

KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU KẾT CẤU TẦM BÊ TÔNG GIA CỐ MÁI ĐẬP ĐÁ ĐỔ ĐẮP DỠ KHI XẢ LŨ THI CÔNG

PGS.TS. Trần Quốc Thường

Phòng thí nghiệm trọng điểm quốc gia về Động lực học sóng biển

Tóm tắt: Xả lũ thi công qua đoạn đập đá đổ đắp dờ, vận tốc dòng chảy gây xói lở mái hạ lưu đập và lòng sông sau đập, do đó nghiên cứu kết cấu gia cố bảo vệ an toàn đập đá đổ đắp dờ khi xả lũ thi công rất quan trọng. Bài viết nêu kết quả nghiên cứu dạng kết cấu tấm bê tông gia cố mái hạ lưu đập đá đổ đắp dờ.

Từ khóa: Đá đổ, tấm bê tông, thép neo.

Summary: In flood discharge period while flow pass-through section of in-constructing rock fill weir the flow velocity may cause downstream slope slide and river bed scouring. Thus research of structure of slope protection in order to provide rock fill weir safety under high flood flow discharge will play important role. The paper presents the results of research of structure of concrete slab for protection of downstream slope of in-constructive rock fill weir.

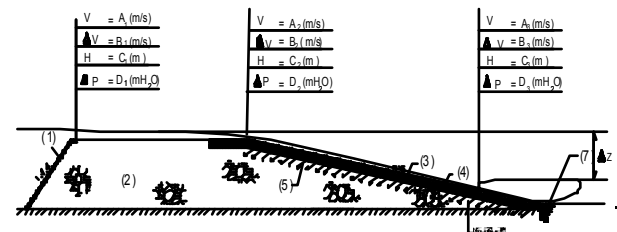
Keywords: Rock fill, concrete slab, steel anchor bar

I. MỞ ĐẦU

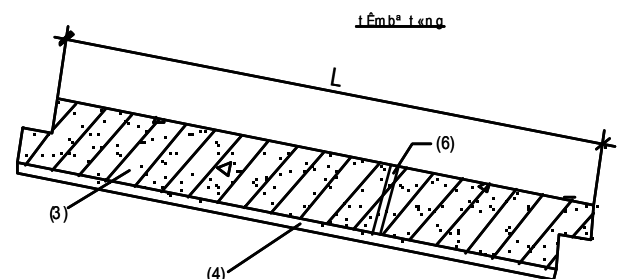
Lựa chọn phương án dẫn dòng, xả lũ thi công là một vấn đề quan trọng trong xây dựng công trình thủy lợi, thủy điện. Phương án hợp lý không chỉ tiết kiệm kinh phí dẫn dòng mà còn rút ngắn thời gian thi công. Dưới điều kiện có bảo vệ, đập đá đổ bản mặt có thể cho nước tràn qua, từ đó giảm quy mô công trình dẫn dòng. Đây là một trong những biện pháp để giảm kinh phí xây dựng cũng là yêu cầu cần thiết trong thi công. Đối với thi công đập đá đổ bản mặt đặc biệt là khi quy mô công trình lớn hoặc lưu lượng dẫn dòng lớn, nếu không tận dụng đối đa ưu điểm này thì phải tăng thêm quy mô công trình dẫn dòng khiến kinh phí thi công tăng thêm rất lớn, đồng thời cường độ thi công cũng khó thỏa mãn nên khó đáp ứng yêu cầu an toàn cho công trình.

Khi đập đá đổ đắp dờ cho nước tràn qua phải tiến hành bảo vệ thân đập đặc biệt là mái đập

hạ lưu để tránh bị xói lở phá hoại. Có nhiều biện pháp bảo vệ mái hạ lưu: Đá học, thảm rọ đá, khung thép bỏ đá dạng bậc nước, tấm bê tông... Dưới đây nêu kết quả nghiên cứu về tấm bê tông.



Hình 1. Cắt dọc công trình dẫn dòng



Hình 1a. Sơ họa tấm bê tông cốt thép

Ghi chú :

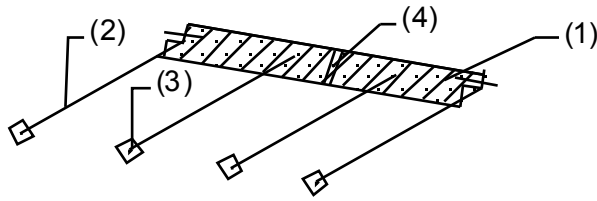
Người phản biện: PGS.TS Nguyễn Ngọc Thắng

Ngày nhận bài: 24/7/2015

Ngày thông qua phản biện: 15/8/2015

Ngày duyệt đăng: 28/9/2015

- 1- Mái thượng lưu;
- 2- Thân đập đắp dờ
- 3- Tấm bê tông;
- 4- Lớp đệm
- 5- Thép neo;
- 6- Lỗ thoát nước;
- 7- Chân đập.

