

## **B. Công trình tháo lũ**

Chương 5. Những quy định chung

Chương 6. Công trình tháo lũ trong thân đập

Chương 7. Công trình tháo lũ ngoài thân đập

Chương 8. Đường hầm thủy công



## Chương 5

# NHỮNG QUY ĐỊNH CHUNG

*Biên soạn: GS. TS. Ngô Trí Viêng*

### 5.1. PHÂN LOẠI CÔNG TRÌNH THÁO LŨ

Trong đầu mối công trình thủy lợi hồ chứa nước, ngoài một số công trình như đập dâng, công trình lấy nước, công trình chuyên môn, còn phải làm các công trình để tháo nước lũ thừa không thể chứa được trong hồ. Các công trình đó có lúc đặt ở sâu để đảm nhận thêm việc tháo cạn một phần hay toàn bộ hồ chứa khi cần thiết phải kiểm tra sửa chữa hoặc tháo bùn cát trong hồ. Có công trình tháo lũ thì hồ mới làm việc được bình thường và an toàn.

Có nhiều loại công trình tháo lũ. Căn cứ vào cao trình đặt, có thể phân làm hai loại: công trình tháo lũ kiểu xả sâu (lỗ tháo nước) và công trình tháo lũ trên mặt (đường tràn lũ).

1. Công trình tháo lũ kiểu xả sâu có thể đặt ở dưới đáy đập trên nền (cống ngầm), qua thân đập bê tông (đường ống), có thể đặt ở trong bờ (đường hầm) khi điều kiện địa hình địa chất cho phép. Với loại này có thể tháo được nước trong hồ ở bất kỳ mực nước nào, thậm chí có thể tháo cạn hồ chứa. Loại này không những để dùng tháo lũ mà còn tùy cao trình, vị trí và mục đích sử dụng có thể để dẫn dòng thi công lúc xây dựng, tháo bùn cát lắng đọng trong hồ chứa hoặc lấy nước tưới, phát điện...

Do điều kiện cụ thể mà có thể kết hợp nhiều mục đích khác nhau trong một công trình tháo nước dưới sâu.

2. Công trình tháo lũ trên mặt thường đặt ở cao trình tương đối cao. Do cao trình của ngưỡng tràn cao, nên nó chỉ có thể dùng để tháo dung tích phòng lũ của hồ chứa. Công trình tháo lũ trên mặt bao gồm các kiểu sau đây:

- Đập tràn
- Đường tràn dọc
- Đường tràn ngang (máng tràn ngang)
- Xi phong tháo lũ
- Giếng tháo lũ
- Đường tràn kiểu gáo

Công trình tháo lũ có thể phân thành:

- Công trình tháo lũ trong thân đập (đập tràn, xi phong tháo lũ, cống ngầm, đường ống...) và công trình tháo lũ ngoài thân đập (đường tràn dọc, tràn ngang, giếng tháo lũ, đường hầm...).

- Công trình tháo lũ cột nước cao và công trình tháo lũ cột nước thấp. Cột nước cao khi  $\geq 60\text{m}$ . Phân loại này nói lên đặc điểm, chế độ làm việc.

Đối với từng loại đầu mối công trình thủy lợi, cần phân tích kỹ đặc điểm làm việc, điều kiện địa hình, địa chất và thủy văn, các yêu cầu về thi công, quản lý khai thác để chọn loại đường tràn thích hợp.

## 5.2. NGUYÊN TẮC BỐ TRÍ CÔNG TRÌNH THÁO LŨ

Do điều kiện làm việc, đặc điểm địa hình và tính chất công trình ngăn nước mà có thể có nhiều cách bố trí và nhiều hình thức công trình tháo lũ.

Có thể bố trí công trình tháo lũ tách khỏi công trình ngăn nước hay có thể công trình tháo lũ ở ngoài lòng sông chính.

Đối với đập bê tông, bê tông cốt thép, đá xây thường bố trí công trình tháo lũ ngay trên thân đập, như hệ thống Bái Thượng, Đò Lương, Thạch Nham, Tân Giang... thì đập vừa làm nhiệm vụ dâng nước và tràn nước.

Đối với các loại đập khác (đập vật liệu địa phương, đập đất, đập đá...) công trình tháo lũ thường được tách khỏi công trình dâng nước.

Đường tràn tháo lũ có thể có cửa van khống chế, cũng có thể không có. Khi không có cửa van thì cao trình ngưỡng tràn bằng cao trình mực nước dâng bình thường, đường tràn làm việc tự động. Khi có cửa van khống chế thì cao trình ngưỡng đặt thấp hơn mực nước dâng bình thường, khi đó cần có dự báo lũ, quan sát nước trong hồ chứa để xác định thời điểm mở cửa van và điều chỉnh lưu lượng tháo.

Khi công tác dự báo lũ tương đối tốt thì đường tràn có cửa van khống chế có thể kết hợp dung tích phòng lũ với dung tích hữu ích, lúc đó hiệu ích sẽ tăng thêm. Cho nên với hệ thống công trình tương đối lớn, dung tích phòng lũ lớn, khu vực bị ngập ở thượng lưu rộng thì thường dùng loại đường tràn có cửa van khống chế. Đối với hệ thống công trình nhỏ, tổn thất ngập lụt không lớn, thường làm đường tràn không có cửa van.

Khi thiết kế các hệ thống thủy lợi, cần nghiên cứu nhiều phương án để chọn cách bố trí, hình thức, kích thước công trình tháo lũ cho hợp lý về mặt kỹ thuật (tháo lũ tốt nhất, an toàn, chủ động) và kinh tế (vốn đầu tư toàn bộ hệ thống ít nhất).

## 5.3. LŨ THIẾT KẾ VÀ LŨ KIỂM TRA ĐỐI VỚI CÔNG TRÌNH THÁO LŨ

Khi thiết kế công trình tháo lũ ở các đầu mối hồ chứa nước cần biết được lũ thiết kế và lũ kiểm tra, tương ứng điều tiết lũ của hồ có mực nước thiết kế (MNTK) và mực nước kiểm tra (MNKT). Các tần suất lưu lượng này được quyết định theo cấp công trình.

### I. Các tiêu chuẩn của Việt Nam

#### 1. TCXDVN 285-2002 (Công trình thủy lợi - các quy định chủ yếu về thiết kế)

Tần suất lưu lượng và mực nước lớn nhất để tính toán thiết kế và kiểm tra năng lực xả nước, ổn định kết cấu, nền móng của các công trình thủy lợi trên sông và ven bờ,

các công trình trên tuyến chịu áp, các công trình trong hệ thống tưới tiêu khi ở thượng nguồn chưa có công trình điều tiết dòng chảy được xác định như ở bảng 5-1.

**Bảng 5-1. Tần suất lưu lượng và mực nước lớn nhất thiết kế và kiểm tra công trình thủy**

Loại công trình thủy	Cấp công trình				
	I	II	III	IV	V
1. Cụm đầu mối các loại (trừ công trình đầu mối vùng triều); hệ thống dẫn thoát nước và các công trình liên quan không thuộc hệ thống tưới tiêu nông nghiệp; công trình dẫn tháo nước qua sông suối của hệ thống tưới tiêu nông nghiệp					
- Tần suất thiết kế (%)	0,1÷0,2*	0,5	1	1,5	2
- Tương ứng với chu kỳ lặp lại (năm)	1000÷500	200	100	67	50
- Tần suất kiểm tra (%)	0,02÷0,04*	0,1	0,2	0,5	
- Tương ứng với chu kỳ lặp lại (năm)	5000÷2500	1000	500	200	
2. Công trình đầu mối vùng triều; công trình và hệ thống thoát nước liên quan trong hệ thống tưới tiêu nông nghiệp (trừ công trình dẫn tháo nước qua sông suối đã nói ở điểm 1)					
- Tần suất thiết kế (%)	0,2	0,5	1	1,5	2
- Tương ứng với chu kỳ lặp lại (năm)	500	200	100	67	50

**Chú thích:** \* Tần suất nhỏ áp dụng cho công trình có dạng lũ phức tạp thường xuất hiện ở miền núi, trung du. Tần suất lớn áp dụng cho các công trình có dạng lũ ổn định thường xuất hiện ở vùng đồng bằng

## 2. Tiêu chuẩn TCXD 250 - 2001 áp dụng cho dự án thủy điện Sơn La

Công trình thủy điện Sơn La là công trình đặc biệt nên có một tiêu chuẩn riêng. Các công trình chủ yếu được lấy tần suất lũ thiết kế  $p = 0,05\%$  có  $Q_{0,05\%}$ , kiểm tra ứng với  $p = 0,01\%$  cộng thêm lượng  $\Delta Q = 20\% Q_{0,01\%}$ .

$$Q_{\text{ktra}} = Q_{0,01\%} + \Delta Q_{0,01\%}$$

Lũ lớn nhất khả năng (PMF) được tính toán để đối chứng.

## II. Tiêu chuẩn của các nước khác

### 1. Tiêu chuẩn của Liên bang Nga

Quy phạm này tương đồng với quy phạm Việt Nam, nhưng có thêm điều kiện khi công trình có sự cố gây nên hậu quả nghiêm trọng thì công trình được tính toán kiểm tra với lưu lượng lớn nhất tương ứng tần suất  $p = 0,01\%$  cộng thêm lưu lượng hiệu chỉnh  $\Delta Q$  nhưng không vượt quá 20%, trong quy phạm không đề cập đến tính toán lũ lớn nhất khả năng (PMF).

## 2. Tiêu chuẩn của Trung Quốc

Theo tiêu chuẩn của Trung Quốc GB50201 - 94 có hiệu lực từ 1995, công trình thủy công thuộc đầu mối thủy lợi thủy điện, tùy theo nó thuộc nhóm đầu mối nào, tác dụng và tầm quan trọng của nó, có thể chia thành 5 cấp. Nhóm đầu mối, tùy theo quy mô, hiệu quả và tính chất của công trình trong nền kinh tế quốc dân, chia thành 5 nhóm (bảng 5-2).

**Bảng 5-2. Cấp công trình**

Nhóm đầu mối	Cấp công trình lâu dài		Cấp công trình tạm thời
	Công trình chủ yếu	Công trình thứ yếu	
I	I	III	IV
II	II	III	IV
III	III	IV	V
IV	IV	V	V
V	V	V	V

Tiêu chuẩn phòng lũ của công trình thủy công, tùy theo cấp được xác định phụ thuộc vào vị trí công trình (vùng núi đồi hay đồng bằng, ven biển) và vật liệu xây dựng công trình như bảng 5 - 3.

**Bảng 5-3. Tần suất lũ thiết kế và kiểm tra**

Cấp công trình	Tiêu chuẩn (thời gian lặp lại/ tần suất %)				
	Vùng đồi núi			Vùng đồng bằng, ven biển	
	Thiết kế	Kiểm tra		Thiết kế	Kiểm tra
		Đập bê tông đá xây	Đập đất và đá đổ		
I	1000÷500	5000÷2000	PMF hoặc 1000÷5000	300÷100	2000÷1000
	(0,1÷0,2)	(0,02 ÷0,05)	(0,01 ÷0,02)	(0,3 ÷0,1)	(0,05÷0,1)
II	500÷100	2000÷1000	5000÷200	100 ÷50	1000÷300
	(0,2÷1,0)	(0,05÷0,1)	(0,02÷0,05)	(1,0 ÷2,0)	(0,1÷0,3)
III	100÷50	1000÷500	2000÷1000	50 ÷20	300÷100
	(1,0-2,0)	(0,1÷0,2)	(0,01÷0,1)	(2,0÷5,0)	(0,3÷1,0)
IV	50÷30	500÷200	1000÷300	20÷10	100÷50
	(2,0÷3,0)	(0,2 ÷ 0,5)	(0,1÷0,3)	(1 ÷10)	(1,0÷2,0)
V	30 ÷20	200 ÷100	300 ÷ 200	10	50÷20
	(3,0÷5,0)	(0,5 ÷1,0)	(0,3 ÷0,5)	(10)	(2,0÷5,0)

Đập đất đá khi sự cố xảy ra gây tác hại lớn đối với hạ lưu, tiêu chuẩn kiểm tra phòng lũ của công trình cấp I cần sử dụng lũ PMF hoặc lũ 10.000 năm ( $p = 0,01\%$ ); các công trình cấp II ÷ IV tiêu chuẩn kiểm tra phòng lũ có thể nâng lên 1 cấp.

- Đập bê tông và đập đá xây nếu lũ tràn đỉnh cũng gây ra những tổn thất nghiêm trọng, tiêu chuẩn kiểm tra phòng lũ cho công trình cấp I, nếu có luận cứ đầy đủ về chuyên môn có thể sử dụng lũ PMF hoặc là 10.000 năm ( $p = 0,01\%$ ). Nếu theo phương pháp khí tượng thủy văn tính được lũ PMF cho kết quả hợp lý thì dùng trị số PMF; nếu theo phương pháp phân tích tần suất, tính được lũ 10.000 năm và nếu lũ PMF và lũ 10.000 năm với độ tin cậy tương đương nhau thì dùng giá trị trung bình của hai số hoặc dùng giá trị lớn hơn.

### 3. Tiêu chuẩn của Hội đồng đập lớn thế giới (ICOLD)

Hồ chứa được chia thành 4 nhóm A, B, C, D.

**Nhóm A.** Hồ chứa khi bị sự cố gây tổn thất về người và tổn thất về tài sản rất nghiêm trọng cho hạ lưu:

Lũ thiết kế = lũ PMF

**Nhóm B.** Hồ chứa khi bị sự cố có thể gây tổn thất về người và tổn thất tài sản nghiêm trọng cho hạ du:

Lũ thiết kế = 0,5 lũ PMF hoặc lũ tần suất 0,01%

**Nhóm C.** Hồ chứa nước khi bị sự cố gây tổn thất không đáng kể về người và tài sản cho hạ du:

Lũ thiết kế = 0,3 lũ PMF hoặc lũ tần suất 0,1%

**Nhóm D.** Hồ chứa nước khi bị sự cố không gây tổn thất về người và tổn thất tài sản cho hạ du:

Lũ thiết kế = 0,2 lũ PMF hoặc tần suất 150 năm 1 lần ( $p = 0,66\%$ ).

### 4. Tiêu chuẩn của Mỹ

Các công trình tháo lũ của các hồ chứa đều được tính để tháo được lũ PMF. Lũ PMF được tính từ mưa cực hạn PMF xảy ra tại lưu vực trong vòng 72 giờ.

## Chương 6

# CÔNG TRÌNH THÁO LŨ TRONG THÂN ĐẬP

*Biên soạn: PGS. TS. Nguyễn Phương Mậu*

### 6.1. PHÂN LOẠI, ĐIỀU KIỆN XÂY DỰNG

#### I. Phân loại

Như đã nêu, có nhiều loại công trình tháo lũ. Căn cứ vào cao trình đặt công trình tháo lũ trong thân đập, ta có thể phân làm hai loại: công trình tháo lũ dưới sâu và công trình tháo lũ trên mặt.

- *Công trình tháo lũ d-ới sâu*: có thể đặt dưới đáy đập và trên nền (cống ngầm), đi qua thân đập (đường ống) khi điều kiện địa hình, địa chất cho phép, có thể tháo được nước trong hồ chứa ở bất kỳ mực nước nào, thậm chí có thể tháo cạn hồ chứa. Loại này không những chỉ để tháo lũ mà còn tùy cao trình, vị trí và mục đích sử dụng công trình, có thể dùng để dẫn dòng thi công trong lúc xây dựng, tháo bùn cát lắng đọng trong hồ chứa, hoặc lấy nước tưới, phát điện. Do đó, tùy theo điều kiện cụ thể mà có thể kết hợp nhiều mục đích khác nhau trong một công trình tháo nước dưới sâu.

- *Công trình tháo lũ trên mặt*: thường đặt ở cao trình tương đối cao. Do cao trình của ngưỡng tràn cao, nên nó chỉ có thể dùng để tháo dung tích phòng lũ của hồ chứa. Căn cứ vào hình thức cấu tạo, công trình tháo lũ trên mặt lại có thể phân ra các kiểu sau đây:

- Đập tràn trọng lực;
- Xi phong tháo lũ.

Đối với từng đầu mối công trình, chúng ta cần phân tích kỹ đặc điểm làm việc, điều kiện, địa hình, địa chất và thủy văn, các yêu cầu về thi công, quản lý khai thác, v.v... để chọn loại công trình tháo lũ trong thân đập thích hợp nhất.

#### II. Điều kiện xây dựng

Do điều kiện làm việc, đặc điểm địa hình và tính chất của công trình ngăn nước mà có thể có nhiều cách bố trí và nhiều hình thức công trình tháo lũ.

Đối với các loại đập bê tông và bê tông cốt thép, người ta thường bố trí công trình tháo lũ ngay trên thân đập. Như các hệ thống thủy lợi Bái Thượng, Đô Lương, Thạch Nham thì đập vừa dâng nước, vừa tràn nước.



Khi xây dựng hồ chứa nước, vốn đầu tư vào công trình tháo lũ khá lớn. Các công trình tháo lũ phải làm việc lâu dài, vững chắc, đơn giản trong quản lý và thỏa mãn trong điều kiện kinh tế. Một trong những kiểu công trình thỏa mãn các điều kiện này là xi phông. Ở những nơi nước lũ về nhanh khi có mưa, như ở miền núi nước ta thì việc ứng dụng xi phông tháo lũ có tác dụng rất lớn vì nó làm việc tự động và đảm bảo tháo lũ một cách nhanh chóng.

Trên thế giới xi phông được ứng dụng rộng rãi và được xây dựng cả trong đập bê tông cao, cả trong những đập đất không lớn lắm. Ở Nga, xi phông tháo lũ được xây dựng rộng rãi trong các đập đất trên các sông suối nhỏ. Các xi phông đó thường làm bằng các ống bê tông cốt thép hoặc ống thép đúc sẵn. Xi phông có các ưu điểm sau:

- Tự động tháo nước: khi có lũ về, mực nước thượng lưu vượt quá mực nước dâng bình thường một trị số nào đó, xi phông bắt đầu làm việc có áp hoàn toàn.
- Rẻ tiền: lưu lượng tháo của xi phông lớn nên chiều rộng của xi phông nhỏ hơn rất nhiều so với chiều rộng các công trình tháo lũ kiểu hở khác. Sự chênh lệch đó đặc biệt lớn khi công trình có lưu lượng lũ thiết kế càng lớn.
- Khác với các kiểu công trình tháo lũ bằng đường ống, xi phông không cần cửa van và các thiết bị nâng cửa, do đó quản lý đơn giản.

Do những ưu điểm như vậy, xi phông được ứng dụng rộng rãi không những trong các đập mà còn được xây dựng trên các kênh, trong trạm bơm, nhà máy thủy điện, v.v...

Trong chương này được trình bày các công trình tháo lũ trong thân đập chủ yếu là đập tràn tháo lũ, công trình tháo lũ xả sâu (cống ngầm, đường ống qua thân đập...), đập tràn kết hợp xả sâu.

## 6.2. ĐẬP TRÀN THÁO LŨ

Đập tràn tháo lũ chiếm một vị trí quan trọng trong các loại công trình tháo lũ. Lúc có điều kiện sử dụng thì đây là một loại công trình tháo lũ rẻ nhất.

Khoảng 50 ÷ 60 năm trước đây, chỉ mới có đập tràn tháo lũ cao 50 ÷ 70 m thì ngày nay đã có đập tràn cao 150m. Xây dựng được loại đập tràn cao là do điều kiện địa chất và kết cấu công trình quyết định.

### I. Bố trí đập tràn

Việc bố trí đập tràn trong hệ thống đầu mối có quan hệ với điều kiện địa chất, địa hình, lưu lượng tháo, lưu tốc cho phép ở hạ lưu, v.v... Khi lưu lượng tháo lớn, cột nước nhỏ, nếu lòng sông không ổn định và nền không phải đá, có cấu tạo địa chất phức tạp thì hình thức và bố trí công trình tháo nước có ý nghĩa quyết định. Khi cột nước lớn, phải tiêu hao năng lượng lớn, việc chọn vị trí của đập tràn có ý nghĩa lớn.

Khi thiết kế công trình tháo lũ, cần cố gắng thỏa mãn các điều kiện sau đây:

1. Khi có nền đá, phải tìm mọi cách bố trí đập tràn vào nền đá. Nếu không có nền đá hoặc nền đá xấu thì có lúc cũng phải bố trí trên nền không phải là đá.

2. Cần tạo cho điều kiện thiên nhiên của lòng sông không bị phá hoại, do đó trước tiên cần phải nghiên cứu đến phương án bố trí đập tràn tại lòng sông hoặc gần bãi sông. Trong trường hợp cần rút ngắn chiều rộng đập tràn thì tình hình thủy lực ban đầu có thể bị phá hoại, do đó phải có nhiều biện pháp tiêu năng phức tạp. Tuy nhiên trong nhiều trường hợp, phương án rút ngắn chiều rộng đập tràn vẫn là kinh tế nhất. Nếu lưu lượng tháo nhỏ hoặc dòng chảy đã được điều tiết tốt thì không nhất thiết phải bố trí đập tràn ở giữa lòng sông.

3. Bố trí đập tràn phải phù hợp với điều kiện tháo lưu lượng thi công và phương pháp thi công.

4. Nếu đập ngăn nước không chỉ phải là công trình bê tông, đặc biệt lúc phạm vi nền đá không rộng, muốn giảm bớt khối lượng công trình thì có thể dùng biện pháp tăng lưu lượng đơn vị để rút ngắn chiều rộng đập tràn, đồng thời có thể kết hợp hai hình thức xả mặt và xả sâu để tháo lũ, thậm chí phải sử dụng kỹ năng tháo lũ của mọi công trình khác như qua nhà máy thủy điện, âu thuyền, v.v...

5. Khi có công trình vận tải thủy, việc bố trí đập tràn cần chú ý đảm bảo cho dòng chảy và lưu tốc ở hạ lưu không ảnh hưởng đến việc đi lại của tàu bè.

6. Bố trí đập tràn cần đảm bảo cho lòng sông và hai bờ hạ lưu không sinh ra xói lở để đảm bảo an toàn cho công trình.

7. Đối với các sông nhiều bùn cát, bố trí đập tràn tháo lũ cần tránh không sinh ra bồi lắng nghiêm trọng.

## II. Chọn vị trí lỗ tràn và lưu lượng đơn vị

Tùy tình hình cụ thể, trên đập tràn có thể có cửa van hoặc không có cửa van. Trường hợp lưu lượng thiết kế không lớn và chiều rộng đập tràn lớn thì người ta không bố trí cửa van.

Một vấn đề quan trọng có liên quan đến vận hành của hệ thống là chọn vị trí và kích thước của lỗ tràn.

Khi xác định khả năng tháo của hệ thống đầu mối thủy lợi, cần phải xét toàn diện đến các lưu lượng tràn mặt, xả sâu, qua tuabin và âu thuyền, v.v... Lúc thi công, có thể sử dụng các công trình có điều kiện để tháo lưu lượng thi công. Đây là điều phải xét tới lúc bố trí lỗ tràn.

Ngày nay, lúc thiết kế một số đập, người ta đã bố trí lỗ tháo ở các cao trình khác nhau (ví dụ tràn mặt kết hợp xả đáy), như vậy có một phần khá lớn lưu lượng qua xả sâu. Qua kinh nghiệm vận hành ở Nga và một số nước khác, cho thấy loại đập này làm việc khá tốt. Ưu điểm của đập tháo lũ hai tầng này là có thể giảm chiều dài đập tràn và giảm được khối lượng bê tông (có thể giảm từ 10 ÷ 15%) và có thể cải thiện điều kiện tiêu năng. Nhược điểm là cấu tạo khá phức tạp, phải bố trí nhiều cốt thép, đồng thời trình tự thao tác cửa van tương đối phức tạp. Ngoài ra cũng cần nói thêm, có thể dùng lỗ đáy để tháo bớt hoặc tháo cạn hồ cũng như dùng để tháo lưu lượng thi công. Do đó mỗi lỗ đáy cần có cửa van linh hoạt và có thể mở với một độ mở bất kỳ.

Một trong những vấn đề quan trọng khi thiết kế đập tràn là xác định lưu lượng đơn vị cho phép. Nếu phần ngăn nước bao gồm đập đất và đập bê tông, thường cố gắng tăng lưu lượng đơn vị để giảm độ dài đập tràn. Trước lúc chọn lưu lượng đơn vị, cần phải nghiên cứu kỹ cấu tạo địa chất của lòng sông, chiều sâu nước ở hạ lưu, lưu tốc cho phép cũng như hình thức và cấu tạo của bộ phận bảo vệ sau đập và trình tự đóng mở cửa van.

Ngày nay trong thiết kế đập tràn người ta đã thu được nhiều thành tựu về mặt nghiên cứu tiêu năng, do đó lưu lượng đơn vị đã được nâng lên.

Lúc chọn lưu lượng đơn vị và lưu tốc cho phép ở cuối sân sau, người ta phải so sánh với lưu lượng và lưu tốc lớn nhất lúc chưa xây dựng đập, đồng thời phải xét đến độ sâu xói cục bộ có khả năng sinh ra mà không ảnh hưởng đến an toàn của công trình.

Lưu lượng đơn vị nhất định phải thích ứng với hình thức của bộ phận bảo vệ sau đập và khả năng đảm bảo cho công trình không bị xói lở. Do đó xác định chiều rộng đập tràn và các thiết bị nối tiếp phải xuất phát từ lưu lượng đơn vị  $q_p$  ở bộ phận bảo vệ sau sân tiêu năng. Trị số  $q_p$  được xác định theo lưu tốc không xói ở hạ lưu hoặc lưu tốc cho phép ở phần bảo vệ sau sân tiêu năng đã biết, lưu tốc cho phép không xói  $[v]$  ứng với chiều sâu  $h$  ở hạ lưu và lưu lượng thiết kế của đập tràn  $Q_p$  thì lưu lượng đơn vị để thiết kế sẽ xác định theo biểu thức:

$$q_p = [v]h = \frac{Q_p}{B_p};$$

Nếu lưu tốc dòng chảy ở hạ lưu nhỏ hơn lưu tốc không xói thì khối lượng công trình sẽ khá lớn, cho nên đối với những đập không lớn lắm, có lúc người ta lấy trị số lưu tốc trung bình cho phép  $[v]_{tb}$ . Lúc đó, phải dự tính đến khả năng đoạn sông sau sân thứ hai có thể bị xói, cần có biện pháp hạn chế không cho xói lở đó tiến đến sân sau thứ hai. Theo quan điểm khai thác đập tràn, có thể lấy trị số  $[v]_{tb}$  như sau:

Loại đất cát  $[v]_{tb} = 2,5 \div 3,0$  m/s;

Loại đất sét  $[v]_{tb} = 3,0 \div 3,5$  m/s;

Loại nửa đá  $[v]_{tb} = 3,5 \div 4,5$  m/s;

Loại đá  $[v]_{tb} = 5,0$  m/s.

Nếu không xét đến sự khuếch tán dòng chảy ở sau sân thứ hai, với đập tràn có cửa van phẳng hoặc van cung, ta có thể sơ bộ lấy lưu lượng đơn vị của đập tràn như sau:

$$q = (1,15 \div 1,2)q_p$$

Sau đó cần nghiệm lại với điều kiện dùng nước nhảy ngập để nối tiếp hạ lưu.

