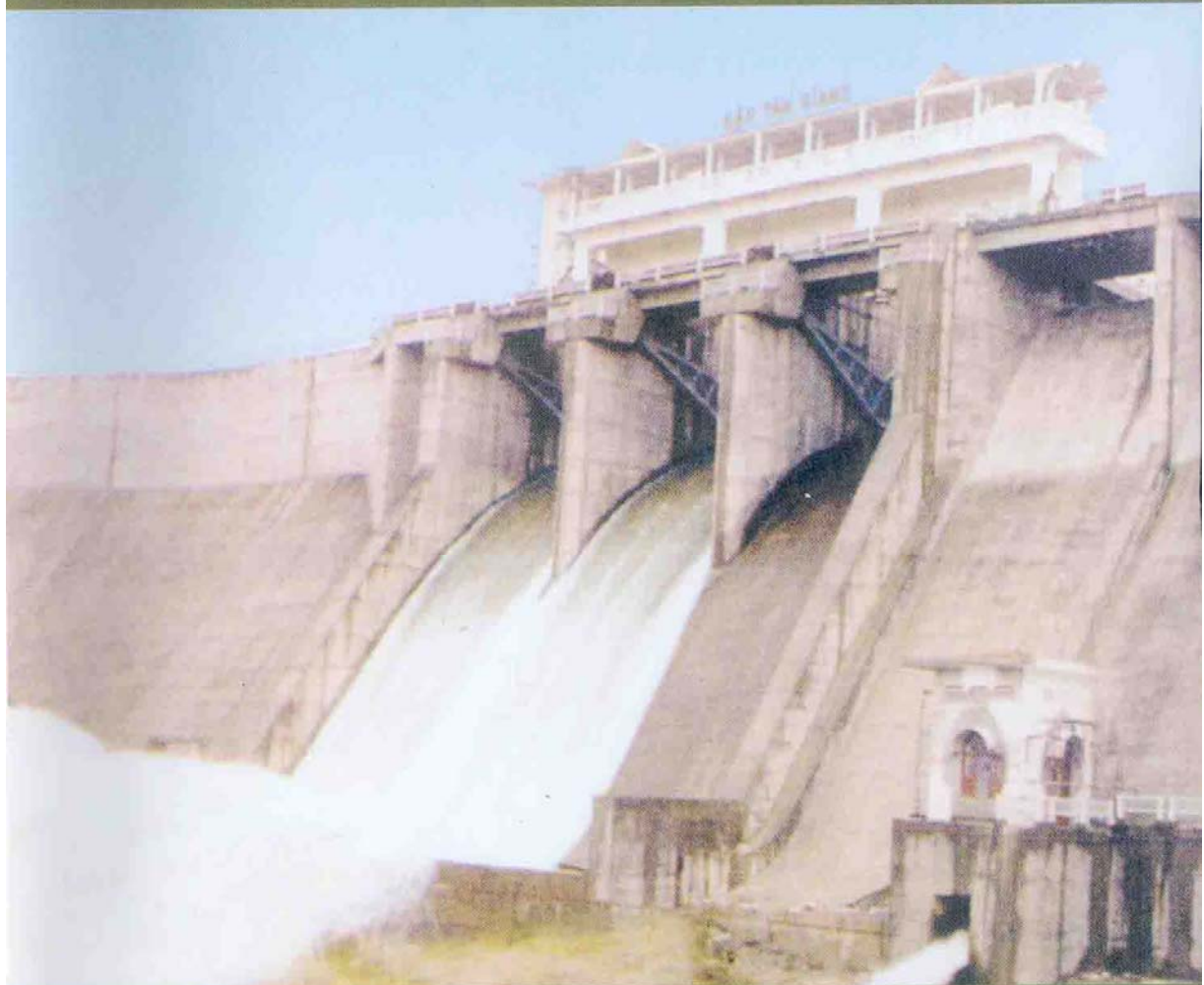


TRƯỜNG ĐẠI HỌC THỦY LỢI  
BỘ MÔN THỦY CÔNG  
PGS. TS. PHẠM NGỌC QUÝ

# NỐI TIẾP VÀ TIÊU NẮNG HẠ LƯU CÔNG TRÌNH THÁO NƯỚC



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

## MỤC LỤC

MỞ ĐẦU 5

CHƯƠNG 1: CÁC CHẾ ĐỘ THỦY LỰC NỐI TIẾP HẠ LƯU 7

I. NƯỚC NHẢY VÀ CÁC THÔNG SỐ CƠ BẢN CỦA NƯỚC NHẢY. 7

**1.1. Định nghĩa:** Hiện tượng thủy lực nảy sinh trong quá trình dòng chảy chuyển từ trạng thái chảy xiết sang chảy êm gọi là nước nhảy. Hiện tượng này được đặc trưng bởi khu luồng chính chảy xuôi, mở rộng đột ngột và khu chảy xoáy chuyển động vòng quanh tại chỗ trên mặt khu luồng chính. 7

1.2. Phân loại nước nhảy 7

1.3. Nước nhảy hoàn chỉnh: 8

1.4. Nước nhảy mặt: 10

1.5. Nước nhảy sóng: 14

II. NỐI TIẾP DÒNG CHẢY THƯỢNG HẠ LƯU 15

III. NỐI TIẾP DÒNG CHẢY Ở HẠ LƯU CÔNG TRÌNH 16

3.1. Nối tiếp chảy đáy: 16

3.2. Nối tiếp chảy mặt. 17

3.3. Nối tiếp phóng xa 18

CHƯƠNG 2: TIÊU NĂNG SAU CÔNG TRÌNH THÁO NƯỚC 20

I. KHÁI NIỆM CHUNG VỀ TIÊU NĂNG SAU CÔNG TRÌNH THÁO NƯỚC 20

1. Đặc điểm dòng chảy ở hạ lưu: 20

**2. Nhiệm vụ tính toán tiêu năng** là phải tìm được biện pháp tiêu huỷ toàn bộ năng lượng thừa, điều chỉnh lại sự phân bố lưu tốc và làm giảm mạch động, để cho dòng chảy trở về trạng thái tự nhiên của nó trên một đoạn ngắn nhất, giảm chiều dài đoạn gia cố ở hạ lưu. 20

3. Tiêu hao năng lượng thừa dựa trên nguyên tắc 20

**4. Các hình thức tiêu năng thường** được áp dụng là tiêu năng đáy, tiêu năng phóng xa, tiêu năng mặt và các hình thức tiêu năng đặc biệt. Tiêu năng đáy có các hình thức đào bể, xây tường, bể tường kết hợp. 21

5. Tiêu chuẩn thiết kế 21

6. Phương pháp nghiên cứu tiêu năng 21

II. TIÊU NĂNG DÒNG ĐÁY 21

2.1. Tính toán chiều sâu bể 22

2.2. Tính toán chiều cao tường tiêu năng	27
2.3. Tính toán bề tường tiêu năng kết hợp	: 28
2.4. Chiều dài bề L	29
2.5. Sân sau thứ hai	31
2.6. Lưu lượng tính toán tiêu năng	31
III. TIÊU NĂNG DÒNG MẶT	35
3.1. Khái niệm	35
3.2. Bố trí và tính toán tiêu năng dòng mặt	35
3.3. Tiêu năng dòng phễu	36
3.4. Phòng chống xói ở hạ lưu	38
IV. TIÊU NĂNG PHÓNG XA	40
4.1. Khái niệm về tiêu năng phóng xa	40
4.2. Tính toán các thông số của tiêu năng phóng xa	41
4.3. Một số hình thức kết cấu tiêu năng phóng xa	44
V. CÁC THIẾT BỊ TIÊU NĂNG PHỤ	47
5.1. Mố nhám dùng trong lòng máng dẫn	47
5.2- Mố tiêu năng dùng ở bề hoặc ngưỡng tiêu năng	50
5.3 Tường phân dòng	53
CHƯƠNG 3: TÍNH TOÁN XÓI LÒNG DẪN Ở HẠ LƯU CÔNG TRÌNH THÁO NƯỚC	55
I.KHÁI NIỆM CHUNG	55
II. XÁC ĐỊNH KÍCH THƯỚC CƠ BẢN CỦA HỒ XÓI ỔN ĐỊNH	58
1. Chiều sâu lớn nhất của hồ xói ổn định: $d_x$	58
2. Chiều dài hồ xói ổn định: $L_x$	61
3. Vị trí sâu nhất của hồ xói	62
4. Chiều sâu hồ xói ở cuối sân gia cố cứng	63
5. Hình dạng hồ xói	: 63
III. XÓI THEO THỜI GIAN	64
CÂU HỎI CÁC CHƯƠNG	65
THÔNG TIN TÁC GIẢ	67

## MỞ ĐẦU

Nước và dòng chảy của nó có những lợi ích to lớn, nhưng cũng có những bất lợi. Nhiệm vụ của những nhà khoa học thủy lợi là tận dụng những lợi ích và hạn chế những bất lợi của nó. Nhiệm vụ đó được thực hiện bằng nhiều giải pháp, trong đó có việc xây dựng các công trình khác nhau. Đó là các công trình dâng nước, dẫn nước, lấy nước, công trình bảo vệ, công trình giao thông... Bằng giải pháp kết cấu đặc thù của mình các công trình thủy lợi tạo ra và đảm bảo đủ mực nước hoặc lưu lượng, đồng thời tháo lũ, tháo lượng nước thừa về phía hạ lưu, dẫn đủ nước đáp ứng các yêu cầu, hoặc ngăn ngừa những ảnh hưởng bất lợi từ phía hạ lưu. Các công trình thủy lợi còn tạo ra con đường giao thông thủy và tạo ra chênh lệch đầu nước tập trung phục vụ cho phát điện.

Nước chảy qua các công trình tháo thường là dòng chảy xiết có lưu tốc lớn. Dòng chảy đó có năng lượng thừa lớn. Khi chảy xuống hạ lưu, nó có thể gây ra xói lở lòng dẫn nếu không được gia cố đầy đủ. Từ đó có thể mất ổn định của công trình. Bởi vậy phải chuyển dòng chảy xiết thành dòng chảy êm nghĩa là tạo ra nước nhảy ở hạ lưu. Chúng ta cố gắng định vị nước nhảy ở ngay chân công trình bằng nhiều loại thiết bị khác nhau, hoặc cho dòng chảy phun vào không khí rồi rơi xuống hạ lưu...

Trong phạm vi tài liệu này chúng tôi cố gắng đề cập đến các vấn đề thủy lực thuộc về ***nối tiếp và tiêu năng hạ lưu công trình tháo nước***. Nội dung đó thể hiện qua 3 chương.

Chương 1 trình bày tóm tắt lý luận cơ bản về nước nhảy và nối tiếp dòng chảy giữa thượng và hạ lưu công trình. Tiêu năng ở hạ lưu với nhiều hình thức khác nhau được nêu ở chương 2. Một số kiến thức tổng quát về xói không dự báo trước được trình bày ở chương 3 và cũng là chương cuối cùng của cuốn sách.

Nối tiếp và tiêu năng vừa mang tính kinh điển vừa mang tính thời sự trong việc xây dựng các công trình thủy lợi ở đất nước chúng ta. Cuốn sách này dùng giảng dạy chuyên ngành công trình và là tài liệu cho các cán bộ khoa học kỹ thuật nghiên cứu, tham khảo.

Nhân dịp này chúng tôi xin bày tỏ lòng cảm ơn chân thành đối với PGS. TS Nguyễn Chiến – Trường Đại học Thủy lợi và TS. Trần Quốc Thương – Viện Khoa học Thủy lợi đã đọc và góp nhiều ý kiến quý báu cho bản thảo, cảm ơn tập thể Bộ môn Thủy công, khoa Công trình, khoa Sau đại học, Ban Giám hiệu trường Đại học Thủy lợi và nhà xuất bản Xây dựng đã tạo mọi điều kiện giúp đỡ để cuốn sách được ấn hành.

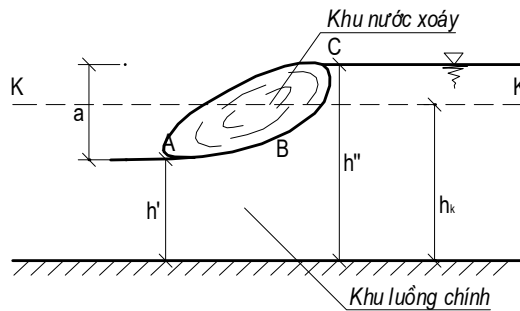
Chúng tôi không có hy vọng cuốn sách đã đề cập đầy đủ các vấn đề và chắc chắn còn có thiếu sót. Bởi vậy rất mong nhận được những đóng góp chân tình của độc giả. Mọi góp ý xin gửi về bộ môn Thủy công – Trường Đại học Thủy lợi – Hà Nội.

**Tác giả**

# CHƯƠNG 1: CÁC CHẾ ĐỘ THỦY LỰC NỐI TIẾP HẠ LƯU

## I. NƯỚC NHẢY VÀ CÁC THÔNG SỐ CƠ BẢN CỦA NƯỚC NHẢY.

**1.1. Định nghĩa:** Hiện tượng thủy lực nảy sinh trong quá trình dòng chảy chuyển từ trạng thái chảy xiết sang chảy êm gọi là nước nhảy. Hiện tượng này được đặc trưng bởi khu luồng chính chảy xuôi, mở rộng đột ngột và khu chảy xoáy chuyển động vòng quanh tại chỗ trên mặt khu luồng chính.



