

## Chương 7

# CÔNG TRÌNH THÁO LŨ NGOÀI THÂN ĐẬP

*Biên soạn: GS. TS. Ngô Trí Viêng  
PGS. TS. Phạm Ngọc Quý*

### 7.1. PHÂN LOẠI

Công trình tháo lũ ngoài thân đập là những công trình tháo lũ bố trí ở vai đập chắn hoặc ở gần đập chắn khi điều kiện cho phép.

Có thể phân loại công trình tháo lũ ngoài thân đập theo nhiều cách khác nhau.

#### 1. Theo hình thức có hay không có cửa van

Công trình tháo lũ ngoài thân đập được chia ra:

##### *a) Công trình tháo lũ ngoài thân đập có cửa van*

Cao trình ngưỡng tràn thấp hơn MNDBT từ 3 đến 7 mét.

Ưu điểm chính của loại này: giảm chiều cao đập, giảm diện tích ngập lụt; Lợi dụng một phần dung tích hữu ích làm nhiệm vụ cất lũ, giảm chiều rộng tràn nước; khi có dự báo lũ chính xác thì loại này có độ an toàn cao.

Nhược điểm của loại này là thường có cột nước tràn và lưu lượng đơn vị lớn; Công trình nối tiếp và tiêu năng phức tạp hơn; quản lý, bảo dưỡng, vận hành khó khăn hơn và chi phí quản lý lớn.

Tháo lũ cửa van thường dùng ở những công trình từ cấp III trở lên.

##### *b) Công trình tháo lũ ngoài thân đập không có cửa van*

Cao trình ngưỡng tràn bằng mực nước dâng bình thường. Tuy có nhược điểm như bề rộng tràn lớn, mực nước lũ cao, diện tích ngập lụt lớn, loại tràn không có cửa van có nhiều ưu điểm như tự động tháo lũ, quản lý vận hành thuận tiện, chi phí quản lý nhỏ. Công trình không có cửa van thường dùng với công trình cấp IV, V và một số công trình cấp III.

#### 2. Theo hình thức ngưỡng tràn

##### *a) Công trình tháo lũ ngoài thân đập có ngưỡng đỉnh rộng*

Loại này thường dùng khi địa hình tuyến tràn đủ rộng, cao trình tự nhiên lớn hơn cao trình ngưỡng tràn; không yêu cầu hệ số lưu lượng lớn.

*b) Công trình tháo lũ ngoài thân đập có ng- ỡng thực dụng*

Dùng khi địa hình không rộng hoặc cần hệ số lưu lượng lớn, hoặc khi địa chất kém phải xử lý hoặc cần hạ tạm thời cao trình ngưỡng tràn để dẫn dòng và tháo lũ thi công.

**3. Theo hình thức nối tiếp sau ngưỡng tràn**

- a) Công trình tháo lũ ngoài thân đập có nối tiếp dốc nước.
- b) Công trình tháo lũ ngoài thân đập nối tiếp bậc nước.
- c) Công trình tháo lũ ngoài thân đập nối tiếp kết hợp dốc nước, bậc nước.

**4. Theo hình thức tiêu năng**

- a) Công trình tháo lũ ngoài thân đập có tiêu năng đáy (đào bể, xây tường hoặc bể tường kết hợp).
- b) Công trình tháo lũ ngoài thân đập có tiêu năng mặt.
- c) Công trình tháo lũ ngoài thân đập có tiêu năng phóng xa.

**5. Theo hình thức cấu tạo**

*a) Đ- ờng tràn dọc:*

Là loại công trình tháo lũ có phương của dòng chảy trên ngưỡng tràn gần như song song với dòng chảy trong sông.

*b) Đ- ờng tràn ngang:*

Là loại công trình tháo lũ có phương của dòng chảy trên ngưỡng tràn gần như vuông góc với dòng chảy trong sông.

*c) Giếng tháo lũ:*

Là loại công trình tháo lũ mặt có tuyến ngưỡng tràn dạng tròn và dòng chảy qua ngưỡng tràn tập trung vào giếng đứng xuống đường hầm ngang và về hạ lưu.

*d) Xi phông tháo lũ:*

Là loại công trình tháo lũ có mặt cắt ngang kín, lợi dụng chân không trong ống kín để tăng lưu lượng xả và tự động tháo, ngắt.

**7.2. NGUYÊN TẮC BỐ TRÍ - ĐẶC ĐIỂM SỬ DỤNG**

**I. Nguyên tắc bố trí**

1. Triệt để lợi dụng địa hình (eo núi, yên ngựa, vai đập) để bố trí công trình tháo lũ ngoài thân đập, nhằm giảm khối lượng đào, đắp, giảm khối lượng xây lắp.

2. Chú ý đến điều kiện địa chất để đảm bảo ổn định của từng hạng mục công trình, giảm khối lượng xử lý nền móng, tránh sụt lở mái đào, mái đắp.

3. Cửa vào tràn được thuận, cửa ra không gây bất lợi cho sự làm việc an toàn và hiệu quả của các hạng mục công trình khác như đập, cống, âu tầu, nhà máy thủy điện.

4. Đảm bảo nối tiếp tốt giữa công trình tháo lũ ngoài thân đập với bờ và vai đập.
5. Đảm bảo thi công được và chất lượng.
6. Quản lý, vận hành, sửa chữa thuận lợi; tạo điều kiện để các hoạt động dân sinh kinh tế, xã hội được an toàn và tiện lợi.
7. Tạo thuận lợi cho sự bố trí hài hoà cụm công trình đầu mối và tăng mỹ quan cho công trình thủy lợi.

## II. Đặc điểm sử dụng

1. Xét về địa hình thì nơi có eo núi, yên ngựa ở gần cụm đầu mối hoặc nơi đòi thoải ở vai đập, sử dụng công trình tháo lũ ngoài thân đập sẽ kinh tế hơn các loại khác. Khi địa hình chật hẹp vẫn dùng được một số hình thức công trình tháo lũ ngoài thân đập như giếng tháo lũ, xi phòng tháo lũ, đường tràn ngang...

2. Công trình tháo lũ ngoài thân đập được bố trí trên nền đá là tốt nhất, tuy nhiên vẫn có thể bố trí trên nền đất với cột nước tràn, lưu lượng tháo không lớn.

3. Tuyến tràn (theo phương dòng chảy trở về sông chính) là thẳng hoặc cong với bán kính cong hợp lý không gây bất lợi cho chế độ thủy lực, nhưng cũng không làm tăng khối lượng đào đắp.

4. Dòng chảy trong công trình tháo lũ là dòng cao tốc vì vậy cần lựa chọn lưu tốc lớn nhất hợp lý và chú ý những hiện tượng thủy lực bất lợi hoặc phức tạp.

5. Vì điều kiện địa chất nơi tuyến tràn đi qua yếu hoặc vì phải hạ thấp cao trình ngưỡng tràn để tháo lũ thi công, cũng sử dụng công trình tháo lũ ngoài thân đập. Trong trường hợp này ngưỡng tràn có thể sử dụng loại thực dụng hoặc sử dụng cửa van.

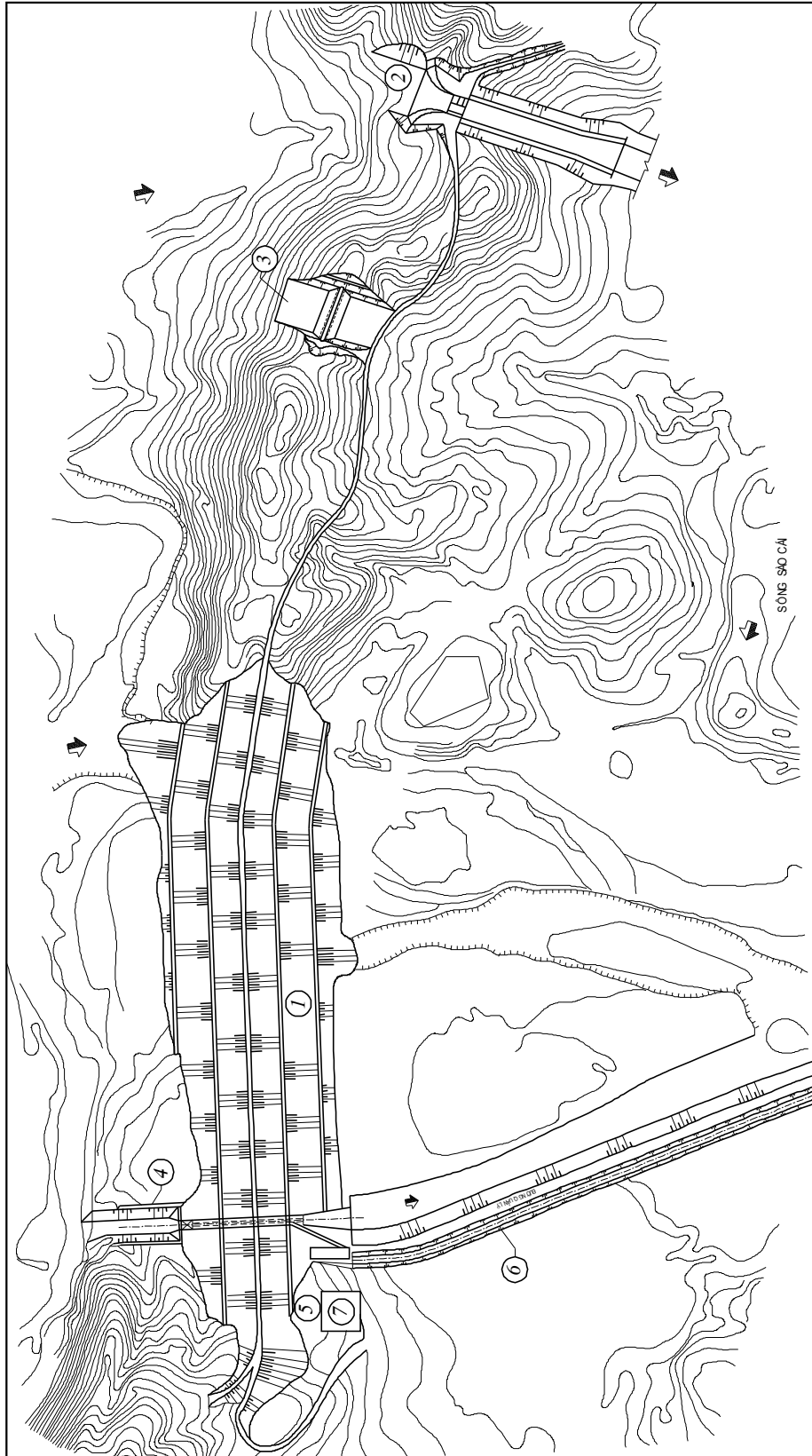
6. Nguyên tắc sử dụng tổng hợp đối với công trình thủy lợi được vận dụng triệt để khi thiết kế, thi công công trình tháo lũ. Công trình tháo lũ là một điểm nhấn về kiến trúc trong tổng thể đầu mối; là hạng mục công trình có ảnh hưởng mạnh đến môi trường sinh thái, môi trường xã hội, môi trường kinh tế, là một điểm sáng của du lịch vùng hồ.

7. Công trình tháo lũ ngoài thân đập được sử dụng nhiều còn vì nó có hiện trường thi công rộng (và đôi khi độc lập), quản lý khai thác thuận tiện; bảo dưỡng, sửa chữa ít gây ảnh hưởng đến sự làm việc bình thường hoặc an toàn của các công trình khác.

## 7.3. Đ- ỜNG TRÀN DỌC

### I. Điều kiện sử dụng

Đường tràn dọc tháo lũ là loại công trình tháo nước kiểu mặt và thường gặp nhất. Nó được dùng khi không thể sử dụng công trình tháo lũ trong thân đập hoặc dùng nó kinh tế hơn. Đặc điểm chủ yếu của nó là phần ngưỡng tràn thông thường như mọi hình thức tràn khác, đặt ở eo núi (hình 7-1) hoặc ở một vai đập (hình 7-2) hoặc ở cả hai vai đập (hình 7-3).



**Hình 7-1. Bố trí đường tràn dọc qua eo núi ở hồ Kẻ Gỗ**

1- đập chính; 2- tràn xả lũ chính; 3- tràn sự cố; 4- cống lấy nước; 5- nhà máy thủy điện; 6- kênh dẫn nước; 7- nhà quản lý.



*Loại công trình này có những - u điểm sau đây:*

1. Thi công và quản lý đơn giản vì là công trình hở.
2. Xây dựng được trong điều kiện địa hình khác nhau, có thể bố trí ở đầu đập, sát ven bờ hoặc ở những vùng eo núi khác trong lưu vực, cách xa thân đập.
3. Yêu cầu về địa chất không cao, có thể xây trên nền đá, nền đá xấu và cả trên nền đất.
4. Lưu lượng tháo có thể từ hàng chục  $m^3/s$  đến hàng vạn  $m^3/s$ , chiều dài diện tràn từ hàng chục đến hàng trăm mét, tùy theo yêu cầu của công trình, phụ thuộc vào tình hình địa chất của nền và hạ lưu công trình (do trị số lưu lượng riêng  $q$  quyết định). Bảng 7-1 giới thiệu một số đường hầm đã xây dựng ở Việt Nam.
5. Việc sử dụng hoặc tăng khả năng tháo lũ của công trình không phức tạp như công trình ngầm, độ an toàn về dự phòng tháo lũ lớn, do đó đường tràn tháo lũ là loại công trình tháo lũ an toàn.
6. Là loại tràn hở nên dễ quan trắc; quản lý khai thác thuận lợi; bảo dưỡng sửa chữa đại tu dễ; tạo cảnh quan đẹp và hùng vĩ.

