

TRƯỜNG ĐẠI HỌC
DÂN LẬP HÀI PHÒNG

THƯ VIỆN

532(075.3)

Ng 527T

GS. TS. NGUYỄN TÀI
TS. LÊ BÁ SƠN

THỦY LỰC

TẬP II

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

GS. TS. NGUYỄN TÀI
TS. LÊ BÁ SƠN

THỦY LỰC TẬP II

DVL414

XÂY DỰNG

5/5 Z(OF5-3)
DI. DAN LẬP HI
NG 527
KÝ HIỆU:
5

GS. TS. NGUYỄN TÀI
TS. LÊ BÁ SƠN

THỦY LỰC

TẬP II
(Tái bản lần thứ 2)

Sách dùng trong các trường đại học kỹ thuật, soạn theo chương trình đã được Hội đồng môn học thủy lực của Bộ Giáo dục và Đào tạo duyệt

THU VIỆN TRUNG ƯƠNG
PHÒNG ĐỌC
2000 ĐVL 414

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 1999

1944



SUMMARY

1. The purpose of this report is to provide a summary of the work done during the period from January 1, 1944, to December 31, 1944.

2. The work was done under the direction of the Chief of the Bureau of the Census.

LỜI NÓI ĐẦU

Tiếp theo giáo trình Thủy lực tập I, sách Thủy lực tập II này được biên soạn với nội dung về thủy lực chuyên môn theo chương trình đã được Hội đồng môn học Thủy lực của Bộ Giáo dục - Đào tạo duyệt. Sách dùng cho các ngành thủy lợi cảng - đường thủy, cầu đường, cấp thoát nước hệ chính quy cũng như hệ tại chức và hệ đào tạo từ xa.

Ngoài các nội dung lí thuyết cơ bản được trình bày ngắn gọn, súc tích còn có các ví dụ có lời giải nhằm giúp người đọc nắm vững cách tính toán các công trình cụ thể, cách sử dụng các tài liệu tra cứu (bảng tra, biểu đồ). Cũng để giúp người đọc tự lực giải các bài toán trong thủy lực chuyên môn, trong sách cũng có các ví dụ chưa giải. Người đọc có thể tự kiểm tra kết quả thông qua các đáp số cuối mỗi bài. Phần ví dụ tính toán nói trên do TS.KHKT Lê Bá Sơn thực hiện.

Trong quá trình biên soạn tác giả đã nhận được nhiều ý kiến quý báu của các bạn đồng nghiệp trong và ngoài trường đại học Xây dựng. Tác giả xin chân thành cảm tạ và đặc biệt xin cảm ơn sự đóng góp của PGS.TS Hoàng Văn Quý và TS. Lê Bá Sơn trong lần xuất bản này.

TÁC GIẢ

LỜI TỰA

Cho lần xuất bản thứ hai - năm 1999

Sau khi cuốn sách được xuất bản lần đầu - năm 1997, chúng tôi đã nhận được nhiều ý kiến quý báu của các bạn đồng nghiệp và của bạn đọc. Xin chân thành cảm ơn. Các nhận xét đóng góp đã được lưu ý trong lần xuất bản này.

Ngoài ra, để cuốn sách có thể có ích cho đông đảo bạn đọc hơn, trong lần xuất bản này chúng tôi đã đưa thêm chương XVI - *Chuyển động của nước ngầm* và sắp xếp lại thứ tự các chương - xếp chương *Mô hình hóa các hiện tượng thủy động lực* xuống cuối cuốn sách.

Một lần nữa xin chân thành cảm ơn các bạn đồng nghiệp và bạn đọc. Rất mong tiếp tục nhận được ý kiến nhận xét của các vị.

Hà Nội ngày 18 tháng 8 năm 1999

Các tác giả

CHUYỂN ĐỘNG ỔN ĐỊNH KHÔNG ĐỀU TRONG LÒNG DẪN HỎ

§IX-1. KHÁI NIỆM

Chuyển động ổn định không đều là chuyển động mà vận tốc tại các điểm tương ứng của 2 mặt cắt cạnh nhau không bằng nhau.

Trong thực tế thường gặp chuyển động không đều khi có chướng ngại trên lòng dẫn, ví dụ do xây dựng đập tràn làm mặt nước dâng lên, do xây dựng bậc thẳng đứng trên đáy lòng dẫn làm mặt nước hạ thấp xuống hay do kênh thay đổi độ dốc cũng làm cho độ sâu mực nước trong lòng dẫn thay đổi, dẫn tới mặt nước không song song với đáy kênh như ở dòng chảy đều nữa v.v...

Nghiên cứu dòng không đều, điều quan trọng nhất là cần biết quy luật thay đổi của chiều sâu h dọc theo dòng chảy :

$$h = h(s).$$

và từ đó có thể suy ra sự thay đổi của chiều sâu h dọc theo dòng chảy và của các yếu tố thủy lực khác như diện tích mặt cắt ướt, vận tốc v.v... Trong trường hợp tổng quát các đại lượng nói trên thay đổi dọc theo dòng chảy, tức là :

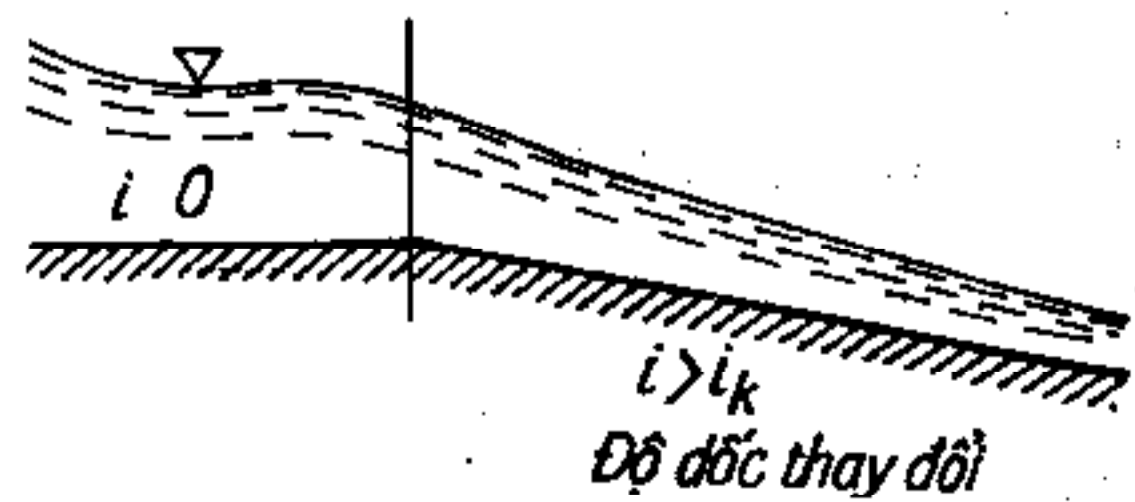
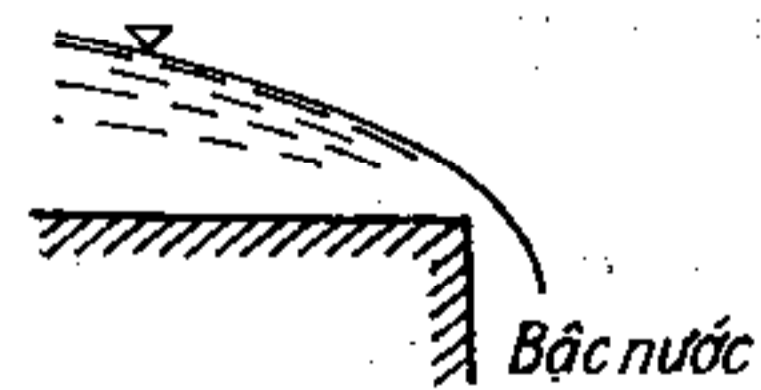
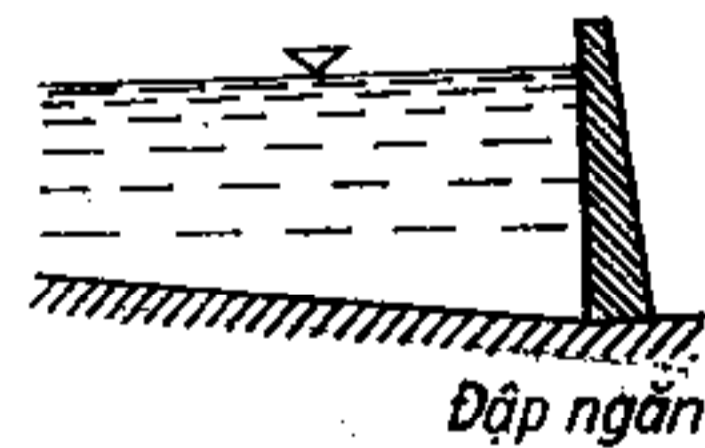
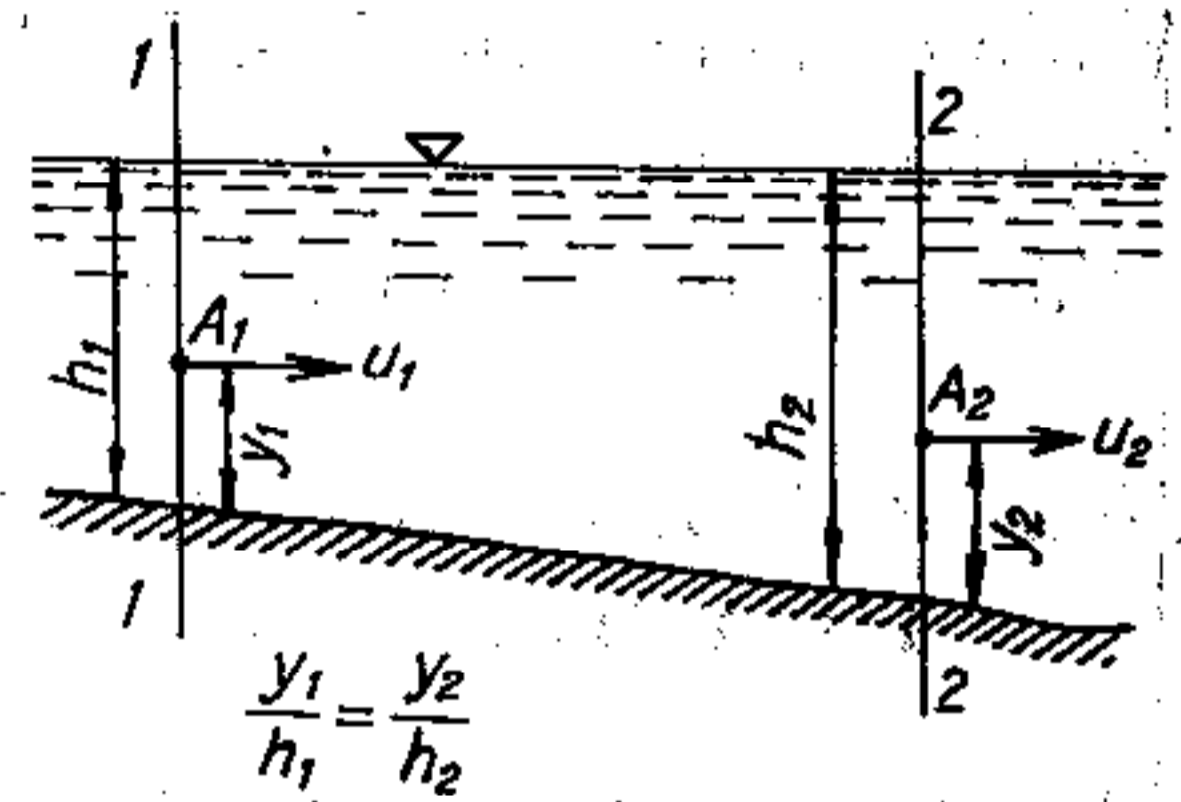
$$\frac{\partial v}{\partial s} \neq 0 ; \quad \frac{\partial h}{\partial s} \neq 0 \quad \text{và} \quad \frac{\partial J}{\partial s} \neq 0$$

còn vì là chuyển động ổn định nên

$$\frac{\partial Q}{\partial s} = 0.$$

Từ đó trong chuyển động không đều các độ dốc thủy lực, đường mặt nước và đáy lòng dẫn không bằng nhau :

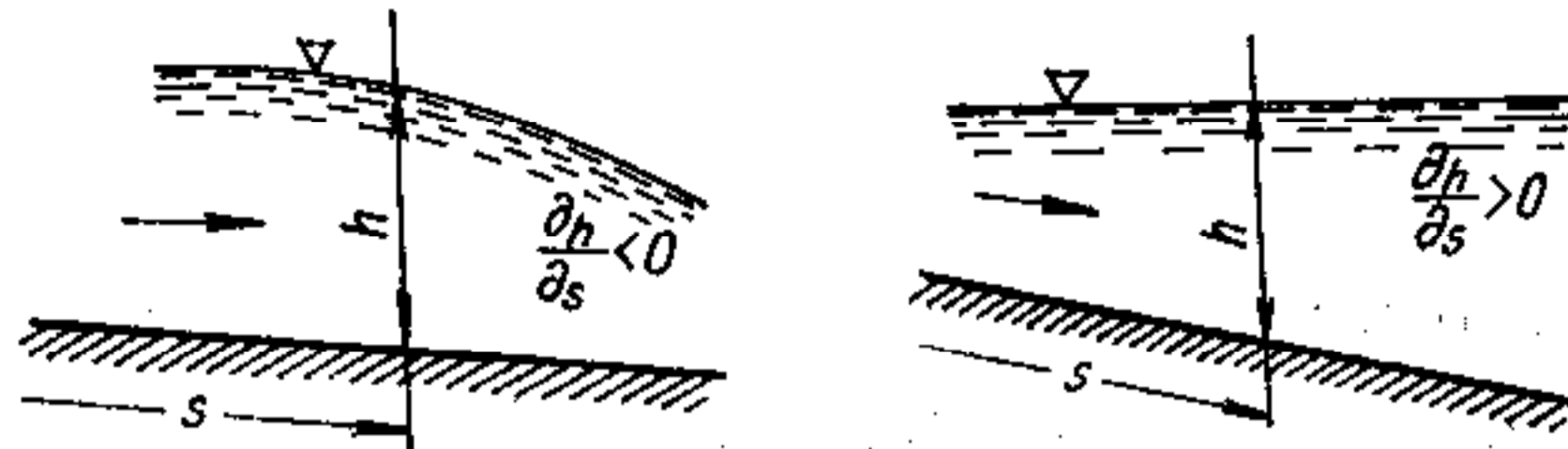
$$+ J_{tl} = \frac{dh_w}{ds} = - \frac{dE}{ds} ;$$



+ $J_p = - \frac{dH}{ds}$; trong đó $H = z + h$; h = chiều sâu mực nước trong lòng dẫn ; z - tọa độ của đáy lòng dẫn.

$$+ i = - \frac{dz}{ds}$$

Trong lòng dẫn lăng trụ có thể phân ra 2 trường hợp tùy thuộc vào sự thay đổi của chiều sâu dòng chảy :



+ Nếu chiều sâu h giảm dần theo chiều chảy - ta có đường nước hạ, vận tốc dòng chảy tăng dần ($dv/ds > 0$) và chuyển động đó thuộc loại chuyển động nhanh dần.

+ Ngược lại nếu chiều sâu tăng dần dọc dòng chảy - ta có đường nước dâng, vận tốc dòng chảy giảm dần ($dv/ds < 0$) và chuyển động đó thuộc loại chuyển động chậm dần.

Các chuyển động này cũng được gọi là chuyển động thay đổi dần

§IX-2. PHƯƠNG TRÌNH CƠ BẢN CỦA CHUYỂN ĐỘNG KHÔNG ĐỀU THAY ĐỔI DẦN

1. Phương trình thứ nhất

Ta xem áp suất thủy động được phân bố như thủy tĩnh nên có thể áp dụng phương trình Bécnuì cho 2 mặt cắt 0-0 và bất kì n-n. Lấy Ox làm mặt chuẩn, ta có :

$$z_0 + h_0 + \frac{\alpha v_0^2}{2g} = z + h + \frac{\alpha v^2}{2g} + h_w = \text{const}$$

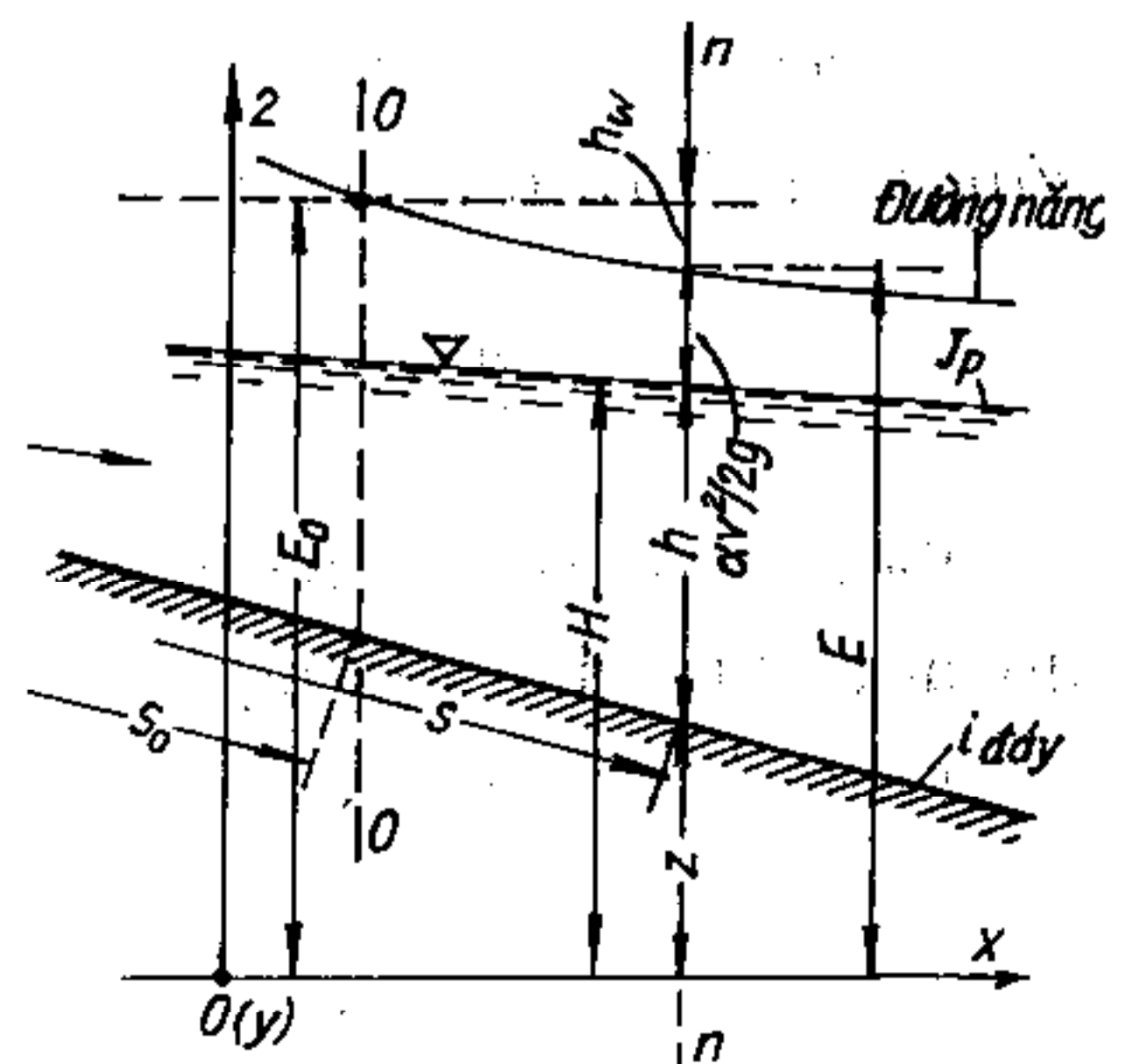
Kí hiệu : $z + h = H$, sau khi lấy vi phân về phải, ta có :

$$dH + d \left(\frac{\alpha v^2}{2g} \right) + dh_w = 0 \quad (1)$$

Chia cho ds :

$$\frac{dH}{ds} + \frac{d}{ds} \left(\frac{\alpha v^2}{2g} \right) + \frac{dh_w}{ds} = 0$$

$$\text{hoặc } - \frac{dH}{ds} = \frac{d}{ds} \left(\frac{\alpha v^2}{2g} \right) + \frac{dh_w}{ds} \quad (2)$$



Nhưng ta lại có :

$-\frac{dH}{ds} = J_p$ là độ dốc mặt thoáng, còn $\frac{dh_w}{ds} = J_{tl}$ là độ dốc thủy lực.

Tại mặt cắt n-n J_{tl} có thể xác định theo công thức Sêđi :

$J_{tl} = \frac{\alpha v^2}{C^2 R}$ với giả thiết là tại một mặt cắt đã định tổn thất thủy lực của dòng không đều được xem như bằng tổn thất thủy lực của dòng chảy đều.

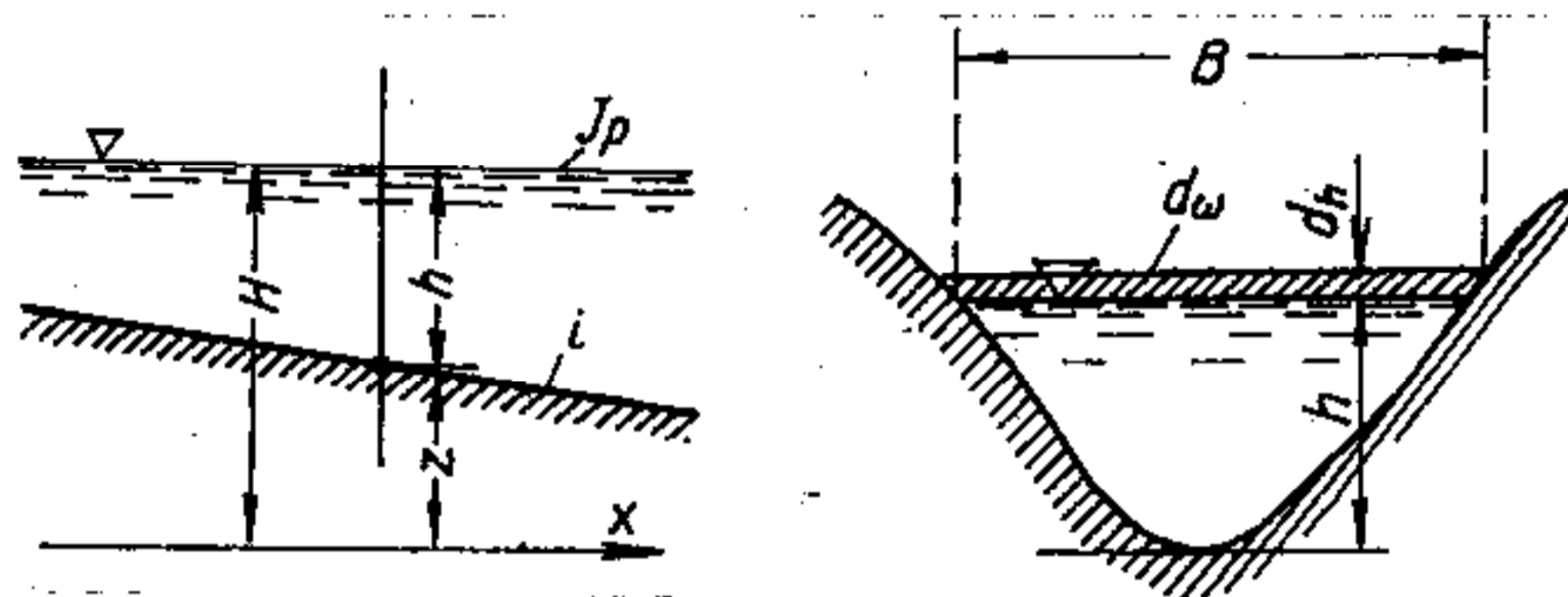
Thay vào (2) ta được :

$$J_p = \frac{d}{ds} \left(\frac{\alpha v^2}{2g} \right) + \frac{\alpha v^2}{C^2 R} \quad (3)$$

Đây là dạng thứ nhất phương trình cơ bản của chuyển động không đều.

Chú ý ở đây các đại lượng v, C, R tương ứng với chiều sâu thực h chứ không phải ứng với chiều sâu chảy đều h_0 .

2. Phương trình thứ hai



Biến đổi vế phải của phương trình (3)

Theo hình vẽ : $H = z + h$.

Lấy vi phân : $dH = dz + dh$ và chia cho ds , ta được :

$$-\frac{dH}{ds} = -\frac{dz}{ds} - \frac{dh}{ds}$$

Thay :

$$-\frac{dH}{ds} = J_p \quad \text{và} \quad -\frac{dz}{ds} = i$$

nên vế trái của (3) ta được :

$$J = i - \frac{dh}{ds} \quad (\text{xem } J_p = J - \text{độ dốc mặt thoáng}) \quad (4)$$

Biến đổi vế phải của (3) lần lượt từng số hạng

+ Số hạng thứ nhất :

$$\frac{d}{ds} \left(\frac{\alpha v^2}{2g} \right) = \frac{d}{ds} \left(\frac{\alpha Q^2}{2g \omega^2} \right) = \frac{\alpha Q^2}{2g} \frac{d}{ds} \left(\frac{1}{\omega^2} \right)$$

Đối với lòng dẫn cứng (không biến dạng) phương trình tổng quát là :

$$\omega = f(h, s)$$

nên vi phân toàn phần của ω là :

$$d\omega = \frac{\partial \omega}{\partial s} ds + \frac{\partial \omega}{\partial h} dh$$

$$\text{mà : } d \left(\frac{1}{\omega^2} \right) = -\frac{2}{\omega^3} d\omega = -\frac{2}{\omega^3} \left(\frac{\partial \omega}{\partial s} ds + \frac{\partial \omega}{\partial h} dh \right).$$

Trong trường hợp này $\frac{d}{ds} \left(\frac{1}{\omega^2} \right)$ sẽ bằng :

$$\frac{d}{ds} \left(\frac{1}{\omega^2} \right) = -\frac{2}{\omega^3} \left(\frac{\partial \omega}{\partial s} + \frac{\partial \omega}{\partial h} \frac{dh}{ds} \right)$$

Theo hình vẽ, đạo hàm :

$$\frac{d\omega}{dh} = B \text{ nên}$$

$$\frac{d}{ds} \left(\frac{\alpha v^2}{2g} \right) = -\frac{\alpha Q^2}{g\omega^2} \left(\frac{\partial \omega}{\partial s} + B \frac{dh}{ds} \right). \quad (5)$$

+Số hạng thứ hai của vế phải của (3) được viết lại là :

$$\frac{v^2}{C^2 R} = \frac{\alpha Q^2}{\omega^2 C^2 R} \quad (6)$$

Thay thế vào (3) ta có :

$$i - \frac{dh}{ds} = -\frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \left(\frac{\partial \omega}{\partial s} + B \frac{dh}{ds} \right) + \frac{\alpha Q^2}{\omega^2 C^2 R}$$

và giải với dh/ds ta có :

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i + \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \frac{\partial \omega}{\partial s} - \frac{\alpha Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B} \quad (7)$$

Đây là dạng thứ hai phương trình cơ bản của chuyển động không đều.

Đối với lòng dẫn lằng trệ ω không phụ thuộc vào s , chỉ là hàm số của h .

$$\omega = f(h)$$

còn đạo hàm riêng $\frac{\partial \omega}{\partial s} = 0$

nên phương trình cơ bản (7) sẽ có dạng :

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{\alpha Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B} \quad (8)$$

Với $i = 0$, ta có :

$$\frac{dh}{ds} = \frac{\frac{\alpha Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{\frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B - 1} \quad (9)$$

Khi $i < 0$, ta dùng kí hiệu độ dốc ngược, tức là

$$i = -i' \quad (i' > 0), \text{ ta có :}$$

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i' + \frac{\alpha Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{\frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} B - 1} \quad (10)$$

Để nghiên cứu và giải được bài toán cơ bản của dòng không đều là vẽ đường mặt nước cho một lòng dẫn cụ thể trong điều kiện bất kì, ta dừng lại ở việc xem xét một số vấn đề phù trợ sau đây.

§IX-3. TỈ NĂNG DÒNG CHẢY, TỈ NĂNG MẶT CẮT VÀ CHIỀU SÂU PHÂN GIỚI

1. Tỉ năng dòng chảy

Tỉ năng dòng chảy là tỉ năng toàn phần, xác định theo phương trình Bécnuì đối với mặt chuẩn bất kì. Mặt chuẩn này chung cho tất cả các mặt cắt.

Với mặt cắt 1-1 và 2-2, ta có :

$$E_1 = E_2 + h_w \quad (11)$$

Đại lượng

$$E = z + h + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (12)$$

và được gọi là tỉ năng dòng chảy.

Tỉ năng này luôn luôn giảm dần dọc dòng chảy nên $E_2 < E_1$.

2. Tỉ năng mặt cắt.

Tỉ năng mặt cắt cũng xác định theo phương trình Bécnuì chỉ khác với tỉ năng dòng chảy là không lấy với mặt chuẩn xOy mà lấy với mặt 0-0 đi qua điểm thấp nhất của mỗi mặt cắt.

Như vậy thì đi từ mặt cắt này đến mặt cắt kia, mặt chuẩn 0-0 thay đổi vì vị trí mặt cắt đã thay đổi.

Tỉ năng mặt cắt được xác định như sau :

$$\vartheta = h + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (13)$$

Vì thế trong một số trường hợp có thể xảy ra $\vartheta_2 > \vartheta_1$.

Vậy tỉ năng mặt cắt có thể giảm hoặc có thể tăng dọc theo dòng chảy.

Trong chuyển động đều, tỉ năng mặt cắt không đổi dọc theo dòng chảy vì $h_1 = h_2$ và $v_1 = v_2$.

Với Q cho trước, đại lượng Θ là hàm số của chiều sâu h , tức là :

$$\Theta = h + \frac{\alpha v^2}{2g} = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} = f(h) \quad (14)$$

Hàm số này luôn luôn dương $\Theta > 0$.

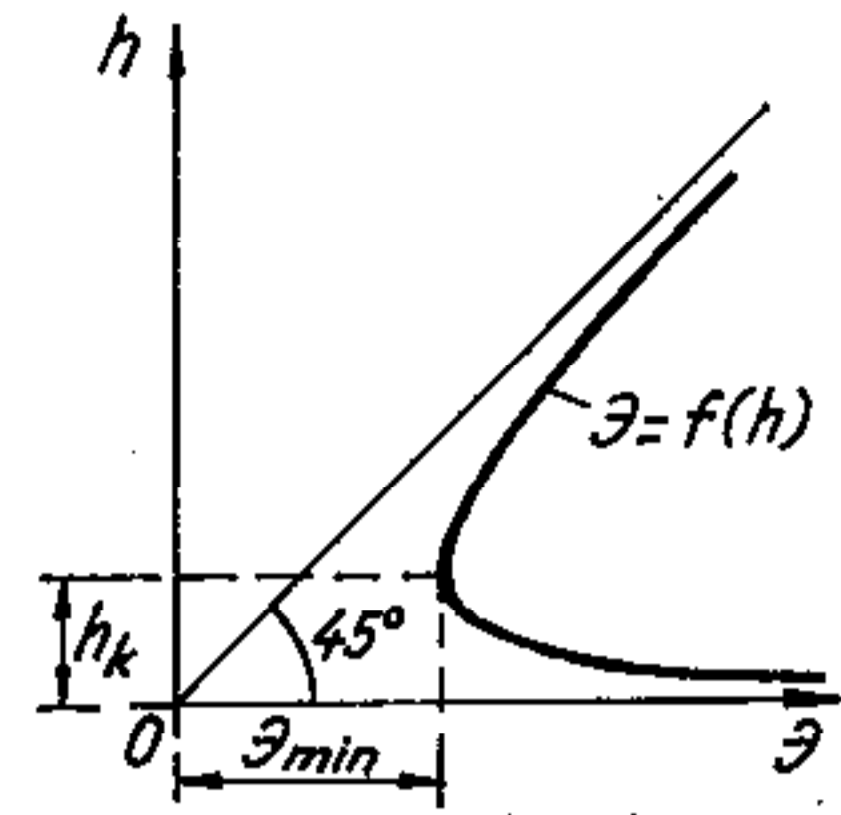
Ta tiến hành phân tích hàm số $\Theta = f(h)$:

+ Nếu $h \rightarrow 0$ thì $(\alpha Q^2/g\omega^2) \rightarrow \infty$

và do đó $\Theta \rightarrow \infty$;

+ Nếu $h \rightarrow \infty$ thì $\omega \rightarrow \infty$ và $(\alpha Q^2/g\omega^2) \rightarrow 0$,
nên $\Theta \rightarrow \infty$

Vậy khi $h \rightarrow 0$, đường cong $\Theta(h)$ tiệm cận với trục hoành, còn khi $h \rightarrow \infty$, đường cong $\Theta(h)$ tiệm cận với đường phân giác.



Thực vậy khi $h \rightarrow \infty$, $\omega \rightarrow \infty$ và $(\alpha Q^2/2g\omega^2) \rightarrow 0$ thì phương trình $h + (\alpha Q^2/2g\omega^2) = \Theta$ sẽ trở thành $h = \Theta$. Đó chính là đường phân giác.

Do đó hàm số $\Theta(h)$ biến đổi từ $+\infty$ đến $+\infty$ đi qua điểm uốn. Phương trình đó có điểm cực tiểu ứng với Θ_{min} .

3. Chiều sâu phân giới

Chiều sâu mà ứng với nó hàm số $\Theta(h)$ có trị số bé nhất được gọi là chiều sâu phân giới và kí hiệu là h_k . Để tìm h_k ta lập phương trình :

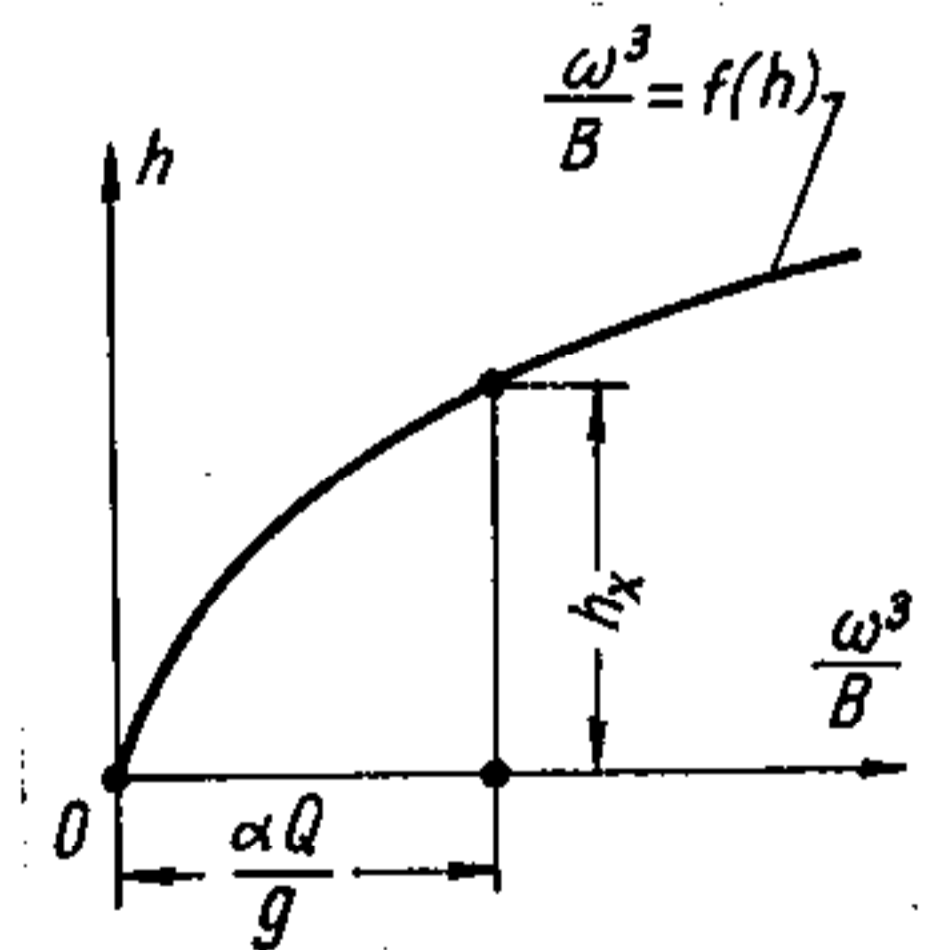
$$\frac{d\Theta}{dh} = 0, \quad (15)$$

lúc đó :

$$\frac{d\Theta}{dh} = \frac{d}{dh} \left(h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} \right) = 1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \frac{d\omega}{dh} = 0$$

Nhưng $d\omega/dh = B$, vì thế : $1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B = 0$;

$$\text{hoặc} \quad \frac{\omega^3}{B} = \frac{\alpha Q^2}{g} \quad (16)$$



Thông thường phương trình (16) được giải bằng cách xây dựng đồ thị $(\omega^3/B) = f(h)$.

Đối với lòng dẫn chữ nhật khi $\omega = bh_k$, chiều sâu phân giới h_k có thể tính trực tiếp.

Thay (16) với $\omega = bh_k$, ta có :

$$\frac{b^3 h_k^3}{B} = \frac{\alpha Q^2}{g}, \quad (17)$$

do đó ta tính được h_k trực tiếp từ công thức :

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gB^2}} \quad \text{hoặc} \quad h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} \quad (18)$$

ở đây $q = Q/B$ - tỉ lưu lượng.

4. Hai trạng thái chảy

Chiều sâu phân giới chia dòng chảy ra làm hai miền :

+ Nếu dòng chảy có chiều sâu lớn hơn chiều sâu phân giới h_k ($h > h_k$) thế năng h sẽ lớn, còn động năng $\alpha v^2/2g$ nhỏ. Dòng chảy đó được gọi là dòng chảy êm.

+ Nếu dòng chảy có chiều sâu nhỏ hơn chiều sâu phân giới h_k ($h < h_k$), thế năng h sẽ nhỏ, còn động năng $\alpha v^2/2g$ lớn. Dòng chảy đó được gọi là dòng chảy xiết.

5. Số fronde

Từ
$$1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B = 0$$

Ta viết :

$$\frac{\alpha \omega^2 v^2}{g\omega^3} B = 1 - \frac{\alpha v^2}{gh_{1b}} = 0$$

Ta đặt :
$$\frac{\alpha v^2}{gh_{1b}} = Fr \text{ nên } 1 - Fr = 0 \quad (19)$$

Vậy Fr chính là số Fronde, đại lượng không thứ nguyên là tỉ số giữa động năng và thế năng.

Phương trình (19) cũng nhận được từ (15), tức là ứng với tỉ năng mặt cắt là nhỏ nhất hoặc là khi chiều sâu dòng chảy là chiều sâu phân giới.

Vì vậy khi $Fr = 1$ thì $h = h_k$.

Từ (19) ta cũng được khi $h > h_k$ thì $Fr < 1$, tức là trạng thái dòng chảy lúc đó là chảy êm :

Khi $h < h_k$ thì $Fr > 1$, tức là trạng thái dòng chảy lúc đó là chảy xiết.

6. Tiêu chuẩn phân biệt hai trạng thái chảy

Từ khái niệm về chiều sâu phân giới và số Fronde ta có tiêu chuẩn để phân biệt hai trạng thái chảy như sau :

+ Dòng chảy êm khi có $h > h_k$ và số $Fr < 1$.

+ Dòng chảy xiết khi có $h < h_k$ và số $Fr > 1$.

Vậy tiêu chuẩn để phân biệt hai trạng thái chảy chính là chiều sâu phân giới h_k và số Fronde Fr .

7. Độ dốc phân giới.

Độ dốc phân giới là độ dốc mà với nó ta có chuyển động đều với lưu lượng đã cho ở độ sâu phân giới.

Ta kí hiệu qua chữ "k" cho các đại lượng ω_k , C_k , R_k thì i_k được xác định trực tiếp từ phương trình Sêdi :

$$i_k = \frac{\alpha Q^2}{\omega_k^2 C_k^2 R_k^2} \quad (20)$$

Cũng có thể viết các biểu thức khác với h_k :

$$\frac{\omega_k^3}{B} = \frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\alpha \omega_k^2 C_k^2 R_k i_k}{g}$$

do đó ta có :

$$i_k = \frac{g}{\alpha C_k^2} \frac{\chi_k}{B} \quad (21)$$

Với kênh rất rộng khi $B = \chi_k$, ta có :

$$i_k = \frac{g}{\alpha C_k^2} \quad (22)$$

8. Phân loại lòng dẫn

Lòng dẫn có thể chia ra làm hai loại :

+ Theo trị số độ dốc i , có thể có $i \geq 0$.

+ Theo hình dạng mặt cắt ngang :

a. Lòng dẫn lăng trụ - khi hình dạng mặt cắt ngang giữ nguyên trên cả chiều dài lòng dẫn. Lúc đó $\omega = f(h)$.

b. Lòng dẫn phi lăng trụ - khi hình dạng mặt cắt ngang thay đổi dọc dòng chảy. Lúc đó $\omega = f(h,s)$.

Hàm số $h = f(s)$ phụ thuộc nhiều vào độ dốc cũng như vào tính chất thay đổi hình dạng lòng dẫn.

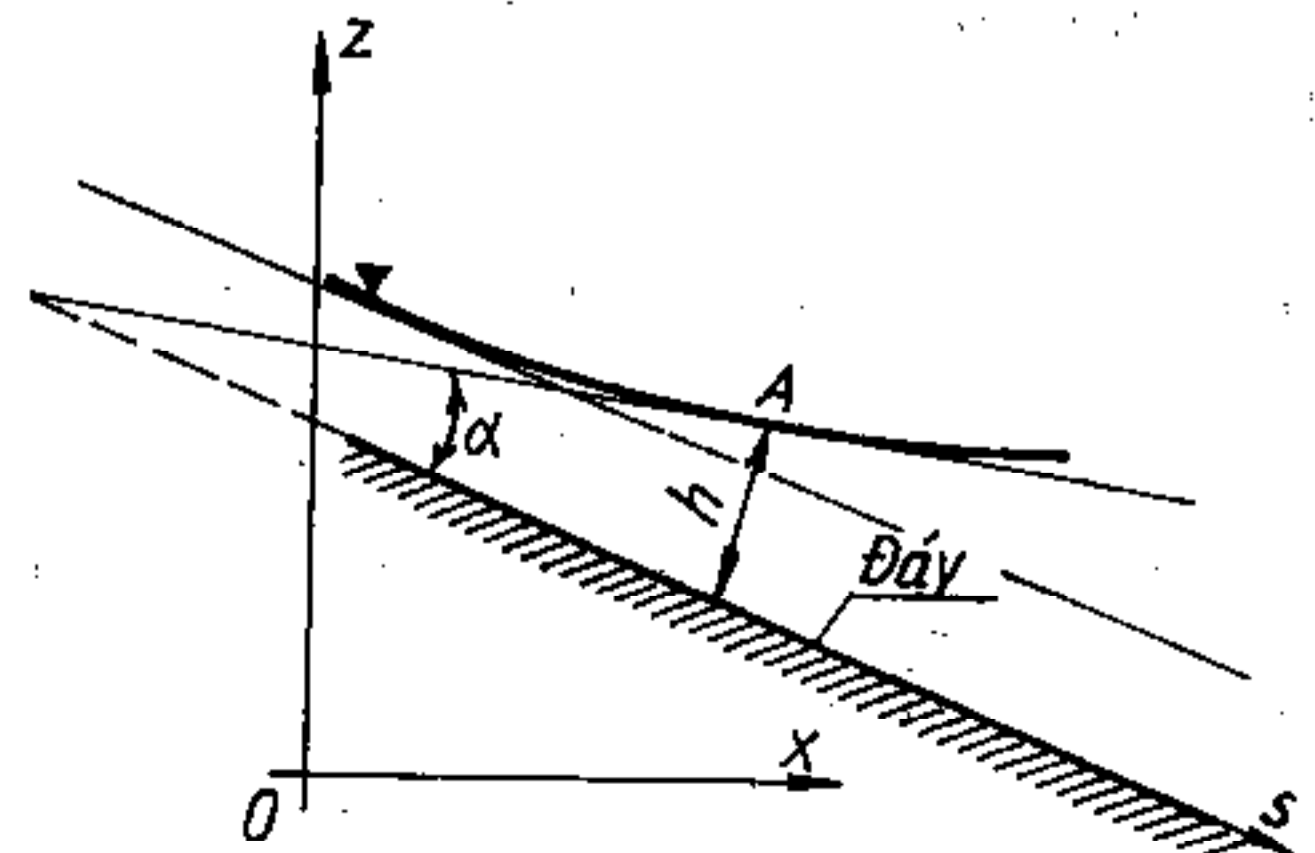
Đối với sông thiên nhiên thì hàm số đó cực kì phức tạp.

SIX-4. PHÂN TÍCH PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN CƠ BẢN CỦA CHUYỂN ĐỘNG KHÔNG ĐỀU

Ta chỉ xét dòng không đều trong lòng dẫn lăng trụ.

Phương trình không đều thay đổi dần được viết dưới dạng :

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{\alpha Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} B} \quad (23)$$



(23) biểu thị sự thay đổi chiều sâu dọc dòng chảy dưới dạng vi phân.

Phân tích phương trình này là đi đến việc xác định dạng đường mặt nước trong các điều kiện chuyển động không đều.

Ở đây cần lưu ý là vi phân dh/ds là tang của góc α giữa đường tiếp tuyến với đường mặt nước và đáy lòng dẫn.

Nếu $dh/ds > 0$, h tăng dần dọc dòng chảy ;

Nếu $dh/ds < 0$, h giảm dần dọc dòng chảy.

Như vậy phân tích (23) bằng cách xác định dấu (+, -) của vi phân (dh/ds) trong các điều kiện khác nhau.

Để tiến hành phân tích (23), trước hết ta biến đổi phương trình đó lần lượt từ tử số đến mẫu số.

Lưu lượng Q luôn luôn có thể biểu thị bằng phương trình $Q = \omega C \sqrt{Ri}$.

Với độ dốc i đã cho, ta cũng có thể tạo ra một dòng chảy đều với độ sâu là h_0 và các đại lượng ω_0, C_0, R_0 để có được biểu thức :

$$Q = \omega_0 C_0 \sqrt{R_0 i}.$$

Tử số của (23) :

$$i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} = i \left(1 - \frac{\omega_0^2 C_0^2 R_0}{\omega^2 C^2 R} \right)$$

Ta kí hiệu :

$\omega C \sqrt{R} = K$, trong đó K - đặc trưng lưu lượng, nên tử số của (23) sẽ là :

$$i \left(1 - \frac{K_0^2}{K^2} \right)$$

Mẫu số của (23) được biến đổi thành :

$1 = Fr$ /theo công thức (19)

Do đó theo Agrôtskin ta được :

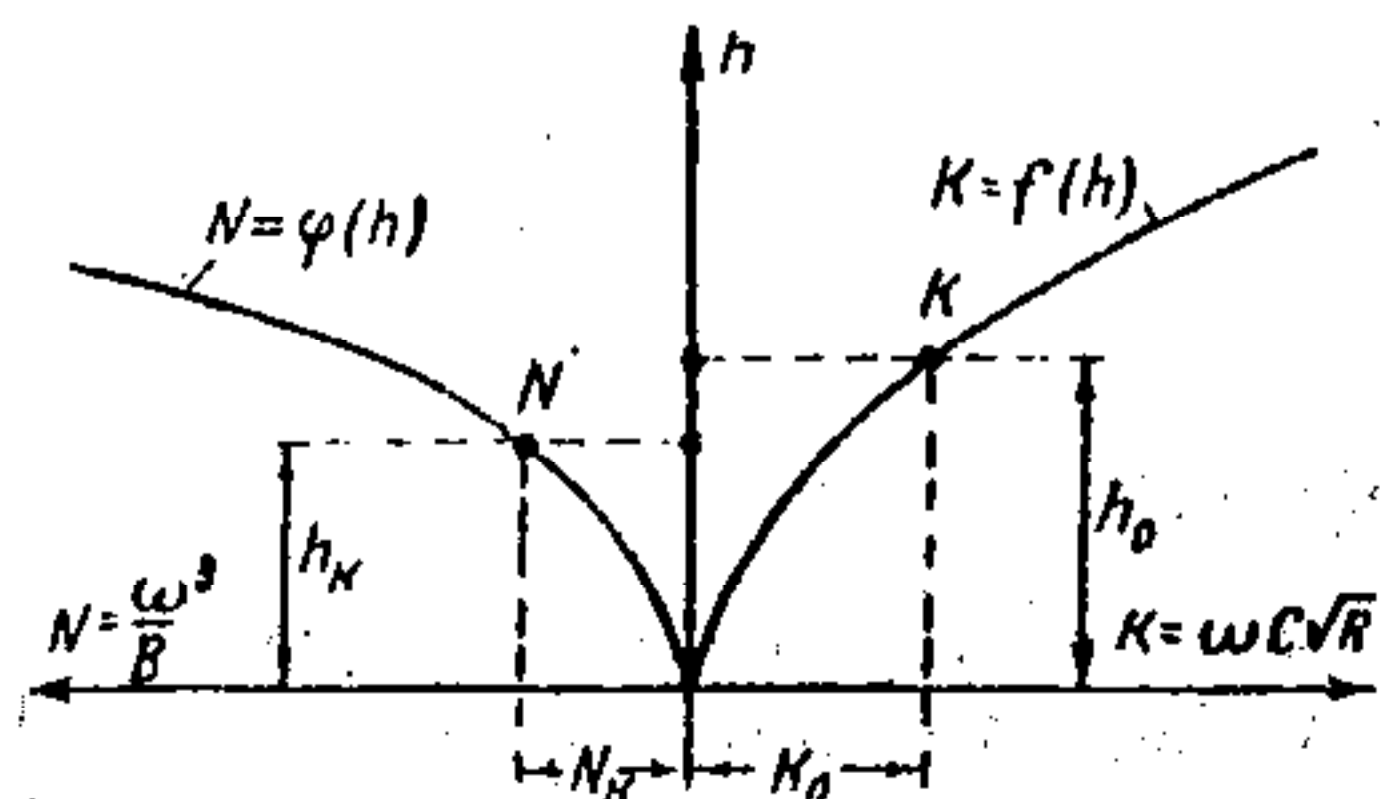
$$\frac{dh}{ds} = \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K} \right)^2}{1 - Fr} \quad (24)$$

Cũng có thể biến đổi (23) theo cách khác. Jurin đề nghị kí hiệu :

$$\frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} B = \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{1}{\frac{\omega^3}{B}} = \frac{N_k}{N}$$

và gọi $N = \frac{\omega^3}{B}$ là số kiểm tra,

còn số $N_k = \frac{\alpha Q^2}{g}$ là trị số phân giới của số kiểm tra. Từ đó (23) có dạng :



$$\frac{dh}{ds} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - \frac{N_k}{N}} \quad (25)$$

Phương trình (25) rất tiện lợi trong tính toán. Để hình dung được dễ dàng mối quan hệ giữa hai hàm số :

$$N = f_1(h) \text{ và } K = f_2(h).$$

ta vẽ đồ thị của các hàm số đó theo h.

Dùng phương trình (25) ta có thể đi đến phân tích các dạng đường mặt nước.

a. Phân tích các dạng đường mặt nước

I. Lòng dẫn có độ dốc dương $i > 0$

Ở đây sẽ có 3 trường hợp :

1. Khi $i < i_k$, chiều sâu h_0 sẽ lớn hơn h_k .

Đường n - n và đường k - k chia mặt cắt dọc lòng dẫn thành 3 khu vực :

+ Khu vực a.

Ta có $h > h_0$ từ đó $K > K_0$ và $N > N_k$.

Theo (23) thì

$$K > K_0 \text{ nên } 1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2 > 0,$$

$$N > N_k \text{ nên } 1 - \left(\frac{N_k}{N}\right) > 0.$$

Vì thế tử số và mẫu số của (23) sẽ mang dấu + nên :

$$\frac{dh}{ds} = \frac{+}{+} > 0.$$

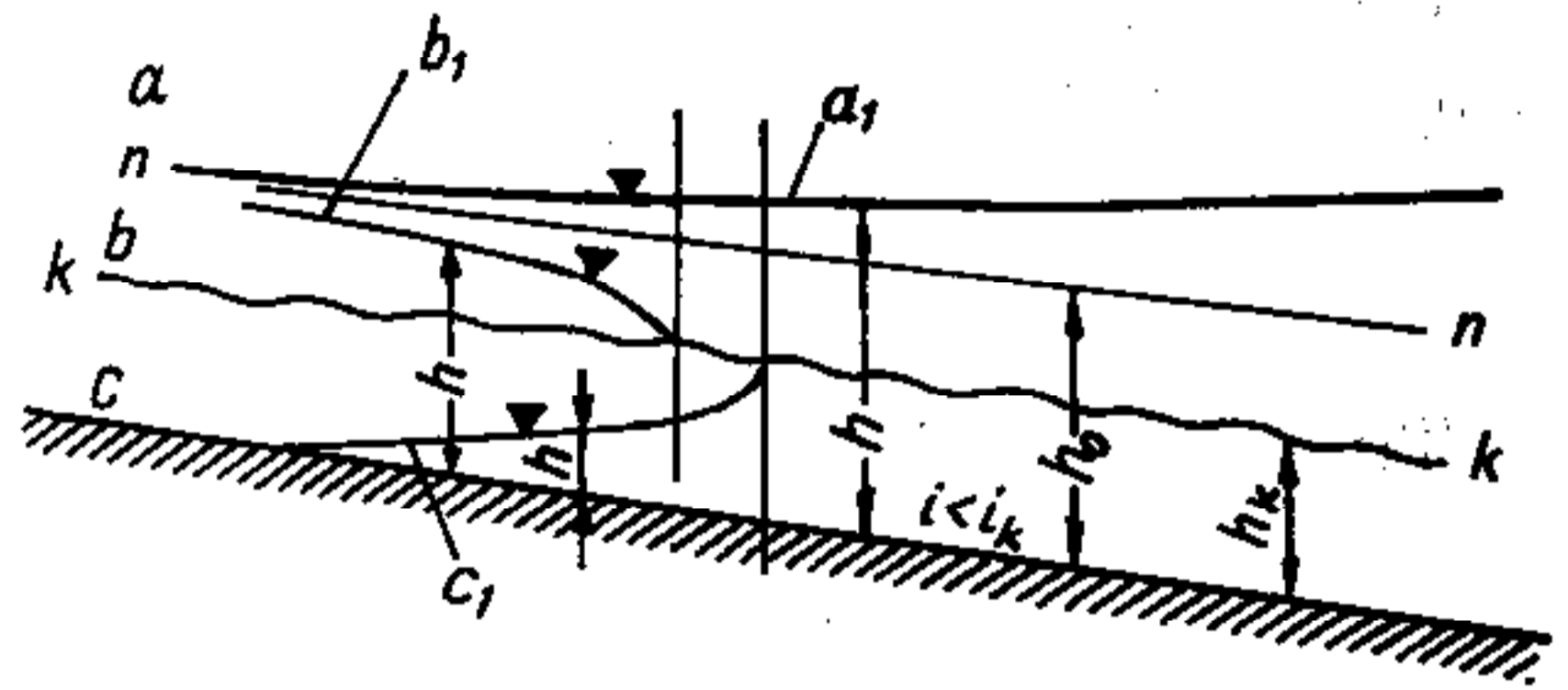
Vì vậy khi $ds > 0$ thì $dh > 0$, tức là chiều sâu tăng dần dọc dòng chảy và đường mặt nước sẽ là đường nước dâng (a_1).

Ta xét các điều kiện giới hạn. Dọc dòng chảy chiều sâu h tăng và tiến đến ∞ , tức là $K \rightarrow \infty$ và $N \rightarrow \infty$, ta có :

$$\frac{dh}{ds} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - \frac{N_k}{N}} \rightarrow i,$$

hoặc là $dh = i.ds$.

Biểu thức này chứng tỏ đường mặt nước tiến đến đường nằm ngang vì khi chiều sâu tăng một lượng là dh thì lòng dẫn hạ thấp một trị số là $dz = ids$, tức là đường mặt nước có xu thế tiến đến đường nằm ngang.