Hình 1 - 1: Nước nhảy và các đặc trưng cơ bản

Những phần tử chất lỏng ở hai khu xâm nhập vào nhau rất mãnh liệt xung quanh mặt ranh giới ABC (mặt ranh giới có ý nghĩa trung bình thời gian). Sự mở rộng đột ngột của dòng chảy trong phạm vi nước nhảy đã lôi kéo rất mạnh không khí vào khu nước xoáy tạo nên những bọt trắng xóa, di động không theo quy luật. Khu nước xoáy luôn luôn biến đổi về thể tích do sự co dãn của các bọt khí và luôn di dịch xuôi ngược dòng chảy, dao động xung quanh một vị trí trung bình thời gian, do đó tăng cường những mạch động về áp suất và về lưu tốc.

Cùng với sự xáo trộn mãnh liệt các phần tử chất lỏng xung quanh mặt phân chia, những mạch động từ khu nước xoáy truyền vào khu luồng chính làm cho dòng chảy ở khu luồng chính trở thành dòng chảy rối có mạch động lớn, do đó năng lượng của dòng chảy bị tiêu hao rất lớn ở phạm vi nước nhảy.

Hình thức quá độ từ trạng thái chảy xiết sang chảy êm vượt qua độ sâu phân giới  $h_k$  bắt buộc phải qua nước nhảy [1].

Các thông số cơ bản của nước nhảy:

- Độ sâu trước nước nhảy:  $h'$ ; độ sâu sau nước nhảy:  $h''$ ;
- Độ cao nước nhảy  $a = h'' - h'$ ;
- Chiều dài nước nhảy:  $L_n$

### 1.2. Phân loại nước nhảy

a) Theo điều kiện nảy sinh và cấu trúc của nước nhảy [1] có:

- + Nước nhảy hoàn chỉnh khi  $h''/h' > 2$
- + Nước nhảy dâng: Là hình thức của nước nhảy hoàn chỉnh xảy ra khi có một vật chướng ngại đặt ngang đáy, làm dâng cao mực nước sau nước nhảy tạo nên khu xoáy mặt lớn hơn so với nước nhảy hoàn chỉnh.

+ Nước nhảy mặt: Khi nước nhảy có khu luồng chính ở trên mặt và khu xoáy cuộn lại ở bên dưới.

+ Nước nhảy sóng: Khi chênh lệch mực nước giữ dòng chảy êm và dòng chảy xiết là nhỏ ( $h''/h' < 2$ ).

b) Theo vị trí nước nhảy [1]:

+ Nước nhảy phóng xa khi  $h''_c > h_h$ .

+ Nước nhảy tại chỗ khi  $h''_c = h_h$ .

+ Nước nhảy ngập khi  $h''_c < h_h$ .

Với:  $h_h$  là chiều sâu dòng chảy ở hạ lưu;

$h''_c$  là độ sâu liên hiệp với độ sâu dòng chảy tại mặt cắt co hẹp.

c) Theo trị số Froude trước nước nhảy [7]:  $[Fr_1 = \frac{v_1^2}{2gh}]$  có:

+ Nước nhảy sóng khi  $Fr_1 = 1 \div 3$ ;

+ Nước nhảy yếu khi  $Fr_1 = 3 \div 6$ ;

+ Nước nhảy dao động khi  $Fr_1 = 6 \div 20$ ;

+ Nước nhảy ổn định khi  $Fr_1 = 20 \div 80$ ;

+ Nước nhảy mạnh khi  $Fr_1 \geq 80$ .

### 1.3. Nước nhảy hoàn chỉnh:

Nước nhảy hoàn chỉnh là dạng nước nhảy cơ bản (hình 1-1). Sau đây sẽ nghiên cứu nước nhảy hoàn chỉnh và các đặc trưng của nó trong lòng dẫn lăng trụ.

a) Hàm số nước nhảy:

Xét nước nhảy hoàn chỉnh xảy ra trong kênh lăng trụ có độ dốc đáy rất nhỏ hoặc bằng không với dòng chảy ổn định. Áp dụng định lý động lượng cho khu nước nhảy hoàn chỉnh với kênh lăng trụ, đáy lòng dẫn nằm ngang, bỏ qua lực ma sát giữa dòng nước và lòng dẫn, áp lực nước tại các mặt cắt phân bố theo qui luật thủy tĩnh, hệ số sửa chữa động lượng  $\alpha_{01} = \alpha_{02} = \alpha_0$ , chúng ta có:

$$\frac{\alpha_{01} Q^2}{g \omega_1} + y_1 \cdot \omega_1 = \frac{\alpha_{02} Q^2}{g \cdot \omega_2} + y_2 \cdot \omega_2 \quad (1-1)$$

Với:  $Q$  ( $m^3/s$ ) - lưu lượng nước;

$y_1, y_2$  (m) - chiều sâu trọng tâm mặt cắt có diện tích ướt  $\omega_1, \omega_2$  ( $m^2$ ).

$$\text{Gọi: } \theta(h) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \cdot \omega} + y \cdot \omega \text{ là hàm số nước nhảy.} \quad (1-2)$$

Với mỗi nước nhảy hoàn chỉnh đều có:

$$\theta_1(h) = \theta_2(h) \quad (1-3)$$

Từ đó chúng ta xác định được độ sâu liên hiệp của nước nhảy.

b) Độ sâu trước và sau nước nhảy:  $h', h''$

Từ phương trình (1-1) và phương trình liên tục chúng ta xác định được  $h'$ ,  $h''$  với lòng dẫn lằng trụ có hình dạng bất kỳ.

Riêng với mặt cắt chữ nhật, giải ra ta có:

$$h'' = 0,5h' \left( \sqrt{1 + \frac{8\alpha_0 q^2}{gh'^3}} - 1 \right) \quad (1-4)$$

$$h' = 0,5h'' \left( \sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{gh''^3}} - 1 \right) \quad (1-5)$$

$$\eta = \frac{h''}{h'} = 0,5 \left( \sqrt{1 + 8F_{r1}} - 1 \right) \quad (1-6)$$

Nếu gọi:  $\xi'_k = \frac{h'}{h_k}$ ;  $\xi''_k = \frac{h''}{h_k}$

Thì:  $\xi'_k \xi''_k (\xi'_k + \xi''_k) = 2$  (1-7)

$$\xi'_k = 0,5 \xi''_k \left( \sqrt{1 + \frac{8}{\xi''_k{}^3}} - 1 \right) \quad (1-8)$$

$$\xi''_k = 0,5 \xi'_k \left( \sqrt{1 + \frac{8}{\xi'_k{}^3}} - 1 \right) \quad (1-9)$$

c) *Chiều dài nước nhảy*: Khoảng cách giữa hai mặt cắt giới hạn của khu nước nhảy xoáy gọi là chiều dài nước nhảy, kí hiệu là  $L_n$ . Chiều dài nước nhảy chỉ có thể xác định bằng công thức kinh nghiệm:

+ Theo Smetana [4]:  $L_n = 6a = 6 (h'' - h')$  (1-10)

+ Theo Trectouxốp:  $L_n = 10,3h' \left( \sqrt{F_{r1}} - 1 \right)^{0,81}$  (1-11)

+ Theo Saphoranet [1]:  $L_n = 4,5h''$  (1-12)

+ Theo Pavlopki:  $L_n = 2,5 (1,9h'' - h')$  (1-13)

+ Theo Picalóp:  $L_n = 4h' \sqrt{1 + 2F_{r1}}$  (1-14)

+ Theo Ajvazjan:  $L_n = \frac{2(10 + \sqrt{F_{r1}})}{F_{r1}} \cdot \frac{(h'' - h')^3}{h'' \cdot h'}$  (1-15)

+ Theo Saumian:  $L_n = 3,6h'' \left( 1 - \frac{h'}{h''} \right) \left( 1 + \frac{h'}{h''} \right)$  (1-16)

+ Theo Poliaka Woycixki:  $L_n = (h'' - h') \left( 8 - 0,05 \frac{h''}{h'} \right)$  (1-17)

+ Theo Nadaza Einwachtina:  $L_n = 8,3 \sqrt{F_{r1}} (F_{r1} - 1)$  (1-18)



d) *Tổn thất năng lượng trong nước nhảy:  $h_w$*

$$h_w = \frac{(h'' - h')^3}{h'' \cdot h'} \quad (1-19)$$

e) *Chiều dài sau nước nhảy:  $L_{sn}$*

Chiều dài từ mặt cắt sau nước nhảy đến mặt cắt ở đó mạch dòng lưu tốc có những giá trị thường thấy ở dòng chảy đều gọi là chiều dài sau nước nhảy  $L_{sn}$ . Chiều dài sau nước nhảy chỉ có thể xác định bằng các công thức thực nghiệm:

Theo Vudogo:  $L_{sn} = \frac{0,4}{n} h_h$  (1-20)

Theo Trectouxop:  $L_{sn} = (2,5 \div 3)L_n$  (1-21)

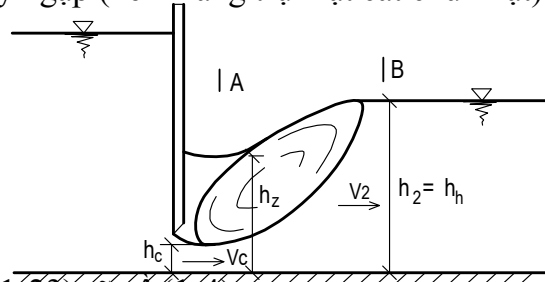
Theo Cumin :  $L_{sn} = 32,5h_h - L_n$  (1-22)

g) *Nước nhảy ngập:*

Khi mặt cắt trước nước nhảy hoàn chỉnh bị ngập thì có nước nhảy ngập (hình 1-2).  
Viết phương trình cho đoạn nước nhảy ngập (kênh lăng trụ mặt cắt chữ nhật) với:

$$S = \frac{h_h}{h_c}; K = \frac{h_z}{h_c}; F_{rc} = \left( \frac{h_k}{h_c} \right)^3$$

Ta có:  $K^2 = S^2 - 2F_{rc} \left( 1 - \frac{1}{S} \right)$  (1-23)



Nếu lấy  $K=1$  (tức là  $h_z = h_c$ ) thì (1-23) sẽ về (1-4)

Chiều dài nước nhảy ngập  $L_{nng}$  có thể xác định Hình 1 - 2 Nước nhảy ngập.

Theo Smetana [4]:  $L_{nng} = 6h_c (S-1)$  (1-24)

Theo Lêvi:  $L_{nng} = 4,2 h_c S \lg \left( \frac{2}{\pi} S^2 \cdot \sin \frac{\pi}{S} \right)$  (1-25)

#### 1.4. Nước nhảy mặt:

Nước nhảy mặt xuất hiện khi dòng xiết nối tiếp với dòng êm ở trên mặt của chúng. Đặc trưng cơ bản của nước nhảy mặt là khu luồng chính ở trên mặt, còn khu xoáy nước ở dưới. Chúng ta thường gặp nước nhảy mặt ở cuối đường tràn có bậc thẳng đứng mà đỉnh bậc thấp hơn mực nước hạ lưu. Ở đây chỉ đề cập đến bài toán phẳng.

Một đặc trưng quan trọng là chiều cao nhỏ nhất của bậc  $a_{min}$ .