Nhiều khi phải dựa vào kinh nghiệm thiết kế để xác định  $q_p$ , ví dụ đập có cột nước vừa ( $10 \div 25$ m) với nền đất cát, có thể lấy  $q_p = 25 \div 40$  m<sup>3</sup>/s.m, với nền sét  $q_p = 50$  m<sup>3</sup>/s.m, nền đá  $q_p = 50 \div 60$ m<sup>3</sup>/s.m, v.v...

Nếu lưu lượng tháo lũ lớn nhất là  $Q_{\max}$ , lưu lượng chảy qua các công trình khác như qua tuabin, âu thuyền, v.v... là  $Q_c$ , lưu lượng qua lỗ xả đáy là  $Q_1$  thì lưu lượng qua đập tràn sẽ xác định theo biểu thức:

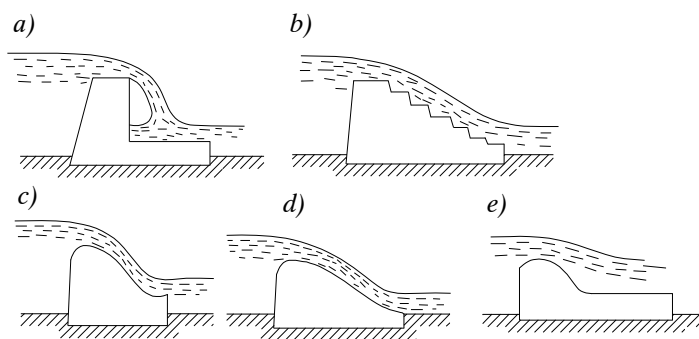
$$Q = Q_{\max} - Q_c - Q_1 \quad (6-1)$$

Tất nhiên phải xét đến trường hợp không phải tất cả tuabin đều làm việc, các lỗ tháo có thể bị sự cố do cửa van ở sâu, do bùn cát, v.v... vì thế chỉ nên lấy  $80 \div 90\%$  lưu lượng qua lỗ tháo và  $75 \div 90\%$  qua tuabin, âu thuyền, v.v...

### III. Các loại mặt cắt của đập tràn

#### 1. Phân loại

Tùy theo tình hình cụ thể và quy mô của từng hệ thống công trình đầu mối, mặt cắt của đập tràn có thể có nhiều hình thức khác nhau (hình 6-1).



**Hình 6-1. Các hình thức mặt cắt của đập tràn**

- a) Đập tràn kiểu một bậc; b) Đập tràn kiểu nhiều bậc;  
c), d) Đập tràn kiểu hình cong; e) Ngưỡng tràn.

Loại đập tràn kiểu một bậc được ứng dụng lúc nền móng chắc chắn, không có loại cát sỏi hạt lớn chảy qua. Do có tia nước tự do chảy xuống đáy sông và phân bảo vệ nên người ta thường dùng loại này với trường hợp cột nước không lớn ( $3 \div 4\text{m}$ ) hoặc có cột nước lớn hơn nhưng đã có biện pháp tiêu năng đối với những tia nước đó.

Loại đập tràn kiểu nhiều bậc ít được ứng dụng hơn, do cần có nền móng khá dài và tốn vật liệu xây dựng.

Loại đập tràn kiểu hình cong (đập tràn thực dụng) được dùng nhiều nhất. Loại này nổi tiếp được thuận và hệ số lưu lượng lớn.

Loại ngưỡng tràn thường được dùng khi cột nước thấp và có cửa van.

#### 2. Mặt cắt chân không và không chân không

Với loại đập tràn thực dụng không chân không, dòng chảy trên đập êm, áp suất dọc mặt đập luôn luôn dương. Với đập tràn thực dụng có mặt cắt chân không, ở đỉnh đập có áp lực chân không. Lúc chân không lớn, có thể sinh ra hiện tượng khí thực.

Hệ số lưu lượng của đập tràn chân không lớn hơn đập tràn không chân không khoảng  $7 \div 15\%$ . Để đảm bảo an toàn cho công trình, tránh hiện tượng khí thực, người ta không cho phép trị số chân không quá lớn, thường không lớn hơn  $6 \div 6,5$  m cột nước.

Loại mặt cắt của đập không chân không Krige-Ofixêrôp, được ứng dụng rộng rãi, nói chung mặt cắt ngang có dạng như hình 6-2.

Xác định các trị số  $\alpha_B$ ,  $\alpha_H$  và  $a$  cần căn cứ vào mặt cắt cơ bản của đập, điều kiện thi công và xét đến ảnh hưởng của các đại lượng này đối với hệ số lưu lượng. Bán kính  $R$  nối tiếp với sân sau hạ lưu không có quan hệ gì với hệ số lưu lượng, mà có liên quan đến việc nối tiếp giữa dòng chảy ra với mặt cắt hạ lưu. Nếu nối tiếp tốt thì lấy  $R$  theo bảng 6-1 trong đó  $H_r$  là cột nước trên đỉnh đập. Trong thực tế có khi lấy  $R$  như sau:

- Đối với đập thấp trên nền mềm, có cột nước trên đỉnh lớn:

$$R \approx (0,50 \div 1,00) \cdot (H_{tk} + Z_{max}); \quad (6-2)$$

- Đối với đập cao trên nền đá, cột nước trên đỉnh nhỏ hơn 5m:

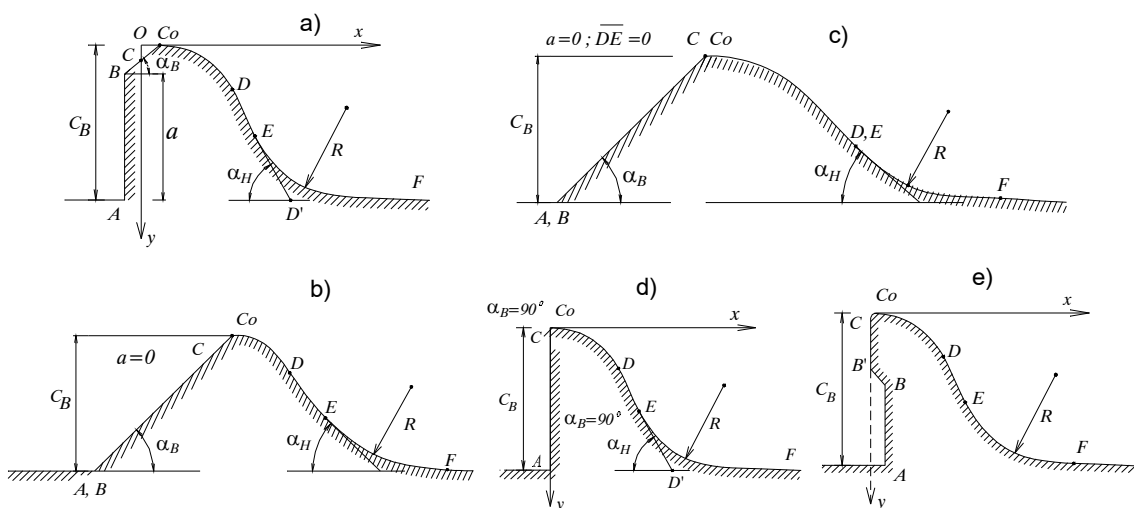
$$R \approx (0,25 \div 0,50) \cdot (H_{tk} + Z_{max}); \quad (6-3)$$

trong đó:  $Z_{max}$  - độ chênh lệch cột nước lớn nhất ở thượng hạ lưu;

$H_{tk}$  - cột nước tràn thiết kế trên đỉnh đập.

Hình dạng mặt cong CDE (hình 6-2a) phải căn cứ vào  $H_{tk}$  mà xác định. Trị số  $H_{tk}$  thường là cột nước thiết kế hoặc cột nước lớn nhất trên đỉnh đập. Trong quá trình làm việc, cột nước luôn luôn thay đổi, nên khi  $H < H_{tk}$  thì trên mặt tràn CDE không thể xảy ra hiện tượng chân không, nếu  $H > H_{tk}$  thì sẽ xảy ra hiện tượng chân không trên mặt đập. Ngoài ra cần chú ý là ở gần điểm B trên đoạn BC có thể có chân không khi  $H \leq H_{tk}$ .

Có mấy loại hình dạng mặt cắt như sau: không có tường thẳng đứng AB tức là  $a = 0$  (hình 6-2b); không có đoạn thẳng DE (hình 6-2c); mặt thượng lưu thẳng đứng,  $\alpha_B = 90^\circ$  (hình 6-2d); mặt thượng lưu nhô ra (hình 6-2e).



**Hình 6-2. Các dạng mặt cắt của đập tràn không chân không**

**Bảng 6-1. Trị số của bán kính nối tiếp  $R$  (m)**

Chiều cao đập (m)	$H_{tk}$								
	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0
10	3,0	4,2	5,4	6,5	7,5	8,5	9,6	10,6	11,6
20	4,0	6,0	7,8	8,9	10,0	11,0	12,2	13,3	14,3
30	4,5	7,5	9,7	11,0	12,4	13,5	14,7	15,8	16,8
40	4,7	8,4	11,0	13,0	14,5	15,8	17,0	18,0	19,0
50	4,8	8,8	12,2	14,5	16,5	18,0	19,2	20,3	21,3
60	4,9	8,9	13,0	15,5	18,0	20,0	21,2	22,2	23,2

**Bảng 6-2. Tọa độ các điểm trên đường biên của mặt tràn không chân không Krige - Ofixeróp**

Tên điểm	x	y	Tên điểm	x	y
1	0,0	0,126	21	2,0	1,235
2	0,1	0,036	22	2,1	1,369
3	0,2	0,007	23	2,2	1,508
4	0,3	0,000	24	2,3	1,653
5	0,4	0,006	25	2,4	1,894
6	0,5	0,027	26	2,5	1,960
7	0,6	0,060	27	2,6	2,122
8	0,7	0,100	28	2,7	2,289
9	0,8	0,146	29	2,8	2,462
10	0,9	0,198	30	2,9	2,640
11	1,0	0,256	31	3,0	2,824
12	1,1	0,321	32	3,1	3,013
13	1,2	0,394	33	3,2	3,207
14	1,3	0,475	34	3,3	3,405
15	1,4	0,564	35	3,4	3,609
16	1,5	0,661	36	3,5	3,818
17	1,6	0,764	37	3,6	4,031
18	1,7	0,873	38	3,7	4,249
19	1,8	0,987	39	3,8	4,471
20	1,9	1,108	40	3,9	4,689

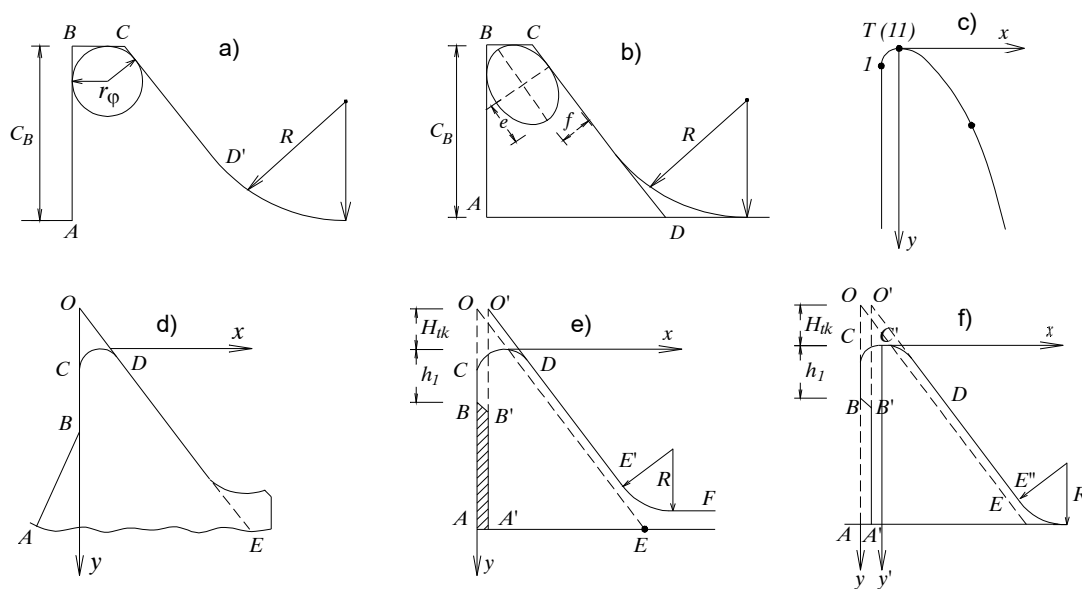
Chỉ dẫn bảng 6-2: Các trị số tọa độ trong bảng ứng với  $H = 1$ , khi sử dụng phải nhân với cột nước tràn  $H_{tk}$ .

Muốn vẽ mặt cắt đập tràn, trước hết xác định  $H_{tk}$ , sau đó căn cứ vào tọa độ các điểm trong bảng 6-2 với trục tọa độ như hình 6-2 mà vẽ đường cong  $CC_0DD'$ ; tiếp đó vẽ đường thẳng  $BC$  và  $DE$  tiếp tuyến với đường cong đó cùng với đường thẳng nằm ngang tạo thành các góc  $\alpha_B$  và  $\alpha_H$ . Các trị số của góc  $\alpha_B$  và  $\alpha_H$  còn cần phải căn cứ vào mặt cắt cơ bản của đập để xác định cho phù hợp. Cuối cùng vẽ đường thẳng  $AB$  và đường cong  $EF$  bán kính  $R$ .

*Loại mặt cắt của đập chân không có thượng lưu là mặt phẳng thẳng đứng, hạ lưu là mặt nghiêng (hệ số mái thường là 3:2), đỉnh đập hình elip (có khi là hình tròn), trục dài hình elip là  $2e$  song song với mặt hạ lưu đập (hình 6-3), trục ngắn là  $2f$ .*

Bảng 6-3 ghi tọa độ các điểm đường cong mặt tràn của 3 loại đập chân không có tỉ số  $e/f$  khác nhau. Muốn vẽ, trước hết vẽ vòng tròn có bán kính  $r_\phi$  nội tiếp với 3 cạnh  $AB$ ,  $BC$ ,  $CD$ . Bảng 6-3 ứng với trường hợp  $r_\phi = 1$ ; khi  $r_\phi > 1$  hoặc  $r_\phi < 1$  thì các tọa độ  $x$ ,  $y$  trong bảng phải nhân với  $r_\phi$ .

Điểm gốc tọa độ là điểm cao nhất của đỉnh đập (hình 6-3c). Điểm này nằm trên đường  $BC$  (hình 6-3b), trong bảng 6-3 là điểm 7 (khi  $e/f = 1$  và  $e/f = 3$ ) hoặc điểm 11 khi ( $e/f = 2$ ). Nối tiếp giữa mặt hạ lưu và sân sau cũng giống như mặt cắt không chân không.



**Hình 6-3. Các dạng mặt cắt của đập tràn chân không**

a), b), c) Mặt cắt của đập tràn chân không; d), e), f) Mặt cắt kinh tế của đập tràn.

**Bảng 6-3. Tọa độ các điểm của đường cong mặt tràn kiểu chân không, đỉnh đập hình elip (khi  $r_\phi = 1$ )**

Tên điểm	Tọa độ các điểm					
	e/f = 3,0		e/f = 2,0		e/f = 1,0	
	x	y	x	y	x	y
1	-0,472	0,629	-0,700	0,806	-1,000	1,000
2	-0,462	0,462	-0,694	0,672	-0,960	0,720
3	-0,432	0,327	-0,670	0,519	-0,880	0,525
4	-0,370	0,193	-0,624	0,371	-0,740	0,327
5	-0,253	0,072	-0,553	0,241	-0,530	0,152
6	-0,131	0,018	-0,488	0,162	-0,300	0,046
7	0,000	0,000	-0,402	0,091	0,000	0,000
8	0,194	0,030	-0,312	0,046	0,200	0,020
9	0,381	0,095	-0,215	0,012	0,400	0,083
10	0,541	0,173	-0,117	0,003	0,600	0,200
11	0,707	0,271	0,000	0,000	0,720	0,306
12	0,866	0,381	0,173	0,025	0,832	0,445
13	1,022	0,503	0,334	0,076	1,377	1,282
14	1,168	0,623	0,490	0,147	2,434	2,868
15	1,318	0,760	0,631	0,223	3,670	4,722
16	1,456	0,890	0,799	0,338	5,462	7,410
17	1,584	1,021	0,957	0,461	-	-
18	1,714	1,163	1,107	0,595	-	-
19	1,855	1,320	1,243	0,731	-	-
20	1,979	1,467	1,405	0,913	-	-
21	2,104	1,628	1,551	1,098	-	-
22	2,240	1,792	1,688	1,282	-	-
23	2,346	1,943	2,327	2,246	-	-
24	2,462	2,106	2,956	3,189	-	-
25	2,575	2,272	4,450	5,430	-	-
26	3,193	3,214	5,299	6,704	-	-
27	4,685	5,452	-	-	-	-
28	5,561	6,766	-	-	-	-

Loại mặt cắt kinh tế của đập tràn xác định như sau: sau khi dựa vào điều kiện ổn định, cường độ và kinh tế, xác định được mặt cắt kinh tế đập không tràn ABOE (hình 6-3d) và dựa vào mặt cắt cơ bản đó xác định được mặt tràn CD (vẽ theo tọa độ



trong bảng 6-2 hoặc bảng 6-3). Mặt tràn CD phải tiếp tuyến với mặt đập không tràn DE tại điểm D. Tọa độ các điểm của mặt tràn rất có thể vượt ra tam giác cơ bản AOE (hình 6-3e), bởi vì với đập tràn trên nền đá, theo yêu cầu về ổn định và cường độ, chiều rộng đáy đập rất hẹp. Trường hợp đó ta cần dịch tam giác cơ bản về phía hạ lưu một đoạn (hình 6-3e), sao cho mặt đập DE' của tam giác cơ bản A'O'E' tiếp tuyến với mặt tràn tại D. Như vậy mặt tràn CDE'F thỏa mãn điều kiện thủy lực. Đối với điều kiện ổn định và cường độ thì tam giác A'O'E' là đảm bảo, do đó ta có thể giảm bớt khối ABB'A' (hình 6-3e) nhưng cần phải  $h_1 \geq 0,4H_{ik}$  để khỏi ảnh hưởng đến khả năng dòng chảy. Trường hợp đập tràn có cửa van sửa chữa, trên đỉnh đập cần có đoạn nằm ngang CC' (hình 6-3f) để dễ bố trí cửa van. Lúc đó tọa độ các điểm của mặt tràn phải dời đi một đoạn đến cuối đoạn nằm ngang. Chú ý rằng trên đỉnh tràn có đoạn nằm ngang như vậy thì hệ số lưu lượng sẽ giảm.

#### IV. Khả năng tháo nước của đập tràn

Lưu lượng chảy qua đập tràn có mặt cắt thực dụng tính theo biểu thức:

$$Q = \sigma_n \varepsilon m B \sqrt{2gH_0^{3/2}}, \quad (6-4)$$

trong đó:  $B = \Sigma b$ ;

$B$  - tổng chiều rộng nước tràn;

$b$  - chiều rộng mỗi khoang cửa;

$\sigma_n$  - hệ số ngập (trường hợp không ngập thì  $\sigma_n = 1$ );

$\varepsilon$  - hệ số co hẹp bên;

$m$  - hệ số lưu lượng;

$H_0$  - cột nước trên đỉnh đập tràn có kể đến lưu tốc tiến gần.

Nếu trên đỉnh đập có cửa van, khi không mở hết và nước chảy ở dưới của van (hình 6-4), lưu lượng tháo qua đập được tính theo biểu thức:

$$Q = \mu \varepsilon B a \sqrt{2g(H_0 - \alpha a)}, \quad (6-5)$$

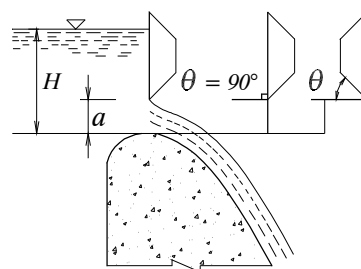
trong đó:

$\alpha$  - hệ số co hẹp đứng do ảnh hưởng của độ mở (bảng 6-4);

$a$  - độ mở cửa van;

$$\mu = 0,65 - 0,186 \frac{a}{H} + (0,25 - 0,357) \frac{a}{H} \cos \theta; \quad (6-6)$$

Các ký hiệu xem hình 6-4.



**Hình 6-4. Mặt cắt của đập tràn có cửa van**

Khi cửa van mở hết hoàn toàn, biểu thức tính lưu lượng trở về dạng (6-4).

**Bảng 6-4. Hệ số co hẹp đúng  $\alpha$  khi nước chảy dưới cửa van**

$a/H_0$	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,7
$\alpha$	0,61	0,62	0,633	0,645	0,66	0,69

Muốn tính Q theo biểu thức (6-4), cần phải xác định được các hệ số  $\sigma_n$ ,  $\varepsilon$  và m. Sau đây sẽ trình bày cách xác định các hệ số đó đối với các trường hợp cụ thể.

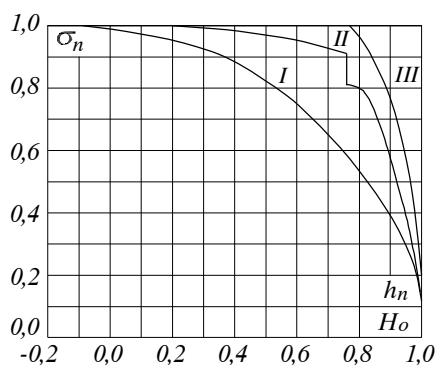
### 1. Hệ số ngập $\sigma_n$

#### a) Hệ số ngập $\sigma_n$ của đập tràn có mặt cắt thực dụng có chân không

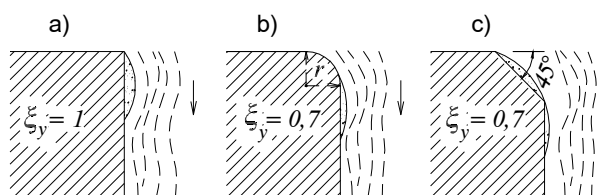
Khi hạ lưu có nước nhảy xa thì đập tràn luôn luôn không ngập,  $\sigma_n = 1,0$ . Nếu hạ lưu có nước nhảy ngập thì nước chảy qua đập tràn có thể không ngập hoặc ngập, lúc đó  $\sigma_n$  phụ thuộc vào tỷ số  $\frac{h_n}{H_0}$  ( $h_n$  - chiều sâu nước ngập, tức là khoảng cách từ mực nước hạ lưu đến đỉnh đập tràn, nếu mực nước hạ lưu thấp hơn đỉnh đập thì  $h_n$  có trị số âm).

Hình 6-5 cho các đường cong xác định  $\sigma_n$  theo thí nghiệm của Rozanôp:

- đường cong I: đối với đập tràn có mặt cắt chân không; khi  $\frac{h_n}{H_0} \leq -0,15$  thì  $\sigma_n = 1,0$ ;
- đường cong II: đối với đập tràn không chân không Ofixêrôp; khi  $\frac{h_n}{H_0} \leq 0$  thì  $\sigma_n = 1,0$
- đường cong III: đập tràn không chân không có đỉnh mở rộng hoặc tràn đỉnh rộng.



**Hình 6-5. Các đường cong để xác định  $\sigma_n$  của đập tràn mặt cắt thực dụng**



**Hình 6-6. Các dạng mép vào của trụ biên**

#### b) Hệ số ngập $\sigma_n$ của đập tràn có mặt cắt thực dụng không có chân không

Chỉ tiêu ngập của đập tràn có mặt cắt thực dụng giống như của đập thành mỏng:

$$\begin{cases} h_n > 0 \\ \frac{Z}{P} < \left(\frac{Z}{P}\right)_k \end{cases}$$

Trị số  $\left(\frac{Z}{P}\right)_k$  được xác định theo bảng 6-5,

trong đó: P - chiều cao đập so với đáy của lòng dẫn hạ lưu;

H - cột nước tràn, tức chiều cao mực nước thượng lưu so với đỉnh đập;

$m_o$  - hệ số lưu lượng bao hàm yếu tố cột nước lưu tốc tới gần.

**Bảng 6-5. Trị số  $\left(\frac{Z}{P}\right)_k$  xác định trạng thái phân giới chảy ngập của đập tràn thành mỏng và đập tràn có mặt cắt thực dụng**

$m_o \backslash H/P$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	3,0
0,42	0,89	0,84	0,80	0,78	0,76	0,73	0,73	0,76	0,82	1,0
0,46	0,88	0,82	0,78	0,76	0,74	0,71	0,70	0,73	0,79	1,01
0,48	0,86	0,80	0,76	0,74	0,71	0,68	0,67	0,70	0,78	1,02

Hệ số chảy ngập  $\sigma_n$  trong công thức (6-4) được xác định theo bảng 6-6,

trong đó:  $h_n$  - chiều cao mực nước hạ lưu;

$H_o$  - cột nước toàn phần,

$$H_o = H + \frac{\alpha v_o^2}{2g};$$

$v_o$  - lưu tốc tới gần, tức lưu tốc dòng chảy thượng lưu khi đến gần đập; H và  $v_o$  được lấy ở vị trí cách đập một khoảng bằng 3H;

**Bảng 6-6. Hệ số ngập  $\sigma_n$  của đập tràn có mặt cắt thực dụng không có chân không**

$\frac{h_n}{H_o}$	$\sigma_n$	$\frac{h_n}{H_o}$	$\sigma_n$
0,0	1,00	0,50	0,972
0,05	0,999	0,55	0,965
0,10	0,998	0,60	0,937
0,15	0,997	0,65	0,947
0,20	0,996	0,70	0,933
0,25	0,994	0,75	0,911÷0,800
0,30	0,991	0,80	0,760
0,35	0,988	0,85	0,700
0,40	0,983	0,90	0,590
0,45	0,978	0,95	0,410
		1,00	0,000

## 2. Hệ số co hẹp bên $\varepsilon$

\* Trường hợp  $\frac{H_0}{b} \leq 1$  thì hệ số  $\varepsilon$  được xác định theo biểu thức sau đây:

- Đối với đập tràn không có trụ pin giữa (chỉ có một khoang):

$$\varepsilon = 1 - 0,2 \xi_y \frac{H_0}{b}, \quad (6-7)$$

trong đó:  $\xi_y$  - hệ số giảm, xét đến hình dạng mép vào của trụ biên.

Ở hình 6-6 Krige cho các trị số  $\xi_y$  của ba loại cửa mép vào khác nhau.

- Đối với đập tràn có nhiều trụ pin chia thành nhiều khoang giống nhau:

$$\varepsilon = 1 - 0,2 \frac{\xi_y + (n-1)\xi_p}{n} \frac{H_0}{b}, \quad (6-8)$$

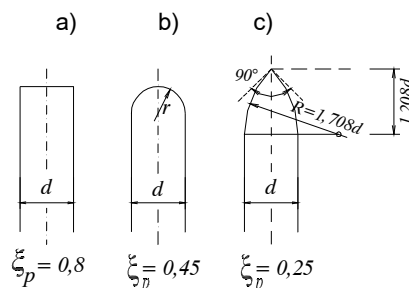
trong đó:  $n$  - số cửa (khoang);

$\xi_p$  - hệ số giảm, xét đến hình dạng của trụ pin.

Ở hình 6-7 Ofixêrôp cho các trị  $\xi_p$  số đối với các dạng khác nhau của trụ pin.