Ngược theo chiều chảy, chiều sâu giảm dần, tuy vẫn ở khu vực a và trở nên bằng h_0 . Nhưng lúc đó $K \rightarrow K_0$, còn $N \rightarrow N_0$. Do đó :

$$\lim \left(\frac{dh}{ds} \right)_{h \rightarrow h_0} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K} \right)^2}{1 - \frac{N_k}{N}} = i \frac{0}{+} = 0$$

Nếu $\frac{dh}{ds} \rightarrow 0$ thì $ds \gg dh$.

Nói cách khác, ngược chiều chảy, đường mặt nước tiệm cận với đường mặt nước của chuyển động đều.

+ Khu vực b.

Ta có $h < h_0$ nhưng h lại lớn hơn h_k nên $K < K_0$ và $N_k < N < N_0$, vì thế :

$$\frac{K_0}{K} > 1,0 \text{ và } \frac{N_k}{N} < 1,0,$$

ta sẽ có :

$$\frac{dh}{ds} = i \frac{-}{+} < 0.$$

Ở khu b, chiều sâu h giảm dần dọc dòng chảy và tăng dần ngược chiều chảy. Đó chính là đường nước hạ (b_1).

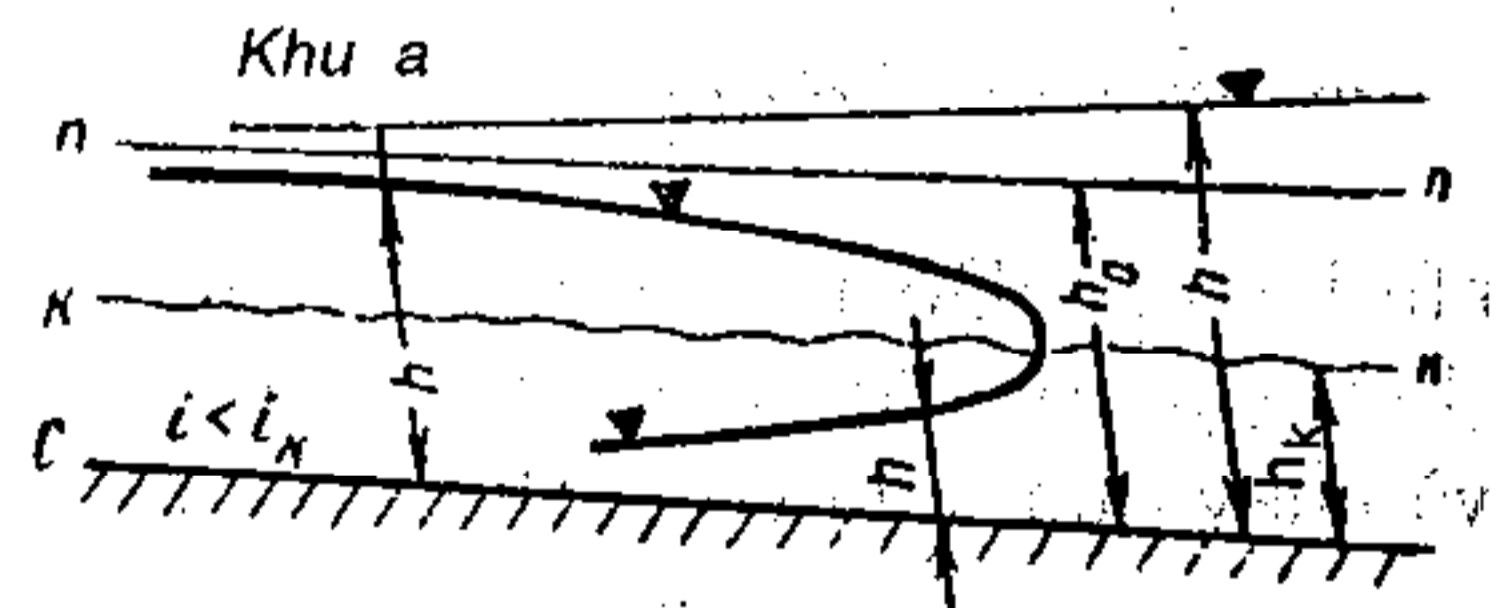
Dọc dòng chảy khi chiều sâu h từ lớn hơn h_k giảm dần đến h_k thì :

$$K \rightarrow K_k < K_0 \text{ và } \frac{K_0}{K_k} \rightarrow \frac{K_0}{K_k} > 1,0$$

$$N \rightarrow N_k \text{ và } \frac{N_k}{N} \rightarrow 1,0.$$

Ta sẽ có :

$$\frac{dh}{ds} = \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K} \right)^2}{1 - \frac{N_k}{N}} = i \frac{-}{0} \rightarrow \infty.$$



Tức là cứ một thay đổi nhỏ của ds ta sẽ có độ giảm dh rất lớn (hoặc $tg\alpha \rightarrow \infty$).

Đường tiếp tuyến của đường mặt nước là đường thẳng đứng.

Ngược chiều chảy, chiều sâu tăng và tiến đến h_0 , lúc đó $K \rightarrow K_0$, $N \rightarrow N_0 > N_k$.

Vì thế :

$$\frac{dh}{ds} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K} \right)^2}{1 - \frac{N_k}{N}} = i \frac{0}{+} \rightarrow 0.$$

và đường nước hạ tiệm cận với đường mặt nước có chiều sâu chảy đều.

+ Khu vực c.

Trong khu vực này ta có $h < h_k$ nên $K < K_k < K_0$ và $N < N_k$. Tương ứng ta có :

$$\frac{dh}{ds} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - \frac{N_k}{N}} = i \frac{-}{-} > 0,$$

tức là chiều sâu tăng dọc dòng chảy và đường mặt nước có dạng đường nước dâng (c_I).

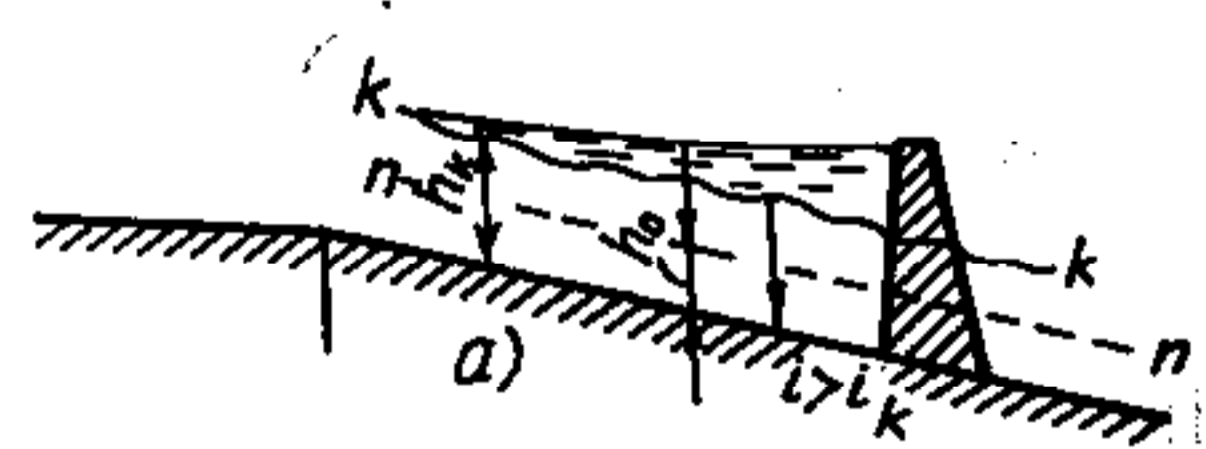
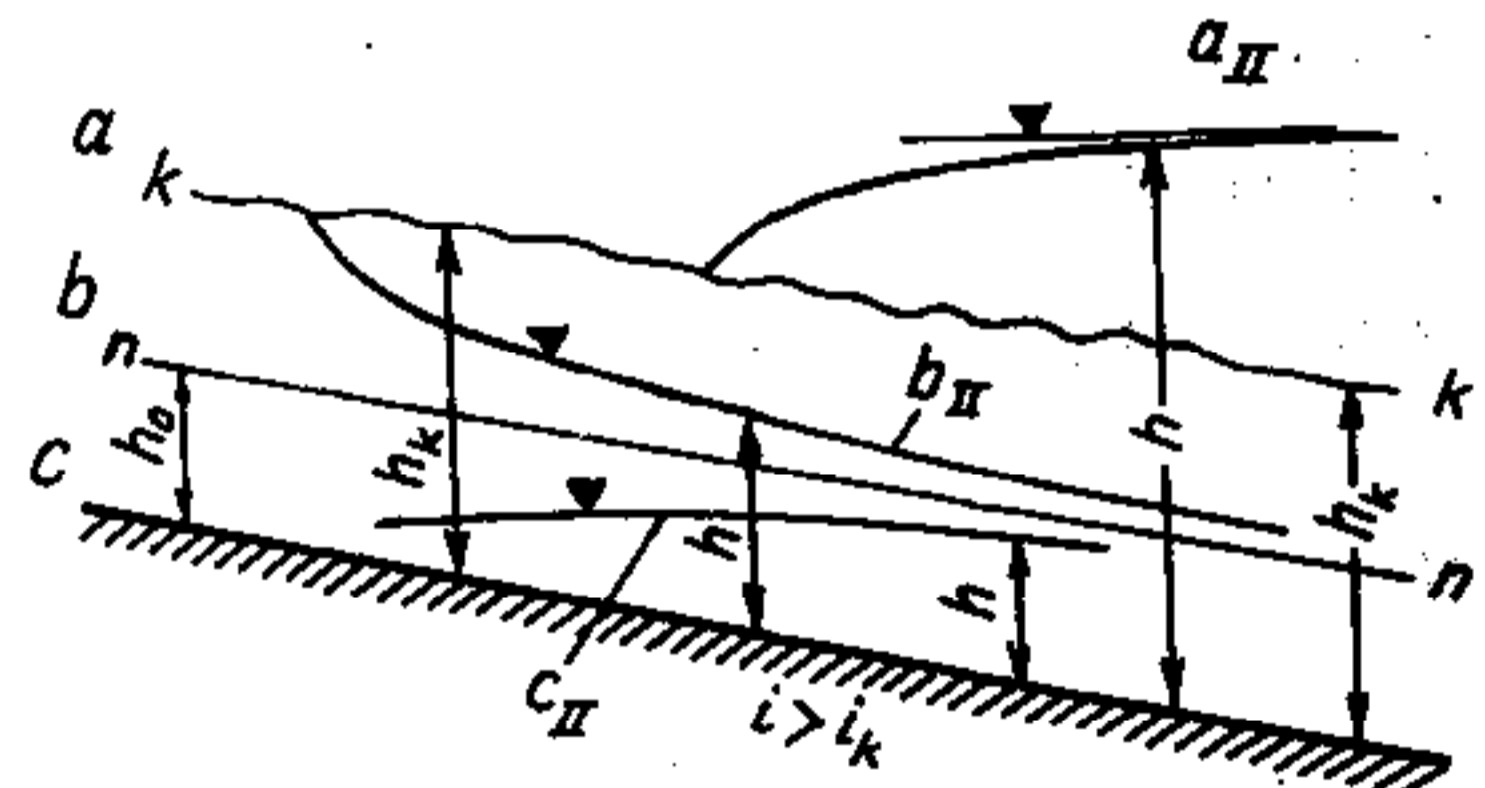
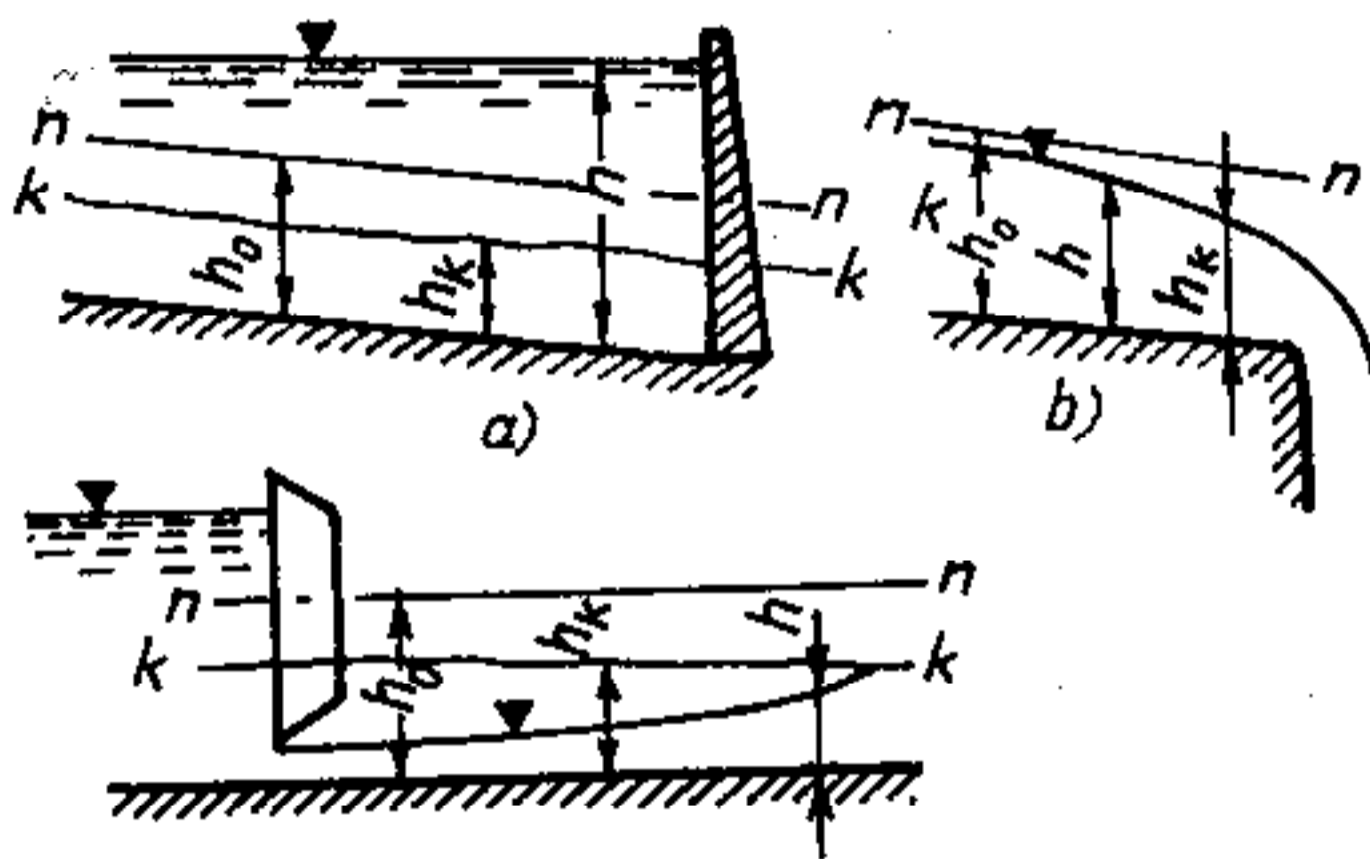
Dọc dòng chảy khi $h \rightarrow h_k$, $N \rightarrow N_k$ nên :

$$\frac{dh}{ds} = i \frac{-}{0} = +\infty.$$

Đường mặt nước sẽ đi lên đột ngột và có xu thế tiếp tuyến với đường thẳng đứng. Ngược chiều chảy h tiến đến 0. Đây là điều không có ý nghĩa vật lý (khi $h = 0$ và Q cũng bằng 0, không có dòng chảy).

Như vậy đối với lòng dẫn có $i < i_k$ có thể có 3 đường mặt nước.

Trên hình vẽ là các ví dụ cụ thể về các dạng đường mặt nước có thể gặp



khi $i < i_k$; Đó là khi có đập chắn (khu vực a), bậc nước (khu vực b) và chảy dưới cửa cống (khu vực c).

2. Khi $i > i_k$, chiều sâu $h_0 < h_k$.

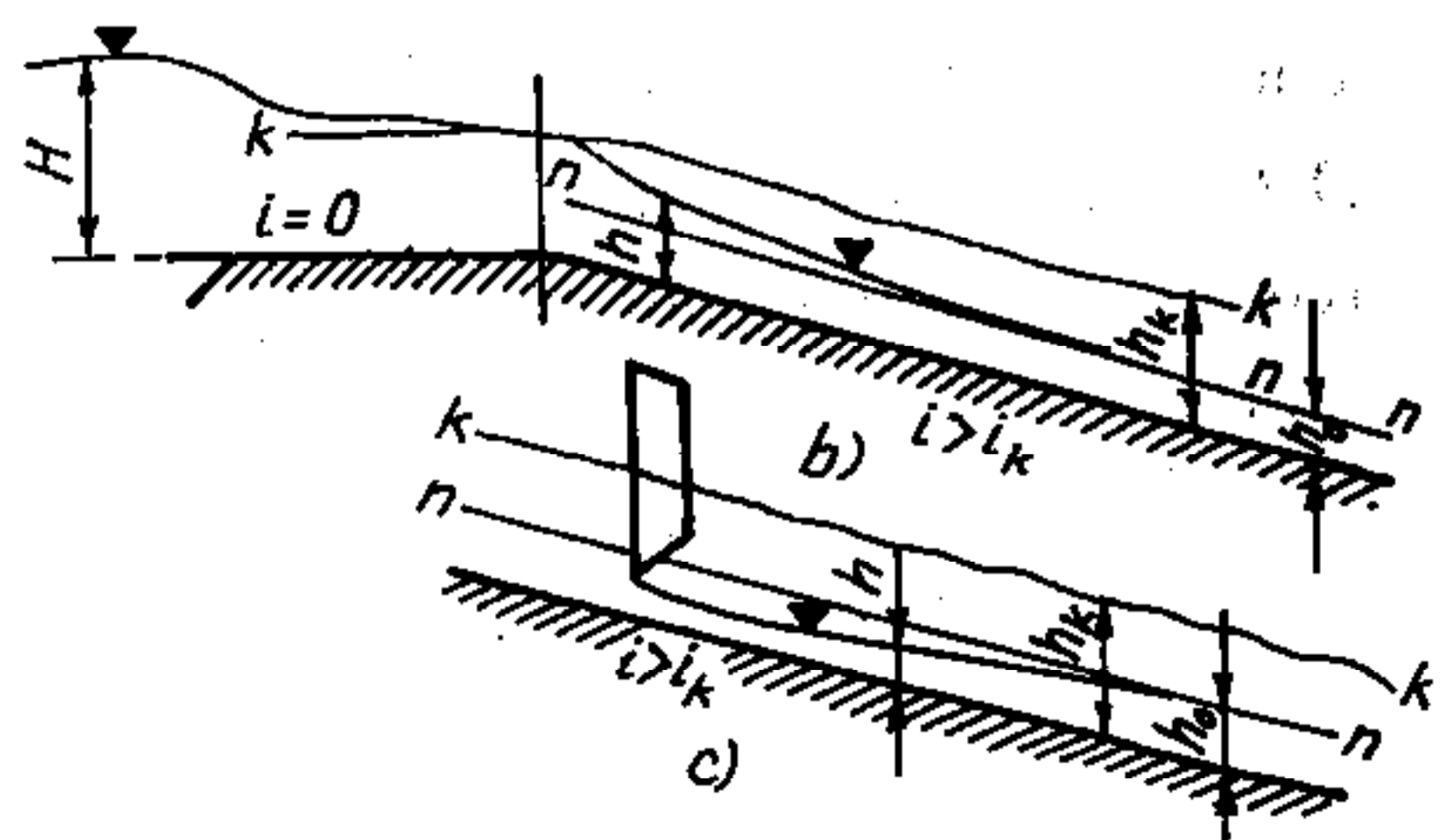
Đường n-n và k-k cũng chia mặt cắt dọc lòng dẫn thành 3 khu vực :

+ Khu vực a - ta có đường nước dâng a_{II} ;

+ Khu vực b - ta có đường nước hạ b_{II} ;

+ Khu vực c - ta có đường nước dâng c_{II} .

Cả 3 đường mặt nước trên đây đều nhận được bằng cách xét đạo



hàm dh/ds như đối với trường hợp $i < i_k$.

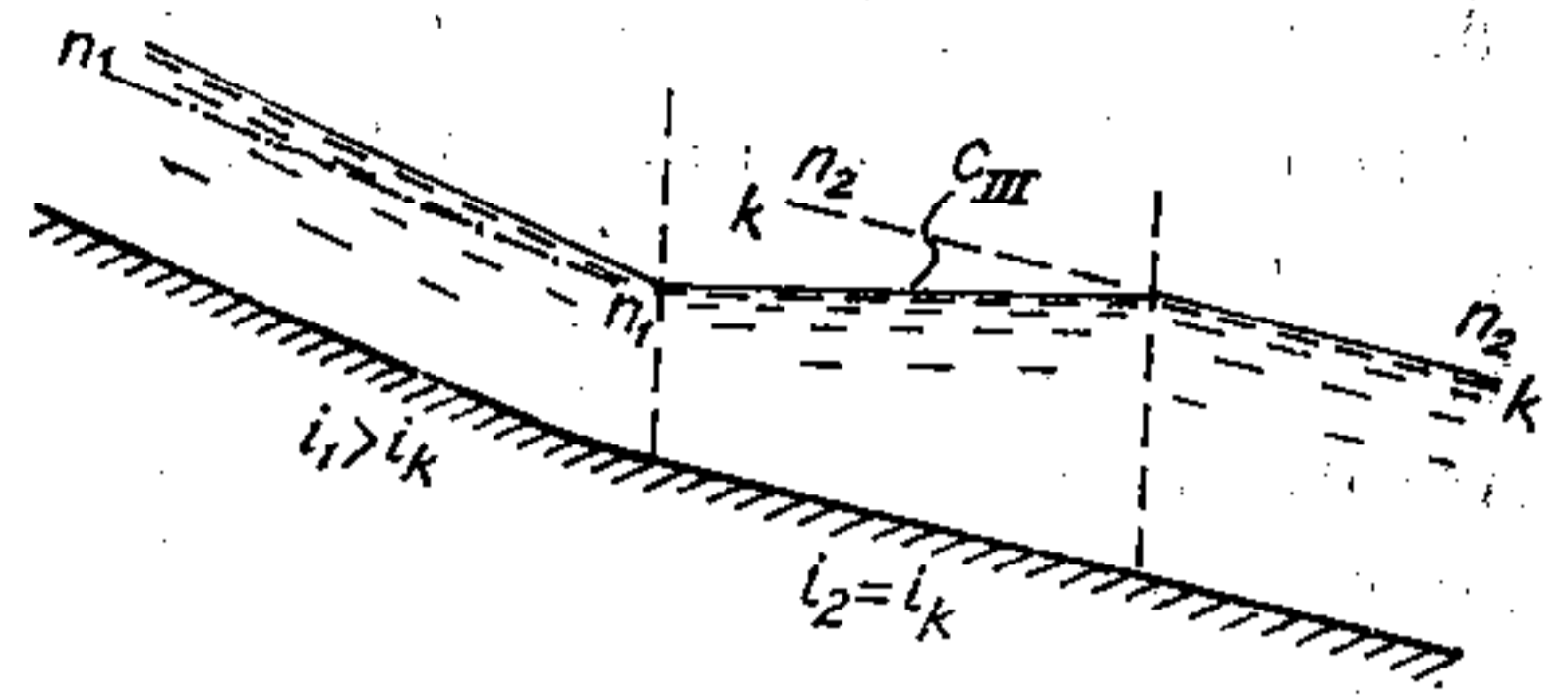
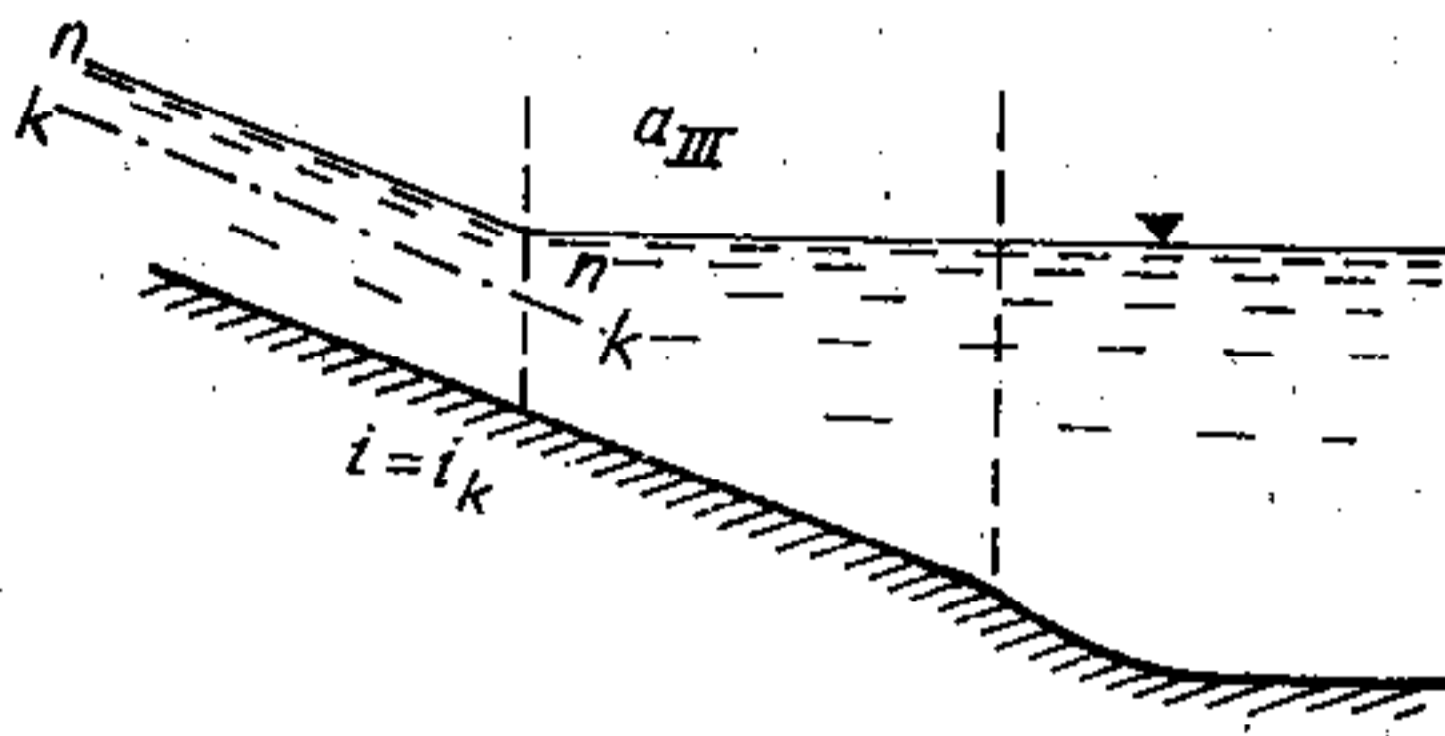
Các ví dụ cụ thể có thể gặp là các đường mặt nước trên thân dốc nước với đập chắn, cửa cống và chảy tự do.

3. Khi $i = i_k$ chiều sâu $h_0 = h_k$:

Vì $h_0 = h_k$ nên đường n-n trùng với đường k-k và ta chỉ có 2 khu vực a và c. Cũng bằng cách xét đạo hàm dh/ds ta có :

+ Khu vực a - đường nước dâng a_{III} ;

+ Khu vực c - đường nước dâng c_{III} .



II. Lòng dẫn có độ dốc bằng 0 ($i = 0$)

Khi độ dốc lòng dẫn bằng không, chuyển động đều không thể xảy ra. Ta đã biết là độ dốc càng nhỏ thì chiều sâu càng lớn, vì thế nếu $i = 0$ thì $h_0 = \infty$.

Do vậy trong trường hợp này ta chỉ có 2 khu vực : b và c.

+ Tại khu vực b ta có đường nước hạ b_0 ;

+ Tại khu vực c ta có đường nước dâng c_0 .

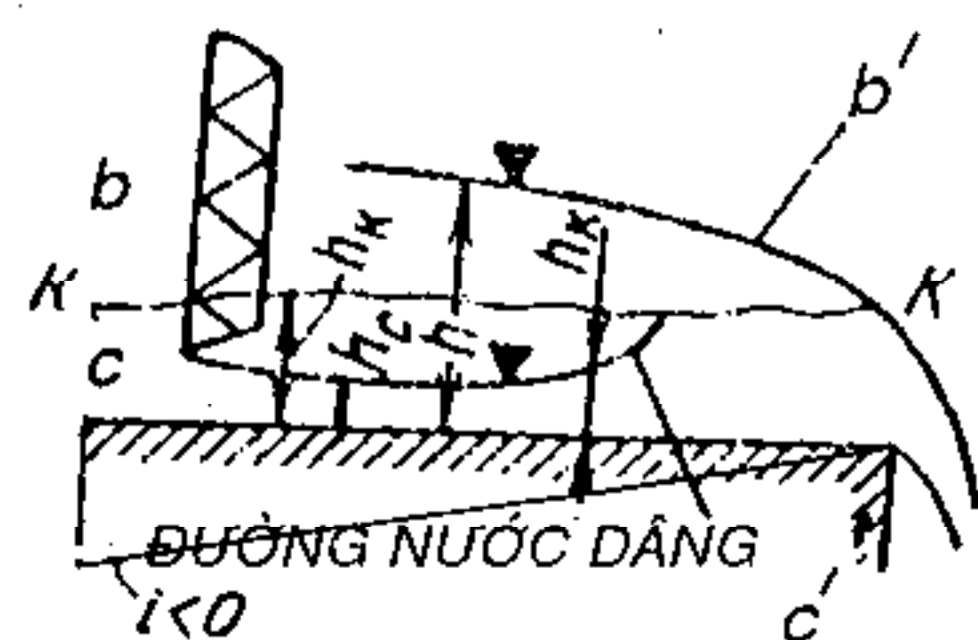
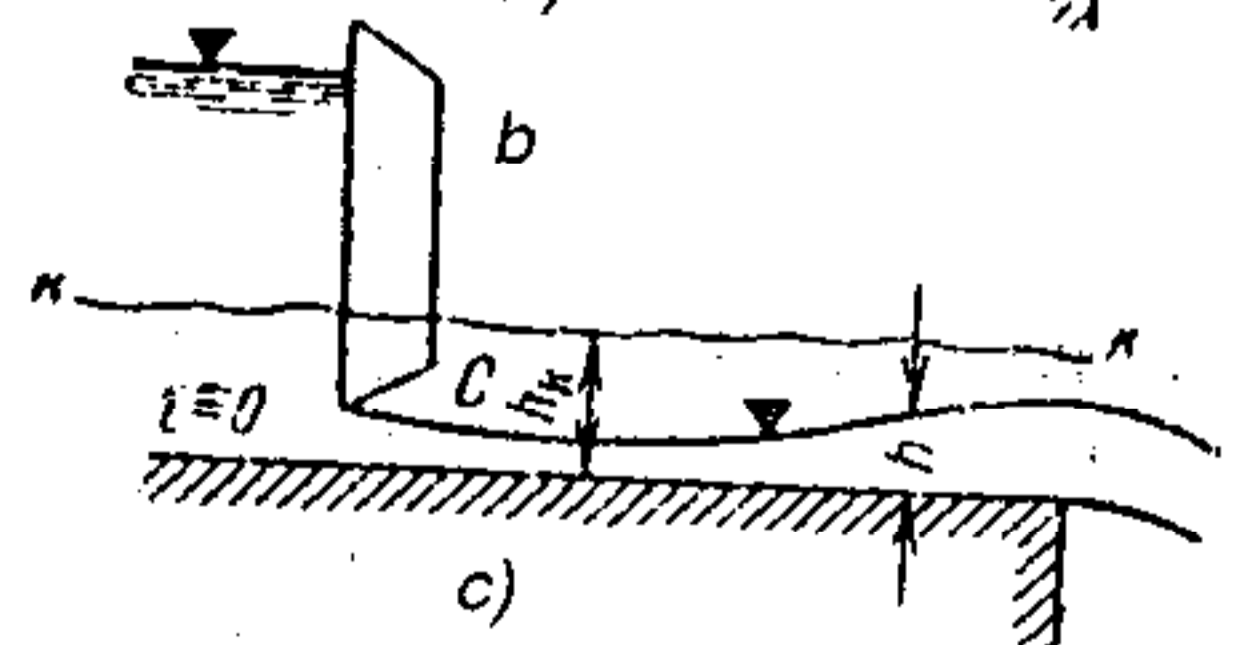
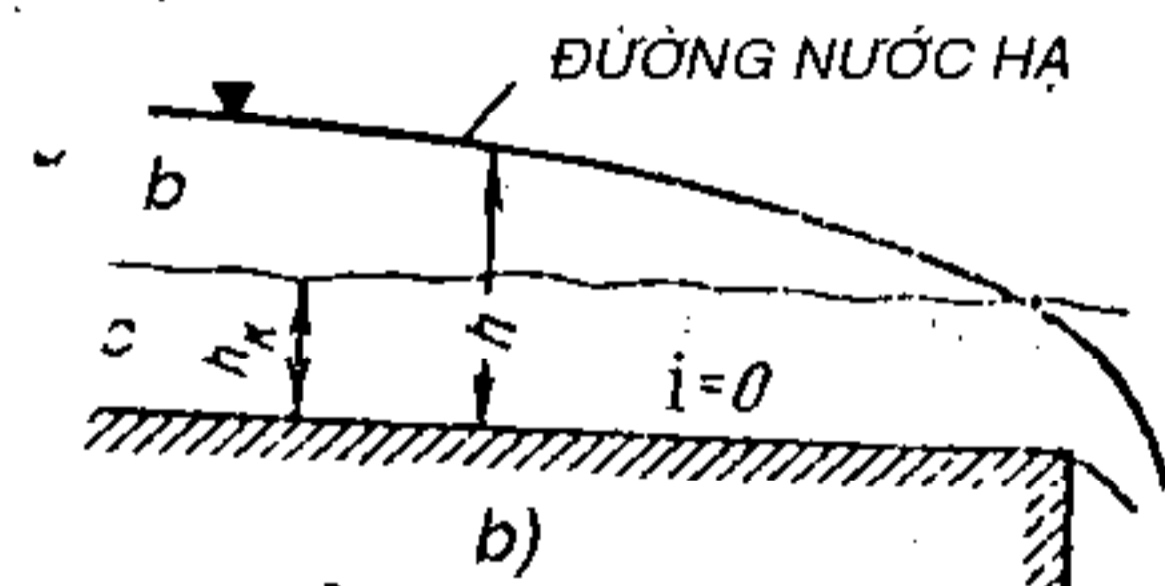
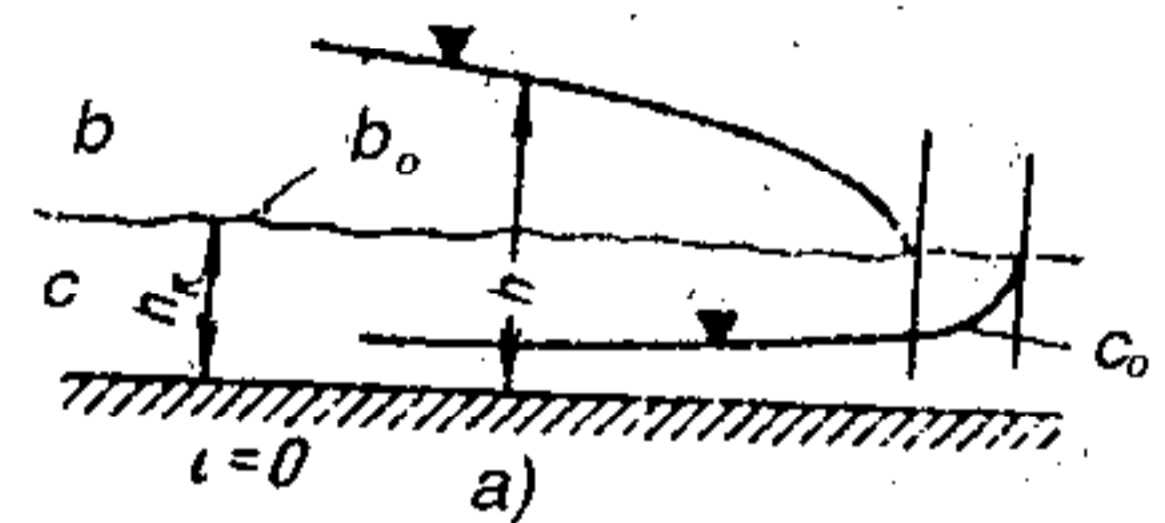
III. Lòng dẫn có dốc đáy âm ($i < 0$)

Cũng vậy trong trường hợp này ta cũng không có chuyển động đều.

Do vậy ở đây ta chỉ có 2 khu vực :

+ Khu vực b ta có đường nước hạ b' ;

+ Khu vực c ta có đường nước dâng c' .



2000 ĐVL 414

b. Tích phân phương trình vi phân cơ bản của chuyển động không đều.

Đối với lòng dẫn lằng trụ $\partial \omega / \partial s = 0$ và

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{\alpha Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} B} \quad (26)$$

Phương trình đó có thể tích phân theo nhiều cách khác nhau. Xa xưa người ta dùng phương pháp Dupuit-Raklman và Bress cho lòng dẫn hình chữ nhật với chiều rộng lớn vô cùng, tức là khi $b \gg h$, phương pháp Tolkmitt - cho lòng dẫn mặt cắt parabol cũng với $b \gg h$, phương pháp Batikl - cho lòng dẫn bất kì.

Đầu thế kỉ XX giáo sư Bakhmêchép đã đề xuất một phương pháp tích phân tương đối tổng quát, tiện dùng trong tính toán, được dùng rộng rãi và cho đến nay, tuy cũng có thêm một số phương pháp khác mới được đề xuất (Pavlópxki, Agrôtxin, Tsetôuxốp v.v...) nhưng phương pháp của Bakhmêchép vẫn là phương pháp phổ biến.

Sau đây là nội dung phương pháp Bakhmêchép.

Ta tích phân cho trường hợp $i > 0$.

Biến đổi phương trình (23), trước hết là đối với mẫu số :

$$\frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} = \frac{\alpha K_0^2 i B}{g \omega^2 \omega} \cdot \frac{C^2}{C^2} \frac{1}{\frac{\chi}{\chi}} = \frac{\alpha C^2 i B}{g \chi} \cdot \frac{K_0^2}{\omega^2 C^2 \frac{\omega}{\chi}} = j \frac{K_0^2}{\omega^2 C^2 R} = j \frac{K_0^2}{K^2}$$

Pavlópxki đề nghị :

$$j = \frac{\alpha C^2 i B}{g} \frac{B}{\chi}$$

Như vậy, ta có :

$$\frac{dh}{ds} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - j \left(\frac{K_0}{K}\right)^2} = i \frac{\left(\frac{K}{K_0}\right)^2 - 1}{\left(\frac{K}{K_0}\right)^2 - j}$$

Bakhmêchép đã đề nghị một quy luật số mũ sau đây :

$$\left(\frac{K}{K_0}\right)^2 = \left(\frac{h}{h_0}\right)^x,$$

trong đó x được gọi là số mũ thủy lực, ta được :

$$\frac{dh}{ds} = i \frac{\left(\frac{h}{h_0}\right)^x - 1}{\left(\frac{h}{h_0}\right)^x - j}$$

Ta đưa kí hiệu $\eta = h/h_0$ và gọi đó là chiều sâu tương đối của dòng chảy.

Từ đó ta có : $h = h_0 \eta$, $dh = h_0 d\eta$ và do đó :

$$\frac{h_0 d\eta}{ds} = i \frac{\eta^x - 1}{\eta^x - j}$$

Tiếp tục biến đổi :

$$\begin{aligned} \frac{id s}{h_0} &= \frac{\eta^x - j}{\eta^x - 1} d\eta = \frac{\eta^x - 1 + 1 - j}{\eta^x - 1} d\eta \\ &= d\eta + (1 - j) \frac{d\eta}{\eta^x - 1} = d\eta - (1 - j) \frac{d\eta}{1 - \eta^x} \end{aligned} \quad (27)$$

Tích phân (27) ta được :

$$\frac{i(s_2 - s_1)}{h_0} = \frac{i l}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - \int (1 - j) \frac{d\eta}{1 - \eta^x}$$

Ở đây j - đại lượng biến đổi và phụ thuộc vào η . Sử dụng lý thuyết về trung bình hóa, có thể viết :

$$\int_{\eta_1}^{\eta_2} (1 - j) \frac{d\eta}{1 - \eta^x} = (1 - j_{tb}) \int_{\eta_1}^{\eta_2} \frac{d\eta}{1 - \eta^x} = (1 - j_{tb}) \{ \varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1) \}$$

và ta được :

$$\frac{i l}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - j_{tb}) \{ \varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1) \} \quad (28)$$

Phương trình (28) là phương trình cơ bản của chuyển động không đều trong lòng dẫn hở lăng trụ.

Ở đây : l - khoảng cách giữa hai tuyến mà tại đó các chiều sâu tương ứng là h_1 và h_2 ;

h_0 - chiều sâu của chuyển động đều trong lòng dẫn dưới cùng một lưu lượng ;

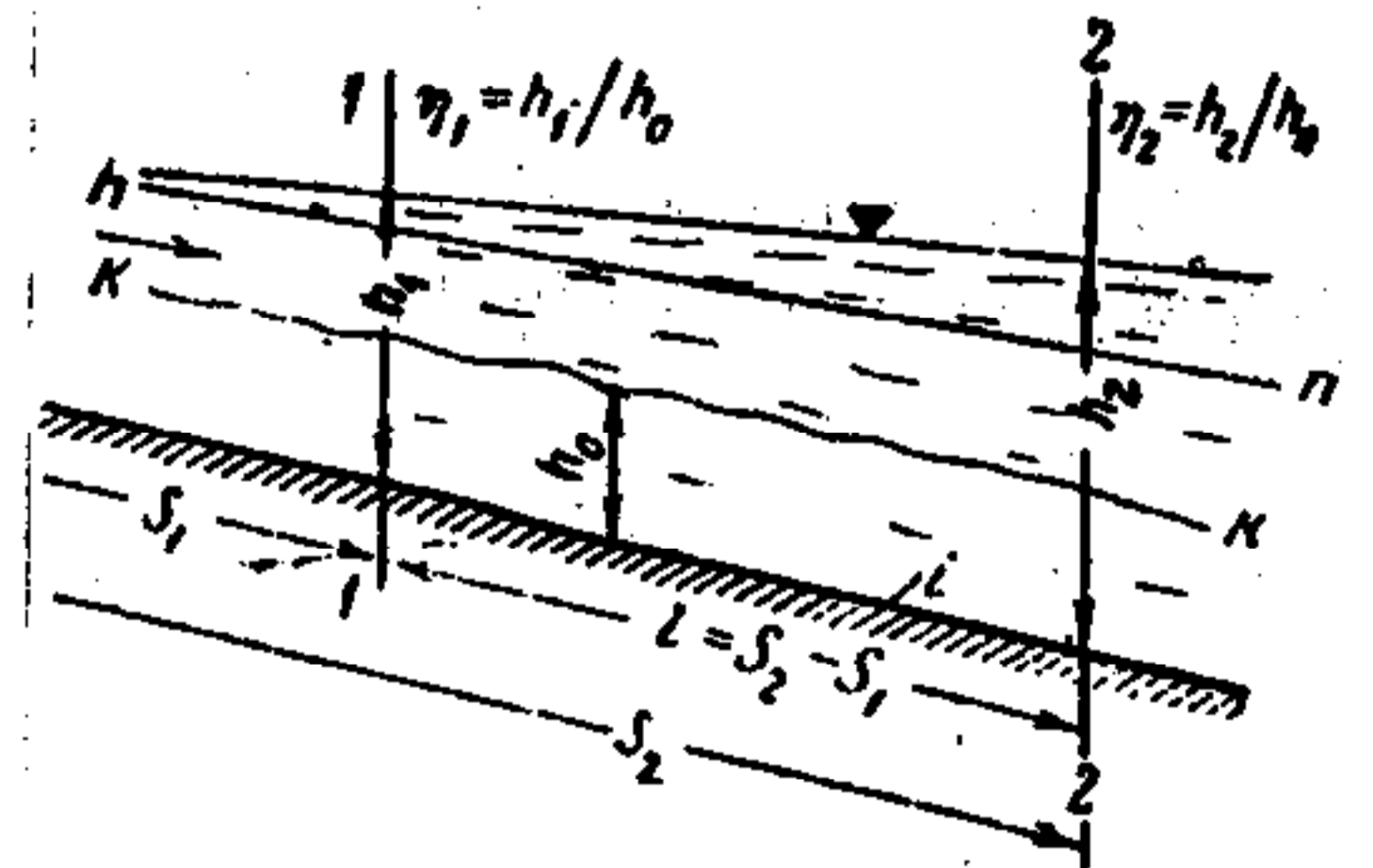
η_1 và η_2 - lần lượt là các tỉ số h_1/h_0 và h_2/h_0 ;

j_{tb} - trị số trung bình của biểu thức : $\frac{\alpha C^2 i}{g} \cdot \frac{B}{\chi}$

cho lòng dẫn đã định có chiều dài là l ;

$\varphi(\eta_1)$ và $\varphi(\eta_2)$ - hàm số, bằng :

$$\varphi(\eta) = \int \frac{d\eta}{1 - \eta^x} + C \text{ khi } \eta = \eta_1 \text{ và } \eta = \eta_2$$



Trị số của hàm số $\varphi(\eta)$ phụ thuộc vào giá trị của số mũ thủy lực x mà cụ thể là từ $2,0 \rightarrow 5,5$.

Khi $x = 2$ ta có được bảng tích phân cơ bản. Ngoài ra để tính được nhanh người ta cũng đã lập bảng tích phân ứng với các giá trị số mũ thủy lực khác nhau cho lòng dẫn lằng trệ.

§IX-5. HAI BÀI TOÁN CƠ BẢN CỦA PHƯƠNG TRÌNH CỦA CHUYỂN ĐỘNG KHÔNG ĐỀU

Sau khi tích phân ta được :

$$\frac{il}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - j_{tb}) \{ \varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1) \} \quad (29)$$

cho phép ta đặt và giải hai bài toán cơ bản sau đây :

1. Bài toán 1 :

Xác định khoảng cách l giữa hai tuyến mà ở đó cho trước h_1 và h_2 . Cũng cho trước các đại lượng Q , i , n và h_0 .

Giải : Bài toán được giải trực tiếp từ (29) :

$$l = \frac{h_0}{i} \{ \eta_2 - \eta_1 - (1 - j_{tb}) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \} \quad (30)$$

Ở đây :

a) h_0 và i là các đại lượng biết trước theo đầu bài.

b) Các đại lượng η_2 và η_1 được tính theo công thức :

$$\eta_2 = \frac{h_2}{h_0} \quad \text{và} \quad \eta_1 = \frac{h_1}{h_0}$$

c) Các hàm số $\varphi(\eta_2)$ và $\varphi(\eta_1)$ được tìm theo bảng, sau khi đã tính sơ bộ trị số của số mũ thủy lực x :

$$x = \frac{2 \lg \frac{K_1}{K_2}}{\lg \frac{h_1}{h_2}}$$

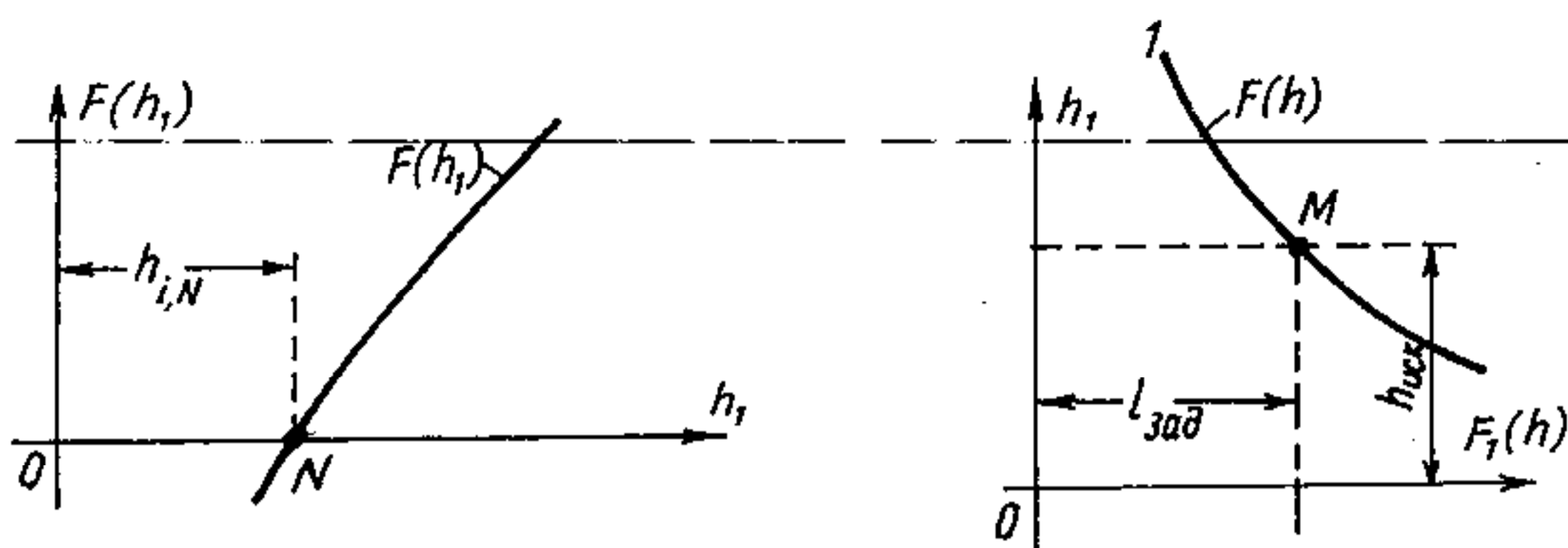
Một khó khăn có thể gặp phải là việc xác định j_{tb} .

Đại lượng này có thể xác định hoặc là theo cách tính trung bình từ j_1 và j_2 hoặc là từ các trị số trung bình của số hạng trong công thức xác định j_{tb} .

2. Bài toán 2 :

Xác định chiều sâu h_1 tại tuyến 1, nếu cho trước chiều sâu h_2 tại tuyến 2 (hoặc ngược lại), cũng cho trước khoảng cách giữa các tuyến l .

Giải : Bài toán cũng được giải trên cơ sở phương trình (29). Ta rất dễ dàng nhận ra rằng bài toán dẫn đến việc xác định giá trị hàm số η_1 (nếu tìm η_1 thì tìm chiều sâu h_1 từ điều kiện $\eta_1 = h_1/h_0$ và, do đó $h_1 = h_0 \eta_1$).



Việc xác định η_1 gặp khó khăn vì nó có liên quan đến việc xác định $\varphi(\eta_1)$, đại lượng j_{tb} lại được xác định chính bằng đại lượng cần tìm h_1 . Vì vậy bài toán phải giải bằng thử dần hoặc bằng đồ thị.

Để xây dựng đồ thị ta viết lại phương trình trên dưới dạng :

$$\eta_1 + (1 - j_{tb}) \{ \varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1) \} + \frac{i l}{h_0} - \eta_2 = 0 \quad (31)$$

Rõ ràng là vế trái của (31) là hàm số η_1 (hoặc là hàm số theo h_1) vì :

$$\eta_1 = \frac{h_1}{h_0} \text{ và } \eta_1 + (1 - j_{tb}) \{ \varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1) \} + \frac{i l}{h_0} - \eta_2 = F(h_1).$$

Trên đồ thị $F(h_1)$ điểm N ứng với điều kiện $F(h) = 0$ cho ta lời giải - h_1 cần tìm.

Cũng có thể giải bài toán bằng đồ thị theo một cách khác : viết lại phương trình dưới dạng

$$l = \frac{h_0}{i} \{ \eta_2 - \eta_1 \dots \} = F_1(h_1) \quad (32)$$

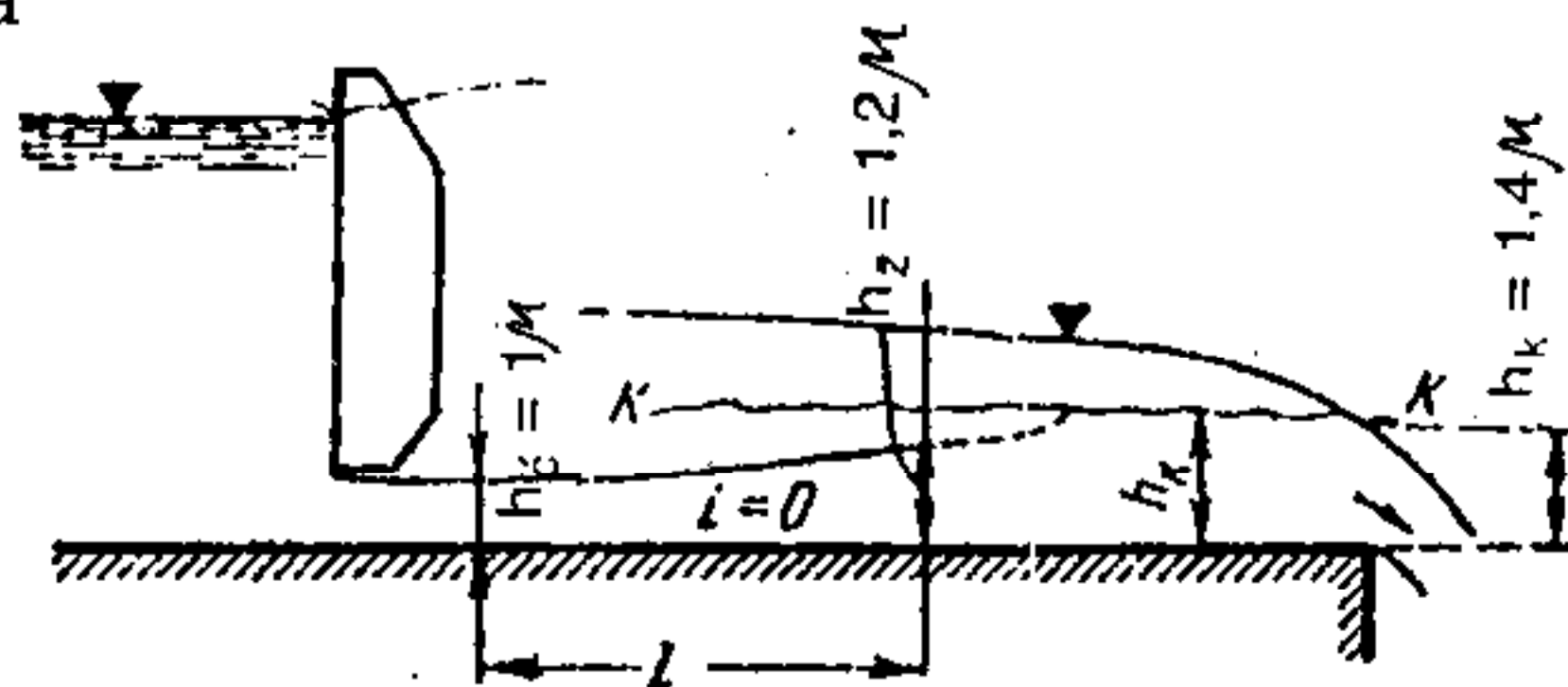
và tính các giá trị $F_1(h_1)$ ứng với các trị số h_1, h_2, \dots và vẽ đồ thị $l = F_1(h_1)$.

Với giá trị l đã cho ta tìm được điểm M, điểm đó cho ta chiều sâu cần tìm h_1 .

§IX-6. TÍCH PHÂN KHI $i = 0$

Ta xuất phát từ phương trình vi phân cơ bản (26) vì $i = 0$, $\omega^2 C^2 R = K^2$ và $Q^2 = K_k^2 \cdot i_k$, nên :

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i_k \left(\frac{K_k}{K} \right)^2}{\frac{\alpha i_k K_k^2}{g \omega^3} B - 1}$$



Biến đổi số hạng thứ nhất về phải

$$\frac{\alpha i_k K_k^2 BC^2}{g \omega^2 \frac{\omega}{\chi} \chi C^2} = \frac{\alpha C^2 i_k}{g} \cdot \frac{B}{\chi} \cdot \frac{K_k^2}{K^2} = j_k \left(\frac{K_k}{K} \right)^2.$$

Chia tử và mẫu số cho $(K_k/K)^2$, ta được :

$$\frac{dh}{ds} = i_k \frac{1}{j_k - \left(\frac{K}{K_k} \right)^2} \quad (33)$$

và sử dụng quy luật số mũ thủy lực : $\left(\frac{K}{K_k} \right)^2 = \left(\frac{h}{h_k} \right)^x$,
thì (33) sẽ được viết dưới dạng :

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i_k}{j_k - \left(\frac{h}{h_k} \right)^x} \quad (34)$$

Ta đưa một kí hiệu mới : $\xi = \frac{h}{h_k}$,

ta có : $h = h_k \xi$ và $dh = h_k d\xi$.