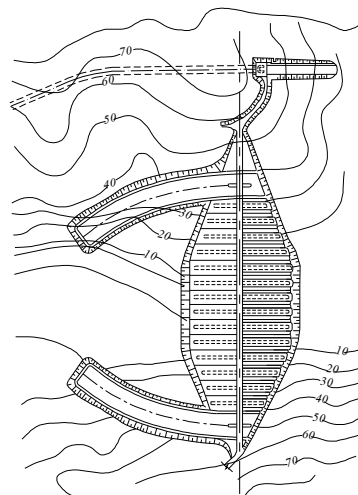
**Bảng 7-1. Một số đường tràn đã được xây dựng ở Việt Nam**

TT	Công trình	$F_{LV}$ (Km <sup>2</sup> )	$Q_{x\max}^{Thietke}$ (m <sup>3</sup> /s)	$B_{Tran}$ (m)	$q$ (m <sup>3</sup> /sm)	Ghi chú
1	Hồ Thác Bà	6430	3230	30	107,7	
	Hồ Núi Cốc	535				
2	Tràn Chính		850	24	34,4	
	Tràn bổ sung		585	16	36,6	
3	Hồ Yên Lập	183	830	24	34,6	
4	Hồ Yên Mỹ	137	320	18	17,8	
	Hồ Kẻ Gỗ	223				
5	Tràn chính		1065	20	53,3	
	Tràn sự cố		699	65	10,8	
6	Hồ Sông Rác	155	1250	27	46,3	
	Hồ Phú Ninh	235				
7	Tràn 1		401	37	10,8	
	Tràn 2		1053	20	52,6	
	Tràn sự cố		696	24	29,0	
8	Hồ TĐ Sông Hinh	772	6952	72	96,6	
9	Hồ TĐ Trị An	14.600	18.448	120	153,7	
10	Hồ TĐ Yaly	7455	17.400	90	193,3	
11	Hồ Dầu Tiếng	2700	2800	60	46,7	

## II. Đặc điểm làm việc

Đường tràn dọc là loại công trình tháo lũ có chế độ làm việc ổn định, an toàn hơn các loại công trình tháo lũ khác. Các kết cấu của công trình là kết cấu hở nên thi công, quản lý và sửa chữa thuận lợi.

Chế độ thủy lực của đường tràn bao gồm hầu hết những vấn đề tính toán của đập tràn, kênh hở và tiêu năng. Do đó trong thiết kế đường tràn, sau khi đã xác định được chiều dài tràn nước  $B_t$  và cột nước tràn  $H$  theo so sánh kinh tế - kỹ thuật, phải lần lượt thiết kế các thành phần của công trình theo trình tự từ thượng lưu đến hạ lưu hợp lý nhất.



**Hình 7-3. Đường tràn dọc ở hai đầu đập**

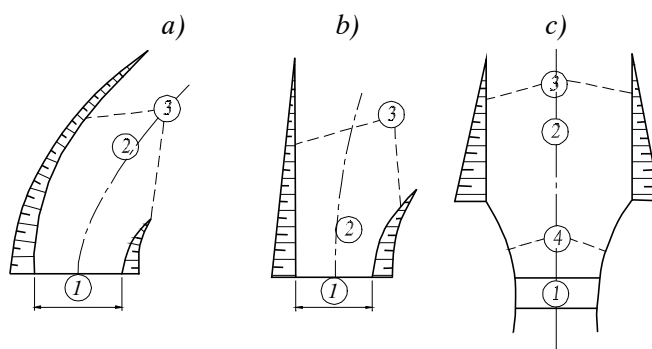
## III. Các bộ phận của đường tràn

### 1. Kênh dẫn và cửa vào

Kênh dẫn vào được thiết kế để hướng dòng chảy vào ngưỡng tràn được thuận, góp phần tăng hệ số lưu lượng, giảm những bất lợi sinh ra ở cửa vào. Kênh thường có độ dốc bằng không và đôi khi có dốc ngược. Chiều dài kênh có thể lớn hay nhỏ tùy theo địa hình. Mặt cắt ngang của kênh có thể chữ nhật hoặc hình thang. Trên mặt bằng, tuyến kênh dẫn vào có thể thẳng hoặc cong, đối xứng hoặc không đối xứng (hình 7-4).

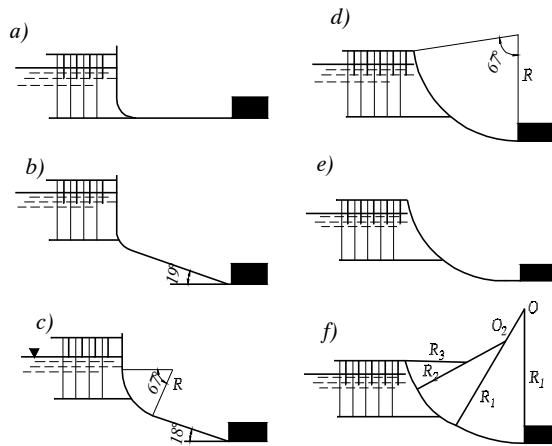
Tường cánh cửa vào có thể sử dụng loại tường trọng lực, tường sườn, tường hộp bằng gạch, đá xây hay bằng bê tông, bê tông cốt thép. Mặt bằng các loại tường cánh thượng lưu như hình 7-5. Sân thượng lưu cửa vào bằng đá xây hoặc bê tông, bê tông cốt thép. Chiều dài sân thượng lưu có thể lấy bằng  $(3 \div 5)H$ , với  $H$  - cột nước thượng lưu ngưỡng tràn.

Tiết diện kênh tương đối lớn và thu hẹp dần về phía ngưỡng tràn. Khối lượng công trình kênh thường lớn.



**Hình 7-4. Kênh dẫn và tuyến hướng dòng phía thượng lưu**

1- ngưỡng tràn; 2- kênh dẫn; 3- bờ kênh; 4- tường hướng dòng.



**Hình 7-5. Các loại tường cánh trước ngưỡng tràn**

- a) Tường cánh thẳng;
- b) Tường cánh nghiêng nước không tràn qua;
- c) Tường cánh có góc xiên và uốn cong;
- d) Tường cánh mở rộng hình cung tròn;
- e) Tường cánh mở rộng theo dạng elip;
- f) Tường cánh cong gồm nhiều cung tròn không đồng tâm.

## 2. Ngưỡng tràn

Ngưỡng tràn là một bộ phận quan trọng nhất của đường tràn. Ngưỡng có thể dạng đỉnh rộng hoặc thực dụng: Trên ngưỡng có thể bố trí cửa van hay không cửa van, có thể có mố trụ, cầu giao thông, cầu công tác, khe van, khe phai, khe lún, khớp nối, thiết bị quan trắc v.v...

Nói chung tuyến ngưỡng tràn là thẳng và bố trí trùng tuyến đập chắn (khi tràn xả lũ ở vai đập). Khi điều kiện địa hình, địa chất thuận lợi và qui mô tràn không lớn có thể bố trí tuyến ngưỡng cong hoặc gãy khúc (dạng chữ V, dạng zích zắc hoặc dạng hình thang v.v...). Nguyên tắc bố trí sao cho dòng chảy vào ra được thuận lợi; phù hợp với chế độ quản lý, khai thác công trình sau này (hình 7-6).

Chiều rộng tràn nước qua tính toán thủy lực xác định ra. Chiều dài (theo chiều nước chảy) của ngưỡng tràn được xác định tùy thuộc vào việc bố trí các thiết bị phía trên; đảm bảo đường viền chống thấm và phân bố áp lực đáy móng; chế độ thủy lực của dòng chảy trên ngưỡng.

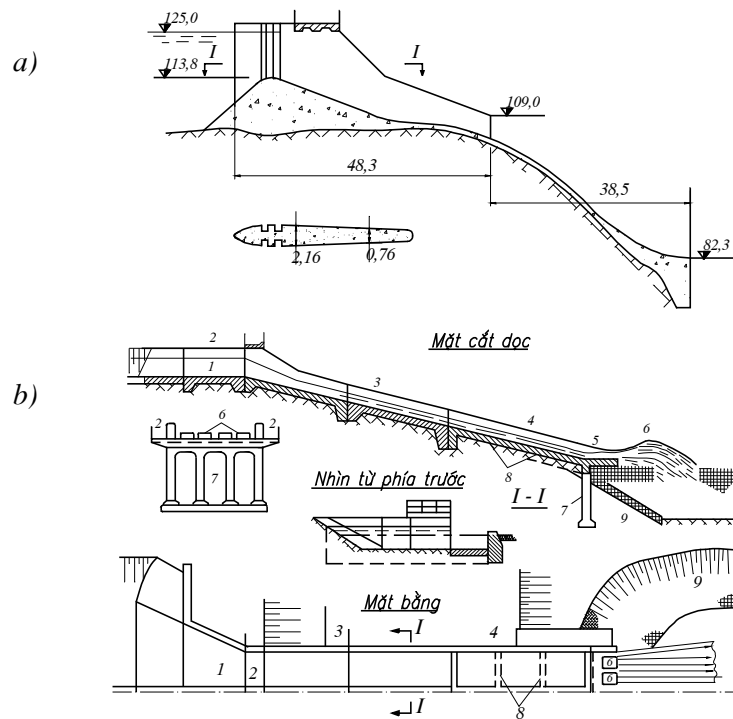
## 3. Nối tiếp hạ lưu

Sau ngưỡng tràn là bộ phận nối tiếp hạ lưu bao gồm kênh tháo (có thể là dốc nước hoặc bậc nước); thiết bị tiêu năng cuối kênh tháo và có thể có kênh dẫn nước ra lòng sông cũ, kênh tháo được bố trí theo địa hình (thẳng hoặc cong) để giảm khối lượng kênh tháo có thể là dốc nước hoặc bậc nước hoặc phối hợp cả dốc nước, bậc nước.



a) Dốc n- óc

Thực chất dốc nước là kênh có độ dốc lớn, là loại công trình nối tiếp đơn giản (hình 7-6)



**Hình 7-6. Các hình thức dốc nước**

a) Trên nền đá; b) Trên nền đất (kích thước trong hình ghi theo m).

Trên mặt bằng, tuyến dốc nước có thể thẳng hoặc cong, đoạn đầu dốc thường là đoạn thu hẹp với góc thu hẹp  $\theta$  thường chọn theo kinh nghiệm là  $22^\circ$ . Kích thước và độ dốc của dốc nước xác định theo lưu tốc trung bình cho phép của vật liệu làm dốc nước:  $[V]$  (m/s). Độ dốc của dốc nước có thể là hằng số trên toàn dốc hoặc thay đổi theo từng đoạn dốc cho phù hợp địa hình. Cũng trong trường hợp sau ngưỡng tràn bố trí dốc nước mở rộng dần để khuếch tán dòng chảy cho tốt. Ví dụ như dốc nước tràn số 2 (hồ Phú Ninh) chiều rộng dốc từ 22m ở đầu dốc mở rộng tới 36m, trên độ dài dốc 63m với  $i = 0,1$  (hình 7-7).

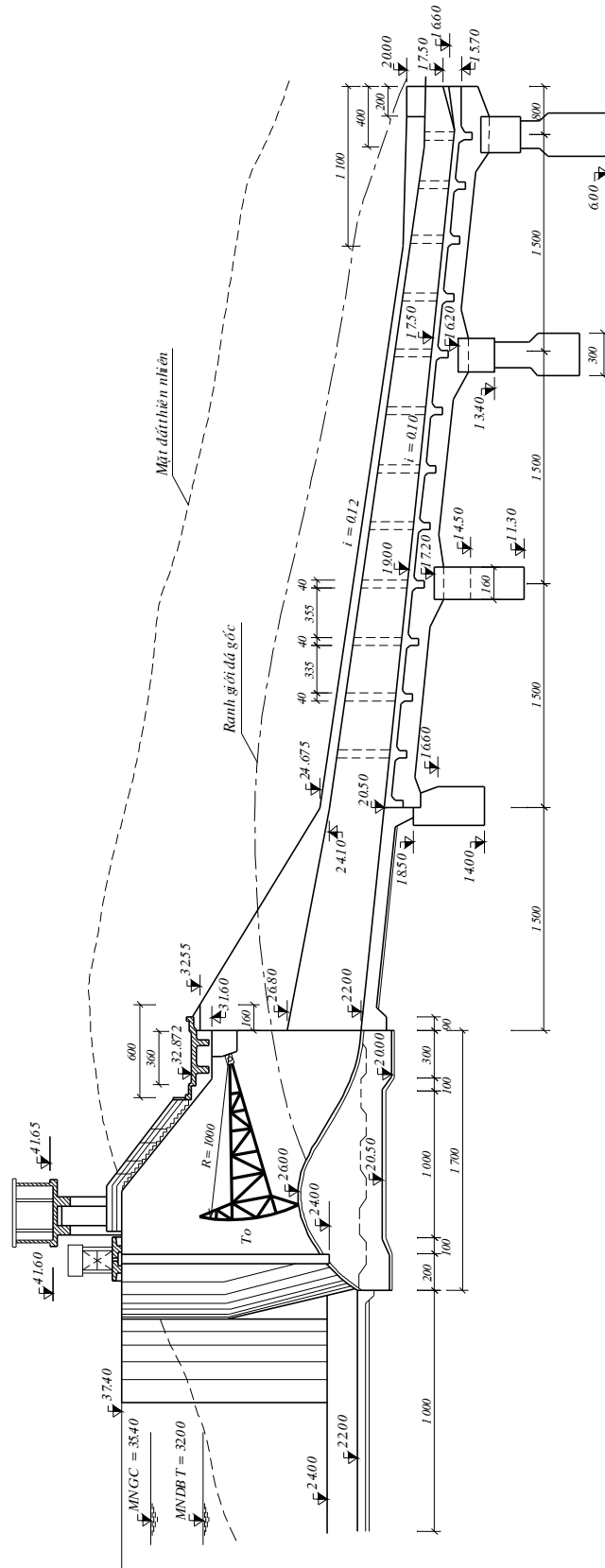
Dùng dốc nước khi: độ dốc địa hình tự nhiên  $i_0$  nhỏ hơn độ dốc cho phép  $[i_d]$ :

$$[i_d] = \frac{[V]^2}{C^2 R}, \quad (7 - 1)$$

trong đó: C- hệ số Sêzi;

R- bán kính thủy lực.