\* Trường hợp  $\frac{H_0}{b} > 1$  thì dùng biểu thức (6-7)

hoặc (6-8) nhưng phải lấy:  $\frac{H_0}{b} = 1$



**Hình 6-7. Các dạng trụ pin**

## 3. Hệ số lưu lượng $m$

Theo N.N. Paplôpxki, hệ số lưu lượng  $m$  của đập tràn tính theo biểu thức.

$$m = m_r \cdot \sigma_H \cdot \sigma_d, \quad (6-9)$$

trong đó:  $m_r$  - hệ số lưu lượng dẫn xuất, xác định bằng thí nghiệm;

$\sigma_H$  - hệ số hiệu chỉnh cột nước, vì khi thiết kế mặt cắt đập dùng  $H_{tk}$  (xem mục 6.2, III), khi làm việc thì cột nước  $H$  trên đỉnh đập thay đổi;

$\sigma_d$  - hệ số hình dạng.

Ta xác định  $m$  theo từng trường hợp sau đây.

1. Đối với đập tràn không chân không Krige- Ofixêrôp, biểu thức (6-9) có dạng:

$$m = 0,504 \cdot \sigma_H \cdot \sigma_d, \quad (6-10)$$

trong đó:  $\sigma_d$  được tra ở bảng 6-7 (các đại lượng trong bảng xem hình 6-2);

$\sigma_H$  được tra ở bảng 6-8.

Nếu trên đỉnh đập có đoạn nằm ngang rộng khoảng  $0,5H$  thì  $m$  giảm đi 3% so với kết quả tìm được theo biểu thức (6-10).

**Bảng 6-7. Hệ số hình dạng  $\sigma_d$  của đập không chân không Krige - Ofixêrôp**

$\alpha_B$ (độ)	$\alpha_H$ (độ)	$a / C_B$				
		0,0	0,3	0,6	0,9	1,0
15	15	0,880	0,878	0,855	0,850	0,933
	30	0,910	0,908	0,885	0,880	0,974
	45	0,924	0,922	0,899	0,892	0,993
	60	0,927	0,925	0,902	0,895	1,000
25	15	0,895	0,893	0,880	0,888	0,933
	30	0,926	0,924	0,912	0,920	0,974
	45	0,942	0,940	0,928	0,934	0,993
	60	0,946	0,914	0,932	0,940	1,000
35	15	0,905	0,904	0,897	0,907	0,933
	30	0,940	0,939	0,932	0,940	0,974
	45	0,957	0,956	0,949	0,956	0,993
	60	0,961	0,960	0,954	0,962	1,000
45	15	0,915	0,915	0,911	0,919	0,933
	30	0,953	0,953	0,950	0,956	0,974
	45	0,970	0,970	0,966	0,973	0,993
	60	0,974	0,974	0,970	0,978	1,000
55	15	0,923	0,923	0,922	0,927	0,933
	30	0,962	0,962	0,960	0,964	0,974
	45	0,981	0,981	0,980	0,983	0,993
	60	0,985	0,985	0,984	0,989	1,000
65	15	0,927	0,927	0,926	0,929	0,933
	30	0,969	0,969	0,968	0,970	0,974
	45	0,987	0,987	0,986	0,988	0,993
	60	0,993	0,993	0,993	0,995	1,000
75	15	0,930	0,930	0,930	0,930	0,933
	30	0,972	0,972	0,972	0,972	0,974
	45	0,992	0,992	0,992	0,992	0,993
	60	0,998	0,998	0,998	0,999	1,000
85	15	0,933	0,933	0,933	0,933	0,933
	30	0,974	0,974	0,974	0,974	0,974
	45	0,993	0,993	0,993	0,993	0,993
	60	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
90	15	0,933	-	-	-	0,933
	30	0,974	-	-	-	0,974
	45	0,993	-	-	-	0,993
	60	1,000	-	-	-	1,000

Chỉ dẫn bảng 6-7: Khi  $\alpha_H > 60^0$ , trị số  $\sigma_d$  được lấy với  $\alpha_H = 60^0$ .

Trường hợp đập có mặt thượng lưu nhô ra (hình 6-2e) thì  $m$  lấy như sau:

- Nếu chiều cao đoạn  $CB' > 3H$  thì lấy như đập có mặt cắt ở hình 6-2d tức là phần lõm của đập không có ảnh hưởng gì đến lưu lượng; nếu  $CB' < 3H$  thì  $m$  lấy nhỏ hơn 2% so với đập có mặt cắt như ở hình 6-2d.

**Bảng 6-8. Hệ số hiệu chỉnh cột nước  $\sigma_H$  của đập tràn không chân không**  
(theo tài liệu của N.P. Rozanôp và A.X. Ofixêrôp)

$\frac{H}{H_{tk}}$	$\alpha_B$ (độ)							
	20	30	40	50	60	70	80	90
0,2	0,893	0,886	0,897	0,872	0,864	0,857	0,850	0,842
0,3	0,915	0,909	0,903	0,897	0,892	0,886	0,880	0,874
0,4	0,932	0,928	0,923	0,919	0,914	0,909	0,905	0,900
0,5	0,947	0,943	0,940	0,936	0,933	0,929	0,925	0,922
0,6	0,960	0,957	0,954	0,952	0,949	0,946	0,943	0,940
0,7	0,971	0,969	0,967	0,965	0,963	0,961	0,959	0,957
0,8	0,982	0,980	0,979	0,978	0,977	0,975	0,974	0,973
0,9	0,991	0,991	0,990	0,989	0,989	0,988	0,987	0,987
1,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
1,1	1,008	1,009	1,009	1,010	1,011	1,011	1,012	1,012
1,2	1,016	1,017	1,018	1,019	1,020	1,022	1,023	1,024
1,3	1,023	1,025	1,025	1,028	1,030	1,031	1,033	1,035
1,4	1,030	1,032	1,035	1,037	1,039	1,041	1,043	1,045
1,5	1,037	1,040	1,042	1,044	1,047	1,049	1,052	1,054
1,6	1,043	1,046	1,050	1,052	1,055	1,058	1,061	1,064
1,7	1,050	1,053	1,057	1,060	1,065	1,067	1,070	1,074
1,8	1,056	1,059	1,063	1,067	1,071	1,074	1,078	1,082
1,9	1,061	1,065	1,070	1,074	1,078	1,082	1,086	1,091
2,0	1,067	1,071	1,076	1,080	1,085	1,089	1,094	1,099

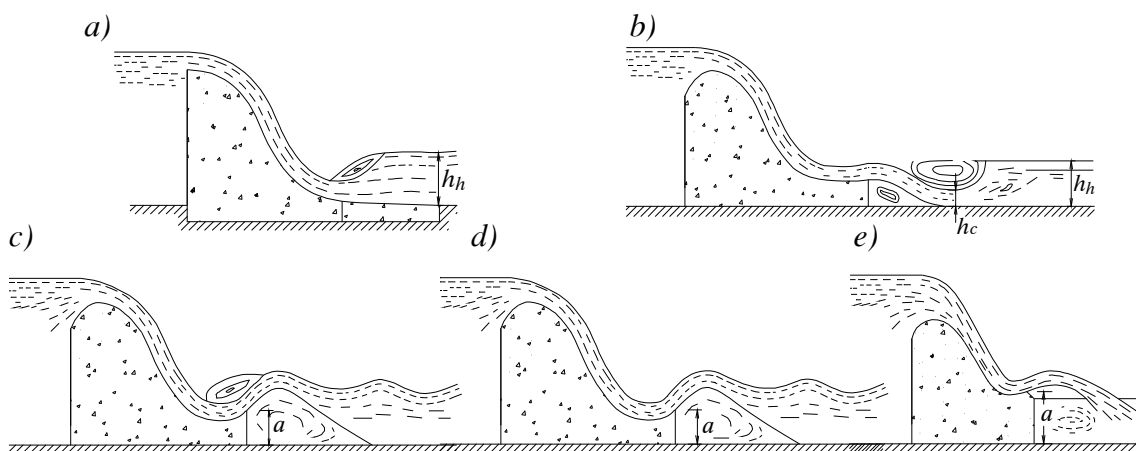
2. Đối với đập tràn có mặt cắt chân không, đỉnh elip (hình 6-3b) thì  $m$  lấy theo bảng 6-9.

**Bảng 6-9. Hệ số lưu lượng  $m$  của đập chân không, đỉnh elip** (theo tài liệu của Rozanôp)

$\frac{H_0}{r_\varphi}$	$e/f$		
	3,0	2,0	1,0
1,0	0,495	0,487	0,486
1,2	0,509	0,500	0,497
1,4	0,520	0,512	0,506
1,6	0,530	0,521	0,513
1,8	0,537	0,531	0,521
2,0	0,544	0,540	0,526

$\frac{H_0}{r_\varphi}$	e/f		
	3,0	2,0	1,0
2,2	0,551	0,548	0,533
2,4	0,557	0,554	0,538
2,6	0,562	0,560	0,543
2,8	0,566	0,565	0,549
3,0	0,570	0,569	0,553
3,2	0,575	0,573	0,557
3,4	0,577	0,577	0,560

### V. Biện pháp tiêu năng và tính toán tiêu năng sau đập tràn



Hình 6-8. Các hình thức nối tiếp dòng chảy ở hạ lưu

Dòng chảy sau khi qua đập tràn xuống hạ lưu có năng lượng rất lớn. Năng lượng đó được tiêu hao bằng nhiều dạng khác nhau: một phần năng lượng này phá hoại lòng sông và hai bên bờ gây nên xói lở cục bộ sau đập, một phần tiêu hao do ma sát nội bộ dòng chảy, phần khác do ma sát giữa nước và không khí. Sức cản nội bộ dòng chảy càng lớn thì tiêu hao năng lượng do xói lở càng nhỏ và ngược lại. Vì vậy người ta thường dùng biện pháp tiêu hao năng lượng bằng ma sát nội bộ dòng chảy để giảm khả năng xói lở dòng sông và dùng hình thức phóng xạ làm cho nước hỗn hợp và ma sát với không khí có tác dụng tiêu hao năng lượng và giảm xói lở. Để đạt được các mục đích ở trên, thường dùng các hình thức tiêu năng sau đây: tiêu năng dòng đáy (hình 6-8a); tiêu năng dòng mặt (hình 6-8c); tiêu năng dòng mặt ngập (hình 6-8d); tiêu năng phóng xạ (hình 6-8e).

Nguyên lý cơ bản của các hình thức tiêu năng trên là làm cho dòng chảy tiêu hao bằng ma sát nội bộ dòng chảy, phá hoại kết cấu dòng chảy bằng xáo trộn với không khí, khuấy tán theo phương đứng và để giảm lưu lượng đơn vị. Các hình thức tiêu năng đó

có liên quan lẫn nhau. Khi mực nước hạ lưu thay đổi các hình thức đó có thể chuyển hóa lẫn nhau.

### 1. Tiêu năng dòng đáy

Đặc điểm tiêu năng dòng đáy là lợi dụng sức cản nội bộ của nước nhảy, đó là hình thức thường dùng nhất. Điều kiện cơ bản của hình thức tiêu năng này là chiều sâu nước ở hạ lưu phải lớn hơn chiều sâu liên hợp thứ hai của nước nhảy  $h_h > h_c''$  để đảm bảo sinh nước nhảy ngập và tiêu năng tập trung.

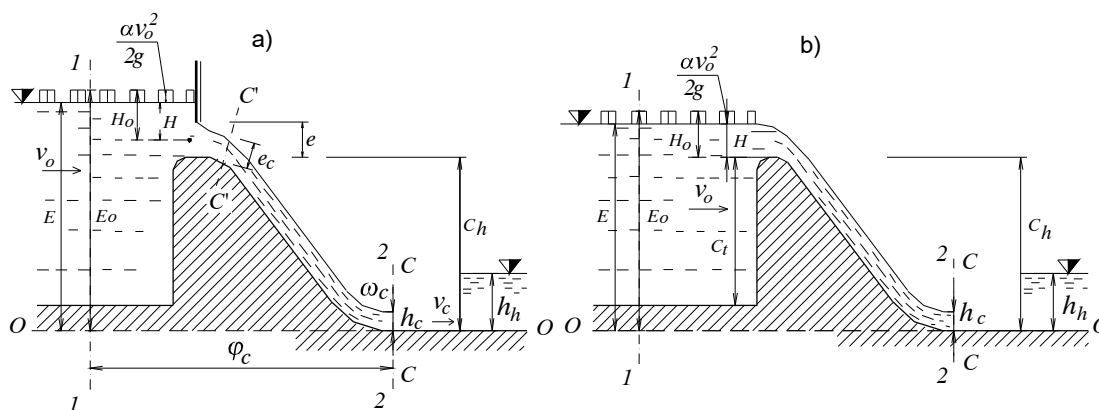
Trong tiêu năng đáy, lưu tốc ở đáy rất lớn, mạch dòng mãnh liệt, có khả năng xói lở, vì thế trong khu vực nước nhảy (sân sau) phải bảo vệ bằng bê tông. Khi nền đá xấu, đoạn nối tiếp theo sau sân sau (sân sau thứ hai) cần được bảo vệ thích đáng. Muốn tăng hiệu quả tiêu năng thì thường trên sân sau thường xây thêm các thiết bị tiêu năng phụ như mố, ngưỡng, v.v... để cho sự xung kích nội bộ dòng chảy càng mãnh liệt và ma sát giữa dòng chảy với các thiết bị đó cũng có thể tiêu hao một phần năng lượng. Biện pháp này có hiệu quả tốt và được ứng dụng rộng rãi. Tiêu năng dòng đáy thường được dùng với cột nước thấp, địa chất nền tương đối kém. Khi cột nước cao,  $h_c''$  rất lớn, yêu cầu chiều sâu nước ở hạ lưu lớn, như vậy phải đào sâu sân sau và cần được bảo vệ kiên cố hơn. Lúc đó, hình thức tiêu năng đáy thường không kinh tế.

Sau đây sẽ trình bày phương pháp tính chiều sâu co hẹp  $h_c$  của dòng chảy, chiều sâu liên hiệp  $h_c''$  và chiều dài nước nhảy  $l_n$  của nó. Ở hình 6-9, mặt phẳng so sánh O - O được tính từ đáy hạ lưu. Tổn thất cột nước  $h_f$  từ mặt cắt 1 - 1 đến mặt cắt 2 - 2 (tức là mặt cắt co hẹp C - C) biểu thị bằng biểu thức:

$$h_f = \xi \frac{v_c^2}{2g}, \quad (6-11)$$

trong đó:  $v_c$  - lưu tốc trung bình ở mặt cắt co hẹp;

$\xi$  - hệ số tổn thất tương ứng.



Hình 6-9. Sơ đồ để tính tiêu năng dòng đáy



Từ phương trình Becnuily viết cho các mặt cắt 1 - 1 và 2 - 2 rút ra:

$$v_c = \frac{1}{\sqrt{1+\xi}} \sqrt{2g(E_0 - h_c)}$$

$$\text{hoặc} \quad v_c = \varphi_c \sqrt{2g(E_0 - h_c)} \quad (6-12)$$

Mặt khác ta có thể viết:

$$v_c = \frac{Q}{\omega_c}, \quad (6-13)$$

trong đó:  $\omega_c$  - diện tích mặt cắt co hẹp:  $\omega_c = f(h_c)$ .

Giải hệ phương trình (6-12) và (6-13) ta sẽ được hai ẩn  $h_c$  và  $v_c$ . Hệ phương trình đó có thể sử dụng để xác định  $h_c$  trong cả hai trường hợp đập có cửa van và không có cửa van (hình 6-9a, b), cũng như đối với lòng sông có mặt cắt bất kỳ.

Sau đây ta xét một số trường hợp.

\* Đối với lòng sông hình thang, ta có:

$$\omega_c = h_c (b + mh_c); \quad (6-14)$$

$$Q = \varphi_c h_c (b + mh_c) \sqrt{2g(E_c - h_c)}; \quad (6-15)$$

trong đó:  $m$  - hệ số mái dốc của sông;

$b$  - chiều rộng đáy sông.

Dùng phương trình (6-15) để tính  $h_c$  bằng phương pháp thử dần hay bằng phương pháp tra bảng của A. N. Rakhomanốp.

\* Đối với lòng sông chữ nhật:

$$Q = qb; \quad \omega_c = bh_c;$$

$$v_c = \frac{q}{h_c}. \quad (6-16)$$

Thay biểu thức (6-16) vào biểu thức (6-12) ta có

$$\frac{q}{h_c} = \varphi_c \sqrt{2g(E - h_c)}; \quad (6-17)$$

hoặc:

$$E_0 = h_c + \frac{q^2}{2gh_c^2 \varphi_c^2}. \quad (6-18)$$

Giải phương trình (6-18) bằng phương pháp thử dần. Nhưng phương trình (6-18) là phương trình bậc ba nên có ba đáp số, ta phải chọn trị số thực của  $h_c$  thoả mãn điều kiện:

$$0 < h_c < h_{pg}. \quad (6-19)$$

trong đó:  $h_{pg}$  - chiều sâu phân giới.

Khi  $E_0$  rất lớn, có thể bỏ qua số hạng đầu ở vế phải của (6-18) và biểu thức tính  $h_c$  có dạng đơn giản hơn:

$$h_c = \frac{q}{\varphi_c \sqrt{2gE_0}} \quad (6-20)$$

Biểu thức (6-20) chỉ sử dụng khi:

$$\frac{E_0}{h_{pg}} \geq 5 \quad (6-21)$$

Tính  $h_c$  với lòng sông chữ nhật có thể dùng phương pháp tra bảng của N.N. Paplôpxki mà trong các sách thủy lực đã giới thiệu.

Trị  $\varphi_c$  trong các phương trình (6-12), (6-15), (6-18) và (6-20) xác định như sau:

- Đối với trường hợp hình 6-9a:  $\varphi_c = 0,85 \div 0,95$ ;
- Đối với trường hợp hình 6-9b:  $\varphi_c = 0,90 \div 0,98$ ;
- Đối với đập có mặt tràn không được trơn:  $\varphi_c = 0,80 \div 0,90$ ;

Trường hợp đập cao, lấy  $\varphi_c$  nhỏ hơn các trị số trên.

Xác định chiều sâu liên hợp  $h_c''$  của  $h_c$ . Với điều kiện bài toán phẳng, mặt cắt lòng sông chữ nhật,  $h_c''$  được tính theo biểu thức:

$$h_c'' = \frac{h_c}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_c^3}} - 1 \right) \quad (6-22)$$

Đập tràn thường có nhiều cửa, có lúc chỉ cần mở một hoặc một số cửa hoặc lúc chiều rộng B của đập tràn nhỏ hơn chiều rộng L của lòng sông hạ lưu, lúc đó cần tính theo bài toán không gian. Khi  $L > 5B$ , chiều sâu liên hợp thứ hai của nước nhảy ( $h_c''$ ) trong điều kiện không gian được tính gần đúng theo M.Z. Abramôp:

$$(h_c'')_{kg} \approx \frac{2}{3} h_c'' \quad (6-23)$$

trong đó:  $h_c''$  - chiều sâu liên hợp thứ hai tính theo bài toán phẳng.

Đ.I. Kumin đề nghị tính  $(h_c'')_{kg}$  tương đối chính xác hơn:

$$\frac{A^2}{\xi_1} + \frac{\xi_1^2}{2} = \frac{A^2}{\xi_2} + \frac{\xi_2^2}{2}, \quad (6-24)$$

trong đó:  $\xi_1 = \frac{h_c}{h_{pg}}$ ;  $\xi_2 = \frac{(h_c'')_{kg}}{h_{pg}}$ ;

$$A = \frac{B}{L} \text{ nếu } \frac{B}{L} > \frac{1}{1+1,5n};$$

$$A = \frac{1}{1+1,5n} \text{ nếu } \frac{B}{L} < \frac{1}{1+1,5n};$$

$$n = \frac{h_{pg}}{B};$$

$h_{pg}$  - chiều sâu phân giới.

Chiều dài nước nhảy  $l_n$  có thể tính theo biểu thức thực nghiệm sau đây:

$$l_n = 5(h_c'' - h_c), \quad (6-25)$$

hoặc:  $l_n = 4,5(h_h - h_c), \quad (6-26)$

trong đó:  $h_h$  - chiều sâu nước ở hạ lưu.

Nói chung sau đập tràn phải đảm bảo có nước nhảy ngập  $h_c'' < h_h$ ; nếu không người ta dùng biện pháp như đào bể, xây tường hoặc bể tường kết hợp và các thiết bị tiêu năng khác, v.v... để tạo thành nước nhảy ngập. Sau đây giới thiệu một số biện pháp và phương pháp tính toán.

#### a. Bể tiêu năng

Sơ đồ tính toán bể tiêu năng được biểu thị ở hình 6-10 và được xem xét trong bài toán phẳng.

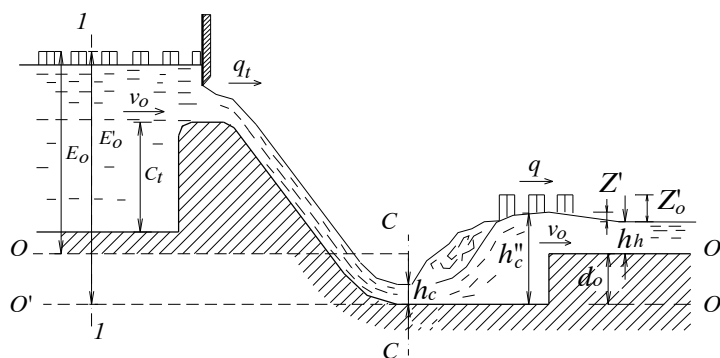
1. Giả thiết chiều sâu lý thuyết  $d_0$  của bể tiêu năng.

2. Tìm  $E_0'$ :

$$E_0' = E_0 + d_0, \quad (6-27)$$

3. Tính được chiều sâu co hẹp tương ứng  $h_c'$ .

4. Tính chiều sâu liên hiệp ( $h_c''$ ) của  $h_c'$ .



**Hình 6-10. Sơ đồ tính toán bể tiêu năng**

5. Sau khi có bể, dòng chảy cuối bể giống như đập tràn đỉnh rộng chảy ngập có độ hạ thấp cột nước  $Z'$  của dòng chảy.

Sau khi xác định được ( $h_c''$ ) và cho rằng  $h_c'' = h_h'$ , ta có thể tìm được  $Z'$ :

$$Z' = (h_c'') - d_0 - h_h, \quad (6-28)$$

6. Xác định lưu tốc tiến gần  $v_0'$  cuối bể tiêu năng:

$$v_0' = \frac{q_t}{(h_c'')}, \quad (6-29)$$

trong đó:  $q_t = \frac{Q}{B};$  (6-30)

$q_t$  - lưu lượng đơn vị qua đập tràn;

$Q$  - lưu lượng qua đập tràn;

$B$  - chiều rộng đập tràn.

7. Tính độ hạ thấp cột nước sau ngưỡng tràn (cuối bể)  $Z_0'$  có kể đến lưu tốc tới gần:

$$Z_0' = Z' + \frac{\alpha v_0'^2}{2g}. \quad (6-31)$$

8. Theo biểu thức tính lưu lượng qua đập tràn đỉnh rộng chảy ngập, xác định lưu lượng đơn vị cuối bể tiêu năng theo biểu thức:

$$q = \varphi h_h \sqrt{2gZ_0'}. \quad (6-32)$$

trong đó:  $\varphi$  - hệ số lưu tốc ( $\varphi \approx 0,95$ ).

9. Tiếp tục giả thiết các trị số  $d_0$  khác và tính toán theo các bước như trên, tìm được các trị số của  $q$  tương ứng theo biểu thức:

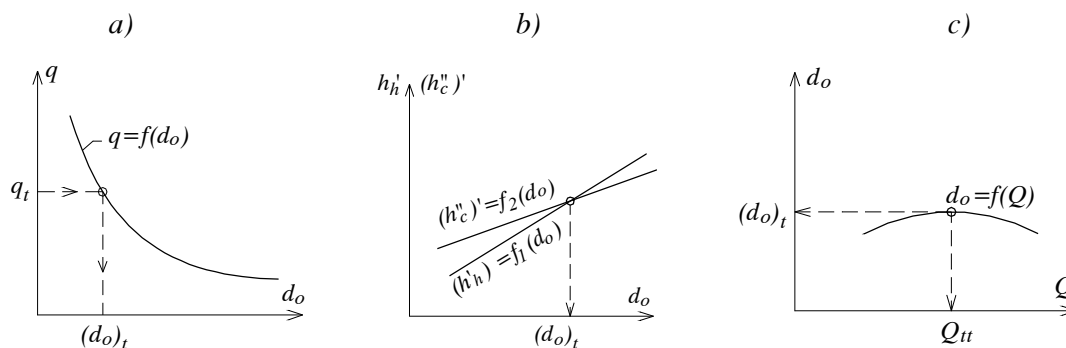
$$q = f(d_0). \quad (6-33)$$

Đường quan hệ  $q = f(d_0)$  vẽ được như ở hình 6-11a. Rõ ràng, trên đồ thị ứng với lưu lượng đơn vị  $q_t$  qua đập tràn, ta xác định được độ sâu  $(d_0)_t$  cần tìm của bể tiêu năng.

Để đơn giản tính toán, có thể bỏ qua độ hạ thấp cột nước  $Z'$  và cho rằng, mực nước trong bể bằng mực nước ở hạ lưu, tức là:

$$h_h' = h_h + d_0. \quad (6-34)$$

Trước hết theo biểu thức (6-34), giả thiết các trị số  $d_0$  và tìm được các trị số  $h_h'$  tương ứng. Vẽ đường quan hệ  $h_h' = f_1(d_0)$  (hình 6-11b). Như vậy, mỗi trị số của  $d_0$  và theo phương pháp tính đã nêu ở trên, ta hoàn toàn xác định được quan hệ  $(h_c'') = f_2(d_0)$ . Hai đường cong đó (hình 6-11) cắt nhau tại một điểm. Điểm đó cho ta độ sâu  $(d_0)_t$  cần tìm của bể.



**Hình 6-11. Các đường quan hệ để xác định độ sâu của bể tiêu năng**

Cần chú ý rằng, chiều sâu lớn nhất của bể tiêu năng không phải nhận được tương ứng với lưu lượng lớn nhất chảy qua đập tràn, mà tương ứng với lưu lượng tính  $Q_{tt}$  nào đó. Do đó, khi thiết kế ta phải tính với nhiều trị số lưu lượng khác nhau và tìm được quan hệ  $d_0 = f(Q)$ . Trên đồ thị (hình 6-11c), dễ dàng tìm thấy chiều sâu cần tìm  $(d_0)_t$  của bể (chiều sâu lớn nhất) và  $Q_{tt}$ .