Vì vậy phương trình (34) được thay bằng :

$$\frac{h_k d\xi}{ds} = \frac{i_k}{j_k - \xi^x} \text{ hoặc } \frac{i_k}{h_k} = (j_k - \xi^x) d\xi \quad (35)$$

Sau khi tích phân ta được :

$$\frac{i_k (s_2 - s_1)}{h_k} = \frac{i_k l}{h_k} = j_k (\xi_2 - \xi_1) - \frac{\xi_2^{x+1} - \xi_1^{x+1}}{x+1}. \quad (36)$$

Trong trường hợp riêng, khi lòng dẫn hình chữ nhật rộng $j_k = 1$, vì thế lấy $x = 3$, ta được :

$$\frac{i_k l}{h_k} = \xi_2 - \xi_1 - 0,25 (\xi_2^4 - \xi_1^4), \quad (37)$$

trong đó :

$$\xi_2 = \frac{h_2}{h_k} \text{ và } \xi_1 = \frac{h_1}{h_k}.$$

§IX-7. TÍCH PHÂN KHI $i < 0$

Sau khi tích phân cho trường hợp $i < 0$ ta đi đến :

$$\frac{i l}{h'_o} = -\xi_2 + \xi_1 + (1 + j_k) \left[\varphi(\xi_2) - \varphi(\xi_1) \right]; \quad (38)$$

$$\varphi(\xi) = \int \frac{d\xi}{1 + \xi^x} + C.$$

Tích phân này đòi hỏi phải lập bảng để tìm hàm $\varphi(\xi)$. Các bảng này tìm được dễ dàng trong các tài liệu khác nhau về thủy lực.

Ngoài các phương pháp tích phân nói trên, còn có nhiều phương pháp tích phân khác nhau như của Levi, Vây v.v... Sau đây giới thiệu một phương pháp được dùng phổ biến là phương pháp gần đúng (còn gọi là phương pháp cộng dồn, sai phân hữu hạn).

§IX-8. CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍCH PHÂN GẦN ĐÚNG

1. Đối với lòng dẫn lăng trụ

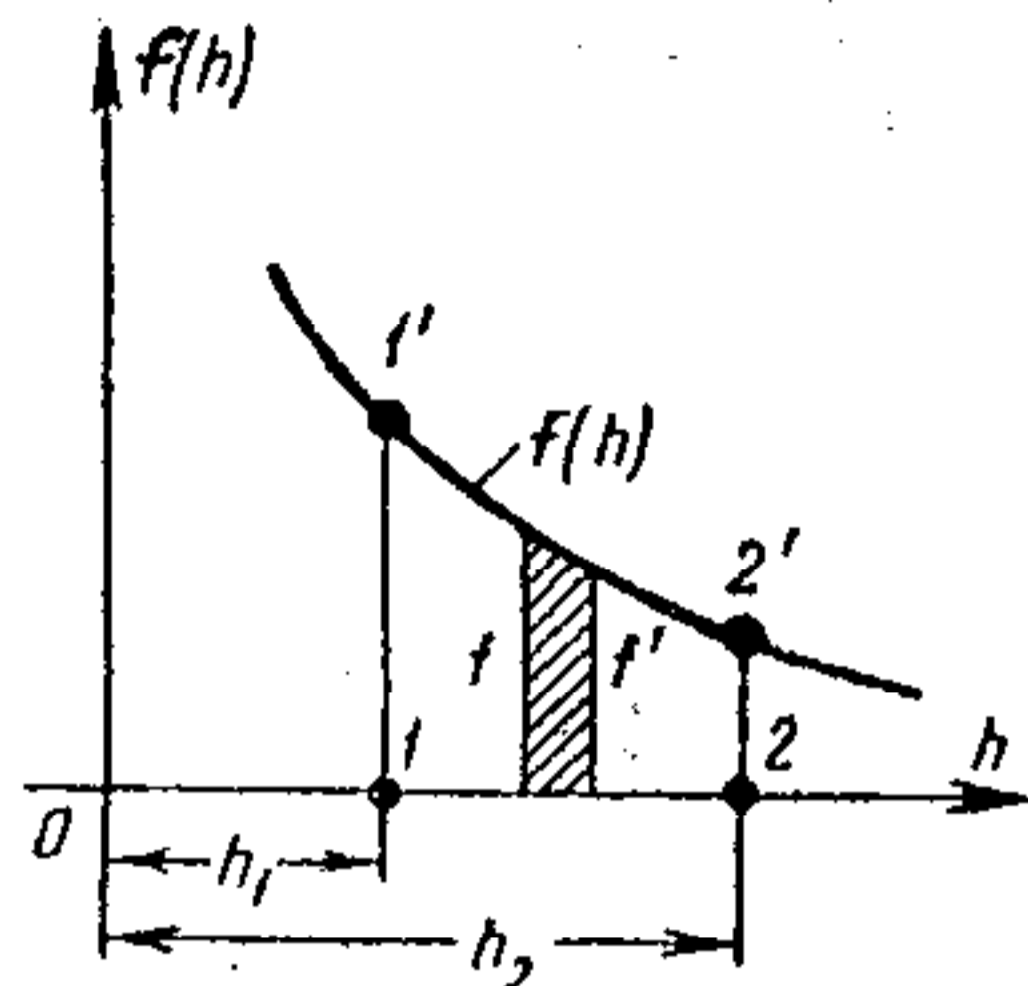
Đối với lòng dẫn lăng trụ, phương pháp được dùng rộng rãi, đơn giản là phương pháp sai phân hữu hạn được xây dựng trên cơ sở dùng phương pháp Ole để tích phân gần đúng.

Ta sử dụng phương trình

$$\frac{dh}{ds} = i \frac{\left(\frac{h}{h_0}\right)^x - 1}{\left(\frac{h}{h_0}\right)^x - j}$$

Chia biến số, ta có :

$$ds = \frac{1}{i} \frac{\left(\frac{h}{h_0}\right)^x - j}{\left(\frac{h}{h_0}\right)^x - 1} dh$$



(39)

hoặc là viết dạng sai phân :
$$\Delta s = \frac{1}{i} \frac{h^x - j h_0^x}{h^x - h_0^x} \Delta h.$$
 (40)

Tính toán sẽ đơn giản, nếu ta lấy số mũ thủy lực $x = 3$ hoặc $x = 4$ và $j = \text{const.}$

Để có độ chính xác hơn có thể dùng phương pháp tích phân hình thang.

Phương trình (39) có thể viết như sau : $ds = f(h)dh$. Tích phân tương ứng với các giới hạn, ta có :

$$l = s_2 - s_1 = \int_{h_1}^{h_2} f(h) dh.$$

Tích phân trên có thể hình dung là diện tích F , bằng :

$$F = F(1,1',2',2,1), \text{ tức là :}$$

$$l = F = \sum \frac{f + f'}{2} \Delta h = \sum_{h=h_1}^{h=h_2} \frac{f(h) + f(h + \Delta h)}{2} \Delta h$$
 (41)

2. Đối với lòng dẫn phi lăng trụ

Đối với lòng dẫn phi lăng trụ phương trình (7) nói chung là không thể tích phân được. Riêng đối với lòng dẫn nhân tạo mà $\omega = f(s)$ có thể biểu

thì bằng công thức hình học thì cũng có thể tích phân. Trên thực tế người ta dùng các phương pháp tích phân gần đúng.

Sau đây giới thiệu phương pháp của Tsanôm-xki-Khetéd

Ta lấy một đoạn ds , xét 2 mặt cắt hai đầu.

Sử dụng phương trình vi phân cơ bản dạng thứ nhất :

$$J = \frac{d}{ds} \left(\frac{\alpha v^2}{2g} \right) + \frac{v^2}{C^2 R}$$

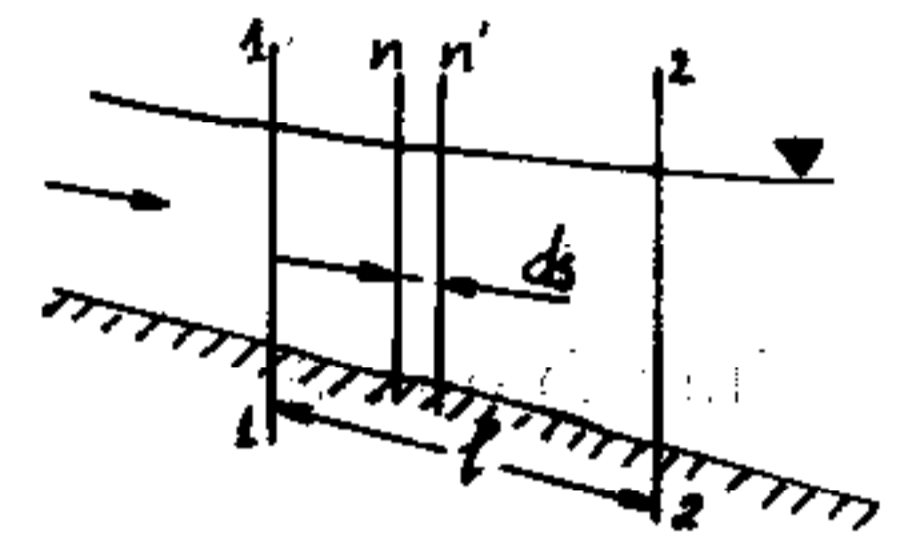
$$\text{Vì } J = i - \frac{dh}{ds}, \text{ còn } \frac{v^2}{C^2 R} = J_u,$$

trong đó J, i, J_u - lần lượt là độ dốc mặt thoáng, độ dốc đáy và độ dốc thủy lực, nên sau khi thay thế ta có :

$$i - \frac{dh}{ds} = \frac{d}{ds} \left(\frac{\alpha v^2}{2g} \right) + J_u,$$

$$\text{hoặc : } \frac{dh}{ds} + \frac{d}{ds} \left(\frac{\alpha v^2}{2g} \right) = i - J_u,$$

$$\text{hoặc } \frac{d \left(h + \frac{\alpha v^2}{2g} \right)}{ds} = i - J_u.$$



Nhưng biểu thức trong ngoặc là tỉ năng mặt cắt Θ , vì vậy có thể viết :

$$\frac{d\Theta}{ds} = i - J_u,$$

do đó :

$$ds = \frac{d\Theta}{i - J_u}$$

hoặc viết dưới dạng sai phân hữu hạn :

$$\Delta s = \frac{\Theta_2 - \Theta_1}{i - J_u} \quad (42)$$

trong đó rõ ràng là :

Δs - khoảng cách giữa hai tuyến ;

$\Theta_2 - \Theta_1$ lần lượt là tỉ năng mặt cắt ở tuyến 2 và tuyến 1 ;

i - độ dốc đáy ;

J_u - độ dốc thủy lực $J_u = \left(\frac{\alpha v^2}{C^2 R} \right)_{tb}$

Ta có thể viết dạng chi tiết như sau :

$$\Delta s = \frac{\left(h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} \right) - \left(h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} \right)}{i - \left(\frac{v^2}{C^2 R} \right)_{tb}} \quad (43)$$

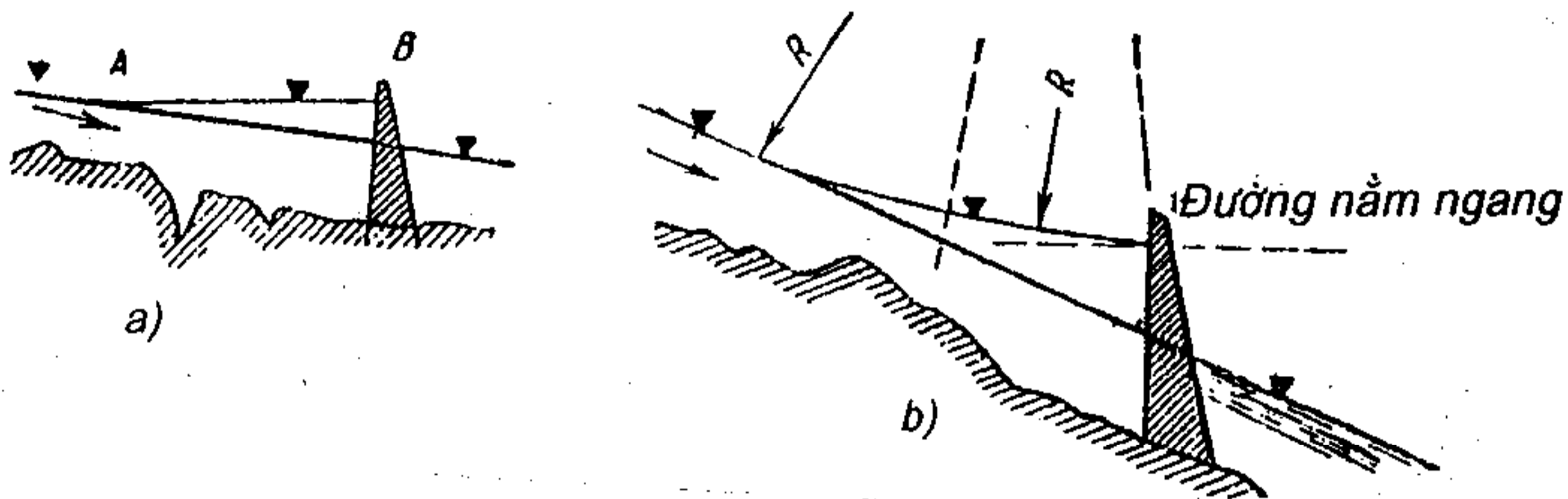
Phương trình (43) rất tiện lợi trong tính toán.

§IX-9. CHUYỂN ĐỘNG KHÔNG ĐỀU TRONG SÔNG THIÊN NHIÊN CÁCH VẼ ĐƯỜNG NƯỚC DÂNG TRONG SÔNG THIÊN NHIÊN

Việc vẽ đường nước dâng trong sông thiên nhiên có ý nghĩa thực tiễn rất lớn.

Đường nước dâng thường xảy ra trên sông có xây đập ngăn và độ chính xác đòi hỏi rất cao. Khi có công trình dâng nước ở hạ lưu (đập, cầu, cống v. v...) mực nước được dâng lên và kéo dài lên phía thượng lưu hàng trăm km kèm theo đó là một diện tích hai bờ bị ngập rất lớn, có khi đó là những diện tích đất canh tác màu mỡ, những đô thị, khu công nghiệp hoặc các di tích lịch sử ... Vì vậy đòi hỏi phải tính rất chính xác.

Tuy nhiên tùy theo giai đoạn thiết kế mà mức độ chính xác đòi hỏi khác nhau. Ví dụ ở giai đoạn nghiên cứu khả thi, thiết kế sơ bộ cần tính toán nhanh nên độ chính xác có thể thấp hơn các giai đoạn thiết kế khác.



Đơn giản nhất, tất nhiên là giả thiết đường mặt nước là một đường thẳng nằm ngang. Chính xác hơn thì xem là một cung tròn hoặc pa-ra-bôn. Chính xác nhất là dùng phương pháp lòng dẫn tương đương của Tolman. Nhưng phương pháp đáng tin cậy nhất là phương pháp dùng trực tiếp phương trình Bécnuí, phương pháp của Pavlôpxki, của Bétnatxki.

Tất cả các phương pháp đều có một điểm chung là đường mặt nước phải vẽ từ hạ lưu (vị trí công trình) lên phía nguồn và di dân từ mặt cắt này đến mặt cắt kia.

Vì hình dạng lòng dẫn, độ dốc và các thông số khác của lòng dẫn tự nhiên thay đổi liên tục và rất đột ngột dọc theo chiều dài của lòng dẫn, nên để tính cần chia lòng dẫn thành các đoạn tính toán. Các đoạn đó phải có các đặc trưng tương đối giống nhau.

Thông thường người ta căn cứ vào sự đồng nhất của độ dốc đường mặt nước để chia đoạn. Chiều dài của các đoạn có thể dao động từ vài km đến vài trăm km.

Sau đây ta nghiên cứu phương pháp vẽ đường mặt nước trực tiếp từ phương trình Bécnuí.

Ta viết cho mặt cắt đầu và mặt cắt cuối của đoạn tính toán (ví dụ đoạn I).

$$H_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} = H_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} + h_{w_2-1}$$

Thay $v_2 = Q/\omega_2$ và $v_1 = Q/\omega_1$, tổn thất cột nước h_w được xác định theo công thức Sêdi, ta có :

$$H_2 + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega_2^2} = H_1 + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega_1^2} + \frac{\alpha Q^2}{(\omega^2 C^2 R)_{tb}} \cdot l$$

hoặc vì $\omega C\sqrt{R} = K$ - đặc trưng lưu lượng, nên :

$$H_2 - H_1 = \Delta H = \frac{\alpha Q^2}{2g} \left(\frac{1}{\omega_2^2} - \frac{1}{\omega_1^2} \right) + \frac{\alpha Q^2}{K_{tb}^2} l \quad (44)$$

Đó sẽ là phương trình tính toán. Đại lượng cần tìm ở đây là độ hạ thấp mặt thoáng $\Delta H = H_2 - H_1$; trong đó H_1 - cao trình mực nước tại tuyến dưới là đại lượng cho trước phù hợp với các điều kiện xây dựng công trình.

Tính trực tiếp H_2 là điều không thể làm được vì nếu ở tuyến dưới các số liệu đều được cho trước (H_1, h_1, ω_1, n_1 v.v...) thì ở tuyến trên các đại lượng này lại chưa biết vì H_2 chưa biết.

Vì thế H_2 chỉ có thể tìm được bằng cách thử dần. Có thể tiến hành tính theo cách lập bảng hoặc tính lặp trên máy tính.

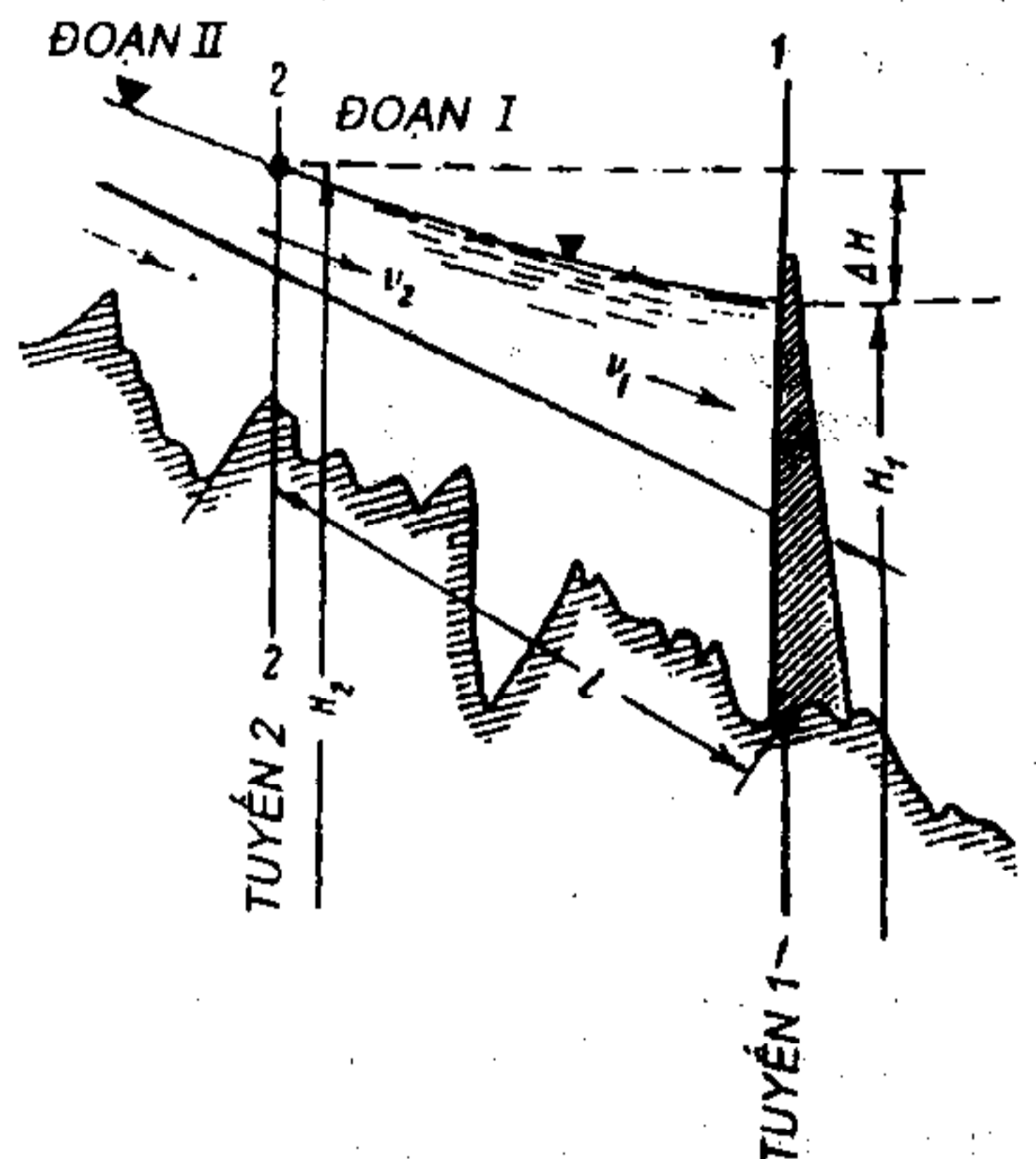
Trong nhiều trường hợp có thể bỏ qua số hạng thứ nhất của vế phải phương trình (44) vì nó nhỏ so với số hạng thứ hai. Trong trường hợp đó ta sẽ có giá trị ΔH lớn hơn một chút, đó cũng là độ dự trữ cần thiết trong tính toán tức là đường nước dâng sẽ được vẽ không thấp hơn đường thực tế.

Trong trường hợp này tính toán sẽ trở nên đơn giản hơn. Công thức tính toán lúc đó sẽ là :

$$H = \frac{\alpha Q^2}{K_{bt}^2} l \quad (45)$$

Tính toán được thực hiện theo bảng

Số thứ tự đoạn	H_1	H_2	ΔH	K_1	K_2	$K_{tb} = \frac{K_1 + K_2}{2}$	$\Delta H'_1 = (Q^2 / K_{tb}^2) l$	Chú thích
I	H_1	H'_2	$\Delta H'$	K_1	K'_2	K'_{tb}	$\Delta H'_1$	Nếu $\Delta H'_1 = \Delta H'$; thì tính toán kết thúc và chúng ta chuyển sang tính đoạn II
II								



Phương pháp tính toán nói trên có độ chính xác phụ thuộc rất nhiều vào độ chính xác của việc xác định trị số đặc trưng lưu lượng $K_{tb} = (K_1 + K_2)/2$, cũng tức là phụ thuộc vào độ chính xác của việc xác định các yếu tố hình học của lòng dẫn (ω, χ, R) và độ chính xác của hệ số nhám n .

Điều quan trọng ở đây là phải xác định chính xác hệ số nhám, đó là điều mà trong thực tế phải đặc biệt chú ý

Ví dụ IX-1

Xác định độ sâu phân giới (h_k) trong kênh hình thang cho biết $Q = 40m^3/s$, $b = 8,5m$, $m = 2$ bằng phương pháp tổng quát.

Giải : Đối với kênh hình thang

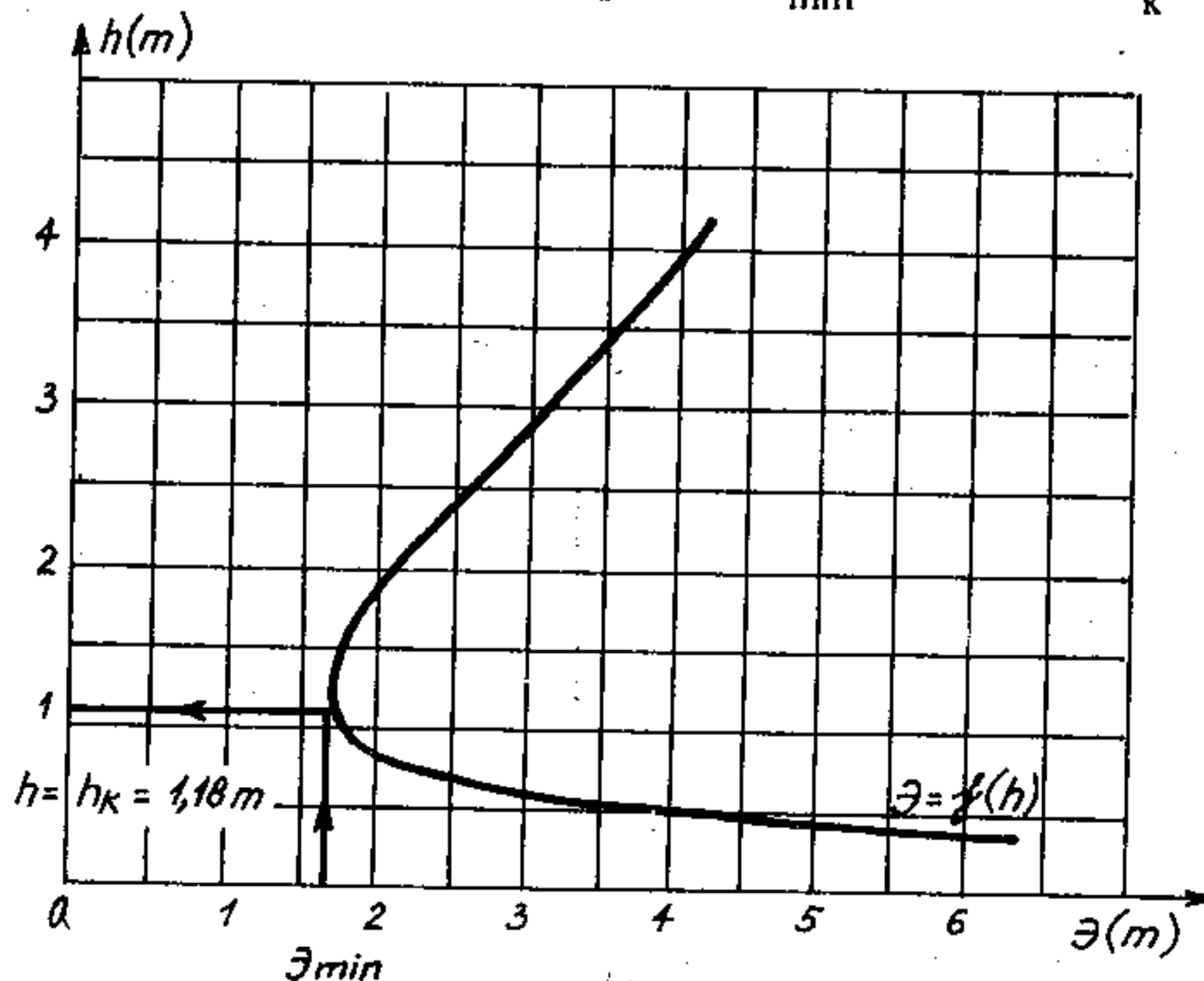
$$\omega = (b + mh) h.$$

$$v = \frac{Q}{\omega}, \quad \vartheta = h + \frac{\alpha Q^2}{\omega^2 2g}$$

cho các giá trị h tính ω, v và ϑ . Kết quả được ghi ở bảng sau :

$h(m)$	$\omega(m^2)$	$\omega^2(m^4)$	$\frac{\alpha Q^2}{2g \omega^2} (m)$	$\vartheta (m)$
4	66	4356	0,0187	4,0187
3	43,5	1892,25	0,043	3,043
2,5	33,75	1139,1	0,072	2,572
2	25	625,0	0,130	2,13
1,5	17,25	295,56	0,276	1,776
1,2	13,08	171,1	0,477	1,677
1	10,5	110,25	0,74	1,74
0,75	7,5	56,25	1,45	2,2
0,5	4,75	22,56	3,61	4,11
0,4	3,72	13,84	5,88	6,28

Lập đồ thị quan hệ $\vartheta = f(h)$ ứng với ϑ_{min} có $h = h_k = 1,18m$



Ví dụ IX-2

Cũng số liệu như bài trên giải theo phương trình cơ bản :

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_k^3}{B_k}$$

Giải :

Tính $A = \frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{1 \times 40^2}{9,81} = 163,1 \text{ m}^5$

Cho các giá trị h tính

$$\omega = (b + mh) h = (8,5 + 2h) h.$$

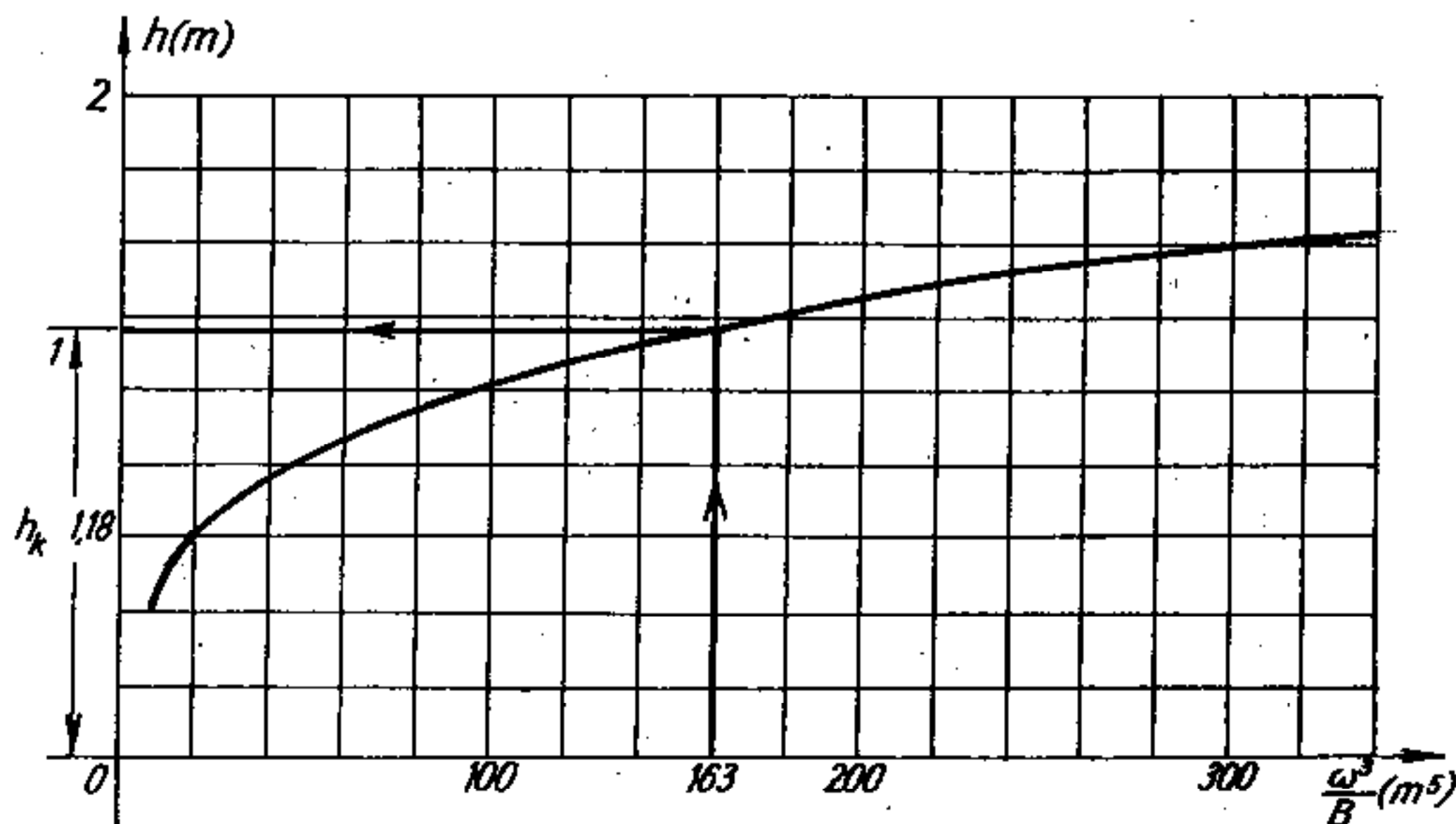
$$B = b + 2mh = 8,5 + 4h$$

$$\frac{\omega^3}{B}$$

Kết quả tính toán được ghi ở bảng sau :

H	B	ω	ω^3	ω^3/B
2	16,5	33,75	38443	2078
1,5	14,5	17,25	5133	354
1,2	13,3	13,08	2238	168
1	12,5	10,5	1157,6	92,6
0,8	11,7	8,08	527,5	45,1
0,75	11,5	7,5	422	36,7
0,6	10,9	5,82	197,1	18,1
0,5	10,5	4,75	107,2	10,2
0,4	10,1	3,75	51,5	5,1

Vẽ đồ thị quan hệ $\omega^3/B = f(h)$



Ứng với $\frac{\omega^3}{B} = 163,1 \rightarrow h = h_k = 1,18\text{m}.$

Ví dụ IX-3 :

Xác định chiều sâu phân giới trong kênh hình chữ nhật có $Q = 36 \text{ m}^3/\text{s}$,
 $b = 8\text{m}$

Giải :

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{36}{8} = 4,5 \text{ m}^2/\text{s}.$$

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{4,5^2}{9,81}} = 1,27 \text{ m}$$

Ví dụ IX-4 :

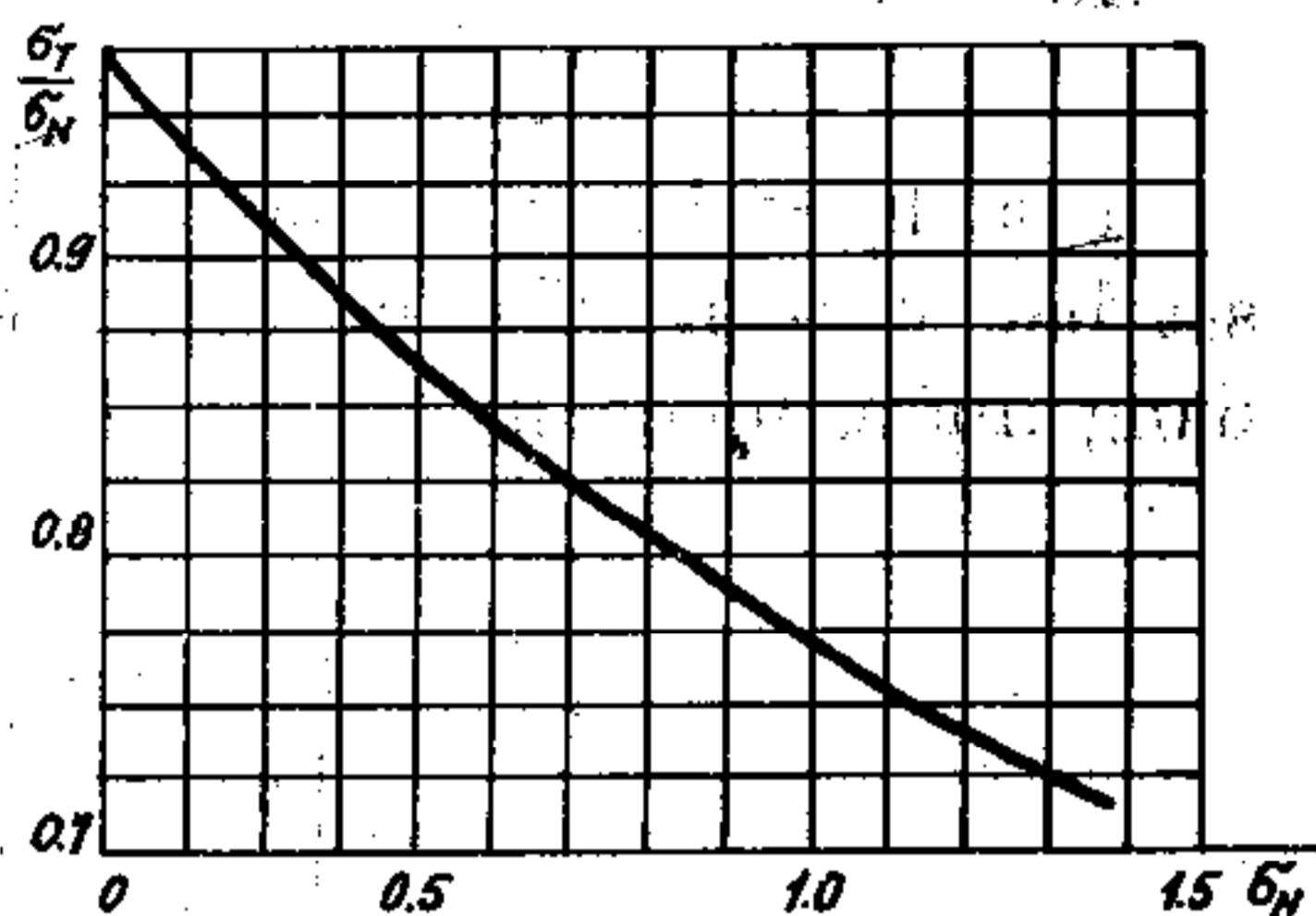
Kênh hình thang có $Q = 45 \text{ m}^3/\text{s}$,
 $b = 6\text{m}$, $m = 2$, độ sâu chảy đều $h_0 = 3\text{m}$.
Xác định trạng thái chảy trong kênh :
chảy xiết hay chảy êm ?

Giải

Cách 1 : Xác định độ sâu phân giới trong kênh hình thang bằng phương pháp Agrôtskin :

$$h_{k_I} = \frac{\sigma_T}{\sigma_N} \cdot h_{k_N}$$

Trong đó : $h_{k_N} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{b^2 g}} = \sqrt[3]{\frac{45^2}{6^2 \cdot 9,81}} = 1,8\text{m}$



h_{k_N} là độ sâu phân giới trong kênh chữ nhật có cùng b và Q như kênh hình thang.

$$\sigma_N = \frac{m \cdot h_k}{b} = \frac{2 \cdot 1,8}{6} = 0,6$$

Theo Agrôtskin

$$\frac{\sigma_T}{\sigma_N} = 1 - \frac{\sigma_N}{3} + 1,05\sigma_N^2$$

$$= 1 - \frac{0,6}{3} + 1,05 \times (0,6)^2 = 0,82$$

$$h_{k_T} = \frac{\sigma_T}{\sigma_N} \cdot h_{k_N} = 0,82 \times 1,8 = 1,476\text{m}$$

$h_0 > h_k$ - dòng chảy trong kênh ở trạng thái chảy êm

Cách 2 :

Tính $Fr = \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3}$. B với $h = h_0$

$$\omega = (b + mh_0) h_0 = (6 + 2 \times 3) 3 = 36\text{m}^2$$

$$B = b + 2mh = 6 + 4 \cdot 3 = 18\text{m}$$

$$Fr = \frac{45^2}{9,81 \cdot 36^3} \times 18 = 0,08 \rightarrow Fr < 1$$

dòng chảy trong kênh ở trạng thái chảy êm.

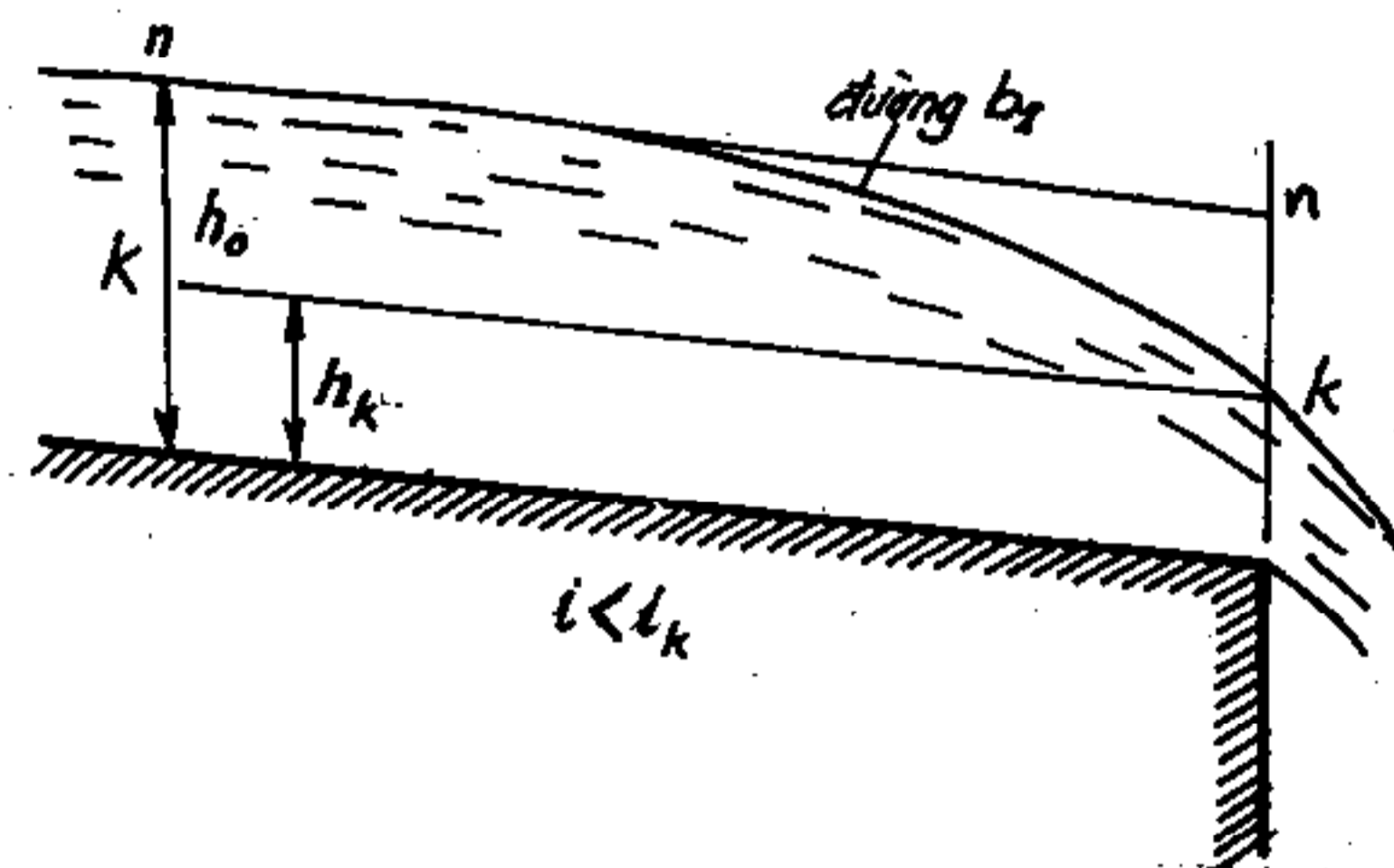
Ví dụ IX-5 :

Xác định dạng đường mặt nước trong kênh hình chữ nhật phía cuối có bậc thụt $Q = 42\text{m}^3/\text{s}$, $b = 7\text{m}$, $h_0 = 7\text{m}$

Giải :

$$\text{Xác định } h_T = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}} = \sqrt[3]{\frac{42^2}{9,81 \times 7^2}} = 1,71\text{m}$$

$h_0 > h_k \rightarrow i < i_k$ - đường n-n phía trên đường k-k, cách xa bậc $h = h_0$, sát bậc $h = h_k$. Đường mặt nước thay đổi từ $h = h_0$ đến $h = h_k$ đó là dạng đường nước hạ b_I

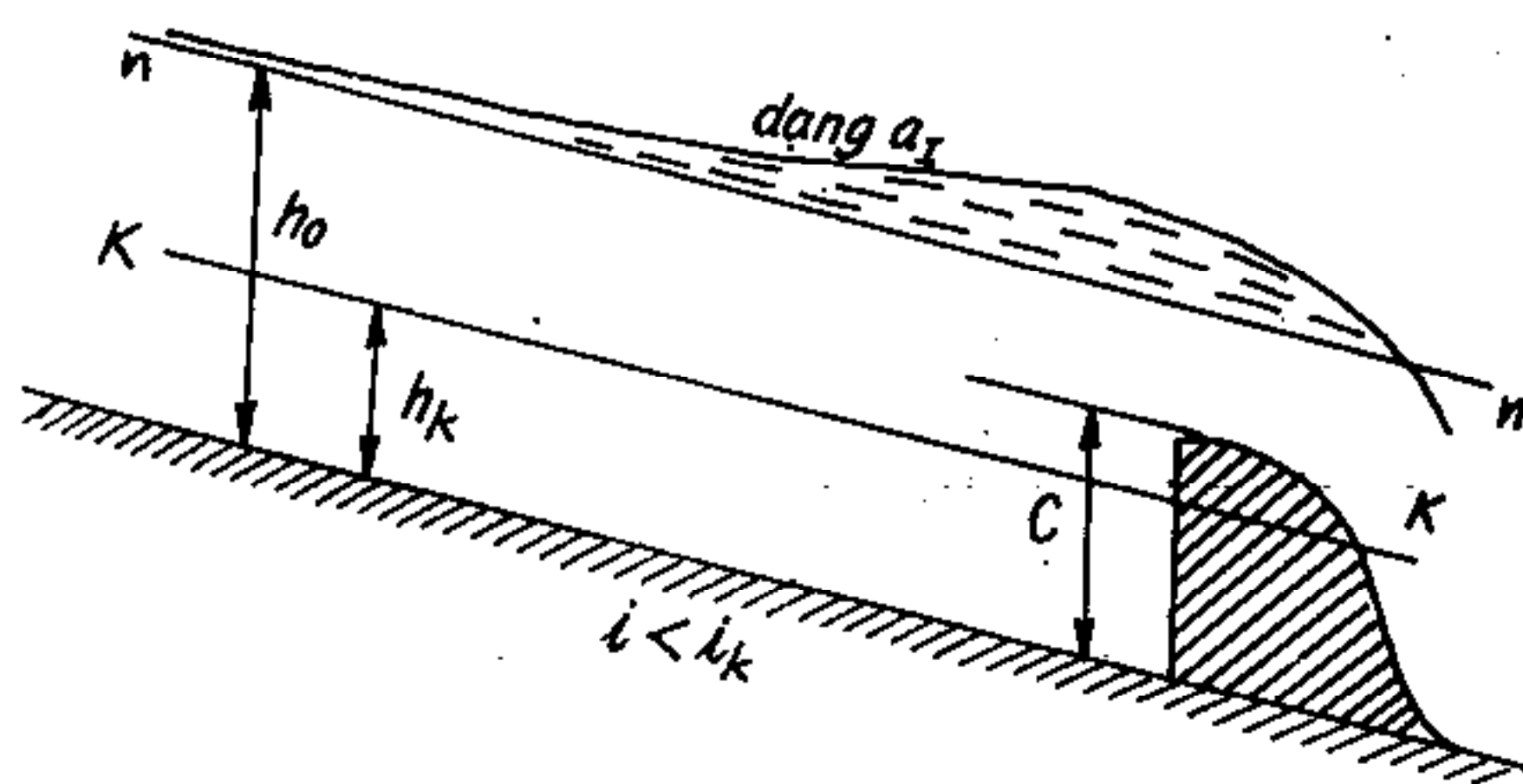


Ví dụ IX-6 :

Cũng với số liệu như ví dụ trên, nếu trên kênh có một tường chắn nước có $h > h_k$, xác định dạng đường mặt nước trước tường

Giải :

Dòng chảy trong kênh có $h > h_k$ là dòng chảy êm. Để vượt qua tường chắn có $C > h_k$ năng lượng được tích lại ở dạng thế năng, tức là dòng chảy càng tiến đến tường chắn chiều sâu càng tăng lên. Cách xa tường $h = h_0$ gần tường $h > h_0$. Đó là dạng đường nước dâng a_I



Ví dụ IX-7 :

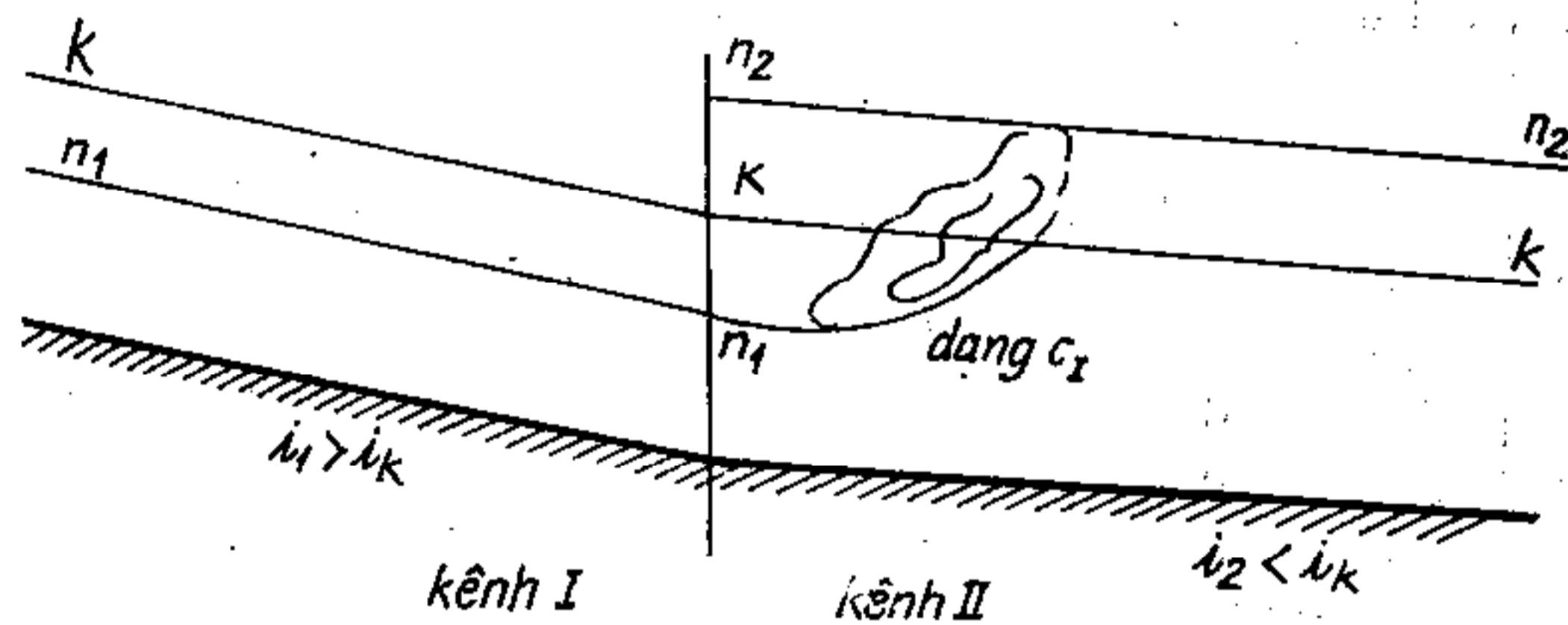
Xác định dạng đường mặt nước trong kênh hình chữ nhật có $Q = 60 \text{ m}^3/\text{s}$, $b = 5\text{m}$, $h_{0_2} = 2\text{m}$ chuyển sang kênh 2 có $h_{0_2} = 5\text{m}$.

Giải

$$h_{k_1} = h_{k_2} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}}$$

$$= \sqrt{\frac{60^2}{9,81 \cdot 5^2}} = 2,45\text{m}$$

Ở kênh I, $h_k > h_{0_1} \rightarrow i_1 > i_k$ đường k-k phía trên đường $n_1 - n_1$, ở kênh II, $h_0 > h_k$ đường k-k phía dưới đường $n_2 - n_2$. Phía thượng lưu cách xa chỗ chuyển tiếp $h \approx h_{0_1}$. Ở hạ lưu cách xa chỗ chuyển tiếp trên kênh II $h \approx h_{0_2}$. Như vậy từ kênh I chuyển sang kênh II chiều sâu thay đổi $h = h_{0_1} \rightarrow h = h_{0_2}$ tức là từ chảy xiết sang chảy êm. Đường nước dâng từ $h_{0_1} \rightarrow h_{0_2}$ chỉ tồn tại ở kênh II đó là đường nước dâng c_1 từ h_{0_1} đến $h = h_k$



Ví dụ IX-8 :

Vẽ đường mặt nước trong kênh chữ nhật có bậc thụt với $q = 18 \text{ m}^2/\text{s}$, $n = 0,02$, $h_0 = 5\text{m}$, $b = 8\text{m}$ bằng phương pháp cộng trực tiếp

Giải :

Xác định dạng đường mặt nước.

Tính h_k :

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt{\frac{18^2}{9,81}} = 3,2\text{m}$$

$h_0 > h_k$ có nghĩa là $i < i_k$ dạng đường mặt nước trước bậc thụt có dạng b_I .

Vẽ đường mặt nước.

Tại bậc thụt $h = h_k$ cách xa bậc thụt về phía thượng lưu $h = h_0$. Như vậy giá trị h thay đổi từ h_k đến h_0 theo chiều ngược dòng chảy. Chia dòng chảy ra từng đoạn chiều dài mỗi đoạn được xác định.

$$\Delta l = \frac{\Delta \theta}{i - J}$$

$$\Delta\vartheta = \vartheta_2 - \vartheta_1 = \left(h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} \right) - \left(h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right)$$

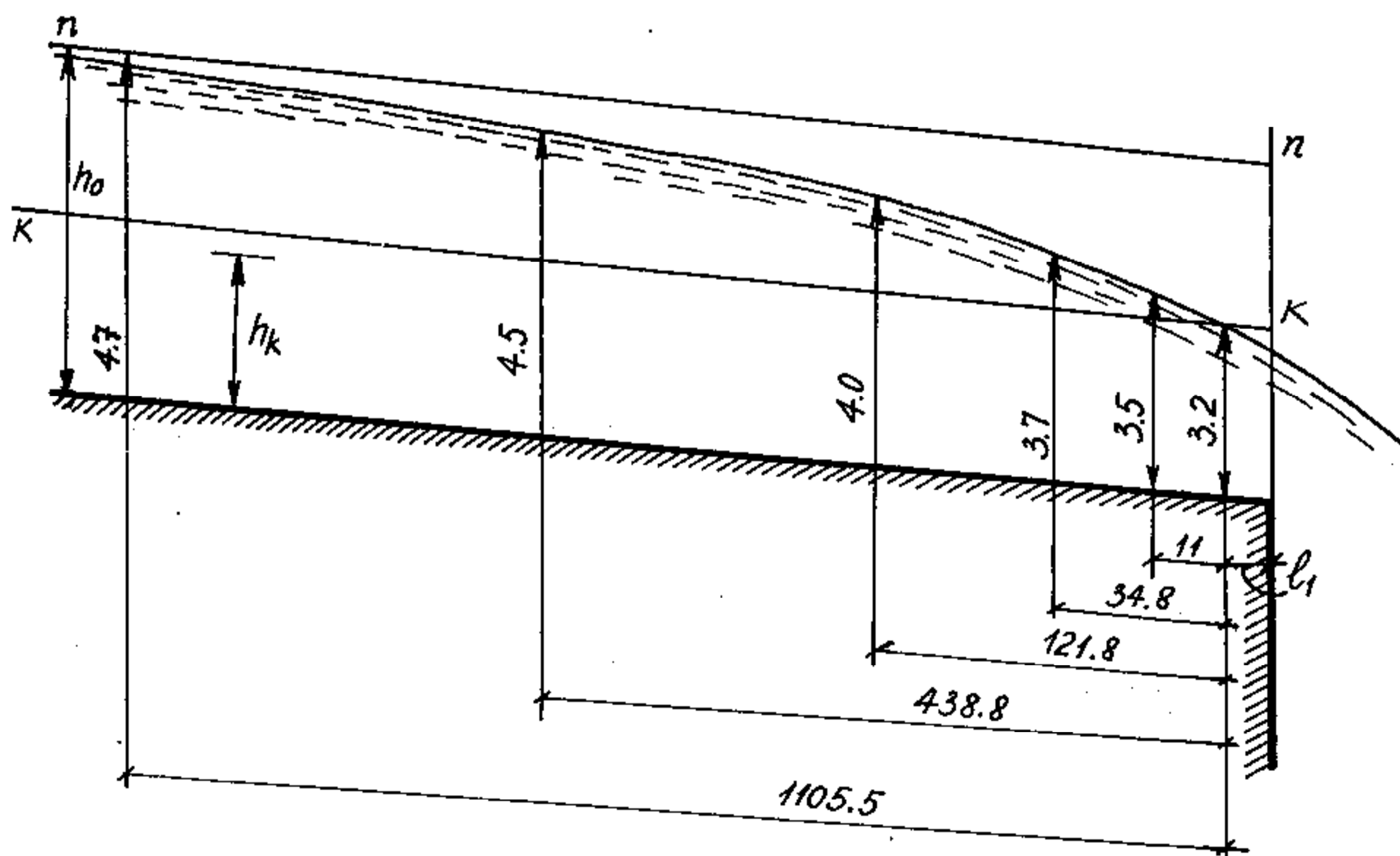
$$\text{Độ dốc đáy kênh } i = \frac{Q^2}{K_0^2} = \frac{(144)^2}{(3320)^2} = 0,0019$$

$$\bar{J} = \frac{J_1 + J_2}{2} \text{ hoặc } \bar{J} = \frac{Q^2}{K_2} = \frac{Q^2}{\bar{\omega}^2 \bar{C}^2 \sqrt{\bar{R}}}$$

Trị số $\bar{\omega}$, \bar{C} \bar{R} tính theo $\bar{h} = \frac{h_1 + h_2}{2}$ giá trị 1 lấy ở mặt cắt phía thượng lưu, giá trị 2 lấy ở mặt cắt phía hạ lưu của đoạn dòng mà ta tính toán.