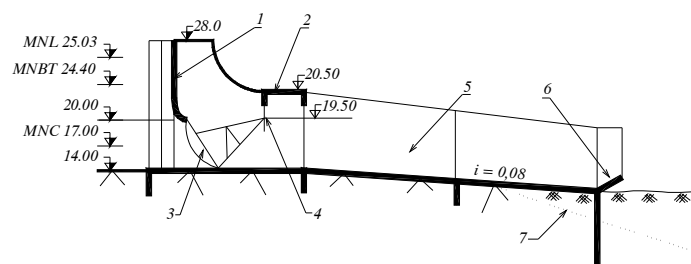
Khi  $i_0 > [i_d]$  nếu dùng dốc nước thì cần có biện pháp xử lý ví dụ như sử dụng mố nhám gia cường, hoặc thay vật liệu làm dốc nước.



Hình 7-7. Cắt dọc tràn xả lũ số 2 của hồ Phú Ninh (Quảng Nam)

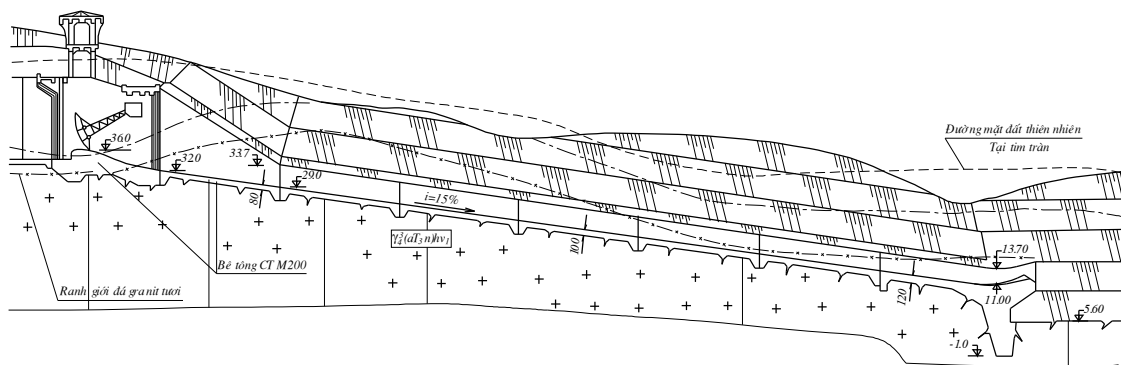
Vật liệu làm dốc nước là đá xây, bê tông, bê tông cốt thép. Mặt cắt ngang là chữ nhật hoặc hình thang. Mặt cắt ngang được xác định theo điều kiện thủy lực. Bản đáy có thể dạng bản hoặc bản sườn; liền khối hoặc tách rời với bản đáy tường cánh. Tường cánh hai bên dốc nước có chiều cao được xác định từ mực nước lớn nhất trong dốc có kể đến hàm khí khi lưu tốc trong dốc nước  $V > 3$  m/s. Tường có thể chọn dạng tường trọng lực, tường sườn hoặc tường tựa nghiêng trực tiếp lên mái đào.

Hình 7-8 giới thiệu dốc nước tràn xả lũ hồ Dầu Tiếng (Tây Ninh) có độ dốc 8%, cuối dốc là mũi phun. Dốc nước tràn xả lũ Hồ Truồi (Thừa Thiên Huế) có  $i = 15\%$ , tiêu năng bằng hình thức mũi phun có ngưỡng mũi lệch thể hiện trên hình 7-9.



**Hình 7-8. Sơ đồ hình cắt tràn xả lũ hồ Dầu Tiếng (Tây Ninh)**

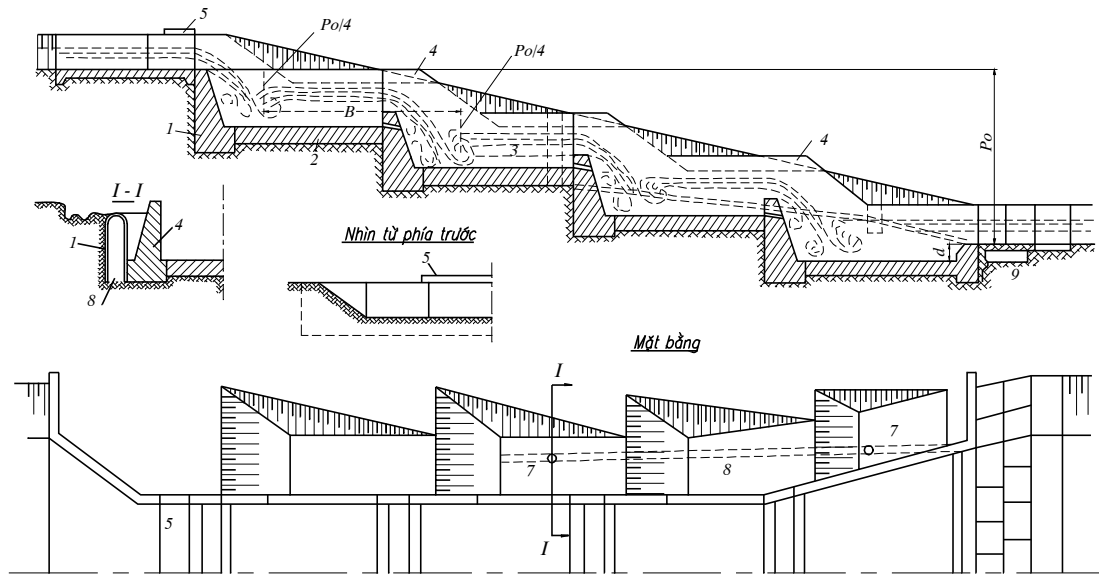
1- tường ngực; 2- cầu công tác; 3- cửa van; 4- tâm quay;  
5- dốc nước; 6- mũi phun; 7- mái hố xói dự kiến.



**Hình 7-9. Cắt dọc tràn xả lũ Hồ Truồi (Thừa Thiên Huế)**

#### b) Bậc nước

- Điều kiện xây dựng và đặc điểm cấu tạo: Khi kênh tháo nằm trên nền đất dốc, nếu làm dốc nước thì không đảm bảo ổn định trượt và tiêu năng cuối dốc nước gặp khó khăn, nên xây dựng nhiều bậc nước nối tiếp nhau để đưa nước từ ngưỡng tràn xuống hạ lưu. Các bậc nước đó còn có tác dụng tiêu hao năng lượng trong suốt chiều dài dòng chảy và bộ phận tiêu năng cuối kênh tháo sẽ thiết kế đơn giản hơn (hình 7-10).



**Hình 7-10. Bậc nước**

So với dốc nước, khối lượng công trình của bậc nước lớn hơn do đó loại công trình này chỉ được xem là hợp lý khi xây trên nền đất địa hình tự nhiên có độ dốc lớn, không thuận lợi cho việc xây dựng dốc nước. Cũng có trường hợp, kênh tháo gồm một đoạn là dốc nước và một đoạn tiếp theo là nhiều bậc nước.

Bậc nước trong đường tràn dọc tháo lũ thường là loại nhiều bậc.

- *Phần vào*: Phần vào (tức là ngưỡng tràn vào bậc nước thứ nhất) là đập tràn đỉnh rộng, do đó dòng chảy vào bậc này sẽ ổn định và dễ nối tiếp. Phần vào có tường cánh (hình 7-10) kéo dài về phía thượng lưu  $(1 \div 1,5)H$ . Trường hợp xây trên nền đất, phía trước ngưỡng tràn cũng có thể thiết kế sân phủ chống thấm, phía trên có gia cố chống xói lở do lưu tốc lớn gây nên. Chiều dài sân phủ không ngắn hơn  $3H$ .

Dạng của tường cánh và của kênh dẫn vào (nếu có) được thiết kế giống như của đường tràn nói chung.

Thông thường ngưỡng tràn của bậc nước là loại tự tràn, và cột nước tràn không quá lớn, để cho điều kiện nối tiếp trong mỗi bậc được dễ dàng.

- *Bậc*: Bậc nước gồm nhiều cấp. Phải thiết kế thế nào để cho trong mỗi cấp đều có nước nhảy ngập ổn định. Vì vậy cuối mỗi cấp thường có tường tiêu năng, làm việc như một bể tiêu năng. Trong tính toán thủy lực cũng đề cập đến loại bậc nước không có tường tiêu năng ở mỗi cấp, nhưng thực tế thiết kế như vậy không kinh tế, và về mặt kỹ thuật cũng không có lợi.

Trong một hệ thống bậc nước, chiều dài và chiều cao mỗi cấp đều bằng nhau để dễ dàng cho tính toán và thi công, tỷ lệ giữa chiều dài và chiều cao mỗi cấp không nhỏ hơn 2.

Chiều cao mỗi cấp được tính theo biểu thức:

$$P = \frac{P_0}{N} + d \quad (7 - 2)$$

trong đó:

$P_0$  - tổng độ chênh về địa hình từ đầu cấp thứ nhất đến cấp cuối cùng;

$N$  - số cấp;

$d$  - chiều sâu bể (chiều cao ngưỡng cuối bậc) của mỗi cấp.

Chiều dài lớn nhất của mỗi cấp không nên quá 20 m (để thuận lợi cho bố trí khe lún).

Mỗi cấp gồm có tường đứng, bản đáy và tường biên. Tường đứng làm việc như một đập tràn, nước từ cấp phía trên tràn vượt qua tường đứng rơi xuống cấp dưới. Vì vậy, tường đứng là một loại tường trọng lực, có khe lún tách khỏi bản đáy. Trong mỗi cấp đều có bố trí lỗ thoát nước kích thước 10x10(cm) đến 20x20(cm) bên trong có tầng lọc ngược để giảm áp lực thấm và lực đẩy nổi.

Bản đáy trong mỗi cấp làm nhiệm vụ như bản đáy của bể tiêu năng, chiều dày có thể tính sơ bộ theo công thức:

$$t = 0,25 \sqrt{q \sqrt{P_0}} \quad (7 - 3)$$

Tường biên của bậc nước thường là tường trọng lực (đôi khi cũng có thể các loại tường khác).

- *Phần ra*: Phần ra là cấp cuối cùng. Cấu tạo của nó về cơ bản giống các cấp ở giữa. Để thuận lợi cho tiêu năng, bể tiêu năng cuối cùng làm theo dạng khuếch tán và trong bể có thể đặt mố, hoặc làm tường cuối bể, tùy theo tình hình cụ thể. Phương pháp tính toán và cấu tạo giống như bể tiêu năng sau đập tràn.

### c) Thiết bị tiêu năng

Cuối kênh tháo là thiết bị tiêu năng. Có thể áp dụng các hình thức: tiêu năng đáy, tiêu năng phóng xa, tiêu năng mặt và các thiết bị tiêu năng phụ trợ.

Nối tiếp bậc nước thì có thể mỗi bậc là một bể tiêu năng hoặc năng lượng thừa dồn xuống cả cho bậc cuối cùng và bậc cuối cùng được sử dụng như thiết bị tiêu năng đáy.

Nối tiếp dốc nước thì có thể sử dụng các loại thiết bị tiêu năng khác nhau. Với mỗi công trình cụ thể cần căn cứ vào: địa hình, địa chất, cột nước tràn, lưu lượng đơn vị, mực nước hạ lưu, bố trí tổng thể cụm công trình đầu mối, tính kinh tế... để chọn hình thức tiêu năng cho hợp lý.

Tiêu năng đáy là hình thức lợi dụng nội ma sát để tiêu hao năng lượng thừa. Sau thiết bị tiêu năng vẫn phải gia cố tiếp (thường gọi là sân sau thứ 2). Hình thức này dùng với trường hợp cột nước thấp, nền đất, nền đá yếu. Thuộc về hình thức này có: đào bể, xây tường hoặc bể tường kết hợp. Ngoài ra còn áp dụng cách giảm độ sâu sau nước nhảy bằng bố trí mố nhám, dầm tiêu năng; tạo tường phân dòng để khuếch tán đều ở hạ lưu, làm đáy dốc ngược khi mực nước hạ lưu nhỏ, làm đáy dốc thuận khi mực nước hạ lưu lớn. Đáy bể thường dùng bê tông cốt thép, có bố trí lỗ thoát nước, chiều dày bản đáy bể từ 0,8 ÷ 1,5(m). Tường cánh bể tiêu năng thường mở rộng dần và dùng đá xây, bê tông, bê tông cốt thép. Sân sau thứ hai thường có kết cấu mềm, thích hợp với sự biến dạng của nền.