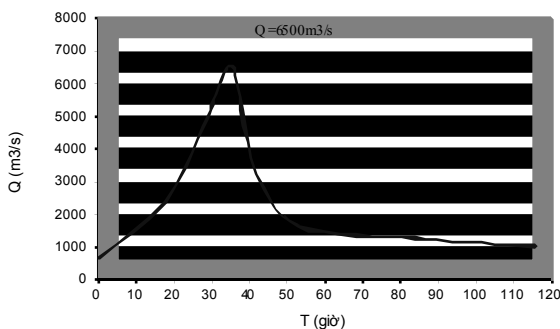


Hình 2: Sơ họa thép neo

Ghi chú:

1. Tấm bê tông cốt thép.
2. Thép neo $\phi 18$ dài 8.0 m (cả uốn)
3. Cục bê tông chôn trong thân đập kích thước 50x50x50cm.
4. Lỗ thoát nước

Nhiệm vụ nghiên cứu là xem xét kết cấu ban đầu (nêu ở hình 1;2) có đảm bảo an toàn khi xả lũ với các cấp lưu lượng khác nhau (hình 3), đặc biệt xác định đường kính thép neo, sự ổn định mái hạ lưu đập khi xả lũ thi công qua.



Hình 3: Quá trình lũ thi công

II. KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU

Căn cứ vào đường quá trình xả lũ thi công ở trên, chú ý tới 2 cấp lưu lượng là cấp chân lũ có thời gian xả lũ dài nhất ($Q=2000 \text{ m}^3/\text{s}$) và

cấp lưu lượng lũ lớn nhất (đỉnh lũ $Q=6500 \text{ m}^3/\text{s}$), vận tốc lớn nhất ở vùng chân đập (mức nước hạ lưu dao động)

2.1. Xác định các thông số thủy lực

Tính toán kiểm tra sự làm việc kết cấu tấm bê tông nêu trên cho 2 cấp lưu lượng nguy hiểm nhất là cấp chân lũ có thời gian xả lũ dài nhất $q_1=9,50 \text{ m}^3/\text{s.m}$, ($Q=2000 \text{ m}^3/\text{s}$) và cấp đỉnh lũ lớn nhất có vận tốc dòng chảy lớn nhất $q_2=31,00 \text{ m}^3/\text{s.m}$ ($Q=6500 \text{ m}^3/\text{s}$). Vận tốc lớn nhất ở vùng chân mái dốc (mức nước hạ lưu dao động).

2.1.1. Ứng với cấp $q=9,50 \text{ m}^3/\text{s.m}$ ($Q=2000 \text{ m}^3/\text{s}$)

Vận tốc dòng chảy $V=12,27 \text{ m/s}$; mạch động vận tốc $V'=0,42 \text{ m/s}$

Độ sâu dòng chảy: $H=0,90 \text{ m}$; áp suất mạch động $P'=0,40 \text{ mH}_2\text{O}$ (mét cột nước)

2.1.2. Ứng với cấp $q=31,00 \text{ m}^3/\text{s.m}$ ($Q=6500 \text{ m}^3/\text{s}$)

Vận tốc dòng chảy $v=16,50 \text{ m/s}$; mạch động vận tốc $V'=0,50 \text{ m/s}$

Độ sâu dòng chảy: $H=2,32 \text{ m}$; áp suất mạch động $P'=0,74 \text{ mH}_2\text{O}$ (mét cột nước)

2.2. Cơ sở lý thuyết.

Phần mềm ANSYS có khả năng phân tích nhiệt ổn định và nhiệt không ổn định trong hệ kết cấu. Do trường nhiệt và trường thấm có tính chất tương đồng vì vậy có thể sử dụng công năng phân tích nhiệt ANSYS để tính toán kiểm tra thấm qua khối đá đắp dờ.