Đoạn đầu tiên lấy $h_2 = h_k$, $h_1 = h$ trong đó $h_k < h < h_0$. Kết quả tính toán được ghi ở bảng sau:

h (m)	ω (m ²)	v (m/s)	$v^2/2g$ (m)	ϑ (m)	\bar{h} (m)	$\bar{C} \sqrt{\bar{R}}$ (√m) ²	\bar{K} m ³ /s	\bar{J}	Δl	$\sum \Delta l$
3,2	25,6	5,62	1,64	4,8						
3,5	28	5,14	1,35	4,85	3,35	73,1	1957	0,0054	11	11
3,7	29,6	4,86	1,2	4,9	3,6	75,72	2241	0,004	23,8	34,8
4,0	32	4,5	1,03	5,03	3,85	77	2464	0,0034	87	121,8
4,5	36	4,0	0,8	5,3	4,25	79,5	2703	0,0028	31,7	438,8
4,8	38,4	3,75	0,72	5,5	4,65	82	3050	0,0022	666	1104,8
5	40	3,6	0,66	5,66	4,9	83	3235	0,002	1600	2704,5



Ví dụ IX-9 :

Xác định trạng thái chảy trong kênh hình chữ nhật có $Q = 34 \text{ m}^3/\text{s}$, độ sâu chảy đều $h_0 = 3\text{m}$, $b = 5\text{m}$.

Đáp số : $Fr < 1$ - chảy êm

Ví dụ IX-10 :

Kênh có mặt cắt hình chữ nhật $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$, $b = 8\text{m}$. Xác định độ sâu phân giới.

Đáp số : $h_k = 1,58\text{m}$

Ví dụ IX-11 :

Một kênh có mặt cắt hình thang có $b = 8\text{m}$, $m = 1$, $n = 0,025$, $Q = 25\text{m}^3/\text{s}$. Cuối kênh có đập tràn, cột nước tại điểm B trước đập là $h_B = 2,6\text{m}$.

Biết độ sâu chảy đều trong kênh $h_0 = 2,2\text{m}$. Vẽ đường mặt nước theo phương pháp số mũ thủy lực. Giả thiết $x = 3$. Cho biết $h_k = 0,978\text{m}$

Đáp số : đường a_I

h_m	2,6	2,55	2,5	2,45	2,4	2,35	2,3	2,25	2,21
$\sum \Delta l_m$	0	366	798	1546	2074	3064	3957	5322	9575

Ví dụ IX-12 :

Kênh hình thang đáy thuận có $b = 10\text{m}$, $h_{01} = 3\text{m}$, $m = 1,5$, $n = 0,02$, nối với một dốc có $h_{02} = 1,4$ và $n = 0,017$. Cho lưu lượng $Q = 80\text{m}^3/\text{s}$.

Yêu cầu vẽ đường mặt nước trên dốc biết rằng hình dạng mặt cắt ngang của lòng dẫn không thay đổi. Cho biết $h_k = 1,7\text{m}$.

Đáp số : đường a_{II}

h_m	1,7	1,6	1,55	1,53	1,51	1,49	1,47	1,45	1,43	1,41
$\sum \Delta l_m$	0	4,58	10,18	18,38	28,28	38,78	50,49	65,29	98,1	135,5

NƯỚC NHẢY

§X-1. KHÁI NIỆM CHUNG

Khi xem xét phương trình vi phân của chuyển động ổn định không đều trong lòng dẫn hở, ta gặp :

$$\text{nếu } h \rightarrow h_k \text{ thì } \frac{dh}{dl} \rightarrow \infty.$$

Độ sâu h tiến đến h_k có thể xảy ra dưới 2 dạng :

+ Từ $h > h_k$, h giảm dần dọc theo dòng chảy và đạt đến $h < h_k$, tức là dòng từ trạng thái chảy êm chuyển sang dòng chảy xiết (có thể gặp ở bậc nước) ;

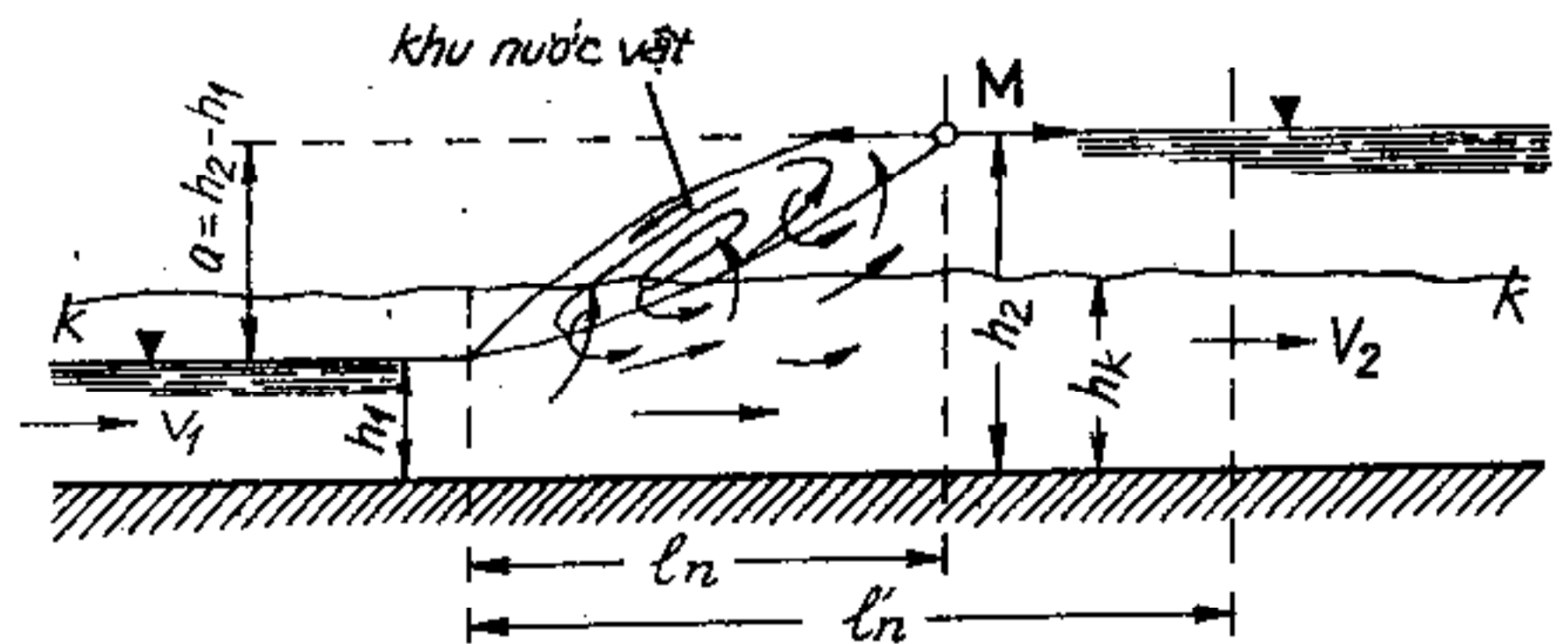
+ Từ $h < h_k$, h tăng dần dọc theo dòng chảy và đạt đến $h > h_k$, tức là dòng chảy từ trạng thái chảy xiết chuyển sang chảy êm. Lúc này đường mặt nước bị gián đoạn mà trong chương chuyển động không đều ta thường biểu thị bằng một đường cong tiếp tuyến với đường thẳng đứng vuông góc với đường K - K.

Hiện tượng thủy lực trong trường hợp thứ 2 khi mặt cắt ướt ngày càng lớn dần dọc theo dòng chảy, đường mặt nước bị gián đoạn trên một đoạn ngắn bởi một khu nước xoáy. Hiện tượng này được gọi là nước nhảy.

Vậy nước nhảy là sự tăng đột ngột của dòng chảy từ độ sâu nhỏ hơn độ sâu phân giới sang độ sâu lớn hơn độ sâu phân giới, đó là hình thức quá độ của dòng chảy từ trạng thái chảy xiết sang trạng thái chảy êm.

Sự chuyển tiếp này kéo theo sự hình thành nước vật mặt mà về hình thức bên ngoài thì giống như sóng lật.

Chiều sâu h_1 và h_2 trước và sau nước nhảy gọi là các chiều sâu liên hiệp - điểm M gọi là điểm phân chia.



Hình chiếu ngang của nước vật gọi là chiều dài của nước nhảy.

Đôi khi chiều dài của nước nhảy được xem là l'_n - khoảng cách từ đầu nước nhảy đến tuyến mặt cắt mà biểu đồ vận tốc đã ổn định.

Hiệu số chiều sâu $h_2 - h_1 = a$ - gọi là chiều cao nước nhảy.

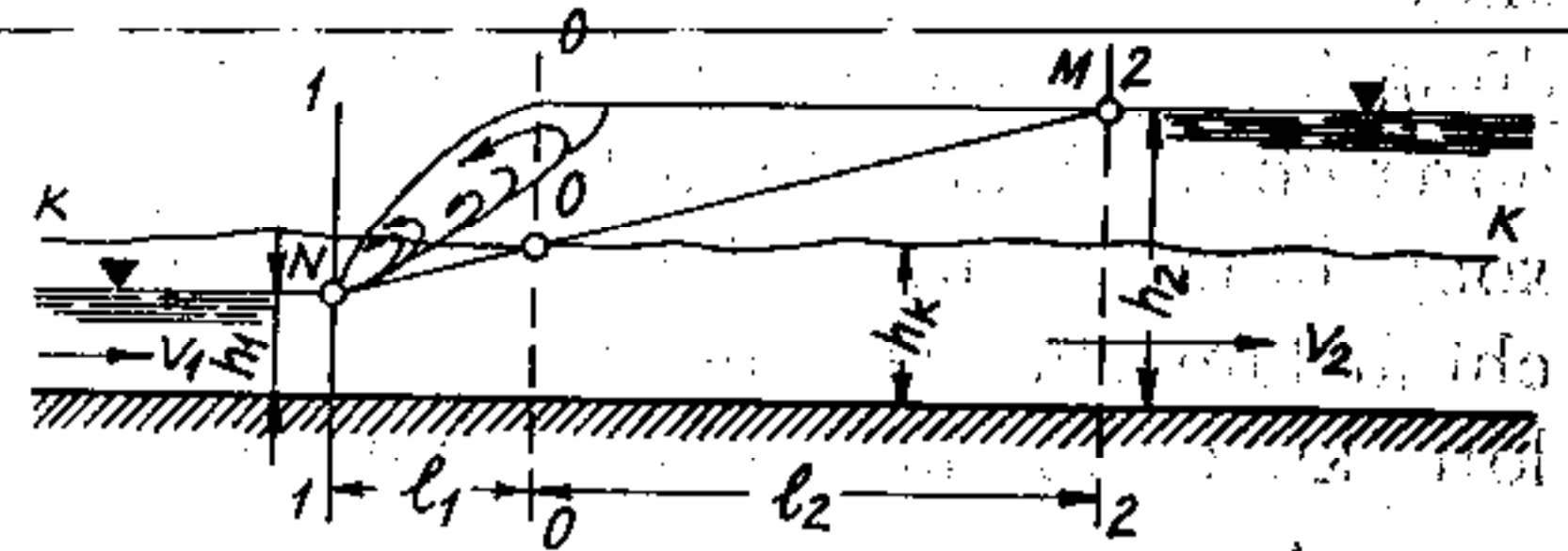
Nguyên nhân phát sinh nước nhảy có thể là : dòng chảy không thể biến đổi dần chiều sâu từ bé hơn h_k sang lớn hơn h_k mà không có sự bổ sung năng lượng từ bên ngoài.

Điều đó được giải thích như sau :

+ Ta có tỉ năng mặt cắt bằng :

$$\Theta = h + \frac{\gamma Q^2}{2g\omega^2}$$

Hàm số này có trị số nhỏ nhất khi $h = h_k$, vì thế nếu dòng chảy thay đổi chiều sâu trên đoạn nằm ngang theo đường NOM, thì trên đoạn từ mặt cắt O-O đến mặt



cắt 2-2 lại có sự tăng năng lượng, đó là điều không thể thực hiện được nếu không có sự bổ sung năng lượng từ bên ngoài.

+ Vì thế sự chuyển tiếp qua chiều sâu phân giới từ dòng xiết sang dòng êm không thể xảy ra từ từ được mà con đường duy nhất là độ sâu phải nhảy vọt từ $h_1 < h_k$ (có $\Theta_1 > \Theta_{min}$) sang $h_2 > h_k$ (có $\Theta_{min} < \Theta_2 < \Theta_1$), tức là qua nước nhảy.

Cấu trúc của nước nhảy : nếu xét về biểu đồ vận tốc thì trong khu vực nước nhảy có 2 phần - phần dòng chảy cơ bản là dòng chảy mở rộng là dòng chủ ; phía trên là khu nước vật mặt : đó là xoáy nước lớn - chứa đầy bọt khí, mạch động áp suất và vận tốc phát triển rất mạnh, luôn luôn co dãn và thay đổi vị trí xung quanh một vị trí trung bình do các bọt nước luôn luôn thay đổi kích thước.

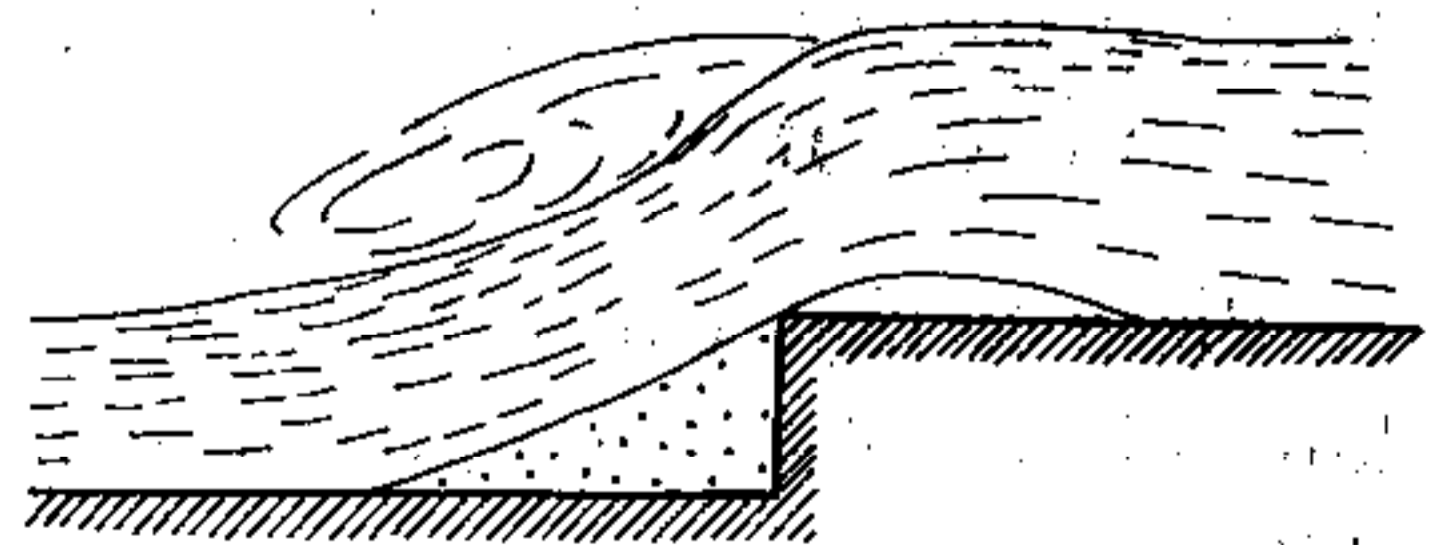
§X-2. CÁC DẠNG NƯỚC NHẢY

Tùy theo các điều kiện biên và tỉ số giữa h_1 và h_2 mà có thể xảy ra các dạng nước nhảy cơ bản sau đây :

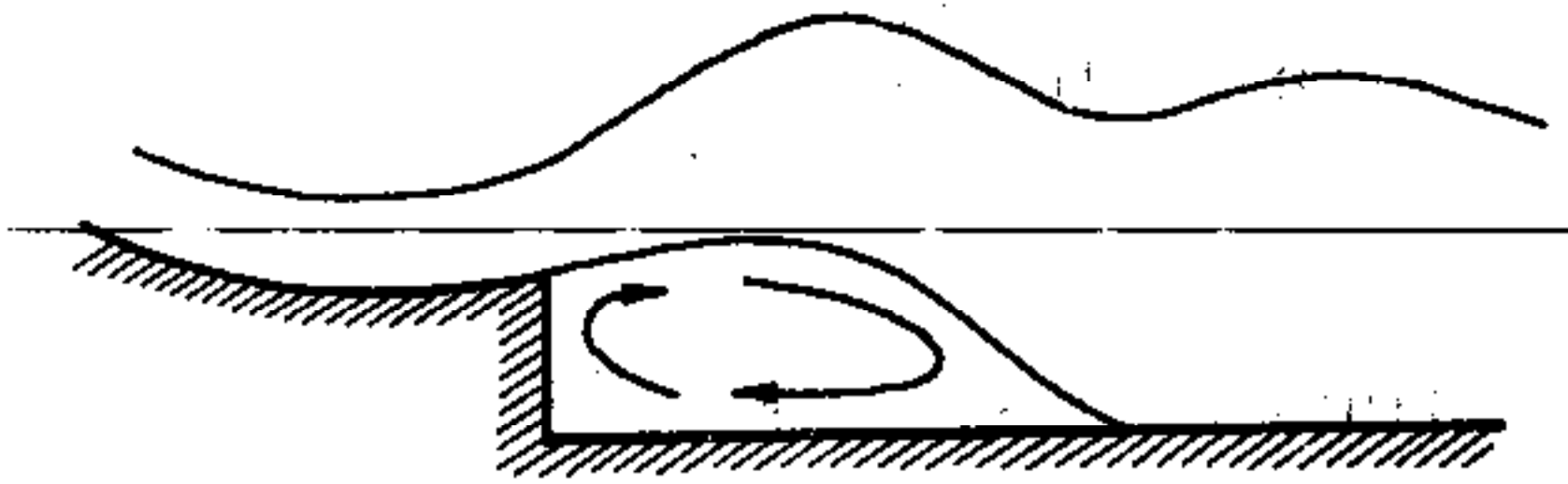
a. *Nước nhảy hoàn chỉnh* : xảy ra ở các lòng dẫn có mặt cắt không đổi, độ dốc không đổi, đáy phẳng, độ nhám thông thường với tỉ số :

$$\frac{h_2}{h_1} \geq 2.$$

b. *Nước nhảy dâng* : cũng là một hình thức nước nhảy hoàn chỉnh, xảy ra khi có một chướng ngại đặt ngang đáy, làm dâng cao mực nước sau nước nhảy tạo nên khu nước xoáy mặt lớn hơn so với nước nhảy hoàn chỉnh đồng thời tạo nên khu nước xoáy nhỏ ở đáy. Hình dạng, cấu tạo của nước nhảy dâng chịu ảnh hưởng của vị trí vật chướng ngại đối với mặt cắt trước nước nhảy và độ cao của vật đó.



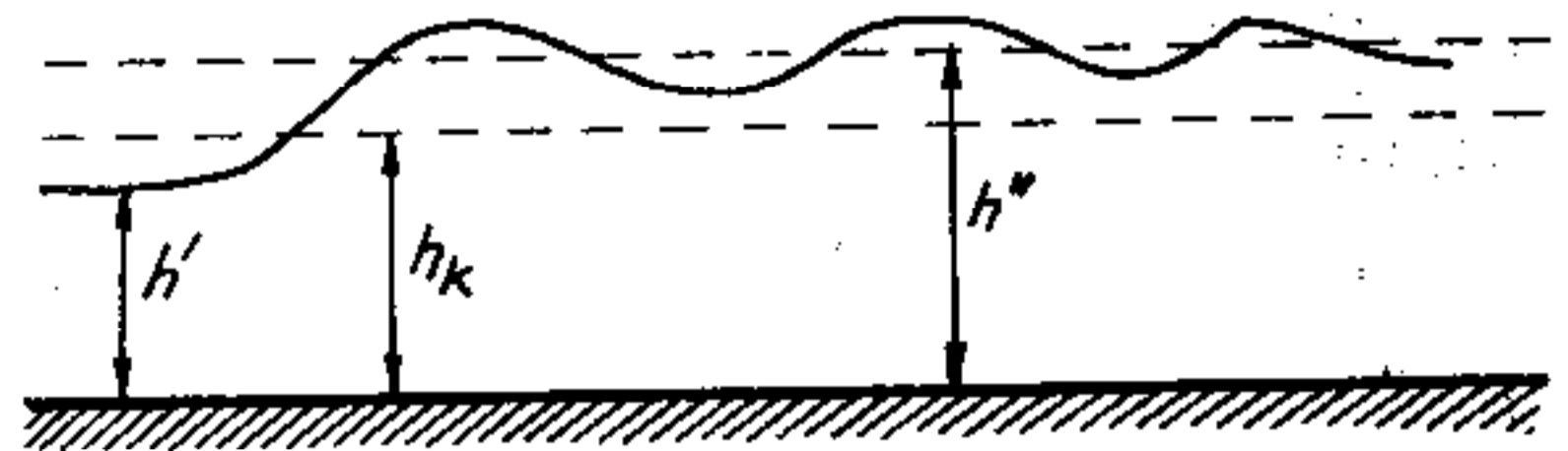
c. *Nước nhảy mặt* : xảy ra khi dòng chảy xiết từ một bậc thềm ở chân đập thoát ra để nối tiếp với dòng êm ; sự mở rộng đột ngột của dòng chảy có đặc điểm là khu nước xoáy hình thành ở dưới khu luồng chính làm cho vận tốc ở mặt tự do lớn (khác với nước nhảy hoàn chỉnh, vận tốc ở đáy lớn).



d. *Nước nhảy sóng* : xảy ra khi độ chênh mực nước của dòng chảy êm và chảy xiết tương đối nhỏ :

$$\frac{h_2}{h_1} < 2.$$

Dòng chảy trong phạm vi nước nhảy sóng không có khu nước xoáy, mặt tự do nhấp nhô có dạng sóng tắt dần.



e. *Nước nhảy ngập* : nếu độ sâu trước nước nhảy h bị ngập, nếu không bị ngập thì nước nhảy gọi là nước nhảy tự do.

Ngoài ra tùy theo cách đặt bài toán, có thể nước nhảy được xét theo bài toán phẳng hoặc không gian ; tùy theo giá trị của số Froude tại mặt cắt ban đầu mà ta có :

Với

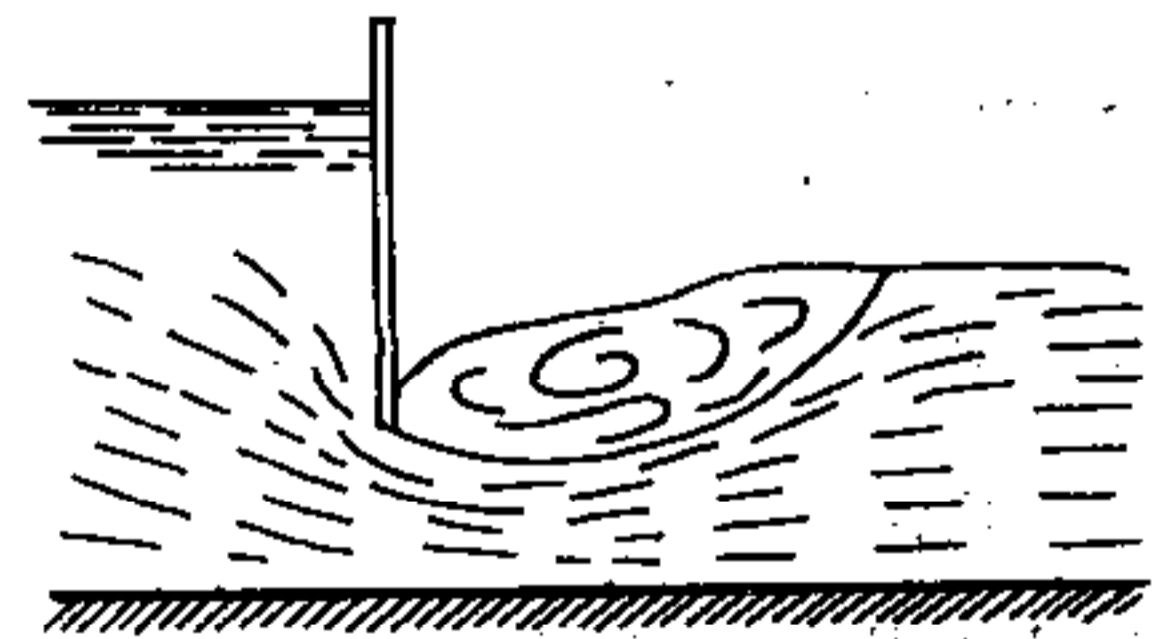
$Fr = 1 - 3$: nước nhảy sóng ;

$Fr = 3 - 6$: nước nhảy yếu ;

$Fr = 6 - 20$: nước nhảy dao động ;

$Fr = 20 - 80$: nước nhảy ổn định, tổn thất năng lượng trong nước nhảy chiếm khoảng 45 - 70% năng lượng trước nước nhảy ;

$Fr > 80$: nước nhảy mạnh, tổn thất năng lượng đạt đến 85% năng lượng trước nước nhảy.

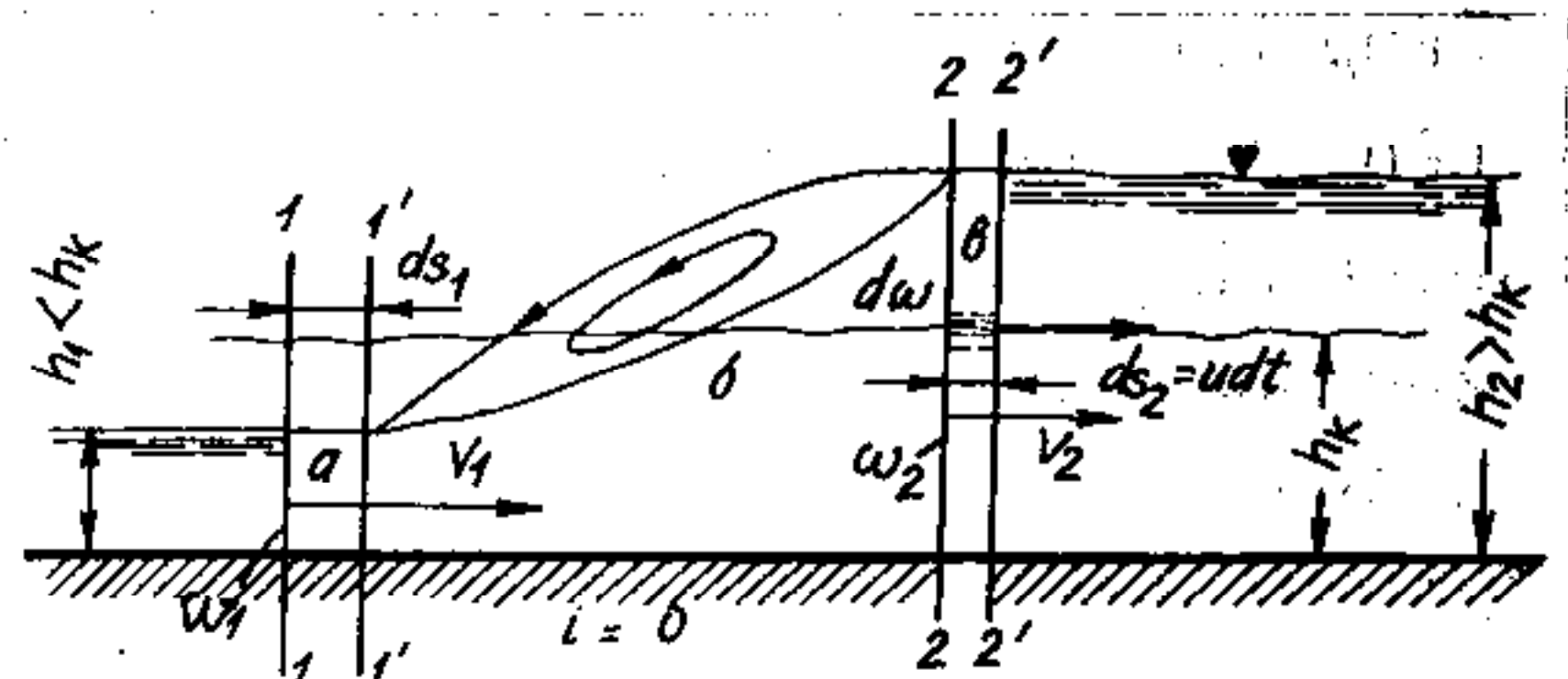


§X-3. PHƯƠNG TRÌNH CƠ BẢN CỦA NƯỚC NHẢY HOÀN CHỈNH TRONG LÒNG DẪN LẮNG TRỤ

Bằng 2 mặt cắt 1-1 và 2-2 tách trong dòng chảy một khối lượng chất lỏng M và viết phương trình biến thiên động lượng cho khối đó

$$\Delta(mv) = \sum P \cos \alpha dt$$

Trong thời đoạn dt khối chất lỏng đã dịch chuyển từ vị trí ban đầu 1-2 đến vị trí 1'-2'.



Gia số động lượng đó bằng hiệu số động lượng của m ở vị trí thứ hai trừ đi động lượng cũng của khối đó ở vị trí thứ nhất, tức là :

$$\Delta(mv) = \{dl(c) + dl(b)\}_{t+dt} - \{dl(a) + dl(b)\}_t \quad (1)$$

Nhưng đối với chuyển động ổn định thì :

$$dl(b)_{t+dt} = dl(b)_t$$

nên ta viết được :

$$\Delta(mv) = dl(c) - dl(a) \quad (2)$$

Ta tính động lượng ở khu vực c :

$$dl(c) = \int_{\omega_2} dm u = \int_{\omega_2} \frac{\gamma}{g} u dt d\omega u = \frac{\gamma}{g} dt \int_{\omega_2} u^2 d\omega = \frac{\gamma \alpha_0}{g} dt v_2^2 \omega_2$$

Cũng vậy đối với khu vực a ta có :

$$dl(a) = \frac{\gamma \alpha_0}{g} dt v_1^2 \omega_1$$

Và gia số động lượng sẽ là :

$$\Delta(mv) = \frac{\gamma \alpha_0}{g} dt (v_2^2 \omega_2 - v_1^2 \omega_1) \quad (3)$$

Tìm xung lực :

+ Áp lực lên 2 đầu khối chất lỏng là P_1 và P_2 - chiếu lên trục giữ nguyên trị số.

+ Lực ma sát có thể bỏ qua vì chiều dài của nước nhảy ngắn.

+ Lực trọng trường tác dụng theo phương thẳng đứng nên chiếu lên trục nằm ngang sẽ bằng không.

Vậy chỉ còn lại áp lực P_1 và P_2 .

Trong mặt cắt 1 và 2 ta giả thiết áp suất phân bố theo thủy tĩnh.

Vậy : $P_1 = \gamma \omega_1 y_1$ và $P_2 = \gamma \omega_2 y_2$

Trong đó y_1, y_2 - chiều sâu trọng tâm của ω_1 và ω_2 .

Tổng số xung lực sẽ bằng :

$$\sum P \cdot dt = \gamma (y_1 \omega_1 - y_2 \omega_2) dt \quad (4)$$

Bây giờ có thể viết phương trình động lượng :

$$\frac{\gamma \alpha_0}{g} dt (v_2^2 \omega_2 - v_1^2 \omega_1) = \gamma (y_1 \omega_1 - y_2 \omega_2) dt$$

hoặc :

$$\frac{\alpha_0 v_1^2 \omega_1}{g} + y_1 \omega_1 = \frac{\alpha_0 v_2^2 \omega_2}{g} + y_2 \omega_2$$

Vì $v_1 = \frac{Q}{\omega_1}$ và $v_2 = \frac{Q}{\omega_2}$ nên có thể viết :

$$\frac{\alpha Q^2}{g \omega_1} + y_1 \omega_1 = \frac{\alpha Q^2}{g \omega_2} + y_2 \omega_2 \quad (5)$$

(với $\alpha_0 = \alpha$).

Đây là phương trình cơ bản của nước nhảy.

Cả 2 vế của (5) đều là hàm số của chiều sâu, tức là :

$$\frac{\alpha Q^2}{g\omega} + y\omega = N(h).$$

$N(h)$ - gọi là hàm số nước nhảy.

Theo (5) ta có hàm số nước nhảy trước và sau nước nhảy bằng nhau nên :

$$N(h_2) = N(h_1) \quad (6)$$

Phân tích hàm số nước nhảy, ta thấy :

+ Nếu $h \rightarrow 0$ thì $y\omega \rightarrow 0$; $N(h) \rightarrow \infty$.

+ Nếu $h \rightarrow \infty$ thì $y\omega \rightarrow \infty$; $N(h) \rightarrow \infty$.

Vì $N(h)$ biến đổi từ $-\infty$ đến $+\infty$ nên bắt buộc đường cong của hàm số nước nhảy phải qua điểm uốn có $N(h)_{\min}$.

Vì thế ta viết được :

$$\frac{dN(h)}{dh} = 0$$

Và :

$$\frac{dN(h)}{dh} = \frac{d}{dh} \frac{\alpha Q^2}{g\omega} + \frac{d(y\omega)}{dh} = -\frac{\alpha Q^2}{g\omega^2} \frac{d\omega}{dh} + \frac{d(y\omega)}{dh} = 0$$

Nhưng $\frac{d\omega}{dh} = B$ còn : $d(y\omega)$ - là vi phân của mô men tĩnh của diện tích mặt cắt ngang dòng chảy đối với trục đi qua mặt thoáng.

$$d(y\omega) = d(S)$$

Trong đó :

$$dS = S'_0 - S_0$$

S'_0 - mô men tĩnh của diện tích $\omega' = \omega + d\omega$ đối với trục $O'-O'$.

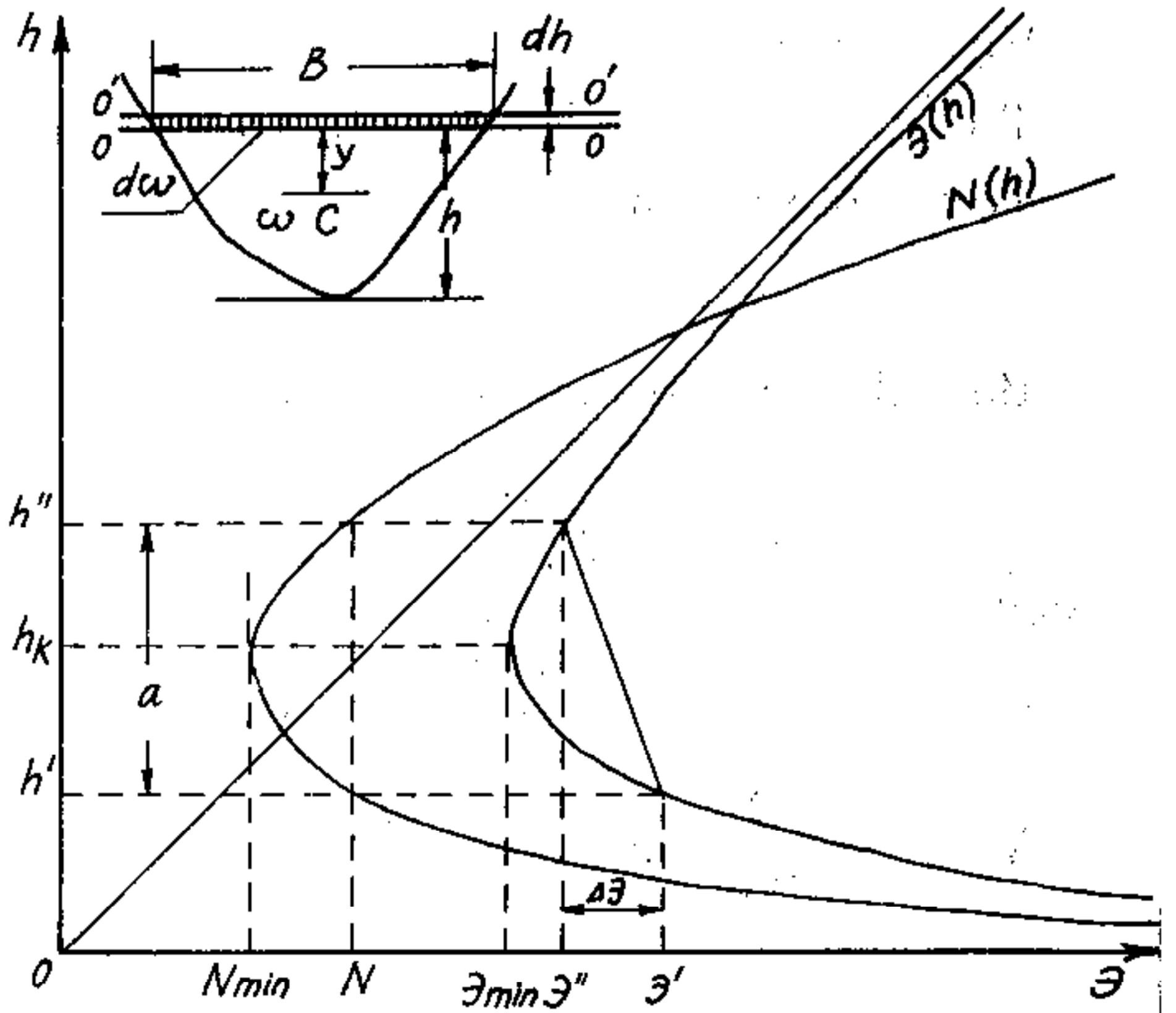
$$S'_0 = (y + dy)\omega + \frac{dyd\omega}{2}$$

S_0 - mô men tĩnh của ω đối với trục $O-O$,

$$S_0 = y\omega.$$

Bỏ qua $dyd\omega/2$ vì nhỏ, ta có :

$$d(y\omega) = S'_0 - S_0 = y\omega + \omega dy - y\omega = \omega dy$$



Vậy :

$$\frac{dN(h)}{dh} = -\frac{\alpha Q^2}{g\omega^2} B + \frac{\omega dy}{dh} = 0$$

Nhưng $y = h - a$ nên $dy = dh$ và :

$$\frac{dN(h)}{dh} = -\frac{\alpha Q^2}{g\omega^2} B + \omega = 0$$

Chia cho ω ta có :

$$-\frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B + 1 = 0 \quad (7)$$

Đây cũng là phương trình cơ bản để xác định chiều sâu phân giới.

Vì vậy cũng giống như đối với tỉ năng mặt cắt, hàm số nước nhảy $N(h)$ cũng có giá trị min khi $h = h_k$, tức là khi $N(h)$ ứng với chiều sâu phân giới h_k .

Từ biểu đồ quan hệ giữa $\Theta(h)$ và $N(h)$ ta cũng có thể xác định được tổn thất năng lượng của nước nhảy ($\Delta\Theta$) và chiều cao nước nhảy (a).

$$\Delta\Theta = \Theta_1 - \Theta_2 \quad (8)$$

$$\text{và } a = h_2 - h_1 \quad (9)$$

Cần lưu ý là đường cong hàm số nước nhảy nói trên vẽ cho lòng dẫn có hình dạng mặt cắt đã định với lưu lượng cố định.

§X-4. CÁC CHIỀU SÂU LIÊN HIỆP CỦA LÒNG DẪN CHỮ NHẬT

Đối với lòng dẫn chữ nhật ta có :

$$\omega = Bh.$$

Từ phương trình hàm số nước nhảy :

$$\frac{\alpha Q^2}{g\omega_1} + y_1\omega_1 = \frac{\alpha Q^2}{g\omega_2} + y_2\omega_2,$$

sau khi thay ω bằng Bh ta có :

$$\frac{\alpha Q^2}{gBh_1} + \frac{h_1}{2} Bh_1 = \frac{\alpha Q^2}{gBh_2} + \frac{h_2}{2} Bh_2,$$

hoặc chia cho B

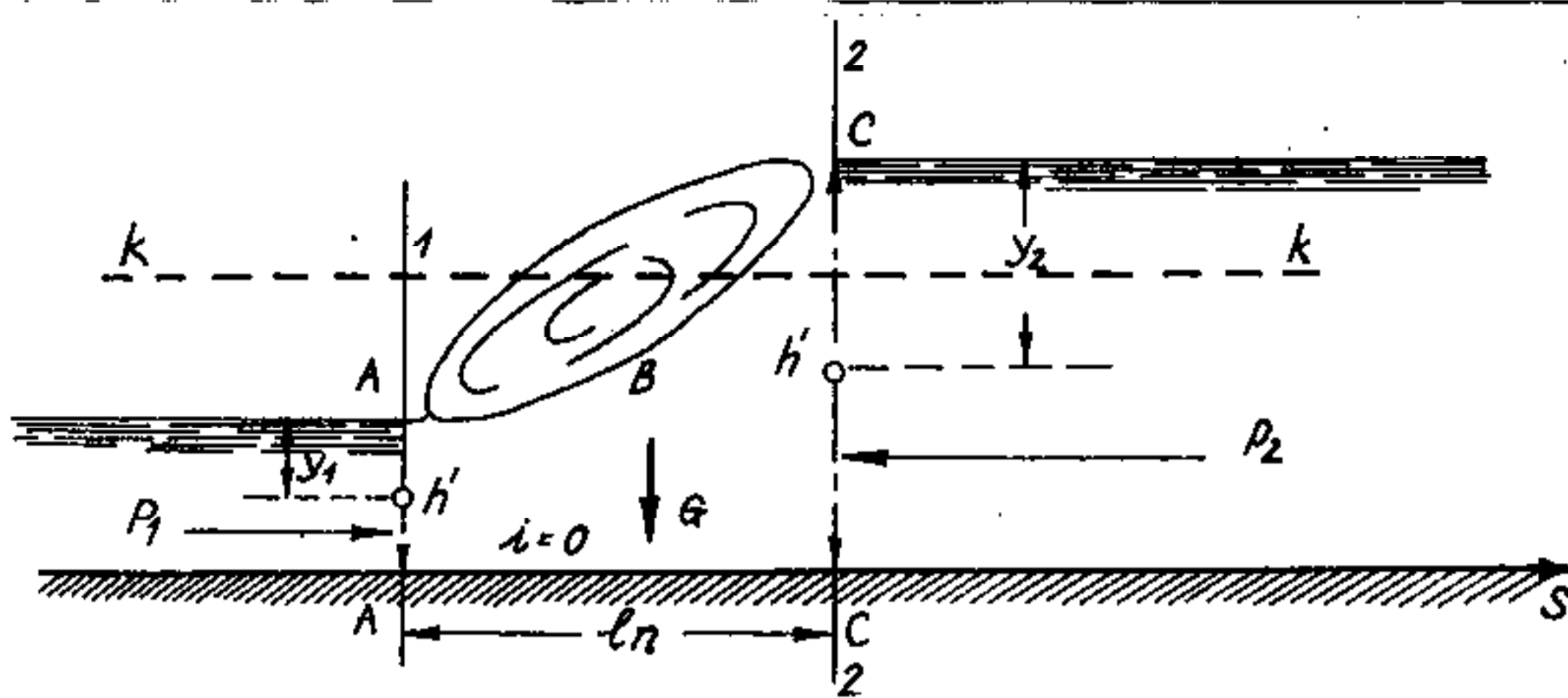
$$\frac{\alpha Q^2}{gB^2h_1} + \frac{h_1^2}{2} = \frac{\alpha Q^2}{gB^2h_2} + \frac{h_2^2}{2},$$

vì $\frac{Q}{B} = q$ (tỉ lưu lượng) nên :

$$\frac{\alpha q^2}{gh_1} + \frac{h_1^2}{2} = \frac{\alpha q^2}{gh_2} + \frac{h_2^2}{2},$$

$$\text{hoặc : } h_1^2 - h_2^2 = \frac{2\alpha q^2}{g} \left(\frac{1}{h_2} - \frac{1}{h_1} \right)$$

hoặc :
$$(h_1 - h_2)(h_1 + h_2) = \frac{2\alpha q^2}{g} \frac{(h_1 - h_2)}{h_1 h_2}$$



Ước lượng cho $(h_1 - h_2)$ ta sẽ có :

$$h_2 h_1^2 + h_1 h_2^2 - \frac{2\alpha q^2}{g} = 0$$

Đây là phương trình đối xứng đối với h_2 và h_1 :

$$h_1 = \frac{h_2}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \frac{q^2}{gh_2^3}} - 1 \right]$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \frac{q^2}{gh_1^3}} - 1 \right] \quad (10)$$

Các công thức này có thể viết cách khác nếu chú ý đến :

$$\frac{\alpha q^2}{g} = h_k^3$$

$$h_1 = \frac{h_2}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_k}{h_2} \right)^3} - 1 \right] \quad (11)$$

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_k}{h_1} \right)^3} - 1 \right]$$

Nếu lòng dẫn chữ nhật, chiều sâu liên hiệp xác định bằng một trong 2 công thức (10) và (11).

Nếu lòng dẫn không phải chữ nhật, chiều sâu xác định theo phương trình cơ bản của nước nhảy như sau :

+ Theo một chiều sâu đã cho (ví dụ h_2), trước hết xác định giá trị bằng số của hàm số nước nhảy :

$$N(h_2) = \frac{Q^2}{g\omega_2} + y_2\omega_2 = A$$

Vì $N(h_2) = N(h_1)$, nên ta có :

$$\frac{Q^2}{g\omega_1} + y_1\omega_1 = A$$

Phương trình cuối cùng được giải bằng thử dần.

§X-5. CHIỀU DÀI NƯỚC NHẢY VÀ TỶ SỐ TỶ NỖNG TRONG NƯỚC NHẢY

1. Chiều dài nước nhảy

Chiều dài nước nhảy chưa thể tính bằng lý thuyết mà trên thực tế vẫn phải sử dụng các công thức thực nghiệm.

Trong số đó, công thức được sử dụng rộng rãi nhất là công thức của M.D. Tsetouxop.

$$l_n = 10,3 h_1 \left[\sqrt{\left(\frac{h_k}{h_1}\right)^3} - 1 \right]^{0,81} \quad (12)$$

Có thể dùng quan hệ

$$\frac{l_n}{h_1} = f\left(\frac{h_k}{h_1}\right)^3 = f(\lambda) \quad (13)$$

Trong tính toán sơ bộ có thể lấy :

$$l_n = (4 - 5)(h_2 - h_1)$$

2. Tỷ số tổn thất năng lượng

Kết quả thí nghiệm chứng tỏ trong nước nhảy, tỷ số tổn thất năng lượng rất lớn. Có thể xác định tỷ số tổn thất này bằng cách sau đây :

+ Viết phương trình Bécnuì cho 2 mặt cắt 1 và 2 :

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_w$$

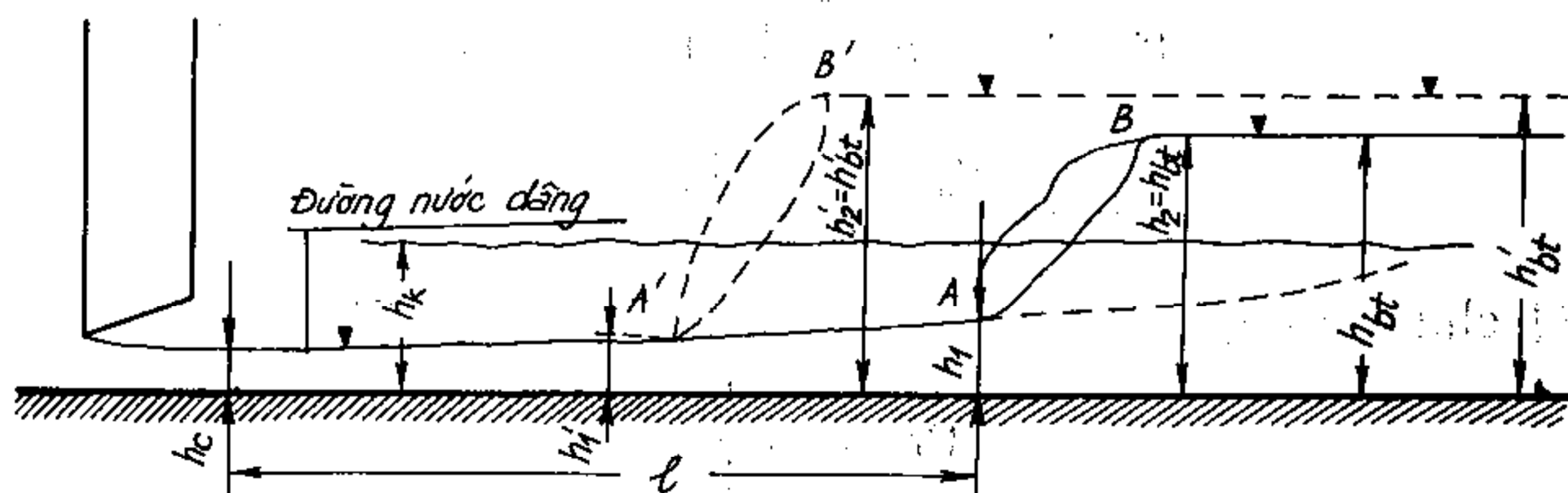
+ Sau khi biến đổi ta được :

$$h_w = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 h_2} = \frac{a^3}{4h_1 h_2} \quad (14)$$

h_w theo (14) bé hơn tỷ số tổn thất do mở rộng đột ngột tính theo công thức Boócda.

§X-6. SỰ DI CHUYỂN VỊ TRÍ NƯỚC NHẢY KHI CHIỀU SÂU HẠ LƯU THAY ĐỔI

Ta xét một trường hợp cụ thể :



+ h_1 liên hiệp với h_2 để có nước nhảy AB ;

+ $h_2 = h_{bt}$.

Nếu với các điều kiện như trước, tăng h_{bt} lên h'_{bt} thì chiều sâu sau nước nhảy h_2 sẽ tăng lên h'_2 vì thế nước nhảy cũng phải thay đổi vị trí vì để có chiều sâu liên hiệp với h'_2 phải có h'_1 chứ không còn là h_1 nữa.

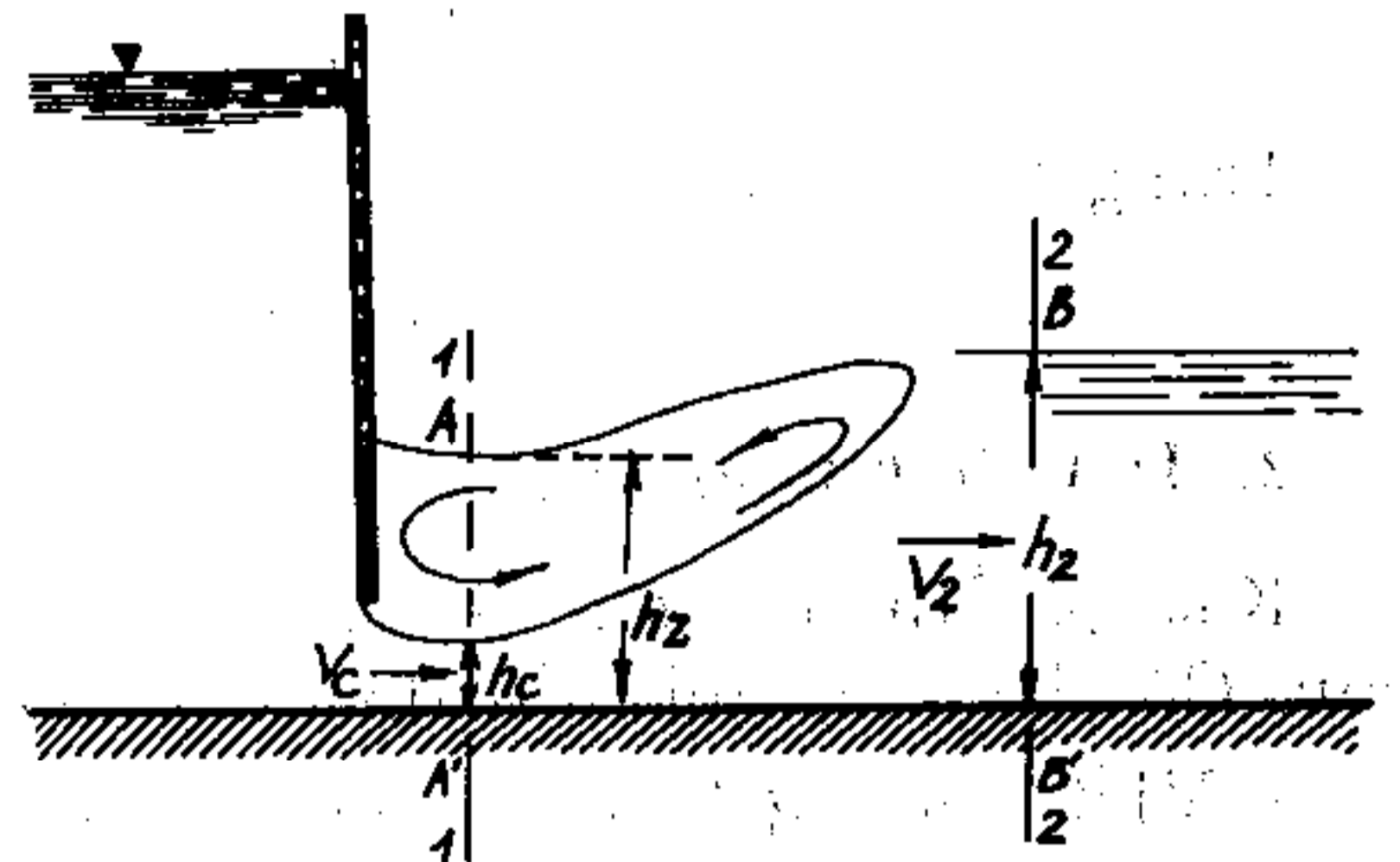
Từ đó nước nhảy phải chuyển về bên trái từ AB đến A'B', tức là ngược chiều chảy.

Như vậy ta đi đến kết luận : khi tăng chiều sâu bình thường sau nước nhảy thì nước nhảy sẽ dịch chuyển lên ngược chiều chảy và ngược lại khi giảm chiều sâu bình thường, nước nhảy chuyển xuống theo chiều chảy.

§X-7. NƯỚC NHẢY NGẬP

Khi mặt cắt trước của nước nhảy hoàn chỉnh bị ngập thì ta có nước nhảy ngập.

Giả thiết rằng áp suất tại mặt cắt co hẹp phân bố theo quy luật thủy tĩnh và lực ma sát đáy không đáng kể, viết phương trình động lượng cho đoạn nước nhảy ngập AA'-BB', ta có :



$$\rho \alpha_{02} \cdot q \cdot v_2 - \rho \alpha_{01} \cdot q \cdot v_1 = \frac{1}{2} \gamma h_2^2 - \frac{1}{2} \gamma h_1^2$$

hoặc coi $\alpha_{02} = \alpha_{01} = \alpha_0$

$$\frac{\gamma \cdot \alpha_0 \cdot q^2}{g h_2} - \frac{\gamma \cdot \alpha_0 \cdot q^2}{g h_1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_2^2 - \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h_1^2$$

Coi $\alpha_0 \approx \alpha$, ta viết được :

$$\frac{h_k^3}{h_2} - \frac{h_k^3}{h_1} = \frac{1}{2} h_2^2 - \frac{1}{2} h_1^2$$

Chia 2 vế cho h_c , ta có :

$$\frac{h_k^3}{h_c^3} \cdot \frac{h_c}{h_2} - \frac{h_k^3}{h_c^3} = \frac{1}{2} \cdot \frac{h_2^2}{h_c^2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{h_1^2}{h_c^2}$$

Đặt :

$$S = \frac{h_1}{h_c} ; K = \frac{h_2}{h_c} \tag{15}$$

đồng thời chú ý rằng :

$$Fr_c = \left(\frac{h_k}{h_c} \right)^3$$

ta viết được :

$$K^2 = S^2 - 2Fr_c \left(1 - \frac{1}{S} \right) \quad (16)$$

Công thức (16) đúng cho nước nhảy ngập trong điều kiện bài toán phẳng. Các kết quả nghiên cứu của Bunsu, Smétana, Govinh-Đarao, Ragiartman đều đi đến công thức (16) và đều chứng tỏ (16) phù hợp với thực tế.