Tiêu năng mặt là hình thức tiêu năng ứng với trạng thái chảy mặt. Kinh nghiệm cho biết, hiệu quả tiêu năng mặt so với tiêu năng đáy không kém hơn nhiều, nhưng chiều dài sân sau ngắn hơn. Chiều dày của sân sau cũng nhỏ hơn. Dùng hình thức tiêu năng mặt khi mực nước hạ lưu ổn định và lớn hơn độ sâu liên hiệp với độ sâu co hẹp; lưu lượng xả lớn nhưng chênh lệch mực nước thượng hạ lưu không lớn; bờ hạ lưu ổn định và chống xói tốt.

Tuy vậy tiêu năng mặt gây trở ngại cho thuyền bè đi lại ở hạ lưu và đe dọa mất ổn định bờ; dễ sinh nước nhảy phóng xa; sân sau làm việc với chế độ thủy lực thay đổi liên tục.

Khi chọn chiều cao nhỏ nhất của bậc để tạo dòng mặt cần thỏa mãn các yêu cầu:

- Không có dòng phun với lưu lượng nhỏ nhất.
- Không có dòng hồi lưu với lưu lượng lớn nhất.
- Chiều cao bậc nhỏ hơn độ sâu nước hạ lưu.
- Góc nghiêng ở đỉnh bậc  $\theta = 10^0 \div 15^0$  hoặc đỉnh bậc nằm ngang.
- Bán kính cong ở đỉnh bậc  $R = 10 \div 25$  m với tràn có cột nước trung bình và lớn;  $R = 5 \div 12$  m với tràn có cột nước nhỏ.

Tiêu năng phóng xa là hình thức lợi dụng ma sát với không khí để tiêu hao một phần năng lượng, phần còn lại sẽ được tiêu toán bởi lớp đệm nước hạ lưu. Nó được dùng khá phổ biến ở công trình thủy lợi và có mức độ áp dụng cao. Điều kiện để thực hiện được hình thức tiêu năng phóng xa là: đỉnh mũi phun phải cao hơn mực nước lớn nhất hạ lưu, chiều cao cột nước trước đập đủ lớn để tạo ra dòng phun phóng xa; chiều sâu cột nước hạ lưu cũng đủ lớn để chiều sâu hố xói không quá lớn.

Hình thức tiêu năng này thường dùng với công trình có cột nước trung bình và lớn. Tuy vậy hình thức này cũng có những hạn chế nhất định: hố xói do dòng phun tạo ra có thể hạ mực nước hạ lưu ảnh hưởng đến các yêu cầu dùng nước; xung kích của dòng phun tạo thành dòng cuộn ngược hoặc sóng vỗ mái đập; ở mũi phun có thể xảy ra khí thực; dòng phun tạo ra sương mù ảnh hưởng đến giao thông và môi trường.

#### d) Kênh dẫn nước ra lòng sông cũ

Có chiều dài lớn hay nhỏ; mặt cắt ổn định hay mở rộng dần; độ dốc lớn hay nhỏ... tùy vào địa hình, địa chất để lựa chọn. Quan hệ mực nước với lưu lượng ở kênh sau thiết bị tiêu năng được xác định qua tính toán thủy lực hay từ tài liệu thực đo...

#### IV. Khả năng tháo nước

Khả năng tháo nước qua đường tràn dọc có thể tính theo sơ đồ chảy qua đập tràn ngưỡng thực dụng hoặc qua đập tràn ngưỡng đỉnh rộng.

Đập tràn đỉnh rộng là loại đập có chiều rộng đỉnh ngưỡng  $C$  theo chiều nước chảy trong phạm vi:

$$(8 \div 10) H > C > (2 \div 3) H$$

Nếu  $C \geq 10H$  thì dòng chảy qua đập giống như qua kênh hở đáy nằm ngang.

Nếu  $C < 2H$ , hệ số lưu lượng của đập không ổn định và lớn hơn của đập tràn đỉnh rộng (biến thành đỉnh nhọn).

Dòng chảy từ kênh dẫn qua ngưỡng tràn có thể phát sinh hai xoáy nước trực ngang: xoáy nước ở mép trước ngưỡng và phía trên ngưỡng (trường hợp  $P > 0$ ). Nếu ngưỡng tràn có trụ biên và trụ giữa, tại các mép trụ còn có thể phát sinh xoáy nước trực đứng. Những hiện tượng trên làm tăng tổn thất do co hẹp đứng và ngang gây nên và làm giảm khả năng tháo.

Đập tràn đỉnh rộng làm việc có thể theo chế độ chảy không ngập hoặc chảy ngập. Trong trường hợp chảy ngập, khả năng tháo sẽ giảm rất nhiều. Do đó đối với ngưỡng tràn của đường tràn tháo lũ cần có những biện pháp thiết kế để tăng khả năng tháo và thông thường ngưỡng tràn làm việc theo chế độ chảy không ngập.

Có nhiều phương pháp tính toán đập tràn đỉnh rộng:

1. Phương pháp của P.K. Kixêlep;
2. Phương pháp của A.R. Bêrêzinxki;
3. Phương pháp của N.N. Paplôpxki;
4. Phương pháp của R.R. Tsugaep;

Chúng tôi sẽ trình bày hai phương pháp thông dụng của: P.K. Kixêlep và của R.R. Tsugaep.

a) Tính toán ngưỡng tràn đỉnh rộng chảy không ngập (hình 7-11)

- Tiêu chuẩn không ngập

Theo Beklonjê thì tiêu chuẩn không ngập như sau:  $h_n < \frac{2}{3} H_0$

Theo Bahmêđep:  $h_n < h_{pg}$  hoặc  $h_n < P + h_{pg}$ ;

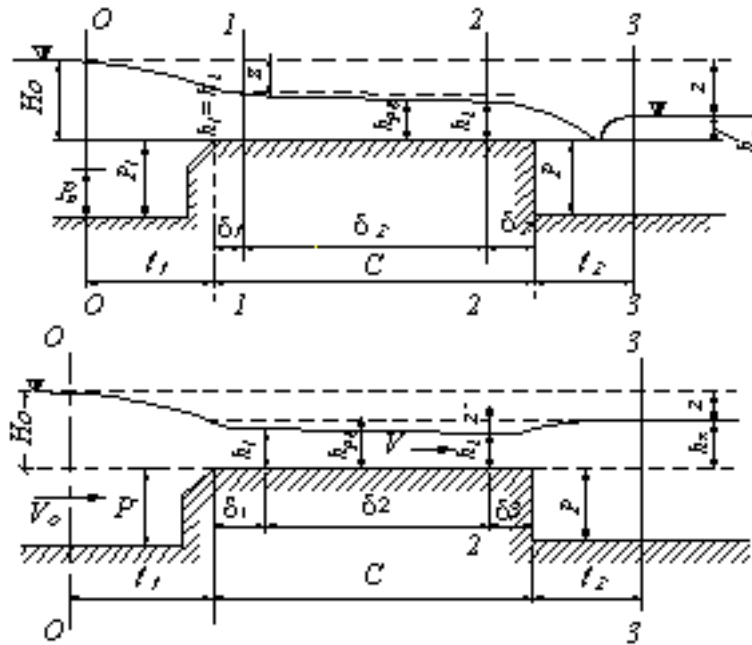
Theo P.K. Kixêlep:  $h_n < (h_{pg} + Z'')$  và  $h_n < 1,25h_{pg}$ ;

Theo R.R. Tsugaep:  $h_n < nH_0$  hoặc  $h_n < (P + nH_0)$ ,

trong đó:  $Z''$  - độ sâu hồi phục sau ngưỡng tràn

$$Z'' = \frac{V_{pg} V_n - V_n^2}{g};$$

- $V_{pg}, V_n$  - lưu tốc phân giới và lưu tốc ở sau đập;  
 $h_n$  - chiều sâu mực nước hạ lưu so với ngưỡng tràn;  
 $h_{pg}$  - chiều sâu phân giới, lấy bằng  $0,66 H_0$ ;  
 $H_0$  - cột nước tràn;  
 $n$  - hệ số,  $n = 0,85 \div 0,75$ ;  
 $P$  - chiều cao ngưỡng đập so với đáy kênh dẫn.



**Hình 7-11. Sơ đồ tính toán đập tràn đỉnh rộng không ngập**

- Tính khả năng tháo  $n$ -ớc

Đập tràn đỉnh rộng chảy không ngập có hai chỗ hạ mực nước  $Z_1$  và  $Z_h$ . Vì tổn thất cột nước trên chiều dài ngưỡng tràn không đáng kể nên sau chỗ hạ  $Z_1$ , mặt nước trên ngưỡng coi như nằm ngang.

Theo P.K. Kixêlep, độ sâu nước trên ngưỡng tràn lấy bằng độ sâu phân giới (chứng minh từ giả thiết tỷ năng dòng chảy nhỏ nhất):

$$h = h_{pg} = \frac{2\varphi^2}{1 + 2\varphi^2} H_0 \approx 0,6H_0$$

Lưu lượng tính theo biểu thức

$$Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (7 - 4)$$

hoặc:  $Q = Mb H_0^{3/2}$ , ( $M = m \sqrt{2g}$ ).

Các hệ số  $\varphi$  (lưu tốc),  $m$  (lưu lượng) tra theo bảng của N.N. Paplôpxki (bảng 7-2).



**Bảng 7-2. Các trị số  $\varphi$ ,  $m$ ,  $M$  của đập tràn đỉnh rộng**

Điều kiện chảy vào đập	$\varphi$	$m$	$M$
Không có sức cản thủy lực	1	0,385	1,70
Điều kiện chảy vào thuận lợi	0,95	0,365	1,62
Ngưỡng có mép vào tròn cong	0,92	0,350	1,55
Ngưỡng có mép nghiêng	0,88	0,335	1,48
Ngưỡng có mép vuông góc	0,85	0,320	1,42
Điều kiện chảy vào không thuận	0,80	0,300	1,33

Cần chú ý rằng theo kết quả thí nghiệm, nếu làm ngưỡng tràn có mép nghiêng, trong trường hợp có kênh dẫn vào tuyến cong, thì loại mép nghiêng  $45^\circ$  có hệ số lưu lượng lớn nhất.

Theo R.R. Tsugaep, độ sâu nước trên ngưỡng tràn phải là:

$$h < h_{pg} < \frac{2}{3} H_0$$

Lưu lượng cũng tính theo biểu thức (7 - 4).

Nếu  $\Omega_t > 4$  (bH), ( $\Omega_t$  - mật cắt ướt của kênh dẫn vào phía trước ngưỡng) thì  $v_0$  rất nhỏ có thể bỏ qua và lưu lượng tính theo biểu thức:

$$Q = mb \sqrt{2g} H^{3/2}$$

Hệ số  $m$  tra theo bảng của Đ.I. Kumin, có kể đến co hẹp bên do thay đổi chiều rộng và co hẹp đứng do chiều cao  $P$  và dạng ngưỡng. Khi không có co hẹp bên hoặc không có ngưỡng (tức là  $B_k = B_T$  hoặc  $P = 0$ );  $m$  tra theo bảng 7 - 3 và bảng 7 - 4.

Khi co hẹp bên ( $B_t < B_k$ ) hoặc có ngưỡng ( $P > 0$ ) hệ số lưu lượng  $m$  xác định theo biểu thức:

$$m = m_\eta + (m_\beta - m_\eta) F_\eta + (0,385 - m_\beta) F_\eta F_\beta \quad (7 - 5)$$

hoặc: 
$$m = m_\beta + (m_\eta - m_\beta) F_\beta + (0,385 - m_\eta) F_\eta F_\beta \quad (7 - 6)$$

ở đây  $m_\eta$  lấy theo hàng cuối (bảng 7 - 2) ( $\eta = \infty$ ) và  $m_\beta$  lấy theo hàng đầu (bảng 7 - 3) ( $\beta = 0$ ) tùy theo điều kiện co hẹp bên. Hệ số  $m$  sẽ được tính theo biểu thức (7 - 5) nếu  $m_\beta > m_\eta$ , theo biểu thức (7 - 6) nếu  $m_\beta < m_\eta$ .

Các giá trị  $F_\eta$  và  $F_\beta$  tính theo các biểu thức sau đây:

$$F_\eta = \frac{H}{H + 2P} \quad (7 - 7)$$

$$F_\beta = \frac{B_T}{3,5 - 2,5B_T} \quad (7 - 8)$$

**Bảng 7-3. Hệ số m của đập tràn đỉnh rộng khi không có co hẹp bên (theo Đ.I. Kumin)**

$\eta = \frac{P}{H}$												
	cotgα				r/H				α/H			
	0	1	2	2,5	0,025	0,10	0,4	0,8	1	0,025	0,1	0,2
0,2	0,366	0,377	0,382	0,382	0,372	0,375	-	-	-	0,371	0,376	-
0,6	0,350	0,370	0,379	0,380	0,361	0,367	0,374	-	-	0,359	0,367	-
1,0	0,342	0,367	0,377	0,378	0,355	0,362	0,371	0,376	-	0,353	0,363	-
2,0	0,333	0,363	0,375	0,377	0,349	0,358	0,368	0,375	0,382	0,347	0,358	-
6,0	0,325	0,360	0,374	0,376	0,344	0,354	0,366	0,373	0,380	0,341	0,354	0,36
∞	0,320	0,358	0,373	0,375	0,340	0,351	0,364	0,372	0,375	0,337	0,352	0,35

**Bảng 7-4. Hệ số m khi không có ngưỡng (P = 0) và có co hẹp (theo Đ.I. Kumin)**

$\beta = \frac{P_t}{B_k}$												
	cotgθ				r/B <sub>T</sub>				α/B <sub>T</sub>			
	0	1	2	3	0	0,1	0,3	0,5	0	0,05	0,1	0,2
0,0	0,320	0,35	0,353	0,350	0,320	0,342	0,354	0,360	0,320	0,340	0,345	0,350
0,2	0,324	0,352	0,355	0,352	0,324	0,345	0,356	0,362	0,324	0,343	0,348	0,352
0,4	0,330	0,356	0,358	0,356	0,330	0,349	0,359	0,364	0,330	0,347	0,351	0,356
0,6	0,340	0,361	0,363	0,361	0,340	0,354	0,363	0,368	0,340	0,354	0,357	0,361
0,5	0,355	0,369	0,370	0,369	0,355	0,365	0,371	0,373	0,355	0,364	0,366	0,369
1,0	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385

Trong trường hợp chảy không ngập, chiều sâu nước trên ngưỡng tràn được tính theo biểu thức (R.R. Tsugaep):

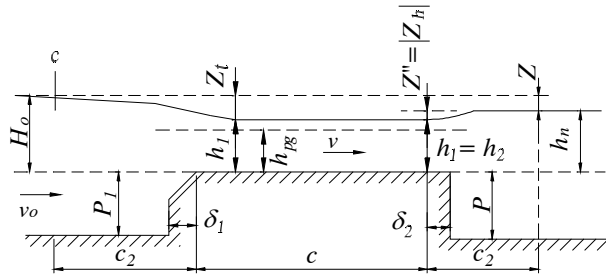
$$Q = \varphi h_1 b \sqrt{2g(H_0 - h_1)} \tag{7 - 9}$$

ở đây  $\varphi$  được xác định phụ thuộc vào hệ số m đã nêu ở trên và tra theo bảng của Đ.I. Kumin (bảng 7 - 5).