Khi góc giữa tiếp tuyến của đường cong tại chỗ dòng chảy đi qua khỏi mũi phun và phương ngang bằng 0 ( $\varphi = 0$ ), theo Skladnev [7]:

$$a_{min} = 2,7h_k - 4,32 \cdot h \quad (1-26)$$

Khi  $0 \leq \varphi \leq 12^\circ$ , theo Stepan :

$$a_{min} = \left( 4,05 \sqrt[3]{F_{rc}} - \eta \right) h \quad (1-27)$$

Với:  $h_k$  - độ sâu phân giới;

$h$  - chiều dày lớp nước trên mũi bậc;

$$F_{rc} = \frac{V_1^2}{gh} \text{ trong đó } V_1 \text{ là lưu tốc trên mũi bậc;}$$

$$\eta = 0,4 \varphi + 8,4.$$

Mặt khác để chế độ dòng chảy sau bậc được ổn định phải thỏa mãn điều kiện  $a/p \geq 0,2$  (với  $p$  là chiều cao của ngưỡng tràn so với đáy của hạ lưu).

a) Các chế độ nhảy mặt:

Tùy theo mối tương quan giữa lưu lượng tháo qua tràn, mực nước trong lòng dẫn hạ lưu, kích thước và hình dạng bậc mà nước nhảy có các dạng sau:

a<sub>1</sub>) Nước nhảy đáy (hình 1-3a):

Dạng nước nhảy đáy tương ứng với chế độ chảy đáy. Có thể có nước nhảy đáy xa, gần hoặc ngập. Hình 1-3a biểu thị nước nhảy đáy ngập xảy ra khi  $\phi < \phi_1$  với  $\phi = h_p/h$ .

$$\phi_1 = \frac{16 - \psi}{10} - \frac{1,75}{F_{r1}^{0,2}} + 1 \quad (1-28)$$

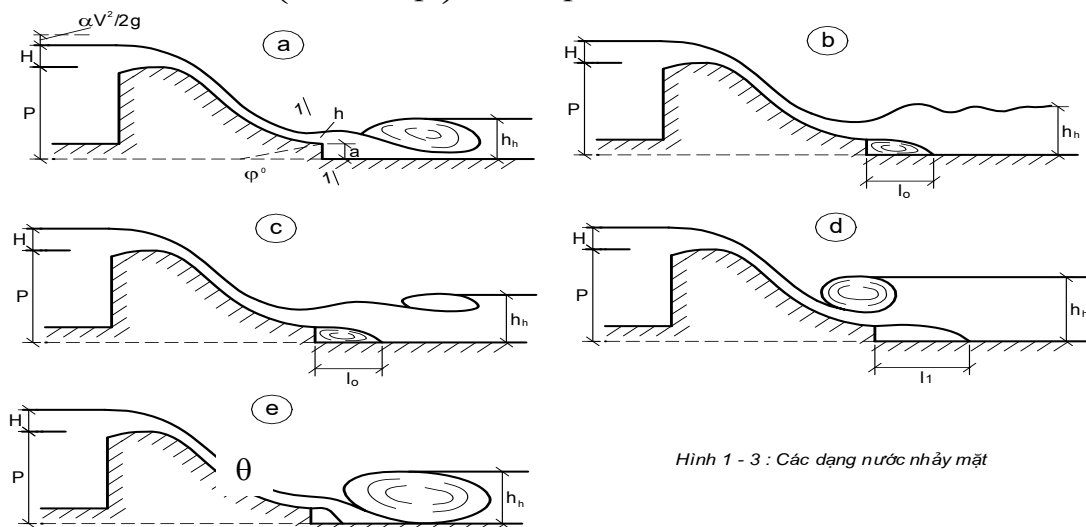
$$\psi = a/h$$

Trong đó:  $h_p$  - cột nước đo áp mặt dưới dòng chảy trên bậc.

Theo Patrocka [7] khả năng nước nhảy hoàn chỉnh với chế độ nhảy đáy khi  $h_h < h_1$ . Trong đó  $h_1$  là độ sâu giới hạn thứ nhất có thể xác định theo Astafitrev:

$$h_1 = 0,82a + \left( 2,44 - 2 \frac{a}{p} \right) h_k \quad (1-29)$$

$$\text{Hoặc } h_1 = 0,82a + \left( 3,44 - 7 \frac{a}{p} \right) h_k \text{ khi } \frac{a}{p} < 0,2 \quad (1-30)$$



Hình 1 - 3 : Các dạng nước nhảy mặt

Dạng nước nhảy đáy được đặc trưng bởi luồng nước đổ xuống đáy tạo nên độ sâu co hẹp và xuất hiện nước nhảy hoàn chỉnh thường gặp.

a<sub>2</sub>) Nước nhảy mặt không ngập (hình 1-3b):

Dòng nước sau mũi bậc, được dâng lên, rồi mở rộng theo phương đứng xuống đáy lòng dẫn. Lưu tốc lớn nhất ở trên mặt, mặt nước gợn sóng và có khu xoáy nước ở dưới.

Nước nhảy mặt không ngập xảy ra khi  $\phi_1 < \phi < \phi_2$  với  $\phi_2 = 0,2 \sqrt{\psi F_{r1}} + 1$  (1-31)

hoặc khi  $h_1 < h_h < h_2$  với  $h_2$  là độ sâu giới hạn thứ hai và được tính:

$$h_2 = 1,22a + (2,5 - 2,55 \frac{a}{p})h_k \quad (1-32)$$

Trong trường hợp này khu xoáy nước ở đáy lòng dẫn ngay chân bậc có độ dài  $L_0$

$$\text{Khi } F_{r1} < 10 \text{ thì: } L_0 = 0,25 (h_h - h) (33 - F_{r1}) \quad (1-33)$$

$$\text{Khi } F_{r1} > 10 \text{ thì: } L_0 = 0,01 (h_h - h) (565 + F_{r1}) \quad (1-34)$$

a<sub>3</sub>) Nước nhảy mặt sóng tại chỗ (hình 1-3c):

Dạng nước nhảy mặt sóng tại chỗ cũng có tác giả gọi là nước nhảy mặt đáy không ngập. Chế độ nhảy mặt sóng thường không ổn định và được đặc trưng bởi sự chuyển lưu tốc lớn nhất từ trên mặt đáy và khu xoáy nước xuất hiện ở trên mặt thoáng. Dạng nước nhảy mặt sóng tại chỗ xảy ra khi  $\phi_2 < \phi < \phi_3$  hoặc  $h_2 < h_h < h_3$  (với  $h_3$  là độ sâu giới hạn thứ 3).

$$\text{Với } \phi_3 = 0,8 \sqrt{F_{r1}} + 0,02F_{r1} + 0,5 \text{ (khi } F_{r1} < 25, \text{ theo Rybnikar [10])} \quad (1-35)$$

$$\text{Hoặc } \phi_3 = 0,8 \sqrt{F_{r1}} + 1 \text{ (khi } F_{r1} > 25, \text{ theo Skladnev [10])} \quad (1-36)$$

Trong trường hợp này chiều dài khu xoáy cuộn ở đáy là:

$$L_0 = 3,1 (h'' - h) (1 + \frac{0,65}{F_{r1} - 2}) \quad (1-37a)$$

Với  $h''$  là độ sâu liên hiệp của  $h$ .

$$h_3 = 0,9 h_k + (4,33 - 4 \cdot \frac{a}{p})a, \text{ với } a = (0,5 \div 2,2)h_k; \quad (1-37b)$$

a<sub>4</sub>) Nước nhảy mặt ngập (hình 1-3d):

Khi mực nước hạ lưu tiếp tục tăng lên đến một giá trị nhất định nào đó thì có nước nhảy mặt ngập. Dạng này được đặc trưng bởi khu xoáy cuộn trên mặt bị đẩy về phía trên bậc và cũng có thể có cả khu xoáy cuộn ở đáy.

Điều kiện xuất hiện dạng nước nhảy mặt ngập khi  $\phi > \phi_3$  và  $h_h < h_4$  (với  $h_4$  là độ sâu giới hạn thứ tư).

$$h_4 = a + \frac{h}{3} (4 + \sqrt{6F_{r1}} + 1) \quad (1-38)$$

Độ dài của khu xoáy cuộn ở đáy theo Beliaevski:

$$L_1 = 5 h_h - 2,5 \frac{q}{\sqrt{p + a}} \quad (1-39)$$

$$\text{hoặc theo Skladnev: } L_1 = (h_h - h) \left( 6,6 + \frac{1}{F_{r1}} - 0,7 \frac{h_h}{h_2} \right) \quad (1-40)$$

Trong đó  $h_2$  tính theo 1-32.

a<sub>5</sub>) Dạng nước nhảy đáy hồi phục:

Hiện tượng thủy lực này xảy ra khi  $h_h > h_4$ . Khi đó bậc nước không còn tác dụng hướng dòng nữa và khu nước cuộn mặt rất lớn và khu xoáy cuộn ở đáy lại rất bé. Nước nhảy đáy hồi phục không có lợi cho việc bảo vệ dòng dẫn hạ lưu ở ngay chân công trình.

b) *Chiều dài nước nhảy mặt* [11]:

Chiều dài toàn bộ (L) để áp suất và lưu tốc dòng chảy trở về trạng thái bình thường lớn hơn rất nhiều so với chiều dài khu xoáy nước ở đáy.

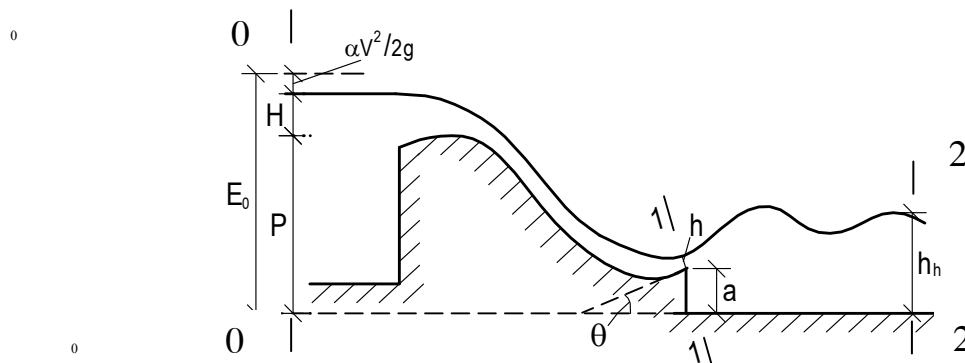
Với nước nhảy mặt không ngập thì  $L = 3L_0$

Với nước nhảy mặt ngập thì  $L = (2,5 \div 3) L_1$ ;

Lưu tốc dòng chảy trong khu xoáy cuộn ở đáy đạt tới  $(0,25 \div 0,3) V_1$ .

c) *Độ sâu liên hiệp của nước nhảy mặt*:

**Viết phương trình động lượng cho toàn bộ đoạn dòng chảy giới hạn bởi mặt cắt 1-1 và 2-2 (hình 1-4) [10] chúng ta có:**



Hình 1-4 Sơ đồ xác định độ sâu liên hiệp nước nhảy mặt

$$a^2 + A \cdot a + B = 0 \quad (1-41)$$

$$\text{Với: } A = 2 \cdot h \cdot \cos \theta + 2h_p \quad (1-42)$$

$$B = \frac{2\alpha_0 q^2 (h_h \cos \theta - h)}{g \cdot h \cdot h_h} - h_h^2 + h^2 \cos^2 \theta + h_p \cdot h \cdot \cos \theta \quad (1-43)$$

Trong đó:  $h_p$  - cột nước đo áp dưới dòng chảy.

Mặt khác viết phương trình Bernoulli cho mặt cắt 0-0 và 1-1, chúng ta có:

$$E_0 - a = h \cdot \cos \theta + \frac{1}{2} h_p + \frac{q^2}{2g \cdot \varphi^2 \cdot h^2} \quad (1-44)$$

Phương trình (1-43) và (1-44) ứng với dòng chảy trên bậc là tự do.

Đối với trạng thái phân giới thứ nhất A.Asabanejev cho rằng: Áp lực nước của dòng chảy tại mũi bậc phân theo quy luật thủy tính ( $h_p = 0$ ) và nếu lấy  $h_h = h_1$  thì từ

(1-41) đến (1-43) chúng ta xác định được độ sâu phân giới thứ nhất (giữa nhảy đáy và nhảy mặt không ngập). Việc bỏ qua  $h_p$  là không phù hợp với những kết quả thực nghiệm.

T.N. Axtaphitreva đưa ra biểu thức thực nghiệm tìm  $h_p$ :

$$\text{Với trạng thái phân giới thứ nhất: } (h_p)_1 = 0,31h_1 - 0,5a \quad (1-45)$$

$$\text{Với trạng thái phân giới thứ hai : } (h_p)_2 = 0,59 (h_2 - a) \quad (1-46)$$

J. Rybnikar cho rằng  $h_p > h$  và đưa ra phương trình xác định độ sâu liên hiệp của nước nhảy mặt:

$$\frac{h''}{h} = 2\sqrt{\frac{D}{3}} \cos\left(60^\circ - \frac{\beta}{3}\right) \quad (1-47)$$

$$\text{Với: } D = \psi^2 + 2\psi \cdot \phi + \phi + 2F_{r1}$$

$$\psi = \frac{a}{h}; \phi = \frac{h_p}{h}; \beta = \arccos \frac{F_{r1}}{(D/3)^{3/2}}$$

### 1.5. Nước nhảy sóng:

Thực nghiệm đã chỉ ra với  $F_{r1} < 3$  (hoặc  $F_{r2} > 0,375$ ) nước nhảy có dạng những loạt sóng tắt dần, mà ta gọi là nước nhảy sóng. Đặc điểm của nước nhảy sóng là không có khu nước xoáy, mà chỉ có những giao động nhỏ.

Để tính được độ sâu liên hiệp của nước nhảy sóng ta có thể sử dụng:

\* Phương trình do Nguyễn Văn Cung [1] đề nghị:

$$\eta^3 - (2F_{r1} + 1)\eta + F_{r1}(2 + D) = 0 \quad (1-48)$$

Trong đó: D là hệ số xác định theo thực nghiệm;

Trong đó:  $\eta = \frac{h_2}{h_1}$ ; với  $h_1$  là độ sâu trước nước nhảy sóng,  $h_2$  là độ sâu tại đỉnh sóng đầu tiên.