Nếu trong (16) ta đặt :

$K = 1$, tức là $h_2 = h_c$, ta sẽ có :

$$S = 0,5(\sqrt{1 + 8Fr_c} - 1)$$

tức là

$$h_h = 0,5 h_c (\sqrt{1 + 8Fr_c} - 1)$$

tức là ta trở lại công thức để tìm độ sâu liên hiệp $h_2 = h_h$ của nước nhảy tự do, hoàn chỉnh.

Vậy phương trình của nước nhảy tự do là trường hợp riêng của nước nhảy ngập.

Hệ số ngập của nước nhảy được xác định bởi :

$$\sigma = \frac{h_h}{h''_c} \quad (17)$$

Trong đó : h''_c là độ sâu liên hiệp của h_c trong nước nhảy tự do.

* Chiều dài của nước nhảy ngập

Ta đặt

$$L_{n.ng} = \frac{l_{n.ng}}{h_c} \quad (18)$$

Ta có một số công thức kinh nghiệm sau đây :

+ Của Smétana :

$$L_{n.ng} = 6(S - 1) \quad (19)$$

+ Của Rakhmanôp :

$$\text{Với } S < 12,5 \quad L_{n.ng} = 6,5(S - 1,3) \quad (20)$$

$$\text{Với } S > 12,5 \quad L_{n.ng} = 3,5(S + 8,3) \quad (21)$$

+ Của Lêvi :

$$L_{n.ng} = 4,2 \cdot S \cdot \lg \left(\frac{2}{\pi} \cdot S^2 \cdot \sin \frac{\pi}{S} \right) \quad (22)$$

* Tổn thất năng lượng trong nước nhảy ngập

Bằng cách viết phương trình Becnui cho 2 mặt cắt 1-1 và 2-2 của nước nhảy ngập và dùng cách viết không thứ nguyên ta được :

$$\frac{h_w}{h_c} = \frac{q^2}{2gh_c^3} - \frac{q^2}{2gh_h h_c} - \left(\frac{h_h}{h_c} - \frac{h_z}{h_c} \right) \quad (23)$$

Dùng các kí hiệu S và K như trên ta được biểu thức không thứ nguyên của tổn thất năng lượng trong nước nhảy ngập phẳng như sau :

$$\frac{h_w}{h_c} = \frac{Fr_c}{2} \left(1 - \frac{1}{S^2} \right) - (S - K) \quad (24)$$

trong đó :

$$Fr_c = \frac{q^2}{gh_c^3} = \left(\frac{h_c}{h_k} \right)^3$$

Nếu lấy $K = 1$ ($h_2 = h_c$) ta trở về công thức của nước nhảy tự do :

$$\frac{h_w}{h_c} = \frac{Fr_c}{2} \left(1 - \frac{1}{S^2} \right) - (S - 1) \quad (25)$$

So sánh (24) và (25) thì thấy rõ với các điều kiện như nhau, tổn thất năng lượng trong nước nhảy tự do lớn hơn trong nước nhảy ngập.

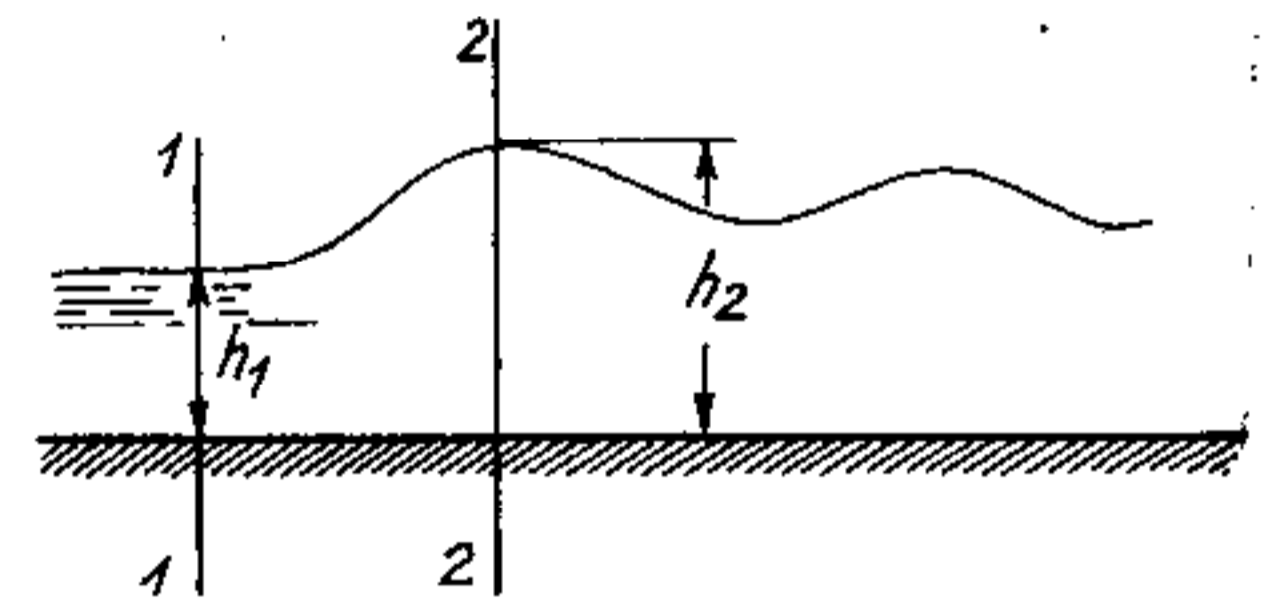
Nếu tiếp tục biến đổi (24) với $K = 1$ ta sẽ được công thức của tổn thất năng lượng trong nước chảy tự do :

$$\frac{h_w}{h_c} = \frac{(S - 1)^3}{4S} = \frac{(h''_c - h_c^3)}{4h''_c h_c}$$

Như vậy một lần nữa công thức tính tổn thất năng lượng trong nước nhảy tự do phẳng là trường hợp riêng của nước nhảy ngập phẳng.

§X-8. NƯỚC NHẢY SÓNG

Thí nghiệm chứng tỏ rằng với $Fr_1 < 3$ (hoặc $Fr_2 > 0,375$), 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 vực nước xoáy, mà chỉ có những dao động tắt dần của sóng.



Sau đây là một số kết quả nghiên cứu về nước nhảy sóng.

+ Modalépxki đề nghị công thức kinh nghiệm :

$$\frac{h_2}{h_1} = 0,553 Fr_1 + 0,663 \quad (26)$$

+ Smutxlóp đề nghị :

$$h_2 = 0,58 h_1 (\sqrt{1 + 8Fr_1} - 1) \quad (27)$$

Độ dài của nước nhảy sóng theo Đimitrep thì có thể xem như độ dài của hố xói do nước nhảy sóng gây ra và đề nghị lấy bằng :

$$l_n = 10,6 h_1 (Fr_1 - 1) \quad (28)$$

Tổn thất năng lượng trong nước nhảy sóng tính theo công thức (11V) +

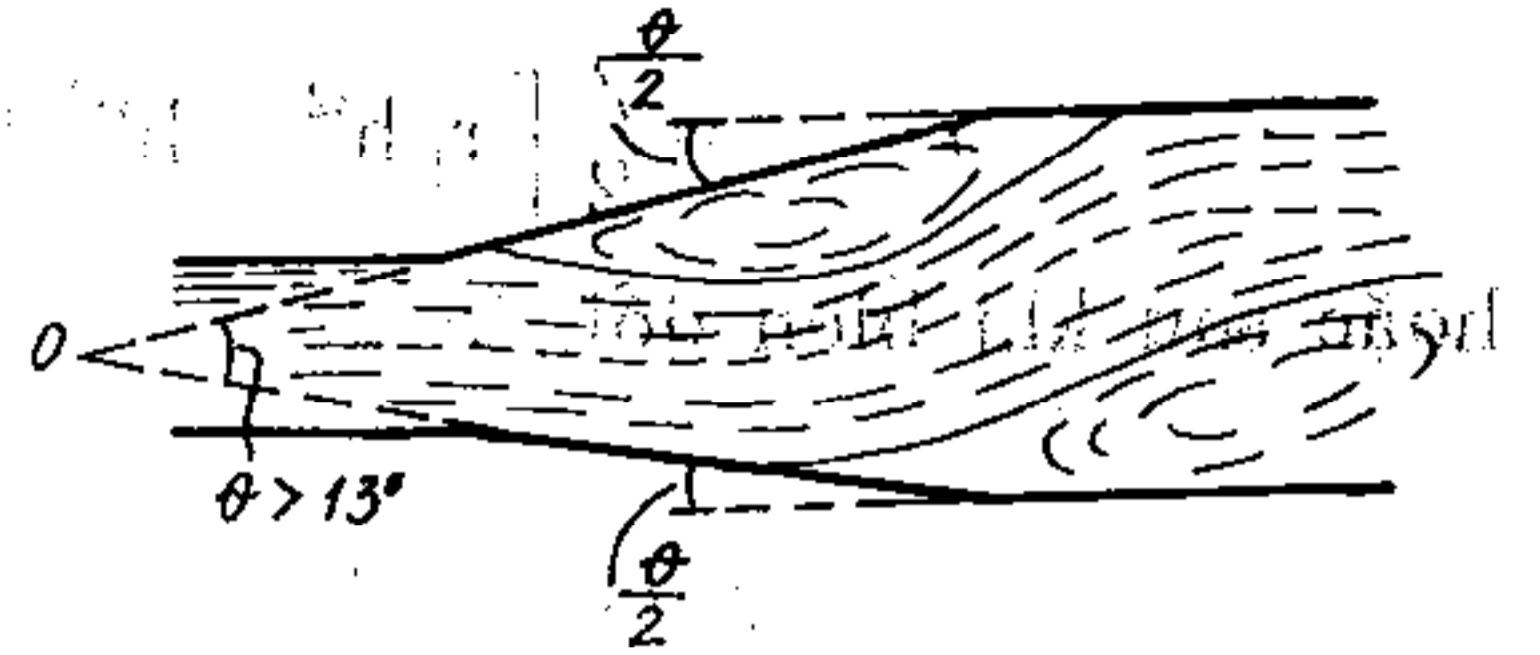
$$h_w = h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} - \left(h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} \right)$$

§X-9. NƯỚC NHẢY KHÔNG GIAN

Khi kênh không phải lắng trụ thì sự nối tiếp giữa dòng xiết và dòng êm xảy ra trong điều kiện không gian.

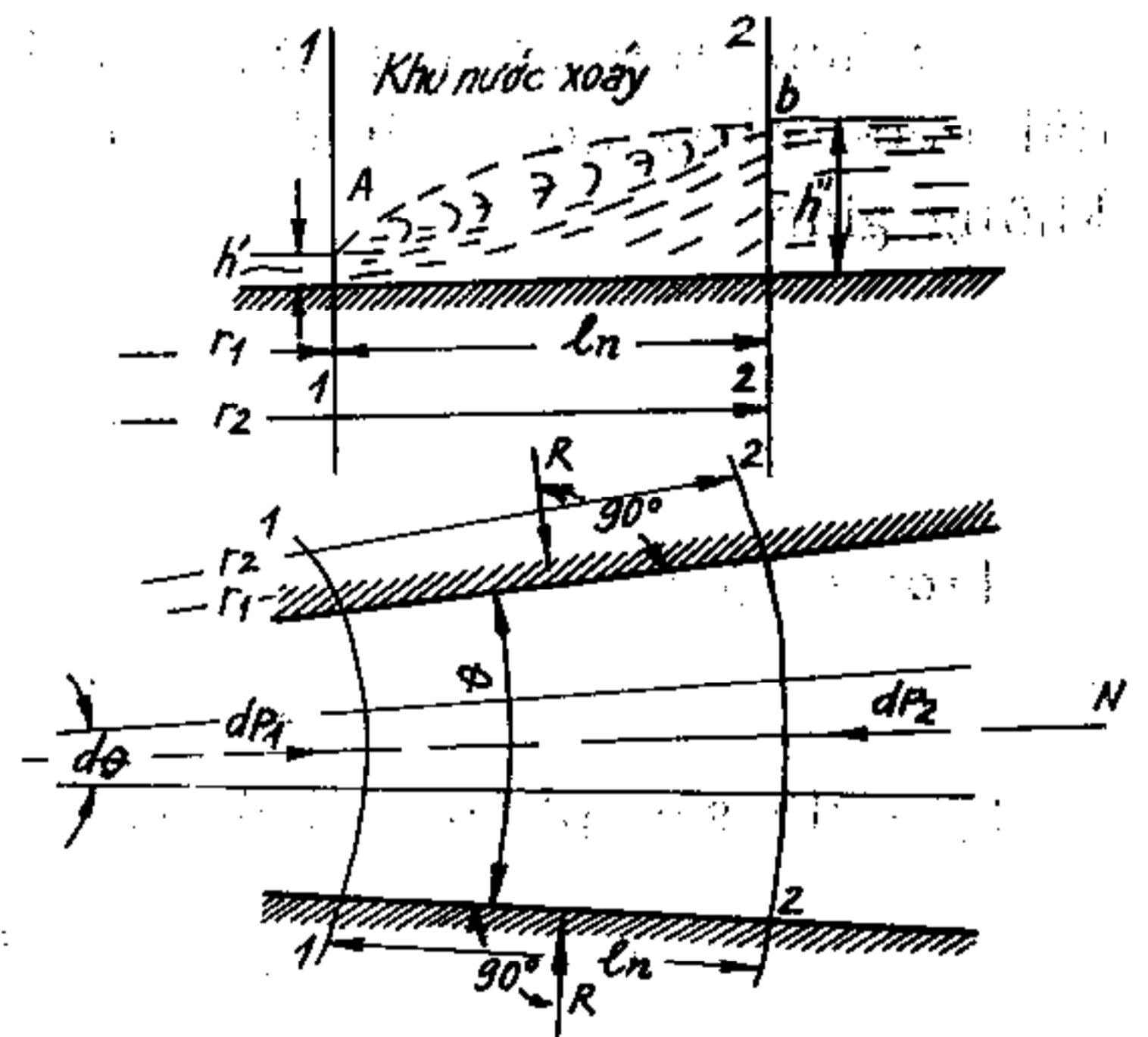
Trong điều kiện không gian, hình thức nối tiếp phức tạp hơn trong điều kiện mặt phẳng.

Dạng nước chảy hoàn chỉnh có thể quan sát thấy ở kênh có mặt cắt hình chữ nhật, mở rộng với góc θ nhỏ ($\theta \leq 13^\circ$).



1. Lòng kênh chữ nhật mở rộng với góc θ nhỏ ($\theta \leq 13^\circ$)

Kết quả nghiên cứu của Vaxilep về nước chảy hoàn chỉnh trong kênh hình chữ nhật mở rộng với góc θ nhỏ ($\theta \leq 13^\circ$), đáy bằng ($i = 0$) cho thấy rằng dòng chảy vừa mở rộng theo chiều sâu, vừa mở rộng trên mặt bằng. Nước nhảy hoàn chỉnh xuất hiện trên mặt bằng theo một tuyến không phải là đường thẳng mà có thể coi là một tuyến hình cung tròn, có bán kính r_1 (mặt cắt trước nước nhảy) và r_2 (mặt cắt sau nước nhảy).



Dùng phương trình động lượng viết cho 2 mặt cắt trước và sau nước nhảy ta có lần lượt :

$$+ \quad \sum XL = \frac{\gamma}{2} \left(r_1 h'^2 - r_2 h''^2 + \beta \frac{h'^2 + h'h'' + h''^2}{3} \cdot l_n \right) d\theta \quad (29)$$

Trong đó : $l_n = r_2 - r_1$.

+ Biến thiên động lượng :

$$\Delta K = \frac{\gamma}{g} \alpha_o \left(\frac{Q}{\theta} \right)^2 \left(\frac{1}{h'' \cdot r_2} - \frac{1}{h' \cdot r_1} \right) d\theta \quad (30)$$

+ Viết phương trình động lượng :

$$\Delta K = \sum XL \quad (31)$$

trong đó $\sum XL$, ΔK tính theo (29) và (30), ta được :

$$\begin{aligned} & \frac{\gamma}{g} \alpha_o \left(\frac{Q}{\theta} \right)^2 \left(\frac{1}{h'' \cdot r_2} - \frac{1}{h' \cdot r_1} \right) = \\ & = \frac{\gamma}{2} \left[r_1 h'^2 - h''^2 + \frac{h'^2 + h'h'' + h''^2}{3} \times (r_2 - r_1) \right] \end{aligned} \quad (32)$$

hoặc sau khi biến đổi, ta được :

$$\begin{aligned} & \frac{2\alpha_o}{gr_1 \cdot h'} \cdot \left(\frac{Q}{\theta} \right)^2 + r_1 \cdot h'^2 = \\ & = \frac{2\alpha_o}{gr_2 h''} \cdot \left(\frac{Q}{\theta} \right)^2 + r_2 \cdot h''^2 - \beta \frac{h'^2 + h'h'' + h''^2}{3} (r_2 - r_1) \end{aligned} \quad (33)$$

Trong đó : θ tính bằng radiăng.

(33) là phương trình nước nhảy trong lòng dẫn chữ nhật mở rộng dần của Vaxiliep.

Vaxiliep trên cơ sở phân tích thứ nguyên và tận dụng công thức về chiều dài nước nhảy hoàn chỉnh đã đề nghị công thức cho chiều dài nước nhảy không gian :

$$l_n = \frac{10,3 h (\sqrt{Fr_1} - 1)^{0,81}}{1 + 0,54 \frac{h'}{r_1} (\sqrt{Fr_1} - 1)^{0,81}} \quad (34)$$

Trong đó :

$$Fr_1 = \left(\frac{h_k}{h_1} \right)^3$$

h_k - độ sâu phân giới ở mặt cắt trước nước nhảy bằng :

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha}{g} \left(\frac{Q}{r_1 \cdot \theta} \right)^2} \quad (35)$$

Khi $r_1 \rightarrow \infty$ ta thấy (34) lại trở thành công thức xác định chiều dài nước nhảy hoàn chỉnh. Trong (33) để tính r_2 cần lấy $\beta = 0,9$.

2. Lòng dẫn chữ nhật mở rộng đột ngột

Khi lòng dẫn chữ nhật mở rộng đột ngột, đáy bằng, Svácsơ và một số người khác đã đưa ra sơ đồ nước nhảy hoàn chỉnh, tự do và đối xứng. Nhưng nhiều thí nghiệm chứng tỏ rằng nước nhảy theo sơ đồ trên có thể xảy ra trong một số ít trường hợp và không bền vững.

Trên thực tế, dòng chảy xiết thường nối tiếp với dòng chảy êm trong điều kiện không gian dưới dạng chảy xiên, tức là dòng chảy hướng lệch về

một trong 2 bờ và giới hạn bởi các xoáy nước (theo Linxepxki, Gunco, Etscando v.v...).

Viết phương trình động lượng cho đoạn dòng chảy giới hạn bởi mặt cắt O-O đi qua mặt cắt co hẹp và mặt cắt 2-2 với giả thiết là có thể bỏ qua được lực ma sát đáy, ta có :

$$\frac{\gamma}{g} \frac{Q^2}{Bh_2} - \frac{\gamma}{g} \frac{Q^2}{bh_c} = \frac{1}{2} \gamma B h_2^2 - \frac{1}{2} \gamma b h_c^2 \quad (36)$$

Trong đó : h_2 - độ sâu tại mặt cắt (O-O).

Nhân cả 2 vế với $\frac{1}{Bh_c^2}$, sau khi thu gọn, ta được :

$$\frac{Q^2}{gb^2 \cdot h_c^3} \cdot \frac{b^2}{B^2} \cdot \frac{h_c}{h_2} - \frac{Q^2}{gb^2 \cdot h_c^3} \cdot \frac{b}{B} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{h_2}{h_c}\right)^3 - \frac{1}{2} \left(\frac{b_2}{h_c}\right)^2 \quad (37)$$

Đặt $K = \frac{h_2}{h_c}$; $S = \frac{b_2}{h_c}$; $\beta = \frac{B}{b}$ (38)

và $q = \frac{Q}{b}$; $\frac{q^2}{gh_c^3} = Fr_c$

ta được :

$$\frac{Fr_c}{\beta^2 \cdot S} - \frac{Fr_c}{\beta} = \frac{1}{2} K^2 - \frac{1}{2} S^2$$

hoặc :

$$K^2 = S^2 - \frac{2 \cdot Fr_c}{\beta^2} \left(\beta - \frac{1}{S} \right) \quad (39)$$

Đó là phương trình cơ bản của nước nhảy không gian.

Tổn thất năng lượng $\Delta \Theta$ trong nước nhảy ngập không gian có thể tìm được bằng cách viết phương trình Becnui cho 2 mặt cắt O-O và 2-2 :

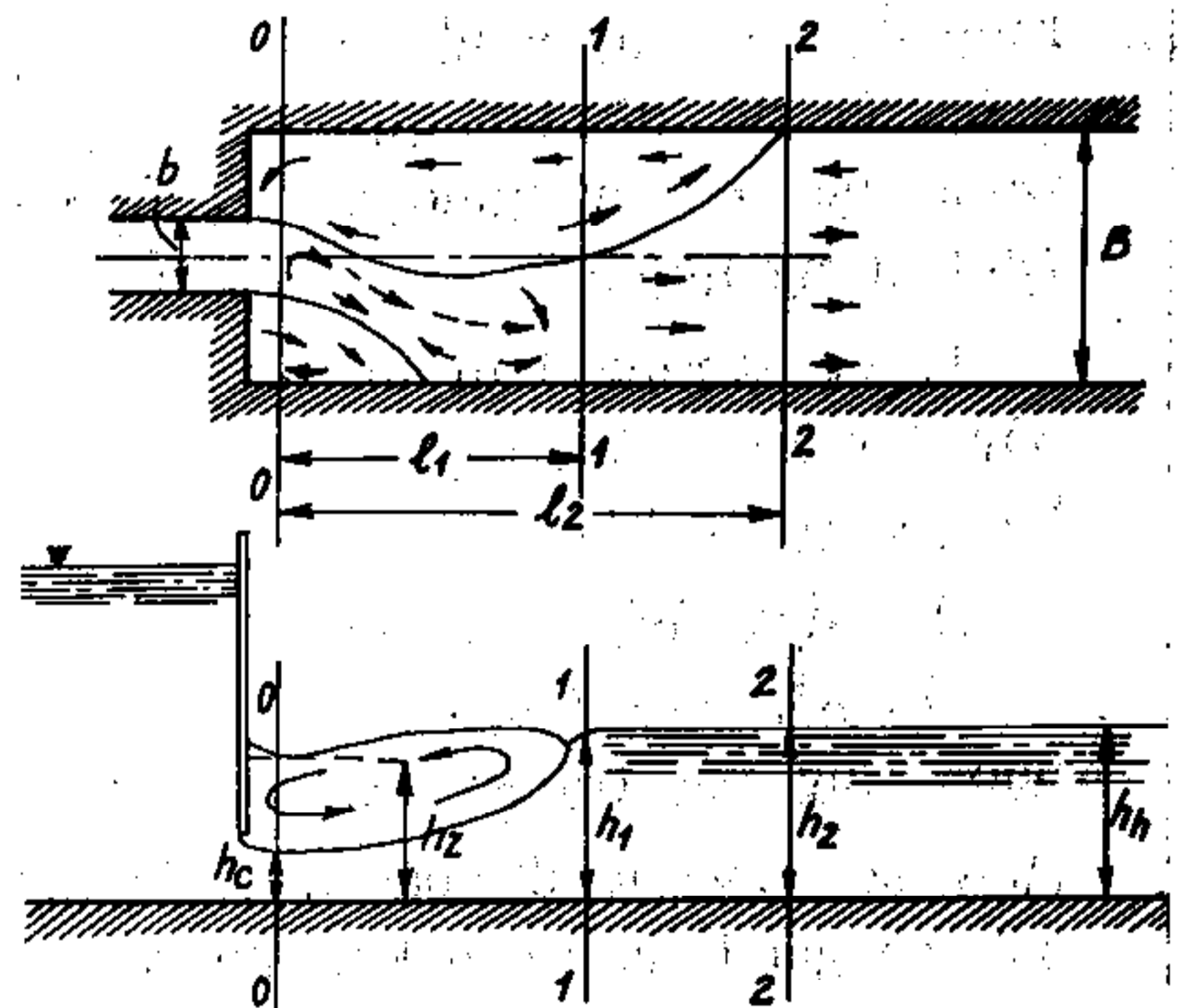
$$\frac{\Delta \Theta}{h_c} = \frac{Fr_c}{2} \left(1 - \frac{1}{\beta^2 S^2} \right) - (S - K) \quad (40)$$

Trong trường hợp mặt phẳng, $\beta = 1$, công thức (40) trở thành :

$$\frac{\Delta \Theta}{h_c} = \frac{Fr_c}{2} \left(1 - \frac{1}{S^2} \right) - (S - K) \quad (41)$$

Với $K = 1$, công thức (41) sẽ biến đổi được về công thức tính tổn thất năng lượng của nước nhảy hoàn chỉnh.

Chiều dài nước nhảy không gian có 2 loại : chiều dài l_1 , tính từ (O-O) đến (1-1) tức là chiều dài của đoạn mở rộng về chiều sâu ; chiều dài l_2 ,



tính từ (O-O) đến (2-2) tức là chiều dài của đoạn mở rộng về bề ngang.
 Kết quả thí nghiệm cho thấy :

+ Trong trường hợp cửa cống ở giữa :

$$l_{1(\text{giữa})} = 6(S - 1)h_c \quad (42)$$

$$l_{2(\text{giữa})} = (4,1 - 0,4\beta)(\beta S - 1)h_c \quad (43)$$

+ Trong trường hợp cửa cống ở bên, với $\beta = 2 \div 6$, ta có :

$$l_{1(\text{bên})} = (1,5 - 1,8)l_{2(\text{giữa})} \quad (44)$$

$$l_{2(\text{bên})} = 2l_{2(\text{giữa})} \quad (45)$$

§X-10. NƯỚC NHẢY TRONG LÒNG DẪN CHỮ NHẬT CÓ ĐỘ DỐC ĐÁY LỚN

Trong lúc chứng minh phương trình cơ bản của nước nhảy ta đã giả thiết rằng độ dốc đáy kênh là nhỏ, do đó đã bỏ qua trọng lực khi viết phương trình động lượng.

Trong trường hợp độ dốc đáy lớn ta không thể bỏ qua trọng lực.

Độ dốc đáy lớn là $i > i_k$. Khi đó đường mặt nước ứng với trạng thái

chảy êm phải là đường nước dâng a_{II} . Hiện tượng này đòi hỏi phải dùng một số giả thiết thích hợp đối với mặt cắt sau nước nhảy.

Dùng phương trình động lượng viết cho 2 mặt cắt 1-1 và 2-2 ta có kết quả sau đây :

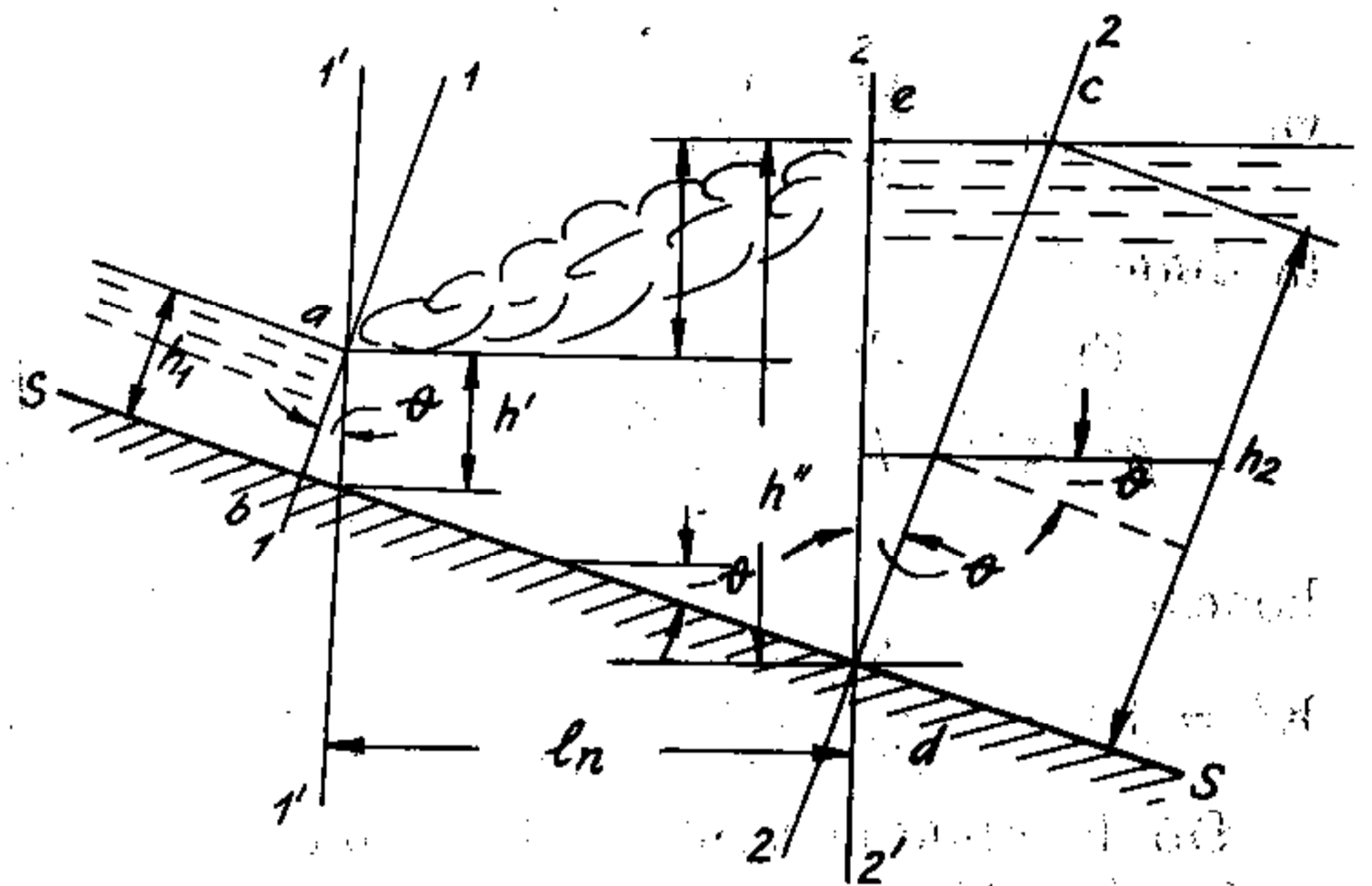
$$\eta^3 - \eta' \left(\cos^3\theta + \frac{2Fr'_1}{\cos\theta} + \frac{2S\sin}{h'^2} \right) + 2Fr'_1 \cos^2\frac{\theta}{2} = 0 \quad (46)$$

trong đó :

$$\eta' = \frac{h''}{h'} ; Fr' = \frac{\alpha_0 v_1^2}{gh'}$$

S - diện tích hình abcd.

Phương trình (46) là phương trình nước nhảy trong lòng dẫn hình chữ nhật có độ dốc đáy lớn.



Có thể dùng công thức kinh nghiệm của Bakhmechep với $i \leq 0,07$ và $6,5 \leq Fr'_1 \leq 38,1$:

$$\eta' = \eta + ki \quad (47)$$

Trong đó :

η - tỉ số những độ sâu liên hiệp có cùng một trị số Fr , nhưng ở trong lòng dẫn nằm ngang ;

i - độ dốc đáy lòng dẫn ;

k - hệ số kinh nghiệm .

Độ cao nước nhảy theo Koxiacôva bằng :

$$a' = a(1 - 1,75i) \quad (48)$$

Trong đó :

a - chiều cao nước nhảy có cùng số Fr ở trong kênh nằm ngang

Chiều sâu h'' sau nước nhảy có thể tìm theo :

$$h'' = a + h' + l'_n \operatorname{tg} \theta \quad (49)$$

Trong đó : l'_n - chiều dài nước nhảy.

Theo Koxiacôva với $i \leq 1/3$ chiều dài nước nhảy bằng :

$$l'_n = l_n(1 + 3i) \quad (50)$$

Trong đó : l_n - chiều dài nước nhảy có cùng một trị số Fr , nhưng kênh nằm ngang.

Ví dụ X-1 :

Xác định độ sâu liên hiệp h_1 của nước nhảy trong kênh hình thang $b = 5\text{m}$, $Q = 22 \text{ m}^3/\text{s}$, $h_2 = 1,5\text{m}$, $m = 1$.

Giải :

Phương trình cơ bản của nước nhảy

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_1} + y_1\omega_1 = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_2} + y_2\omega_2$$

Gọi $N(h) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega} + y\omega$ là hàm số nước nhảy xác định theo h_1 và h_2 khi $h = h_1$

$$N(h_1) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_1} + y_1\omega_1$$

$$h = h_2$$

$$N(h_2) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_2} + y_2\omega_2$$

$h_2 = 1,5$ ta tính $N(h_2)$

$$\omega_2 = (b + mh_2)h_2 = (5 + 1,5 \times 1) \times 1,5 = 9,75\text{m}^2$$

$$y_2 = \frac{B_2 + 2b}{B_2 + b} \cdot \frac{h_2}{3} = \frac{b + 2mh_2 + 2b}{b + 2mh_2 + b} \times \frac{h_2}{3}$$

$$= \frac{15 + 3}{10 + 3} \cdot 0,5 = 0,69\text{m}$$

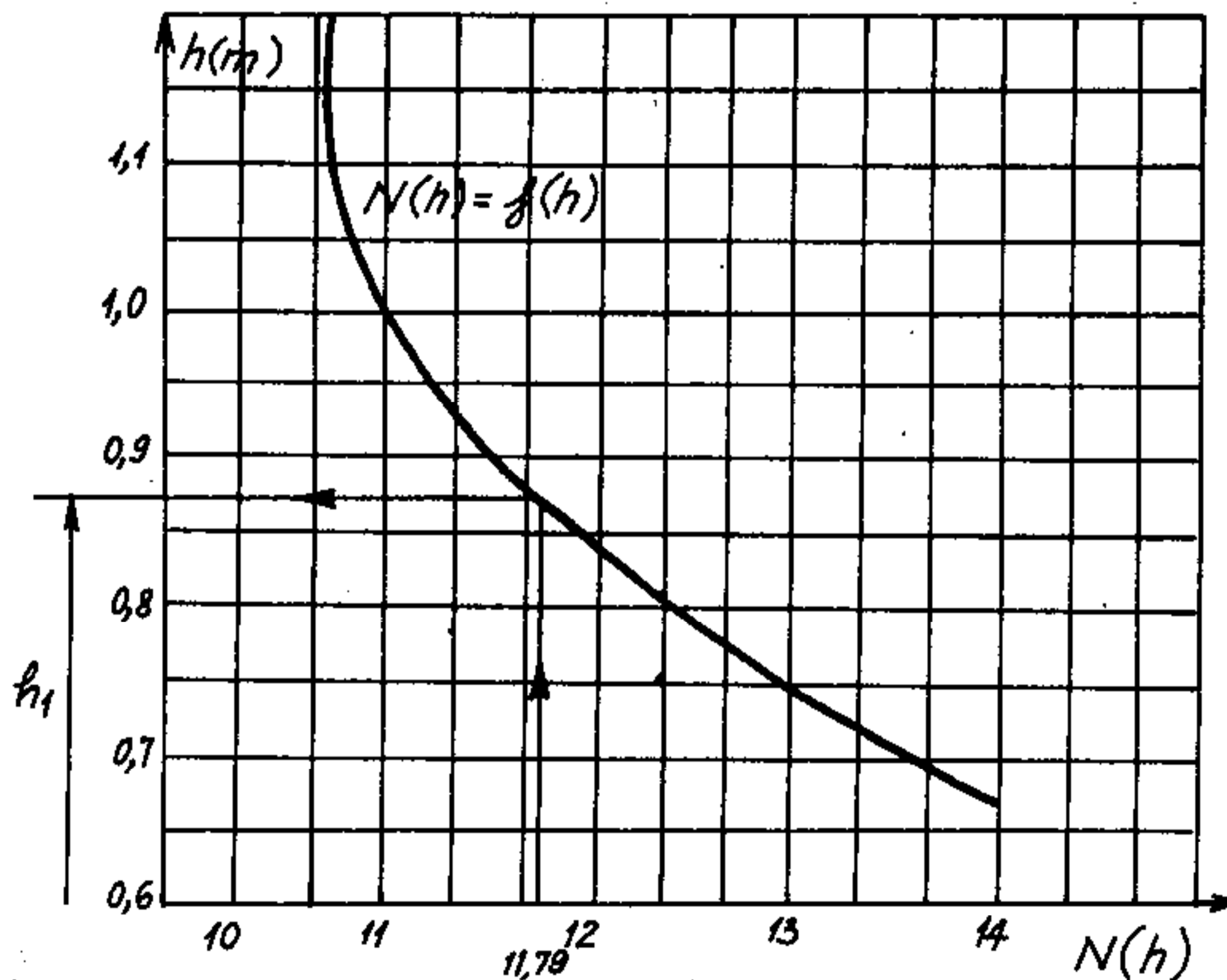
$$N(h_2) = \frac{22^2}{9,81 \times 9,75} + 0,69 \times 9,75 = 11,79\text{m}^3$$

Cho các giá trị h để tính

$$N(h) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega} + y\omega$$

Trình tự tính và kết quả được ghi ở bảng sau :

h (m)	$\omega(\text{m}^2)$	m(m)	y ω	$\frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega}$	N(h)
1,2	7,44	0,5	4,17	6,64	10,81
1,1	6,7	0,517	3,47	7,37	10,84
1,0	6,0	0,47	2,82	8,2	11,05
0,9	5,3	0,43	2,26	9,3	11,56
0,8	4,64	0,38	1,77	10,65	12,46
0,75	4,3	0,36	1,54	11,47	13,03
0,7	4,0	0,34	1,56	12,25	13,01
0,6	3,36	0,29	0,972	14,7	15,67



Ví dụ X-2 :

Kênh mặt cắt hình chữ nhật $b = 3\text{m}$, $Q = 6,8 \text{ m}^3/\text{s}$, biết chiều sâu liên hiệp thứ nhất của nước nhảy $h_1 = 0,55\text{m}$. Tính chiều sâu liên hiệp thứ hai và chiều dài nước nhảy.

Giải :
 Tính $h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1 \times 6,8^2}{3^2 \times 9,81}} = 0,806\text{m}$

$$Fr_1 = \frac{\alpha Q^2}{g h_1^3 b^2} = \frac{1 \times 6,8^2}{9,81 \times 3^2 \times 0,55^2} = 3,2 > 3$$

Vì $Fr_1 > 3$ nên dạng nước nhảy là chính quy.

$$\begin{aligned} h_2 &= \frac{h_1}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_k}{h_1} \right)^3} - 1 \right] \\ &= \frac{0,55}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{0,806}{0,55} \right)^3} - 1 \right] = 1,132\text{m} \end{aligned}$$

Chiều dài nước nhảy :

$$\begin{aligned} l_{nn} &= (4 \div 5)(h_2 - h_1) = 5(1,132 - 0,55) \\ &= 2,91\text{m}. \end{aligned}$$

Ví dụ X-3 :

Nước chảy qua đập tràn xuống hạ lưu qua kênh chữ nhật có $n = 0,017$, $q = 8 \text{ m}^3/\text{sm}$, $h_n = 3,6\text{m}$, chiều sâu tại mặt cắt co hẹp $h_c = 0,7\text{m}$, $i = 0$. Xác định vị trí nước nhảy.

Giải :

Tính chiều sâu phân giới :

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{8^2}{9,81}} = 1,87\text{m}$$

Độ sâu liên hiệp thứ hai của nước nhảy

$$h''_c = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_k}{h_c} \right)^3} - 1 \right] = 0,35 \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{1,87}{0,7} \right)^3} - 1 \right] = 4\text{m}$$

nhảy tại vị trí sau mặt cắt co hẹp.

Vị trí nước nhảy

Nước nhảy xảy ra tại vị trí ở đó độ sâu dòng chảy h_1 là độ sâu liên hiệp thứ hai của nước nhảy $h_2 = h_n$.

$$h_1 = \frac{h_n}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_k}{h_n} \right)^3} - 1 \right] = 1,8 \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{1,87}{3,6} \right)^3} - 1 \right] = 0,82\text{m}.$$

Sau khi qua mặt cắt co hẹp c-c là đường nước dâng c_0 , từ c-c đến 1-1 có $h_1 = 0,82\text{m}$. Nước nhảy xảy ra tại mặt cắt 1-1 với $h' = h_1$ và $h'' = h_n$. Chiều dài đoạn nước dâng l_{c1} xác định bằng công thức :

$$l_{c1} = \frac{\Delta \vartheta}{i - J} = \frac{\vartheta_1 - \vartheta_c}{y - J}$$

Trong đó :

$$\vartheta_1 = h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = 0,82 + 485 = 5,64\text{m}$$

$$\vartheta_c = h_c + \frac{\alpha v_c^2}{2g} = 0,7 + 6,65 = 7,36\text{m.}$$

$$\bar{J} = \frac{J_c + J_1}{2} \text{ với } J = \frac{Q^2}{K^2}$$

$$K_c = \omega_c \cdot C_c \quad R_c = 0,7 \times 46,9 = 32,86 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$K_1 = \omega_1 \cdot C_1 \quad R_1 = 0,82 \times 51,88 = 42,54 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$J_c = \frac{8^2}{32,86^2} = 0,059 \quad J_1 = \frac{8^2}{(42,54)^2} = 0,035$$

$$\bar{J} = \frac{J_c + J_1}{2} = \frac{0,059 + 0,035}{2} = 0,047$$

$$l_{c-1} = \frac{5,64 - 7,36}{-0,047} = 36,6\text{m.}$$

Nước nhảy xảy ra cách mặt cắt c-c một khoảng cách $l_{c-1} = 36,6\text{m}$.

Ví dụ X-4 :

Tính chiều sâu liên hiệp thứ nhất của nước nhảy trong kênh có mặt cắt hình chữ nhật khi biết $Q = 27 \text{ m}^3/\text{s}$, $b = 10,8\text{m}$, $h_2 = 2,2\text{m}$.

Đáp số : $h_1 = 0,237\text{m}$

Ví dụ X-5 :

Tính chiều sâu liên hiệp thứ hai sau nước nhảy của kênh mặt cắt hình chữ nhật có $Q = 36 \text{ m}^3/\text{s}$, $b = 10\text{m}$, $h'_1 = 0,7\text{m}$. Xác định chiều dài nước nhảy, tổn thất năng lượng của nước nhảy.

Đáp số : $h_2 = 1,63\text{m}$

$l_{nn} = 4,65\text{m}$

$h_w = 0,18\text{m}$

Ví dụ X-6 :

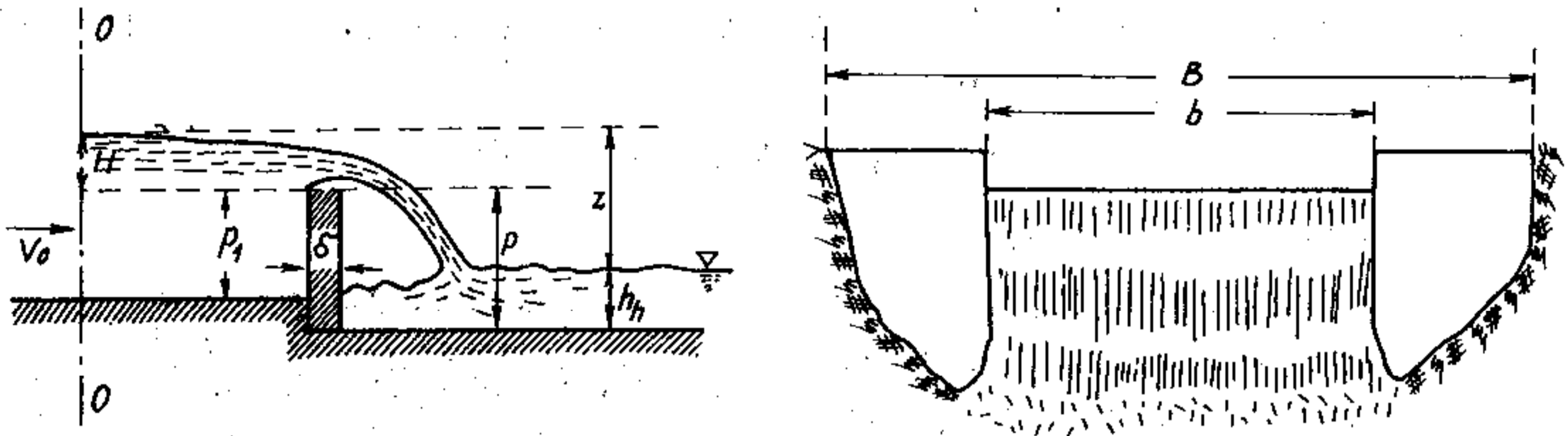
Nước nhảy qua cống hạ lưu với lưu lượng $q = 6 \text{ m}^2/\text{s}$. Kênh hạ lưu có mặt cắt ngang hình chữ nhật $b = 8\text{m}$, $n = 0,02$, $i = 0,0001$ chiều sâu tại mặt cắt co hẹp $h_c = 0,6\text{m}$, chiều sâu dòng chảy hạ lưu $h_n = 2,8\text{m}$. Xác định vị trí nước nhảy.

Đáp số : Nước nhảy cách mặt cắt co hẹp c-c một đoạn $l = 23,88\text{m}$.

ĐẬP TRÀN

§XI-1. KHÁI NIỆM CHUNG

Đập tràn là bất cứ chương ngại nào đặt trên dòng chảy có nước tràn qua.



Về kết cấu đập tràn rất khác nhau.

Các bộ phận cơ bản của đập tràn :

- + Chiều rộng đập tràn, kí hiệu là b , là chiều dài đoạn nước tràn ;
- + Chiều cao của đập so với đáy kênh hoặc sông thượng lưu, kí hiệu là P_1 ;
- + Chiều cao của đập so với đáy hạ lưu, kí hiệu là P ;
- + Chiều dày của đỉnh đập, kí hiệu là δ ;
- + Cột nước tràn, kí hiệu là H , là chiều cao mặt nước thượng lưu so với đỉnh đập, chiều cao này phải đo tại mặt cắt (O-O) cách xa đỉnh đập một khoảng bằng từ $(3 - 5)H$ về phía thượng lưu, nơi mặt nước chưa bị hạ thấp trước khi tràn qua đập ;
- + Chiều sâu hạ lưu, kí hiệu là h_n ;
- + Độ ngập hạ lưu, kí hiệu là h_n , là chiều sâu từ mặt nước hạ lưu đến đỉnh đập (khi nước hạ lưu cao hơn đỉnh đập).

$$h_n = h_n - P$$

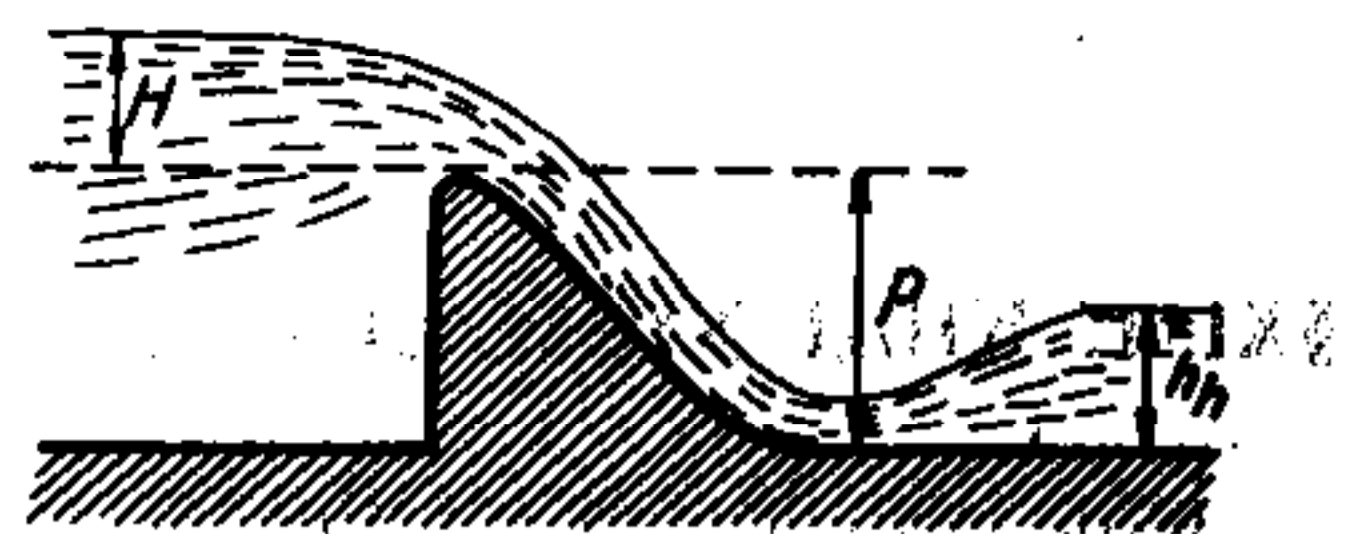
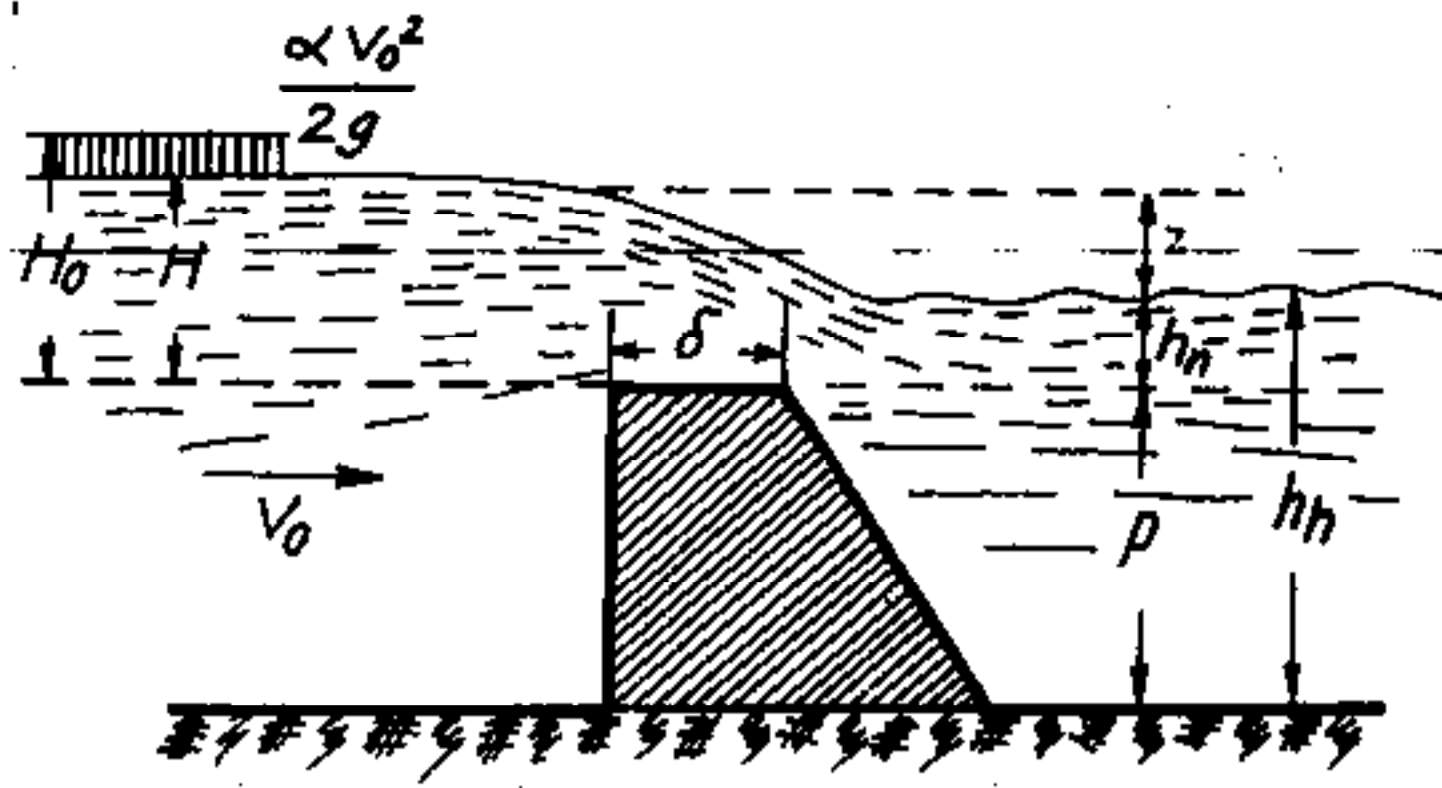
Đập tràn có thể phân loại theo các tiêu chuẩn sau :

a- Hình dạng mặt cắt đập :

1. Đập tràn thành mỏng. Khi chiều dày của đỉnh đập $\delta < 0,67H$, nước tràn ngay sau khi qua mép thượng lưu của đỉnh đập thì tách khỏi đỉnh đập, không chạm vào toàn bộ mặt đập, tức là hình dạng và chiều dày của đập không ảnh hưởng đến dòng nước tràn và lưu lượng tràn.

2. Đập tràn mặt cắt thực dụng. Khi chiều dày đỉnh đập đã ảnh hưởng đến làn nước tràn, nhưng không quá lớn, cụ thể là :

$$0,67H < \delta < (2 \div 3)H$$



Mặt cắt đập có thể là hình đa giác hoặc hình cong.

3. Đập tràn đỉnh rộng. Khi đỉnh đập nằm ngang (hoặc rất ít dốc) và có một chiều dày tương đối lớn :

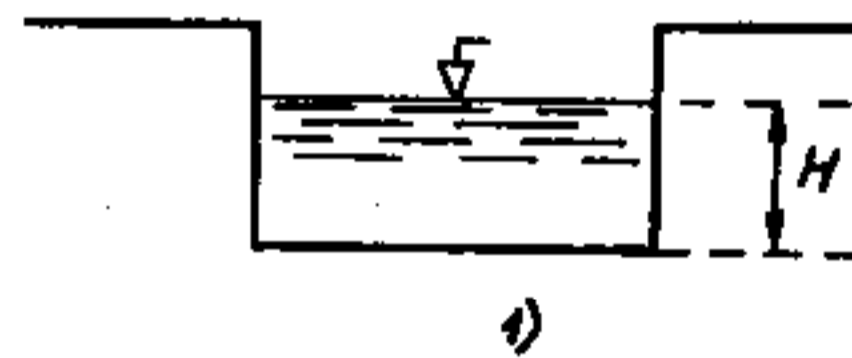
$$(2 \div 3)H < \delta < (8 \div 10)H$$

trên đỉnh đập hình thành một đoạn dòng chảy có tính chất thay đổi dần. Nhưng nếu chiều dày quá lớn thì không thể coi là đập tràn nữa mà phải coi như một đoạn kênh.