Để mô hình trường nhiệt độ và mô hình trường thấm tương đồng, cần thỏa mãn các điều kiện dưới đây:

2.2.1. Tương tự hình học

Biên ngoài của mô hình trường nhiệt độ và biên ngoài của phạm vi nghiên cứu thấm tương đồng hình học. Khi phạm vi thấm là lớp đá đồng đều, mô hình cũng cần đồng đều; khi phạm vi thấm là lớp đá không đồng đều, yêu cầu trong mô hình nên có đường phân chia dẫn nhiệt không giống nhau bảo đảm tương đồng

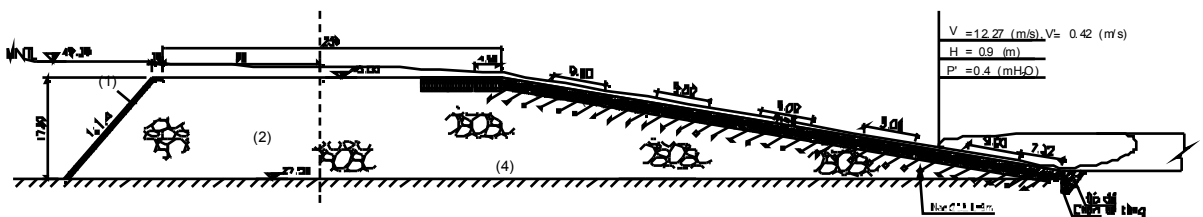
đường phân chia lớp đá không giống nhau.

2.2.2. Điều kiện biên tương đương.

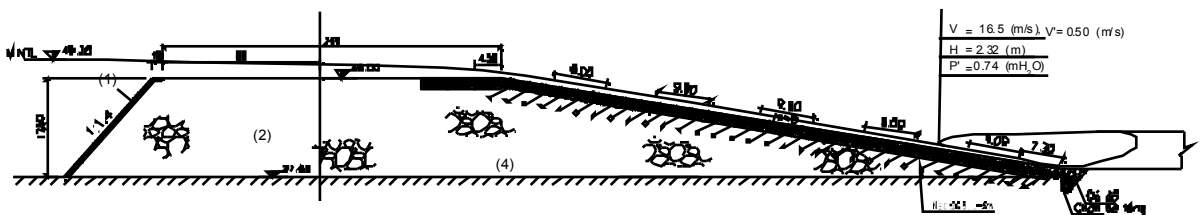
Tức là biên đoạn nhiệt của mô hình mô phỏng nhiệt độ và biên ngăn nước phạm vi thấm là tương đương. Biên dẫn nhiệt và biên thấm nước là tương đương, nhiệt độ trên biên dẫn nhiệt và cột nước trên biên thấm nước là tương đương.

2.2.3. Trường hợp tính toán

Để kiểm tra sự làm việc của tấm bê tông trên mái, tính toán kiểm tra với 2 cấp lưu lượng $Q = 2000\text{m}^3/\text{s}$ và $6500\text{m}^3/\text{s}$. Ứng với mỗi cấp lưu lượng đo được đường mặt nước, vận tốc... tại các mặt cắt điển hình (đầu, giữa, cuối và chân đập). Sơ đồ và các thông số dùng trong tính toán được thể hiện ở hình 4-5. Chú ý mặt cắt chân đập vùng mực nước hạ lưu dao động.



Hình 4: Sơ đồ tính toán với cấp lưu lượng $Q = 2000\text{m}^3/\text{s}$



Hình 5: Sơ đồ tính toán với cấp lưu lượng $Q = 6500\text{m}^3/\text{s}$

Ghi chú:

- (1). Bê tông chống thấm mái thượng lưu.
- (2). Đá đắp thân đập, $n=23\%$
- (3). Tấm bê tông (rộng×dài×cao)=(9×6×1)m
- (4). Neo thép cắm sâu vào (2), đặt cách nhau tối đa 2,5m

2.2.4. Mô hình tính toán

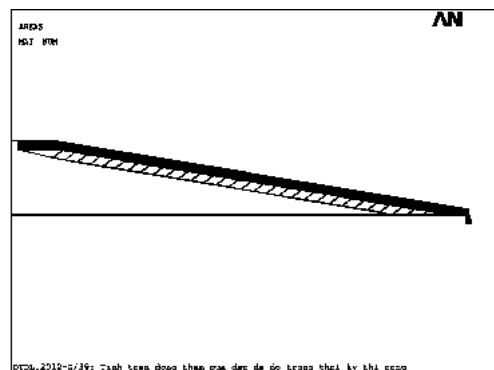
Tính toán kiểm tra kết cấu tấm bê tông bằng phần mềm ANSYS.

Khối đá đổ và tấm bê tông sử dụng phần tử ứng suất phẳng 4 điểm nút PLANE42, mỗi nút có hai bậc tự do chuyển vị theo phương X và Y.

Thanh thép neo sử dụng phần tử BEAM3. Đây là phần tử thanh 2 chiều chịu kéo nén dọc trục và chịu uốn. Đặc trưng hình học của phần tử là kích thước mặt cắt ngang của phần tử.

Do các tấm bê tông được xếp trên lớp đệm, khả năng bám dính theo phương vuông góc rất nhỏ, các tấm bê tông được giữ trên khối đá thông qua thanh thép neo nên trong mô hình tính toán đã sử dụng phần tử tiếp xúc mô phỏng tiếp xúc mặt giữa các tấm bê tông và bê tông với lớp đệm.