\* Công thức kinh nghiệm:

$$\text{- Theo Nguyễn Văn Cung: } \eta = 1,08F_{r1}^{2/3} \quad (1-49)$$

$$\text{- Theo A.I. Motdolepski : } \eta = 0,533 F_{r1} + 0,663 \quad (1-50)$$

$$\text{- Theo V.V Smuslóp: } \eta = 0,58(\sqrt{1 + 8F_{r1}} - 1) \quad (1-51)$$

Về chiều dài nước nhảy sóng ( $L_n$ ), G - T. Dimitriep coi bằng kích thước hố xói do nước nhảy sóng gây ra và đề nghị:

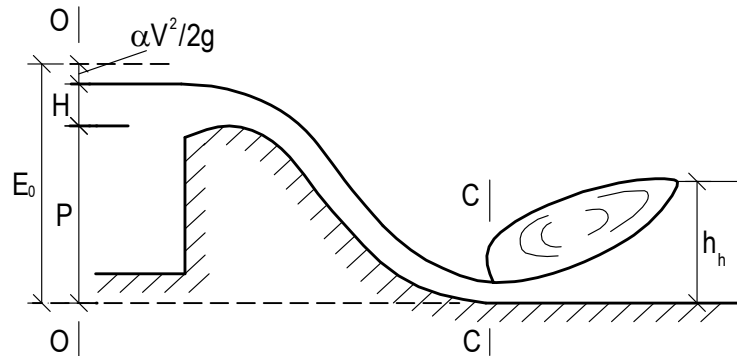
$$L_n = 10,6 h_1 (F_{r1} - 1) \quad (1-52)$$

Nước nhảy sóng làm khả năng tiêu hao năng lượng của nước nhảy kém đi, gây khó khăn cho việc khuếch tán dòng chảy, làm cho dòng chảy tách khỏi biên rắn gây ra khu nước vật, thu hẹp chiều rộng chảy, tăng lưu lượng đơn vị cục bộ tạo thành dòng chảy xiết ở giữa làm xói lở lòng dẫn.

## II. NỐI TIẾP DÒNG CHẢY THƯỢNG HẠ LƯU

Tập hợp mọi hiện tượng thủy lực nảy sinh trong quá trình nước nhảy từ thượng lưu về chân hạ lưu công trình thủy lợi gọi là nối tiếp dòng chảy thượng hạ lưu công trình thủy lợi.

Phương trình biểu thị sự liên quan giữa các đặc trưng thủy lực của dòng chảy ở mặt cắt phía thượng lưu (0-0) với mặt cắt ở chân hạ lưu (mặt cắt co hẹp C-C, hình 1-5) gọi là phương trình nối tiếp dòng chảy thượng hạ lưu.



Hình 1 - 5 Nối tiếp dòng chảy thượng hạ lưu

Bằng cách viết phương trình Bernoulli cho mặt cắt 0-0 và C-C, với mặt chuẩn nằm ngang là đáy lòng dẫn hạ lưu, chúng ta có:

$$h_c = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(E_0 - h_c)}} \quad (1-53)$$

Với  $q$  là lưu lượng đơn vị ( $m^3/sm$ );  $\varphi$ : Hệ số lưu tốc

Việc tính  $h_c$  từ (1-53) thực hiện bằng phương pháp đúng dần. Với bài toán phẳng I.I. Agrótskin đã đặt:

$$\tau_c = \frac{h_c}{E_0}; \quad \tau_c'' = \frac{h_c''}{E_0}$$

$$\text{Khi đó (1-53) sẽ là: } \frac{q}{\alpha E_0^{3/2}} = \sqrt{2g} \tau_c \cdot \sqrt{1 - \tau_c} \quad (1-54a)$$

$$\text{Đặt: } F(\tau_c) = \sqrt{2g} \cdot \tau_c \cdot \sqrt{1 - \tau_c} \quad (1-54b)$$

$$\text{Chúng ta có } F(\tau_c) = \frac{q}{\varphi E_0^{3/2}} \quad (1-55)$$

I.I. Agrótskin đã lập sẵn quan hệ  $F(\tau_c)$  với  $\tau_c$  và  $\tau_c''$

### III. NỐI TIẾP DÒNG CHẢY Ở HẠ LƯU CÔNG TRÌNH

Dòng chảy từ thượng lưu qua ngưỡng tràn (có hoặc không có cửa van) nối tiếp với dòng chảy ở hạ lưu công trình bằng các hình thức khác nhau: Nối tiếp chảy đáy, nối tiếp chảy mặt, nối tiếp dòng phun.

#### 3.1. Nối tiếp chảy đáy:

Trạng thái chảy đáy là trạng thái mà lưu tốc lớn nhất của dòng chảy xuất hiện ở gần đáy kênh dẫn (hình 1-6). Có thể gặp nối tiếp chảy đáy ở hai trường hợp sau :

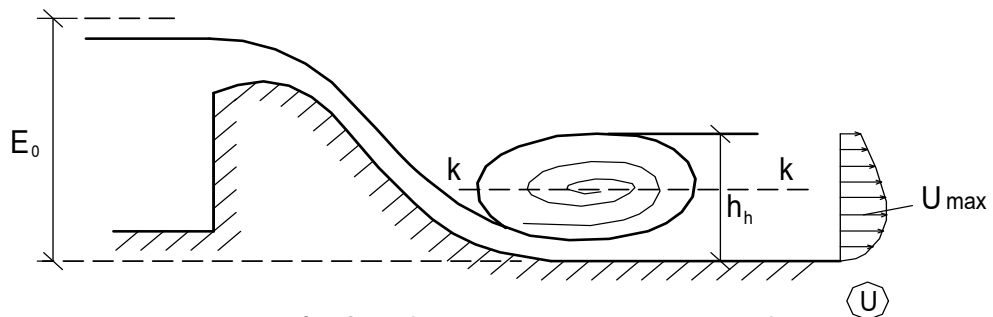
*Trường hợp 1:* Dòng chảy ở hạ lưu là dòng chảy êm.

Trong trường hợp này dòng chảy qua ngưỡng tràn đổ xuống hạ lưu xuất hiện mặt cắt co hẹp C-C. Tại mặt cắt co hẹp, độ sâu dòng chảy ( $h_c$ ) là nhỏ nhất và lưu tốc đạt giá trị lớn nhất. Khi đó có  $h_c < h_k$  do vậy nối tiếp chảy đáy trong trường hợp này bắt buộc phải qua nước nhảy. Gọi  $h''_c$  là độ sâu liên hiệp với  $h_c$  và  $h'_h$  là độ sâu liên hiệp với  $h_h$ .

a) Nếu  $h''_c = h_h$  (hay  $h'_h = h_c$ ) có nước nhảy tại chỗ, năng lượng thừa sẽ tiêu hao một phần lớn bởi nước nhảy. Dạng nước nhảy này không ổn định.

b) Nếu  $h''_c > h_h$  (hay  $h_c < h'_h$ ) có nước nhảy phóng xa, năng lượng thừa sẽ tiêu hao bằng tổn thất dọc đường ở đoạn nước dâng và bằng nước nhảy.

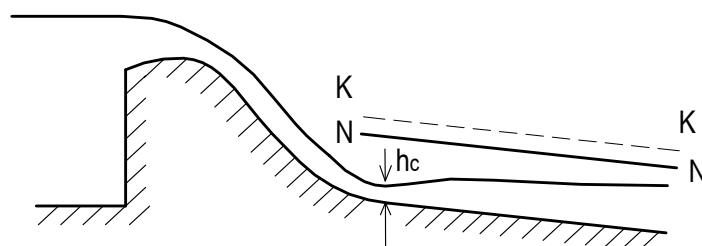
c) Nếu  $h''_c < h_h$  (hay  $h_c > h'_h$ ) ta có nước nhảy ngập. Mức độ ngập được đặc trưng bởi hệ số ngập  $\sigma = \frac{h_h}{h''_c}$ .



Hình 1 - 6: Nối tiếp chảy đáy khi hạ lưu là dòng chảy êm

*Trường hợp 2:* Dòng chảy ở hạ lưu là dòng chảy xiết

Trong trường hợp này dòng chảy ở hạ lưu không qua nước nhảy. So sánh độ sâu co hẹp  $h_c$  với độ sâu bình thường của dòng chảy trong kênh dẫn hạ lưu, có các dạng nối tiếp sau đây :



Hình 1 - 7: Nối tiếp chảy đáy khi hạ lưu là dòng chảy xiết

a) Nếu  $h_c = h_0$  ngay tại mặt cắt co hẹp thì có dòng chảy đều (với  $h_0$  là độ sâu chảy đều).

b) Nếu  $h_c > h_0$  sau mặt cắt co hẹp độ sâu dòng chảy sẽ giảm dần và hình thành đường nước đồ  $B_2$ .

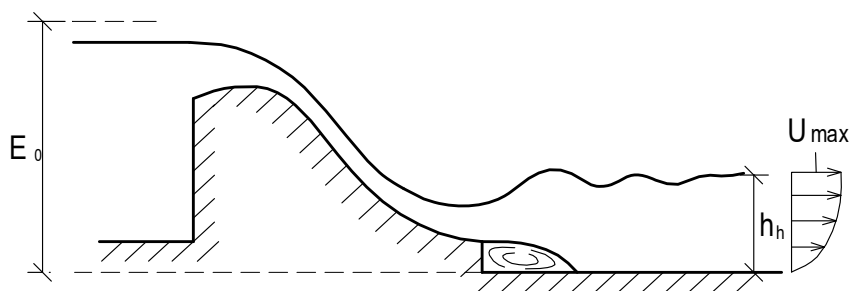
c) Nếu  $h_c < h_0$  sau mặt cắt co hẹp, độ sâu dòng chảy sẽ tăng dần và có đường nước dâng  $c_2$  (hình 1-7).

### 3.2. Nối tiếp chảy mặt.

Trạng thái chảy mặt là trạng thái mà lưu tốc lớn nhất của dòng chảy không xuất hiện ở sát đáy kênh dẫn mà ở gần mặt thoáng tự do (hình 1-8).

Nối tiếp chảy mặt thường gặp trong điều kiện có bậc thẳng đứng ở hạ lưu. Tùy theo mức nước ở hạ lưu, lưu lượng, kích thước và hình dạng bậc có thể xuất hiện nhiều dạng nối tiếp khác nhau :

1. Khi độ sâu mực nước hạ lưu không lớn, dòng chảy ra khỏi bậc vẫn ở trạng thái chảy đáy.



Hình 1 - 8 : Nối tiếp chảy mặt

2. Khi độ sâu mực nước hạ lưu tăng đến một mức độ nào đó thì dòng chảy không đi xuống đáy nữa mà phóng ra xa theo hướng lên mặt thoáng hình thành dòng chảy mặt không ngập. Dạng này tồn tại trong phạm vi  $h_h$  thay đổi khá lớn.

3. Khi  $h_h$  tiếp tục tăng đến một lúc nào đó thì có dạng nối tiếp mặt đáy không ngập. Ở khu vực đầu là trạng thái chảy mặt ở khu vực sau là chảy đáy. Dạng nối tiếp này là trung gian, không ổn định, chỉ tồn tại trong phạm vi thay đổi rất nhỏ của độ sâu hạ lưu.

4. Nối tiếp chảy mặt ngập: Khi trên bậc có khu chảy cuộn và lưu tốc lớn nhất của dòng chảy xuất hiện ở trên mặt. Đây là dạng nối tiếp ổn định và tồn tại trong phạm vi thay đổi độ sâu hạ lưu khá lớn.

Trong nối tiếp chảy mặt, khi bậc có bán kính cong ngược khá lớn sẽ hình thành cuộn nước dạng phễu gọi là dòng phễu. Nối tiếp dạng này tiêu hao năng lượng khá lớn. Nối tiếp dòng phễu có: Dòng phễu giới hạn (ngoài bộ phận xoáy cuộn ở đáy còn có xoáy



quần theo chiều ngang) ; dòng phễu ổn định (đây là dạng điển hình của dòng phễu. Chính đó là hiện tượng sóng biển hình); dòng phễu chìm (khi  $h_h$  tiếp tục tăng cao, vượt quá giới hạn trên của ổn định dòng phễu, nước trong khối phễu càng xoáy cuộn). Trạng thái dòng phễu là quá trình chuyển hoá của dòng chảy mặt khi lưu lượng qua tràn thay đổi.

5. Nối tiếp chảy đáy hồi phục: Trong trường hợp này bậc nước không còn tác dụng.

Nói chung nối tiếp chảy mặt có khả năng tiêu hao năng lượng rất lớn qua khu nước nhảy cuộn của đáy và ở mặt, lưu tốc ở đáy bé không gây xói lở nghiêm trọng. Trong các dạng nối tiếp nêu trên thì tốt nhất là nối tiếp chảy mặt không ngập, còn chế độ chảy mặt ngập cũng tốt cho việc chống xói ở hạ lưu nhưng có nhược điểm là có khu xoáy cuộn trên mũi bậc, làm cho các vật rắn lẫn trong dòng nước không thoát ngay được xuống hạ lưu mà bị cuốn trong khu xoáy cuộn và đập vào công trình.

### 3.3. Nối tiếp phóng xa

Dòng chảy từ thượng lưu đến cuối công trình nối tiếp sau ngưỡng tràn được nối với hạ lưu bằng dòng phun vào không khí. Cao trình đỉnh mũi phun phải lớn hơn mực nước lớn nhất ở hạ lưu.

#### a) Chiều dài phóng xa

Dòng chảy trên máng phun, do lưu tốc lớn lại chịu ma sát với thành biên nên mức độ rối tăng lên, không khí trộn vào dòng nước và do đó một phần năng lượng được tiêu hao. Khi dòng chảy phun vào không khí, do ma sát với không khí một phần năng lượng nữa được tiêu tán. Dòng chảy khi nhất chìm vào lớp nước hạ lưu sẽ hình thành hai cuộn nước lớn ở phía trước và phía sau. Trong vùng cuộn hình thành dòng rối mãnh liệt, các dòng này va động, xáo trộn lẫn nhau, ma sát tương đối với nhau từ đó năng lượng tiêu hao. Lớp nước hạ lưu càng lớn thì sự mở rộng của dòng phun càng nhiều và tiêu hao năng lượng càng lớn.