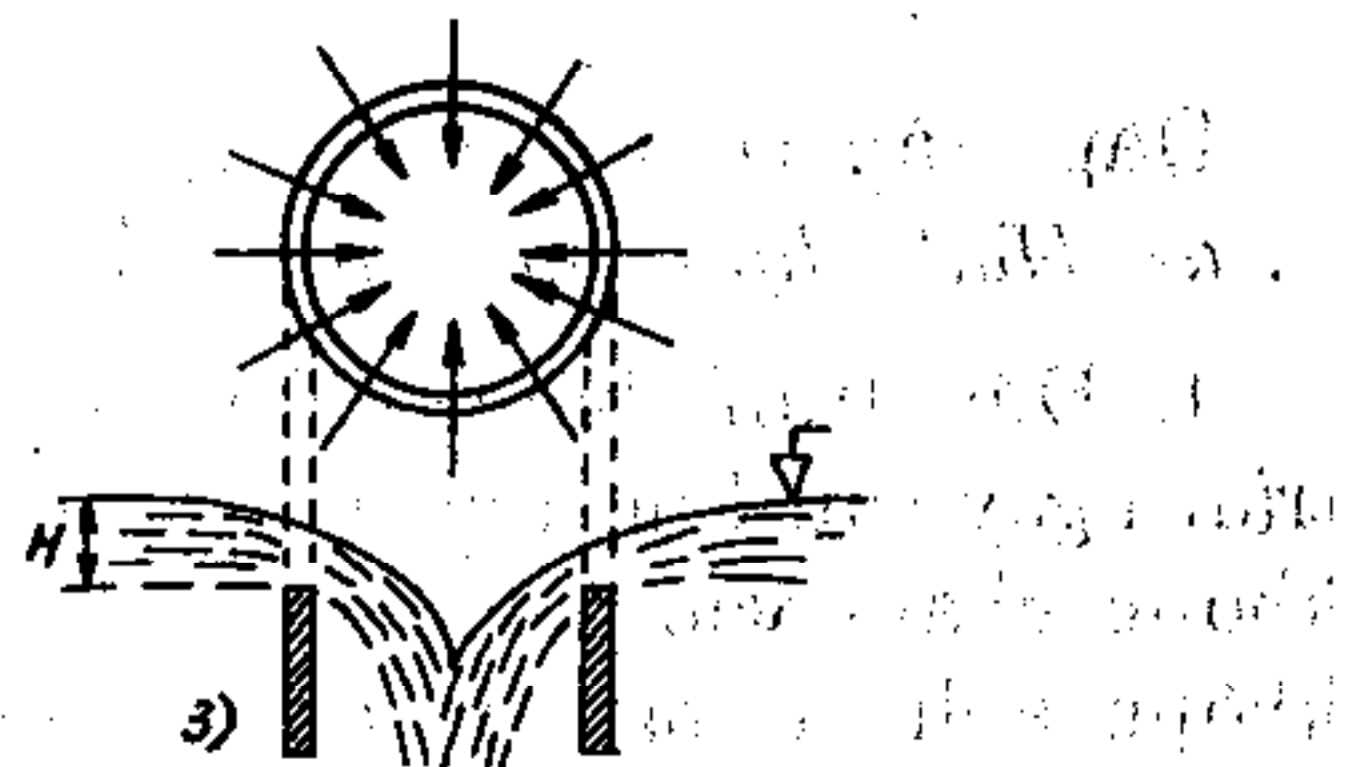
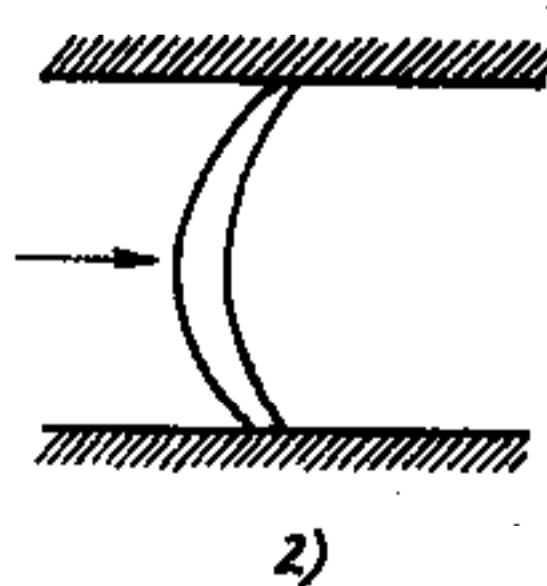
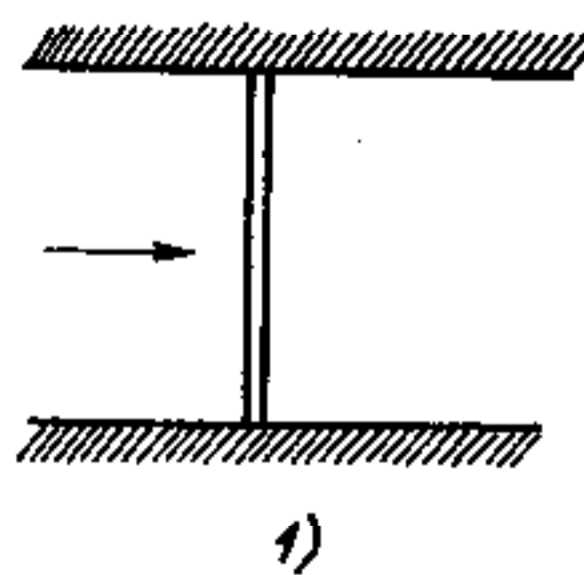
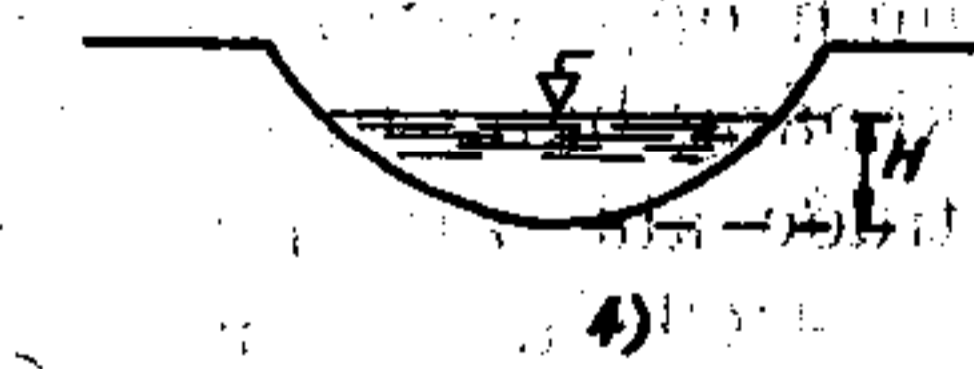
b- Hình dạng cửa tràn :

1. Đập tràn cửa chữ nhật ;
2. Đập tràn cửa hình tam giác ;
3. Đập tràn cửa hình thang ;
4. Đập tràn cửa hình cong.



c- Hình dạng tuyến đập tràn trên mặt bằng :

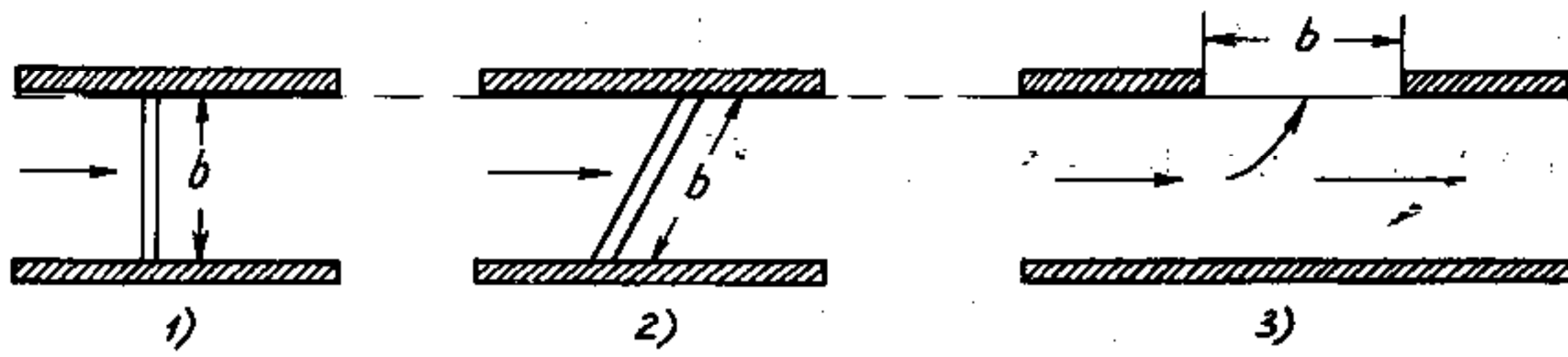
1. Đập thẳng ;
2. Đập cong, thường là hình cung ;
3. Đập kiểu giếng, có đường tràn nước là một hình cong kín, thường là tròn, v.v...



d- Hướng của đập so với hướng dòng chảy chính có :

1. Đập đặt thẳng góc với dòng chảy ;
2. Đập đặt xiên ;

3. Đập bên, đặt ở một bên bờ song song với dòng chính.



e- Ảnh hưởng của mực nước hạ lưu đối với khả năng tháo nước của đập :

1. Chảy không ngập. Khi mực nước hạ lưu còn thấp hơn đỉnh đập, hoặc cao hơn đỉnh đập, nhưng chưa ảnh hưởng đến hình dạng làn nước tràn và khả năng tháo nước của đập.

2. Chảy ngập. Khi mực nước hạ lưu cao hơn đỉnh đập đến mức ảnh hưởng đến hình dạng làn nước tràn và năng lực tháo nước của đập, cụ thể là khi h_h tăng thì Q tràn giảm đi (nếu H là cố định) hoặc khi Q tràn là cố định thì H tăng lên.

§XI-2. CÔNG THỨC TỔNG QUÁT TÍNH LƯU LƯỢNG CỦA ĐẬP TRÀN

Nếu đập tràn được xem là trường hợp riêng của dòng chảy qua lỗ lớn thì lưu lượng có thể xác định bằng công thức :

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} (H_2^{3/2} - H_1^{3/2})$$

với giả thiết $H_1 = 0$ và $H_2 = H$ ta sẽ có :

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} H^{3/2}$$

hoặc nếu kí hiệu $m = \frac{2}{3} \mu$, trong đó m - hệ số lưu lượng của đập tràn ta sẽ có công thức cơ bản :

$$Q = m b \sqrt{2g} H^{3/2} \tag{1}$$

Công thức trên cũng có thể tìm bằng phương pháp thứ nguyên.

Đối với mặt tràn hình chữ nhật ta có thể viết được quan hệ sau :

$$Q = f(b, H, g)$$

hoặc dưới dạng :

$$Q = c.b^x.g^y.H^z$$

trong đó c là số không thứ nguyên, phụ thuộc hình dạng mặt cắt, chiều dày đỉnh đập v.v...

Dùng phương pháp thứ nguyên để xác định các số mũ x, y, z . Trước hết nhận xét trực giác rằng, trong trường hợp đập tràn cửa chữ nhật thì lưu lượng Q phải tỉ lệ với chiều rộng b , nghĩa là $x = 1$, ta có phương trình thứ nguyên :

$$Q = [b].[g]^y.[H]^z$$

$$\left[\frac{L^3}{T}\right] = [L]. \left[\frac{L}{T^2}\right]^y . [L]^z$$

Cân bằng 2 vế thứ nguyên ta được :

$$y = \frac{1}{2} \quad \text{và} \quad z = \frac{3}{2}$$

Vậy :

$$Q = cb \sqrt{g} H^{3/2} = \frac{c}{\sqrt{2}} b \sqrt{2g} H^{3/2}$$

Đặt $\frac{c}{\sqrt{2}} = m$, ta trở lại công thức tổng quát (1) của đập tràn.

Công thức này dùng cho tất cả các loại đập, chỉ khác nhau ở hệ số lưu lượng m cho từng loại đập và các yếu tố ảnh hưởng của vận tốc đến gần của sự co hẹp bên và của trạng thái nối tiếp với hạ lưu (ngập và không ngập) được đưa vào (1) khi có các ảnh hưởng đó.

Tổng quát mà nói ta có giới hạn của hệ số lưu lượng m là :

$$0,3 < m < 0,6$$

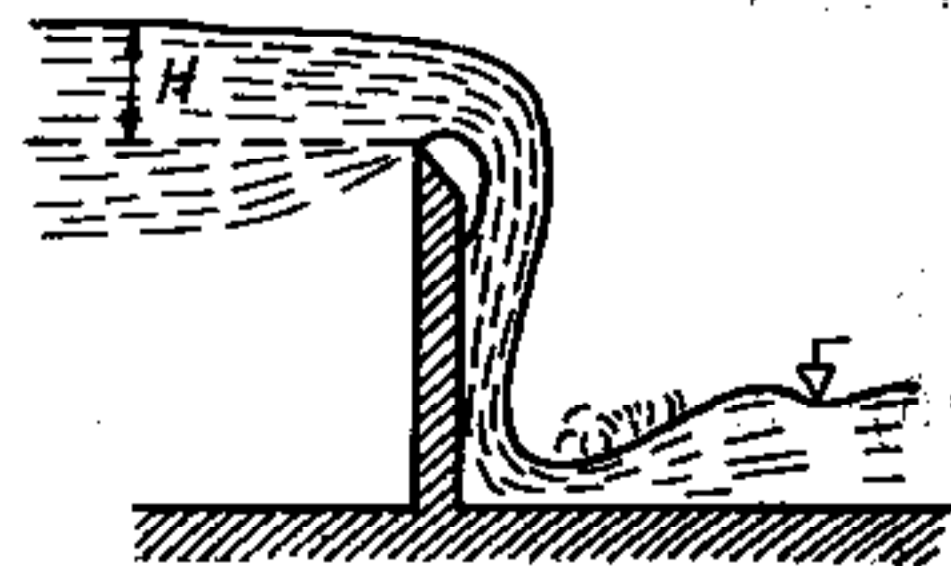
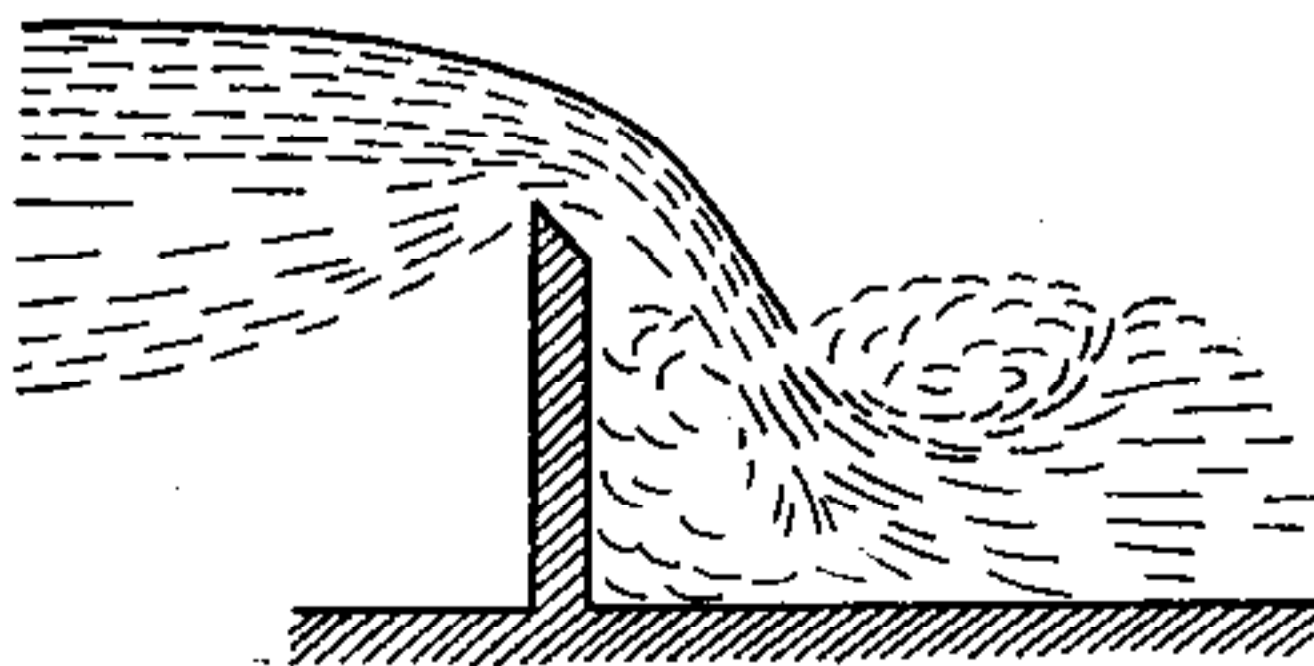
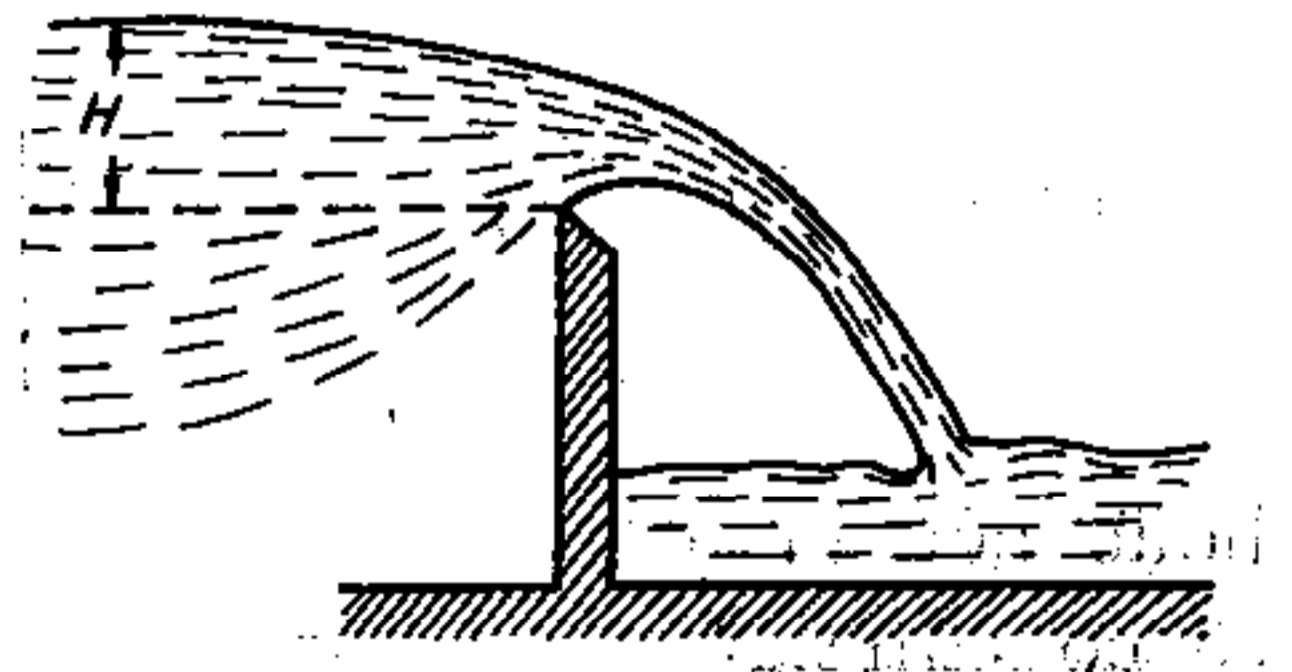
§XI-3. ĐẬP TRÀN THÀNH MỎNG

1. Các dạng chảy không ngập

Đối với đập tràn thành mỏng, khi chảy không ngập có thể có 3 dạng chảy khác nhau, tùy theo tình hình khu vực chứa không khí ở dưới làn nước tràn :

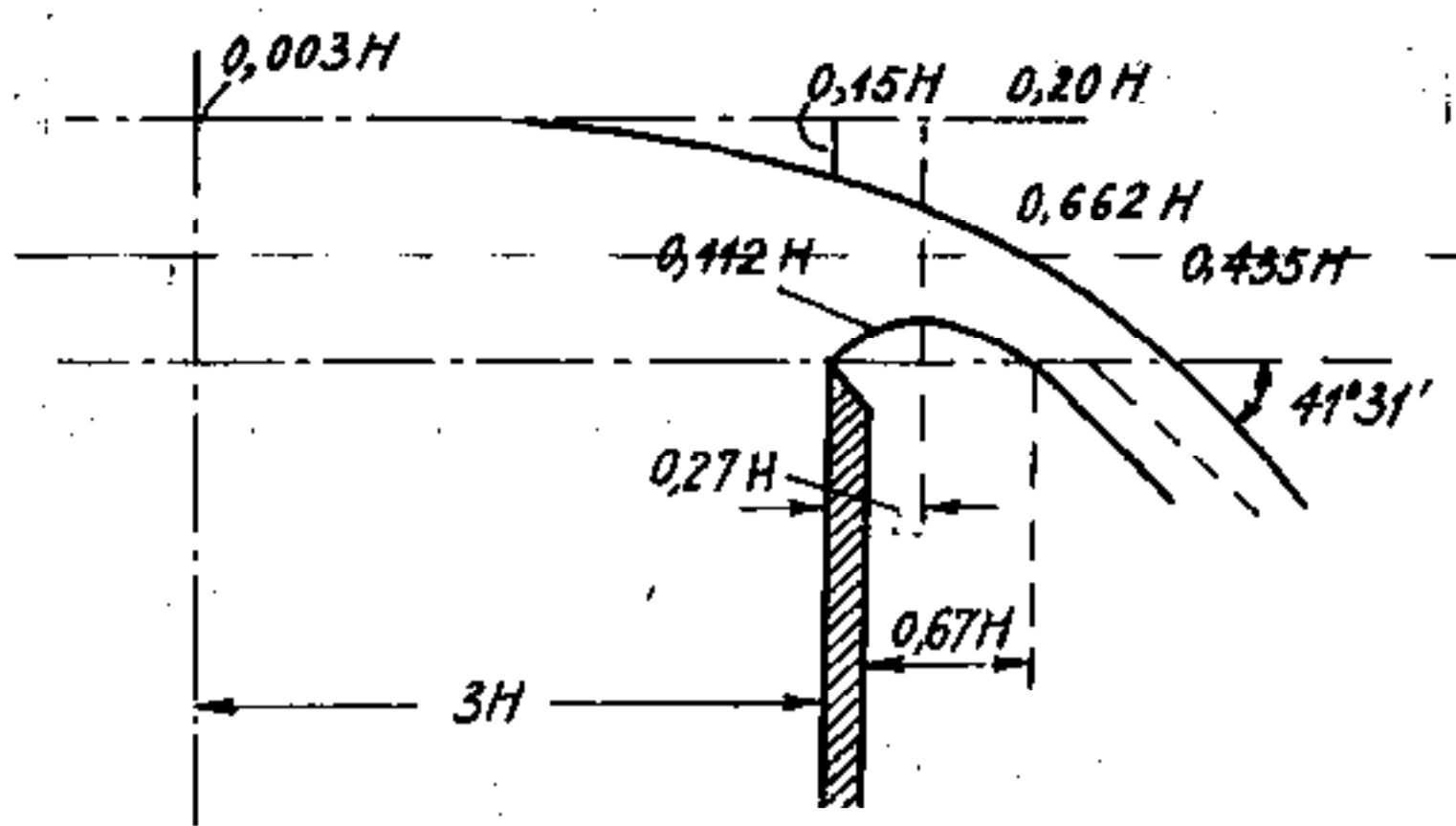
+ Chảy tự do. Khi phần không gian dưới làn nước tràn có không khí ra vào được tự do, áp suất ở đó bằng áp suất khí trời; làn nước rơi tự do theo quy luật của vật rơi.

+ Chảy bị ép. Không khí bị cuốn đi mà không được bổ sung đầy đủ nên sinh ra chân không tại khu vực dưới làn nước nên dòng chảy không được tự do mà bị ép sát vào gần thành đập, dưới dòng chảy có khu nước cuộn dâng cao hơn mực nước ở hạ lưu, có khi chiếm hết cả khu vực dưới làn nước.



+ Chảy bị ép sát. Khi cột nước H nhỏ mà dưới làn nước tràn không khí không vào được tự do thì làn nước tràn bám sát vào thành đập mà rơi xuống.

Hai loại dòng chảy bị ép và bị ép sát này tuy có hệ số lưu lượng lớn hơn chảy tự do, nhưng là dạng chảy không ổn định nên hệ số lưu lượng luôn thay đổi. Vì thế chảy tự do được dùng làm thiết bị đo lưu lượng trong phòng thí nghiệm và đập tràn thành mỏng chảy tự do, không có co hẹp bên được gọi là *đập tiêu chuẩn*.



Đập tràn tiêu chuẩn có các trị số tọa độ tính theo cột nước H như hình vẽ.

§XI-4. CÔNG THỨC TÍNH LƯU LƯỢNG CỦA ĐẬP TRÀN TIÊU CHUẨN

Từ công thức cơ bản ta biến đổi để có công thức phù hợp với các điều kiện cụ thể.

1. Ảnh hưởng của vận tốc đến gần :

+ Theo Badanh ảnh hưởng đó có thể xét đến bằng việc dùng hệ số lưu lượng m_0 thay cho m :

$$m_0 = m \left(1 + \frac{\alpha v_0^2}{2gH} \right)^{3/2} \quad (1)$$

nên công thức tính lưu lượng sẽ trở thành :

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (2)$$

Trị số m_0 được xác định bằng thực nghiệm.

Theo Badanh có thể tính m_0 theo :

$$m_0 = \left(0,405 + \frac{0,003}{H} \right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{H}{H+P} \right)^2 \right] \quad (3)$$

Công thức trên đúng trong phạm vi :

$$\begin{aligned} 0,2m < b < 2m \\ 0,24m < P_1 < 1,13m \\ 0,05m < H < 1,24m \end{aligned}$$

Theo Tsugaep :

$$m_0 = 0,402 + 0,054 \frac{H}{P_1} \quad (4)$$

Phạm vi chính xác : $P_1 \geq 0,5H$ và $H \geq 0,1m$

Trong các phạm vi đã nêu, công thức (2) có độ chính xác đến 1%, do đó đập tràn thành mỏng tiêu chuẩn được dùng làm một công cụ đo lưu lượng.

+ Cũng có thể dùng cột nước toàn phần H_0 thay cho H trong (1) để xét đến ảnh hưởng của vận tốc đến gần :

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g}$$

Ta sẽ có công thức tính lưu lượng theo H_0 như sau :

$$Q = mb \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (5)$$

2. Ảnh hưởng co hẹp bên

Đối với đập tràn thành mỏng, khi có co hẹp bên, ta thay hệ số m_0 bằng m_c . Trị số m_c có thể lấy theo thực nghiệm của Badanh :

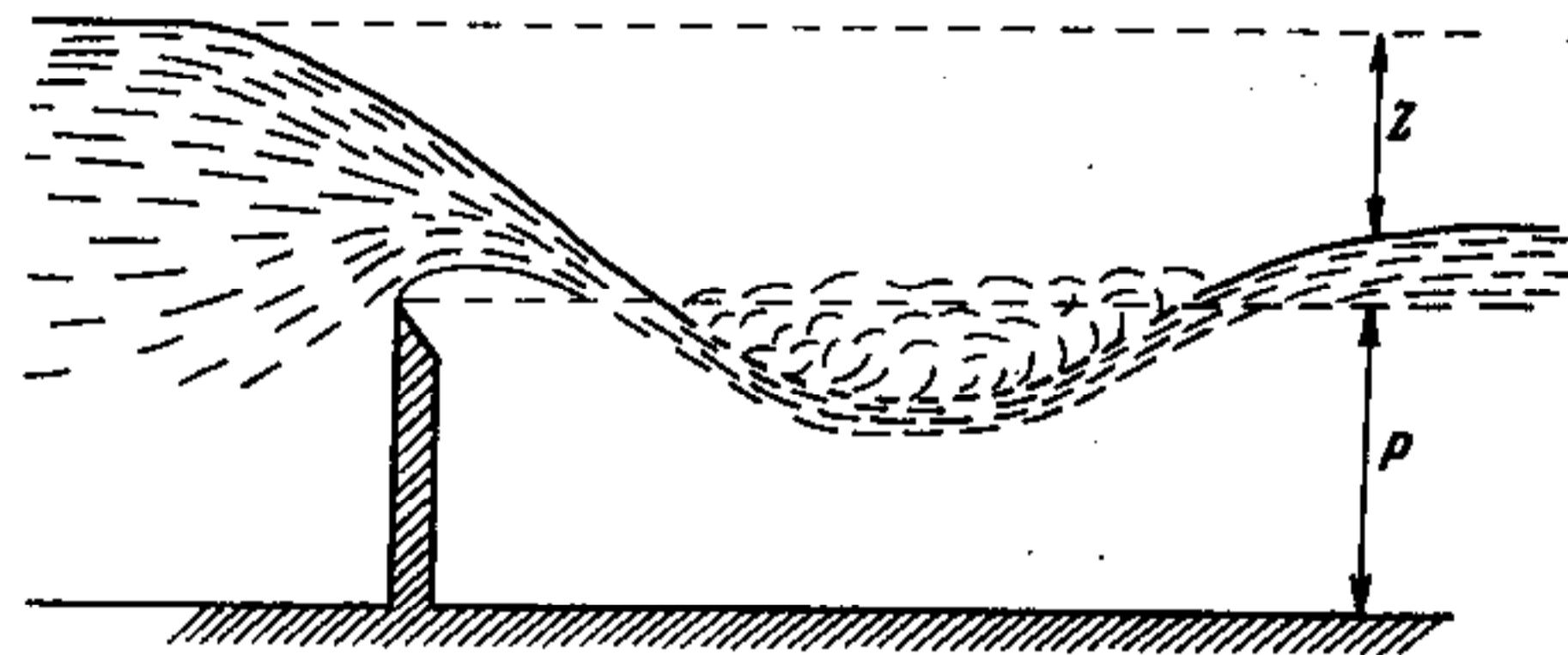
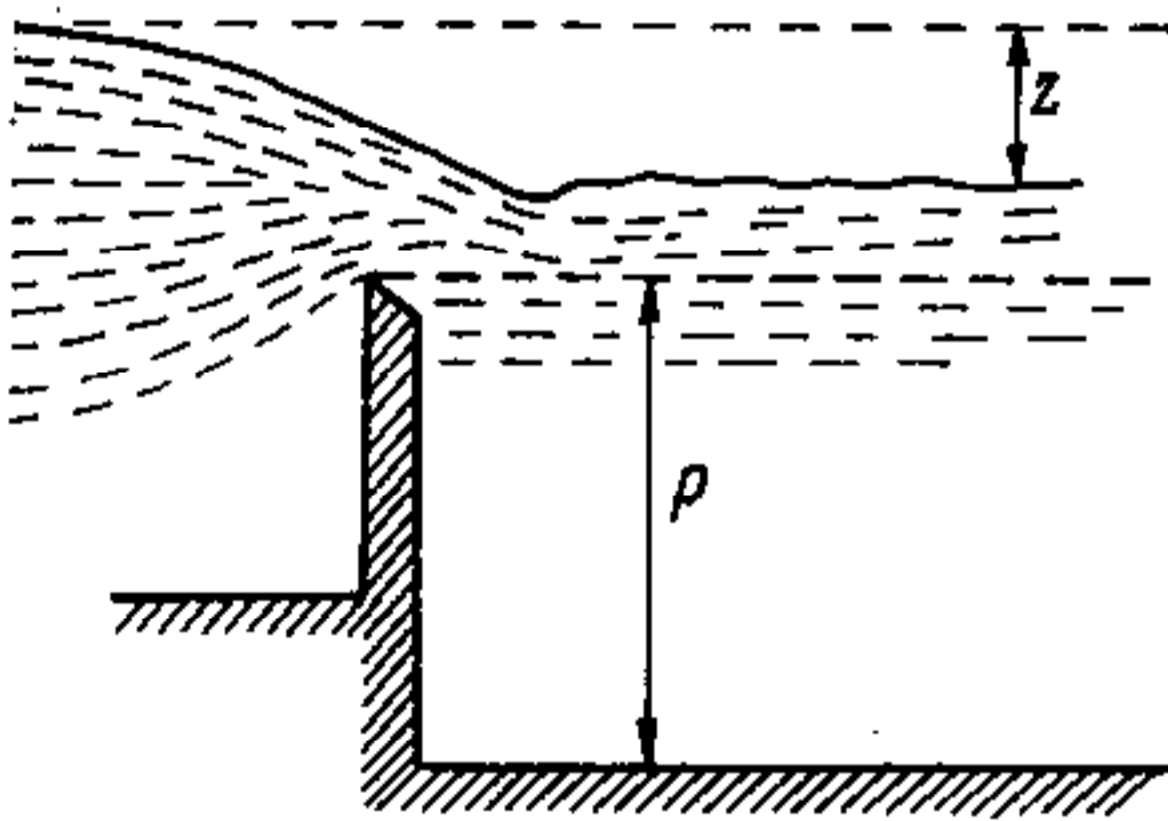
$$m_c = \left[0,405 + \frac{0,003}{H} - 0,03 \frac{B-b}{B} \right] \cdot \left[1 + 0,55 \left(\frac{b}{B} \right) \cdot \left(\frac{H}{H+P_1} \right)^2 \right] \quad (6)$$

Có thể quan niệm : $m_c = \varepsilon m_0$, trong đó ε - hệ số co hẹp bên.

Do đó công thức tính lưu lượng trong trường hợp này bằng :

$$Q = m_c \cdot b \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad (7)$$

3. Ảnh hưởng của tính ngập



Đập tràn thành mỏng sẽ là chảy ngập nếu thỏa mãn 2 điều kiện sau :

a) *Mức nước hạ lưu cao hơn đỉnh đập :*

$$h_h > P \text{ hoặc } h_h = h_n - P > 0 \quad (8)$$

b) *Dòng tràn nối tiếp với hạ lưu bằng nước nhảy ngập hoặc không có nước nhảy, dòng chảy ở ngay hạ lưu đập là chảy êm.*

Nếu điều kiện thứ 2 không thỏa mãn thì dù mức nước ở hạ lưu cao hơn đỉnh đập, mức nước ở ngay sau đập vẫn thấp hơn đỉnh đập. Lúc đó mức nước hạ lưu vẫn không ảnh hưởng đến lưu lượng tràn, nên vẫn là chảy không ngập.

Điều kiện có nước nhảy ngập sẽ được thỏa mãn khi tỉ số $\frac{z}{P}$ nhỏ hơn một trị số phân giới :

$$\left(\frac{z}{P} \right)_{p.g.}, \text{ tức là } \frac{z}{P} < \left(\frac{z}{P} \right)_{p.g.} \quad (9)$$

Trong đó : z - độ chênh mực nước thượng hạ lưu $z = H - h_n$.

Trị số phân giới $(\frac{z}{P})_{p.g.}$ này phụ thuộc vào tỉ số $\frac{H}{P}$.
 Để tìm trị số $(\frac{z}{P})_{p.g.}$ đã có bảng hoặc đồ thị riêng.
 Có thể lấy một cách gần đúng :

$$\left(\frac{z}{P}\right)_{p.g.} = 0,70 \div 0,75.$$

Vậy khi chảy ngập, công thức tính lưu lượng sẽ là :

$$Q = \sigma_n \cdot m_o \cdot b \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (10)$$

Hệ số ngập σ_n được xác định bằng thực nghiệm, có thể lấy theo Badanh :

$$\sigma_n = 1,05 \left(1 + 0,2 \frac{h_n}{P}\right) \sqrt[3]{\frac{z}{H}} \quad (11)$$

Nếu vừa là chảy ngập vừa có co hẹp bên thì :

$$Q = \sigma_n \cdot m_c \cdot b \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (12)$$

Ngoài đập tràn thành mỏng cửa chữ nhật, đập tràn thành mỏng cửa tam giác và hình thang thường được dùng làm công cụ đo lưu lượng trong phòng thí nghiệm và trên các kênh, máng nhỏ nhờ độ chính xác của các công thức tính lưu lượng trong điều kiện chảy tự do.

+ Đối với đập tràn cửa tam giác ta có công thức tính lưu lượng :

$$Q = m_o \cdot \text{tg} \frac{\theta}{2} \sqrt{2g} H^{3/2}$$

Trong đó : θ - góc ở đỉnh của tam giác (TG).

Thay $m_o \text{tg} \frac{\theta}{2} = m_{TG}$, ta được :

$$Q = m_{TG} \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (13)$$

Đặt $m_{TG} \sqrt{2g} = M_{TG}$, ta có :

$$Q = M_{TG} \cdot H^{3/2} \quad (14)$$

Với đập được làm có $\theta = 90^\circ$, theo thực nghiệm của Tomson, trị số m_{TG} lúc đó bằng :

$$m_{TG} = 0,316$$

thay vào (13) ta được :

$$\begin{aligned} Q &= 1,4 \cdot H^{5/2} \text{ (m}^3/\text{s) (H tính bằng m) ;} \\ Q &= 4,427 \cdot H^{5/2} \text{ (l/s) (H tính bằng m).} \end{aligned} \quad (15)$$

Độ chính xác của các công thức này tới 1% trong phạm vi từ $0,05\text{m} < H < 0,25\text{m}$. Gặp H lớn hơn thì phải dùng đập cửa hình thang.

+ Đối với đập tràn cửa hình thang, lưu lượng qua đập lớn hơn lưu lượng qua đập chữ nhật dưới cùng chiều rộng b và cột nước H do cửa đập được mở rộng một góc θ .

Công thức tính lưu lượng qua đập cửa hình thang vẫn có dạng như cửa chữ nhật :

$$Q = m_{th} b \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (16)$$

Trong đó : m_{th} - hệ số lưu lượng của đập cửa hình thang, phụ thuộc vào góc θ .

Thường làm đập có $\text{tg}\theta = \frac{1}{4}$, gọi là đập Xipoletti và có :

$$m_{th} = 0,42$$

nên

$$Q = 0,42 b \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (17)$$

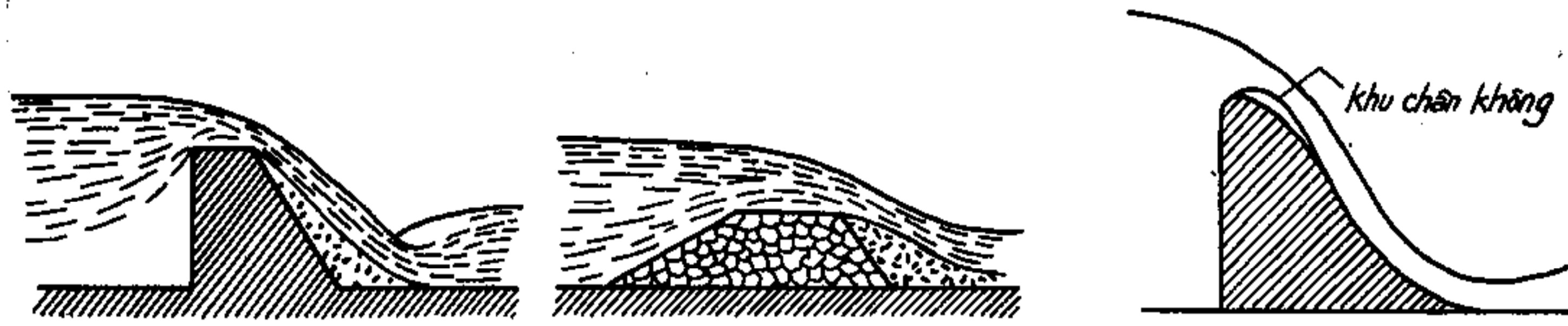
hay là :

$$Q = 1,86 b H^{3/2} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad (18)$$

Công thức đúng trong điều kiện $b \geq 3H$; $P_1 > 0$; chảy tự do, vận tốc đi tới không lớn lắm.

§XI-5. ĐẬP TRÀN CÓ MẶT CẮT THỰC DỤNG

1. Đặc điểm chung của đập tràn có mặt cắt thực dụng



Về hình dạng mặt cắt :

+ Mặt cắt đa giác. Thường là hình thang, có đỉnh nằm ngang hoặc dốc, chiều dày đỉnh δ trong phạm vi :

$$0,67H < \delta < (2 - 3)H$$

với các mái dốc thượng hạ lưu khác nhau. Các đập này cấu tạo đơn giản, dễ xây dựng bằng các loại vật liệu thông thường, nhưng có nhược điểm là có hệ số lưu lượng nhỏ so với các loại mặt cắt hình cong.

+ Mặt cắt hình cong. Có đỉnh đập và mái hạ lưu hình cong, lượn theo làn nước tràn, nên dòng chảy tràn được thuận, hệ số lưu lượng lớn, nhưng xây dựng phức tạp hơn. Đập tràn hình cong thường có hai loại.

a. Nếu làm cho mặt đập sát vào mặt dưới của làn nước tràn, không còn khoảng trống nữa thì sẽ không có chân không, gọi là đập hình cong không có chân không.

b. Nếu giữa mặt đập với mặt dưới của làn nước tràn có khoảng trống thì không khí ở đó bị làn nước cuốn đi, sinh ra chân không, gọi là đập hình cong có chân không.

Loại đập này có nhược điểm là làn nước tràn không ổn định, dễ lay động, làm đập bị rung động và dễ sinh ra xâm thực trên mặt đập. Tuy nhiên đập này lại có ưu điểm là chân không trên đỉnh đập lại có tác dụng hút, làm tăng lưu lượng, nên có khả năng rút ngắn chiều rộng đập, do đó gần đây có các loại vật liệu mới và kĩ thuật xây dựng tiên tiến nên việc dùng đập có chân không lại có lợi hơn.

2. Công thức tính lưu lượng

Ta vận dụng công thức tổng quát :

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} H^{3/2}$$

Tùy theo trường hợp cụ thể mà phải xét đến các ảnh hưởng sau :

- + Cột nước vận tốc đến gần bằng cách thay H qua H_0 ;
- + Co hẹp bên bằng cách thay b qua chiều rộng thực của làn nước tràn trên mỗi nhịp b_c :

$$b_c = \varepsilon b$$

Hệ số ε xác định bằng thực nghiệm.

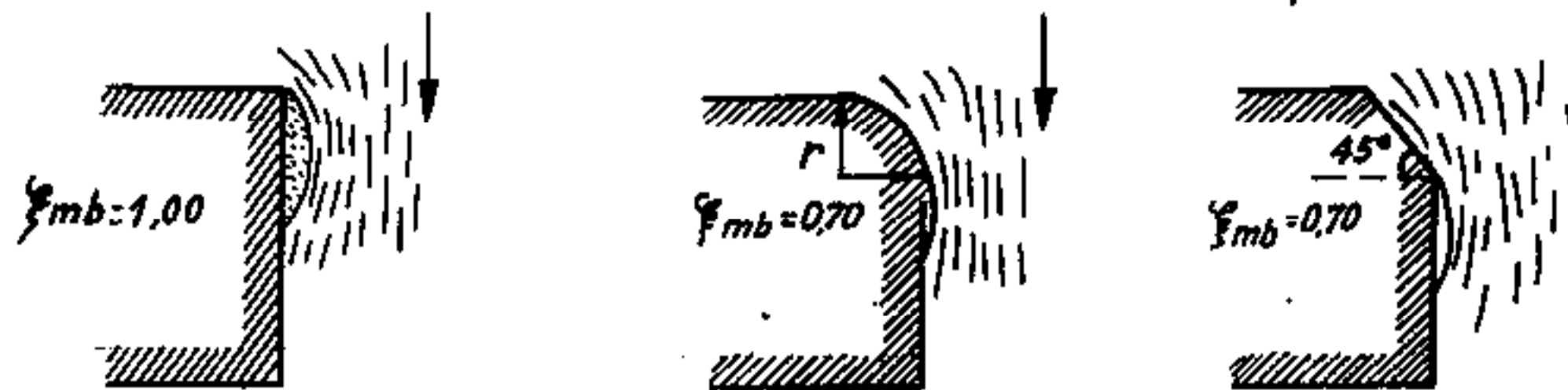
Theo quy phạm, hệ số co hẹp bên ε có thể tính theo công thức sau :

$$\varepsilon = 1 - 0,2 \frac{\xi_{m.b} + (n - 1) \cdot \xi_{m.t}}{n} \frac{H_0}{b} \quad (19)$$

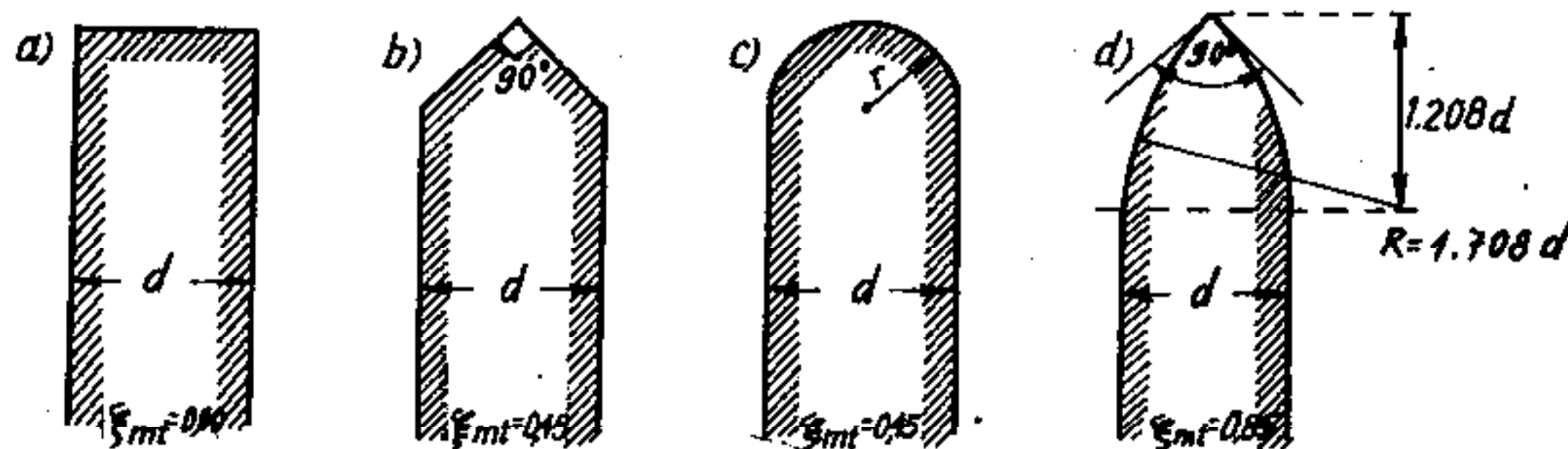
Trong đó : n - số khoang đập ;

b - chiều rộng mỗi nhịp ;

ξ_{mb} - hệ số hình dạng của mố bên, lấy theo hình vẽ sau :



ξ_{mt} - hệ số hình dạng của mố trục lấy theo hình vẽ sau :



+ Điều kiện nhảy ngập

Cũng như đối với đập tràn thành mỏng, điều kiện nhảy ngập là :

* Mực nước hạ lưu cao hơn đỉnh đập :

$$h_h > P \text{ hoặc } h_n = h_h - P > 0 \quad (20)$$

* Dòng chảy ngay sau đập là êm, ngập đỉnh đập, nối tiếp với hạ lưu bằng nước nhảy ngập hoặc không có nước nhảy.

Điều kiện thứ hai được thỏa mãn khi tỉ số $\frac{z}{P}$ nhỏ hơn tỉ số phân giới $\left(\frac{z}{P}\right)_{p.g}$:

$$\frac{z}{P} < \left(\frac{z}{P}\right)_{p.g} \quad (21)$$

Trị số $\left(\frac{z}{P}\right)_{p.g}$ phụ thuộc vào tỉ số $\frac{H}{P}$ và hệ số lưu lượng m , đã tính sẵn cho ở bảng sau :

$m \backslash \frac{H}{P}$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00
0,35	0,92	0,89	0,87	0,86	0,84	0,86	0,87	0,96	1,05
0,385	0,91	0,86	0,84	0,80	0,80	0,79	0,80	0,83	0,90
0,42	0,89	0,84	0,80	0,78	0,76	0,75	0,73	0,75	0,72
0,46	0,88	0,82	0,78	0,76	0,74	0,71	0,70	0,73	0,79
0,48	0,86	0,80	0,76	0,74	0,71	0,68	0,67	0,67	0,78

Hệ số ngập σ_n lấy theo thực nghiệm, cho ở bảng sau :

Hệ số ngập σ_n của đập có mặt cắt thực dụng

$\frac{h_n}{H_0}$	σ_n	
	Đập không có chân không (1)	Đập có chân không (2)
-0,15	1	1
0,10	1	0,999
0	1	0,990
0,10	0,998	0,971
0,20	0,996	0,940
0,30	0,991	0,895
0,40	0,983	0,845
0,50	0,972	0,788
0,60	0,957	0,723
0,70	0,933	0,642
0,75	0,85 (0,91 ÷ 0,68)	-
0,80	0,79 (0,89 ÷ 0,63)	0,538
0,85	0,70 (0,86 ÷ 0,54)	-
0,90	0,59 (0,63 ÷ 0,44)	0,390
0,95	0,41 (0,53 ÷ 0,28)	-
1,00	0,00	0,000

Với $-0,15 < \frac{h_n}{H_0} < 0$, tuy thực chất chưa phải là chảy ngập, nhưng lúc

đó mực nước hạ lưu lên đến gần đỉnh đập, ép khu chân không làm giảm tác dụng hút của chân không nên hệ số lưu lượng m giảm đi chút ít.

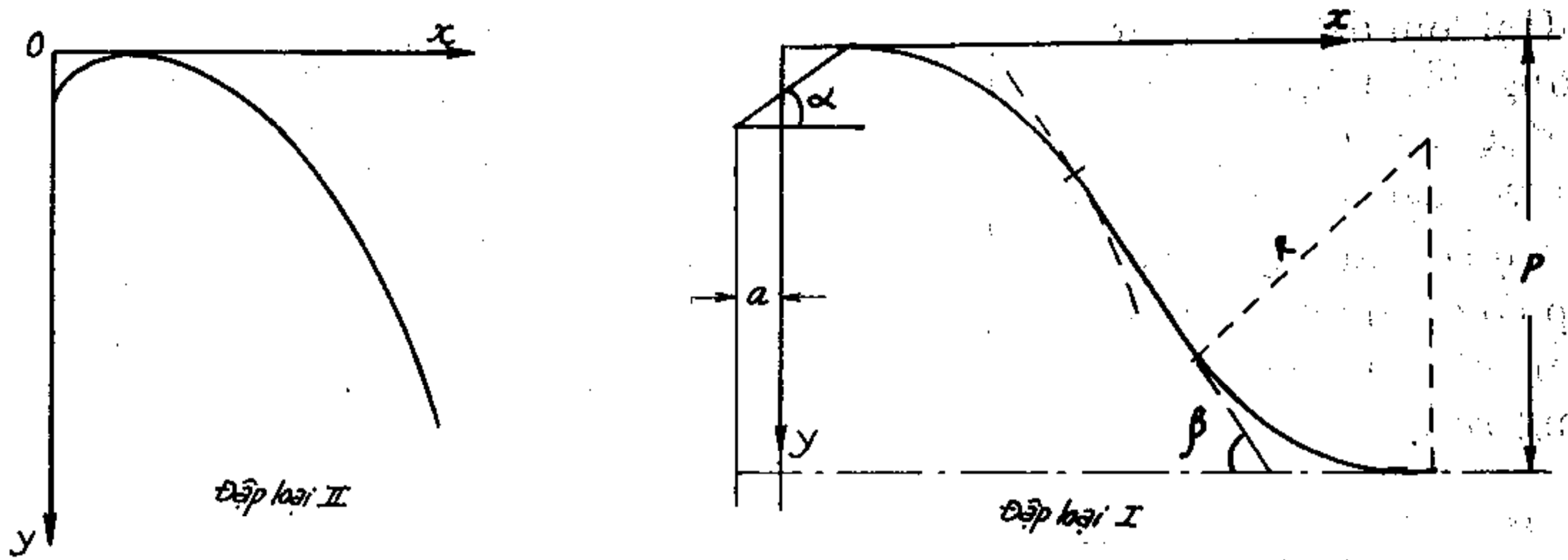
Vậy khi đập có nhiều khoang và đủ cả 3 yếu tố ảnh hưởng đã nói trên, ta sẽ có công thức tính lưu lượng như sau :

$$Q = \sigma_n \cdot \varepsilon \cdot m \Sigma b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad (21)$$

3. Cấu tạo mặt cắt của các loại đập mặt cắt thực dụng

a. Đập hình cong không có chân không.

Nguyên tắc thiết kế mặt cắt đập không có chân không là làm cho mặt đập ăn khớp với mặt cắt dưới của làn nước chảy qua đập thành mỏng tiêu chuẩn ứng với một cột nước H cho trước, gọi là *cột nước thiết kế mặt cắt*, kí hiệu là H_{tk} .



Tọa độ mặt đập được vẽ theo các trị số trong bảng tọa độ của Crigior-Ôphixerôp ứng với cột nước thiết kế mặt cắt theo bảng (phụ lục 5) ($H_{tk} = 1$).

Khi đập cao, đường cong này không đủ thỏa mãn điều kiện ổn định của đập thì tiếp theo đường này là một đoạn thẳng có độ dốc theo yêu cầu ổn định của đập. Phần chân đập, chỗ nối tiếp với sàn đập lượn theo một cung tròn để dòng chảy xuống chân đập được thuận. Bán kính R của cung tròn này lấy theo bảng (phụ lục 6). Khi đập thấp hơn 10m ($P < 10m$) thì có thể lấy $R = 0,5P$.

Hệ số lưu lượng cụ thể của một đập do cấu tạo mặt đập tương ứng có thể xác định bằng công thức :

$$m = \sigma_{hd} \cdot \sigma_H \cdot m_{tc} \quad (22)$$

Trong đó :

m_{tc} - hệ số lưu lượng xác định cho đập tiêu chuẩn ;

σ_{hd} - hệ số sửa chữa do thay đổi hình dạng theo cấu tạo khác với đập tiêu chuẩn, chẳng hạn, do tăng đoạn a , thay đổi góc α và góc β , v.v...

σ_H - hệ số sửa chữa do cột nước H khác với cột nước thiết kế mặt cắt H_{tk} .

Các hệ số sửa chữa hình dạng, cột nước có thể lấy theo các bảng tính sẵn (phụ lục 7).

b. Đập hình cong có chân không

Mặt cắt đập phải thỏa mãn các điều kiện sau đây :

+ Có hệ số lưu lượng lớn nhất, khi chảy với cột nước thiết kế ;

+ Chỉ có chân không ở phần đỉnh đập, không có ở phần dưới của mặt tràn ;

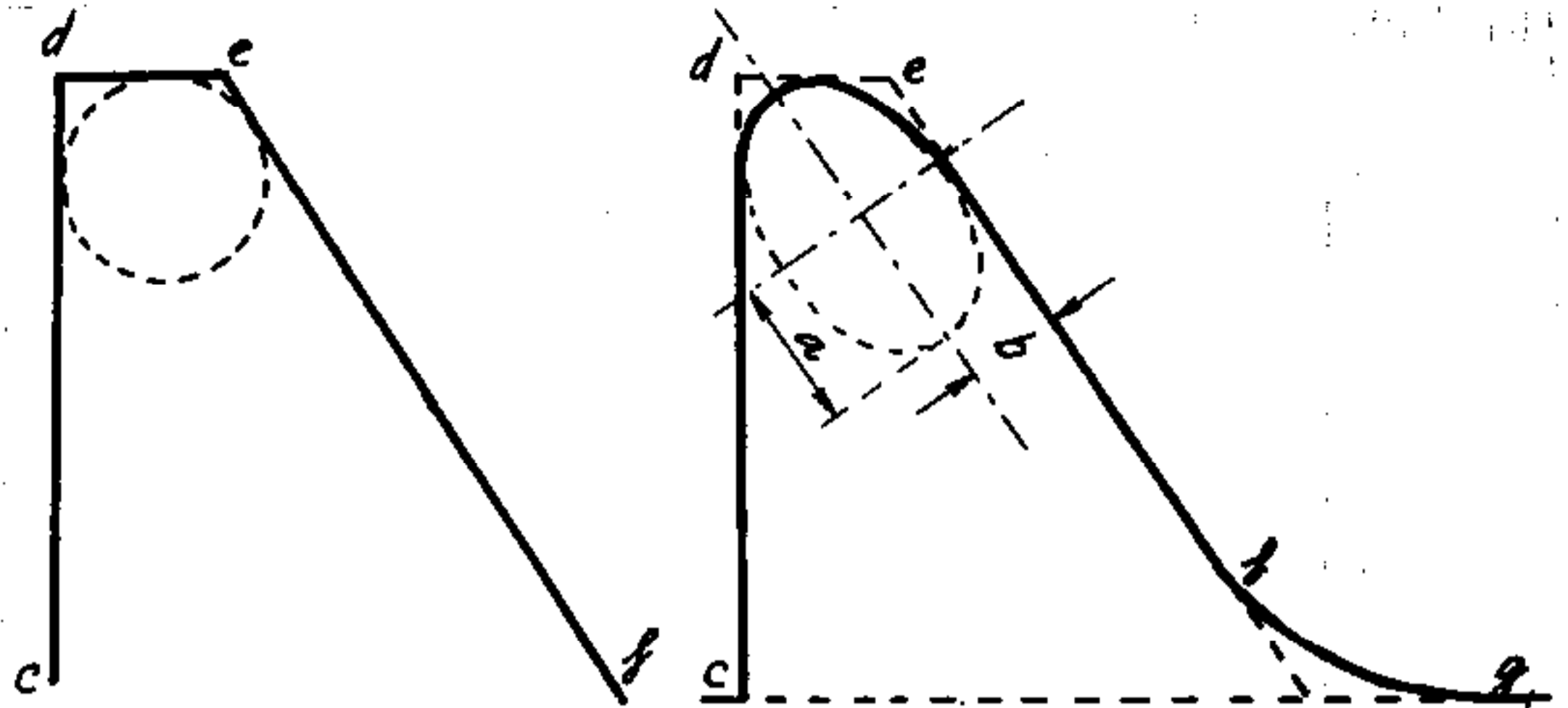
+ Đảm bảo không có không khí lọt vào dưới làn nước ;

+ Độ chân không $\sigma_{ck} = \frac{h_{ck}}{H_0}$ không lớn quá ;

+ Không có áp lực mạch động quá lớn.