Chiều sâu của bể được tính toán như trên gọi là chiều sâu theo lý thuyết của bể tiêu năng. Chiều sâu đó ứng với mức độ ngập  $A = 1$  (hình 6-10). Trong thiết kế, chúng ta phải tìm chiều sâu cần thiết  $d$  của bể để có nước nhảy ngập với mức độ ngập  $A = 1,05 \div 1,10$ :

$$d = (1,05 \div 1,10)d_0 + (0,05 \div 0,10)h_h; \quad (6-35)$$

#### b. Tường tiêu năng

Do điều kiện kết cấu và thi công, khi làm bể tiêu năng không thích hợp thì nên dùng tường tiêu năng. Sơ đồ tính toán như ở hình 6-12, trong đó  $C_0$  là chiều cao lý thuyết của tường tiêu năng. Tường tiêu năng làm việc như một đập tràn và trạng thái chảy qua tường là:

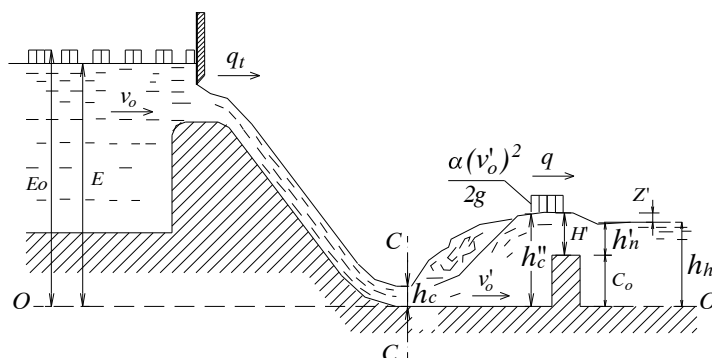
- chảy ngập nếu  $h'_n > 0$ ;
- chảy không ngập nếu  $h'_n < 0$ ;

Điều kiện ngập được xác định giống như đập tràn thành mỏng. Nói chung, sau tường tiêu năng không cho phép có nước nhảy xa. Lưu lượng đơn vị qua tường tiêu năng được xác định theo biểu thức:

$$q = \sigma'_n m' \sqrt{2gH_0'^{3/2}}, \quad (6-36)$$

trong đó: 
$$H_0' = H' + \frac{\alpha v_0'^2}{2g}; \quad (6-37)$$

$$\sigma'_n = f\left(\frac{h'_n}{H_0'}\right); \quad (6-38)$$



Hình 6-12. Sơ đồ tính toán tường tiêu năng

Tính toán tường tiêu năng đơn giản hơn tính toán bể tiêu năng vì khi tính toán bể với sự thay đổi  $d_0$  thì các trị số  $h_c$  và  $h_c''$  không thay đổi, còn ở tường tiêu năng khi  $C_0$  thay đổi thì các trị số  $h_c$  và  $h_c''$  thay đổi ( $E_0 = \text{const}$ ). Khi xác định chiều cao lý thuyết  $C_0$  của tường tiêu năng, cần phân biệt hai trường hợp dòng chảy qua tường là chảy ngập và không ngập. Khi dòng chảy qua tường tiêu năng không ngập thì có thể tính  $C_0$  một cách trực tiếp như sau:

1. Biết  $E_0$  và lưu lượng đơn vị qua đập  $q_t = \frac{Q}{B}$ , xác định  $h_c$ ;
2. Dùng phương trình nước nhảy, xác định  $h_c''$ ;
3. Tính lưu tốc tới gần  $v_c'' = \frac{q}{h_c''}$ , do đó tìm được cột nước lưu tốc  $\frac{\alpha v_0'^2}{2g}$ ;
4. Giả thiết  $q$  trong biểu thức (6-36) bằng  $q_t$ , cho  $\sigma_n' = 1$  và căn cứ vào biểu thức đó để tìm  $H_0'$ :

$$H_0' = \left( \frac{q_t}{m' \sqrt{2g}} \right)^{2/3}; \quad (6-39)$$

trong đó:  $m'$  - hệ số lưu lượng;  $m' \approx 0,40 \div 0,44$  (thường lấy  $m' \approx 0,42$ ).

5. Biết  $H_0'$  ta tính được  $H'$  trên đỉnh tường:

$$H = H_0' - \frac{\alpha v_0'^2}{2g}; \quad (6-40)$$

6. Cuối cùng xác định được  $C_0$ :

$$C_0 = h_c'' - H'. \quad (6-41)$$

Khi dòng chảy qua tường tiêu năng là chảy ngập thì tính  $C_0$  phải thử dần và bằng đồ thị.

Trước hết, tương tự ở trên, ta xác định trực tiếp các trị số  $q_t$ ,  $h_c$ ,  $h_c''$ ,  $v_0'$ ,  $\frac{\alpha v_0'^2}{2g}$ ; sau

đó tiếp tục các bước sau đây:

1. Giả thiết  $C_0$ ;
2. Tính  $H' = h_c'' - C_0$  và  $H_0' = H' + \frac{\alpha v_0'^2}{2g}$ ;

3. Tính  $h_n' = h_n - C_0$ ;

4. Xác định trị số ngập  $\sigma_n'$  theo đường cong  $H$  ở hình 6-5, phụ thuộc vào tỉ số  $h_n'/H_0'$  (để đảm bảo an toàn nên thường lấy  $\sigma_n'$  lớn hơn trị số xác định được theo đường cong II);

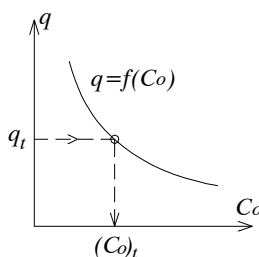
5. Xác định lưu lượng đơn vị  $q$  theo biểu thức (6-36).

Tiếp tục thiết các trị số  $C_0$  khác và thực hiện các bước như trên, cuối cùng ta tìm được quan hệ  $q = f(C_0)$ , biểu thị như ở hình 6-13.

Lưu lượng đơn vị  $q$  qua tường phải bằng lưu lượng đơn vị  $q_t$  qua đập tràn:

$$q = q_t \quad (2-42)$$

Do đó chúng ta xác định được chiều cao cần tìm  $(C_0)_t$  ứng với  $q_t$  (hình 6-13).



**Hình 6-13. Đường quan hệ  $q = f(C_0)$  để xác định chiều cao tường tiêu năng**

Cần chú ý rằng, trước khi tính toán chúng ta chưa biết được dòng chảy qua tường tiêu năng là ngập hay không ngập. Do đó, trước tiên giả thiết là dòng chảy không ngập. Sau đó căn cứ vào các yếu tố tìm được mà kiểm tra lại thực tế có phải là chảy không ngập không. Nếu là dòng chảy ngập thì chúng ta cần lặp lại từ đầu tính toán tường theo dòng chảy ngập.

Chiều cao tường  $C_0$  cũng giống như chiều sâu bể  $d_0$  cần được tính với nhiều cấp lưu lượng khác nhau để cuối cùng tìm được  $C_0$  lớn nhất. Sau khi xác định kích thước của tường, cần phải thử lại sau tường có nước nhảy xa nữa không, nếu có thì cần phải thiết kế thêm tường tiêu năng thứ hai, v.v...

Chiều cao  $C_0$  được tính toán trên đây là chiều cao lý thuyết của tường. Chiều cao thực tế  $C$  của tường tiêu năng được xác định theo biểu thức:

$$C = C_0 + (0,05 \div 0,10) h_c'' \quad (6-43)$$

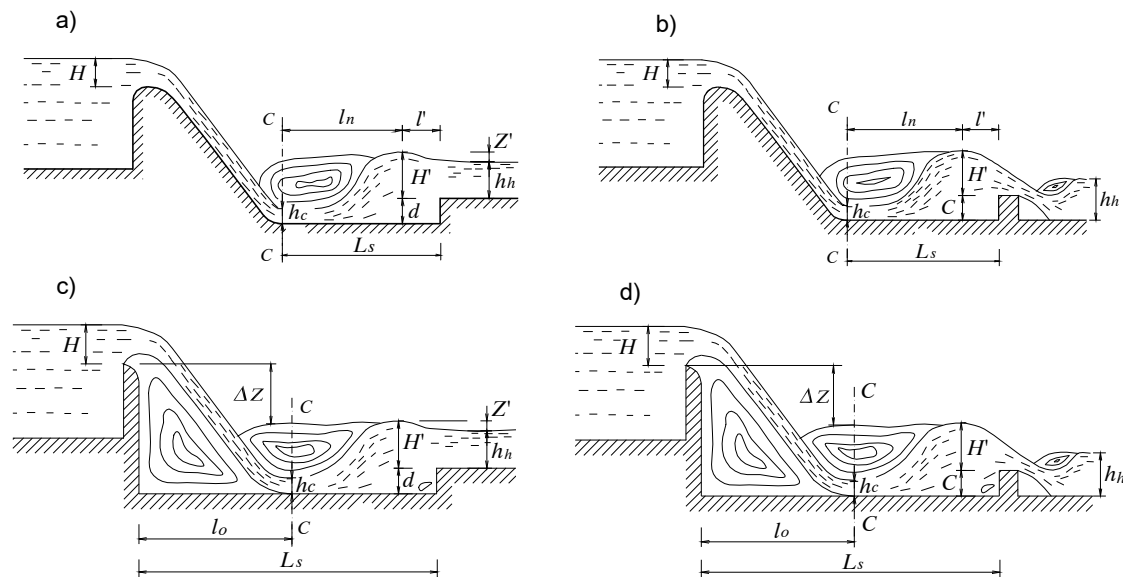
c. **Xác định chiều dài sân sau cho trường hợp có bể tiêu năng và trường hợp tiêu năng**

Hình 6-14 là sơ đồ dòng chảy ở sân sau trong các trường hợp khác nhau.

**Trường hợp 1:** có bể hoặc tường sau đập tràn mặt cắt thực dụng (hình 6-14 a,b), chiều dài của sân sau  $L_s$  được tính từ mặt cắt co hẹp  $C - C$  ở ngay sát chân đập tràn.

**Trường hợp 2:** có bể hoặc tường sau đập tràn thành mỏng (hình 6-14 c, d).

Chiều dài sân sau  $L_s$  không phải bắt đầu từ mặt cắt  $C - C$  mà nó bao gồm một đoạn  $l_0$  trước mặt cắt  $C - C$  ( $l_0$  chiều dài nước rơi). Trường hợp này, khi tính toán cần phải kể đến chiều dài nước rơi.



**Hình 6-14. Sơ đồ dòng chảy khi có bể hoặc tường tiêu năng**

Ở đây chúng ta chỉ xem xét cho trường hợp 1. Chiều dài sân sau trong trường hợp này có thể viết như sau:

$$L_s = l_n + l', \quad (6-44)$$

trong đó:  $l_n$  - chiều dài nước chảy tự do không ngập;  
 $l'$  - chiều dài nước xoắn hạ lưu.

Thí nghiệm cho thấy rằng biểu thức (6-44) hoàn toàn nhận được từ lý thuyết trong thực tế trên sân sau khi có bể hoặc tường tiêu năng sẽ hình thành nước nhảy không tự do, nên chiều dài của nó nhỏ hơn chiều dài nước nhảy tự do. Nhiều tác giả đã đề nghị tính  $L_s$  và các kết quả tính được nhỏ hơn tính theo biểu thức (6-44). Đặc biệt M. Đ. Tsétouxốp đề nghị xác định  $L_s$  theo công thức kinh nghiệm.

$$L_s = \beta \cdot l_n \quad (6-45)$$

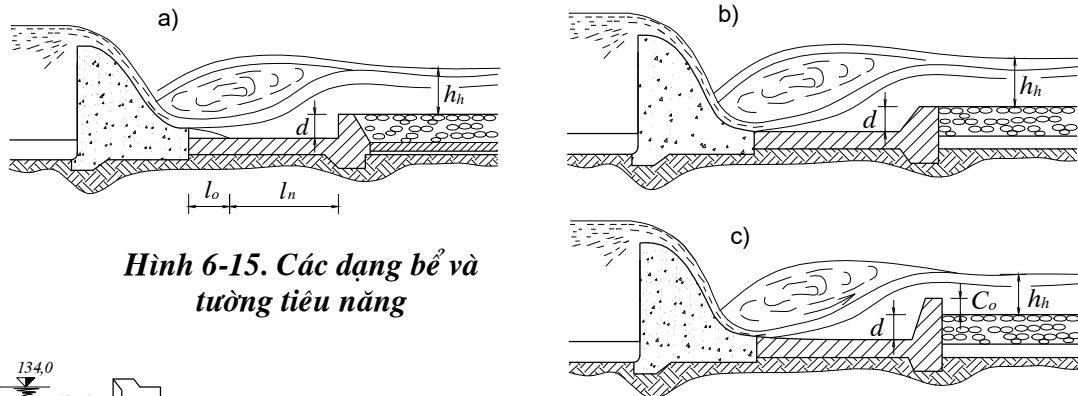
trong đó:  $\beta$  - hệ số thực nghiệm, lấy bằng  $0,7 \div 0,8$ ;

$l_n$  - chiều dài nước nhảy tự do không ngập, được tính theo biểu thức (6-25) hoặc biểu thức (6-26).

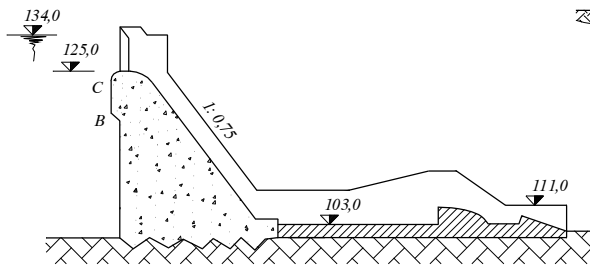
Cũng cần phải chú ý thêm rằng, chiều dài sân sau phải đủ dài, nếu ngắn quá sẽ không hình thành nước chảy và đưa đến xói lở hạ lưu.

Hình dạng bể tiêu năng trong mặt phẳng thẳng đứng là hình chữ nhật (hình 6-15a) thì hiệu quả tiêu năng tốt. Nhưng dòng chảy có thể bào mòn các cạnh góc, nhất là khi trong nước có nhiều bùn cát, nên thường thiết kế bể có dạng hình thang (hình 6-15b). Nhược điểm của bể tiêu năng là khối lượng đào lớn, cao trình đáy đập thấp nên khối lượng đập tăng; vì thế người ta dùng bể và tường kết hợp (hình 6-15c) để giảm khối lượng đào và khối lượng đập.





**Hình 6-15. Các dạng bể và tường tiêu năng**

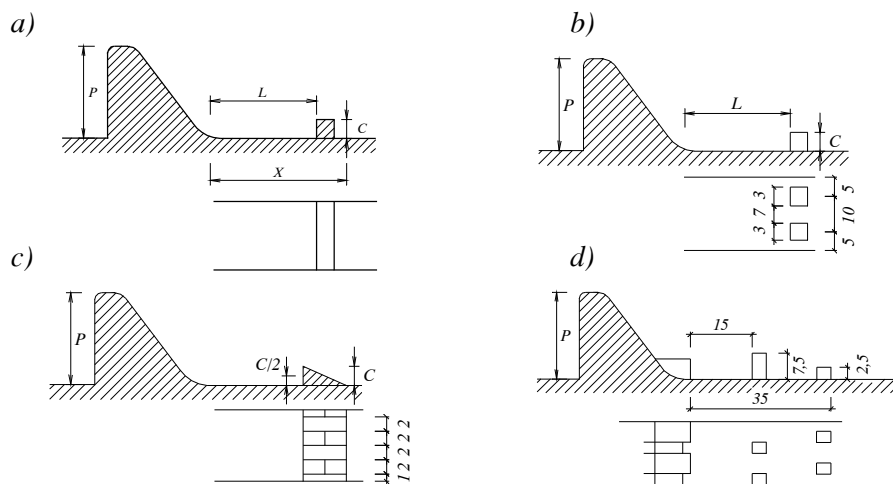


**Hình 6-16. Tường tiêu năng**

Hình dạng tường tiêu năng làm thành mặt cắt trộn và thuận để tránh phá hoại do bào mòn, hay khí thực (hình 6-16).

*d. Các thiết bị tiêu năng trên sân sau*

Trên sân sau thường bố trí các thiết bị để tiêu hao năng lượng dòng chảy như mố, ngưỡng v.v... (hình 6-17) làm cho dòng gây nên lực phản kích và giảm được  $h_c''$ , rút ngắn được chiều dài sân sau. Thí nghiệm chứng minh rằng nếu bố trí thích hợp các thiết bị đó thì có thể giảm được  $h_c''$  từ 20-25%, có khi đến 30%.



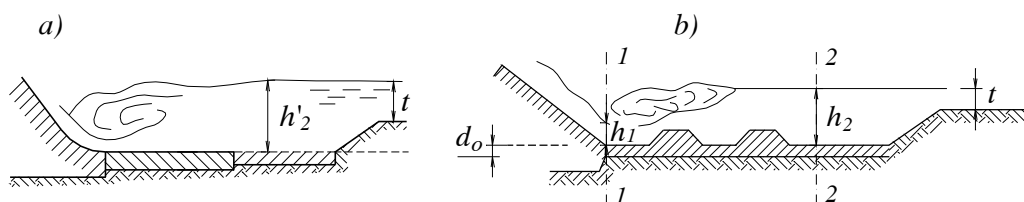
**Hình 6-17. Hình thức các thiết bị tiêu năng**  
(kích thước trong hình ghi theo m)

Phân tích tình hình dòng chảy khi có thiết bị tiêu năng trên sân sau (hình 6-18) và viết phương trình động lượng cho hai mặt cắt 1-1 và 2-2, ta có:

$$\frac{\alpha_0 \gamma}{g} qv_c + \frac{\gamma h_1^2}{2} = \frac{\alpha_0 \gamma}{g} qv_2 + R + \frac{\gamma h_2^2}{2}, \quad (6-46)$$

trong đó:

- R - phản lực của thiết bị tiêu năng;
- C - hệ số, phụ thuộc vào tình hình dòng chảy và hình dạng mố tiêu năng xác định bằng thí nghiệm;
- $\omega$  - diện tích hình chiếu đứng của mố tiêu năng;
- q - lưu lượng đơn vị;
- $\alpha_0$  - hệ số phân bố có thể lấy bằng 1.



**Hình 6-18. Sơ đồ tình hình dòng chảy khi có thiết bị tiêu năng trên sân sau**

Sau khi có thiết bị tiêu năng, do tăng xung lượng ở mặt cắt 2-2, giảm được chiều sâu liên hiệp nước nhả, tức là giảm được độ sâu đào bể tiêu năng hoặc giảm chiều cao tường tiêu năng. Trong điều kiện như nhau, đảm bảo độ ngập giống nhau, nhưng nhờ có thiết bị tiêu năng trên sân sau nên hình 6-18b giảm được chiều sâu đào bể một trị số là  $d_0 = h_2'' - h_2$  so với hình 6-18a.

Thiết bị tiêu năng thường bố trí ở những nơi có lưu tốc lớn nên xung quanh mố dễ sinh áp lực âm. Lưu tốc càng lớn, nếu mố không thuận thì áp lực âm càng lớn, gây lên khí thực, phá hoại bê tông làm cho điều kiện làm việc của thiết bị tiêu năng không tốt. Sau đây sẽ nêu một số hình thức, kích thước và bố trí thiết bị tiêu năng.

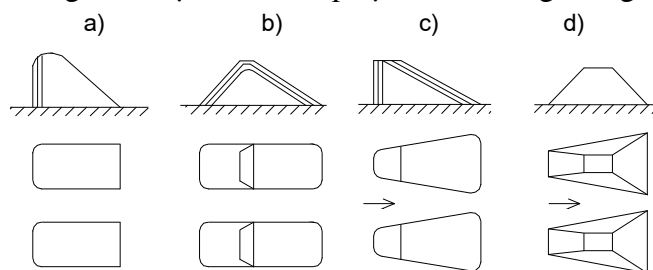
#### *a) Ng- ỡng tiêu năng (hình 6-17a)*

Ngưỡng tiêu năng ngập trong nước nhả có tác dụng phản kích mạnh đối với dòng chảy có lưu tốc cao, giảm chiều sâu nước nhả  $h_c''$ . Thí nghiệm cho thấy rằng, góc nghiêng mái thượng lưu của ngưỡng nhỏ hơn  $90^\circ$  và phải lớn hơn  $60^\circ$  thì không có ảnh hưởng tới hiệu quả tiêu năng, nhưng cải thiện được trạng thái dòng chảy rất lớn. Muốn tăng lực phản kích thì cần tăng chiều cao ngưỡng với nguyên tắc là không sinh ra nước nhả sau ngưỡng. Chiều cao ngưỡng có thể lấy bằng  $1,9(h_c'' - h_n)$ . Vị trí của ngưỡng nên đặt chính giữa chiều dài sân sau. Đặt gần phía trước thì lực phản kích R lớn hơn, nhưng dòng chảy biến động lớn. Đặt gần phía sau thì mức độ ngập của nước nhả kém, có khi không ngập.

*β) Mố tiêu năng (hình 6-17b, c, d)*

Mố tiêu năng thường bố trí gần nơi bắt đầu của sân sau, tại khu vực dòng chảy có lưu tốc cao, cách chân đập một đoạn dài hơn chiều sâu phân giới của dòng chảy. Kích thước và vị trí mố tiêu năng có ảnh hưởng lớn đối với dòng chảy, nhưng cho đến nay chưa có phương pháp nào tính toán chính xác, thường phải thông qua thí nghiệm để quyết định. Theo thí nghiệm, kích thước mố có thể lấy như sau: chiều cao mố  $d_n \approx (0,75 \div 1,0)h_c$ , chiều rộng mố  $b_n = (0,5 \div 1,0)d_n$ , khoảng cách  $B_n$  giữa mép của hai mố gần nhau  $B_n \leq b_n$ , kích thước cụ thể còn phụ thuộc vào hình thức và cấu tạo.

Nếu bố trí hai hàng mố thì hiệu quả tiêu năng tốt hơn so với bố trí một hàng khoảng cách giữa hai hàng mố  $L_n \approx (2 \div 3)d_n$  bố trí các mố theo hình hoa mai chọn số hình mố còn phụ thuộc vào hình thức mố có lúc bố trí hai hàng lưu tốc phân bố không được tốt. Có nhiều hình thức mố tiêu năng (hình 6-19): mặt thượng lưu của mố thẳng đứng (hình 6-19a) gây nên lực phản kích lớn hơn so với mố có mặt thượng nghiêng, nhưng dòng chảy biến động lớn. Hiệu quả tiêu năng của loại như hình 6-19d không tốt bằng các loại khác (hình 6-19 a, b, c). Mặt hai bên của mố là thẳng đứng thì dễ sinh áp lực âm rất lớn, gây nên khí thực. Muốn giảm hoặc tiêu trừ áp lực âm, thường các góc cạnh của mố làm thành góc tròn (hình 6-19a,b) hoặc hình thức khuếch tán (hình 6-19c,d) làm như vậy tuy ít nhiều có giảm hiệu quả tiêu năng, nhưng rất cần thiết. Mái thượng lưu của mố nghiêng có thể giảm được áp lực âm ở đỉnh mố.

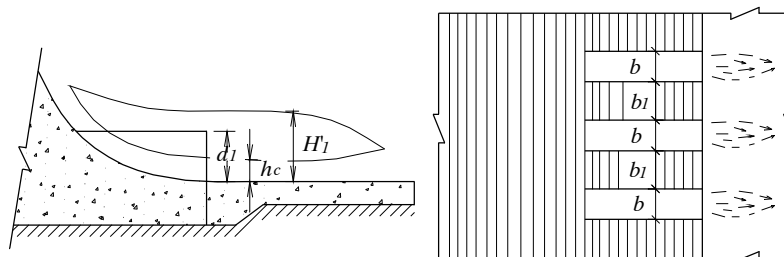


**Hình 6-19. Các hình thức mố tiêu năng**

*γ) Mố phân dòng (hình 6-20)*

Dùng mố phân dòng có thể làm cho dòng chảy có lưu tốc cao ở chân đập tạo thành trạng thái dòng chảy có lợi. Ở giữa các mố phân dòng có dòng chảy đáy và trên mặt có xoáy, trên các mố phân dòng có dòng chảy mặt và ở sát đỉnh mố có xoáy, hai loại dòng chảy ấy tác dụng tương hỗ nhau có thể tiêu hao năng lượng nhiều hơn.

Nói chung sau mố phân dòng nên có mố tiêu năng (hình 6-17d). Do ở giữa các mố phân dòng chảy tập trung, sau đó gặp tác dụng phản kích của mố tiêu năng càng làm cho hiệu quả tiêu năng tăng thêm.



**Hình 6-20. Mố phân dòng**

e. Mở rộng dần sâu sau (hình 6 -21)

Nếu sâu sau được mở rộng dần thì dòng chảy được khuếch tán sang hai bên giảm được lưu lượng đơn vị, do đó giảm được  $h_c''$ , như vậy nâng cao được cao trình sâu sau.

Góc khuếch tán  $\beta$  không nên lớn quá, nếu lớn quá thì dòng chảy bị tách khỏi tường bên và tạo nên dòng xoáy hoặc dòng chảy xiên gây xói lở:

$$\operatorname{tg}\beta < \frac{1}{8} \div \frac{1}{10}; \quad (6-47)$$

f. Sâu sau có độ dốc thuận

Khi độ sâu nước hạ lưu lớn hơn  $h_c''$  rất nhiều thì dòng chảy khó khuếch tán theo phương thẳng đứng gây nên dòng chảy ngập có lưu tốc lớn ở đáy lòng sông có thể bị xói lở. Trường hợp này làm sâu sau dốc thuận (hình 6 -22). Để đảm bảo với một lưu lượng và mực nước bất kỳ nào đó cũng có thể sinh ra nước nhảy có độ ngập không lớn. Sâu sau có độ dốc thuận nên trọng lượng nước có thành phần lực nằm ngang hướng về hạ lưu làm tăng độ sâu liên hiệp nước nhảy  $h_c'$ . Căn cứ vào định luật động lượng  $h_c''$  có thể tính theo biểu thức:

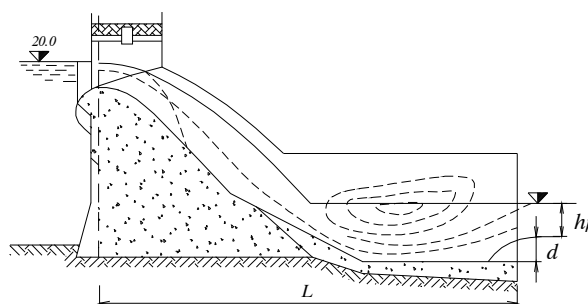
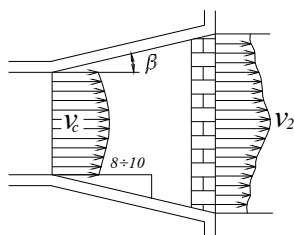
$$h_c'' = \frac{h_c'}{2 \cos \alpha} \left( \sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_c'^3} \frac{\cos^3 \alpha}{1 - 2\phi \operatorname{tg}\alpha}} - 1 \right), \quad (6-48)$$

trong đó:

$\alpha$  - góc nghiêng của đáy sâu sau với mặt phẳng nằm ngang;

$\phi$  - hệ số điều chỉnh của áp lực nước lên mặt nghiêng đối với thành phần lực nằm ngang, khi độ dốc đáy bằng 0,05 ÷ 0,30 thì:

$$\phi = 3,75 + 25 \operatorname{tg}\alpha - 15 \operatorname{tg}^2\alpha, \quad (6-49)$$



Hình 6-21. Bể tiêu năng khuếch tán

Hình 6-22. Sâu tiêu năng có độ dốc thuận

Khi  $\alpha = 0$  thì biểu thức (6- 48) trở thành biểu thức (6- 22). Dòng chảy trên dốc thuận, bất kỳ lưu lượng lớn hay nhỏ đều có nước nhảy để hạn chế dòng ngược có lưu tốc cao ở đáy. Độ dốc đáy không được dốc hơn 1: 4.

Khi chiều sâu dốc hạ lưu rất nhỏ thì sân sau có thể làm hình thức dốc ngược. Bắt đầu tại mặt cắt co hẹp, được đào sâu xuống và sau đó sân sau làm theo độ dốc ngược khiến cho dòng chảy có phản lực ngược trở lại và tạo thành nước nhảy.