Xác định chiều dài phóng xa dựa trên cơ sở lý luận dòng phun có dạng parabol [6]:  $L = f(\varphi, \alpha_0, V, y, z)$ ; (1-56)

với  $\alpha_0$ : là góc phóng của dòng nước gần đúng lấy bằng góc nghiêng của mũi phun ;

$\varphi$ : Hệ số lưu tốc;

$y, z$ : Tọa độ xác định vị trí.

Các công thức lý luận xác định  $L$  sai khác với thực tế vì:

- Các giá trị  $\alpha_0, V, \varphi$  chỉ là giá trị gần đúng;
- Chưa tính đến bán kính cong ngược  $R$  của mũi phun;

- Chưa đề cập đến khoảng cách từ điểm thấp nhất của đoạn cong đến đỉnh mũi phun, mức độ mở rộng của dòng phun, hiện tượng trộn khí, sức cản của không khí.

Để tính giá trị gần đúng của chiều dài dòng phun, hiện nay có nhiều công thức. Mỗi công thức đề cập đến các yếu tố ảnh hưởng khác nhau do đó mức độ chính xác của mỗi công thức phụ thuộc vào từng điều kiện cụ thể. Vì vậy khi tính toán phải phân tích và lựa chọn công thức tính phù hợp.

*b) Xung vỡ hạ lưu:*

Dòng chảy từ trên cao đổ xuống tạo xung vỡ vào các tầng đá hạ lưu, vỡ mạnh xuống tận nền và bờ, làm cho nền bị rạn, rồi nứt lở và cuối cùng dẫn đến phá hoại từng chỗ. Quá trình đó lặp lại và phát triển dẫn đến vết nứt mở rộng và nền bị phá hoại. Đó là giai đoạn đầu của sự hình thành xói.

Xung vỡ mạnh có thể kéo theo những tầng đá bị bóc lên, thoát khỏi vị trí và bị dòng chảy mang về hạ lưu, tạo cho hố xói phát triển.

Xung vỡ kéo dài, hố xói sâu rộng dần, động năng của nước giảm nhỏ đến mức không phá hoại nền được nữa. Khi đó hình thành trạng thái cân bằng của hố xói.

Các nhân tố ảnh hưởng đến sự hình thành và phát triển hố xói là địa hình, địa chất, hình thức công trình nối tiếp, mực nước hạ lưu, quy trình vận hành. Chưa có nghiên cứu nhiều về sự hình thành, phát triển hố xói trong nền đá dưới tác dụng của xung vỡ.

*c) Chiều sâu hố xói:*

Khó có thể có công thức thuần túy lý luận xác định chiều sâu hố xói. Chỉ có thể có các công thức thực nghiệm được thiết lập trong những điều kiện nhất định và một phạm vi ứng dụng nhất định.

Dạng chung thường gặp của công thức thực nghiệm xác định chiều sâu hố xói là :

$$T = Kq^m H^n \quad (1-57)$$

Với: T - chiều sâu hố xói tính từ mực nước hạ lưu;

q - lưu lượng đơn vị;

H - chênh lệch mực nước thượng hạ lưu;

m, n - các số mũ, có thể xác định được bằng thực nghiệm;

K : hệ số địa chất nền. Khi đá có kết cấu sa thạch hoàn chỉnh, khoảng cách các vân lớn, ít rạn nứt, rắn chắc, khả năng kháng xung tốt thì K nhỏ. Theo quy phạm Trung Quốc:

- Đá sa thạch cứng, hoàn chỉnh:  $K = 0,7 \div 1,1$

- Đá sa thạch ít hoàn chỉnh:  $K = 1,1 \div 1,4$

- Đá yếu có vết rạn:  $K = 1,4 \div 1,8$

d) Vị trí sâu nhất của hố xói:

Vị trí sâu nhất của hố xói bình thường là tại nơi dòng nước va đập xuống nền. Nhưng có thể diễn ra không ứng với nơi nước rơi xuống mà là nơi có địa chất yếu.

## CHƯƠNG 2: TIÊU NĂNG SAU CÔNG TRÌNH THÁO NƯỚC

### I. KHÁI NIỆM CHUNG VỀ TIÊU NĂNG SAU CÔNG TRÌNH THÁO NƯỚC

Khi xây dựng công trình trên sông, trên kênh thì mực nước phía trước công trình sẽ dâng lên nghĩa là thế năng của dòng nước tăng lên. Khi dòng chảy đổ từ thượng lưu về hạ lưu, thế năng đó chuyển thành động năng, một phần động năng phục hồi thành thế năng (bằng mực nước hạ lưu), phần còn lại (gọi là năng lượng thừa) nếu không có giải pháp tiêu hao hữu hiệu thì sẽ gây xói lở nghiêm trọng ảnh hưởng đến an toàn công trình.

#### 1. Đặc điểm dòng chảy ở hạ lưu:

- + Có lưu tốc lớn lại phân bố rất không đều trên mặt cắt ngang.
- + Mực nước hạ lưu lại thường thay đổi luôn.
- + Mạch động áp lực và mạch động áp suất dòng chảy xảy ra với mức độ cao. Thường sau một đoạn dài nhất định lưu tốc trở về dạng phân bố bình thường, nhưng mạch động phải sau một đoạn dài hơn nhiều mới trở về trạng thái bình thường.
- + Có nhiều khả năng xuất hiện dòng chảy ngoằn ngoèo, dòng xiên, nước nhảy sóng... Những đặc điểm trên giải thích vì sao ở hạ lưu công trình thường xảy ra các hiện tượng như xói cục bộ, mài mòn, xâm thực...

**2. Nhiệm vụ tính toán tiêu năng** là phải tìm được biện pháp tiêu huỷ toàn bộ năng lượng thừa, điều chỉnh lại sự phân bố lưu tốc và làm giảm mạch động, để cho dòng chảy trở về trạng thái tự nhiên của nó trên một đoạn ngắn nhất, giảm chiều dài đoạn gia cố ở hạ lưu.

#### 3. Tiêu hao năng lượng thừa dựa trên nguyên tắc

- + Năng lượng thừa được tiêu tán bằng nội ma sát.
- + Năng lượng thừa được tiêu hao bằng xáo trộn với không khí bằng khuấy tán theo phương đứng và phương ngang.

**4. Các hình thức tiêu năng thường** được áp dụng là tiêu năng đáy, tiêu năng phóng xạ, tiêu năng mặt và các hình thức tiêu năng đặc biệt. Tiêu năng đáy có các hình thức đào bể, xây tường, bể tường kết hợp.

#### **5. Tiêu chuẩn thiết kế**

Công trình thủy lợi làm việc với nhiều lưu lượng và mực nước khác nhau, ứng với mỗi trường hợp có một năng lượng khác nhau. Tính toán tiêu năng cần đảm bảo cho mọi trường hợp.

Nhiều nước lấy  $Q_{x\bar{a} \max}$  làm lưu lượng tiêu năng ( $Q_{TN}$ ). Nhưng nhiều khi  $Q_{x\bar{a}} < Q_{x\bar{a} \max}$  mà hạ lưu đã bị xói. Về mặt lý thuyết  $Q_{TN}$  là lưu lượng sao cho  $(h''_c - h_h)_{\max}$ . Tuy vậy cơ chế tiêu hao năng lượng hạ lưu rất phức tạp, vì vậy nếu tính theo tiêu chuẩn này thì cũng không đảm bảo an toàn tiêu hao năng lượng trong mọi trường hợp.

Ở Trung Quốc, bên cạnh quy định tần suất lũ thiết kế quy mô công trình, người ta còn quy định tần suất thiết kế tiêu năng. Công trình cấp I tần suất tiêu năng là 1%, còn công trình cấp II là 5%, công trình cấp III là 30% và quy định thêm với các lưu lượng nhỏ hơn. Khi lũ lớn hơn thiết kế cho phép công trình tiêu năng có hư hỏng nhỏ nhưng không gây mất an toàn đến công trình chính, đồng thời phải tiến hành sửa chữa sau khi tháo lũ.

#### **6. Phương pháp nghiên cứu tiêu năng**

Chọn hình thức tiêu năng phòng xói hạ lưu, xác định các thông số của giải pháp tiêu năng cụ thể chưa có lời giải chính xác hoàn toàn. Vì vậy hiện nay áp dụng nhiều phương pháp khác nhau. Có thể áp dụng độc lập hoặc phối hợp các phương pháp.

a) *Phương pháp lý luận*: Phương pháp lý luận chính xác chưa có. Phương pháp này thường dẫn tới áp dụng các công thức lý luận kết hợp với các hệ số hiệu chỉnh.

b) *Phương pháp thực nghiệm mô hình*: Từ thực nghiệm mô hình thủy lực xây dựng các công thức thực nghiệm. Các công thức này có phạm vi ứng dụng nhất định và có giá trị gần đúng. Ngoài ra phương pháp này còn dùng để kiểm chứng các kết quả có được từ phương pháp lý luận.

Mô hình thí nghiệm đã mô phỏng được nhiều công trình và điều kiện phức tạp, song có những hiện tượng ví dụ như sóng vỗ thì chưa thể hiện chính xác được.

c) *Nghiên cứu trên nguyên hình*: Nguyên hình chính là mô hình có tỷ lệ 1:1. Mọi điều kiện tương tự được đảm bảo. Nhưng dòng chảy trong thực tế lại diễn ra theo một quá trình ngoài ý chủ quan của con người.

## **II. TIÊU NĂNG DÒNG ĐÁY**

Tiêu năng dòng đáy là hình thức lợi dụng nội ma sát để tiêu hao năng lượng thừa. Sau thiết bị tiêu năng vẫn phải gia cố tiếp (gọi là sân sau thứ hai). Hình thức này thường dùng với công trình tháo có cột nước thấp, nền đất.

Thuộc về hình thức này có: Đào bể, xây tường hoặc bể tường kết hợp (gọi chung là hình thức tạo bể. Bể tiêu năng có thể được tạo ra bằng cách đào gọi là bể chìm, bằng

cách xây tường gọi là bể nổi, bằng cả đào và xây tường gọi là bể nửa chìm nửa nổi). Ngoài ra còn áp dụng cách giảm độ sâu sau nước nhảy bằng bố trí thiết bị tiêu năng phụ (mố nhám, dầm tiêu năng...), tạo tường phân dòng để khuếch tán đều ở hạ lưu, làm đáy dốc ngược khi mực nước hạ lưu nhỏ, làm đáy dốc thuận khi mực nước hạ lưu lớn.

## 2.1. Tính toán chiều sâu bể

Có nhiều phương pháp xác định chiều sâu bể khác nhau. Yêu cầu chiều sâu bể phải vừa đủ để tạo ra nước nhảy ngập trong bể (với hệ số ngập  $\sigma = 1,05 \div 1,1$ )

### 1. Phương pháp chung

Dựa trên các phương trình:

\* Phương trình quan hệ mực nước thượng hạ lưu:

\* Phương trình nước nhảy được viết dưới dạng xác định độ sâu liên hiệp sau nước nhảy. Ở đây tính toán với nước nhảy tại chỗ với độ sâu nước nhảy là  $h_c$  trong lòng dẫn

$$h_c = \frac{q}{\varphi \sqrt{2 \cdot g(E_0 - h_c)}} \quad (2-1)$$

$$\text{Hoặc: } F(\tau_c) = \frac{q}{\varphi \cdot E_0^{3/2}} \quad (2-2)$$

lãng trụ, mặt cắt chữ nhật theo biểu thức (1-4):

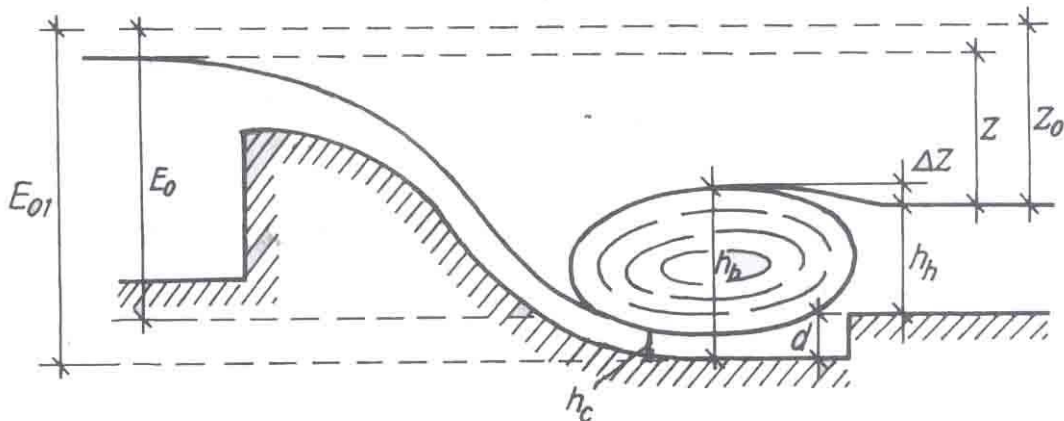
$$h''_c = 0,5h_c \left[ 1 + \sqrt{\frac{\alpha_0 8q^2}{gh_c^3} - 1} \right]$$

• Phương trình hình học:

$$hb = \sigma h''_c = d + h_h + \Delta Z \quad (2-3)$$

$$\text{Trong đó: } \Delta Z = \frac{q^2}{2g\varphi^2 h_h^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh_b^2} \quad (2-4)$$

(2-3) và (2-4) được xác định trên cơ sở dòng chảy ra khỏi bể là dòng chảy ngập qua đập tràn rộng (Hình 2-1). Khi điều kiện đó không thỏa mãn thì cần điều chỉnh các phương trình này cho thích hợp.