**Bảng 7- 5. Quan hệ giữa  $\varphi$  và  $m$**

m	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38
$\varphi$	0,943	0,950	0,956	0,963	0,970	0,976	0,983	0,990	0,996

b) Tính toán ngưỡng tràn đỉnh rộng chảy ngập (hình 7 - 12)



**Hình 7-12. Sơ đồ tính toán ngưỡng tràn đỉnh rộng chảy ngập**

Chảy ngập xảy ra khi  $h_n > 1,25h_{pg}$ ,

hoặc:  $H_n > nH_0$  với  $n = 0,85 \div 0,75$ .

Lưu lượng tính theo biểu thức:

$$Q = m \cdot \sigma_n \cdot b \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2} ; \tag{7 - 10}$$

trong đó:  $\sigma_n$  - hệ số ngập, tra theo bảng N.N. Paplôpxki (bảng 7 - 6).

**Bảng 7-6. Hệ số ngập  $\sigma_n$  của đập tràn đỉnh rộng**

$h_n/H_0$	$\sigma_n$	$h_n/H_0$	$\sigma_n$	$h_n/H_0$	$\sigma_n$
0,70	1,000	0,90	0,739	0,980	0,360
0,75	0,974	0,92	0,676	0,990	0,257
0,80	0,928	0,94	0,598	0,995	0,183
0,83	0,889	0,95	0,552	0,997	0,142
0,85	0,855	0,96	0,499	0,998	0,116
0,87	0,815	0,97	0,436	0,999	0,082

Theo quy phạm C8-76 (phương pháp của R.R. Tsugaep và Đ.I. Kumin), lưu lượng tháo được tính theo biểu thức (7 - 9), nhưng hệ số lưu tốc  $\varphi$  được hiểu là  $\varphi_n$  phụ thuộc vào  $m$  theo số liệu của Đ.I. Kumin (bảng 7-7).

**Bảng 7-7. Hệ số  $\varphi_n$  của đập tràn đỉnh rộng chảy ngập**

m	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38
$\varphi_n$	0,76-0,78	0,81	0,84	0,87	0,90	0,93	0,96	0,98	0,99

Chiều sâu  $h_1$  trên ngưỡng tính bằng  $h_1 = h_2 = h_n - Z''$ . Ở đây  $h_n$  đã biết, trị số  $Z'' = \xi h_{pg}$  ( $\xi$  xác định theo biểu đồ, xem Quy phạm tính toán thủy lực đập tràn).

c) *Trị số co hẹp ngang do trụ pin*

Trị số độ co hẹp ngang  $\varepsilon$  do ảnh hưởng của trụ pin có thể xác định theo biểu thức (7- 11).

$$\varepsilon = \frac{B - \Sigma d}{B} \quad (7 - 11)$$

với  $B$  là chiều rộng lòng dẫn cửa vào tràn.

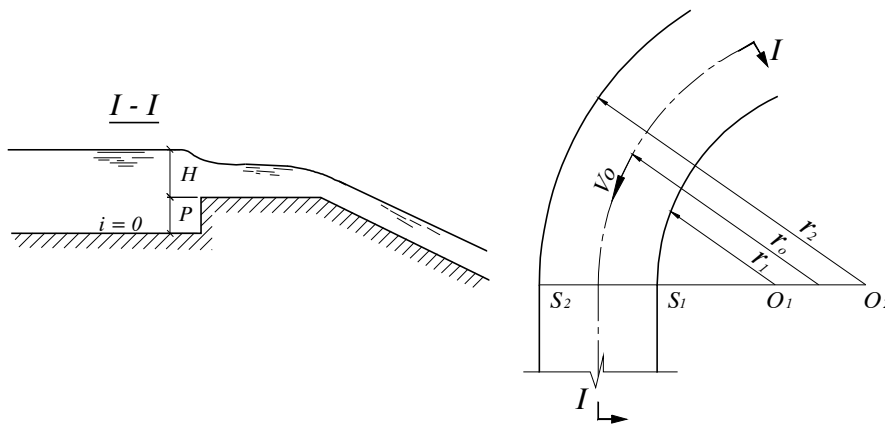
Chú ý: Việc sử dụng các bảng ở trên, khi kênh dẫn dòng và tường hướng dòng hai bên theo dạng đường dòng, do ảnh hưởng của thu hẹp kênh dẫn hoặc tường hướng dòng không đáng kể, nên  $m_\beta = 0,385$ .

## V. Tính toán thủy lực và tiêu năng hạ l u

### 1. Tính toán thủy lực kênh dẫn vào ngưỡng tràn

a) *Kênh dẫn vào ngưỡng tràn có đ- ờng viền hai bờ dạng cong tròn*

Bờ lồi và bờ lõm của kênh là hai đường cong có bán kính  $r_1, r_2$  không đồng tâm, vì vậy tiết diện kênh dẫn thu hẹp dần về phía ngưỡng (hình 7-13).



**Hình 7-13. Sơ đồ tính toán kênh dẫn tuyến cong**

Tính toán dạng bờ kênh loại này phải đảm bảo thỏa mãn hai yêu cầu: không có xoáy nước ở phía do lực ly tâm gây nên, tức là dòng chảy phải bám sát bờ; mặt khác bán kính bờ lồi không được quá lớn, vì nếu  $r_1$  quá lớn, tuy lực ly tâm của dòng chảy giảm, nhưng khối lượng đào kênh sẽ lớn, và do kênh dẫn dài tổn thất cột nước trong kênh cũng tăng thêm.

Qua nghiên cứu, tìm được quan hệ giữa các yếu tố hình học của kênh (bán kính  $r_1$ ,  $r_2$ , chiều cao ngưỡng P) với các yếu tố thủy lực như sau:

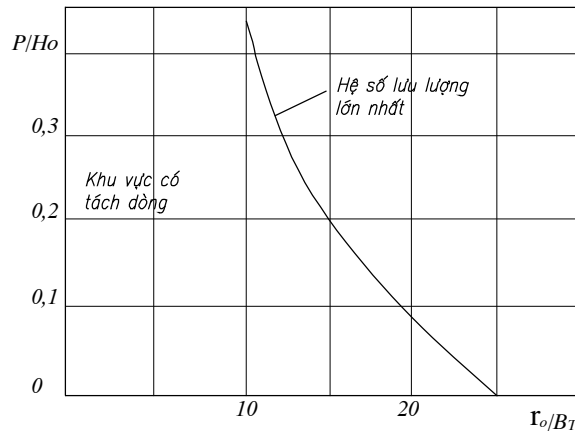
$$\frac{r_1}{h} = 1,4F_r \left(1 + \frac{r_2}{r_1}\right)^2, \tag{7 - 12}$$

trong đó:  $r_1, r_2$  - bán kính cong của bờ lồi và bờ lõm;  
 $h$  - chiều sâu dòng chảy của mặt cắt ngưỡng tràn;

$$F_r - \text{hệ số Frut} = \frac{v^2}{gh}.$$

Biểu thức (7 - 12) chưa thể dùng để xác định được  $r_1$  và  $r_2$  (hai ẩn số).

Công trình tháo lũ có hệ số lưu lượng lớn nhất tùy thuộc độ động học của kênh tháo, biểu thị qua tỷ số  $\frac{P}{H_0}$ . Với mỗi trị số  $\frac{P}{H_0}$  nhất định, nếu bán kính kênh dẫn nhỏ, tại ven bờ lồi sẽ sinh hiện tượng tách dòng, hệ số lưu lượng của công trình tháo lũ sẽ giảm, mặc dù khối lượng công trình giảm. Ngược lại, nếu bán kính kênh lớn, khối lượng công trình tăng lên, mặt khác tổn thất cột nước theo chiều dài cũng tăng, do đó hệ số lưu lượng sẽ giảm.



Hình 7-14. Biểu đồ quan hệ  $\frac{r_0}{B_t} = f\left(\frac{P}{H_0}\right)$

Qua nhiều thí nghiệm tìm được đường cong quan hệ  $\frac{r_0}{B_t} = f\left(\frac{P}{H_0}\right)$  để cho hệ số lưu lượng lớn nhất và khối lượng kênh là hợp lý nhất (hình 7-14), trong đó:

P - chiều cao ngưỡng tràn;

$H_0$  - cột nước trước ngưỡng tràn;

$r_0$  - bán kính của trục kênh,  $r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2}$ ;

$B_T$  - chiều rộng tràn nước.

Quan hệ trên cho biết nếu độ động học, biểu thị qua tỷ số  $\frac{P}{H_0}$  lớn, lưu tốc trong kênh nhỏ, hệ số Frut nhỏ, bán kính kênh sẽ nhỏ, phù hợp với ý nghĩa vật lý, do lực ly tâm của dòng chảy giảm, hiện tượng tách dòng không xảy ra.

Dùng biểu thức (7-12) và trị số  $r_0$  tra đồ thị ở hình 7-14 sẽ giải được  $r_1, r_2$  hợp lý.

#### b) Kênh dẫn tuyến cong dạng đ-ờng dòng

Kênh dẫn tuyến cong dạng bờ là cung tròn tuy thi công dễ dàng, nhưng tồn thất cột nước vẫn còn lớn do dòng chảy trong đoạn cong gây nên và phân bố lưu lượng trong các khoang đập vẫn không đồng đều.

Đường viền hai bờ kênh và tuyến của trục kênh dẫn lý tưởng nhất là có dạng đường dòng và ngưỡng tràn đặt trùng với đường thế. Với điều kiện biên như vậy, dòng chảy trong kênh sẽ là dòng thế, không tách khỏi bờ và vuông góc với ngưỡng tràn. Trong trường hợp này lưu lượng của đập tràn có thể gần đạt tới trị số trong trường hợp bài toán phẳng và sự phân bố lưu lượng trong các khoang đập là đều nhất.

## 2. Tính toán thủy lực dốc nước sau ngưỡng tràn và tiêu năng cuối dốc

Mục đích tính toán thủy lực dốc nước là tìm đường mực nước cao nhất; xác định cột nước, lưu tốc dòng chảy tại những mặt cắt điển hình ứng với nhiều cấp lưu lượng khác nhau; kiểm tra sự xuất hiện và xử lý những hiện tượng thủy lực bất lợi trên dốc nước.

#### a) Đối với dốc n-ớc có chiều rộng đáy không đổi

Độ dốc trong dốc nước lớn hơn độ dốc phân giới ( $i > i_{pg}$ ), do đó dòng chảy trong dốc nước là dòng chảy xiết. Tùy theo chiều sâu dòng chảy tại đầu dốc nước, đường mặt nước có thể là đường nước đổ  $b_{II}$  hoặc đường nước dâng  $c_{II}$  trong vùng xiết.

#### Xét các tr-ờng hợp sau đây

- Trường hợp không có ngưỡng tràn (hình 7 - 15a): phía sau ngưỡng tràn là dốc nước, chiều sâu tại đầu dốc nước, cuối ngưỡng tràn sẽ là độ sâu phân giới  $h_{pg}$ , do đó đường mặt trong dốc sẽ là đường nước đổ  $b_{II}$ . Nếu dốc nước dài, độ sâu tại đoạn cuối sẽ dần dần tiệm cận với đường N - N, tức là gần bằng độ sâu chảy đều.

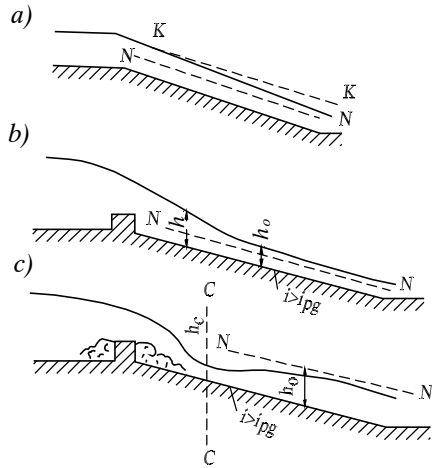
- Trường hợp có ngưỡng tràn thấp (hình 7 - 15b): trong trường hợp này, độ sâu co hẹp sau ngưỡng  $h_c > h_0$ , nên trong dốc có đường nước đổ  $b_{II}$ .