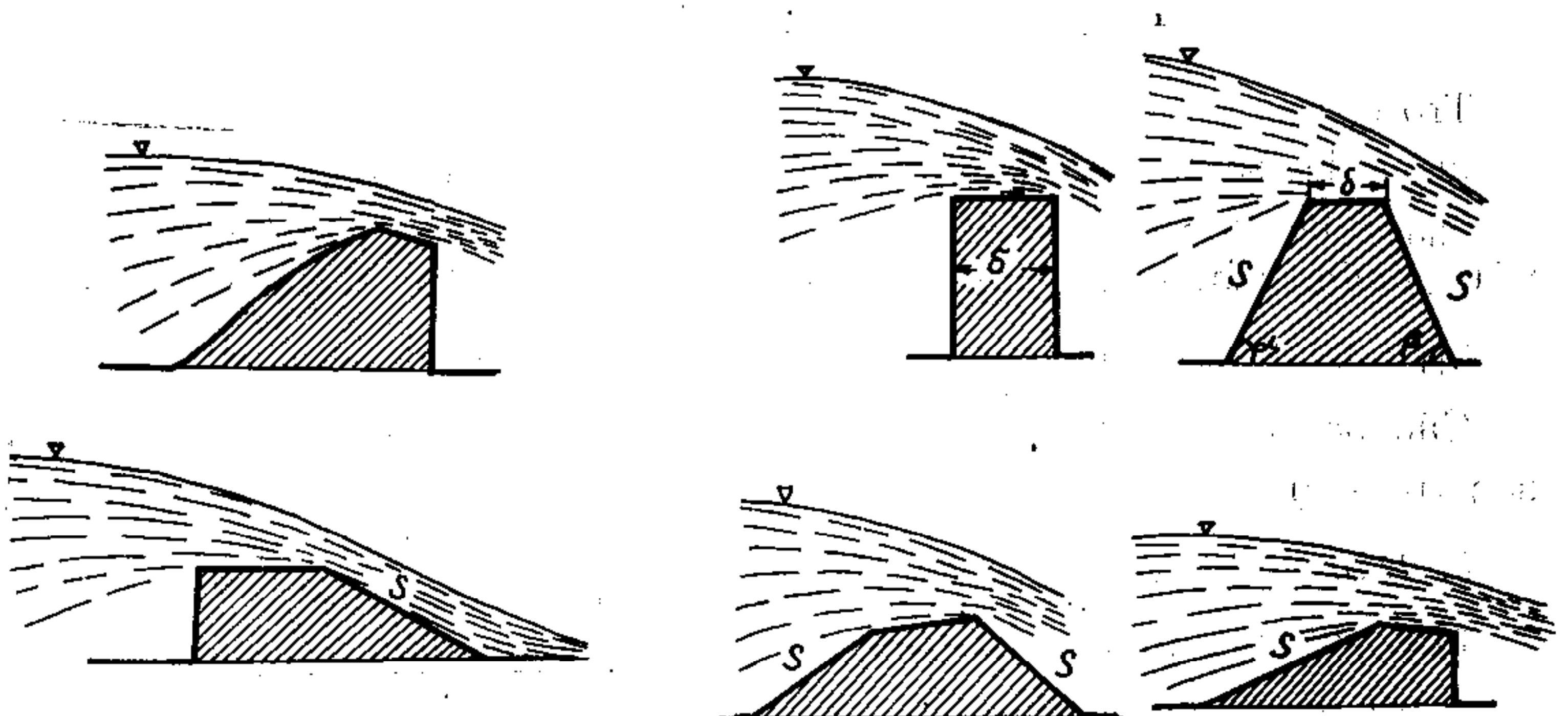
Hai loại đập có chân không đầu tròn và elíp đã được nghiên cứu, có cấu tạo như hình vẽ bên :

Hệ số lưu lượng của đập có chân không đỉnh tròn và elíp lấy theo bảng sau :



$\frac{H_0}{r'}$	m			$\frac{H_0}{r'}$	m		
	$\frac{a}{b} = 1$	$\frac{a}{b} = 2$	$\frac{a}{b} = 3$		$\frac{a}{b} = 1$	$\frac{a}{b} = 2$	$\frac{a}{b} = 3$
1	0,486	0,487	0,495	2,4	0,538	0,544	0,557
1,2	0,497	0,500	0,509	2,6	0,543	0,560	0,562
1,4	0,506	0,512	0,520	2,8	0,549	0,565	0,566
1,6	0,53	0,521	0,530	3,0	0,553	0,569	0,570
1,8	0,521	0,531	0,537	3,2	0,557	0,573	0,575
2,0	0,526	0,540	0,544	3,4	0,560	0,577	0,577
2,2	0,535	0,548	0,551				

Theo bảng thì $\frac{H_0}{r'}$ càng lớn thì m càng lớn, nhưng $\frac{H_0}{r'}$ lớn quá thì độ chân không trên đỉnh cũng sẽ lớn và đỉnh đập quá nhỏ không đảm bảo yêu cầu ổn định và vững chắc. Nói chung không nên làm với $\frac{H_0}{r'}$ lớn quá 3,0 đến 3,6.



c. Đập tràn đa giác

Đập tràn đa giác có nhiều dạng mặt cắt như là hình chữ nhật, hình thang, đa giác bất kì, có thể có một phần là đường cong.

Loại đập này cấu tạo đơn giản, dễ làm nhưng hệ số lưu lượng nhỏ ($m = 0,35 \div 0,45$). Đập này thường được sử dụng nhiều vào các công trình thủy lợi loại nhỏ bằng vật liệu tại chỗ như đá, gạch, gỗ v.v...

Dưới đây là hệ số lưu lượng của một vài loại đập đơn giản.

+ Đập mặt cắt chữ nhật, theo Badanah :

$$m = 0,42 \left(0,70 + 0,185 \frac{H}{\delta} \right) \quad (23)$$

+ Đập tràn mặt cắt hình thang lấy theo bảng phụ lục 8.

4. Các bài toán về đập có mặt cắt thực dụng

Thực tế thường phải giải quyết các bài toán sau đây về đập tràn :

+ Biết chiều rộng đập b , cao trình đỉnh đập, mực nước thượng hạ lưu (tức biết H và h_h), tính lưu lượng Q .

+ Biết chiều rộng đập b , lưu lượng Q , mực nước thượng hạ lưu, xác định cao trình đỉnh đập (tính H) hoặc ngược lại biết cao trình đỉnh đập, xác định mực nước dâng ở thượng lưu.

+ Biết lưu lượng Q , cao trình đỉnh đập, mực nước thượng hạ lưu, tính chiều rộng đập b .

Các bài toán trên đều xuất phát từ một công thức tổng quát :

$$Q = \sigma_n \cdot \varepsilon \cdot m \cdot \Sigma b \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad (24)$$

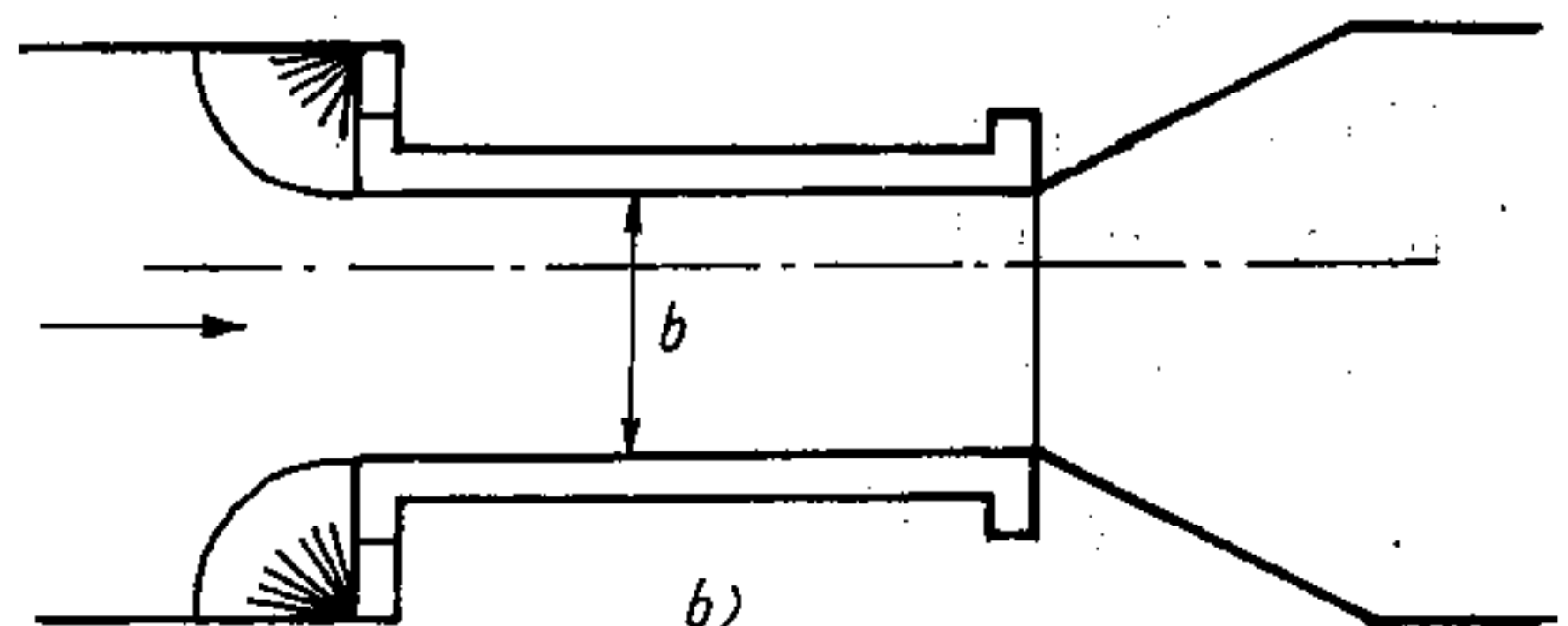
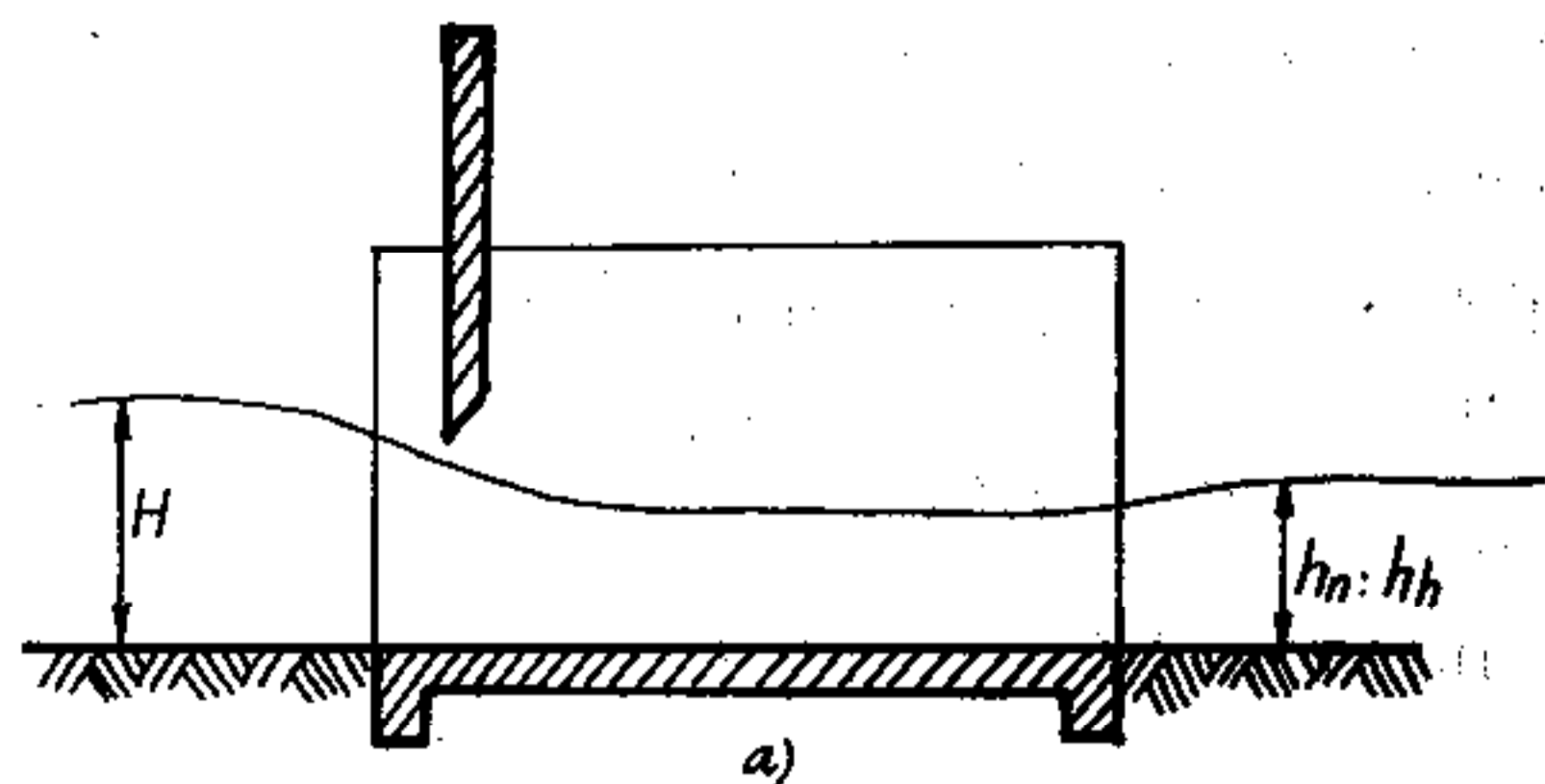
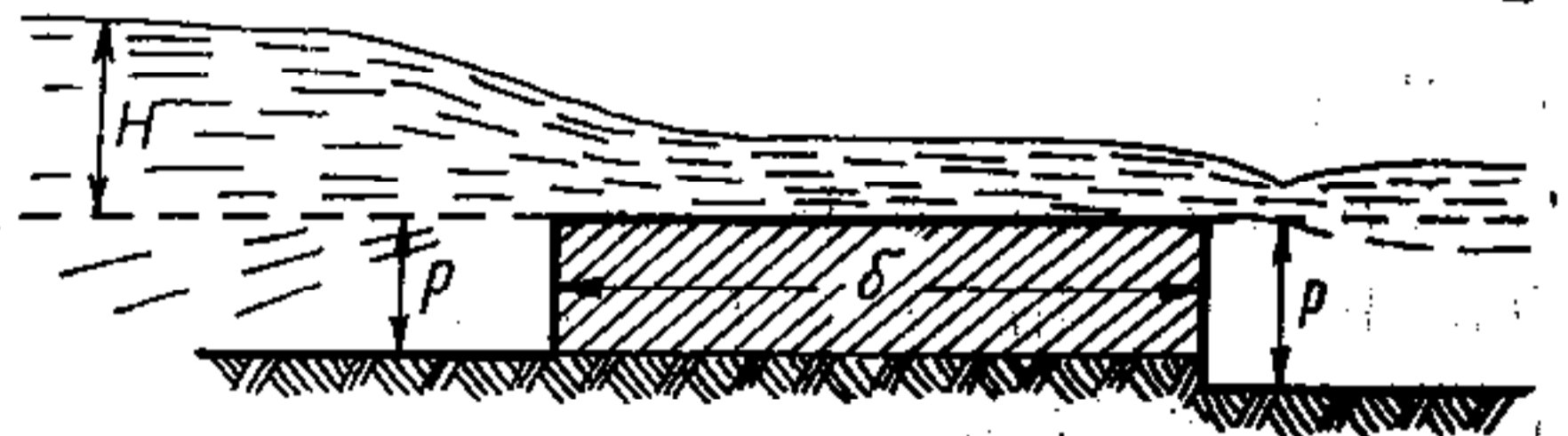
Các hệ số σ_n , ε , m nhiều khi lại phụ thuộc các yếu tố chưa biết, nên một số bài toán phải giải bằng cách tính gần đúng dần (tính thử dần).

§XI-6. ĐẬP TRÀN ĐỈNH RỘNG

Khi chiều dày của đỉnh đập δ trong khoảng :

$$(2 \div 3)H < \delta < (8 \div 10)H$$

thì gọi là đập tràn đỉnh rộng. Đập tràn đỉnh rộng có nhiều đặc điểm khác hai loại đập đã xét ở trên, về hình dạng làn nước tràn, về tiêu chuẩn ngập và do đó cả về phương diện tính toán.



Định nghĩa chung : đập tràn đỉnh rộng là một ngưỡng chắn ngang dòng chảy để dòng chảy tràn trên ngưỡng.

Nhưng nếu có 2 tường bên hoặc mố ở 2 bên làm thu hẹp dòng chảy, làm cho mực nước ở phía thượng lưu phải dâng lên, tạo nên một độ chênh mực nước, thí dụ không có ngưỡng cao hơn đáy kênh, về quan điểm thủy lực ta cũng coi đây là hiện tượng chảy qua đập tràn đỉnh rộng (đập có $P = P_1 = 0$), lúc đó độ sâu ở thượng lưu khe hẹp cũng chính là cột nước H trên đỉnh đập. Hiện tượng này gặp rất nhiều : mố cầu nhỏ, cống trên kênh hoặc cống ở đầu kênh khi cửa cống kéo lên khỏi mặt nước, v.v...

1. Cách xác định chiều sâu h và hệ số lưu lượng m

Đập tràn đỉnh rộng đã được nghiên cứu nhiều và từ rất lâu, bằng lí luận và bằng thực nghiệm. Tuy nhiên đến nay việc xác định trị số m vẫn chưa có ý kiến thống nhất.

Dưới đây là một số phương pháp cơ bản :

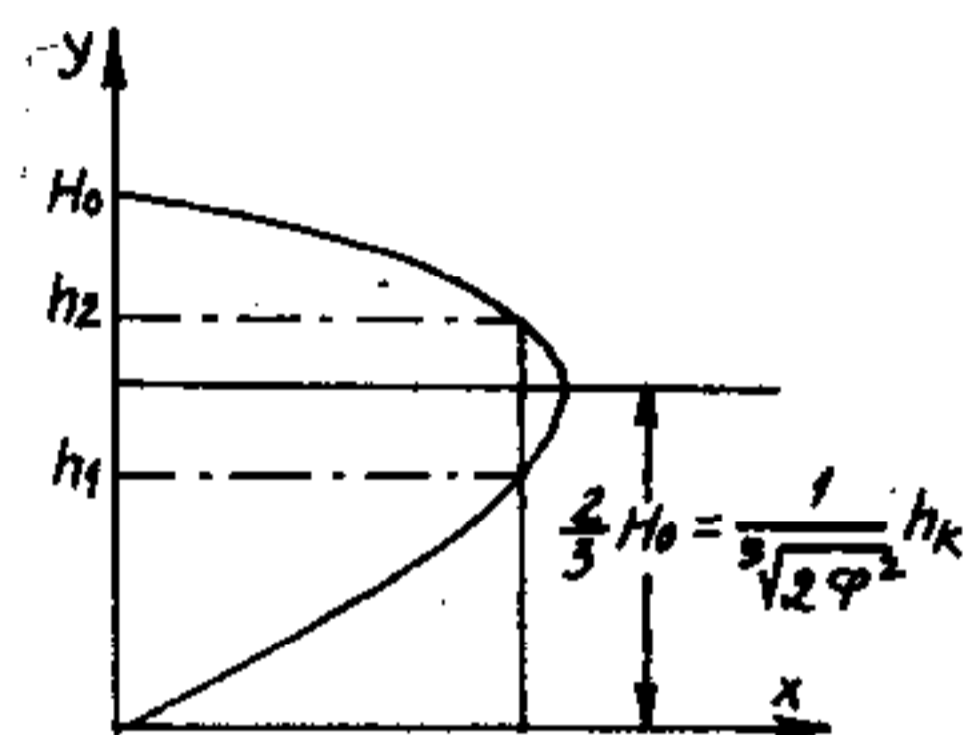
+ Phương pháp Bêlănggiơ :

Xét quan hệ giữa lưu lượng và các thông số cơ bản trong công thức tính đối với đập tràn đỉnh rộng :

$$Q = \mu b h \sqrt{2g(H_0 - h)} \quad (25)$$

Trong đó : μ - hệ số lưu lượng ;

h - chiều sâu trên đỉnh đập tràn.



ta thấy :

Với một trị số H_0 cho trước, thì Q sẽ biến đổi theo h như ở hình vẽ. Khi $h \rightarrow 0$ thì $Q \rightarrow 0$. Khi $h \rightarrow H_0$ thì $Q \rightarrow 0$ đường biểu diễn $Q \sim h$ có một giá trị Q lớn nhất : Q_{max} .

Năm 1828 Bêlănggiơ đã đưa ra tiên đề : dòng chảy sẽ tự điều chỉnh một độ sâu h trên đỉnh đập thế nào cho lưu lượng tháo qua đập là lớn nhất.

Từ (25) lấy đạo hàm Q theo h , coi φ là hằng số :

$$\frac{dQ}{dh} = \varphi \cdot b \sqrt{2g} \frac{d(h\sqrt{H_0 - h})}{dh} = \varphi \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot \left[\sqrt{H_0 - h} - \frac{1}{2} \frac{h}{\sqrt{H_0 - h}} \right]$$

Cho đạo hàm bằng 0 và giải ra, ta được :

$$h = \frac{2}{3} H_0 \quad (26)$$

Thí nghiệm chứng tỏ thường xuyên gặp $h = \frac{2}{3} H_0$. Điều đó chứng tỏ tính chính xác, hợp lí của tiên đề Bêlănggiơ.

Thay h vào (25) :

$$Q = \varphi b \frac{2}{3} H_0 \sqrt{2g \left(H_0 - \frac{2}{3} H_0 \right)} = \varphi \frac{2}{3\sqrt{3}} b H_0 \sqrt{2g H_0}$$

hoặc : $Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}$ (27)

trong đó : $m = \varphi \frac{2}{3\sqrt{3}} = 0,385\varphi \approx 0,35$ (28)

Có thể xem đây là cách giải gần đúng.

Để giải chính xác, ta dùng nguyên lí của Bakhmêchép.

+ Phương pháp Bakhmêchép :

Năm 1912 Bakhmêchép cho rằng dòng chảy trên đỉnh đập phải có độ sâu thế nào cho năng lượng đơn vị của mặt cắt Θ đạt đến trị số nhỏ nhất. Đây là nguyên lí tỉ năng nhỏ nhất. Nguyên lí này xuất phát từ quy luật của cơ học nói chung : bất cứ hệ cơ học nào trong trọng trường cũng có xu thế chiếm vị trí mà dự trữ năng lượng là bé nhất.

Như vậy theo Bakhmêchép, độ sâu trên đỉnh đập là :

$$h = h_k \quad (29)$$

Tỉ năng mặt cắt Θ trên ngưỡng đập :

$$\Theta = h + \frac{\alpha v^2}{2g} = h + \frac{\alpha Q^2}{2gb^2h^2}$$

Lấy đạo hàm :

$$\frac{d\Theta}{dh} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{gb^2} \cdot \frac{1}{h^3} = 0$$

Từ đó rút ra :

$$h = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}}$$

Đặt : $q = \frac{Q}{b}$, ta có :

$$h = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} \quad (30)$$

(30) cũng chính là công thức tính chiều sâu phân giới. Vậy (29) đã được chứng minh.

Viết $h_k^3 = \frac{\alpha Q^2}{gb^2} = \frac{\alpha(\omega_k v_k)^2}{gb^2} = \frac{\alpha b^2 h_k^2 v_k^2}{gb^2}$

Cuối cùng : $h_k = \frac{\alpha v_k^2}{g}$

Viết phương trình Bécnuì cho 2 mặt cắt tại trước đập và trên đỉnh đập, ta được :

$$v_k = \sqrt{\frac{2g(H_0 - h_k)}{1 + \xi}} = \varphi \sqrt{2g(H_0 - h_k)}$$

$$\frac{v_k^2}{g} = 2\varphi^2(H_0 - h_k) \quad \text{nên} \quad h_k = 2\varphi^2(H_0 - h_k)$$

Kí hiệu : $k = \frac{h_k}{H_0}$ hoặc $h_k = kH_0$

$$kH_0 = 2\varphi^2(H_0 - kH_0)$$

$$k = \frac{2\varphi^2}{1 + 2\varphi^2}$$

nên chiều sâu trên đỉnh đập bằng chiều sâu phân giới

$$h_k = \frac{2\varphi^2}{1 + 2\varphi^2} H_0 \quad (31)$$

Nếu $\xi = 0$; $\varphi = 1,0$ thì

$$h_k = \frac{2\varphi^2}{1 + 2\varphi^2} H_0 = \frac{2}{3} H_0 \quad (32)$$

và cách giải của Bêlăngiơ cũng trùng với cách giải của Bakhmêchép.

Vì $\varphi < 1,0$ nên k theo (31) nhỏ hơn $2/3$, do đó :

"Chiều sâu theo Bakhmêchép trên ngưỡng luôn bé hơn $2/3H_0$, còn theo Bêlăngiơ thì bằng $2/3H_0$ ".

+ Hệ số lưu lượng m của đập tràn đỉnh rộng

Lưu lượng có thể xác định theo công thức :

$$Q = \omega v = b \cdot h_k \cdot \varphi \sqrt{2g(H_0 - h_k)}$$

hoặc :

$$Q = \varphi \cdot b \cdot k \cdot H_0 \sqrt{2g(H_0 - kH_0)} = \varphi \cdot k \sqrt{1 - k} \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2} \quad (33)$$

Thay vào công thức tính lưu lượng tổng quát của đập tràn (5), ta có :

$$m = \varphi \cdot k \cdot \sqrt{1 - k} \quad (34)$$

Nếu $\varphi = 1,0$ thì $m = 0,385$. Đây là hệ số m lớn nhất. Thông thường $m = 0,32 \div 0,35$.

2. Ảnh hưởng của sự co hẹp bên đối với hệ số lưu lượng

Ảnh hưởng của sự co hẹp bên đến hệ số lưu lượng của đập tràn đỉnh rộng được D. I. Cumin xác định bằng thực nghiệm đối với các trường hợp đập có các hình thức và mức độ co hẹp khác nhau theo chiều thẳng đứng và trên mặt bằng. Kết quả được lập thành bảng sau đây :

Tính chất thu hẹp ở cửa vào	m
1. Cửa vào rất không thuận, mức độ thu hẹp rất lớn, đầu cong, đập nhô ra mái dề thượng lưu.	0,30 ÷ 0,31
2. Cửa vào không thuận, ngưỡng đập vuông cạnh, mõ bên vuông góc, không có tường cánh.	0,32 ÷ 0,33
3. Cửa vào tương đối thuận, ngưỡng tròn hoặc bạt góc, có tường cánh thẳng thu hẹp dần hoặc tường cánh hình chóp.	0,34 ÷ 0,36
4. Cửa vào rất thuận.	0,37 ÷ 0,38

3. Ảnh hưởng của tính ngập

Khi xem xét diễn biến của dòng chảy trên đỉnh đập ta gặp hiện tượng lúc mực nước hạ lưu cao hơn đỉnh đập một mức nào đó thì hình thành nước nhảy sóng trên đỉnh đập, nếu mực nước càng lên cao thì nước nhảy càng lùi dần về phía thượng lưu, nhưng chừng nào nước nhảy chưa làm ngập mặt cắt co hẹp (c-c), trên đỉnh đập vẫn còn có đoạn chảy xiết trước nước nhảy thì mực nước hạ lưu vẫn chưa ảnh hưởng đến lưu lượng hoặc mực nước thượng lưu, và đập vẫn còn là chảy không ngập.

Chỉ khi mực nước hạ lưu lên đến mức làm ngập mặt cắt co hẹp (nước nhảy ngập), dòng chảy ở trên đập hoàn toàn ở trạng thái chảy êm ($h > h_k$) thì lúc đó mới là chảy ngập.

Khi bắt đầu chảy ngập thì nếu độ sâu hạ lưu tăng lên sẽ làm lưu lượng giảm đi (với mực nước thượng lưu không đổi) hoặc sẽ làm mực nước thượng lưu tăng lên (với lưu lượng chảy về không đổi).

Nếu gọi độ ngập h_n lúc bắt đầu từ chảy không ngập sang chảy ngập là $(h_n)_{p.g.}$ thì theo Picalôp, trạng thái phân giới xảy ra lúc độ ngập hạ lưu h_n bằng độ sâu liên hiệp với h_c trong nước nhảy sóng :

$$(h_n)_{p.g.} = h''_c = k'' H_0$$

h''_c lấy theo công thức :

$$h''_c = k'' H_0 = \frac{2\varphi^2}{1 + 2\varphi^2(2\varphi^2 - 1)} H_0 \quad (35)$$

4. Công thức tính lưu lượng khi chảy ngập

Khi chảy ngập công thức lưu lượng sẽ là :

$$Q = \varphi_n \cdot b \cdot h_n \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_n)} \quad (36)$$

Trong đó để tính gần đúng đã bỏ qua chiều cao phục hồi z_2 và lấy $h_n = h$, còn φ_n là hệ số lưu lượng cho trường hợp chảy ngập được lấy theo bảng sau :

Quan hệ giữa m và $\varphi, \varphi_n, k_1, k_2$

m	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38	0,385
φ	0,943	0,950	0,956	0,963	0,970	0,976	0,983	0,990	0,996	1
k_1	0,42	0,435	0,452	0,471	0,492	0,515	0,540	0,566	0,608	2/3
k_2	0,566	0,855	0,842	0,830	0,806	0,800	0,779	0,754	0,717	2/3
φ_n	0,77	0,81	0,84	0,87	0,90	0,93	0,96	0,98	0,99	1

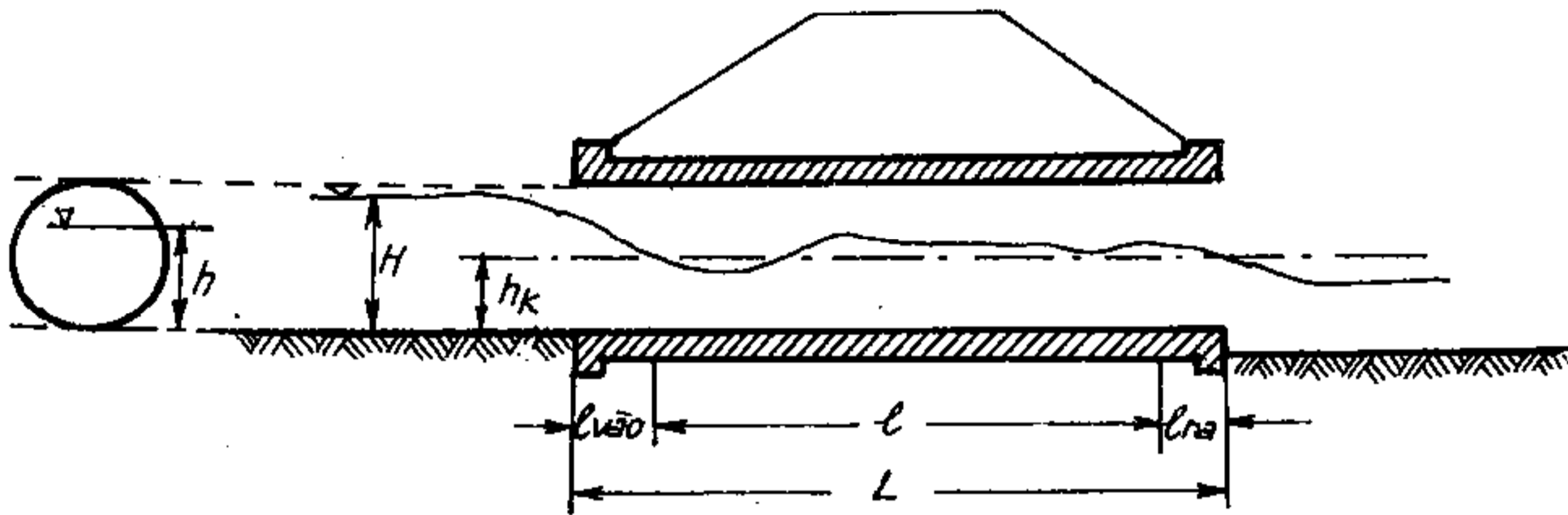
§XI-7. TÍNH THỦY LỰC CỐNG DÀI KHÔNG ÁP

Nhiều cống lộ thiên hoặc cống ngầm chảy không áp có mực nước thượng hạ lưu thấp hơn đỉnh cống và cửa cống kéo lên khỏi mặt nước.

Ta gọi chiều dài cống là L thì :

+ Với cống ngắn $L \leq (8 \div 10)H$ thì có thể coi như một đập tràn đỉnh rộng, không cần xét đến ảnh hưởng của chiều dài, độ nhám và độ dốc thân cống.

+ Với cống dài $L > (8 \div 10)H$ thì độ ảnh hưởng của sức cản trên thân cống, dòng chảy trên thân cống thực chất là một dòng không đều trên một đoạn kênh, lúc đó không phải đơn thuần độ sâu thượng hạ lưu quyết định hình thức chảy, mà còn do chiều dài, độ dốc và độ nhám của cống quyết định. Lúc này phải coi cống như là một đập tràn nối tiếp với một đoạn kênh để xét. Nhiều cống dưới đê, dưới đường thuộc loại này.



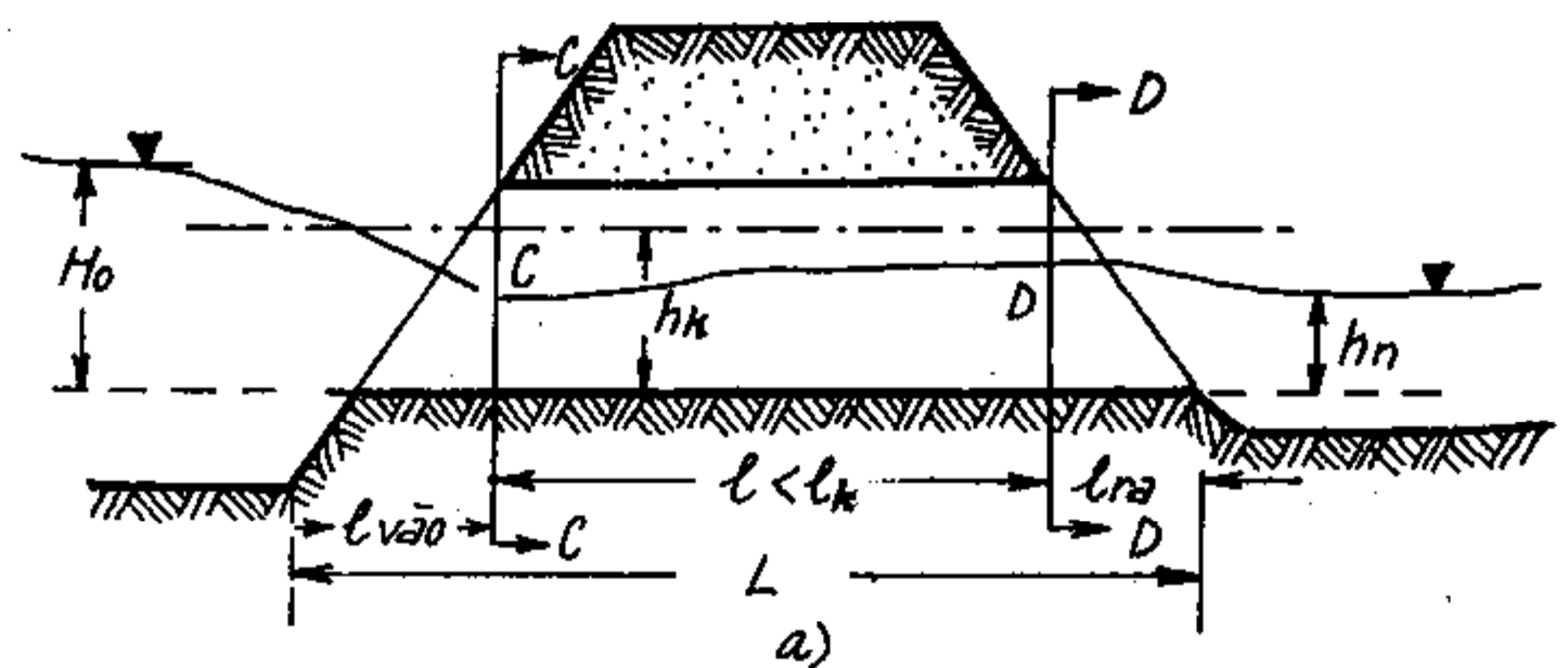
Để phân biệt cống dài và cống ngắn có thể lấy con số phân giới tổng quát như sau :

$$L_k = (8 \div 10)H \quad (37)$$

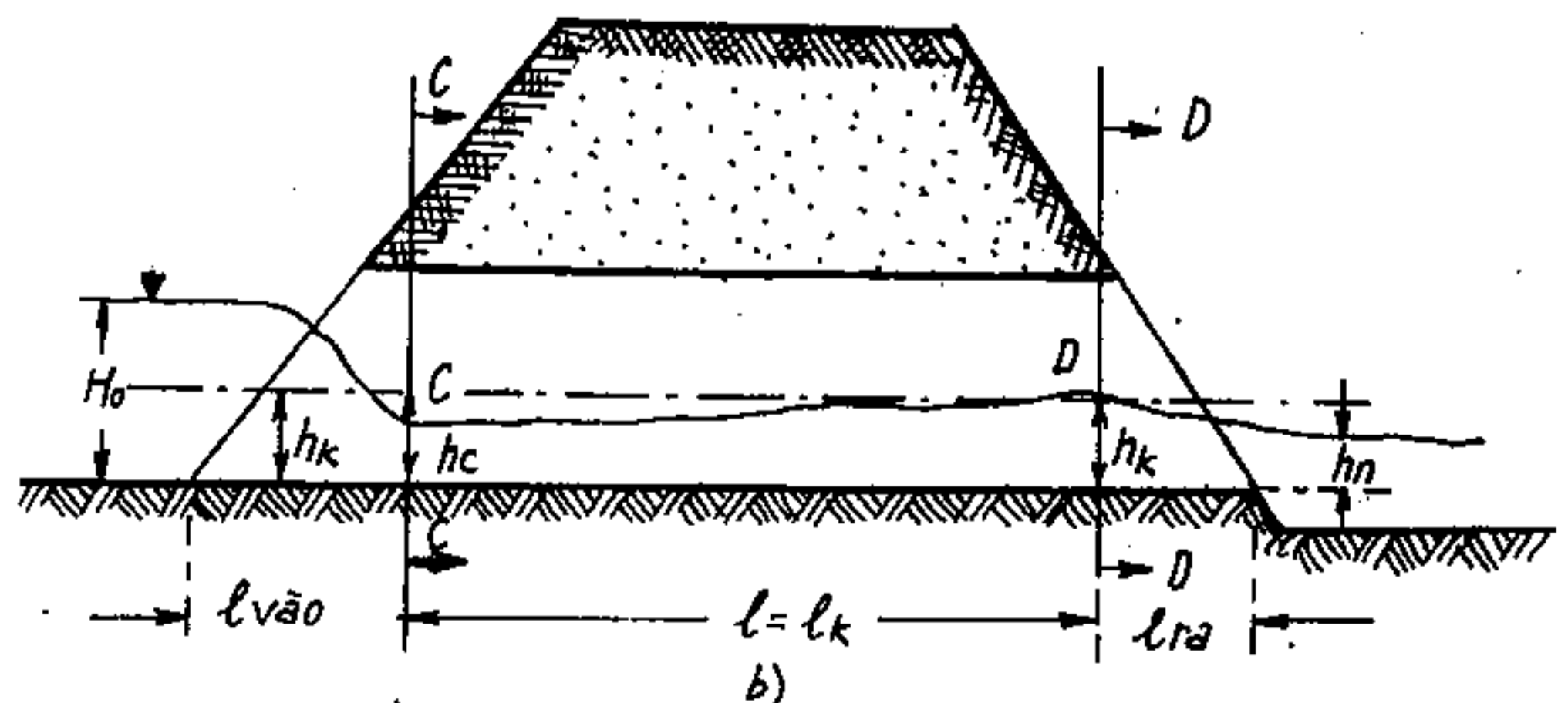
Cũng có thể lấy việc trong cống (trên đỉnh đập) xuất hiện nước nhảy sóng ngay cả khi độ sâu hạ lưu ở cửa ra nhỏ hơn độ phân giới : $h_n < h_k$ để làm tiêu chuẩn phân biệt cống dài, cống ngắn.

Ta xét một cống có đáy nằm ngang hoặc rất ít dốc ($0 \leq i \leq i_k$), có độ ngập sau hạ lưu $h_n < h_k$. Ta sẽ có lần lượt các sơ đồ sau đây :

Vậy chiều dài quá độ L_k giữa cống ngắn và cống dài là chiều dài sao cho đường nước dâng chảy xiết trong cống có



Cống ngắn $h_c < h_D < h_k$



Cống ngắn - phân giới $h_c < h_D = h_k$

độ sâu ở cuối cống (mặt cắt D-D) vừa đúng bằng độ sâu phân giới ($h_D = h_k$).
 Trị số L_k đó có thể tính bằng :

$$L_k = l_k + l_v + l_r \quad (38)$$

trong đó :

l_k - chiều dài đường nước dâng có độ sâu ở đầu trên là h_c và độ sâu ở đầu dưới là h_k , có thể tính theo phương pháp dòng không đều như đã trình bày ở chương IX.

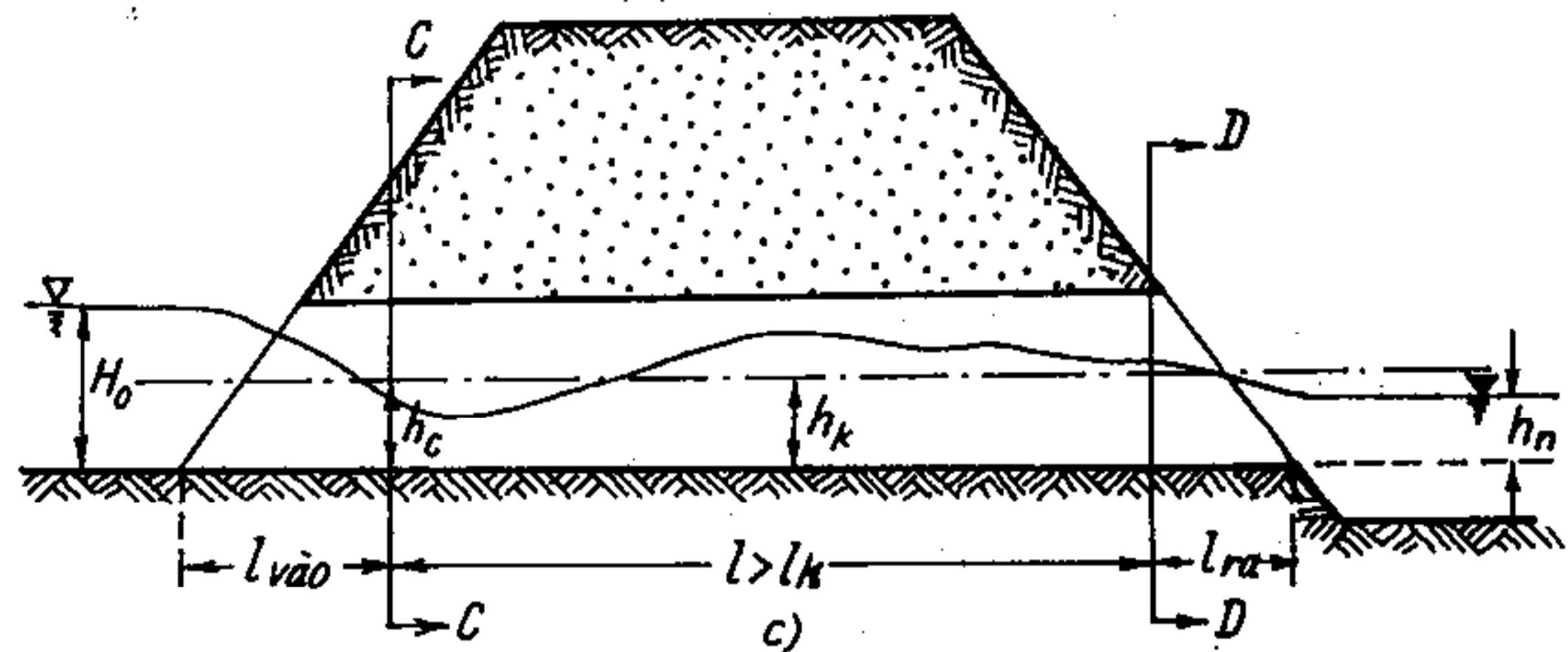
l_v - chiều dài đoạn cửa vào, từ đầu cống đến mặt cắt (c-c), lấy theo kinh nghiệm :

$$l_v = (1,5 - 2,5)(H_0 - h_c) \quad (39)$$

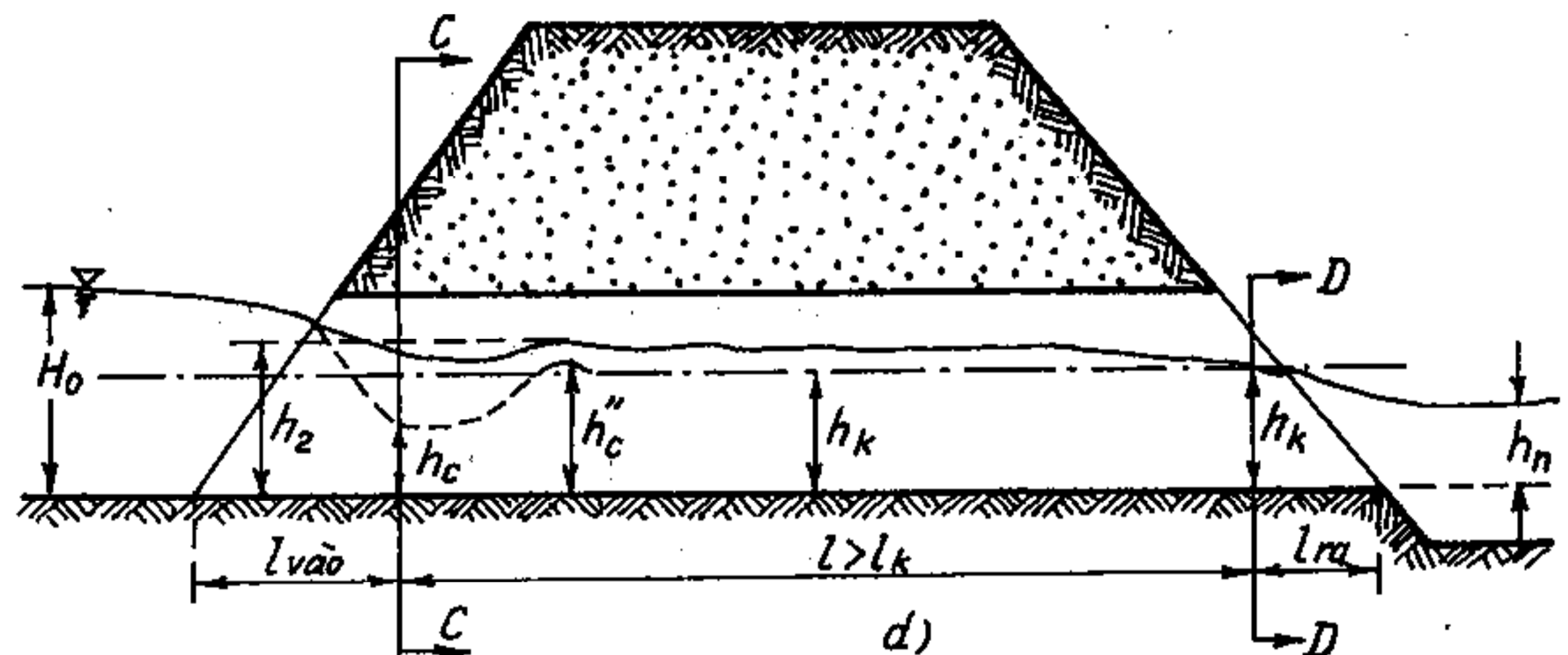
l_r - chiều dài đoạn cửa ra, từ mặt cắt (D-D) đến cuối cống :

$$l_r = 2,5(h_k - h_n) \quad (40)$$

Cống dài
 - có nước nhảy



Cống dài
 - có nước
 nhảy ngập



Cách tính cống dài không áp chỉ khác với cống ngắn (đập tràn đỉnh rộng đơn thuần) ở chỗ phải tính và vẽ đường mặt nước trong cống, xuất phát từ cửa ra (mặt cắt D-D) tại đó đã biết độ sâu là h_D , tính ngược lên thượng lưu để tìm ra độ sâu h_x tại mặt cắt (c-c) ở đầu cống, rồi coi độ sâu ấy là độ sâu hạ lưu của đập tràn.

Độ sâu h_D ở cửa ra lấy như sau :

$$\begin{aligned} h_D &= h_k & \text{nếu } h_n < h_k ; \\ h_D &= h_n - z_2 & \text{nếu } h_n > h_k. \end{aligned}$$

trong đó z_2 - độ cao phục hồi.

Biết độ sâu ở cuối là h_D và chiều dài $l = CD$ có thể tính ra độ sâu ở đầu là h_x . Sau khi tính được h_x , đem so sánh nó với chỉ tiêu ngập $(h_n)_{p.g.}$.

- + Nếu $h_x < (h_n)_{p.g.}$ thì tính cống như đập tràn đỉnh rộng không ngập;
- + Nếu $h_x > (h_n)_{p.g.}$ thì tính cống như đập tràn đỉnh rộng chảy ngập, có độ sâu trên đỉnh là $h = h_k$.

Tình hình ngập ở hạ lưu cũng phụ thuộc vào độ dốc đáy cống:

+ Cống dài với $i < i_k$ có thể là chảy ngập dù mực nước ở hạ lưu (cửa ra) còn thấp.

+ Cống dài có $i > i_k$ thì lại có thể là chảy không ngập dù mực nước hạ lưu ở cửa ra đã cao quá chỉ tiêu ngập của đập tràn đỉnh rộng.

Ví dụ XI-1 :

Tính lưu lượng qua đập tràn thành mỏng cửa chữ nhật có $b = B = 0,5m$, $P = P_1 = 0,35m$ $H = 0,4m$, độ sâu hạ lưu $h_n = 0,45m$.

Giải :

$$Q = \varepsilon \cdot \sigma_n \cdot m_o \cdot b \sqrt{2g} H_o^{3/2}$$

$b = B$ không có hẹp bên $\varepsilon = 1$

Chế độ chảy :

$$\frac{Z}{P} = \frac{(H + P) - h_n}{P} = \frac{(0,35 + 0,4) - 0,45}{0,35} = 0,857$$

$\frac{Z}{P} > \left[\frac{Z}{P} \right]_{pg} = 0,75$: Chế độ chảy không ngập $\sigma_n = 1$.
 m_o tính theo công thức Tsugaep

$$\begin{aligned} m_o &= 0,402 + 0,054 \cdot \frac{H}{P_1} \\ &= 0,402 + 0,054 \cdot \frac{0,4}{0,35} = 0,46 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= 0,46 \times 0,5 \cdot 4,43 \cdot 0,4^{3/2} \\ &= 0,26 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Ví dụ XI-2 :

Tính lưu lượng qua đập tràn mặt cắt thực dụng mặt cong không có chân không kiểu Corigio-Ôphoxêrôp loại I với $P = P_1 = 3,8m$, $\sum b = 90m$ chia làm 9 nhịp bằng các mố đầu tròn. Biết $H = H_{tk} = 2,4m$, $h_n = 5m$.

Giải :

$$Q = \sigma_n \cdot \varepsilon \cdot m \sum b \sqrt{2g} H_o^{3/2}$$

Xét chế độ chảy :

$$\frac{Z}{P} = \frac{(P_1 + H)}{P} - h_n = \frac{(3,8 + 2,4) - 5}{3,8} = 0,315$$

$$\frac{Z}{P} < \left[\frac{Z}{P} \right] \text{ chảy nhập } \sigma_n = f \left(\frac{h_n}{H_0} \right)$$

$$\frac{h_n}{H_0} = \frac{1,2}{2,4} = 0,5 \rightarrow \sigma_n = 0,972$$

Xét sự co hẹp đầu mố trụ tròn $\xi_{mtr} = 0,45$ xem $B = \sum b$; $\xi_{mb} = 0$

$$e = 1 - 0,2 \frac{\xi_{mb} + (n-1)\xi_{mtr}}{n} \cdot \frac{H}{b}$$

$$= 1 - 0,2 \frac{(9-1)0,45}{9} \cdot \frac{2,4}{10} = 0,981$$

Bỏ qua v_0 $H \approx H_0$

$$Q = 0,972 \times 0,981 \times 0,504 \times 90 (2,4)^{3/2} \times 4,43 = 712,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ví dụ XI-3 :

Một đập tràn thực dụng hình cong có chân không đỉnh elip ($\frac{a}{b} = 2$, $r' = 1,5$) cột nước thiết kế là $H_{tk} = 3\text{m}$. Mực nước hạ lưu thấp hơn đỉnh đập. Đập có 4 nhịp $b = 10\text{m}$, đầu mố tròn. Đập cao 10m , dòng sông thượng lưu có chiều rộng $B = 60\text{m}$. Tính lưu lượng chảy qua đập.

Giải :

$$h_n = h_h - P_1 < 0 : \text{dòng chảy tự do qua đập.}$$

$$Q = \varepsilon \cdot m \sum b \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

Xác định hệ số co hẹp ε

$$\varepsilon = 1 - 0,2 \frac{\xi_{mb} + (n-1)\xi_{mtr}}{n} \cdot \frac{H}{b}$$

$$\xi_{mb} = 1 ; \quad \xi = 0,45 ; \quad n = 4 ; \quad b = 10$$

$$\varepsilon = 1 - 0,2 \frac{1 + 3 \times 0,45}{4} \cdot \frac{3}{10} = 0,954$$

$$m = f \left(\frac{a}{b}, r' \right) ; \quad \frac{a}{b} = 2 ; \quad r' = 1,5$$

Tra bảng trong mục XI-5-3 $m = f \left(\frac{a}{b}, r' \right) \rightarrow m = 0,546$

$$\Omega_{tl} = B(H + P) = 60 \times 13 = 780\text{m}^2$$

$$\omega = \sum b.H = 40 \times 3 = 120\text{m}^2$$

$\Omega_{tl} > 4\omega$ bỏ qua cột nước vận tốc đến gần

$$H_0 \approx H$$

$$Q = \varepsilon \cdot m \sum b \sqrt{2g} H^{3/2}$$

$$= 0,954 \cdot 0,516 \times 40 \cdot 4,43 \cdot 3^{3/2}$$

$$= 453,6\text{m}^3/\text{s}$$

Ví dụ XI-4 :

Đập tràn thực dụng hình cong không có chân không loại II có $\alpha = 75^\circ$, $\beta = 60^\circ$, $l/p = 1$, có 7 nhịp, mỗi nhịp rộng 5m, mố trụ dày 0,7m, mố bên lượn tròn. Đập cao $P = P_1 = 8m$, $h_h < P$. Sông phía thượng lưu có $B = 50m$. Xác định cột nước H khi tháo $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$.

Giải :

Đập loại II : $m_{tc} = 0,48$.