## Hình 2.1

Các bước tính toán:

*Bước 1:* Sơ bộ lấy  $d_1 = (h''_c - h_h)_{\max}$ ;

*Bước 2:* Tính  $E_{01} = (E_0 + d_1)$ ;

*Bước 3:* Tính  $h_c, h_h, \Delta Z$ ;

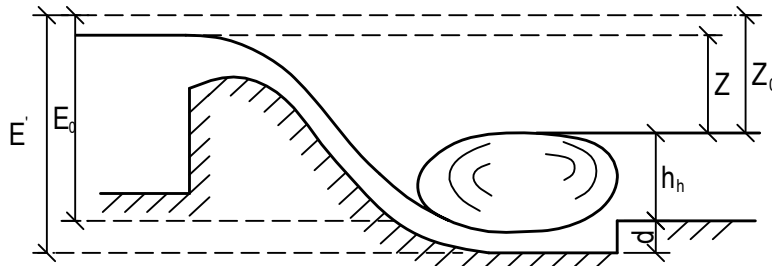
*Bước 4:* Tính lại  $d$  theo (2-3).

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

### 2. Phương pháp của Tréctouxốp (hình 2 - 2) :

Tréctouxốp đưa ra các đại lượng không thứ nguyên [10]:

$$\xi_0 = \frac{E_0}{h_k}; \xi_1 = \frac{h_c}{h_k}; \xi_z = \frac{Z_0}{h_k}; \text{ và } \xi_2 = h''_c / h_k$$



Hình 2 - 2 : Xác định  $d$  theo Tréctouxốp

Khi đó các phương trình đã dẫn ra ở trên sẽ có dạng

$$\xi_0 = \xi_1 + \frac{1}{2 \cdot \varphi^2 \cdot \xi_1^2} \quad (2-5)$$

$$\xi_1 = 0,5 \cdot \xi_2 \cdot \left( \sqrt{1 + \frac{8}{\xi_2^3}} - 1 \right) \quad (2-6)$$

$$\text{và } \xi_z = \xi_0 - \xi_2 \quad (2-7)$$

Phương trình (2-7) được suy ra từ phương trình:  $Z_0 = E_0 - h_b$ , với  $h_b = h''_c$

Quan hệ giữa  $\xi_0, \xi_1, \xi_2, \xi_z$  được tác giả lập thành các bảng.

Trình tự tính toán theo phương pháp Tréctouxốp:

*Bước 1:* Tính  $\xi_z = \frac{Z_0}{h_k}$  tra được  $\xi_0$  gọi là  $\xi'_0$ ;

*Bước 2:* Tính  $E'_0 = \xi'_0 h_k$ ;

*Bước 3:* Tính  $d = E'_0 - Z_0 - h_h$ ;

*Bước 4:* Tính  $d$  và  $E_{01}$ : vì  $\sigma = \frac{h_h + d}{h''_c} = \frac{h_h + d}{h_h + d}$ , từ đó có:

$$d = \sigma d' + (\sigma - 1) h_h \quad (2-8)$$

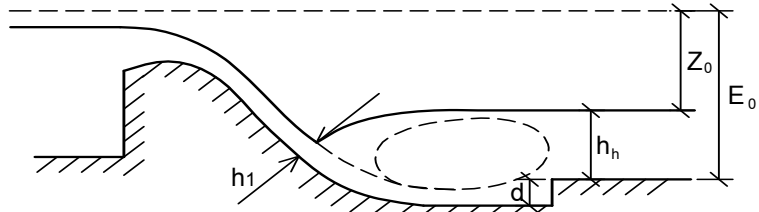
$$\text{và } E_{01} = Z_0 + h_h + d$$

Bước 5: Tính  $\xi_0 = E_{01}/h_k \rightarrow$  Tra được  $\xi_1$ ;  $\xi$  từ đó tính  $h''_c$ , kiểm tra lại với  $h''_c = h_h + d$ . Nếu xấp xỉ nhau thì đạt yêu cầu, nếu sai khác nhau nhiều thì lấy  $d' = d$  và tính lại  $d$  theo (2-8)

### 3) Phương pháp Smetana:

Smetana xuất phát từ độ sâu co hẹp của dòng nước đổ xuống gặp mặt nước hạ lưu là  $h_1$  (hình 2-3) và tính theo công thức [7]:

$$h_1 = \frac{q}{\varphi \sqrt{2 \cdot g \cdot Z_0}} \quad (2-9)$$



Hình 2-3 : Xác định d theo Smetana

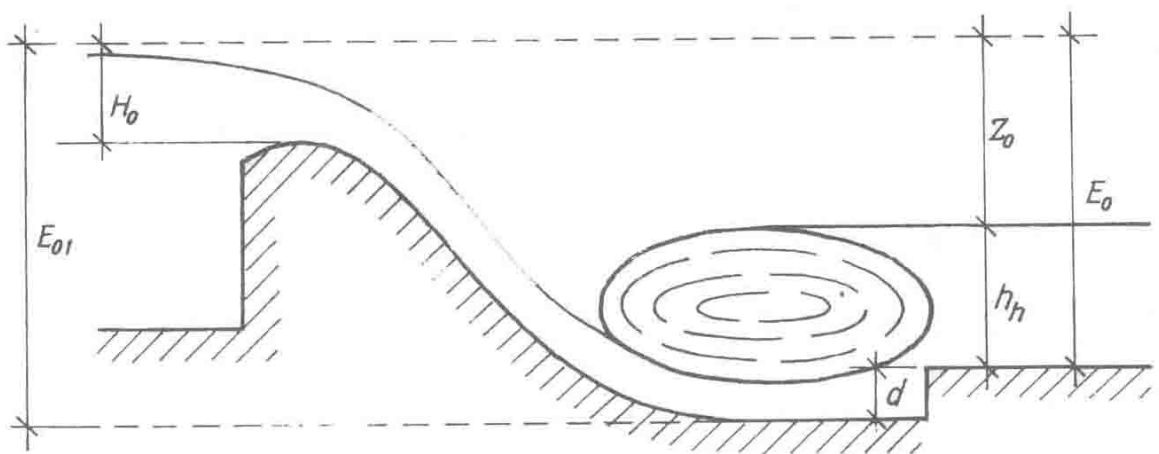
Độ sâu liên hiệp với  $h_1$  là  $h_2$  tính theo (1-4)

Chiều sâu bể là  $d = \sigma \cdot h_2 - h_h$  và theo Smetana đề nghị  $\sigma = 1,2$

### 4) Phương pháp Baskirova:

Từ các phương trình (1-4), (2-1), (2-3) [7] Baskirova đã xác lập mối quan hệ tương hỗ giữa các đại lượng:  $\frac{h_1}{q^{2/3}}; \frac{h_2}{q^{2/3}}; \eta = \frac{h_b}{q^{2/3}}; \frac{q^{2/3}}{E}; \frac{Z}{E}; \frac{Z}{q^{2/3}}$  với những giá trị khác nhau.

Trong đó  $h_1, h_2$  là độ sâu liên hiệp trước và sau nước nhảy tại chỗ. Các mối quan hệ này thể hiện qua bảng lập sẵn. Các thông số được thể hiện trên hình (2-4).



Hình 2-4: Xác định d theo Baskirova

Trình tự xác định chiều sâu bể như sau:

Bước 1: Tính  $H_0, E_0$  với  $q$  đã chọn;

Bước 2: Xác định  $h_h$  với  $q$  tương ứng và lập tỷ số  $\frac{h_h}{q^{2/3}}$  coi là  $\frac{h_c''}{q^{2/3}}$ . Tra ra  $\eta$  lấy  $\eta_d = \eta$ .

Bước 3: Tính  $\frac{z_0}{q^{2/3}} = \frac{E_0}{q^{2/3}} - \eta_d$  và tra bảng ra ta có  $\eta$ ;

Bước 4: Chiều sâu gần đúng của bể là  $d_0 = q^{2/3}(\eta - \eta_d)$  (2-10)

Bước 5: Tính  $E_{01} = E_0 + d$  và  $\frac{q^{2/3}}{E_{01}}$ . Coi  $\frac{q^{2/3}}{E_{01}}$  là  $\frac{q^{2/3}}{E_0}$  tra ra  $\frac{h_c}{q^{2/3}}, \frac{h_c''}{q^{2/3}}$  rồi tính ra  $h_c, h_c''$ ;

Bước 6: Tính lại  $d = d_0 + (\sigma - 1) h_c''$  với  $\sigma = 1,1$ .

Nếu  $|d - d_0| < \epsilon$  thì đạt kết quả yêu cầu. Nếu không lấy  $d_0 = d$  và tính lại từ bước 5

### 5) Phương pháp USBR

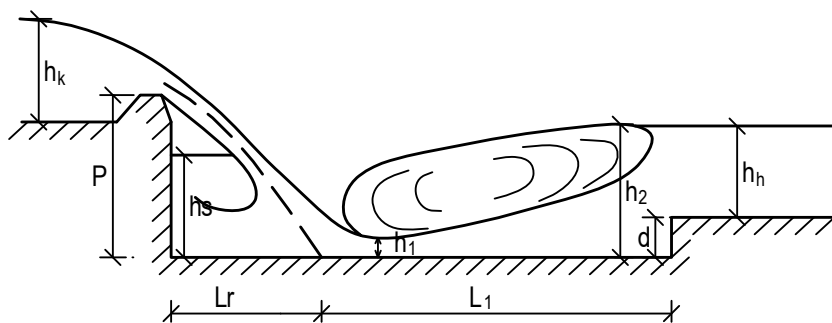
Cục khai hoang Hoa Kỳ (USBR) đã thí nghiệm kiểm tra nhiều loại bể tiêu năng bằng cách tạo ra nước nhảy ngập. Các loại bể này được tiêu chuẩn hóa với các kích thước đã được xác định, tùy theo số Froude  $F_{r1} = 0 \div 20$  ứng với mỗi cấp lưu lượng và mực nước khác nhau. Những loại bể này thường được dùng cho việc thiết kế các công trình có  $Q \geq 1 \text{ m}^3/\text{s}$ .

#### a) Bể dạng bậc nước thẳng đứng:

Loại này thường được dùng để đạt được sự thay đổi không lớn về mực nước trong kênh. Độ cao lớn nhất thường là 1m cho kênh không có gia cố và 2m cho kênh có gia cố. Tổn thất năng lượng trong trường hợp này là sự va đập của luồng nước xuống hạ lưu qua nước nhảy.

Làn nước tràn rơi tự do, khi rời đáy thượng lưu phải được thông với khí trời. Điều này có được nhờ các ống thông khí hoặc bể hạ lưu rộng hơn mặt cắt ngang tràn để không khí vào từ hai phía. Phía thượng lưu có thể bố trí ngưỡng có khả năng điều tiết để đảm bảo cột nước, tránh xói lở hoặc bồi lắng.

Kích thước bể thể hiện ở hình (2-5)



Hình 2 - 5: Bể dạng bậc nước thẳng đứng

Nội dung phương pháp là :

$$\text{Tính: } D = \frac{q^2}{gP^3} \text{ hoặc } D = \left( \frac{h_k}{P} \right)^3$$

$$L_r = 4,3.P.D^{0,27}$$



$$h_s = P.D^{0,22}$$

$$h' = 0,54.P.D^{0,425} \quad (2-11)$$

$$h'' = 1,66.P.D^{0,27}$$

$$L_n = 6,9(h'' - h')$$

Trong đó:  $h_k$  - độ sâu phân giới;

D - số Drop;

P - chênh lệch chiều cao giữa ngưỡng cửa vào với đáy bể;

$L_r$  - chiều dài nước rơi;

$h'$ ,  $h''$  - chiều sâu trước và sau nước nhảy;

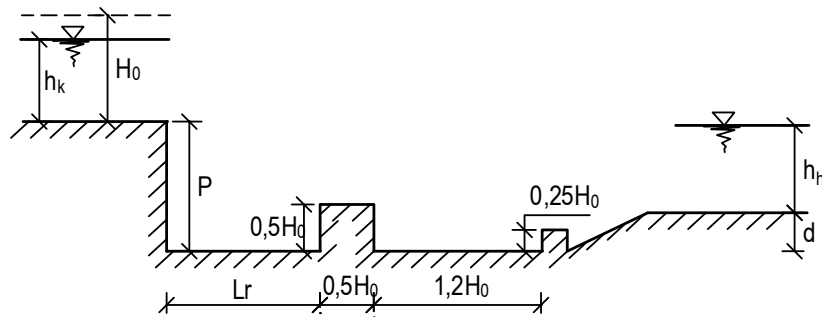
$L_n$  - Chiều dài nước nhảy;

$h_h$  - chiều sâu nước hạ lưu.