Sử dụng phần tử tiếp xúc TARGET169-CONTA172 với đặc trưng vật liệu là hệ số ma sát.

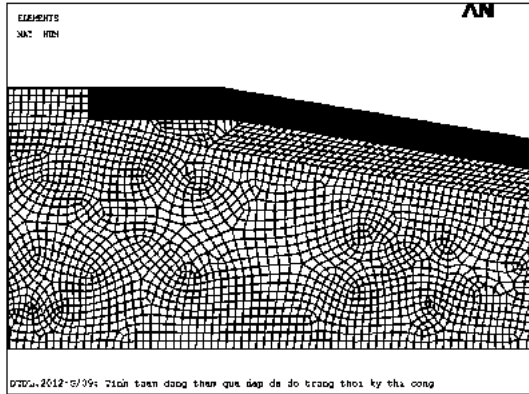


Hình 6: Mô phỏng tấm bê tông và thanh neo

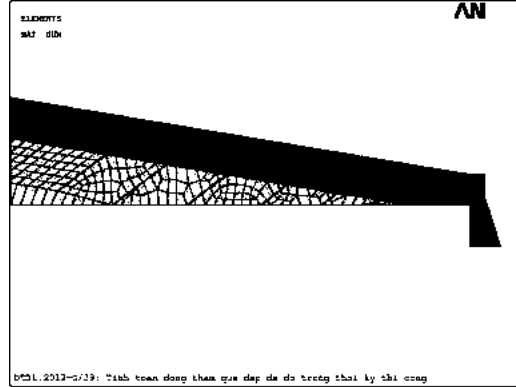
Do bê tông là vật liệu không thấm nên chủ yếu là dòng mặt trên mái bê tông. Vì vậy trong mô hình tính toán, gán áp lực thủy tĩnh tác dụng lên phía trong tấm và áp lực thủy động tác

dụng lên phía ngoài mái bê tông.

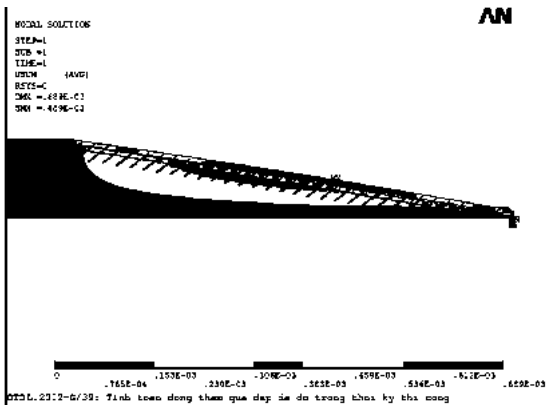
Mô hình phần tử hữu hạn mô phỏng kết cấu khối đá đổ bảo vệ mái hạ lưu bằng tấm bê tông nêu ở hình 6 đến hình 14.



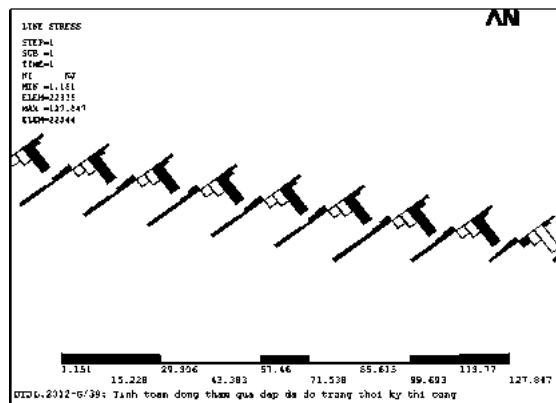
Hình 7: Chi tiết mạng lưới phần tử hữu hạn tại vị trí đỉnh



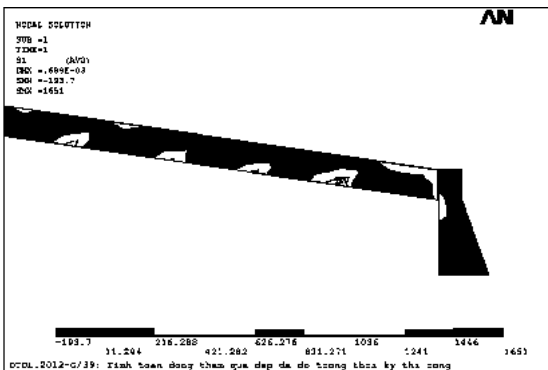
Hình 8: Chi tiết mạng lưới phần tử hữu hạn tại vị trí chân