Như vậy khi thiết kế sân sau, ngoài việc xét lưu lượng qua đập tràn ứng với lưu lượng thiết kế, còn cần phải xét tình hình làm việc của sân sau ứng với các lưu lượng khác để đảm bảo bất kỳ với một lưu lượng nào cũng sinh ra nước nhảy ngập thích hợp.

Để đảm bảo nước chảy ngập  $\eta = \frac{h_h}{h_c''} \geq 1,1$  và đề phòng nước chảy có độ ngập lớn, lưu

tốc cao thì  $\eta \leq 1,3$ .

Nói chung, tốt nhất là  $\eta = 1,2 \div 1,3$ .

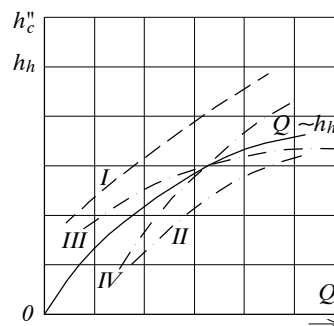
Trong thực tế, quan hệ giữa lưu lượng và cột nước hạ lưu  $Q \sim h_c''$  thường xuất hiện ở sân sau như hình 6- 23.

- Đường cong I: Với lưu lượng bất kỳ đều có nước nhảy xa. Trường hợp này cần dùng bể hoặc tường tiêu năng hoặc bể tường kết hợp để cho đường cong I luôn luôn nằm dưới đường  $Q \sim h_h$ .

- Đường cong II: Nước hạ lưu rất sâu, có nước nhảy ngập lớn, có thể làm sân sau dốc thuận hoặc làm ngưỡng cuối sân sau hoặc có thể tăng lưu lượng đơn vị qua đập.

- Đường cong III: Lúc lưu lượng nhỏ không có nước chảy ngập, cần có thiết bị tường chắn ở hạ lưu để dâng mực nước ở sân sau. Như vậy khi lưu lượng nước lớn có thể tăng độ ngập, nhưng do tác dụng của tường nên không sinh dòng ngập lớn.

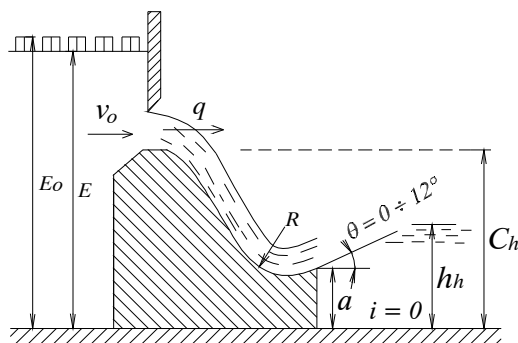
- Đường cong IV: ngược lại với trường hợp III, dùng các thiết bị mố tiêu năng hoặc ngưỡng tiêu năng để cải thiện tình hình dòng chảy.



**Hình 6-23. Quan hệ  $Q \sim h_c''$  và  $Q \sim h_h$**

## 2. Hình thức tiêu năng mặt

Dòng chảy hình thức tiêu năng này ở trạng thái chảy mặt (hình 6-8 c, d). Kinh nghiệm cho biết, hiệu quả tiêu năng trong hình thức tiêu năng mặt so với hình thức tiêu năng đáy không kém nhiều (có thể đạt 65%), nhưng chiều dài sân sau ngắn hơn  $\frac{1}{5} \div \frac{1}{2}$  lần, đồng thời lưu tốc ở đáy nhỏ nên chiều dày sân sau có thể bé, thậm chí trên nền đá cứng không cần làm sân sau. Ngoài ra còn có ưu điểm là có thể tháo các vật nổi qua đập mà không hỏng sân sau.



**Hình 6-24. Trạng thái dòng chảy ở hạ lưu đập tràn có bậc thụt**

Khi mực nước ở hạ lưu thay đổi, trạng thái dòng chảy ở hạ lưu đập tràn có bậc thụt (hình 6-24) khác nhau. Sau đây ta sẽ phân biệt trạng thái dòng chảy đó.

- Trạng thái thứ nhất: khi mực nước hạ lưu thấp hơn đỉnh bậc thụt, tức là  $h_h < a$ , dòng chảy ở hạ lưu là dòng chảy phóng xa (hình 6-8e).

- Trạng thái thứ hai: khi cột nước hạ lưu  $h_h$  nhỏ hơn độ sâu giới hạn thứ nhất  $h_{ghI}$ : dòng chảy ở trạng thái chảy đáy (hình 6-8b), lúc đó có thể là nước nhảy ngập hoặc nhảy xa tùy theo  $h_c''$  và  $h_h$ .

$$h_h < h_{ghI}, \quad (6-50)$$

-Trạng thái thứ ba: gọi là dòng chảy mặt không ngập, khi cột nước hạ lưu ở trạng thái giữa độ sâu giới hạn thứ nhất  $h_{ghI}$  và độ sâu giới hạn thứ hai  $h_{ghII}$  (hình 6-8c):

$$h_{ghI} < h_h < h_{ghII}, \quad (6-51)$$

-Trạng thái thứ tư: dòng chảy mặt ngập, khi cột nước hạ lưu lớn hơn độ sâu giới hạn thứ hai (hình 6-8d):

$$h_h > h_{ghII}, \quad (6-52)$$

Trạng thái thứ nhất sẽ được trình bày ở mục 6.2, V, 3, về tiêu năng phóng xa, còn trạng thái thứ hai đã trình bày ở mục 6.2, V, 1, nói về tiêu năng đáy, ở đây nói về trạng thái dòng chảy thứ ba và thứ tư. Khi  $h_h = h_{ghI}$  dòng chảy từ trạng thái đáy chuyển sang dòng chảy mặt không ngập. Khi  $h_h = h_{ghII}$  dòng chảy từ trạng thái chảy mặt không ngập chuyển sang dòng chảy mặt ngập.

#### a) Hình thức dòng mặt không ngập

Như ở trên đã trình bày, dòng chảy ở trạng thái này xảy ra khi  $h_{ghI} < h_h < h_{ghII}$ , lúc đó độ sâu nước hạ lưu  $h_h$  cần phải lớn hơn  $h_c''$  của nước nhảy đáy, đồng thời  $h_h > a$  ( $a$  - chiều cao bậc thụt, xem hình 6-24). Chiều cao  $a = (0,25 \div 0,35)$  chiều cao đập (với đập cao  $a = 0,25$ ; với đập thấp  $a = 0,35$ ).

Góc nghiêng  $\theta$  ở chân đập lớn hay nhỏ có ảnh hưởng rất lớn đến trạng thái dòng chảy. Nếu  $\theta$  lớn quá có thể sinh chảy phóng xa,  $\theta$  nhỏ quá có thể xuất hiện dòng chảy đáy. Thường dùng  $\theta < 10 \div 15^\circ$  là thích hợp.

Thiết kế hình thức tiêu năng mặt không ngập thích hợp với đập tràn có tháo các vật nổi để tránh các vật nổi va chạm vào sân sau hoặc chân đập.

Nhược điểm của hình thức tiêu năng này là làm việc không ổn định khi mực nước hạ lưu thay đổi lớn; ở hạ lưu có sóng làm ảnh hưởng không tốt làm ảnh hưởng đến sự làm việc của trạm thủy điện, vận tải thủy và xói lở bờ sông; yêu cầu mực nước hạ lưu phải sâu.

*b) Hình thức dòng mặt ngập*

Khi  $h_h > h_{ghII}$  thì có dòng mặt ngập. Hình thức này có nhược điểm gây lực xung kích lớn ở mũi chân đập và có ảnh hưởng tới ổn định đập. Sau đây ta sẽ nói đến độ sâu giới hạn thứ nhất  $h_{ghI}$  và thứ hai  $h_{ghII}$ .

Kết quả xác định  $h_{ghI}$  và  $h_{ghII}$  bằng lý thuyết đưa đến những biểu thức tính rất phức tạp và khối lượng tính toán lớn. T.N Axtafitsêva đề nghị xác định các trị số đó bằng các biểu thức thực nghiệm sau đây:

$$h_{ghI} = 0,82a + \left( 2,44 - 2 \frac{a}{C_h} \right) h_{pg}, \quad (6-53)$$

$$h_{ghII} = 1,22a + \left( 2,50 - 2,55 \frac{a}{C_h} \right) h_{pg}, \quad (6-54)$$

trong đó:  $h_{pg}$  - chiều sâu phân giới; các ký hiệu khác như hình 6-24.

Các biểu thức (6-53) và (6-54) được tính với trường hợp khi cửa van trên đỉnh đập mở hoàn toàn và cột nước trên đỉnh đập  $H \leq \frac{2}{3} C_h$ ; nhưng cũng có thể tính gần đúng cho trường hợp mở cửa van với một độ mở nào đó. Biểu thức (6-54) chỉ đúng với điều kiện  $\frac{a}{C_h} \geq 0,2$ , đó là trường hợp trong thực tế thường gặp nhất. Nếu  $\frac{a}{C_h} < 0,2$ , T.N Axtafitsêva đề nghị dùng biểu thức:

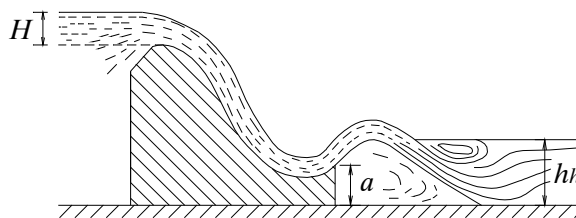
$$h_{ghI} = 0,82a + \left( 3,44 - 7 \frac{a}{C_h} \right) h_{pg} \quad (6-55)$$

Khi thiết kế tiêu năng hình thức dòng chảy mặt cần chú ý một số điểm sau đây:

1. Theo thí nghiệm, khi chiều cao bậc thụt  $a$  nhỏ thì có thể chỉ xảy ra trạng thái chảy đáy mà không sinh ra dòng mặt.

2. Khi  $a < 0,2C_h$ , trạng thái nối tiếp dòng chảy ở hạ lưu không ổn định vì thế chiều cao  $a$  không được nhỏ hơn  $0,2C_h$ .

3. Cần chú ý rằng, khi độ sâu nước hạ lưu thỏa mãn điều kiện (6-52) nhưng ở hạ lưu có thể xảy ra và dòng mặt, vừa dòng đáy, tức là trạng thái dòng mặt ở sát đập, trạng thái dòng đáy ở sau đập (hình 6-25).



Hình 6-25. Trạng thái dòng mặt ở sát đập, dòng đáy ở sau đập

4. Sự thay đổi góc  $\theta$  trong phạm vi  $(0^\circ \div 15^\circ)$  hầu như không ảnh hưởng đến các trị số  $h_{ghI}$  và  $h_{ghII}$ .

### 3. Hình thức tiêu năng phóng xa (hình 6-8e)

#### a) Đặc điểm của tiêu năng phóng xa

Tiêu năng phóng xa được lợi dụng mũi phun ở chân đập hạ lưu để dòng chảy có lưu tốc lớn phóng xa khỏi chân đập. Dòng chảy được khuếch tán trong không khí, sau đó đổ xuống lòng sông. Do dòng chảy được tiêu hao năng lượng rất lớn trong không khí nên giảm năng lực xói lòng sông, đồng thời dòng chảy được phóng khỏi chân đập tương đối xa nên dù có gây xói lở cục bộ đáy sông hạ lưu cũng ít ảnh hưởng nguy hại đến an toàn của đập.

Tiêu năng hình thức này bao gồm hai quá trình: một bộ phận tiêu năng trong không khí và một phần tiêu năng ở lòng sông. Dòng chảy càng khuếch tán lớn trong không khí và trộn lẫn nhiều không khí thì năng lượng tiêu hao càng lớn, do đó giảm được xói lở lòng sông hạ lưu.

Dòng chảy phóng xuống hạ lưu gây nên xói lở, sau khi hố xói đạt đến một độ sâu nhất định thì năng lượng thừa của dòng chảy được hoàn toàn tiêu hao bằng ma sát nội bộ, cho nên nếu chiều sâu nước hạ lưu càng lớn thì càng giảm được xói lở dòng sông.

Chiều dài phóng xa càng lớn, càng có lợi. Đối với đập tràn cao, chiều dài đó có thể đến hàng trăm mét. Trái lại, với đập thấp, nước sẽ phóng gần chân đập, nên việc dùng hình thức tiêu năng này bị hạn chế.

Cấu tạo hình thức tiêu năng phóng xa đơn giản, không cần thiết bị tiêu năng ở sân sau, giảm khối lượng đào đá, rút ngắn thời gian thi công. Cho nên đối với đập tràn có cột nước có cột nước cao và điều kiện địa chất tốt, dùng hình thức tiêu năng này là hợp lý và kinh tế.

#### b) Hình thức kết cấu tiêu năng phóng xa

Đối với những đập tràn cao không nên dùng hình thức tiêu năng ở ngay chân đập (tiêu năng đáy, dòng mặt, v.v...), bởi vì lưu tốc rất lớn, gây nên hiện tượng khí thực và mạch động lớn. Tải trọng động đó tác dụng lên sân sau tăng lên rất nhiều làm nguy hiểm đến kết cấu sân sau. Nối tiếp hạ lưu của các đập tràn cao trên nền đá thích hợp nhất là hình thức tiêu năng phóng xa.

Có nhiều hình thức kết cấu mũi phun. Sau đây giới thiệu một số dạng thường gặp.



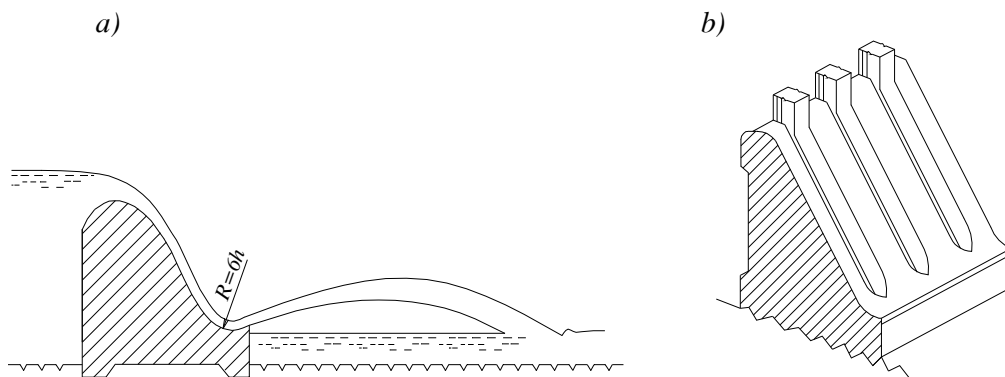
\* *Mũi phun liên tục*

Hình thức mũi phun này (hình 6-26a) vì có ưu điểm là cấu tạo đơn giản và khoảng cách phóng xa lớn, nhưng dòng chảy khuếch tán trong không khí kém và xói lở dòng sông sâu. Có thể làm các tường phân dòng nối liền với các trụ pin kéo dài đến gần mũi phun (hình 6-26b) để cho dòng chảy tập trung ở trên mặt tràn và giảm tổn thất thủy lực. Như vậy chiều dài dòng phun sẽ tăng và mức độ khuếch tán dòng chảy trên mặt bằng cũng được mở rộng. Thiết kế mũi phun liên tục bao gồm các vấn đề sau đây:

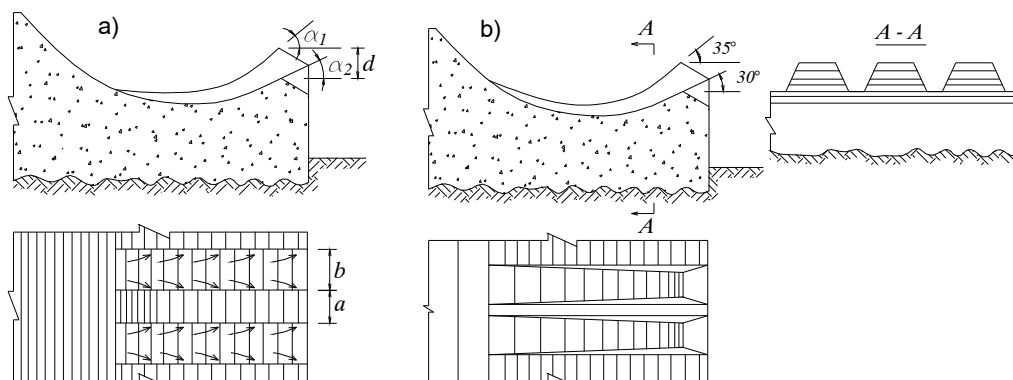
1. Góc nghiêng  $\alpha$  của mũi phun được xác định căn cứ vào điều kiện chiều dòng phun xa, đồng thời thể tích bê tông ở chân đập tăng tương đối ít. Thường dùng  $\alpha \approx 30^\circ \div 35^\circ$  là hợp lý.

2. Cao trình mũi phun phải cao hơn mực nước cao nhất ở hạ lưu ít nhất là 1m để đảm bảo cho dòng chảy phun vào không khí và tránh nước hạ lưu ngập mũi phun.

3. Bán kính cong R nối tiếp giữa mặt đập và mũi phun cần đảm bảo sao cho dòng chảy không tách khỏi mặt đập và mũi phun, tránh hiện tượng áp lực thay đổi đột ngột, đồng thời có chiều dài dòng phun xa. Bán kính R không được nhỏ hơn 6h và không lớn hơn 10h (h - chiều sâu của nước tại mặt cắt co hẹp trên mũi phun).



**Hình 6-26. Mũi phun liên tục**

\* *Mũi phun không liên tục (hình 6-27)*

**Hình 6-27. Mũi phun không liên tục**

Theo tài liệu thí nghiệm của Khoa Thủy lợi Trường đại học Thiên Tân Trung Quốc, mũi phun kiểu không liên tục có cải tiến hơn loại liên tục. Dòng chảy trên mũi phun không liên tục được phân thành hai dòng: ở trên đỉnh răng và ở giữa khe răng. Theo phương thẳng đứng dòng chảy được khuếch tán nhiều hơn so với hình thức mũi phun liên tục, đồng thời có sự va chạm giữa các tia dòng nên có thể tiêu hao một phần năng lượng, giảm khả năng xói lở ở hạ lưu, chiều sâu hố xói có thể giảm được 35% so với hình thức mũi phun liên tục, nhưng có nhược điểm là chiều dài phóng xạ nhỏ hơn.

Theo thí nghiệm, kích thước hợp lý đối với mũi phun không liên tục có răng hình chữ nhật (hình 6-27a) như sau:  $\alpha_1 \div \alpha_2 \approx 5^0 \div 10^0$ , tỷ số giữa chiều rộng khe và chiều rộng răng  $\frac{a}{b} \approx \frac{1}{2} \div \frac{2}{3}$ . Nếu không ảnh hưởng đến điều kiện khuếch tán, nên tận dụng giảm trị số  $\frac{d}{h}$  (h- chiều sâu nước trên mũi phun) để tăng chiều sâu tương đối, đồng thời giảm được áp lực âm hai bên răng. Khi lưu tốc lớn hơn 20 m/s thì thường dùng  $0,5 < \frac{d}{h} < 1,0$  là thích hợp.

Nhược điểm của mũi phun kiểu răng hình chữ nhật là dòng chảy ở giữa khe rất tập trung, khó khuếch tán, đồng thời có áp lực âm lớn ở hai bên răng. Để khắc phục nhược điểm đó người ta dùng kiểu răng hình thang (hình 6-27b). Đặc điểm của loại này là chiều rộng của đỉnh răng giảm dần và chiều rộng khe tăng dần về phía hạ lưu làm cho dòng chảy ở giữa khe được khuếch tán, các tia dòng được va chạm nhau mạnh liệt, vì vậy xói lở được giảm bớt, đồng thời hai bên răng được vát nghiêng nên giảm được áp lực âm rõ rệt.

### c) Tính toán thủy lực

Lưu lượng chảy qua đập tràn không ngập được tính theo biểu thức (6-4), trong đó  $\sigma_n = 1$ :

$$Q = \varepsilon m B \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (6-56)$$

Lưu tốc trên mặt đập tràn:

$$v = \varphi \sqrt{2gZ_i}, \quad (6-57)$$

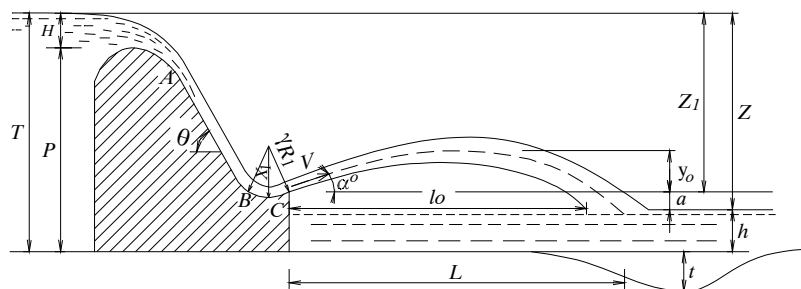
trong đó:  $\varphi$  - hệ số lưu tốc;

$Z_i$ - độ chênh cột nước kể từ mực nước thượng lưu đến mặt cắt tính toán (hình 6-28).

Dòng chảy trên mặt đập tràn sẽ có hiện tượng hàm khí khi trị số Frut:

$$F_r = \frac{v^2}{gR} > 45 \quad (R- \text{ bán kính thủy lực của mặt cắt tính toán}).$$

Sau đây giới thiệu phương pháp xác định đường mặt nước và lưu tốc tại một mặt cắt bất kỳ trên mặt tràn theo quy phạm Nga “Tính toán thủy lực của đập tràn trọng lực cao BCH-01-65”.



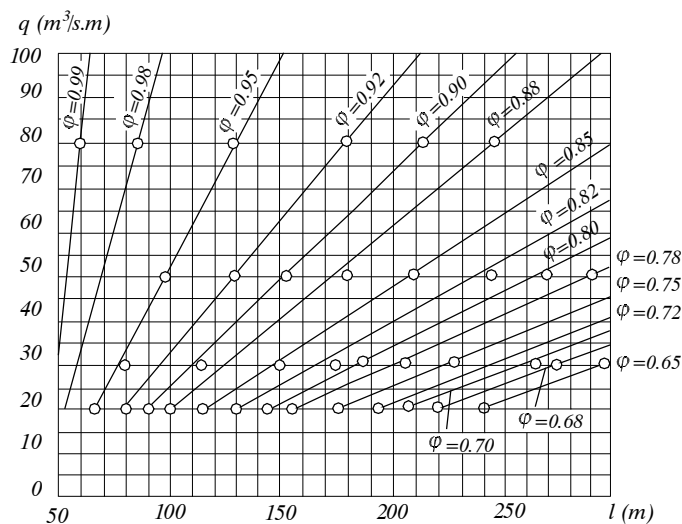
**Hình 6-28. Sơ đồ để tính toán thủy lực cho đập tràn**

1. Trường hợp góc nghiêng  $\theta$  mái hạ lưu đập có  $\cot\theta = 0,7 \div 0,8$  và dòng chảy trên mặt đập không có hàm khí ( $F_r < 45$ ), ta có phương trình:

$$T_{oi} = y_i + h_i \cos\theta + \frac{v_i^2}{\varphi_i^2 2g}, \quad (6-58)$$

trong đó:  $T_{oi}$  - khoảng cách từ mực nước thượng lưu đến mặt phẳng so sánh;  
 $y_i$  - tọa độ của mặt cắt so với mặt phẳng so sánh;  
 $h_i, v_i$  - chiều sâu và lưu tốc dòng chảy tại mặt cắt tính toán;  
 $\varphi_i$  - hệ số lưu tốc.

Hệ số lưu tốc  $\varphi_i$  tại mặt cắt bất kỳ trên mặt đập được xác định theo biểu đồ hình 6-29, phụ thuộc vào lưu lượng đơn vị  $q$  và khoảng cách  $l$  theo mặt đập kể từ đỉnh đập đến mặt cắt tính toán.



**Hình 6-29. Quan hệ giữa hệ số lưu lượng  $\varphi$  trên mặt tràn với lưu lượng đơn vị  $q$  và khoảng cách  $l$  theo mặt đập kể từ đỉnh đập đến mặt cắt tính toán**

Muốn tìm chiều sâu và lưu tốc tại mặt cắt bất kỳ trên mặt đập ta dựa vào phương trình (6-59). Trước hết dựa vào sơ đồ mặt cắt đập và vị trí tính toán cụ thể tìm được  $T_{0i}$  và  $y_i$ , sau đó dựa vào biểu đồ ở hình 6-29, tra được  $\varphi_i$ . Tính  $h_i$  và  $v_i$  bằng phương pháp thử dần (giả thiết  $h_i$  và tính  $v_i = \frac{q}{h_i}$ ), thay  $h_i$  và  $v_i$  vào phương trình (6-59), nếu thoả mãn là đúng, nếu không thì cần giả thiết lại  $h_i$  để tính lại. Hình 6-29 cho ta xác định được hệ số lưu tốc  $\varphi_i$  tại một mặt cắt bất kỳ trên mặt đập, riêng mặt xác định hệ số lưu tốc  $\varphi_0$  tại mũi khoan phun cũng trong trường hợp  $\cotg\theta = 0,7 \div 0,8$  và dòng chảy không có hàm khí thì dựa vào biểu đồ ở (hình 6-30).

2. Trường hợp  $\cotg\theta \neq 0,7 \div 0,8$  và dòng chảy trên mặt đập có hàm khí ( $F_r \geq 45$ ), xác định đường mặt nước theo phương trình Becnuily (hoặc bằng phương pháp Tsanomxki):

$$y_i + h_i \cos\theta + \frac{v_i^2}{2g} = y_{i+1} + h_{i+1} \cos\theta + \frac{v_{i+1}^2}{2g} + \lambda_i \frac{\Delta l_i}{h_{tb}} \cdot \frac{v_{tb}^2}{2g}; \quad (6-59)$$

$$q = h_i v_i; \quad (6-60)$$

trong đó:

$h_i, v_i, y_i, h_{i+1}, v_{i+1}$  và  $y_{i+1}$  - chiều sâu, lưu tốc dòng chảy và tọa độ so với mặt phẳng so sánh của hai mặt cắt cách nhau một đoạn là  $\Delta l_i$ ;

$\lambda_i$  - hệ số cản trong đoạn  $\Delta l_i$ ;

$h_{tb}, v_{tb}$  - chiều sâu trung bình và lưu tốc trung bình trong đoạn  $\Delta l_i$ ;

$$v_{tb} = \frac{v_i + v_{i+1}}{2},$$

$$h_{tb} = \frac{q}{v_{tb}},$$

Trị số  $\lambda_i$  được xác định theo biểu thức:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_i}} = 4 \lg \frac{R}{\Delta} + 4,25; \quad (6-61)$$

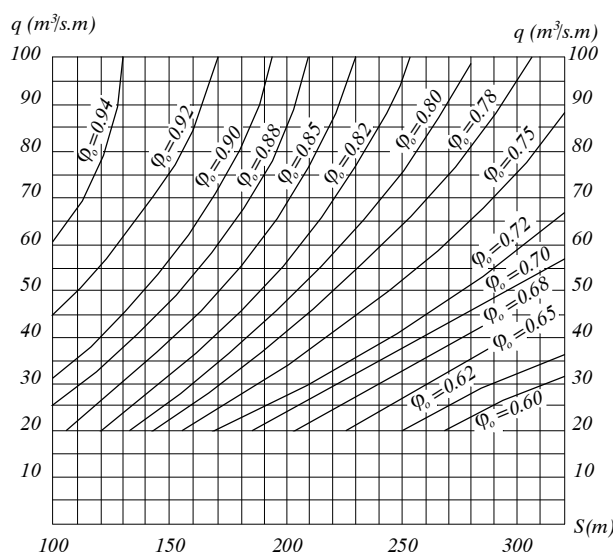
trong đó:  $R$  - bán kính thủy lực;

$\Delta$  - độ nhám tương đối.

