dốc hạ lưu vai phải đập, việc thiết kế tuân theo các quy trình hiện hành. Các kết quả tính toán trên phần mềm Geoslope 2018 cho thấy, mái dốc ổn định khi sử dụng neo.
- Việc đề xảy ra sự cố dẫn đến chi phí xử lý lớn, gây thiệt hại tương đối cho chủ đầu tư từ khâu điều tra, khảo sát đánh giá, phân tích nguyên nhân và thiết kế, thi công xử lý để đảm bảo công trình được ổn định.

**Đóng góp của tác giả:** Xây dựng ý tưởng nghiên cứu: B.T.S., N.T.N.; Điều tra, khảo sát, phân tích số liệu: P.D.C; Viết bản thảo bài báo: B.T.S., N.T.N.; Chỉnh sửa bài báo: B.T.S., N.T.N., P.D.C.

**Lời cảm ơn:** Nhóm tác giả xin chân thành cảm ơn Công ty TNHH MTV thủy điện Trung Sơn đã tạo điều kiện cung cấp các số liệu cần thiết để hoàn thành bài báo này.

**Lời cam đoan:** Tập thể tác giả cam đoan bài báo này là công trình nghiên cứu của tập thể tác giả, chưa được công bố ở đâu, không được sao chép từ những nghiên cứu trước đây; không có sự tranh chấp lợi ích trong nhóm tác giả.

#### Tài liệu tham khảo

1. <https://vietnamfinance.vn/nhin-lai-nhung-su-co-thuy-dien-nguy-hiem-xay-ra-tai-viet-nam-20180504224210463.htm>
2. <https://vov.vn/xa-hoi/tin-24h/can-can-h-sat-lo-nguy-hiem-tai-cong-trinh-nha-may-thuy-dien-hoa-binh-mo-rong-910951.vov>.

3. Hoàng Xuân Hồng. Nhìn nhận thực tế về an toàn đập ở Việt Nam. Hội đập lớn Việt Nam, 2013.
4. BS 8081:1989. Code of practice for ground anchorages.1989.
5. QCVN 04–05:2012/BNNT. Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia – Công trình thủy lợi – Các quy định chủ yếu về thiết kế, 2012.
6. TCVN 8241:2010. Công trình thủy lợi – tải trọng và lực tác dụng lên công trình do sóng và tàu, 2010.
7. TCVN 4253–2012. Công trình thủy lợi – nền các công trình thủy công – yêu cầu thiết kế, 2012.
8. TCVN 2737–1995. Tải trọng và tác động – Tiêu chuẩn thiết kế, 1995.
9. TCVN 5574:2012. Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế, 2012.

## **Assessment the instability of excavated roof downstream of Trung Son hydroelectric dam and proposed solutions**

**Bui Truong Son<sup>1</sup>, Pham Dinh Chien<sup>2</sup>, Nguyen Thi Nu<sup>1</sup>**

<sup>1</sup> Hanoi University of Mining and Geology; buitruongson@humg.edu.vn;  
nguyenthinu@humg.edu.vn

<sup>2</sup> Trung Son Hydropower company limited; chienpd@trungsonhp.vn

**Abstract:** Trung Son hydropower project was built on the Ma river, which plays an important role in providing energy for Thanh Hoa province. During the operation this power, there was a landslide of the excavated roof downstream of the right shoulder of the dam, threatening the overall stability of the dam. This paper presents the results of analysis of the instability of the excavated roof downstream of the right shoulder of the Trung Son hydropower project. The investigation results show that, in the area of excavated roof downstream, a large-scale landslide appeared, over time the sliding developed, threatening to the dam. According to the assessment, the main cause of instability is because the roof is made of schist, the schist surface is in the same direction as that of the excavated roof, the dam foundation has faults, under the effect of rainfall, the durability of soil and rock is reduced, causing instability of the slope. In order to treatment, the proposed soft anchor drilling solution, the anchor length is designed into zone IIA, exceeding the specified slip arc range. Calculation results on Geoslope software in cases of processing at different sections give long-term stable for excavated roof downstream.

**Keywords:** Excavated roof downstream; Instability; Schist; Rain; Landslide.