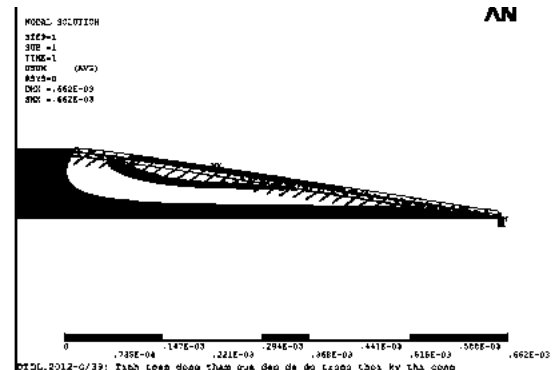
Hình 9: Phổ chuyển vị tổng tại mái hạ lưu, $Q = 2000\text{m}^3/\text{s}$



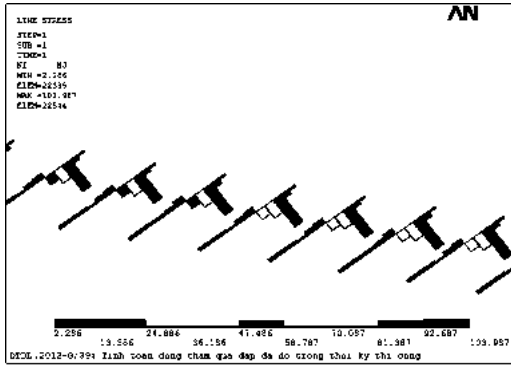
Hình 10: Lực dọc trong các thanh neo, $Q = 2000\text{m}^3/\text{s}$



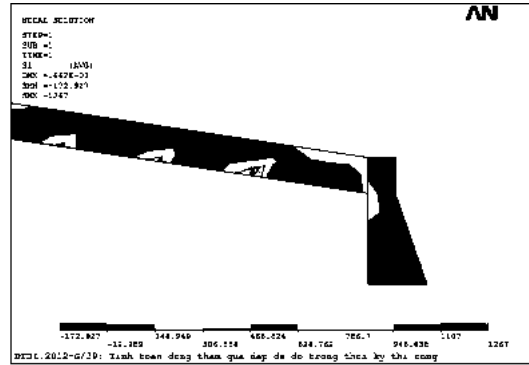
Hình 11: Ứng suất kéo lớn nhất trong tấm bê tông, $Q = 2000\text{m}^3/\text{s}$



Hình 12: Phổ chuyển vị tổng tại mái hạ lưu, $Q = 6500\text{m}^3/\text{s}$



Hình 13: Lực dọc trong các thanh neo,
 $Q = 6500m^3/s$



Hình 14: Ứng suất kéo lớn nhất trong tấm bê tông, $Q = 6500m^3/s$

2.3. Kết quả tính toán kết cấu

2.3.1. Tính toán lực kéo

2.3.1.1. Ứng với cấp lưu lượng $Q=9,50 m^3/s.m$ ($Q=2000 m^3/s$)

Lực dọc lớn nhất trong thanh neo $N_k = 127,847kN$

- Kiểm tra khả năng chịu kéo của thanh neo ứng với đường kính thanh neo $\phi 25$:

$$\sigma_k = \frac{12784,7}{3,1416 \times 2,5^2} = 651 \text{ (daN/cm}^2) < \frac{m}{k} R_k = \frac{1}{1,2} \times 2100 = 1750 \text{ (daN/cm}^2)$$

$$\sigma_k = 651 \text{ (daN/cm}^2) < [R_k] = 1750 \text{ (daN/cm}^2)$$

Thanh neo $\phi 25$ đủ khả năng chịu kéo.

- Kiểm tra khả năng chịu kéo của thanh neo ứng với đường kính thanh neo $\phi 18$.

$$\sigma_k = \frac{12784,7}{3,1416 \times 1,8^2} = 1256 \text{ (daN/cm}^2) < \frac{m}{k} R_k = \frac{1}{1,2} \times 2100 = 1750 \text{ (daN/cm}^2)$$

$$\sigma_k = 1256 \text{ (daN/cm}^2) < [R_k] = 1750 \text{ (daN/cm}^2)$$

Trong đó: - 2100 (daN/cm²) là ứng suất kéo cho phép của thép neo

- 1,2 là hệ số hiệu chỉnh

Như vậy đường kính thanh neo $\phi 18$ đủ khả năng chịu kéo.