Trên mặt tràn có khả năng xuất hiện chân không, nên mặt đập thường làm bằng bê tông tương đối nhẵn, trị số  $\Delta \approx 1,5\text{mm}$ .

Khi xác định lưu tốc ở đoạn cong của mũi phun có bán kính cong  $R_1$  thì trong phương trình (6-60) cần kể đến ảnh hưởng của lực ly tâm, tức là bắt đầu từ mặt cắt đầu tiên của đoạn cong (mặt cắt đi qua điểm B ở hình 6-28) đến mặt cắt thấp nhất của đoạn cong (mặt cắt đi qua điểm C ở hình 6-28):

$$y_i + h_i \cos \theta + \frac{v_i^2}{2g} = y_{i+1} + h_{i+1} \cos \theta + \lambda_i \frac{\Delta l_i}{h_{tb}} \cdot \frac{v_{tb}^2}{2g} + \frac{2}{2 \frac{R_1}{h_{tb}} - 1} \cdot \frac{v_{tb}^2}{2g}; \quad (6-62)$$



Hình 6-30. Quan hệ giữa hệ số lưu tốc  $\varphi_0$  tại mũi phun với lưu lượng đơn vị  $q$  và chiều dài  $S$  theo mặt đập kể từ đỉnh đập đến mũi phun

### 6.3. ĐẬP TRÀN THÁO LŨ KẾT HỢP XẢ SÂU

#### I. Khả năng tháo nước

Khả năng tháo nước của đập tràn kết hợp xả đáy bao gồm lưu lượng tràn qua đỉnh đập và lưu lượng tháo qua đường ống. Khi có hoặc không có ống xả đáy, lưu lượng chảy đỉnh đập tràn đều không thay đổi và tính theo biểu thức (6-56). Còn khi có và không có đập tràn đồng thời cùng làm việc thì lưu lượng tháo qua ống xả đáy có khác nhau. Sau đây chủ yếu xem xét khả năng tháo nước của đường ống xả đáy dưới đập tràn khi có và không có nước tràn qua đỉnh đập tràn (hình 6-31).

Lưu lượng chảy qua đường ống có áp xác định theo biểu thức:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gZ},$$

Ta xác định lưu lượng đơn vị của đường ống theo hai trường hợp sau đây:

- Khi không có nước chảy qua đập tràn (trường hợp 1):

$$q_1 = \mu \alpha \sqrt{2gZ}; \quad (6-63)$$

- Khi có nước chảy qua đập tràn (trường hợp 2):

$$q_2 = \mu \alpha \sqrt{2gZ'}; \quad (6-64)$$

trong đó:  $\mu$  - hệ số lưu lượng phụ thuộc vào tính chất hình học của đường ống.

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\alpha_r \left( \frac{\omega}{\omega_r} \right)^2 + \xi}};$$

$a$  - chiều cao của mặt cắt;

$Z$  và  $Z'$  - cột nước tác dụng, tức là độ chênh cột nước đo áp ở hai mặt cắt 1-1 và 2-2 (hình 6-31) trong hai trường hợp ở trên.

Do ảnh hưởng của nước chảy qua đập tràn, cột nước đo áp tại mặt cắt 2-2 sẽ lớn hơn so với khi không có nước chảy qua đập tràn, nghĩa là  $Z' < Z$  và do đó  $q_2 < q_1$ .

Như vậy, muốn xác định khả năng tháo nước của đường ống xả đáy theo các biểu thức (6-64) và (6-65), chúng ta cần xác định  $Z$  và  $Z'$ . Viết phương trình Bernoulli cho hai mặt cắt 1-1 và 2-2 (hình 6-31):

$$E + \frac{v_o^2}{2g} = h + \frac{\alpha v_o^2}{2g} + h_w, \quad (6-65)$$

trong đó:

$h$  - cột nước đo áp tại mặt cắt 2-2;

$h_w$  - tổng tổn thất cột nước của đường ống;

$\frac{\alpha v_o^2}{2g} + h_w$  - cột nước tác dụng;

Theo B.M Tsikvasvili, đối với trường hợp 1, cột nước tác dụng xác định theo biểu thức:

$$Z = E_0 - h_1, \quad (6-66)$$

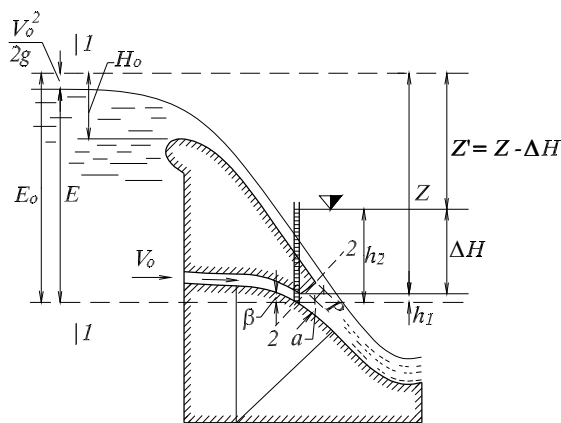
Ở đây nếu cửa ra là một đoạn thẳng thì:  $h_1 = a \cos \beta$ ,

Nếu cửa ra là đoạn cong có bán kính  $R_1$  (hình 6-31) thì cần kể đến thành phần phụ do ảnh hưởng của lực ly tâm:

$$\int_{R_1}^{R_1 + \frac{a}{2}} \frac{v^2}{gR} dR,$$

Giả thiết  $v = \text{const}$ , biểu thức (2-67) có thể viết như sau:

$$Z = E_0 - a \cos \beta - \int_{R_1}^{R_1 + \frac{a}{2}} \frac{v^2}{2g} dR,$$



**Hình 6-31. Sơ đồ tính toán khả năng tháo nước của đập tràn kết hợp xả đáy**

hay là:

$$Z = E_0 - a \cos \beta - \frac{v^2}{g} \ln \frac{R + \frac{a}{2}}{R_1} \quad (6-67)$$

Theo kết quả thí nghiệm của B.M Tsikvasvili, biểu thức (6-67) hoàn toàn phù hợp với thực tế, sai số không vượt quá  $2 \div 4\%$ .

Trong trường hợp 2, cột nước tác dụng  $Z'$  của đường ống có áp xác định theo biểu thức:

$$Z' = Z - \Delta H = E_0 - a \cos \beta - \frac{v^2}{g} \ln \frac{R_1 + \frac{a}{2}}{R_1} - \Delta H, \quad (6-68)$$

Muốn xác định  $Z'$  cần phải biết quy luật thay đổi của  $\Delta H$  phụ thuộc vào hình dạng, kích thước và các yếu tố thủy lực khác.

B.M. Tsikvasvili đã thí nghiệm nhiều mô hình đường ống có hình dạng khác nhau qua thân đập tràn và kết luận  $\Delta H$  là hàm số phụ thuộc vào  $\frac{P}{a}$ ,  $\frac{q_t}{q_1}$  trong điều kiện bài

toán phẳng và cho biểu đồ thực nghiệm xác định  $\frac{\Delta H}{Z}$  (hình 6-32).

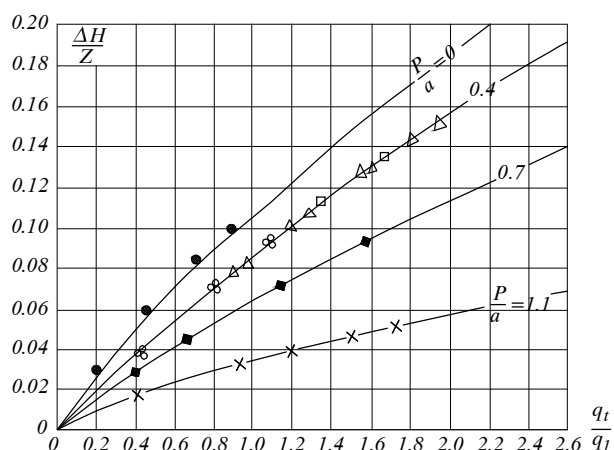
$$\frac{\Delta H}{Z} = f\left(\frac{P}{a}, \frac{q_t}{q_1}\right); \quad (6-69)$$

trong đó:  $q_t$  - lưu lượng đơn vị mặt tràn, xác định theo biểu thức (6-56):

$$q_t = \varepsilon m \sqrt{2g} H_0^{3/2};$$

$q_1$  - xác định theo biểu thức (6-63);

$P$ ,  $a$  xem hình 6-31.

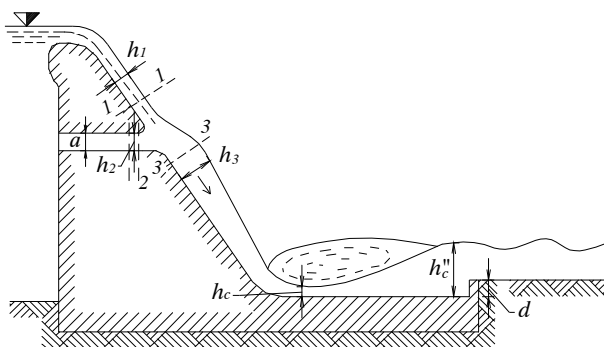


Hình 6-32. Biểu đồ  $\frac{\Delta H}{Z} = f\left(\frac{P}{a}, \frac{q_t}{q_1}\right)$   
trong điều kiện bài toán phẳng

Khi đã biết các trị số  $\frac{P}{a}$  và  $\frac{q_t}{q_1}$ , từ biểu đồ ở hình 6-32 tra được  $\frac{\Delta H}{Z}$ , trong đó  $Z$  tính theo biểu thức (6-67), do đó xác định được  $\Delta H$ .

## II. Tính toán nối tiếp giữa dòng mặt và dòng đáy trên đập tràn

Chúng ta xét sơ đồ nối tiếp dòng chảy tràn và xả đáy như ở hình 6-33. Giả thiết rằng chuyển động của dòng chảy qua các mặt cắt đã cho thỏa mãn điều kiện chuyển động thay đổi đều.



**Hình 6-33. Sơ đồ nối tiếp giữa dòng mặt và dòng đáy trên mặt đập tràn**

Ứng dụng lý thuyết thay đổi động lượng đối với các mặt cắt 1-1, 2-2 và 3-3 và chiếu lên phương của trục x, cho  $\alpha_{01} = \alpha_{02} = \alpha_{03}$ , bỏ qua lực ma sát và thành phần rất nhỏ của phản lực, ta có:

$$\begin{aligned} & \frac{h_1^2}{2} \cos \beta + (h_2 a - \frac{a^2}{2}) \cos \beta + \frac{q_1^2}{gh_1} + \frac{q_2^2}{ga} \cos \beta + l_c h_3 \sin \beta - \\ & - \frac{h_3^2}{2} \cos \beta - \frac{(q_1 + q_2)^2}{gh_3} = 0 \end{aligned} \quad (6-70)$$

trong đó:  $h_1, h_3$  - chiều sâu dòng chảy tại mặt cắt 1-1 và mặt cắt 3-3;

$a$  - chiều cao đường ống tại mặt cắt ra;

$h_2$  - cột nước đo áp tại mặt cắt ra;

$$h_2 = E_0 - (Z - \Delta H);$$

$Z$  và  $\Delta H$  xác định theo biểu thức (6-68) và biểu đồ ở hình 6-32;

$q_1, q_2$  - lưu lượng đơn vị tràn mặt và xả sâu;

$l_c$  - chiều dài đoạn nối tiếp, theo thí nghiệm lấy bằng  $5(h_1 + a)$ ;

$\beta$  - góc giữa các hướng của dòng chảy.

Giải phương trình (6-70) ta được quan hệ giữa chiều sâu nước trước và sau khi nối tiếp giữa hai dòng chảy. Sau khi khai triển phương trình (6-70), được dạng:



$$h_3^3 - Ah_3^2 - Bh_3 + E = 0 \quad (6-71)$$

trong đó:

$$A = \frac{C}{0,5}; C = l_c \sin \beta; B = \frac{D}{0,5};$$

$$E = \frac{(q_1 + q_2)^2}{0,5g};$$

$$D = \frac{h_1^2}{2} \cos \beta + (h_2 a - \frac{a^2}{2}) \cos \beta + \frac{q_1^2}{gh_1} + \frac{q_2^2}{ga} \cos \beta.$$

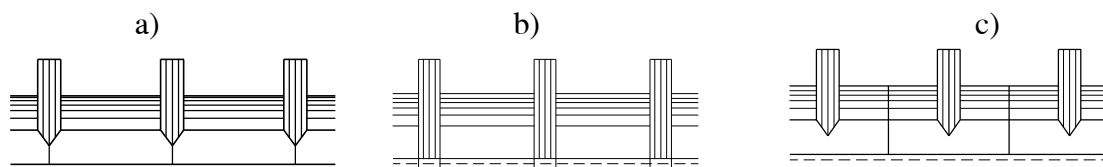
Sau khi xác định được chiều sâu  $h_3$ , tiếp đó chiều sâu của phần đập tràn còn lại có thể xác định theo phương trình thay đổi đều của chất lỏng với lưu lượng đơn vị là  $(q_1 + q_2)$ , và tính được chiều sâu và lưu tốc dòng chảy ở cuối mặt tràn và hạ lưu đập; kết quả đó cho ta tiến hành tính toán nối tiếp hạ lưu đập tràn kết quả tính toán ở trên phù hợp với thực tế khi  $\frac{q_1}{q_2} \geq 0,25$ ; còn khi  $\frac{q_1}{q_2} < 0,25$  thì dòng chảy bị tách khỏi mặt tràn ở đoạn nối tiếp nên biểu thức (2-72) không ứng dụng được.

## 6.4. CẤU TẠO ĐẬP TRÀN

Cấu tạo đập tràn nhiều chỗ giống đập không tràn ở đây giới thiệu một số đặc điểm cấu tạo của đập tràn.

### I. Khe lún và khe nhiệt độ

Trong đập tràn cần bố trí khe lún và khe nhiệt độ. Xác định khoảng cách giữa các khe cần xét đến sự phối hợp giữa trụ pin và lỗ tràn, thường dùng các hình thức như ở hình 6-34.



**Hình 6-34. Bố trí khe lún và khe nhiệt độ**

1. Khe ở giữa trụ pin (hình 6-34a) chia trụ pin thành hai phần bằng nhau. Lúc nền lún không đều, lỗ tràn luôn luôn đảm bảo hình dạng cố định, không ảnh hưởng đến sự làm việc của cửa van.

2. Khe ở hai bên trụ pin (hình 6-34b) làm cho trụ pin và thân đập làm việc độc lập với nhau, trụ pin có thể làm mỏng hơn so với trường hợp trên thích hợp với việc dẫn

dòng thi công. Nhưng có nhược điểm là lúc trụ pin hoặc thân đập bị nghiêng do lún không đều thì sẽ ảnh hưởng đến việc thao tác cửa van.

3. Khe ở giữa lỗ tràn (hình 6-34c) chia lỗ tràn thành hai phần, còn hai bên trụ pin có khe nhiệt độ để thích hợp với sự biến hóa nhiệt độ của bộ phận trên thân đập; khe này không cần thông suốt từ thân xuống dưới nền.

## II. Trụ pin

Trụ pin dùng để phân đập tràn thành nhiều khoang tràn và để thuận lợi cho việc bố trí cửa van. Trụ pin không những cần thiết cho bố trí cửa van mà còn để bố trí cầu công tác, máy đóng mở, cầu giao thông và chịu cả áp lực nước do cửa van truyền đến.

Chiều cao trụ pin quyết định bởi hình thức cửa van và máy đóng mở. Chiều cao trụ pin  $h_p$  kể từ đỉnh đập trở nên có thể tính theo các biểu thức sau đây:

1. Khi cửa van mở bằng hình thức hạ xuống:

$$h_p = h_v + d ; \quad (6-72)$$

2. Khi cửa van mở bằng hình thức kéo lên:

- Trường hợp máy đóng mở cố định:

$$h_p = H + h_v + d ; \quad (6-73)$$

- Trường hợp máy đóng mở di động

$$h_p = H + 0,6h_v ; \quad (6-74)$$

trong đó:  $h_v$  - chiều cao cửa van;

$H$  - cột nước lớn nhất ở trên đỉnh đập;

$d$  - chiều cao an toàn, thường lấy  $1 \div 2m$ .

Ngoài ra trụ pin còn phụ thuộc vào cao trình của cầu giao thông.

Chiều dài trụ pin cần đảm bảo để bố trí cầu công tác, cầu giao thông, máy đóng mở, v.v...

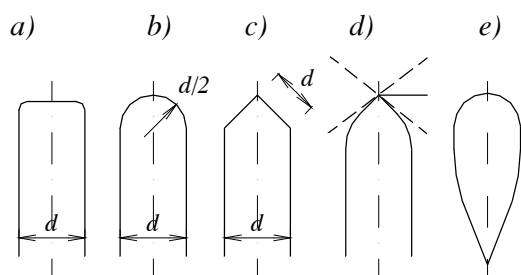
Hình dạng trụ pin nên thiết kế sao cho nước chảy qua đập tràn được thuận, ít ảnh hưởng tới khả năng tháo nước đập tràn. Hình 6-35 biểu thị các loại trụ pin, thường dùng nhất là loại b và d, lúc trụ pin kéo dài về phía thượng lưu có thể dùng loại a (dễ thi công), loại e theo hình lưu tuyến, ít ảnh hưởng nhất đối với khả năng tràn nước, nhưng thi công phức tạp nên ít dùng.

Chiều dày trụ pin phụ thuộc vào kích thước của khe van và hình thức bố trí các khe lún hình 6-36. Khe van có thể phân thành hai loại sau đây:

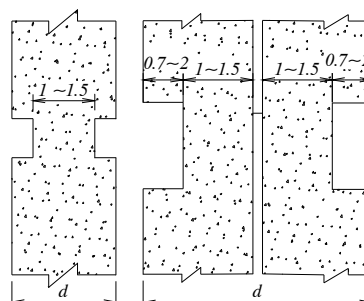
1. *Khe van của cửa van chủ yếu*: Đối với van phẳng, chiều sâu khe van thường lấy  $0,7 \div 2,0 m$ , chiều rộng  $1,0 \div 4,0 m$ . Đối với cửa van hình cung, có thể không dùng khe van hoặc dùng khe rất nông.

2. *Khe van của cửa van sửa chữa*: Kích thước khe thường lấy  $0,5 \times 0,5 m$ , chiều dày chỗ mỏng nhất của trụ pin (khoảng cách giữa hai khe van) không được nhỏ hơn

1,0÷1,5 m, vì thế chiều dày trụ pin cũng phải 2,0 ÷ 2,5 m trở lên. Nếu giữa trụ pin có khe lún thì chiều dày trụ pin có thể đến 6,0 ÷ 7,0 m (hình 6-36).



**Hình 6-35. Các hình thức trụ pin**

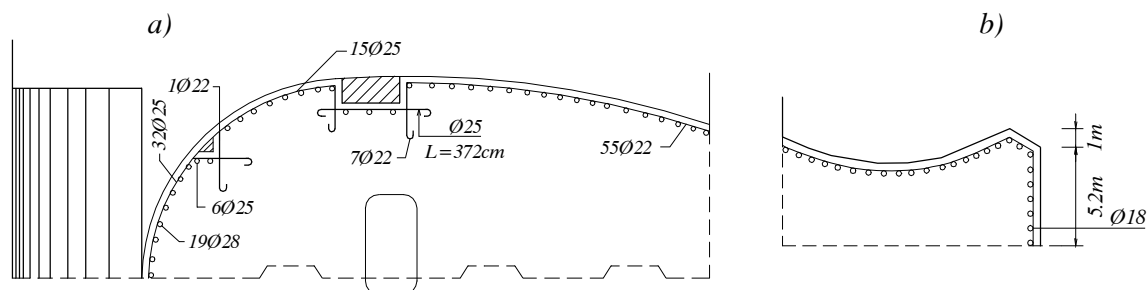


**Hình 6-36. Kích thước của trụ pin (kích thước trong hình ghi theo m)**

Cửa van chủ yếu thường bố trí ở chỗ cao nhất của đỉnh tràn. Khoảng cách trống giữa cửa van chủ yếu và cửa van sửa chữa nên đảm bảo 1,5 ÷ 2,0 m để tiện lợi cho việc sửa chữa.

### III. Bố trí cốt thép trong trụ pin và thân đập

Ngoài việc bố trí cốt thép chịu lực trong trụ pin theo tính toán kết cấu, cần bố trí cốt thép phân bố, thường là loại  $\phi 6 \div 9\text{mm}$ , khoảng cách giữa các cốt thép (25 ÷ 30 cm).



**Hình 6-37. Sơ đồ bố trí cốt thép**

a) Ở đỉnh tràn; b) Ở mũi phun.

Đỉnh đập tràn chịu tải trọng thẳng đứng của van và tác dụng của lực động khi đóng mở cửa van, nên cần có cốt thép gia cố. Ở mặt tràn và ở mũi phun, do dòng chảy có lưu tốc cao có thể bào mòn và tác dụng của mạch động nên cần có cốt thép cấu tạo. Hình 6-37a là sơ đồ bố trí cốt thép ở đỉnh tràn và hình 6-37b là sơ đồ bố trí cốt thép ở mũi phun chân đập.

### IV. Cấu tạo sân tiêu năng

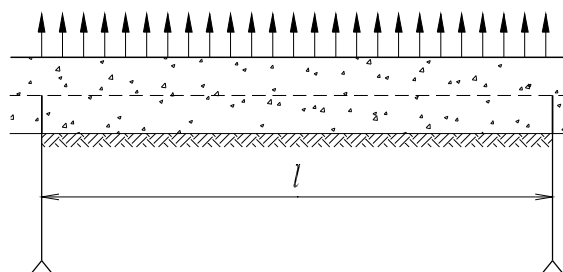
Bản thân đá có khả năng chống xói rất cao, nhưng trong đó tồn tại các khe hở và nứt nẻ, cho nên cần có bảo vệ bề mặt của đá để nâng cao khả năng chống xói mòn. Việc

tính toán chiều dày sân sau trên nền đá vẫn chưa có biểu thức lý luận nào. Căn cứ vào tài liệu của các nước, thiết kế chiều dày sân sau không thống nhất, đại bộ phận xác định theo kinh nghiệm, chiều dày nhỏ nhất là 1m, thường là  $2,0 \div 4,0$  m. Khi thiết kế, thường gặp khó khăn chủ yếu là khó xác định tải trọng tác dụng lên sân sau và sự liên kết giữa nền và sân sau. Lực tác dụng lên sân sau bao gồm trọng lượng bản thân của bê tông (trọng lượng thể tích đầy nổi  $1,4 \text{ t/m}^3$ ); độ chênh áp lực nước trên và dưới sân sau (áp lực nước dưới bản đáy bằng cột nước hạ lưu, áp lực trên bản đáy bằng trọng lượng của bộ phận nước nhảy, vì áp lực trên bản đáy tương đối nhỏ nên trên và dưới sân sau có độ chênh áp lực nước): áp lực thấm và áp lực mạch động. Ngoài ra còn có các lực do thiết bị trên sân sau truyền đến, chủ yếu là lực đẩy ngang, còn ảnh hưởng của các lực khác thì nhỏ. Tất cả các lực đó tác dụng làm cho sân sau bị trượt, đẩy nổi, bị cuốn đi hoặc do cường độ phá hoại. Vì thế cần có biện pháp kết cấu để liên kết chặt chẽ giữa sân sau với nền và các biện pháp cấu tạo khác.

### 1. Thép néo

Ở sau có dùng các thép néo để liên kết chặt chẽ giữa nền đá và sân sau làm tăng thêm ổn định, như vậy tiết kiệm được bê tông rất nhiều. Hiện nay còn thiếu kinh nghiệm trong việc xác định kích thước thép néo này. Lúc tính toán có thể bỏ qua tác dụng liên kết giữa bê tông và đá nền.

Khoảng cách  $l$  giữa các thép néo (hình 6-38) cần so sánh kinh tế để chọn thích hợp;  $l$  lớn thì tấm bê tông phải dày, khối lượng khoan để chôn thép néo ít, ngược lại  $l$  bé thì chiều dày tấm bê tông bé, nhưng số lượng thép néo và lỗ khoan nhiều hơn. Theo kinh nghiệm, khoảng cách  $l$  đó thường lấy  $1 \div 2$  m là kinh tế và đường kính cốt thép  $25 \div 40\text{mm}$ . Chiều sâu của thép néo chôn vào đá, tốt nhất không vượt quá  $3 \div 5\text{m}$ .



Hình 6-38. Sơ đồ lực tác dụng và bố trí thép néo trên sân sau

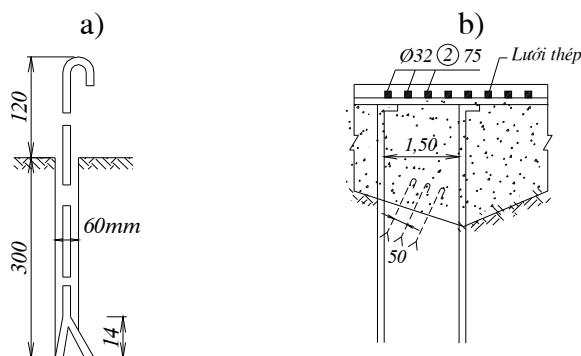
### 2. Cấu tạo sân sau

a) *Phân khe*: Lúc diện tích sân sau lớn cần có khe nhiệt độ và khe lún, khoảng cách giữa các khe  $15 \div 25\text{m}$ , phương của các khe không nên làm vuông góc với phương dòng chảy để tránh áp lực âm lớn giữa các khe, gây nên khí thực, chiều rộng khe thường lấy  $1 \div 2\text{cm}$ , giữa khe có nhét nhựa đường.

b) *Mặt sân sau*: Trên sân sau có lưu tốc lớn, nếu trong dòng chảy có nhiều bùn cát thì có thể bào mòn mặt sân sau, vì thế trên mặt sân sau cần có lớp bảo vệ chống bào mòn, như lớp phủ bê tông lưới thép có cường độ cao.

c) *Bố trí cốt thép*: Muốn cho lực do thép neo chịu phân bố đều lên sân sau cần bố trí lưới thép. Liên kết giữa thép neo và lưới thép có thể bằng hai cách: bằng móc (hình 6-39a) và bằng phương pháp hàn (hình 6-39b). Lưới thép không nên gần bề mặt quá và cần có lớp bảo vệ thích đáng.

d) *Thiết bị thoát nước*: Ở gần chân đập hạ lưu nên bố trí lỗ thoát nước để giảm áp lực thấm. Nếu có hệ thống lỗ thoát nước hoàn thiện thì áp lực thấm dưới sân sau rất nhỏ.