Chiều sâu d được tính sao cho không có nước nhảy phóng xa ở sau bể:  $d \geq h'' - h_h$ .

Nếu  $h_h > h''$  thì chọn  $d = 0,2$  (m) hoặc  $d = \frac{h_h}{6}$

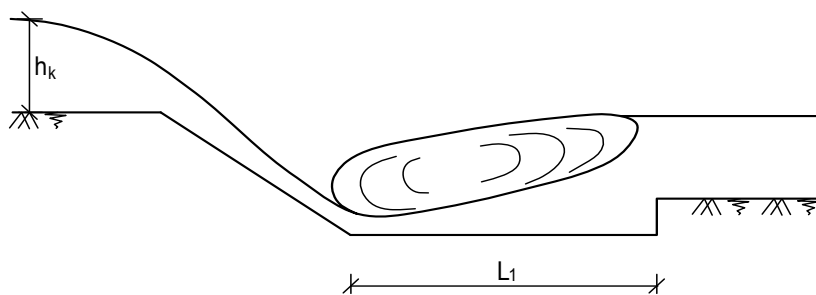
Việc tính toán như trên cho kích thước bể lớn. Để giảm nhỏ chiều dài bể người ta bố trí các bố nhám và đập ở vùng nước nhảy. Tuy nhiên giải pháp này chỉ dùng khi  $F_{r1} < 4,5$  và khi đó  $L_n = 1,74 H_0$  với  $H_0 = 1,5h_k$  (hình 2-6). Bể dạng bậc nước thẳng đứng có bố nhám gọi là kiểu US-ARS (Agricultural Research Service).



Hình 2 - 6 : Bể dạng bậc nước thẳng đứng có bố nhám

### b) Bể có cửa vào là dốc nước

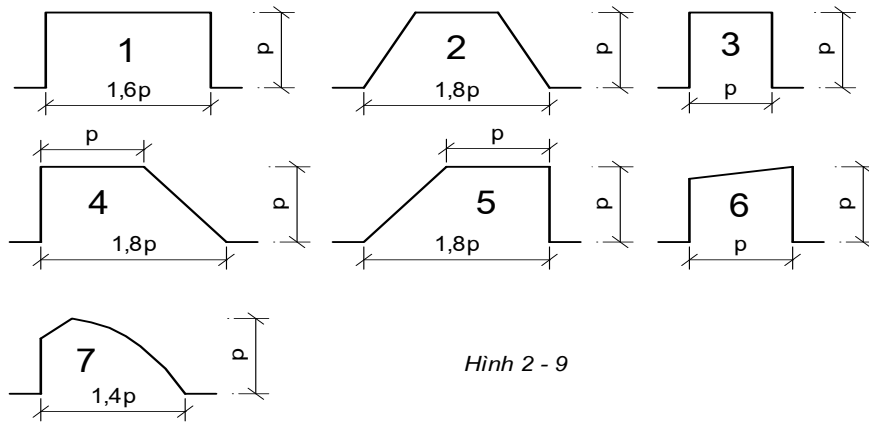
Trong trường hợp này năng lượng tiêu hao bằng cách tạo ra nước nhảy tại mặt cắt chân dốc. Dạng nước nhảy này có thể phát triển hoàn toàn tự nhiên với mực nước hạ lưu thích hợp, hoặc với sự hỗ trợ của mũi hắt, bố nhám, ngưỡng chắn (hình 2-7).



Hình 2 - 7 : Bể có cửa vào là dốc nước

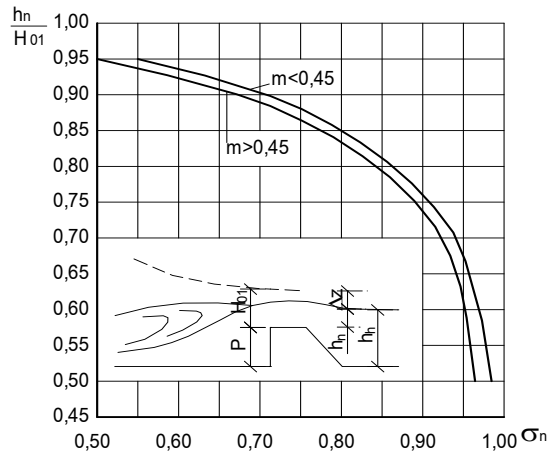


Việc lấy  $\sigma_n$  và  $m$  như ở đập tràn thực dụng là chưa thật chính xác. Baskirova [7] dựa trên kết quả thí nghiệm đã đưa ra hệ số lưu lượng ứng với từng loại tường như hình (2-9) như sau:



Hình 2 - 9

- Loại 1 :  $m = 0,36$
- Loại 2 :  $m = 0,37$
- Loại 3,4 :  $m = 0,4$
- Loại 5 :  $m = 0,41$
- Loại 6 :  $m = 0,43$
- Loại 7 :  $m = 0,49$



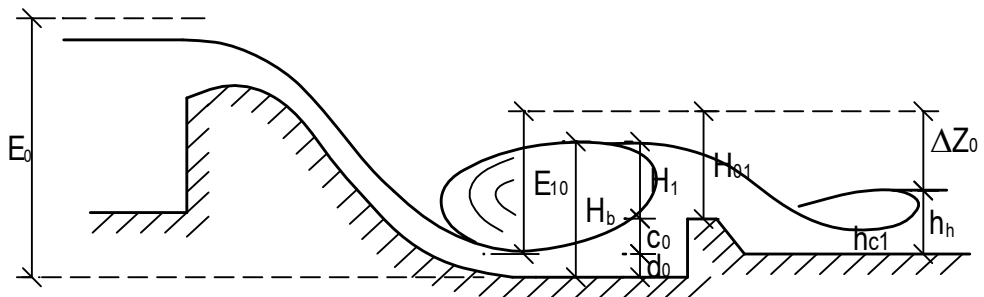
Hình 2 - 10 : Biểu đồ xác định hệ số ngập  $\sigma_n$

Có thể xác định  $\sigma_n$  theo đồ thị (hình 2-10).

### 2.3. Tính toán bề tường tiêu năng kết hợp :

Trong thực tế có khi sử dụng bề tường tiêu năng kết hợp là hợp lý hơn (tránh phải làm nhiều tường hoặc làm tường quá cao hay chiều sâu bể quá lớn).

Nguyên tắc tính toán thủy lực loại này là chọn chiều cao tường lớn nhất có thể sao cho sau tường có nước nhảy ngập, sau đó xác định chiều sâu bể sao cho trong bể có nước nhảy ngập với hệ số ngập  $\sigma = 1,05 \div 1,1$  (hình 2-11).



Hình 2 - 11 : Sơ đồ tính toán bề tường tiêu năng kết hợp

Trình tự tính toán như sau :

1. Xác định chiều cao tường  $C_0$  sao cho sau tường có nước nhảy tại chỗ

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

$$h_{c1} = \frac{h_h}{2} \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{\alpha_0 \cdot 8 \cdot q^2}{g \cdot h_h^3}} - 1 \right] \quad (2-15)$$

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

$$E_{10} = h_{c1} + \frac{q^2}{\varphi^2 \cdot 2 \cdot g \cdot h_{c1}^2} \quad (2-16)$$

Tính chiều cao tường  $C_0$  (ứng với sau tường có nước nhảy tại chỗ):

$$C_0 = E_{10} - H_{10} \quad (2-17)$$

với : 
$$H_{10} = \left( \frac{q}{m \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} \quad (2-18)$$

2. Xác định  $d_0$  sao cho nước nhảy trong bể có dạng tại chỗ

Từ biểu thức:  $d_0 + C_0 + H_1 = h_b = (h''_c)_0$

$$d_0 = (h''_c)_0 - (C_0 + H_1) = (h''_c)_0 - \left( E_{10} - \frac{\alpha \cdot V_b^2}{2 \cdot g} \right)$$

Ta có: 
$$d_0 = (h''_c)_0 - \left( E_{10} - \frac{\alpha \cdot q^2}{2 \cdot g \cdot (h''_c)_0^2} \right) \quad (2-19)$$

Trong (2-19) muốn xác định được  $d_0$  phải có  $(h''_c)_0$  mà  $(h''_c)_0$  lại phụ thuộc vào  $d_0$  (qua  $E_0$ ) vì vậy phải tính đúng dần.

3. Sau khi có  $d_0$  và  $C_0$  chúng ta lấy  $C$  bé hơn  $C_0$  một chút

Có thể lấy  $C = 0,95C_0$ , khi đó:  $d = \sigma(h''_c)_0 - H_1 - C \quad (2-20)$

Với  $H_1$  tính theo (2-13).

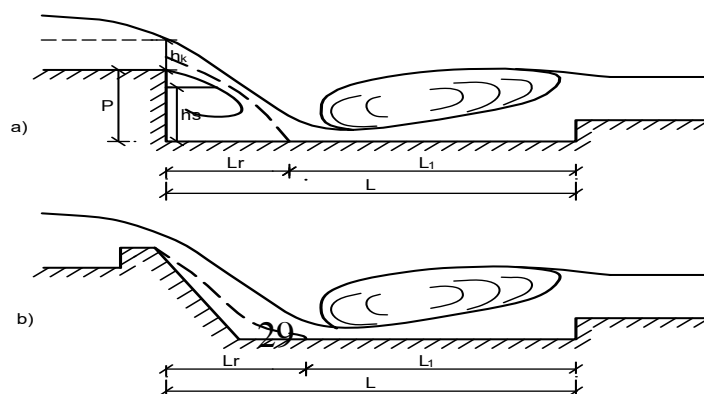
#### 2.4. Chiều dài bể L

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

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

$$L = L_r + L_1 \quad (2-21)$$

Trong đó:  $L_r$  - chiều dài nước rơi,  $L_1$  - chiều dài “gói” nước nhảy (hình 2-12)



**1) Chiều dài nước rơi :  $L_r$**

+ Nếu chảy qua đập tràn thực dụng có mặt hình thang:

$$L_r = 1,33 \sqrt{H_0(p+0,3H_0)} \quad (2-22)$$

+ Chảy qua đập tràn thực dụng có cửa van:

$$L_r = 2 \sqrt{H_0(p+0,3H_0)} \quad (2-23)$$

+ Chảy qua đập tràn đỉnh rộng:

$$L_r = 1,64 \sqrt{H_0(p+0,24H_0)} \quad (2-24)$$

+ Chảy từ bậc nước xuống:

$$L_r = p + h_k \quad (2-25)$$

Trong đó:

p - chiều cao ngưỡng tràn so với đáy bể;

a - độ mở cửa van;

$H_0$  - cột nước tràn có kể tới lưu tốc tới gần;

Cần lưu ý :  $L_r$  có thể bằng không khi dòng nước tràn theo mặt tràn.

**2) Chiều dài  $L_1$ :**

a) Theo P.Novak :

$$L_1 = K (h'' - h') \quad (2-26)$$

Với:  $h'$ ,  $h''$  - độ sâu liên hiệp nước nhảy.

K lấy theo tỷ số  $h''/h'$  ở bảng (2-1).

**Bảng 9-1: Hệ số K**

$h''/h'$	3 ÷ 4	4 ÷ 6	6 ÷ 20	> 20
K	5,5	5,0	4,5	4,0

b) Theo Pavlôpski :  $L_1 = \beta L_n$

Với  $\beta$  - hệ số lấy bằng 0,7 đến 0,8;

$L_n$  - chiều dài nước nhảy tính toán theo (1-11):

$$L_n = (7,21 \div 8,24)h \left( \sqrt{F_{r1}} - 1 \right)^{0,81} \quad (2-27)$$

c) Theo Pikalóp :

$$L_n = 3\sigma h'' \quad (2-28)$$

## 2.5. Sân sau thứ hai

Bể tiêu năng (theo khái niệm chung không chỉ là bể đào) mới chỉ tiêu hao một phần lớn năng lượng thừa. Phần còn lại tồn tại ở dạng động năng, mạch động... và phải được tiêu hao trên một đoạn đủ dài sau bể. Đó là sân sau thứ hai. Kết cấu của nó có tính dễ biến dạng thích nghi với địa chất nền hạ lưu, dễ thấm nước. Chiều dài sân sau thứ hai có thể tham khảo công thức [13]:

$$L_2 = K \sqrt{q \cdot \sqrt{\Delta H}}, \text{ (m)} \quad (2-29)$$

Trong đó :  $\Delta H$  - chênh lệch mực nước thượng hạ lưu (m).

$q$  - lưu lượng đơn vị ở cuối sân tiêu năng  $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ;

$K$  - hệ số phụ thuộc vào địa chất nền lòng dẫn;

$K = 10 \div 12$  với cát mịn, cát pha;

$K = 8 \div 9$  với cát to, đất có tính dính;

$K = 6 \div 7$  với đất sét cứng.

Phạm vi sử dụng của (2-29) là  $\sqrt{q \cdot \sqrt{\Delta H}} = 1 \div 9$ .