- Kiểm tra khả năng chịu kéo của tấm bê tông

Ứng suất kéo lớn nhất trong tấm bê tông tại điểm tiếp xúc giữa bê tông và thanh neo $S_1 = 1651 \text{ kN/m}^2$

Ứng suất kéo trung bình tại vị trí tiếp xúc $S_1 = 0,8 \times 1651 = 1321 \text{ kN/m}^2$

$$\sigma_k = \frac{10398,7}{3,1416 \times 2,5^2} = 529 \text{ (daN/cm}^2) < \frac{m}{k} R_k = \frac{1}{1,2} \times 2100 = 1750 \text{ (daN/cm}^2)$$

Với bê tông M250 có $R_k = 1400 \text{ kN/m}^2$

$R_k = 1321 \text{ kN/m}^2 < [R_k] = 1400 \text{ kN/m}^2$

Trong đó: - 1400 (kN/m²) là ứng suất kéo cho phép của bê tông

- 0,8 là hệ số hiệu chỉnh

Bê tông đảm bảo khả năng chịu kéo.

2.3.1.2. Ứng với cấp lưu lượng $Q = 6500m^3/s$

Lực dọc lớn nhất trong thanh neo $N_k = 103,987 \text{ KN}$

- Kiểm tra khả năng chịu kéo của thanh neo ứng với đường kính thanh neo $\phi 25$:

$$\sigma_k = 529 (\text{daN/cm}^2) < [R_k] = 1750 (\text{daN/cm}^2)$$

- Kiểm tra khả năng chịu kéo của thanh neo ứng với đường kính thanh neo $\phi 18$:

$$\sigma_k = \frac{10398,7}{3,1416 \times 1,8^2} = 1021,6 (\text{daN/cm}^2) < \frac{m}{k} R_k = \frac{1}{1,2} \times 2100 = 1750 (\text{daN/cm}^2)$$

$$\sigma_k = 1021,6 (\text{daN/cm}^2) < [R_k] = 1750 (\text{daN/cm}^2)$$

Thanh neo có đường kính $\phi 18$ vẫn đủ khả năng chịu kéo.

- Kiểm tra khả năng chịu kéo của tấm bê tông

Ứng suất kéo lớn nhất trong tấm bê tông tại điểm tiếp xúc giữa bê tông và thanh neo $S_1 = 1267 \text{ kN/m}^2$

Ứng suất kéo trung bình tại vị trí tiếp xúc $S_1 = 0,8 \times 1267 = 1014 \text{ kN/m}^2$

Với bê tông M250 có $R_k = 1400 \text{ kN/m}^2$

$$R_k = 1014 \text{ kN/m}^2 < [R_k] = 1400 \text{ kN/m}^2$$

Bê tông đảm bảo khả năng chịu kéo

2.3.1.3. Kiểm tra lực cắt với thanh neo $\phi 18$

Kết quả tính toán ở hình 15

$$\tau_c = \frac{13,9}{3,1416 \times 1,8^2} = 1,37 (\text{daN/cm}^2) < \frac{m}{k} R_c = \frac{1}{1,2} \times 1300 = 1083 (\text{daN/cm}^2)$$

$$\tau_c = 1,37 (\text{daN/cm}^2) < [\tau_c] = 1083 (\text{daN/cm}^2)$$

Thanh neo đảm bảo khả năng chịu cắt ứng với các cấp lưu lượng

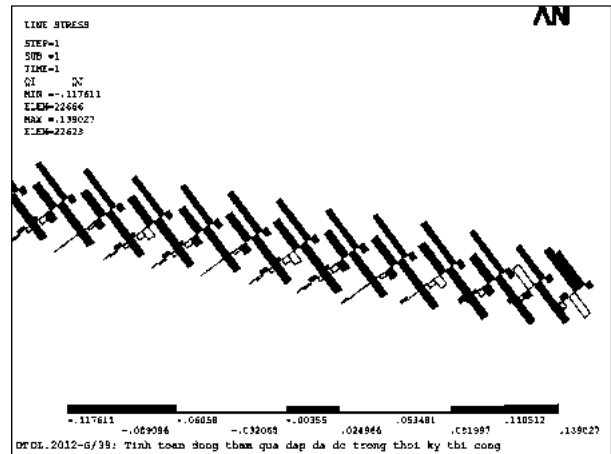
Thanh neo có đường kính $\phi 18$ đảm bảo khả năng chịu lực kéo và lực cắt.

2.3.2. Kiểm tra ổn định mái hạ lưu

Kết cấu bảo vệ mái hạ lưu cần đảm bảo điều kiện mái ổn định tổng thể ứng với các cấp lưu lượng xả khác nhau.