**Hình 6-39. Kết cấu cốt thép của sân sau**

(kích thước trong hình ghi theo cm)

## 6.5. CÁC CỐNG THÁO LŨ XẢ SÂU

### I. Điều kiện sử dụng, phân loại và đặc điểm làm việc

#### 1. Điều kiện sử dụng và phân loại

Để thỏa mãn yêu cầu tháo nước như xả, tháo cạn hồ, đồng thời thỏa mãn yêu cầu dùng nước của các ngành như dẫn nước vào nhà máy thủy điện, cung cấp nước cho công nghiệp, dân dụng, v.v... thường phải xây dựng các công trình dẫn nước và xả nước kiểu sâu. Các công trình đó bao gồm đường hầm, cống ngầm, đường ống trong thân đập, v.v...

##### a) Đường hầm:

Đường hầm được sử dụng trong trường hợp không có điều kiện bố trí công trình tháo dẫn nước qua bản thân các công trình dâng nước hoặc gặp khó khăn khi đào hở, không kinh tế, v.v... Trường hợp địa chất tốt, thuận tiện cho việc làm đường hầm thì cần xét tới phương án tháo hoặc dẫn nước bằng đường hầm. Đối với nhà máy thủy điện ngầm thì cần phải dùng đường hầm để dẫn và tháo nước.

##### b) Cống ngầm:

Cống ngầm thường được bố trí dưới các đập vật liệu địa phương như đập đất, đập đá, v.v... tốt nhất là được đặt trên nền đá. Chiều dài cống ngầm ngắn hơn so với đường hầm. Nói chung cống ngầm tháo lũ ít được dùng hơn.

*c) Đ- ờng ống trong thân đập:*

Loại này được bố trí trong thân đập bê tông hoặc bê tông cốt thép, có đặc điểm là kết cấu đơn giản, thi công tiện lợi, cho nên thường được dùng nhiều.

Muốn chọn hình thức nào thì cần thông qua tính toán kinh tế - kỹ thuật để xác định. Lúc chọn chủ yếu căn cứ vào các điều kiện sau đây:

1. Công dụng và yêu cầu của công trình tháo và dẫn nước;
2. Điều kiện địa hình, địa chất tại nơi xây dựng;
3. Chiều cao cột nước tác dụng;
4. Điều kiện dẫn dòng thi công.

## **2. Đặc điểm làm việc**

1. Cửa van ở sâu, khi mở lưu tốc ở dưới cửa rất lớn. Cùng một diện tích mặt cắt ngang như nhau, lưu lượng tháo qua lỗ sâu lớn hơn rất nhiều so với tháo ở đỉnh. Ngoài ra tháo nước tương đối ổn định; khi mực nước thay đổi, lưu lượng thay đổi ít. Mực nước trong hồ thấp cũng có thể tháo được lưu lượng tương đối lớn.

2. Do lưu tốc lớn nên bản thân dòng chảy có mạch động, dễ sinh ra chân không, khí thực. Mạch động của dòng chảy có thể gây nên rung động cửa van và các bộ phận khác.

3. Lúc mực nước trong hồ cao, cửa van chịu áp lực nước lớn. Lực đóng mở cửa van đều rất lớn. Như vậy trọng lượng của các thiết bị đóng càng lớn.

4. Cửa van của công trình ở thấp, tiện lợi trong việc tháo bùn cát. Nhưng nếu dòng chảy mang nhiều bùn cát thì khi tháo lũ hoặc tháo bùn cát thì cũng có thể gây nên bào mòn lớp lót của đường ống.

5. Ống ngầm và đường hầm chịu áp lực đất đắp hoặc đá. Riêng áp lực đá xung quanh đường hầm có thể cùng với lớp lót chịu một phần áp lực của nước bên trong đường hầm.

Tất cả các hiện tượng không lợi về phương diện thủy lực trên đây, lúc thiết kế cần phải xét đến và có các biện pháp khắc phục như cửa vào có phân thành nhiều cửa nhỏ để giảm áp lực đóng mở cửa van, đồng thời thuận tiện cho việc điều tiết lưu lượng; cửa vào, đoạn thu hẹp hoặc mở rộng, đoạn ống cong cố gắng thiết kế để dòng chảy vào hoặc chảy qua đều được thuận, tránh gây áp lực chân không quá lớn. Tại những nơi đó và xung quanh cửa van cần gia cố để chống tác dụng xói mòn và khí thực, v.v... Sau đây sẽ trình bày hình thức kết cấu hai loại cống ngầm và đường ống trong thân đập. Riêng đường hầm sẽ được trình bày chi tiết ở chương 8.

## **II. Cống ngầm tháo lũ**

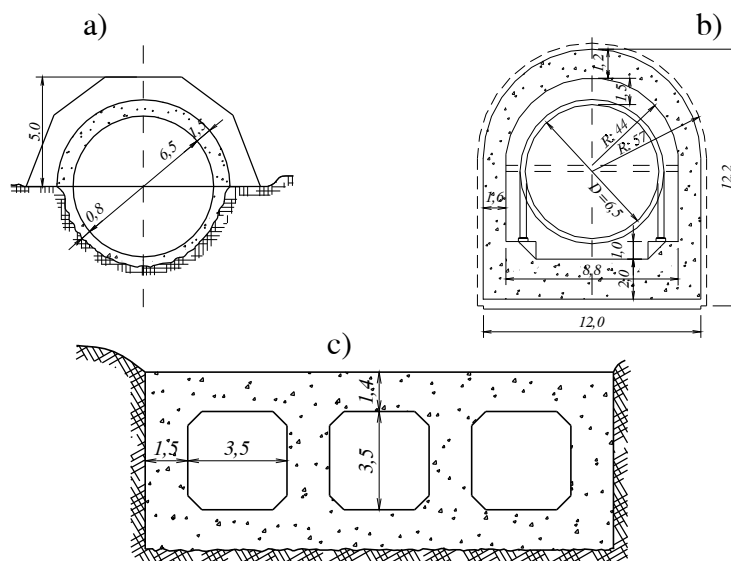
### **1. Các loại cống ngầm**

Căn cứ vào vật liệu có thể phân cống ngầm thành các loại: ống thép, bê tông, bê tông cốt thép. Hiện nay thường dùng loại ống bằng thép và bê tông cốt thép.

Căn cứ vào hình thức bố trí chia làm 2 loại: loại đặt trực tiếp trên nền đập (hình 6-40a) và loại đặt trong hành lang bằng bê tông cốt thép (hình 6-40b).

Loại bố trí trực tiếp trên nền đập tương đối kinh tế, nhưng khi kiểm tra sửa chữa khó khăn. Nếu cống bị nứt hoặc bị rò nước ở các khớp nối thì sẽ ảnh hưởng đến an toàn của thân đập. Lúc tháo lũ, lưu tốc lớn, ở các khớp nối hoặc kẽ nứt có thể hình thành chân không hút bùn đất vào ống. Trường hợp này, nếu đóng cửa van hạ lưu, áp lực nước trong ống rất lớn, nước theo kẽ nứt chảy ra ngoài gây nên thấm rất mạnh, dẫn đến tình hình thấm hoặc đường bão hoà dâng lên làm ảnh hưởng đến ổn định mái đập. Cho nên hình thức này được dùng đối với nền đá, một phần hoặc toàn bộ mặt cắt ống chôn trong nền đá.

Loại bố trí trong hành lang tương đối an toàn, kiểm tra sửa chữa dễ dàng. Nếu trong thời kì xây dựng dùng hành lang để dẫn dòng thi công thì dùng loại này càng hợp lý. Nói chung thường dùng hình thức này đối với nền không phải là đá.



**Hình 6-40. Hình thức bố trí cống ngầm**

(kích thước trong hình ghi theo m)

## 2. Hình dạng mặt cắt ngang

Hình dạng mặt cắt ngang của cống ngầm có thể là hình tròn (hình 6-40a), hình hộp (hình 6-40c), hình vòm (hình 6-41a,b).

Cống ngầm hoặc hành lang của cống đặt trực tiếp trên nền, cho nên đáy cống thường làm bằng phẳng để tải trọng phân bố đều khi truyền cho nền. Từ bản đáy trở lên thường làm hình vòm. Vòm có thể là dạng parabol, dạng elip, v.v... để chịu lực tốt do áp lực đất đá phía trên tác dụng. Trường hợp áp lực đất nhỏ, có thể dùng loại hình hộp (hình 6-40c), thi công đơn giản, rẻ tiền.

### 3. Các bộ phận của cống ngầm

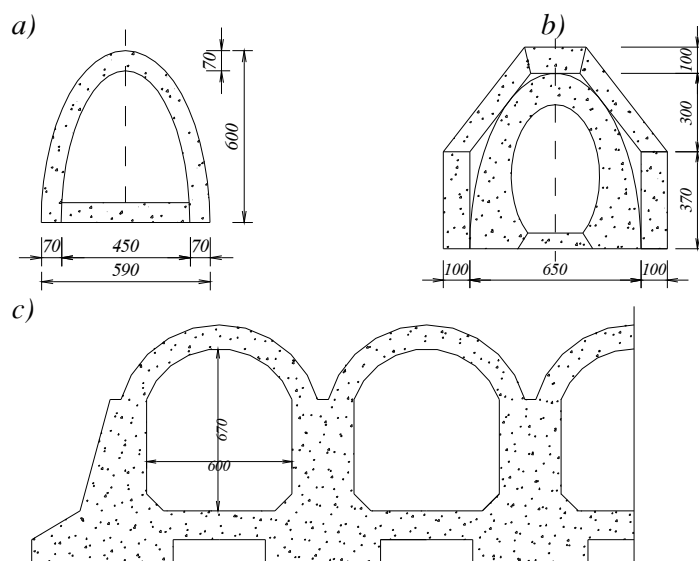
Cống ngầm được chia làm ba bộ phận: phần vào, thân cống và phần ra.

#### a) Kết cấu phần vào:

Phần vào của cống ngầm thường dùng hình thức tháp, kết cấu như tháp của đường hầm. Hình thức tháp cũng có hai loại: tháp kiểu kín và kiểu khung. Vị trí của tháp có thể đặt ở 3 vị trí khác nhau (hình 6-42).

Vị trí I: đặt tháp tại cửa vào, thường dùng nhiều nhất. Ưu điểm là kiểm tra, sửa chữa tiện lợi, dễ dàng với bất kỳ thời gian và mực nước nào. Nhược điểm là chịu ảnh hưởng lớn của gió, sóng, động đất, cầu công tác dài.

Vị trí III: đặt tháp tại đỉnh đập, không cần cầu công tác, ít chịu ảnh hưởng của điều kiện tự nhiên. Việc kiểm tra, sửa chữa của phần cống trước tháp và bản thân tháp có khó khăn, tháo tháo lưới chắn rác bất tiện. Nếu nối tiếp giữa cống và tháp không tốt, nước sẽ rò rỉ làm nâng cao đường bão hoà, ảnh hưởng đến ổn định của đập. Ngoài ra, ở vị trí này tháp chịu áp lực đất lớn. Nói chung thường ít đặt tháp ở vị trí này.



**Hình 6-41. Hình dạng mặt cắt ngang của cống ngầm kiểu vòm (kích thước trong hình ghi theo m)**

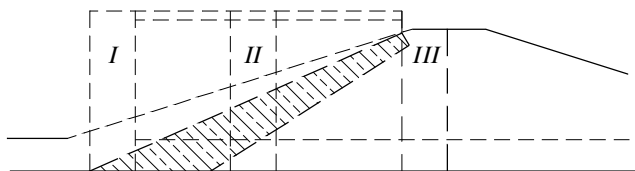
Vị trí II: đặt tháp giữa mái đập sẽ khắc phục được một số nhược điểm của vị trí III, không có ưu điểm gì rõ rệt.

#### b) Thân cống:

Thân cống thường làm bằng bê tông cốt thép hoặc thép. Cửa van thường không đặt ở cửa ra vì nếu ống bị rò nước sẽ ảnh hưởng đến ổn định mái đập. Ống có áp dẫn nước vào nhà máy thủy điện thường bố trí trong hành lang.

Tuyến cống cần bố trí hợp lý, thuận lợi khi dẫn dòng thi công. Cố gắng bố trí trên nền đá hoặc trên nền đất ổn định, tránh lún quá lớn làm phá hoại kết cấu cống.





**Hình 6-42. Bố trí vị trí tháp của cống ngầm**

*c) Phân ra:*

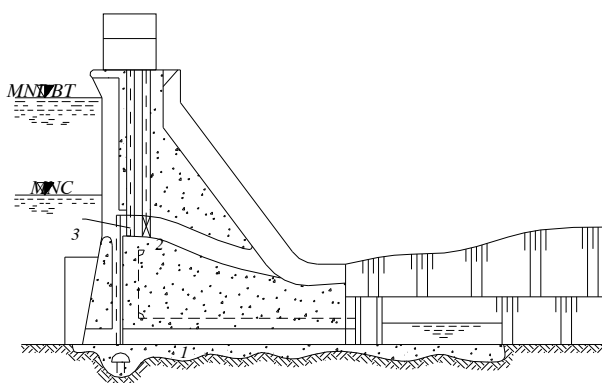
Yêu cầu của ra là dòng chảy sau khi ra khỏi cống không được làm nguy hiểm đến hạ lưu chân đập. Vì thế dòng chảy sau khi được tiêu năng chảy theo kênh dẫn và sau đó nhập vào hạ lưu của sông.

### III. Đường ống tháo lũ đặt trong thân đập

Đường ống tháo lũ đặt trong thân đập trọng lực và đập trọng lực khe rộng như hình 6-43, trong đó đường ống ở đáy đập để tháo lũ trong thời kỳ thi công.

Mặt cắt của đường ống tháo lũ thường là hình tròn, có khi là hình chữ nhật.

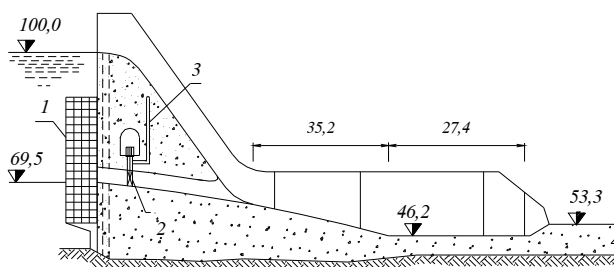
Hình 6-44 là sơ đồ đường ống tháo lũ đặt trong đập tràn cao 48m, gồm có 24 ống đường kính 2,59m, chiều dài khoảng 40m, cửa vào ở dưới sâu, cách đỉnh tràn 31m, các cửa van phẳng bố trí cách mặt thượng lưu đập 8m và thiết bị thao tác cửa van được đặt trong hành lang.



**Hình 6-43. Đường ống tháo lũ đặt trong đập trọng lực**

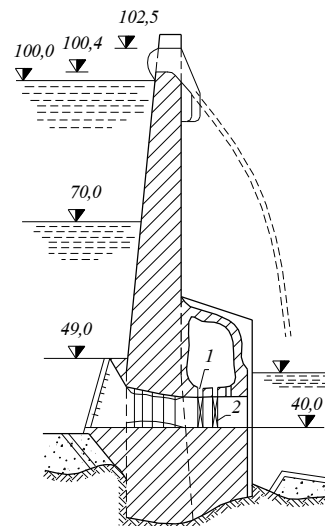
1- đường ống tháo lũ thi công; 2- cửa van chính; 3- cửa van sửa chữa.

Các cửa van của đường ống tháo lũ thường được bố trí ở cửa vào để tiện kiểm tra, sửa chữa đường ống. Các cửa van đặt ở cuối đường ống thích hợp đối với đường ống ngắn, ví dụ đường ống đặt trong đập vòm (hình 6-45) gồm hai đường ống dài 23 m, mặt cắt hình chữ nhật 1,5 x 2,0 m, lưu lượng qua mỗi ống 90 m<sup>3</sup>/s, lưu lượng qua đỉnh đập 220 m<sup>3</sup>/s.



**Hình 6-44. Đường ống tháo lũ đặt trong đập tràn**

1- lưới chắn rác; 2- cửa van; 3- ống thông hơi;  
(kích thước ghi trong hình ghi theo m).



**Hình 6-45. Đường ống tháo lũ đặt trong đập vòm**

1- cửa van sửa chữa; 2- cửa van chính.

Nói chung, đường ống tháo lũ đặt trong thân đập có nhiều dạng và kiểu khác nhau, có thể bố trí trong tất cả các loại đập bê tông và bê tông cốt thép, bao gồm các bộ phận sau đây.

### 1. Đoạn vào

Cửa vào phải thuận, tránh sinh ra áp lực âm. Đối với đường ống trong nhà máy thủy điện, yêu cầu tổn thất cột nước vào nhỏ nhất. Hình dạng miệng vào thường làm thành đường cong tròn hoặc elip. Trước cửa vào có lưới chắn rác, ở đoạn vào có bố trí cửa van và thiết bị đóng mở.

### 2. Đường ống

Đường ống xuyên qua thân đập nên xung quanh ống có sự phân bố lại ứng suất và sinh ra hiện tượng tập trung ứng suất, đồng thời trong ống còn chịu áp lực nước, áp lực đó thường là trọng tải chủ yếu của đường ống, đặc biệt có lúc cột nước lớn. Vì thế xung quanh đường ống thường dùng lớp lót bằng các tấm thép cố kết chặt chẽ với bê tông hoặc xung quanh ống có bố trí cốt thép.

### 3. Cửa ra

Sau cửa ra phải có tiêu năng, có thể dùng hình thức mũi phun để tiêu năng phóng xa (hình 6-43), hoặc sau khi chảy ra khỏi ống, nước sẽ chảy theo mặt đập và tiêu năng trên sân hạ lưu, có thể là bể tiêu năng, tường tiêu năng hoặc bể và tường kết hợp.

Tính toán thủy lực đường ống tương tự như đối với cống ngầm và đường hầm được trình bày ở chương 8.

## 6.6. TÍNH TOÁN KHÍ THỰC CÁC BỘ PHẬN CỦA CÔNG TRÌNH THÁO LŨ

### I. Một số khái niệm

#### 1. Khí hóa

Khí hóa là hiện tượng tạo thành các bọt khí và hơi từ trong lòng chất lỏng khi áp suất ở đó giảm xuống dưới một giới hạn nhất định. Sự bắt đầu của khí hóa được đặc trưng bởi việc xuất hiện các bọt li ti chứa đầy khí và hơi của chất lỏng đang xét (ở đây là nước). Khi khí hóa tiếp tục phát triển, các bọt khí hơi hình thành tập trung trong một phạm vi nhất định gọi là đước khí.

Như vậy điều kiện để có khí hóa trong chất lỏng là:

$$p \leq p_{pg}; \quad (6-75)$$

$$\text{hoặc: } H \leq H_{pg}; \quad (6-76)$$

trong đó:  $p$  - áp suất tuyệt đối tại điểm đang xét,  $p = \gamma.H$ ;

$p_{pg}$  - áp suất tuyệt đối giới hạn phát sinh khí hóa,  $p_{pg} = \gamma \cdot H_{pg}$ ;

$\gamma$  - trọng lượng riêng của nước;

$H$  - cột nước áp suất toàn phần tại điểm xét;

$$H = H_a + h_d; \quad (6-77)$$

$H_a$  - cột nước áp suất khí trời, phụ thuộc vào cao độ điểm xét (bảng 6-10);

$H_d$  - cột nước áp suất dư;

$H_{pg}$  - cột nước áp suất tuyệt đối giới hạn khí hóa, phụ thuộc vào nhiệt độ (bảng 6-11).

**Bảng 6-10. Biến đổi của cột nước áp suất khí trời theo độ cao**

Độ cao (m)	$H_a$ (m)	Độ cao (m)	$H_a$ (m)	Độ cao (m)	$H_a$ (m)	Độ cao (m)	$H_a$ (m)
0	10,33	400	9,84	800	9,38	1500	8,64
100	10,23	500	9,74	900	9,28	2000	8,14
200	10,09	600	9,62	1000	9,18	2500	7,70
300	9,98	700	9,52	1200	8,95	3000	7,37

**Bảng 6-11. Biến đổi của cột nước  $H_{pg}$  theo nhiệt độ**

Nhiệt độ (°C)	5	10	15	20	25	30	40
$H_{pg}$	0,09	0,13	0,17	0,24	0,32	0,44	0,75

## 2. Hệ số khí hóa

Hệ số khí hóa là đại lượng dùng để đánh giá khả năng phát sinh khí hóa tại một bộ phận (vật chảy bao) nào đó trên thành lòng dẫn:

$$K = \frac{H_{ĐT} - H_{pg}}{V_{ĐT}^2 / 2g}; \quad (6-78)$$

trong đó:

K - hệ số khí hóa;

$H_{ĐT}$  - cột nước áp suất toàn phần đặc trưng của dòng chảy bao quanh bộ phận đang xét;

$V_{ĐT}$  - lưu tốc trung bình thời gian đặc trưng của dòng chảy tại bộ phận đang xét;

g - gia tốc trọng trường.

Điều kiện khí hóa của dòng chảy bao quanh một vật sẽ là:

$$K \leq K_{pg}; \quad (6-79)$$

trong đó:  $K_{pg}$  là hệ số khí hóa phân giới, đặc trưng cho vật chảy bao.  $K_{pg}$  chính là trị số của K trong trường hợp bọt khí bắt đầu hình thành. Trị số của  $K_{pg}$  thường được xác định bằng thí nghiệm thủy lực trong phòng.

## 3. Khí thực

Khi khí hóa đủ mạnh và duy trì trong một thời gian nhất định thì sẽ làm cho vật liệu thành lòng dẫn tự bong tróc, dẫn tới bị phá huỷ. Đó là hiện tượng khí thực.

Đối với thành lòng dẫn là bê tông khi dòng chảy có lưu tốc cao, khí thực chủ yếu là do tác động cơ học (sự nổ dồn dập của các bọt khí gần thành rắn sẽ kích thích quá trình mỏi của vật liệu).

Khí thực thường phát sinh ở những thành lòng dẫn mà đường biên có đột biến, như ở cửa vào các cống xả sâu, các khe van, bậc thực, các gờ ghê cục bộ trên thành lòng dẫn, các đầu trụ pin và mối phân dòng, các mối tiêu năng...

## II. Thiết kế đường biên công trình theo điều kiện không phát sinh khí hóa

Theo nguyên tắc này, đường biên công trình được làm đủ thoải để loại trừ khí hóa, được thoả mãn điều kiện:

$$K > K_{pg} \quad (6-80)$$

Trị số của K và  $K_{pg}$  được quy định cho từng loại vật bị dòng chảy bao quanh như sau:

**1. Cửa vào các cống xả sâu:** được trình bày ở chương 8 đường hầm thủy công.

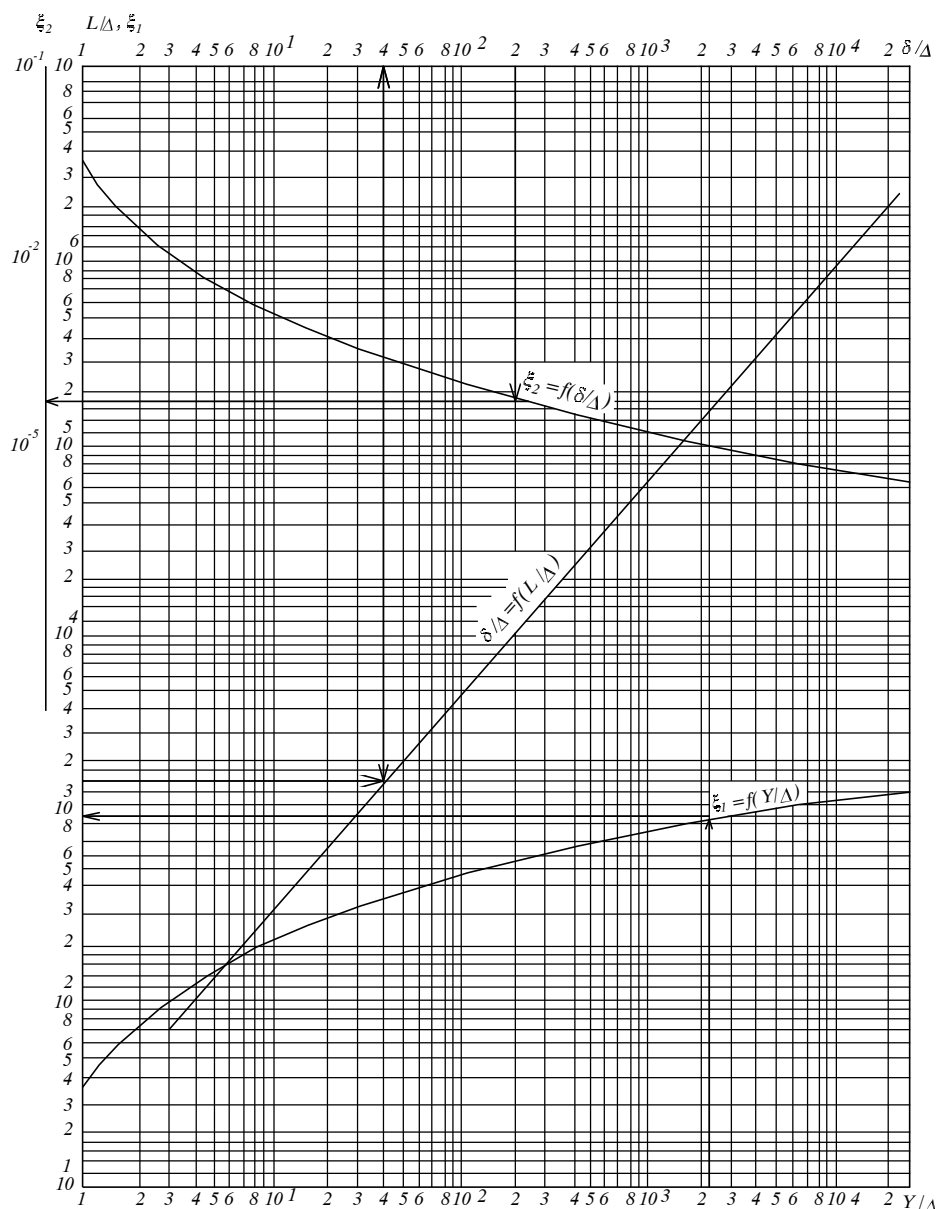
**2. Các mấu gờ ghê trên bề mặt công trình tháo nước**

a) Các dạng mấu gờ ghê đặc tr- ng

Do nhiều nguyên nhân khác nhau, trên bề mặt lòng dẫn có thể tồn tại các mấu gờ ghê cục bộ. Đây là một trong những nguồn phát sinh khí hóa có thể dẫn đến khí thực phá hỏng thành lòng dẫn. Một số dạng mấu gờ ghê đặc trưng và hệ số khí hóa phân giới ( $K_{pg}$ ) của chúng được nêu ở bảng 6-12.