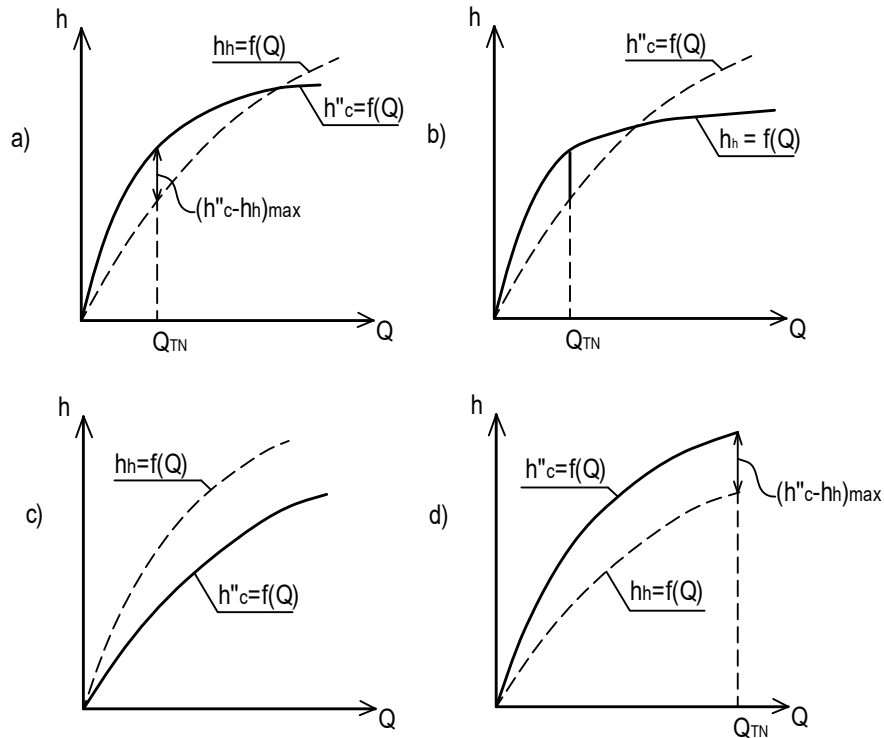
## 2.6. Lưu lượng tính toán tiêu năng

Công trình thủy lợi thường làm việc với nhiều cấp lưu lượng và mực nước thượng hạ lưu khác nhau. Yêu cầu đặt ra là cần đảm bảo tiêu năng trong mọi trường hợp, nghĩa là kích thước bể tiêu năng phải đảm bảo tạo ra nước nhảy ngập (với hệ số ngập  $\sigma = 1,05 \div 1,1$ ), với bất kỳ trường hợp nào. Lưu lượng tính toán tiêu năng ( $Q_{TN}$ ) là lưu lượng cho ta kích thước bể tiêu năng lớn nhất. Đó là trường hợp nước nhảy phóng xa với hiệu số ( $h''_c - h_h$ ) hoặc ( $h'_h - h_c$ ) là lớn nhất (hình 2-13a, b).

Trong đó:

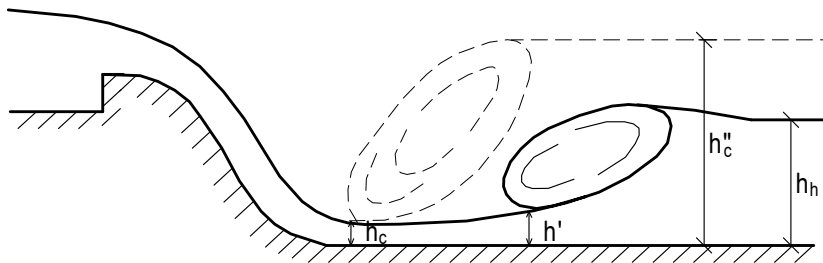
$h''_c$  - chiều dài sâu liên hiệp với  $h_c$  ứng với nước nhảy tại chỗ.

$h'_h$  - chiều sâu trước nước nhảy với giả định  $h_h$  là độ sâu sau nước nhảy (hình 2-14).



Hình 2 - 13 : Xác định lưu lượng tiêu năng

Nếu quan hệ  $h'_c = f(Q)$  và  $h_h = f_1(Q)$  như hình 2-13c thì hạ lưu luôn có nước nhảy ngập, như hình 2-13d thì  $Q_{TN} = Q_{max}$ .



Hình 2 - 14 : Sơ đồ xác định  $h'_h$

## 2.7. Tính thống nhất giữa giải pháp công trình và sơ đồ thủy lực tính toán chiều sâu bề tiêu năng

Các phương pháp tính chiều sâu bề tiêu năng nêu trên đều xuất phát từ hệ ba phương trình cơ bản: Phương trình nước nhảy, phương trình nối tiếp dòng chảy thượng hạ lưu, phương trình hình học. Ngoài ra còn có một số phương trình xác định các yếu tố thủy lực khác như mực nước hạ lưu ( $h_h$ ), chênh lệch giữa mực nước trong bể và đầu kênh ( $\Delta Z$ ).

Trong các phương pháp nêu trên, chúng ta thường sử dụng phương pháp chung dù tính tay hay tính máy, dù trong chương trình con hay ghép vào chương trình lớn. Ở đây, nêu ra tính thống nhất giữa giải pháp công trình tương ứng với sơ đồ thủy lực tính toán  $h_h$  và  $\Delta Z$ .

Việc xác định  $h_h$  có thể thực hiện trong nhiều khả năng khác nhau:

1. Khi lòng dẫn đã được tạo từ trước khi xây dựng công trình (thiết kế không thay đổi lòng dẫn) thì mực nước hạ lưu  $Z_h$  hoặc  $h_h$  được xác định theo quan hệ  $Z_h - Q$  hoặc  $h_h - Q$ . Quan hệ này có được từ tài liệu thủy văn thực đo tại công trình hoặc tính truyền từ nơi có tài liệu thực đo  $Z_h \sim Q$  về tuyến công trình hoặc tính toán thủy lực lòng dẫn mà có. Trong trường hợp tính truyền về, hoặc tính thủy lực lòng dẫn có sẵn, thì vấn đề quan trọng số một là xác định chính xác các thông số đầu vào để tính toán cho phù hợp với thực tế (kích thước mặt cắt, khoảng cách giữa mặt cắt, số lượng mặt cắt, cao trình đáy mặt cắt, độ dốc đáy, hệ số nhám v.v...) sau nữa là trong quá trình hoạt động của công trình sau này, cần có đo đạc thực tế để kiểm chứng kết quả tính toán khi thiết kế và có biện pháp quản lý phù hợp. Nếu việc xác định các thông số đầu vào khi lập quan hệ  $Z_h \sim Q$  không phù hợp với lòng dẫn đã có thì  $h_h$  tính toán sẽ sai khác với  $h_h$  thực tế (có thể lớn hơn, hoặc nhỏ hơn). Điều đó đều có thể dẫn tới chiều sâu bể tiêu năng không đúng. Đặc biệt nguy hiểm trong trường hợp  $h_h$  tính toán lớn hơn  $h_h$  thực tế. Khi đó chiều sâu bể thiết kế nhỏ hơn chiều sâu bể yêu cầu; nước nhảy không được “gói trọn” trong bể mà xuất hiện ngoài bể, làm cho xói có thể xuất hiện. Ngay cả trong trường hợp  $h_h$  tính toán láy bé đi nhiều (so với  $h_h$  thực tế) để cho “an toàn” (tức là chiều sâu bể lớn hơn chiều sâu bể yêu cầu) cũng làm cho hiệu quả tiêu hao năng lượng thừa bị giảm (khi đó chỉ số ngập  $\sigma = \frac{h_b}{h''_c} > 1,05 \div 1,1$ ).

2. Khi lòng dẫn hạ lưu được thiết kế cùng với công trình nối tiếp ở hạ lưu. Trong trường hợp này quan hệ  $h_h \sim Q$  được lập, nói chung về mặt lý luận thì chặt chẽ, nhưng có một số vấn đề cũng cần được người thiết kế quan tâm.

Thứ nhất là vấn đề chọn độ nhám của lòng dẫn cần phản ánh đúng địa chất.

Thứ hai là đoạn lòng dẫn cần đủ điều kiện để phù hợp với phương pháp xác định quan hệ  $h_h \sim Q$ . (Ví dụ: Quan hệ mực nước và lưu lượng trong kênh dẫn hạ lưu được xác định theo dòng đều thì kênh cần đủ chiều dài để chấp nhận được dòng chảy trong đó có dòng đều). Hoặc khi thiết kế chọn kênh có độ dốc nhỏ và tính toán dòng chảy hạ lưu như dòng chảy đều không tồn tại nên  $h_h$  khác đi so với tính toán.

Thứ ba là khi thi công lòng dẫn, những yêu cầu của thiết kế phải được đảm bảo (độ dốc, kích thước mặt cắt...)

Thứ tư là trong quá trình sử dụng mặt cắt lòng dẫn, độ nhám, độ dốc... của lòng dẫn vẫn được duy trì.

Nếu một trong bốn vấn đề trên không được giữ vững, đều có thể làm cho  $h_h$  thực tế là  $h_h$  tính toán khi thiết kế sai khác nhau làm cho chiều sâu của bể không đúng, dẫn tới bể tiêu năng hoặc kém tác dụng hoặc mất tác dụng

Bên cạnh việc xác định  $h_h$  và các giải pháp công trình phải đảm bảo tương ứng còn một thông số liên quan mật thiết với  $h_h$  là  $\Delta Z$ .

Trước hết hãy tìm gốc của phương trình (2 - 4)



$$\Delta Z = \frac{q^2}{\varphi \cdot 2g \cdot h_h^2} - \frac{\alpha q^2}{2gh_b^2}$$

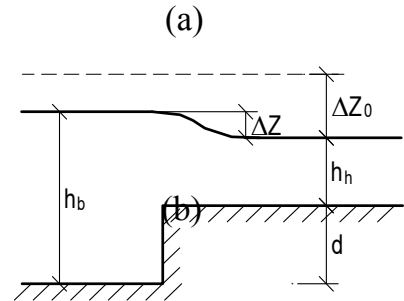
Bằng quan điểm dòng chảy ra khỏi bể vào kênh như dòng chảy qua đập tràn đỉnh rộng, chảy ngập (hình 2 - 15) mà ta có:

$$Q = \varphi b h_h \sqrt{2g\Delta Z_0}; \Rightarrow \Delta Z_0 = \frac{Q^2}{\varphi^2 2g b^2 h_h^2} = \frac{q^2}{\varphi^2 2g h_h^2}$$

mà:  $\Delta Z_0 = \Delta Z + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$  ở đây  $V_0 = V_b = \frac{q}{h_b^2}$

nên:  $\Delta Z = \Delta Z_0 - \frac{\alpha q^2}{2gh_b^2}$

Thay  $\Delta Z$  ở (a) vào (b) ta có (2-4). Như vậy việc tính  $\Delta Z$  liên quan đến một số vấn đề đáng quan tâm sau:



Hình 2 - 15 : Sơ đồ thủy lực cửa ra bể tiêu năng

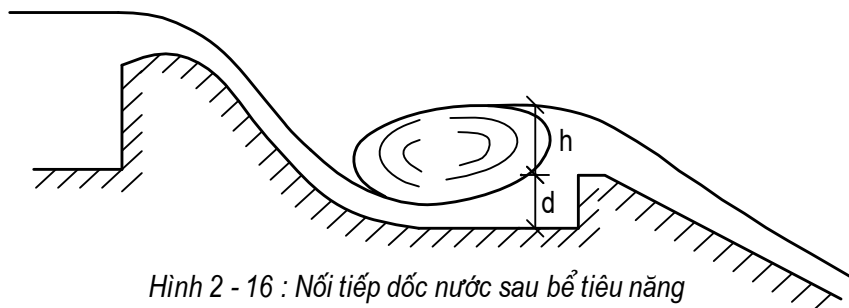
1. Lưu lượng đơn vị  $q$  ở (2 - 4) là tính tại cửa ra của bể (với bể rộng tương ứng cuối bể t/ năng).
2. Sơ đồ tính toán thủy lực ở vị trí ra khỏi bể vào kênh được coi như đập tràn đỉnh rộng.
3. Tính  $\Delta Z$  khi có  $h_h$  theo điều kiện dòng chảy ở chế độ chảy ngập.

Từ sự phân tích trên chúng ta thấy:

Một là: Nếu dòng chảy ra khỏi bể tiêu năng vào lòng dẫn không chảy ngập thì  $\Delta Z$ ,  $h_h$  cần phải xác định như chảy tự do qua đập tràn (đỉnh rộng hoặc thực dụng).

Ví dụ: Khi đào bể tiêu năng ngay sau đập tràn tiếp đó đến dốc nước (hình 2-16) thì:  $h_b = d + h$

$$\text{Với } h = \left( \frac{q}{m\sqrt{2g}} \right)^{2/3} - \frac{\alpha q^2}{2g \cdot h_b^2}$$



Hình 2 - 16 : Nối tiếp dốc nước sau bể tiêu năng

Hai là: Trong thiết kế tính  $h_h$  và  $\Delta Z$  theo (2 - 4) thì giải pháp công trình cũng phải tạo ra cho dòng chảy cuối bể vào lòng dẫn hạ lưu là ngập (trong thiết kế, và được đảm bảo trong thi công) cũng phải tạo ra cho dòng chảy cuối bể vào lòng dẫn hạ lưu là dòng chảy ngập, nếu không sẽ dẫn đến  $h_b$  thực khác với  $h_b$  tính toán nghĩa là không có lợi cho tiêu hao năng lượng thừa. Ví dụ: Sau bể tiêu năng không có lòng dẫn hoàn