- Trường hợp có ngưỡng tràn cao (hình 7 - 15c): ngưỡng tràn có thể là đập tràn đỉnh rộng, ngưỡng cao nên có luồng nước đổ xuống đầu dốc, hình thành đoạn co hẹp  $h_c < h_0$ , do đó dốc có đường nước dâng  $c_{II}$ .

Nếu ngưỡng tràn là đập tràn thực dụng thì điều này là chắc chắn.

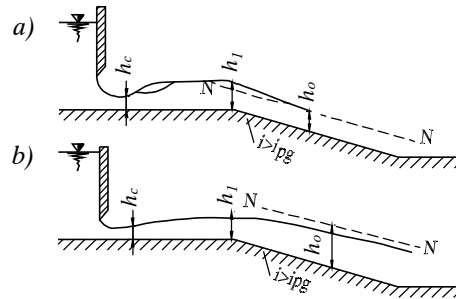
- Trường hợp có cửa van điều tiết (hình 7 -16): nếu phân vào cửa dốc nước làm theo sơ đồ chảy dưới cửa van, và có một đoạn chuyển tiếp  $i = 0$ , tùy theo độ sâu ở đoạn cuối chuyển tiếp, trên dốc nước sẽ hình thành đường nước đổ  $b_{II}$  (khi  $h_1 > h_o$ ), hoặc đường nước dâng  $c_{II}$  (khi  $h_1 < h_o$ ). Khi  $h_1 > h_o$ , trong đoạn này có nước nhảy.

Đường mặt nước trong dốc nước có thể tính theo phương pháp cộng trực tiếp hoặc phương pháp số mũ thủy lực của B.A. Bahmêtep.



**Hình 7-15. Sơ đồ tính toán đường mặt nước sau ngưỡng tràn**

- a) Không có ngưỡng tràn;
- b) Ngưỡng tràn thấp; c) Ngưỡng tràn cao.



**Hình 7-16. Sơ đồ tính toán đường mặt nước sau ngưỡng tràn có cửa**

- a) Đoạn chuyển tiếp dài;
- b) Đoạn chuyển tiếp ngắn.

\* Phương pháp cộng trực tiếp

$$\Delta L = \frac{\Delta \vartheta}{i - \bar{J}} \tag{7 - 13}$$

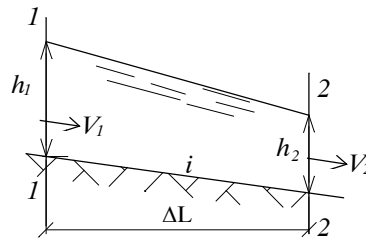
với: 
$$\Delta \vartheta = \left( h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} \right) - \left( h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} \right);$$

$i$  - độ dốc của dốc nước;

$$\bar{J} = \frac{1}{2} \left( \frac{Q^2}{\omega_1^2 C_1^2 R_1} + \frac{Q^2}{\omega_2^2 C_2^2 R_2} \right).$$

Chỉ số "1" là của mặt cắt đầu, chỉ số "2" là của mặt cắt cuối của đoạn dốc nước tính toán (hình 7 - 17).

Việc tính toán được thực hiện tuần tự từ đoạn đầu đến đoạn cuối dốc nước.



Hình 7-17. Sơ đồ tính thủy lực dốc nước

\* Phương pháp số mũ thủy lực

Từ phương trình vi phân cơ bản viết cho dòng chảy ổn định trong kênh hở có độ dốc đáy  $i$  (hình 7-17) ta có phương trình (7-14):

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3}} = \frac{i - J}{1 - Fr^2}, \quad (7-14)$$

trong đó:  $K = f(h) = C\omega\sqrt{R}$ .

Nếu thay hàm  $K = f(h)$  bằng hàm số mũ  $K^2 \approx Ah^x$ , nhận thấy trong một đoạn dòng không đều,  $h$  thay đổi thì  $x$  cũng thay đổi theo, nhưng rất ít, do đó có thể chọn một trị số  $x$  trung bình:

$$x = 2 \frac{\lg K' - \lg K''}{\lg h' - \lg h''}$$

Đặt  $J = \frac{\alpha i}{y} \cdot \frac{C^2 B}{x}$  và biến đổi sẽ được phương trình đường mặt nước sau đây:

$$\text{- Khi } i > 0: \frac{i}{h_0} \Delta l_{1-2} = (\eta_2 - \eta_1) - (1 - \bar{j}) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \quad (7-15)$$

$$\text{- Khi } i = 0: \frac{i_k}{h_k} \Delta l_{1-2} = (\bar{j}_k - i)(\xi_2 - \xi_1) - [(\xi_2) - \Psi(\xi_1)] \quad (7-16)$$

trong đó:  $\eta = \frac{h}{h_0}$ ;  $h_0$ - độ sâu chảy đều;

$\varphi(\eta)$  - hàm số phụ thuộc  $x$ , có trong các giáo trình thủy lực hoặc sổ tay thủy lực;

$i_x, h_k$  - độ dốc và độ sâu phân giới;

$\Psi(\xi)$  - hàm số phụ thuộc  $x$ , có cho trong các giáo trình thủy lực.

$$\bar{j}_k = \frac{\alpha i_k}{g} \cdot \frac{C^2 B}{x}$$



b) Đối với dốc n- óc có chiều rộng đáy thay đổi dần

Trong trường hợp này có thể dùng phương pháp cộng trực tiếp để tính toán song cần chú ý tại mặt cắt tính toán nào thì lấy bề rộng đáy chính tại mặt cắt đó.

Dốc nước có chiều rộng đáy thay đổi dần có thể có các điều kiện sau đây:

- Chiều rộng thay đổi dần nhưng chiều sâu không thay đổi, tức là đường biên có chiều cao không đổi. Trường hợp này có thể tính như trên, hoặc có thể dùng phương pháp của V.Đ. Zyurin:

$$\Delta l = \left( \frac{\alpha c^2}{g\chi} \right)_{tb} \frac{b_1 - b_2}{\eta_1 - \eta_2} [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \quad (7 - 17)$$

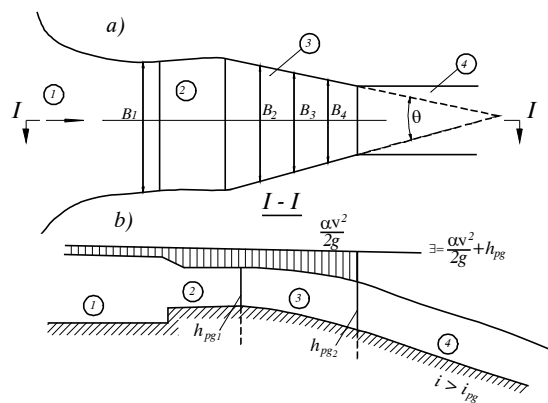
trong đó:  $\varphi(\eta)$  - hàm số xác định theo bảng của phụ lục các giá trị thủy lực với số mũ thủy lực  $x = 2$ .

$$\eta_1 = \frac{K_1}{K_0}, \quad \eta_2 = \frac{K_2}{K_0}, \quad K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}$$

- Dốc nước có chiều rộng thay đổi, còn chiều sâu có thể thay đổi theo quy luật đường thẳng, hoặc cột nước lưu tốc thay đổi theo quy luật đường thẳng. Trong thiết kế dốc nước, thực tế ít dùng những điều kiện biên phức tạp như vậy, nhưng có thể dùng phương trình B.T. Emtxep để tính.

c) Tính toán đoạn thu hẹp ở đầu dốc n- óc

Dốc nước có chiều rộng thay đổi dần tuy tiết kiệm được khối lượng công trình, nhưng thi công trên tuyến dài phức tạp. Thường thiết kế đường tràn tháo lũ có đoạn thu hẹp sau ngưỡng tràn, trước khi đi vào dốc nước (hình 7-18) còn nhằm khắc phục một số hiện tượng thủy lực bất lợi trên dốc nước.



**Hình 7-18. Sơ đồ tính toán đoạn thu hẹp ở đầu dốc nước**

a) Mặt bằng; b) Cắt theo trục;

1- kênh dẫn; 2- ngưỡng tràn; 3- đoạn thu hẹp; 4- dốc nước.

Có thể thiết kế đoạn thu hẹp ở đầu dốc nước theo hai phương pháp sau đây:

**1- Phương pháp cộng trực tiếp (ứng dụng biểu thức 7-13)**

Như ở trên đã trình bày, cần phải xác định sự biến đổi của  $b$  khi độ dốc và chiều sâu nước ở mặt cắt đầu và mặt cắt cuối đoạn thu hẹp đã biết. Theo phương pháp này, chiều rộng tại đầu dốc nước không khống chế trước được và góc thu hẹp có thể không thỏa mãn điều kiện thủy lực, vì nếu  $b$  cuối quá nhỏ, sẽ có thể phát sinh hiện tượng sóng xiên.

**2- Phương pháp căn cứ và đặc tính dòng chảy sau ngưỡng tràn và đầu dốc nước (đập tràn đỉnh rộng)**

Góc thu hẹp, theo kinh nghiệm lấy bằng  $\theta = 22^\circ$  vì với trị số góc này, dòng chảy không bị co hẹp đột ngột. Chiều dài đoạn thu hẹp từ  $B_1$  đến  $B_d$  không lên lấy quá lớn, và do đó có thể giả thiết tổn thất thủy lực trong đoạn này là không đáng kể.

Biết rằng chiều sâu dòng chảy tại cuối ngưỡng tràn và đầu dốc nước (tức là cuối đoạn thu hẹp) đều bằng chiều sâu phân giới, nên có thể thiết kế đoạn thu hẹp thế nào để cho chiều sâu dòng chảy tại mặt cắt nào đó trong cả đoạn thu hẹp đều bằng chiều sâu phân giới của dòng chảy tại mặt cắt đó.

Tỷ năng trong các mặt cắt tại đoạn thu hẹp xác định theo biểu thức

$$\varepsilon = \frac{\alpha v^2}{2g} + h_{pg}, \quad \text{trong đó: } \frac{\alpha v^2}{2g} - \text{cột nước lưu tốc.}$$

$$\text{Biết: } h_{pg} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} \quad \text{hoặc: } (h_{pg})^3 = \frac{\alpha q^2}{g} = \frac{\alpha h_{pg}^2 v^2}{g},$$

trong đó:  $q = h_{pg} \cdot v$ .

$$\text{Do đó: } \frac{\alpha v^2}{2g} = \frac{h_{pg}}{2}. \quad \text{Như vậy: } \varepsilon = \frac{\alpha v^2}{2g} + h_{pg} = \frac{3}{2} h_{pg}.$$

Ta thấy, nếu lấy đường mặt nước trong hồ chứa làm chuẩn thì:

- Cao trình mặt nước trong mỗi mặt cắt bằng:

$$\varepsilon - \frac{\alpha v^2}{2g} = \varepsilon - \frac{h_{pg}}{2}, \quad \text{tức là thấp hơn mặt nước hồ một đoạn bằng } \frac{h_{pg}}{2}.$$

- Cao trình đáy đoạn thu hẹp trong mỗi mặt cắt bằng:

$$\varepsilon - \frac{3}{2} h_{pg}, \quad \text{tức là thấp hơn mặt nước hồ một đoạn bằng } \frac{3}{2} h_{pg}.$$

Do đó trong thực tế thiết kế, khi đã biết lưu lượng qua đập tràn, chiều rộng tràn nước, chiều rộng dốc nước trên mặt bằng, xác định chiều dài và dạng đoạn thu hẹp; sau khi đã tính được độ sâu phân giới trong mỗi mặt cắt, đường mặt nước và đáy đoạn thu hẹp được xác định rất đơn giản và bảo đảm chế độ dòng chảy đúng với điều kiện biên: độ sâu cuối đập tràn và đầu dốc nước là độ sâu phân giới.

Phương pháp nêu ở trên tương đối đơn giản, cho phép vẽ được đường mặt nước và đường viền đáy theo hai đường cong đổ xuống nhưng nước ngày càng sâu hơn.

*d) Tính toán đoạn cong trong dốc n- ốc*

Trong nhiều trường hợp, để rút ngắn chiều dài dốc nước, hoặc để tránh các vật chướng ngại, người ta làm dốc nước có tuyến cong.

*\* Tổn thất cột n- ốc*

Trong trường hợp dòng chảy không tách khỏi bờ cong lồi ( $r_1 \geq 1,5 B_d$ ), tổn thất cột nước đã được nêu trong các biểu thức của A.X. Ofixêrôp, I.L. Rozôpxki, Buxinêxki... Trong thiết kết có thể dùng biểu thức của A.X. Ofixêrôp:

$$h_t = 0,8 \xi_0 \frac{B}{R} \frac{v_0^2}{2g}, \quad (7 - 18)$$

trong đó:  $h_t$  - tổn thất cột nước;

$$\xi_0 = 2(1 - \cos\theta);$$

$\theta$  - góc uốn cong;

B - chiều rộng dốc nước;

R - bán kính cong của trục dốc nước;

$V_0$  - lưu tốc trung bình trên trục dốc nước.

Tổn thất này sẽ được cộng vào tổn thất của dòng chảy không đều trên dốc nước.

*\* Độ dốc ngang của đ-ờng mặt n- ốc*

Do ảnh hưởng của lực ly tâm, mực nước của bờ lồi thấp hơn mặt nước của bờ lõm. Mặt nước trong mặt cắt ngang tại chỗ cong có dạng cong võng lên và độ dốc  $I_r$  tại điểm có bán kính cong là r được tính theo biểu thức:

$$I_r = \frac{v^2}{gr} = \operatorname{tg}\alpha, \quad (7 - 19)$$

trong đó: v - lưu tốc trung bình trên điểm trục đi qua điểm cần tính.