**Bảng 6-12. Các dạng mấu gồ ghề đặc trưng và trị số  $K_{pg}$  tương ứng**

N <sup>o</sup>	Loại mấu	Sơ đồ	$K_{pg}$
1	Bậc lồi theo chiều dòng chảy (đầu lớp gia cố bề mặt, chỗ nối cốt pha,...)		$0,125\alpha^{0,65}$ ( $\alpha$ tính bằng độ)
2	Bậc thụt theo chiều dòng chảy		1 khi $Z_m \geq \delta$ $\left(\frac{Z_m}{\delta}\right)^{3/4}$ khi $Z_m < \delta$
3	Nhám đều tự nhiên trên mặt với chiều cao mấu bình quân $\Delta$		1
4	Ụ thoái trên mặt phẳng đều (mối hàn...)		$2,24(L_m/Z_m)^{0,5}$
5	Mấu lồi đơn độc có bề mặt sắc cạnh (dấu vết do nối cốt pha,...)		2
6	Các mấu lồi cục bộ riêng rẽ (các hòn cốt liệu lớn, đầu cốt thép nhô ra,...)		2 khi mép lượn tròn 3,5 khi mép sắc



Hình 6-46. Biểu đồ quan hệ  $\xi_1 = f(Y/\Delta)$ ;  $\xi_2 = f(\delta/\Delta)$ ;  $\delta/\Delta = f(L/\Delta)$

b) Kiểm tra khả năng khí hóa dòng chảy tại các mấu gồ ghề

Để kiểm tra, cần sử dụng các công thức (6-78), (6-79), trong đó cột nước và lưu tốc đặc trưng ( $H_{DT}$  và  $V_{DT}$ ) được xác định như sau:

\* Cột nước đặc trưng: là độ sâu dòng chảy hở hay cột nước đo áp ở dòng chảy có áp tại mặt cắt có mấu gồ ghề (tính đến đáy lòng dẫn) khi không xét đến nhiễu động do mấu gồ ghề sinh ra.

\* Lưu tốc đặc trưng:  $V_{DT} = V_y$ , trong đó  $y$  là khoảng cách từ mặt cơ bản của thành lòng dẫn đến vị trí tính lưu tốc cục bộ  $V_y$ .

- Với bậc trượt theo chiều dòng chảy (loại mẫu số 2, bảng 6-12).

$$y = \delta + \Delta; \quad (6-81)$$

- Với các dạng mẫu khác (bảng 6-12)

$$y = Z_m + \Delta; \quad (6-82)$$

trong đó:  $\delta$  - chiều dày lớp biên của dòng chảy;

$\Delta$  - chiều cao mấu nhám trung bình của thành lòng dẫn;

$Z_m$  - chiều cao mấu gồ ghề cục bộ.

Trị số  $\delta$  phụ thuộc vào vị trí mặt cắt, tức giá trị  $L$  tính từ đầu dòng chảy đến vị trí mặt cắt tính toán.

Quan hệ  $\frac{\delta}{\Delta} = f\left(\frac{L}{\Delta}\right)$  theo kết quả của bài toán lớp biên được thể hiện ở hình 6-46.

Trị số  $V_y$  được xác định kèm theo kết quả của bài toán lớp biên như sau:

$$V_y = \left(\frac{V_{TB}}{\varphi_v}\right) \sqrt{\xi_1 \xi_2}; \quad (6-83)$$

trong đó:  $V_{TB}$  - lưu tốc bình quân mặt cắt;

$\xi_1, \xi_2$  - các hàm phụ thuộc vào  $\frac{\sigma}{\Delta}$  và  $\frac{y}{\Delta}$  (hình 6-46);

$\varphi_v$  - hệ số biểu thị quan hệ giữa lưu tốc bình quân mặt cắt và trị số lưu tốc cục bộ lớn nhất trong dòng chảy khi chiều dày lớp biên và dạng mặt cắt ngang của dòng chảy đã cho.

- Với lòng dẫn có mặt cắt ngang hình chữ nhật có kích thước  $B \times h$ :

$$\varphi_v = \frac{1}{Bh} \left\{ (h - \delta)(B - 2\delta) + \frac{\delta^2}{\ln \frac{\delta}{\Delta} + 3} \left[ \frac{B + 2h}{\delta} \left( \ln \frac{\delta}{\Delta} + 2 \right) - 2 \ln \frac{\delta}{\Delta} - 5 \right] \right\}; \quad (6-84)$$

- Với dòng chảy có áp mặt cắt tròn bán kính  $r$ :

$$\varphi_v = \frac{1}{r^2} \left\{ (r - \delta)^2 + \frac{1}{2} \frac{\delta^2}{\ln \frac{\delta}{\Delta} + 3} \left[ \frac{4r}{\sigma} \left( \ln \frac{\delta}{\Delta} + 2 \right) - 2 \ln \frac{\delta}{\Delta} - 5 \right] \right\}; \quad (6-85)$$

Nếu kết quả tính toán cho thấy tại mấu gồ ghề có khả năng phát sinh khí hóa thì cần áp dụng các biện pháp để chống khí thực (xem mục III).

### 3. Các mố tiêu năng, tường hay mố phân dòng

Các mố này được bố trí ở cuối đường tháo hay trong bể tiêu năng để cải thiện điều kiện tiêu năng và phân tán dòng chảy trên mặt bằng.

Một số loại mố đặc trưng và trị số  $K_{pg}$  của chúng được trình bày trên hình 6-47.

<p><b>I</b></p>	<p><b>II</b></p>	<p><b>III</b></p>	<p><b>IV</b></p>
<p><b>V</b></p>	<p><b>VI</b></p>	<p><b>VII</b></p>	<p>I - <math>K_{pg} = 2,1</math>                  II - <math>K_{1pg} = 2,1</math>;  <math>K_{2pg} = 1,4 \div 1,6</math>.                  III - <math>K_{pg} = 1,4 \div 1,6</math>                  IV - <math>K_{pg} = 0,9 \div 1,15</math>                  V - <math>K_{1pg} = 0,7 \div 0,8</math>;  <math>K_{2pg} = 0,66 \div 0,75</math>                  VI - <math>K_{pg} = 0,7 \div 0,85</math>                  VII - <math>K_{pg} = 1,5 \div 1,7</math></p>
<p><b>VIII</b></p>	<p><b>IX</b></p>	<p><b>X</b></p>	
<p><b>XI</b></p>	<p><b>XII</b></p>	<p>VIII - <math>K_{pg} = 1,45</math>                  IX - <math>K_{pg} = 0,95</math>                  X - <math>K_{pg} = 1,2</math>                  XI - <math>K_{pg} = 1,05</math>                  XII - <math>K_{pg} = 0,68</math> (khi <math>r=0</math>)</p>	

Hình 6-47. Sơ đồ một số loại mố tiêu năng, phân dòng và trị số  $K_{pg}$  của chúng



Khi xác định hệ số khí hóa hiện tại ( $K$ ), các giá trị  $H_{DT}$  và  $V_{DT}$  lấy như sau:

Cột nước đặc trưng:

$$H_{DT} = H_a + h,$$

trong đó  $h$  là chiều dày lớp nước trên đỉnh mố.

- Đối với mố tiêu năng đặt ở cuối bể:

$$h = h_b - c;$$

với:  $h_b$  - độ sâu nước trong bể;

$c$  - chiều cao mố.

- Đối với mố đặt ở các vị trí khác:

$$h = f(x/l_n),$$

với:  $x$  - khoảng cách từ mố đến mặt cắt co hẹp;

$l_n$  - chiều dài nước nhảy. Khi  $x/l_n = 0,25$ , có thể lấy:

$$h = (0,75 - 0,85)(h_b - c).$$

#### 4. Các bộ phận của buồng van

Buồng van là một bộ phận của công trình tháo nước, tại đây có đặt các cửa van tạo ra sự biến dạng đột ngột của dòng chảy, cũng là nơi dễ phát sinh khí hóa và khí thực.

##### a) Kiểm tra khí hóa khi van mở hoàn toàn

Khí hóa có thể phát sinh ở mặt trước và mặt sau của khe van phẳng hay bán khe trên trụ van cung. Một số dạng khe van điển hình như trên hình 6-48.

\* Hệ số khí hóa phân giới:

- Với mặt trước của cửa khe:

$$K_{pgt} = K_{pgy} [1 + 0,65 \left( \frac{W}{t} - 1 \right)] K_d; \quad (6-86)$$

- Với mặt sau của khe:

$$K_{pgy} = AK_w K_B [1 + 0,65 \left( \frac{W}{t} - 1 \right)]; \quad (6-87)$$

trong đó:  $K_{pgy}$  - hệ số khí hóa phân giới khi có bậc thụt (loại mẫu số 2, bảng 6-12);

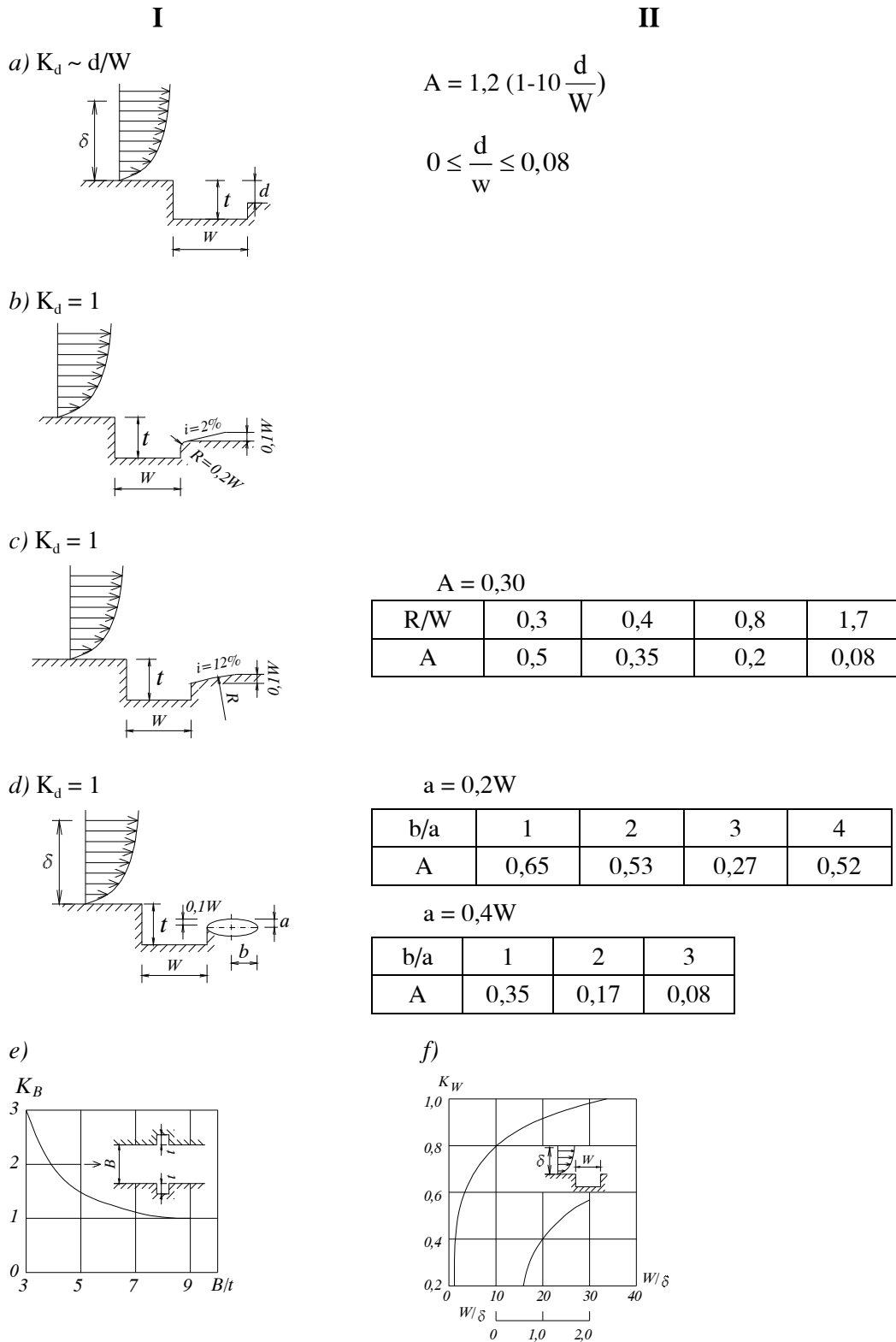
$W$  - bề rộng khe;

$t$  - chiều sâu khe;

$K_d$  - hệ số sửa chữa do thay đổi bề rộng lòng dẫn phía sau khe van; trị số  $K_d$

phụ thuộc vào  $\frac{d}{w}$  (bảng 6-13);

$A, K_w, K_B$  - các hệ số, xem hình 6-48.



**Hình 6-48. Một số dạng khe van và các thông số tương ứng**

**Bảng 6-13. Trị số  $K_d$  trong công thức (6-87)**

$\frac{d}{w}$	0	0,04	0,08	0,12
$K_d$	0,55	0,75	0,90	1,00

\* Hệ số khí hóa hiện tại: xác định theo (6-78),

trong đó:

$V_{DT}$  lấy bằng lưu tốc bình quân tại mặt cắt có khe van;

$H_{DT}$  - áp lực tuyệt đối bình quân tại mặt cắt có khe van;

$\delta$  - chiều dày lớp biên, xác định theo các chỉ dẫn nêu trên.

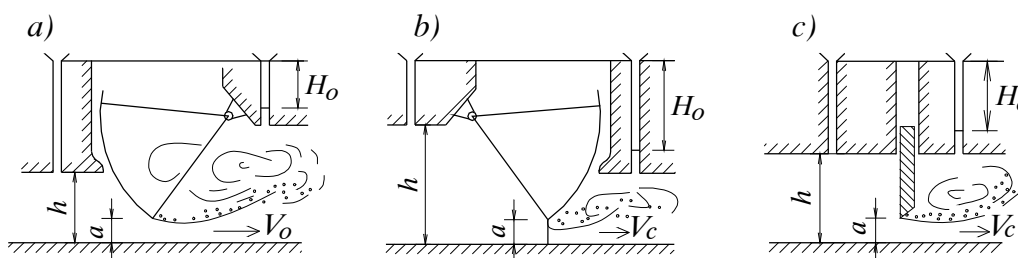
*b) Kiểm tra khí hóa khi van mở một phần*

Trong trường hợp này, khí hóa có thể phát sinh từ 2 nguồn: sự tách dòng khỏi các bộ phận cố định của buồng van và sự tách dòng khỏi bộ phận động của van. Nguồn thứ nhất là nguy hiểm với mọi chế độ chảy dưới cửa van (có áp hay không áp, ngập hay không ngập). Nguồn thứ hai chỉ nguy hiểm khi chảy có áp hoặc chảy ngập không áp.

\* Trường hợp tách dòng khỏi cửa van, trị số  $K_{pg}$  cho trên hình 6-49. Còn khi tính trị số  $K$ , lấy trị số  $H_{DT}$  ở trần đường dẫn gần mặt cắt hạ lưu van (gần vị trí mặt cắt thu hẹp);  $V_{DT}$  lấy là lưu tốc bình quân tại mặt cắt co hẹp sau cửa van:

$$V_{DT} = V_C = 0,95 \sqrt{2gH_p} ; \quad (6-88)$$

trong đó  $H_p$  là cột nước tính toán của van (độ hạ thấp cột nước qua van).

**Hình 6-49. Trị số  $K_{pg}$  khi chảy tách dòng khỏi cửa van**

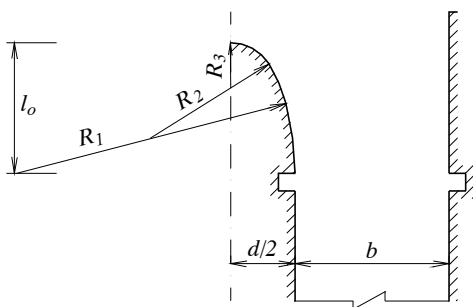
- |                                       |                          |
|---------------------------------------|--------------------------|
| a) Van phẳng khi độ choán > 75%       | : $K_{pg} = 1,6 - 2,0$ ; |
| b) Van cung đặt xuôi                  | : $K_{pg} = 1,2 - 1,5$ ; |
| c) Van cung đặt ngược: Mép hạ lưu sắc | : $K_{pg} = 1,9 - 2,0$ ; |
| Mép hạ lưu tù                         | : $K_{pg} = 1,3 - 1,6$ ; |

\* Trường hợp tách dòng khỏi khe van, bán khe, bậc thụt:

- Khi van có bộ phận kín nước phía sau :  $K_{pg} = 1,6 - 2,2$ ;
- Khi van có bộ phận kín nước phía trước :  $K_{pg} = 1,2 - 1,6$ ;
- Đối với bán khe, bậc thụt :  $K_{pg} \approx 1$ ;

c) Kiểm tra khí hóa ở đầu các trụ pin trong buồng van

Với sơ đồ đầu trụ pin như trên hình 6-50, hệ số khí hóa phân giới cho trên bảng 6-14.



Hình 6-50. Sơ đồ đầu trụ pin (mặt bằng)

Bảng 6-14. Trị số  $K_{pg}$  của các đầu trụ pin

Thông số hình dạng	Đầu trụ dạng tròn	Đầu trụ dạng 3 cung liên hợp			
		Loại 1	2	3	4
$\lambda = l_0 / d$	2,50	1,25	1,00	1,15	2,00
$\beta = d / b$	0,125	0,25	0,50	0,40	0,50
$R_1 / d$	0,50	5,15	1,48	2,10	9,20
$R_2 / d$	-	1,48	0,70	0,75	1,60
$R_3 / d$	-	-	0,15	0,15	0,15
$K_{pg}$	1,15	0,75	0,22	0,21	0,25

Trị số của hệ số khí hóa hiện tại được tính với  $H_{DT}$  và  $V_{DT}$  lấy tại mặt cắt lòng dẫn ở cuối đoạn cong của đầu trụ.

### III. Các giải pháp phòng chống khí thực

#### 1. Làm đường biên công trình thoải

Để tránh phát sinh khí hóa cần làm đường biên công trình đủ thoải để thỏa mãn điều kiện (6-79). Ví dụ làm cửa vào cống xả sâu với các hệ số  $K_s$ ,  $K_r$  lớn; khống chế độ gồ ghề cục bộ ( $Z_m$ ) trên bề mặt lòng dẫn; lượn tròn mép các khe van, bậc thụt, mố tiêu năng, tường phân dòng...

Các biện pháp loại này thường dẫn đến kích thước công trình lớn, yêu cầu khống chế chất lượng thi công bề mặt lòng dẫn phải tốt.

Trong một số trường hợp, nếu việc thỏa mãn điều kiện (6-79) dẫn đến kích thước công trình quá lớn thì có thể xem xét phương án cho phép hình thành khí hóa nhưng khống chế ở giai đoạn đầu, khả năng xâm thực yếu hoặc không có. Khi đó thay cho điều kiện (6-79), người ta chỉ khống chế:

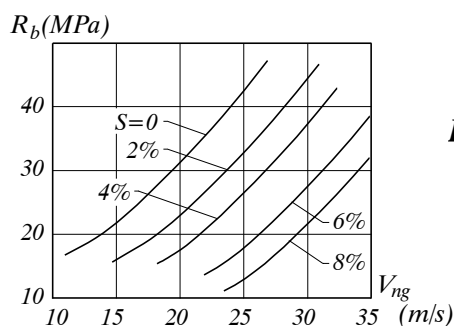
$$K > 0,85 K_{pg}; \quad (6-89)$$

Các bộ phận công trình có đường biên được thiết kế theo điều kiện này cần được định kỳ kiểm tra tình hình xâm thực và có thể sửa chữa khi thấy cần thiết.

## 2. Lựa chọn vật liệu theo độ bền khí thực

Các giải pháp loại này chấp nhận sự phát sinh khí hóa tại những vị trí mà lòng dẫn có đường bao không thuận, như ở các khe van, mố tiêu năng, phân dòng, hay ở các khớp nối trên mặt lòng dẫn mà do lún không đều có thể tạo ra các gồ ghề cục bộ lớn hơn mức khống chế ban đầu.

Vật liệu thành lòng dẫn tại các vị trí dự kiến có khí hóa cần được chọn theo tiêu chuẩn độ bền về khí thực. Đối với vật liệu bê tông, khi lựa chọn độ bền của nó có thể sử dụng các quan hệ như hình 6-51:  $R_b = f(V_{ng}, S)$ . Ở đây  $R_b$  - cường độ bê tông (MPa);  $V_{ng}$  - lưu tốc ngưỡng xâm thực, lấy theo lưu tốc đặc trưng ( $V_{DT}$ ) của từng loại vật chảy bao (xem mục II);  $S$  - độ hàm khí trong nước. Khi không có tài liệu tin cậy về trị số của  $S$ , để an toàn trong tính toán lấy  $S = 0$ .



**Hình 6-51. Trị số lưu tốc ngưỡng xâm thực của các loại bê tông**  
(tài liệu thí nghiệm của MISI - Nga)

## 3. Dẫn không khí vào vùng hạ áp

Việc dẫn không khí trực tiếp vào các vùng bị giảm áp (phát sinh chân không) ở trong lòng dẫn có tác dụng làm hạn chế mức độ chân không, tăng độ hàm khí trong nước và do đó tăng được lưu tốc ngưỡng xâm thực (xem hình 6-51). Các sơ đồ tiếp khí vào dòng chảy như sau.

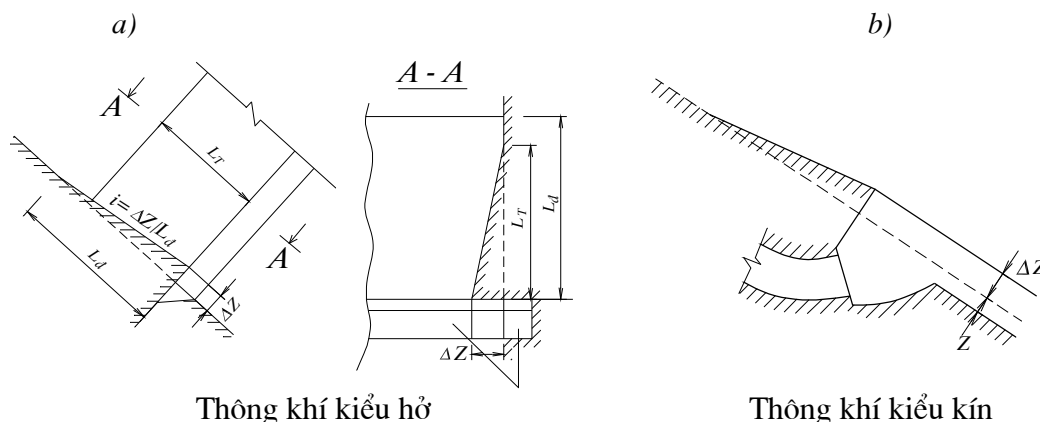
### a) Đối với buồng van (đặt ở các cống xả sâu)

- Tiếp khí vào khoảng không phía trên dòng chảy thông qua ống dẫn khí chính (giống không khí).

- Tiếp khí thẳng vào các vị trí có tách dòng như khe van, bán khe, ngưỡng đáy, bậc thụt. Các ống tiếp khí loại này được bố trí ngâm trong thành bê tông của lòng dẫn, nối từ ống dẫn khí chính đến các vị trí dự kiến có tách dòng.

### b) Đối với dốc n-óc, đập tràn

Các dốc nước, mặt đập tràn có dòng chảy lưu tốc cao thường được chủ động tiếp không khí vào dòng chảy để đề phòng khí thực. Các sơ đồ tiếp khí như trên hình 6-52.



Thông khí kiểu hở

Thông khí kiểu kín

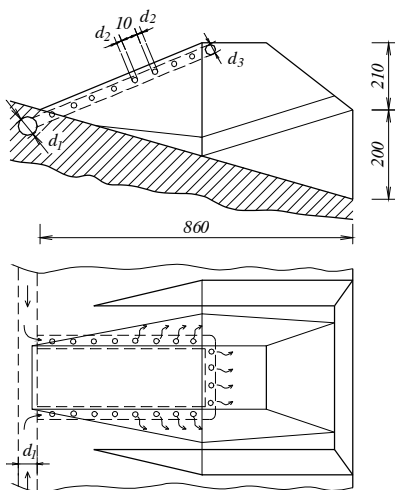
**Hình 6-52. Các sơ đồ thiết bị không khí trên mặt tràn, dốc nước**

a) Dạng mặt nghiêng ở đáy và thành bên; b) Dạng mặt nghiêng và bậc thụt ở đáy.

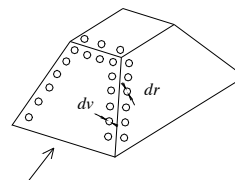
Ở dạng thông khí kiểu hở, thông khí sẽ tự động được hút vào nhờ các khoảng hở do tách dòng ở thành bên và đáy (hình 6-52a). Ở dạng thông khí kiểu kín (hình 6-52b), cần bố trí các ống dẫn luôn từ thành bên xuống đáy lòng dẫn. Cửa vào của các ống dẫn này được bố trí ở tường bên và trụ pin nếu có, ở vị trí cao hơn mực nước lớn nhất tại mặt cắt có bố trí ống.

c) Đối với các mố tiêu năng, mố phân dòng

Việc tiếp khí trong trường hợp này được tự động thực hiện nhờ ống dẫn nối với khí trời và có các lỗ thông ra mái của mố tiêu năng ở vị trí có chân không (hình 6-53).



**Hình 6-53. Sơ đồ các mố phân dòng của đường tràn Travác - Nga có ống thông khí tới miền chân không ( $d_1 = 30cm; d_2 = 5cm; d_3 = 18cm$ )**



**Hình 6-54. Sơ đồ mố tiêu năng có các ống thông nước từ mặt trước ra mặt bên của mố**

$$\frac{d_r}{d_v} = 0,6; K_{pg} = 0,7 \div 0,8 .$$

#### 4. Dẫn nước vào vùng hạ áp

Ví dụ về giải pháp loại này như trên hình 6-54. Nước từ vùng áp lực dương ở mặt trước được dẫn qua hệ thống cửa thông với vùng chân không trên các mặt bên. Tỷ lệ tối ưu của đường kính cửa ra và cửa vào của các ống thông nước là:  $d_r/d_v = 0,6$ .

<b>Chương 5 NHỮNG QUY ĐỊNH CHUNG</b>	<b>207</b>
§5.1. Phân loại công trình tháo lũ	207
§5.2. Nguyên tắc bố trí công trình tháo lũ	208
§5.3. Lũ thiết kế và lũ kiểm tra đối với công trình tháo lũ	208
I. Các tiêu chuẩn của Việt Nam	208
II. Tiêu chuẩn của các nước khác	209
<b>Chương 6 CÔNG TRÌNH THÁO LŨ TRONG THÂN ĐẬP</b>	<b>212</b>
§6.1. Phân loại, điều kiện xây dựng	212
I. Phân loại	212
II. Điều kiện xây dựng	212
§6.2. Đập tràn tháo lũ	213
I. Bố trí đập tràn	213
II. Chọn vị trí lỗ tràn và lưu lượng đơn vị	214
III. Các loại mặt cắt của đập tràn	216
IV. Khả năng tháo nước của đập tràn	220
V. Biện pháp tiêu năng và tính toán tiêu năng sau đập tràn	227
§6.3. Đập tràn tháo lũ kết hợp xả sâu	249
I. Khả năng tháo nước	249
II. Tính toán nối tiếp giữa dòng mặt và dòng đáy trên đập tràn	252
§6.4. Cấu tạo đập tràn	253
I. Khe lún và khe nhiệt độ	253
II. Trụ pin	254
III. Bố trí cốt thép trong trụ pin và thân đập	255
IV. Cấu tạo sân tiêu năng	255
§6.5. Các cống tháo lũ xả sâu	257
I. Điều kiện sử dụng, phân loại và đặc điểm làm việc	257
II. Cống ngầm tháo lũ	258
III. Đường ống tháo lũ đặt trong thân đập	261
§6.6. Tính toán khí thực các bộ phận của công trình tháo lũ	263
I. Một số khái niệm	263
II. Thiết kế đường biên công trình theo điều kiện không phát sinh khí hóa	264
III. Các giải pháp phòng chống khí thực	272