2.3.2.1. Số liệu tính toán

Tính toán trong trường hợp chiều cao khối đá khi tràn nước là 16,0m. Mặt thượng lưu khối đá đổ được bảo vệ bằng lớp bê tông không thấm với hệ số mái $m=1,4$. Mặt hạ lưu khối đá đổ được bảo vệ bằng tấm bê tông cốt thép đặt trên mái với hệ số mái $m = 6$. Chiều dài mặt đập tại cao trình tràn nước $L = 239\text{m}$. Chỉ tiêu



Hình 15: Lực cắt trong các thanh neo ứng với cấp lưu lượng $Q = 6500 \text{ m}^3/\text{s}$

Kiểm tra khả năng chịu cắt của thanh neo ứng với đường kính thanh neo $\phi 18$:

Cơ lý của các loại vật liệu dùng trong tính toán như sau:

Bảng 1: Chỉ tiêu cơ lý của vật liệu dùng trong tính toán

| TT | Vật liệu | γ_{bh} (T/m^3) | E (kN/m^2) | μ |
|----|------------|----------------------------------|-----------------------|-------|
| 1 | Bê tông | 2,50 | $2,4 \times 10^7$ | 0,20 |
| 2 | Khối đá đổ | 2,10 | $2,6 \times 10^6$ | 0,25 |
| 3 | Rọ đá | 2,00 | $2,1 \times 10^6$ | 0,25 |
| 4 | Thép neo | 7,85 | $2,1 \times 10^8$ | 0,30 |

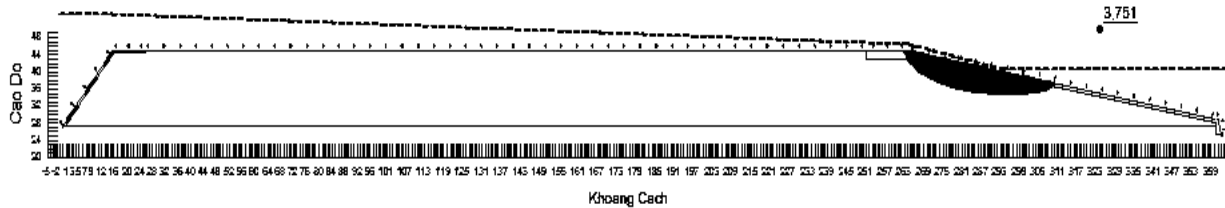
Hệ số bảo đảm [Kod]- được xét theo quy mô, nhiệm vụ của công trình, đối với công trình có mái dốc nhân tạo bằng đá đắp có thể lấy theo bảng sau:

| Hệ số ổn định $[K_{od}]$ | | |
|--------------------------|-------|-----------------|
| Đặc biệt | Cấp I | Cấp II, III, IV |
| 1,25 | 1,20 | 1,15 |

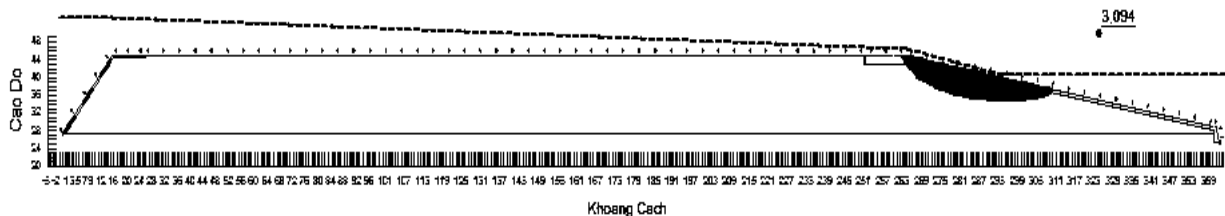
2.3.2.2. Kết quả tính toán

Kiểm tra ổn định mái hạ lưu đập đá đổ bằng phần mềm Geo-Slope

Kết quả tính toán nêu ở hình 16;17



Hình 16: Hệ số ổn định mái ứng với cấp lưu lượng $q=9,50m^3/s.m$, $Q=2000m^3/s$ ($K=3,751$)
 $K=3,751 > [K]=1,20$



Hình 17: Hệ số ổn định mái ứng với cấp lưu lượng $q=31,00m^3/s.m$, $Q=6500m^3/s$ ($K=3,094$)
 $K=3,094 > [K]=1,20$

Như vậy: Mái dốc hạ lưu ổn định với mọi cấp lưu lượng lũ.

III. KẾT LUẬN

Qua thí nghiệm mô hình và tính toán kiểm tra kết cấu, ổn định gia cố mái hạ lưu đập đá đổ bằng tấm bê tông có thể rút ra một số nhận xét sau:

- Tấm bê tông có kích thước $9 \times 6 \times 1$ m (dài \times rộng \times dày) có đục lỗ thoát nước, được neo vào thân đập bằng các thép neo $\phi 18$ dài 8m (cả uốn), các thanh neo đặt cách nhau tối đa 2,50m. Với kết cấu tấm bê tông như trên đảm bảo ổn định, an toàn cho công trình khi xả lũ thi công qua đoạn đập đá đổ đắp dờ.