Trong điều kiện không có tách dòng và xoáy nước tại bờ lồi, lưu tốc trên mặt cắt ngang phân bố theo quy luật diện tích.

$$v = \frac{C}{r} = \frac{Q}{hr \ln \frac{r_2}{r_1}}, \quad (7 - 20)$$

trong đó: r - bán kính tại điểm xét;

Q - lưu lượng qua mặt cắt;

h - chiều sâu trung bình;

$r_1, r_2$  - bán kính bờ lồi và bờ lõm.

Mực nước phía bờ lồi sẽ cao hơn phía bờ lõm một độ cao  $\Delta h$  tính theo biểu thức:

$$\Delta h = \int_{r_1}^{r_2} I_r dr = \int_{r_1}^r \frac{v^2}{gr} dr = \frac{Q^2}{2gh^2 \ln^2 \frac{r_2}{r_1}} \left( \frac{1}{r_1^2} - \frac{1}{r_2^2} \right) \quad (7 - 21)$$

Đối với dốc nước có chiều rộng không lớn lắm ( $B_d < 10m$ ), góc nghiêng của mặt nước tính gần đúng như sau (hình 7 - 19a):

$$l_r = \operatorname{tg}\alpha = \frac{v^2}{gR}, \quad (7 - 22)$$

trong đó:  $v$  - lưu tốc trung bình tại trục dốc;  
 $R$  - bán kính cong của trục.

Vấn đề tính toán trên có ý nghĩa rất thực tiễn trong thiết kế dốc nước, vì từ đó tính được chiều cao tường bảo vệ dốc tại đoạn cong (tường phía bờ lõm cao hơn bờ lồi  $\Delta h$ ) và có những biện pháp giảm trị số góc nghiêng và chống tách dòng khỏi bờ lồi.

Trong xây dựng dốc nước thường dùng các biện pháp sau đây:

1. Tại đoạn cong của dốc nước, đáy ngang của dốc nước làm nghiêng một góc  $\beta < \alpha$  (hình 7 - 19b) để giảm khối lượng đào và chống hiện tượng tách dòng.

2. Nếu  $B_d$  và lưu tốc trong dốc lớn, có thể làm các tường phân dòng để phân dòng chảy trong dốc nước thành nhiều luồng. Làm như vậy sẽ giảm được độ nghiêng của mặt nước (hình 7 - 19c).

3. Bán kính bờ lồi nên chọn  $\frac{r_l}{B_d} \geq 1.5$ .

e) *Vấn đề hàm khí trong dốc n-óc*

Trong dốc nước có lưu tốc lớn, lớp không khí ở gần mặt dòng chảy sẽ bị hút vào lớp nước. Các bọt khí đó pha trộn vào lớp nước trên vùng mặt, chuyển động cùng với dòng chảy, và do đó chiều sâu dòng chảy sẽ tăng so với tính toán khi không có hàm khí. Hiện tượng này làm cho hai tường bên của dốc nước phải tăng hơn so với tính toán bình thường.

Có nhiều phương pháp tính đến hàm khí trong dốc nước khác nhau:

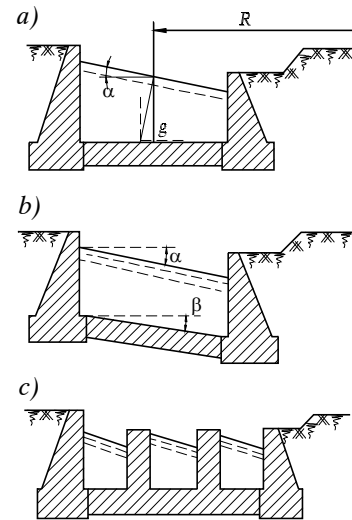
a) *Phương pháp của A.L. Nitriporovits*

Chiều sâu dòng chảy có hàm khí tăng lên, có thể xem tương đương với kết quả do tăng độ nhám của dốc nước và dốc nước có hàm khí có độ nhám tương đương:

$$n' = \zeta n, \quad (7 - 23)$$

trong đó:  $n$  - độ nhám thực của dốc nước;

$\zeta$  - hệ số tăng độ nhám, phụ thuộc vào độ dốc của dốc nước, lấy như bảng 7-8.



**Hình 7-19. Mặt cắt ngang dốc nước tại chỗ cong**

- a) Sơ đồ tính toán;  
 b) Mặt cắt ngang có đáy nghiêng;  
 c) Tường phân dòng để giảm  $\Delta h$ .

**Bảng 7-8. Hệ số tăng độ nhám  $\xi$** 

i	0,1 - 0,2	0,2 - 0,4	> 0,4
$\xi$	1,33	1,33 - 2,00	2,0 - 3,33

Trong tính toán đường mặt nước, sẽ dùng hệ số nhám  $n'$

Trong trường hợp h nhỏ có thể sơ bộ tính chiều sâu có hàm khí như sau:

$$h' = Ah, \quad (7 - 24)$$

trong đó: A - hệ số kể tới ảnh hưởng của hàm khí (bảng 7 -9).

**Bảng 7-9. Trị số của hệ số A**

Chiều sâu h (m)	v (m/s)		
	5	10	15
0,25	1,10	1,30	1,60
0,40	1,05	1,13	1,35
0,60	-	1,05	1,20

$\beta$ ) Phương pháp của N.B. Ixatrenko

Trị số Frut (Fr) phân giới mà từ đó bắt đầu có hàm khí được tính theo biểu thức:

$$Fr_{pg} = 45 \left( 1 - \frac{\Delta}{R} \right)^{14} \quad (7 - 25)$$

trong đó:

$\frac{\Delta}{R}$  - độ nhám tương đối của dốc nước trong dốc bê tông lấy 0,02 ÷ 0,04;

trong dốc có mố nhám gia cường lấy bằng 0,05 ÷ 0,10.

Nếu không kể đến hàm khí thì:

$$Fr_{pg} = \frac{v^2}{gR}$$

Lưu lượng không khí bị hút vào tính theo biểu thức:

$$\alpha = \frac{w_k}{w_n} = \left( 0,035 + 0,85 \frac{\Delta}{R} \right) \sqrt{Fr - 45 \left( 1 - \frac{\Delta}{R} \right)^{14}}, \quad (7 - 26)$$

trong đó:  $\frac{w_k}{w_n}$  - tỉ lệ giữa khối lượng không khí và khối lượng nước.

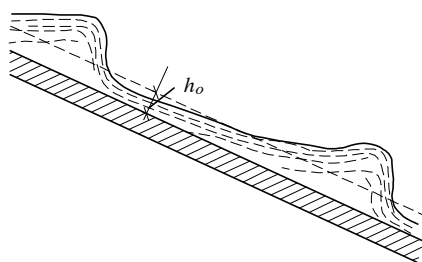
Chiều sâu dòng chảy có hàm khí tính theo biểu thức:

$$h_k = (1 + \alpha)h. \quad (7 - 27)$$

*g) Vấn đề sóng trong dốc n-ớc*

Khi dòng chảy trong dốc nước có độ xiết lớn, trong dốc nước có thể xảy ra hiện tượng sóng truyền từ trên xuống dưới theo chu kỳ. Chiều cao của sóng khá lớn, vượt quá độ cao an toàn của bờ dốc nước tạo nên áp lực động lên bản đáy; và khi sóng truyền xuống dốc nước, sự làm việc của bể tiêu năng sẽ bị rối loạn, và ảnh hưởng đến cả chế độ làm việc của kênh tháo sau bể tiêu năng.

Nguyên nhân chủ yếu để phát sinh sóng trong dốc nước là khi tỷ lệ  $\frac{b}{h}$  lớn, độ dốc của dốc nước lớn, do ảnh hưởng của độ nhám đáy dốc, lớp nước gần đáy hầu như bị giữ lại còn lớp nước phía trên bị trượt đi với tốc độ lớn (hình 7 - 20).



**Hình 7-20. Sóng trong dốc nước**

Theo T.K.Voynits -Txanojênxki, dòng chảy trong dốc nước không phát sinh hiện tượng sóng khi:

$$\frac{1}{Fr} > \left( \frac{x\omega}{2Bh} \right)^2 - 2(2\alpha_0 - 1) \frac{x\omega}{2Bh} + 2\alpha_0 - 1, \quad (7-28)$$

trong đó: Fr - số Frut;

$\omega$  - diện tích mặt cắt ướt;

B - chiều rộng;

h - chiều sâu dòng chảy trước vùng có sóng;

x - số mũ thủy lực, lấy theo B.A. Bahmetep;

$\alpha_0$  - hệ số động lượng, xác định theo A.X. Obrazôpxki:

$$\alpha_0 = \frac{(1+k_1)^2 \cdot (1+k_2)^2}{(1+2k_1)(1+2k_2)} \quad (7-29)$$

$$k_1 = \frac{\sqrt{g}}{\chi C}; \quad k_2 = 2k_1 (1-b/\chi_0);$$

C - hệ số sêzi xác định theo biểu thức của N.N. Paplôpxki;

$\chi$  - hằng số Karman,  $\chi = 0,36$ ;

$\chi_0$  - chu vi ướt;

b - chiều rộng đáy của dốc.

Đối với dốc nước không có sóng  $\alpha_0 = 1,037 \div 1,15$ .

Đối với dốc nước có sóng  $\alpha_0 = 1,01 \div 1,039$ .

Khi tăng  $\alpha_0$  phân bên phải của bất đẳng thức (7 - 28) sẽ giảm rất nhanh, do đó trong tính toán sơ bộ, nên lấy trị số  $\alpha_0$  nhỏ.

Theo thí nghiệm của E.P. Fêđorôp, hiện tượng sóng trong dốc nước xảy ra khi có các yếu tố sau đây:

- Khi tỷ lệ  $\frac{b}{h}$  lớn.
- Khi độ dốc đáy lớn hơn  $0,025 \div 0,030$ .
- Chỉ xảy ra trong dốc nước mặt cắt chữ nhật hoặc hình thang.
- Do ảnh hưởng của sóng từ thượng lưu.
- Do thay đổi đột ngột của độ dốc dọc dốc nước.

Vì vậy E.P. Fêđorôp đề nghị làm dốc nước có mặt cắt parabol hoặc hình tam giác, đa giác để giảm tỷ lệ  $\frac{b}{h}$ . Những dốc nước này khó thi công và sẽ gặp khó khăn lớn trong việc nối tiếp ở hạ lưu.

#### *h) Dốc n-ớc có mố nhám gia c-ờng*

Mố nhám gia cường trong dốc nước là các loại mố có hình dáng khác nhau, xây liền với đáy dốc nước hoặc cả với hai bờ để tăng thêm độ nhám, tăng ma sát dọc đường.

Kết quả của việc xây các mố nhám như vậy làm tăng chiều sâu dòng chảy trong dốc, giảm lưu tốc, thậm chí có thể biến dòng xiết thành dòng êm, và làm nhiệm vụ tiêu năng theo dốc. Vì vậy những mố nhám gia cường được xây trên những dốc nước có dòng xiết lớn, cần phải giảm lưu tốc phù hợp với yêu cầu của vật liệu.

Việc tính toán dốc nước có các mố nhám gia cường chủ yếu là dựa trên yêu cầu khống chế lưu tốc, chọn được loại mố nhám cần thiết và sau đó tính được các yếu tố thủy lực của dốc.

F.I. Pikalôp và I.Ya. Fankêvit dựa vào kết quả nghiên cứu thí nghiệm đã đề xuất liên hệ giữa các yếu tố thủy lực và các yếu tố hình học của mố nhám:

$$k = f(\alpha, \beta), \quad (7 - 30)$$

trong đó: k - độ nhám riêng;

$$k = \frac{1}{C} = \frac{\sqrt{Ri}}{v}; \quad \alpha = \frac{h}{\sigma}; \quad \beta = \frac{b}{h}$$

h - chiều sâu của nước trên mố nhám;

$\sigma$  - chiều cao mố nhám;

b - chiều rộng của dốc nước tiết diện chữ nhật.

Quan hệ  $k = f(\alpha, \beta)$  phụ thuộc vào dạng mố nhám. Theo thí nghiệm khoảng cách có lợi nhất giữa các cạnh của mố  $\lambda = \delta\sigma$  và  $\beta$  thay đổi từ 1 đến 12 được biểu thị trong các trường hợp sau đây:

1. Mố nhám hình dích dắc kép (hình 7- 21a)

$$1000k = 116,1 - 6,1\alpha - 1,2\beta \quad (7 - 31)$$

Dùng trong điều kiện  $12 \geq \alpha \geq 5$

2. Mố nhám dích dắc đơn (hình 7 - 21b)

$$1000k = 85,8 - 3,9\alpha - 0,8\beta \quad (7 - 32)$$

Dùng trong điều kiện  $8 \geq \alpha \geq 3,5$  và  $6 \geq \beta \geq 1$

3. Mố nhám dạng dầm thẳng có góc (hình 7 - 21c)

$$1000k = 47,5 - 1,2\alpha + 0,1\beta \quad (7 - 33)$$

4. Mố nhám dạng dầm tròn (hình 3 -21c)

$$1000k = 50,5 - 3,3\alpha + 0,2\beta \quad (7 - 34)$$

5. Mố nhám dạng thang đặt xen kẽ (hình 7 -21d)

$$1000k = 54,2 - 2,1\alpha + 0,33\beta \quad (7 - 35)$$

Các trường hợp 3, 4 và 5 dùng trong điều kiện  $8 \geq \alpha \geq 3$

6. Mố nhám hình quân cờ (hình 7 - 21e)

$$1000k = 52,0 - 5,1\alpha + 0,8\beta \quad (7 - 36)$$

Dùng trong điều kiện  $5 \geq \alpha \geq 2$ ,

trong đó:

$$\beta = \frac{b - N\sigma}{h + C};$$

N - số mố trong một hàng.