- Theo các công trình đã thi công ở thế giới và trong nước, khi thi công tấm bê tông cốt thép bảo vệ mái đập đá đổ đắp dờ cần chú ý biện pháp thi công: đặt sẵn thanh neo trong thân đập, một đầu gắn vào cục bê tông có kích thước $50 \times 50 \times 50$ cm (chôn sẵn trong thân đập)

một đầu thanh neo hàn (hay buộc) vào khung thép, sau đó đổ tấm bê tông cốt thép tại chỗ.

- Các kết cấu trên phù hợp với các công trình: Chiều cao đập đá đổ đắp dờ $H \leq 16$ m, mái dốc $m \geq 6$ và lưu lượng đơn vị lũ thi công $q \leq 31,00 m^3/s.m$.

Tuy nhiên để củng cố thêm cơ sở khoa học cho việc ứng dụng giải pháp trên vào thực tế, cần tiếp tục thực hiện các nội dung nghiên cứu sau:

Nghiên cứu chế độ thủy lực dòng chảy qua công trình dẫn dòng; nghiên cứu bảo vệ chân mái hạ lưu đập; nghiên cứu kết cấu gia cố bảo vệ 2 vai đập, 2 vai hạ lưu đập, 2 mái bờ sông hạ lưu đập; nghiên cứu xói lở hạ lưu trên mô hình lòng mềm; nghiên cứu gia cố mái hạ lưu đập đá đổ đắp dờ bằng khung thép bỏ đá dạng bậc nước...

Những nội dung nghiên cứu trên chúng tôi sẽ trình bày vào dịp khác.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] QCVN 04-05-2012, Công trình thủy lợi- Các quy định chủ yếu về thiết kế.
- [2] TCVN 9147-2012, Công trình thủy lợi - Quy trình tính toán thủy lực đập tràn
- [3] TCVN 9151-2012, Công trình thủy lợi - Quy trình tính toán thủy lực cống dưới sâu.
- [4] TCVN 9610-2012, Công trình thủy lợi - Yêu cầu thiết kế dẫn dòng trong xây dựng
- [5] X.V.ZBAS, thủy lực chặn lòng sông , Võ Phán, Trương Nhật Thanh dịch, NXB KHKT, năm 1974.
- [6] Sổ tay tính toán thủy lực, Lưu Công Đào, Nguyễn Tài dịch từ tiếng Nga, NXB nông nghiệp năm 1974
- [7] Sổ tay thủy công, Matxcova năm 1988.
- [8] Dẫn dòng thi công công trình thủy lợi, thủy điện, Trường đại học thủy lợi năm 2009.
- [9] Tháo lũ qua đập đá đổ đang xây dựng dở, Studenichnikov B.I, tạp chí KHKT trường đại học xây dựng Matxcova, năm 1961.
- [10] Sự tiến triển về dẫn dòng thi công và vượt lũ của đập đá đổ bê tông bản mặt ở Trung Quốc, Triệu Tăng Khải, Tổng công ty thiết kế quy hoạch thủy lợi, thủy điện, năm 2005.
- [11] Phan Đình Đại (1992): Thi công đập thủy điện Hòa Bình- NXB xây dựng Hà Nội
- [12] Nghiên cứu thí nghiệm tràn qua mặt đập bản mặt, Hồ Khứ Liệt- Dự Ba, Phòng nghiên cứu Thủy công Viện nghiên cứu khoa học thủy lợi Nam Kinh, năm 1997
- [13] Viện Năng Lượng (2002), Báo cáo kết quả thí nghiệm mô hình công trình thủy điện Tuyên Quang
- [14] Viện Khoa học Thủy lợi (2006), Báo cáo kết quả nghiên cứu thí nghiệm mô hình thủy lực xả lũ thi công qua đập đá đổ đập dở, công trình Cửa Đạt, Thanh Hóa.
- [15] Trần Quốc Thương (2005): Thí nghiệm mô hình thủy lực - NXB xây dựng Hà Nội.
- [16] Trần Quốc Thương (2008): Báo cáo tổng kết đề tài cấp nhà nước mã số 6-201J
- [17] Báo cáo thí nghiệm mô hình thủy lực dẫn dòng thi công các công trình: Sông Bung 4, Sông Tranh 2, Hạ Sê San 2, Bản Chát,... Viện Khoa học Thủy lợi Việt Nam
- [18] Báo cáo thí nghiệm mô hình thủy lực các công trình: Đồng Nai 3 và 4, Đaktit, Serepok 3, Sesan 3... Viện Khoa học thủy lợi Miền Nam.