Mố nhám ở (hình 7 - 21a, b, c, d, e) được sắp đặt theo thứ tự hiệu quả tiêu năng giảm dần.

7. Mố nhám kiểu bậc thang đặt xuôi dòng chảy (hình 7 - 21f)

$$1000k = 22 + 10\sqrt[3]{\beta} - 0,67\alpha \quad (7 - 37)$$

8. Mố nhám kiểu bậc thang đặt ngược dòng chảy (hình 7 - 21g)

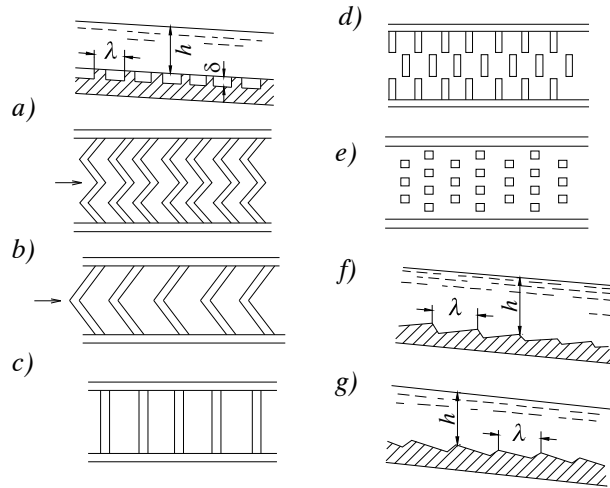
$$1000k = 38 + 10\sqrt[3]{\beta} - 1,33\alpha \quad (7 - 38)$$

Các trường hợp 7 và 8 dùng trong điều kiện  $i = 12\%$

9. Mố nhám bên thành tường:

$$\left. \begin{aligned} 1000k &= 59,5 + 131(S - 1) \text{ khi } i = 15\% \\ 1000k &= 39,5 + 126(S - 1) \text{ khi } i = 10\% \\ 1000k &= 35,5 + 121(S - 1) \text{ khi } i = 6\% \end{aligned} \right\} \quad (7 - 39)$$





Hình 7-21. Các loại mố nhám gia cường

i) Tiêu năng cuối dốc

Cuối dốc thường dùng các hình thức tiêu năng đáy, tiêu năng phóng xa, ngoài ra có thể dùng tiêu năng mặt và các thiết bị tiêu năng phụ trợ.

a) Tiêu năng đáy

Việc tính toán được thực hiện với lưu lượng tiêu năng (lưu lượng cho  $(h_c'' - h_h)_{\max}$ ).

Chiều sâu bể tiêu năng khi sử dụng hình thức tiêu năng đào bể với bài toán phẳng được thực hiện trên hệ 3 phương trình (7 - 40), (7 - 41), (7 - 42).

\* Phương trình nối tiếp mực nước thượng hạ lưu:

$$h_c = \frac{q}{\varphi \sqrt{2 \cdot g \cdot (E_0 - h_c)}} \quad (7 - 40)$$

hoặc: 
$$F(\tau_c) = \frac{q}{\varphi \cdot E_0^{3/2}} \quad (7 - 40a)$$

\* Phương trình nước nhảy được viết dưới dạng xác định độ sâu liên hiệp sau nước nhảy. Ở đây tính toán với nước nhảy tại chỗ với độ sâu trước nước nhảy là  $h_c$  trong lòng dẫn lăng trụ, mặt cắt chữ nhật.

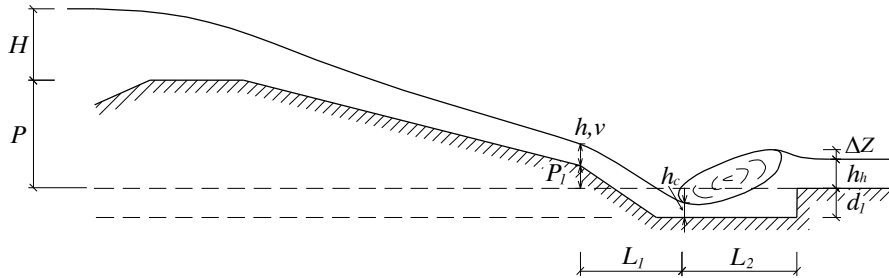
$$h_c'' = 0,5 \cdot h_c \left( \sqrt{1 + \frac{\alpha_0 \cdot 8 \cdot q^2}{g \cdot h_c^3}} - 1 \right) \quad (7 - 41)$$

\* Phương trình hình học:

$$H_b = \sigma \cdot h_c'' = d + h_h + \Delta Z, \quad (7 - 42)$$

trong đó: 
$$\Delta Z = \frac{q^2}{\varphi \cdot 2 \cdot g \cdot h_h^2} - \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot h_b^2}. \quad (7 - 43)$$

(7- 42) và (7- 43) được xác định trên cơ sở dòng chảy ra khỏi bể là dòng chảy ngập qua đập tràn rộng (hình 7- 22). Khi điều kiện đó không thỏa mãn thì cần điều chỉnh các phương trình này cho thích hợp.



**Hình 7-22. Sơ đồ xác định chiều sâu bể**

Các bước tính toán:

Bước 1: Sơ bộ lấy  $d_1 = (h_c'' - h_h)_{\max}$

Bước 2: Tính  $E'_0 = (E_0 + d_1)$

trong đó:  $E_0 = h + P_1 + \frac{\alpha v^2}{2g}$

$P_1$  - chiều cao cuối dốc so với đáy kênh hạ lưu;

$h, v$  - chiều sâu, lưu tốc dòng chảy cuối dốc.

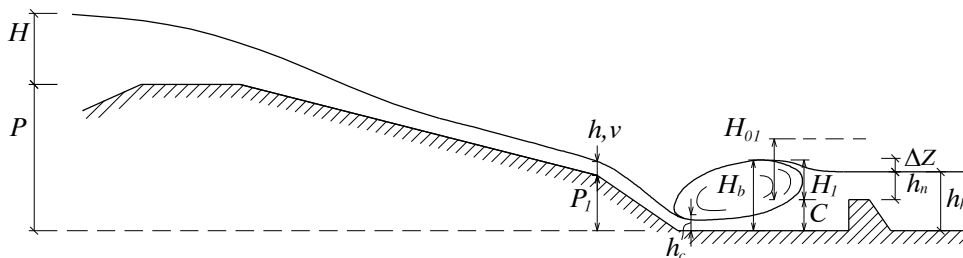
Bước 3: Tính  $h_c, h_h, \Delta Z$

Bước 4: Tính lại  $d$  theo (7- 42)

Nếu  $d$  gần với  $d_1$  thì đó là chiều sâu bể cần tìm. Nếu khác thì tính lại với  $d_1$  là  $d$ . Việc tính toán trên có thể dựa vào các bảng của Agrotskin để tìm  $h_c, h_c''$ . Hoặc có thể sử dụng máy tính với việc tính  $h_c, h_c''$  trực tiếp.

Chiều cao tường tiêu năng (khi dùng hình thức xây tường) dựa theo hình 7 - 23.

Trong trường hợp này, đáy kênh hạ lưu giữ nguyên và xây một tường có chiều cao là  $C$  chắn ngang dòng chảy.



**Hình 7-23. Sơ đồ xác định chiều cao tường tiêu năng**

Chiều sâu mực nước trong bể là  $h_b$ . Yêu cầu  $h_b = \sigma \cdot h_c''$ .

Mặt khác  $h_b = H_1 + C$ , vì vậy:

$$C = \sigma \cdot h_c'' - H_1 \tag{7 - 44}$$

Với  $H_1$  là chiều cao cột nước tràn qua tường, được tính theo sơ đồ đập tràn thực dụng mặt cắt hình thang chảy ngập.

$$H_1 = \left( \frac{q}{\sigma_n \cdot m \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} - \frac{\alpha}{2 \cdot g} \cdot \frac{q^2}{(\sigma \cdot h_c'')^2}, \tag{7 - 45}$$

trong đó:  $\sigma_n$  - hệ số ngập được xác định theo  $\frac{h_n}{H_1}$ ;

$m$  - hệ số lưu lượng của tường.

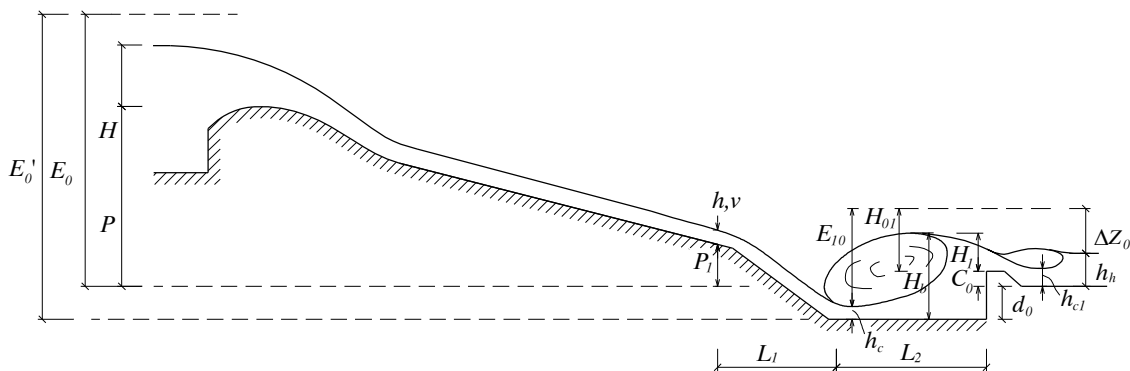
Thay (7-45) vào (7-44) chúng ta có chiều cao tường:

$$C = \sigma h_c'' - \left( \frac{q}{\sigma_n m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} + \frac{\alpha}{2g} \cdot \frac{q^2}{(\sigma h_c'')^2} \tag{7-46}$$

Sau khi tính được  $C$  cần kiểm tra lại dạng nước nhảy sau tường. Nếu sau tường còn có nước nhảy không ngập thì cần phải làm tường thứ 2, thứ 3... đến khi sau tường có nước nhảy ngập hoặc cân nhắc có sử dụng giải pháp tiêu năng này không.

Hệ số lưu lượng của tường tiêu năng sơ bộ có thể lấy  $m = 0,4 \div 0,42$ .

Tính toán tiêu năng bể tường kết hợp (bài toán phẳng) dựa trên nguyên tắc chọn chiều cao tường lớn nhất sao cho sau tường có nước nhảy ngập, sau đó xác định chiều sâu bể sao cho trong bể có nước nhảy ngập  $\sigma = 1,05 \div 1,1$  (hình 7 - 24).



**Hình 7-24. Sơ đồ tính toán bể tường tiêu năng kết hợp**

Trình tự tính toán như sau:

\* *Xác định chiều cao tường  $C_o$  sao cho sau tường có nước nhảy tại chỗ:*

Xác định độ sâu co hẹp sau tường  $h_{c1}$  là độ sâu trước nước nhảy tại chỗ có độ sâu sau nước nhảy là  $h_h$

$$h_{c1} = \frac{h_h}{2} \left[ \sqrt{1 + \frac{\alpha_0 \cdot 8 \cdot q^2}{g \cdot h_h^3}} - 1 \right] \quad (7 - 47)$$

Tính tỷ năng mặt cắt trước tường so với đáy hạ lưu sau tường:

$$E_{10} = h_{c1} + \frac{q^2}{\varphi^2 \cdot 2 \cdot g \cdot h_{c1}^2} \quad (7 - 48)$$

Tính chiều cao tường  $C_o$  (ứng với sau tường nước có nước nhảy tại chỗ)

$$C_o = E_{10} - H_{10} \quad (7 - 49)$$

với 
$$H_{10} = \left( \frac{q}{m \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad (7 - 50)$$

\* *Xác định  $d_o$  theo điều kiện xảy ra nước nhảy tại chỗ trong bể:*

Từ 
$$d_o + C_o + H_1 = h_b = (h''_c)_o$$

$$d_o = (h''_c)_o - (C_o + H_1) = (h''_c)_o - \left( E_{10} - \frac{\alpha \cdot V_b^2}{2g} \right)$$

Ta có: 
$$d_o = (h''_c)_o - \left( E_{10} - \frac{\alpha q^2}{2 \cdot g \cdot (h''_c)_o^2} \right) \quad (7 - 51)$$

Trong (7 - 51) muốn xác định được  $d_o$  phải có  $(h''_c)_o$  mà  $(h''_c)_o$  lại phụ thuộc vào  $d_o$  (qua  $E_o$ ) vì vậy phải tính đúng dần.

\* *Sau khi có  $d_o$ ,  $C_o$  chúng ta lấy  $C$  bé hơn  $C_o$  một chút:*

Có thể lấy  $C = 0,95C_o$

Và khi đó: 
$$d = \sigma \cdot (h''_c)_o - H_1 - C \quad (7 - 52)$$

trong đó  $H_1$  tính theo (7 - 45).

\* *Chiều dài bể  $L$ :*

Chiều dài bể (bể đào, bể do xây tường) phải đủ dài để nước nhảy nằm gọn trong bể, khi đó hiệu quả tiêu năng của bể mới đảm bảo.

Chúng ta có thể tính theo nhiều công thức khác nhau nhưng đều có dạng chung:

$$L = L_1 + L_2 \quad (7 - 53)$$