Hệ số lưu lượng $m = \sigma_{hd} \cdot \sigma_H \cdot m_{tc}$

$\sigma_{hd} = f(\beta, \alpha, e/P) : \alpha = 75^\circ, \beta = 60 ; \frac{e}{P} = 1 : \text{tra bảng trong mục XI-5-2, } \sigma_{hd} = 1.$

ε : lần đầu giả thiết $\varepsilon = 1$, giả thiết $\sigma_H = 1$

$$m = m_{tc} = 0,48$$

$$H_o = \left(\frac{Q}{m \Sigma b \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{300}{0,48 \cdot 35 \cdot 4,43} \right)^{2/3} = 2,53m$$

Xác định lại các thông số khi có giá trị H bước 1

$$\xi_{mb} = 0,7 ; \xi_{mtr} = 0,45 ; \quad b = 5$$

$$\varepsilon = 1 - 0,2 \frac{\xi_{mb} + (n-1) \xi_{mtr}}{n} \cdot \frac{H}{b}$$

$$= 1 - 0,2 \frac{(0,7 + 6 \cdot 0,45)}{7} \cdot \frac{2,53}{5} = 0,95$$

$$H_o = \left(\frac{Q}{\varepsilon m \Sigma b \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{300}{0,95 \times 0,48 \times 4,43 \times 35} \right)^{2/3} \\ = 2,62m$$

$$\Omega_1 = B \times (H + P_1) = 50 \times 10,5 = 525m^2$$

$$4\omega = 35 \times 2,54 = 350,$$

$$\Omega_t > 4\omega \text{ dẫn đến } H_o \approx H = 2,62m$$

Ví dụ XI-5 :

Tính lưu lượng qua đập tràn đỉnh rộng có $b = B = 3m$, đầu ngưỡng vuông cạnh cao $P = P_1 = 0,8m$, $H = 2,03$, $h_h = 1,8m$, bỏ qua vận tốc đến gần.

Giải :

Lưu lượng qua đập tràn đỉnh rộng tính theo công thức cơ bản :

$$Q = m b \sqrt{2g} H_o^{2/3}$$
$$H_o = H$$

bỏ qua $\frac{v_o^2}{2g}$

$$\text{Xét chế độ chảy } h_n = h_h - P = 1,8 - 0,8 = 1m$$

Gần đúng lấy

$$\left[\frac{h_n}{H_0} \right]_{pg} = \left[\frac{h_n}{H_0} \right] = 0,8$$

$$\frac{h_n}{H} = \frac{1}{2,03} = 0,493$$

$\frac{h_n}{H} < \left[\frac{h_n}{H} \right]_{pg}$ chảy không ngập qua đập.

Cửa vào vuông cạnh theo Cumin (bảng trong mục XI-5.4.2) có $m = 0,33$.

Hoặc tính Q theo m tính toán với $\varphi = 0,963$; $k_1 = 0,471$, $k_2 = 0,830$ bằng công thức :

$$m = \varphi k \sqrt{1-k} \quad \text{Thay } k_1 = 0,471; k_2 = 0,83$$

ta có :

$$m_1 = 0,963 \cdot 0,471 \sqrt{1-0,471} = 0,33$$

$$m_2 = 0,963 \cdot 0,83 \sqrt{1-0,83} = 0,33$$

Vậy :

$$Q = m \cdot b \sqrt{2g} H^{3/2} = 0,33 \times 3,443 \cdot 2,03^{3/2} \\ = 12,68 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ví dụ XI-6 :

Cho đập tràn thành mỏng hình chữ nhật có $P = 0,4\text{m}$, $P_1 = 0,4\text{m}$, $B = 0,5\text{m}$, $h = 0,7\text{m}$, $H = 0,4\text{m}$, $Q = 0,178 \text{ m}^3/\text{s}$. Xác định chiều rộng tuyến đập.

Giải

$$Q = \sigma_n \cdot \varepsilon \cdot m_0 \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

Giả thiết không co hẹp : $\varepsilon = 1$

Chế độ chảy :

$$\frac{Z}{P} = \frac{(P_1 + H) - h_n}{P} = \frac{(0,4 + 0,4) - 0,7}{0,4} = \frac{0,1}{0,4} = 0,25$$

$$\frac{Z}{P} < \left[\frac{Z}{P} \right]_{pg} = 0,75$$

Theo Badanh :

$$\sigma_n = 1,05 \left(1 + 0,2 \frac{h_n}{P} \right)^3 \sqrt{\frac{Z}{H}}$$

$$= 1,05 \left(1 + 0,2 \frac{0,3}{0,4} \right)^3 \sqrt{\frac{0,1}{0,4}}$$

$$= 0,75$$

Hệ số lưu lượng tính theo Tsugaep

$$m_0 = 0,402 + 0,054 \frac{H}{P_1} = 0,402 + 0,054 \frac{0,4}{0,4} = 0,456$$

Chiều rộng tuyến tràn

$$b = \frac{0,178}{0,76 \cdot 0,456 \cdot 4,43 \cdot (0,4)^{3/2}} = 0,458\text{m}$$

Tính hệ số lưu lượng khi có co hẹp bên.

$$\begin{aligned} m_e &= \left[0,405 + \frac{0,003}{H} - 0,03 \frac{B-b}{B} \right] \left[1 + 0,55 \frac{b}{B} \left(\frac{H}{H+P_1} \right)^2 \right] \\ &= \left[0,405 + \frac{0,003}{0,4} - 0,03 \frac{0,5-0,458}{0,5} \right] \left[1 + 0,55 \frac{0,458}{0,5} \left(\frac{0,4}{0,8} \right)^2 \right] = 0,4567 \end{aligned}$$

$m_o \approx m_e$ dẫn đến $b = 0,46\text{m}$.

Ví dụ XI-7 :

Đập tràn có $P = P_1 = 8\text{m}$ được chia thành 7 nhịp. Mố bên và mố trụ lượn tròn, lưu lượng thiết kế $Q_{tk} = 300 \text{ m}^3/\text{s}$, cột nước thiết kế $H_{tk} = 2,0\text{m}$, mực nước hạ lưu $h_h = 5\text{m}$, sông phía thượng lưu có $B = 80\text{m}$. Xác định b khi đập là hình cong loại II.

Giải :

Vì $h_n < 0$ nên dòng chảy tự do qua đập. Đập tràn mặt cắt thực dụng mặt cong loại I có $m_{tc} = 0,48$.

$$v_o^2 = \frac{Q}{\omega} = \frac{300}{(2+8) \times 80} = 0,375 \text{ m/s}$$

$$\frac{\alpha v_o^2}{2g} = \frac{1 \times 0,375^2}{9,81 \times 2} = 0,007 \approx 0 \text{ xem } H_o = H$$

$Q = \sigma_n \cdot \varepsilon \cdot m \cdot n \cdot b \sqrt{2g} H^{3/2}$. Lấy $\sigma_n = 1$.

$$\varepsilon b = \frac{Q}{n \cdot m \sqrt{2g} H^{3/2}} = \frac{300}{7 \cdot 0,38 \cdot 4,432^{3/2}}$$

Mặt khác hệ số co hẹp ε tính từ công thức

$$\varepsilon = 1 - 0,2 \frac{(\zeta_{mb} + (n-1)\zeta_{mtr})}{n} \cdot \frac{H_o}{b}$$

$$\varepsilon \cdot b = b - 0,2 \frac{\zeta_{mb} + (n-1)\zeta_{mtr}}{n} \cdot H$$

$$b = \varepsilon b + 0,2 \frac{\zeta_{mb} + (n-1)\zeta_{mtr}}{n} \cdot H$$

$$= 7,12 + \frac{0,2(0,7 + 6 \cdot 0,45)}{7} \cdot 2 = 7,3\text{m}$$

Ví dụ XI-8 :

Đập tràn đỉnh rộng có $P = P_1 = 1\text{m}$. Đầu ngưỡng vuông cạnh cao, cột nước tràn $H = 2,3\text{m}$, $h_n = 1,8\text{m}$. Bỏ qua vận tốc đến gần. $Q = 20\text{ m}^3/\text{s}$. Xác định chiều rộng ngưỡng tràn, biết $B = 6\text{m}$.

Giải :

Chế độ chảy qua đập

$$h_n = h_h - P = 1,8 - 1 = 0,8\text{m}$$

$$\frac{h_n}{H} < \left[\frac{h_n}{H_0} \right]_{pg} = 0,7 \div 0,85 \text{ dòng tràn qua đập là chảy tự do}$$
$$\frac{h_n}{H} = \frac{0,8}{2,3} = 0,35$$

Theo Cumin $m = 0,33$.

$$Q = \varepsilon \cdot m \cdot \Sigma b \sqrt{2g} H_0^{3/2} = \varepsilon \cdot m \cdot n b \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

$$H_0 = H$$

$$\varepsilon b = \frac{Q}{m \cdot n \sqrt{2g} H^{3/2}} = \frac{20}{0,33 \cdot 4,43 \cdot 3,5} = 3,92\text{m}$$

Mặt khác :

$$\varepsilon = 1 - 0,2 \frac{\xi_{mb} + (n-1) \xi_{mtr}}{n} \cdot \frac{H}{b}$$

$$\varepsilon b = b - 0,2 \frac{\xi_{mb} + (n-1) \xi_{mtr} \cdot H}{n}$$

$$b = \varepsilon b + 0,2 \frac{\xi_{mb} + (n-1) \xi_{mtr} \cdot H}{n}$$

$$n = 1 \quad \xi_{mb} = 0,7$$
$$= 3,92 + 0,2 \cdot 0,7 \cdot 2,3 = 4,24\text{m}$$

Ví dụ XI-9 :

Thiết kế đập có $H = 4\text{m}$, $P = 8\text{m}$. Chọn kiểu đập tràn mặt cong loại I không có chân không $\alpha = 45^\circ$, $\beta = 60^\circ$, $R = 0,5$, $P = 4\text{m}$.

Giải :

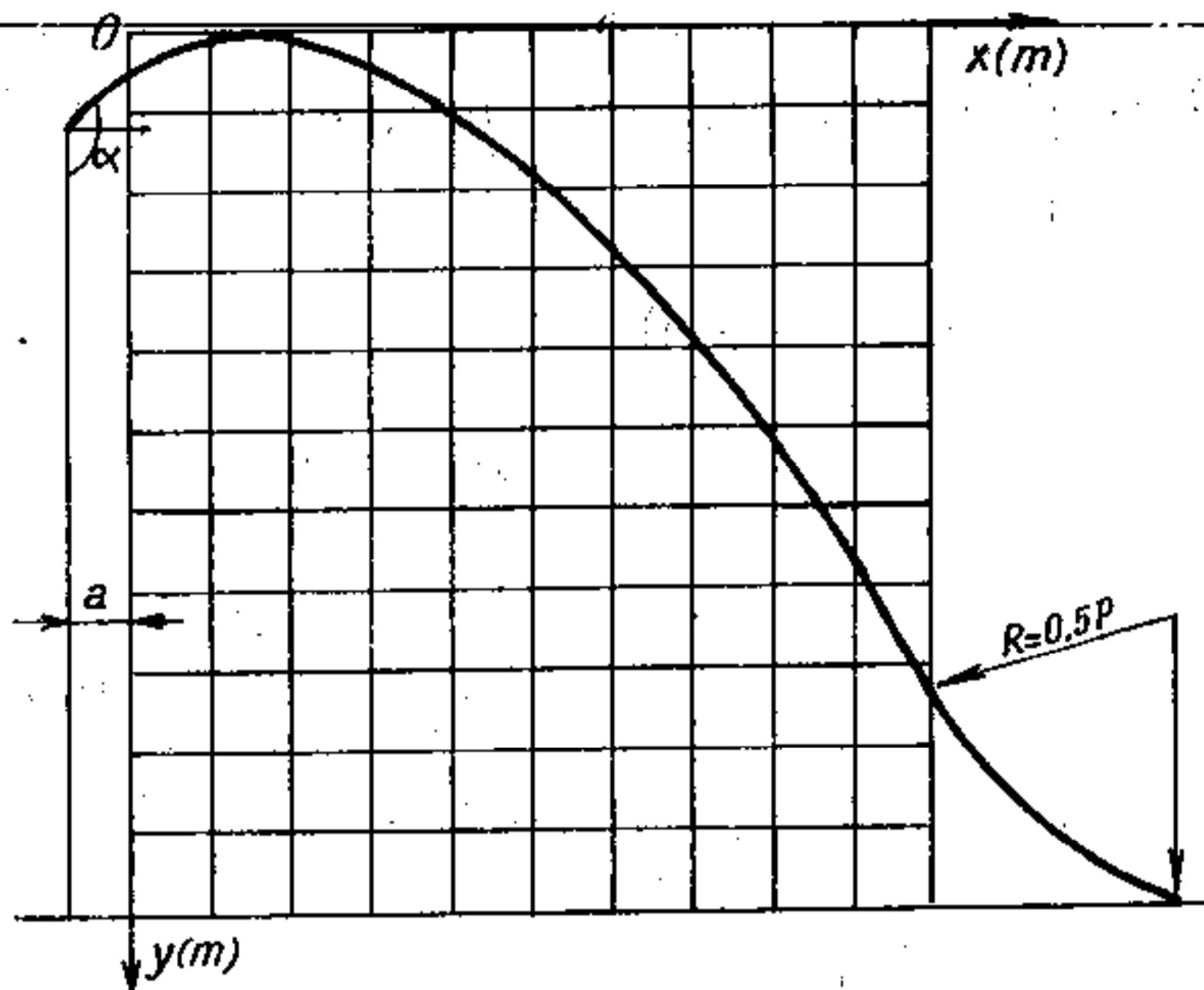
Dựa vào bảng tọa độ đường cong mặt đập không có chân không vẽ theo phương pháp Corigio - Ôphixêrốp cho chiều cao $H = 1\text{m}$.

$$\bar{x} = \frac{x}{H_{tk}} ; \bar{y} = \frac{y}{H_{tk}} \text{ từ đó ta tính được}$$

$$x = \bar{x} \cdot H_{tk} ; y = \bar{y} \cdot H_{tk}$$

\bar{x} , \bar{y} , x , y ở bảng sau.

$\bar{x} = \frac{x}{H_{tk}}$	$x = \bar{x} \cdot H_{tk}$	$\bar{y} = \frac{y}{H_{tk}}$	$y = \bar{y} \cdot H_{tk}$
0	0	0,126	0,504
0,1	0,4	0,036	0,144
0,2	0,8	0,007	0,028
0,3	1,2	0,00	0,00
0,4	1,4	0,007	0,028
0,5	2,4	0,06	0,24
0,8	3,2	0,147	0,588
1,0	4,0	0,256	1,024
1,2	4,8	0,393	1,572
1,4	5,6	0,563	2,25
1,7	6,8	0,873	3,5
2	8	1,235	4,95
2,5	10	1,960	7,84



Hình dạng đập được biểu thị trên hình vẽ.

Ví dụ XI-10 :

Thiết kế đập có chân không đầu hình elip có $H_{tk} = 4m$

$$\frac{a}{b} = 2 ; \frac{H_0}{r'} = 2.$$

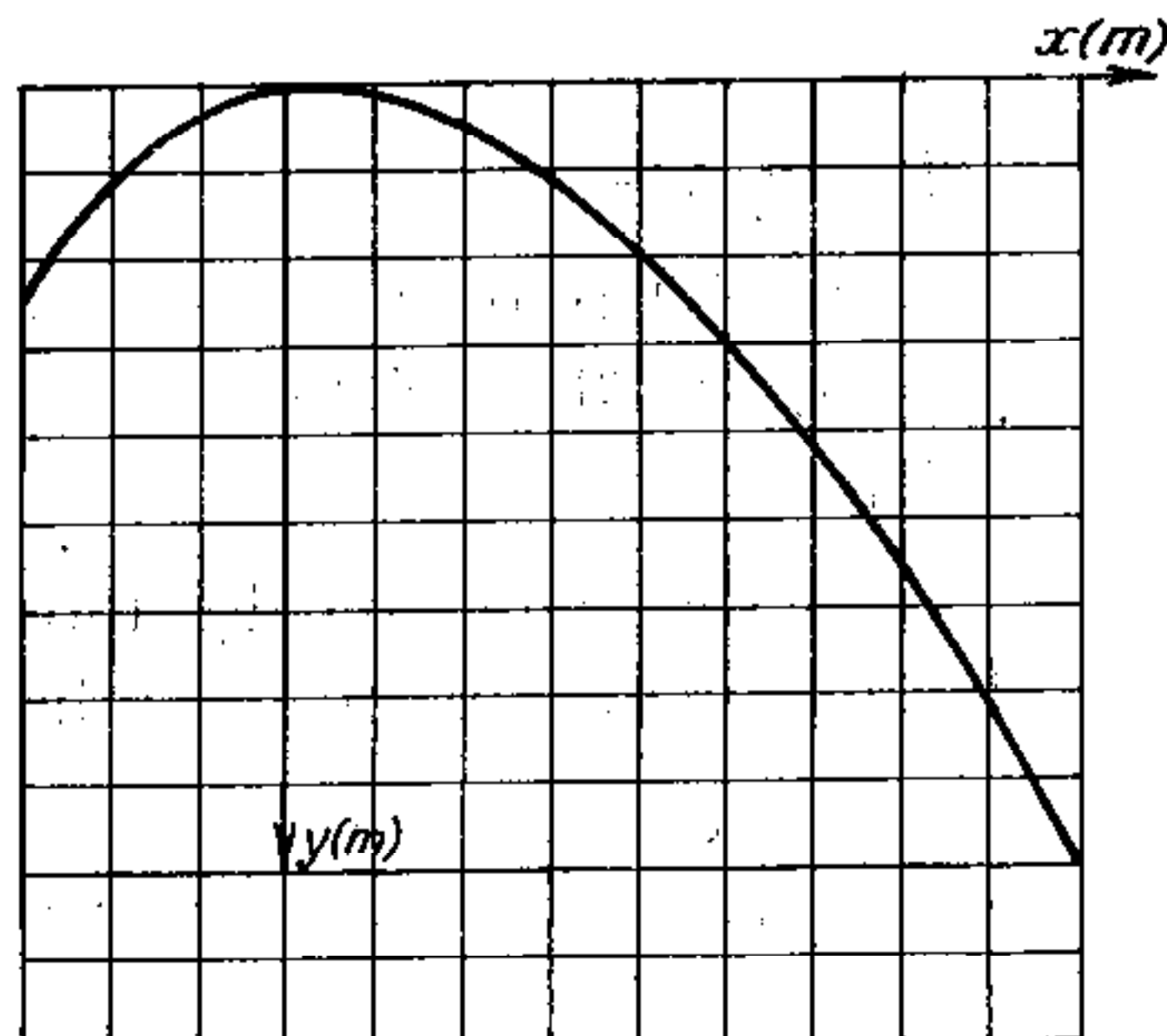
Giải : $\frac{H_0}{r'} = 2$ dẫn đến $r' = \frac{H_0}{2} = \frac{4}{2} = 2m.$

$$\bar{x} = \frac{x}{r'} ; x = \bar{x} \cdot r' ;$$

$$\bar{y} = \frac{y}{r'} ; y = \bar{y} \cdot r'.$$

Các kết quả được ghi ở bảng sau :

Tên điểm	$\bar{x} = \frac{x}{r'}$	$x = \bar{x} \cdot r'$	$\bar{y} = \frac{y}{r'}$	$y = \bar{y} \cdot r'$
1	-0,692	-1,384	0,830	1,66
2	-0,56	-1,12	0,248	0,496
3	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,629	1,26	0,226	0,452
5	1,242	2,484	0,730	1,46
6	1,682	3,364	1,278	2,556
7	2,327	4,654	2,246	4,5
8	2,956	5,912	3,189	6,38



Ví dụ XI-11 :

Tính lưu lượng qua đập tràn thành mỏng hình chữ nhật có $P = 0,5m$, $P_1 = 0,4m$, $B = 0,5m$, $b = 0,4m$, $h_h = 0,7m$, $H = 0,4m$.

Đáp số : $Q = 0,143 m^3/s$

Ví dụ XI-12 :

Để đo lưu lượng trong phòng thí nghiệm người ta dùng một đập thành mỏng cửa chữ nhật có chiều rộng $b = 60m$. Đập không có co hẹp. Xác định chiều cao H trước đập khi $P = P_1 = 0,4m$, $h_h = 3,0cm$, $Q = 45 l/s$.

Đáp số : $H = 0,118m$

Ví dụ XI-13 :

Cho một đập tràn có $P = P_1 = 0,5m$, $b = 0,6m$ yêu cầu xác định cột nước H trước đập khi $Q = 0,04 m^3/s$ với $B = 0,5m$, $h_h = 0,5m$.

Đáp số : $H = 0,11m$

Ví dụ XI-14 :

Để nâng cao mực nước tưới trong kênh có chiều rộng $B = 2,00m$ có lưu lượng $Q = 1 m^3/s$, độ sâu tương ứng trong kênh hạ lưu là $h_k = 0,8m$ người ta thả một hàng phai cao $P = P_1 = 0,4m$, phai dày $\delta = 0,1m$.

Tính chiều rộng tuyến tràn để nâng mực nước thượng lưu lên $h_{tl} = 1m$.

Đáp số : $b = 1,3m$

Ví dụ XI-15 :

Xác định chiều rộng của một đập tràn hình cong loại II có $H = 2m$, $B = 16m$, đập có 2 khoang. Mỗi khoang có trụ nửa hình tròn, mố bên là cung tròn, $P_1 = P_2 = 4m$, $H = 2m$, $h_h = 1,5m$, $Q = 15 m^3/s$.

Đáp số : $\sum b = 7,94m$

Ví dụ XI-16 :

Thiết kế đập có $H = 3m$, $P = 5m$, đập loại II. Không có chân không $a = 0,2m$, $\alpha = 45^\circ$, $\beta = 60^\circ$.

Đáp số :

x	0	0,3	0,6	0,9	1,2	1,8	2,4
y	0,138	0,03	0,00	0,015	0,069	0,294	0,567
x	3	3,6	4,2	5,1	6	7,5	
y	0,963	1,26	1,995	2,976	4,116	6,42	

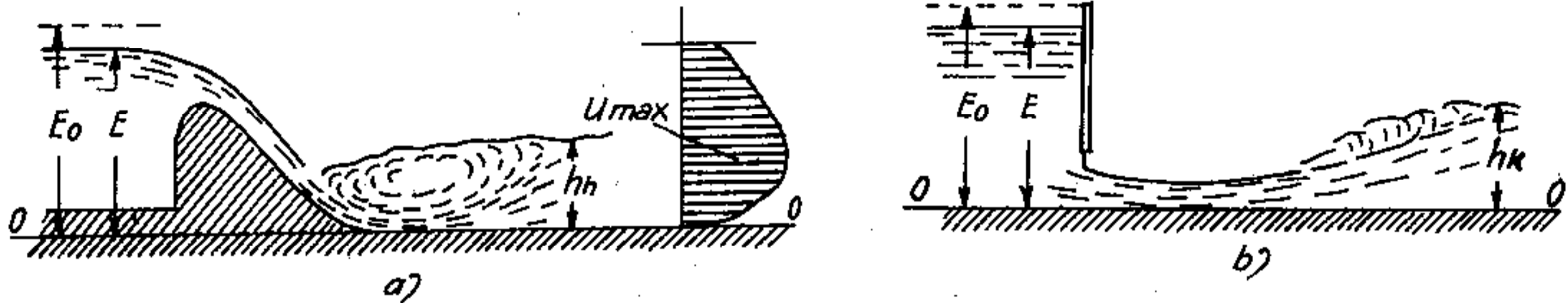
NỐI TIẾP VÀ TIÊU NĂNG Ở HẠ LƯU CÔNG TRÌNH

A. NỐI TIẾP DÒNG CHẢY Ở HẠ LƯU CÔNG TRÌNH

Dòng chảy qua đập tràn hay qua cửa van nối tiếp với dòng chảy sau công trình bằng hai hình thức chủ yếu sau :

- + Nối tiếp chảy đáy : vận tốc lớn nhất ở gần đáy kênh ;
- + Nối tiếp chảy mặt : vận tốc lớn nhất ở gần mặt tự do ;

Trạng thái chảy mặt xảy ra khi công trình có chân là bậc thẳng đứng.



Xét kênh lăng trụ, chảy đều với chiều sâu là h_h

§XII-1. NỐI TIẾP CHẢY ĐÁY

Tùy theo độ dốc đáy kênh, dòng hạ lưu có thể là êm hoặc xiết

$$(i < i_k \text{ và } i > i_k).$$

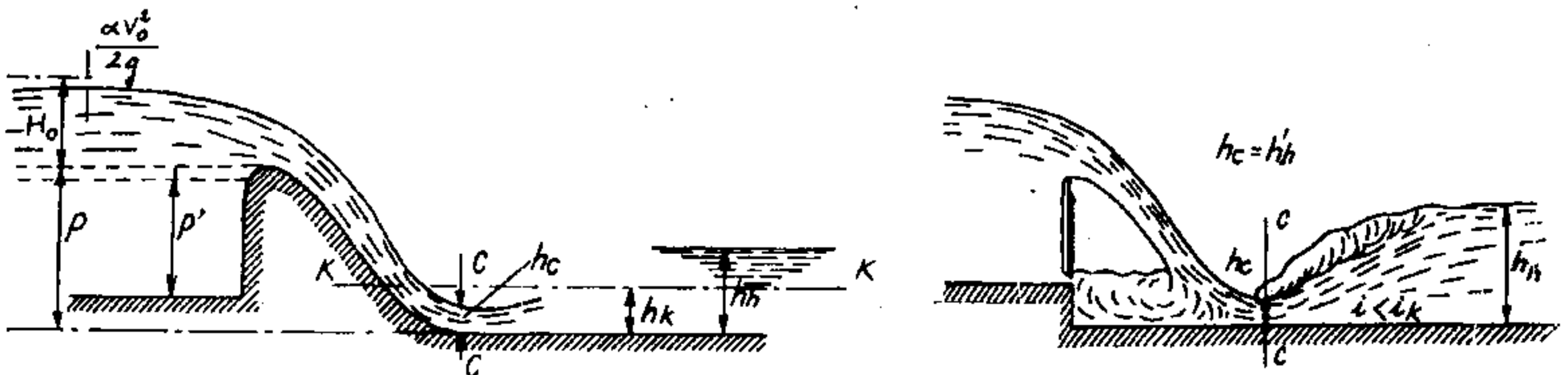
Có thể xảy ra 2 trường hợp :

1. Dòng hạ lưu là êm

Hạ lưu hình thành mặt cắt co hẹp, mặt c-c.

Tại c-c vận tốc là lớn nhất, chiều sâu là h_c .

Có $h_c < h_k$, dòng chảy qua công trình là chảy xiết nên để nối tiếp với hạ lưu buộc phải qua nước nhảy.



Vị trí của nước nhảy : dạng vị trí nước nhảy phụ thuộc vào năng lượng đơn vị của mặt cắt co hẹp và mặt cắt có độ sâu bình thường trong lòng dẫn hạ lưu.

So sánh h_c'' với h_h . Có thể xảy ra các trường hợp sau :

+ $h_c'' = h_h$: năng lượng thừa của dòng chảy thượng lưu gần vừa bằng năng lượng của dòng chảy trong lòng dẫn, tức là năng lượng thừa đã được tiêu hao gần hết bằng nước nhảy, do đó nước nhảy sẽ kết thúc ở mặt cắt có độ sâu liên hiệp $h_c'' = h_h$.

Dạng nước nhảy đó gọi là nước nhảy tại chỗ hoặc nước nhảy phân giới. Dạng nước nhảy này không ổn định vì chỉ cần có một sự thay đổi nhỏ là độ sâu co hẹp và độ sâu bình thường đã thay đổi.

+ $h_c'' > h_h$: dòng chảy thượng lưu không thể tiêu hao hết năng lượng thừa bằng nước nhảy, nên phải tiêu hao một phần bằng tổn thất dọc đường qua đoạn nước dâng kiểu c. Sau nước nhảy, năng lượng của dòng chảy gần bằng năng lượng của dòng hạ lưu h_h , tức là :

$$h'' = h_h \quad (1)$$

trong đó h'' là độ sâu liên hiệp sau nước nhảy, hình thành sau đoạn nước dâng.

Căn cứ vào tính chất liên hiệp của các chiều sâu ta có :

$$h_c'' > h_h$$

Dạng nước nhảy này gọi là nước nhảy xa.

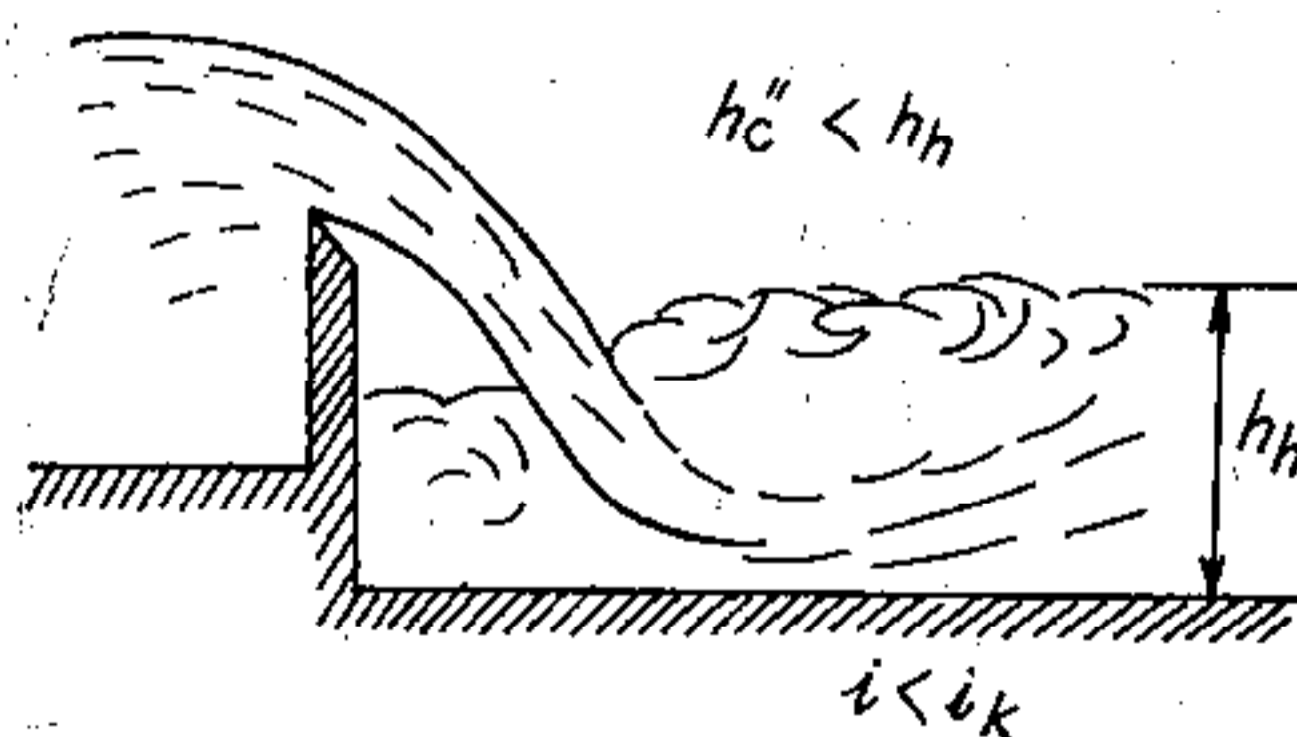
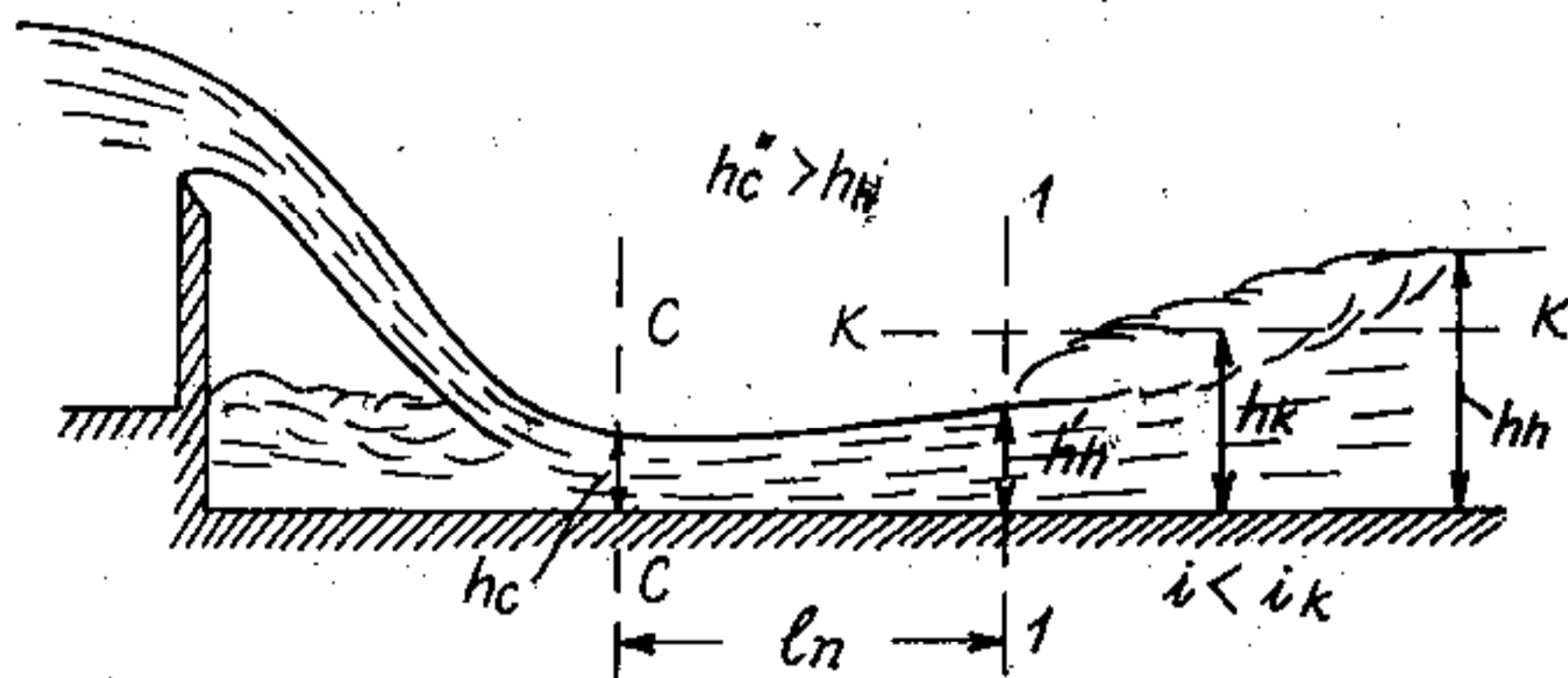
+ $h_c'' < h_h$: trong trường hợp này năng lượng thừa của dòng thượng lưu nhỏ thua giá trị năng lượng có thể tiêu được bằng nước nhảy tại chỗ, hay nói cách khác, năng lượng dự trữ của dòng hạ lưu đủ khả năng đưa nước nhảy tiến lại gần công trình.

Nước nhảy sẽ làm ngập mặt cắt co hẹp bằng khu nước vật mặt. Mức độ ngập của nước nhảy đặc trưng bằng hệ số :

$$\sigma = \frac{h_h}{h_c''} \quad (2)$$

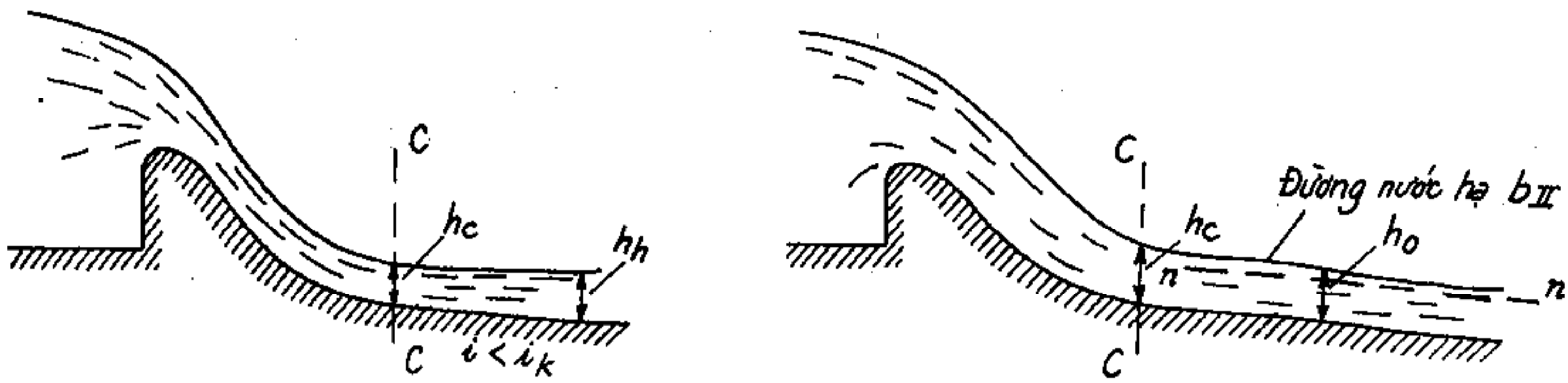
Dạng nước nhảy này gọi là nước nhảy gần hoặc nước nhảy ngập.

Xét về mặt công trình thì dạng nối tiếp bằng nước nhảy xa là bất lợi nhất vì tiêu hao năng lượng bằng đường nước dâng là rất chậm nên chiều dài của nó thường khá lớn, đòi hỏi phải gia cố hạ lưu lớn. Do vậy để tránh việc gia cố lớn thì dạng nối tiếp bằng nước nhảy ngập là tốt nhất.



2. Dòng hạ lưu là xiết

Dòng chảy qua công trình và dòng hạ lưu đều là dòng xiết, nên nối tiếp xảy ra không qua nước nhảy.



So sánh h_c với h_h ta có :

+ $h_c = h_h$ ngay tại mặt cắt co hẹp ở hạ lưu công trình sẽ hình thành dòng chảy đều.

+ $h_c > h_h$ sau mặt cắt co hẹp là đường nước hạ có chiều sâu từ h_c đến h_h .

+ $h_c < h_h$ sau mặt cắt co hẹp là đường nước dâng.

Dạng nối tiếp thứ 3 là dạng bất lợi nhất, vận tốc rất lớn có thể gây xói lở ở đáy hạ lưu công trình.

§XII-2. HỆ THỨC TÍNH TOÁN CƠ BẢN CỦA NỐI TIẾP CHẢY ĐÁY

Nội dung tính toán thủy lực của nối tiếp hạ lưu gồm :

+ Xác định độ sâu co hẹp h_c và độ sâu liên hiệp h''_c ;

+ So sánh h''_c với h_h để xác định dạng nối tiếp.

Nếu là nối tiếp với nước nhảy xa thì phải xác định vị trí nước nhảy.

1. Xác định h_c và h''_c

Viết phương trình Bécnuì cho 2 mặt cắt o-o và c-c, mặt chuẩn là đáy hạ lưu, ta có :

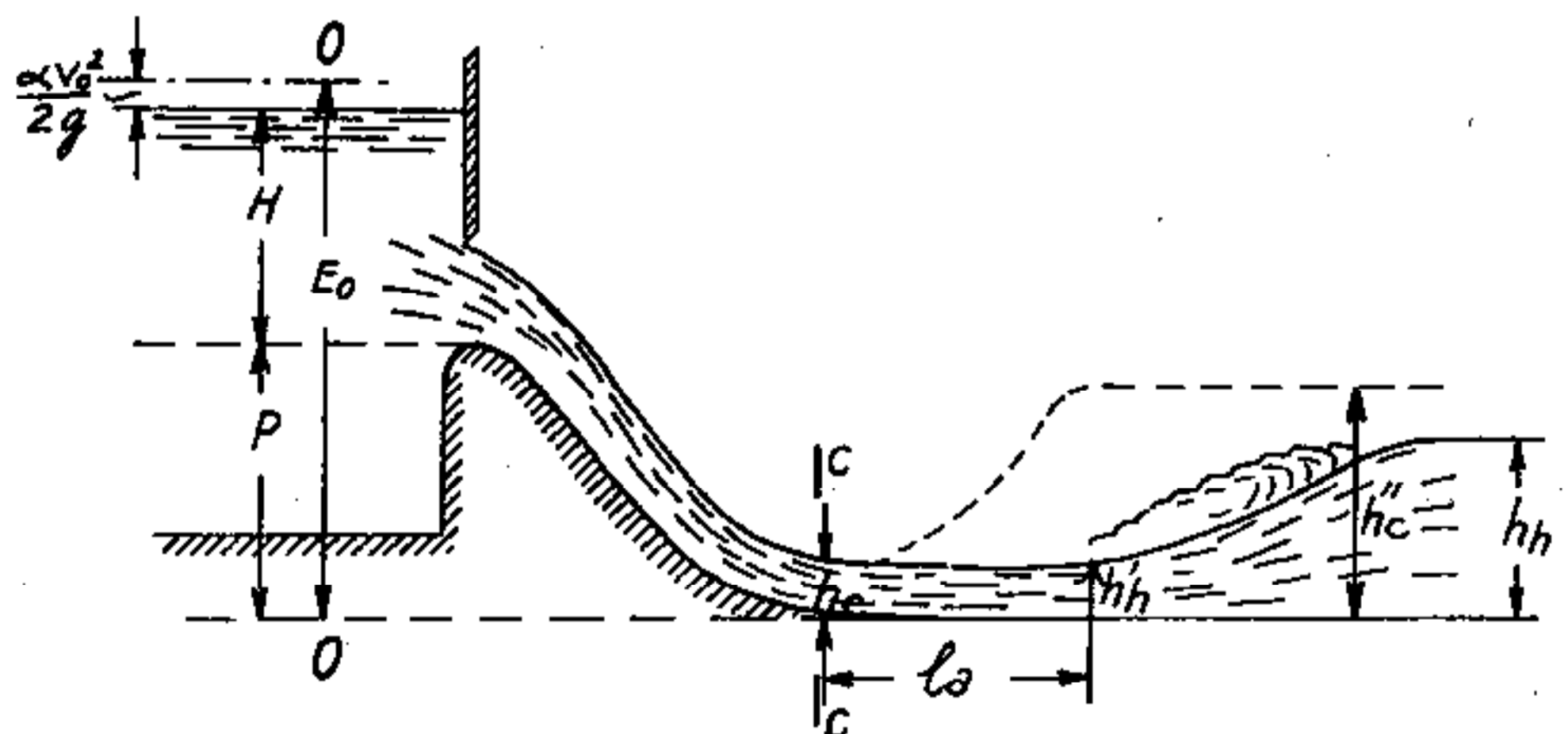
$$\Theta_o = h_c + \frac{v_c^2}{2g \cdot \varphi^2} \quad (3)$$

trong đó :

$$\frac{1}{\varphi^2} = (\alpha_c + \Sigma \zeta)$$

hoặc

$$\Theta_o = h_c + \frac{Q^2}{2g \cdot \varphi^2 \cdot \omega_c^2} \quad (4)$$



từ đó :
$$Q = \varphi \cdot \omega_c \sqrt{2g(E_o - h_c)} \quad (5)$$

(5) là phương trình cơ bản thứ nhất để tính nối tiếp hạ lưu. Từ đó ta có thể xác định độ sâu h_c .

- Với kênh chữ nhật hoặc rất rộng ta có :

$$q = \frac{Q}{b}$$

Trong đó : q - lưu lượng đơn vị ;

b - chiều rộng của kênh.

Phương trình (4) có dạng :

$$E_o = h_c + \frac{q^2}{2g \cdot \varphi^2 \cdot h_c^2} \quad (6)$$

còn (5) sẽ là :

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

Phương trình cơ bản thứ hai để tính nối tiếp là phương trình nước nhảy :

$$\frac{\alpha_o \cdot Q^2}{g \cdot \omega_1} + y_1 \cdot \omega_1 = \frac{\alpha_o \cdot Q^2}{g \cdot \omega_2} + y_2 \cdot \omega_2 \quad (8)$$

Đối với trường hợp mặt cắt chữ nhật là các phương trình quen thuộc về các chiều sâu liên hiệp.

Biết được h_c'' , đem so sánh nó với h_h ta có thể xác định được hình thức nối tiếp.

Hệ số vận tốc φ đánh giá tổn thất năng lượng của dòng chảy qua công trình có thể lấy trong bảng có sẵn của Pavlovskii.

Tính h_c theo (5) hoặc (7) phải tiến hành bằng cách thử dần hoặc tính lặp trên máy.

2. Xác định vị trí nước nhảy xa.

Khi $h_c'' > h_h$ ta có hình thức nối tiếp với nước nhảy xa. Việc xác định vị trí nước nhảy, tính chiều dài đoạn dòng chảy xiết trước nước nhảy có một ý nghĩa thực tiễn rất quan trọng.

Trong dạng nối tiếp với nước nhảy xa, độ sâu sau nước nhảy chính là độ sâu dòng chảy bình thường ở hạ lưu h_h . Từ các phương trình tính độ sâu liên hiệp ta có thể tính được độ sâu trước nước nhảy h_h' . Độ sâu này phải lớn hơn độ sâu co hẹp, tức là :

$$h_h' > h_c$$

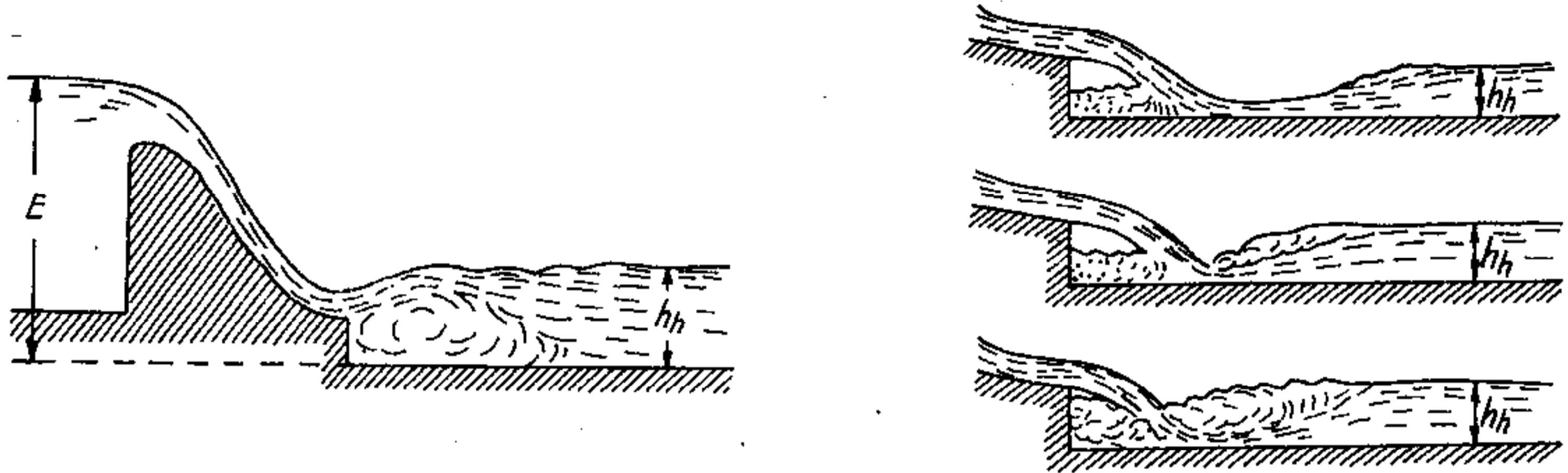
Đoạn dòng chảy xiết trước nước nhảy, có độ sâu ở mặt cắt trên là h_c và độ sâu ở mặt cắt dưới là h_h' . Biết 2 độ sâu đó, ta dùng phương pháp tính dòng không đều để xác định chiều dài đoạn nước dâng chảy xiết l_a .

§XII-3. NỐI TIẾP CHẢY MẶT

Nối tiếp chảy mặt là hình thức nối tiếp ở trạng thái chảy mặt.

Nối tiếp chảy mặt thường gặp trong điều kiện công trình có bậc thang đứng ở hạ lưu.

Trong trường hợp này hiện tượng thủy lực ở hạ lưu công trình rất phức tạp. Tùy thuộc vào độ sâu bình thường của dòng chảy trong kênh dẫn, ở hạ lưu có thể xuất hiện nhiều dạng nối tiếp khác nhau.



+ Khi h_h không lớn lắm, trạng thái dòng chảy vẫn ở trạng thái chảy đáy. Ở hạ lưu có thể xảy ra 3 dạng nối tiếp : nước nhảy xa, nhảy tại chỗ và nhảy ngập. Trong trường hợp nhảy ngập, ở ngay chân bậc xuất hiện khu nước cuộn có kích thước đáng kể.

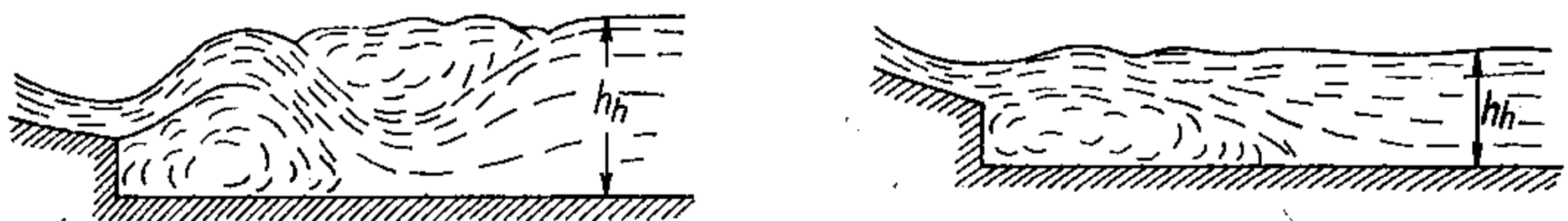
+ Khi đã có nước nhảy ngập mà độ sâu vẫn tăng lên thì dòng chảy ra khỏi bậc có độ cong lớn hơn, khu nước cuộn ở đáy to lên, dòng chảy không đi xuống đáy nữa mà phóng ra xa, hình thành *dòng chảy mặt dạng sóng*, khu nước cuộn mặt biến mất. Trên mặt thoáng của đoạn nối tiếp vận tốc là lớn nhất.

Đây là dạng *nối tiếp chảy mặt không ngập*.

Sự chuyển tiếp từ *chảy đáy ngập* sang *chảy mặt không ngập* được gọi là trạng thái *phân giới thứ nhất*. Độ sâu hạ lưu tương ứng gọi là *độ sâu phân giới thứ nhất*, kí hiệu là h_{h_1} .

Dạng nối tiếp chảy mặt không ngập nói trên tồn tại trong phạm vi thay đổi độ sâu hạ lưu tương đối lớn.

+ Khi độ sâu ở hạ lưu tăng lên đến một trị số nhất định thì ngay sau nước nhảy sóng dòng chảy không đi lên mặt mà đi xuống đáy hạ lưu, ở trên mặt thoáng cách công trình một đoạn xuất hiện khu nước cuộn. Ở đây tại khu vực đầu là trạng thái chảy mặt, tại khu vực sau là chảy đáy. Vì thế được gọi là *nối tiếp mặt đáy không ngập*.



Dạng nối tiếp mặt đáy không ngập là dạng trung gian, không ổn định chỉ tồn tại trong phạm vi thay đổi nhỏ của độ sâu hạ lưu, rồi có thể diễn biến theo 2 cách.

1. Khu nước chảy cuộn trên mặt bị đẩy về phía bậc và dòng chảy trở lại trạng thái chảy mặt hoàn toàn. Dạng nối tiếp này được gọi là *chảy mặt ngập*.

+ Sự chuyển tiếp từ nối tiếp *chảy mặt không ngập* sang nối tiếp *chảy mặt ngập* gọi là trạng thái *phân giới thứ hai*. Độ sâu tương ứng gọi là độ sâu *phân giới thứ hai*, kí hiệu là h_{h_2} .

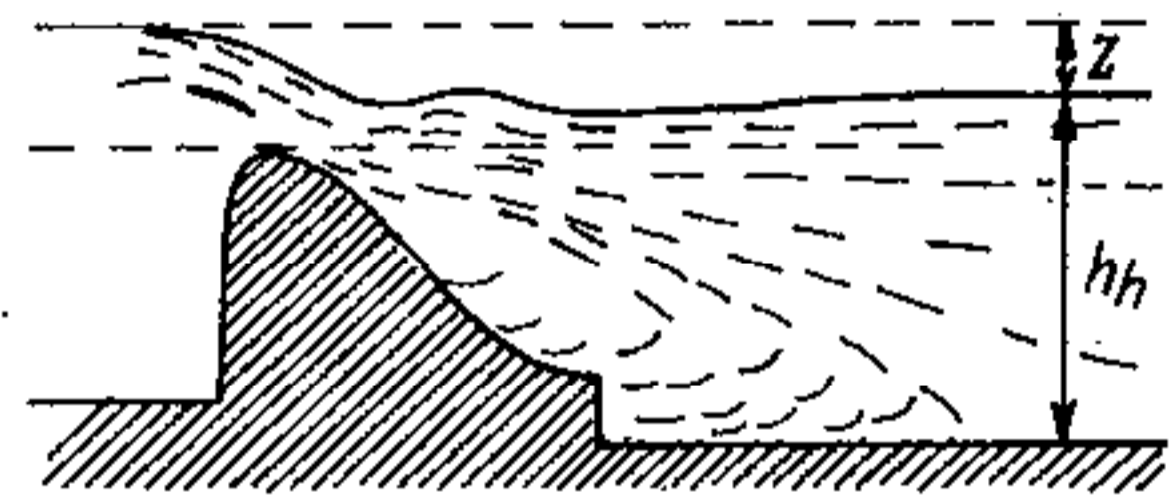
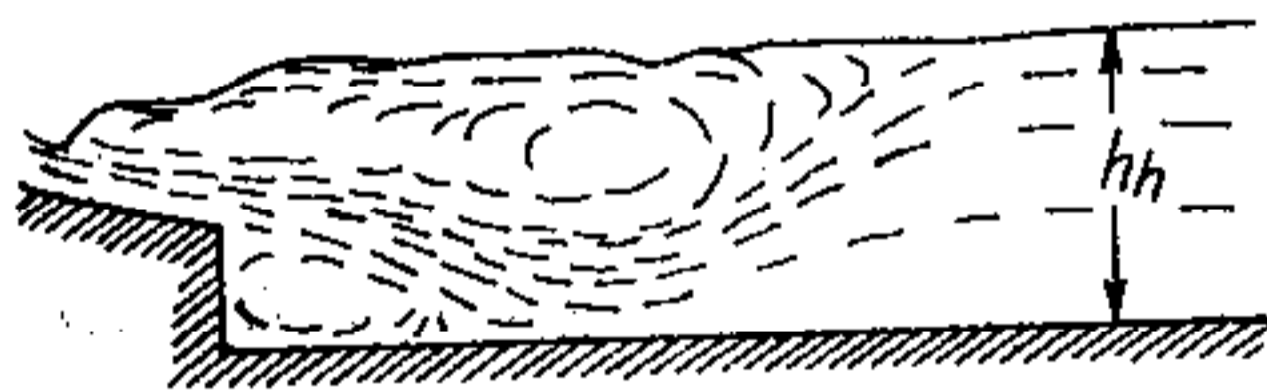


Dạng nối tiếp chảy mặt ngập nói trên có vận tốc lớn ở trên mặt trên cả đoạn nối tiếp. Dạng nối tiếp này là dạng ổn định và tồn tại trong phạm vi thay đổi độ sâu hạ lưu khá lớn.

2. Khu nước cuộn mặt vẫn tồn tại và đồng thời xuất hiện khu nước cuộn mặt thứ hai ngay trên bậc công trình.

Dạng nối tiếp này gọi là dạng *nối tiếp mặt - đáy ngập*. Đây là dạng nối tiếp cuối cùng ở trạng thái chảy mặt.

+ Khi độ sâu hạ lưu lại tiếp tục tăng lên nữa thì dòng chảy có thể chuyển thành trạng thái chảy đáy. Đây là dạng *nối tiếp chảy đáy hồi phục*. Khu nước cuộn mặt rất lớn và khu nước cuộn đáy lại rất bé.



Với độ sâu hạ lưu rất lớn thì công trình không còn đặc điểm riêng của nó nữa, vì trong trường hợp này bậc không có ảnh hưởng gì đến sự nối tiếp dòng chảy ở hạ lưu. Lúc đó dòng chảy qua công trình là dòng chảy ngập hoàn toàn và do tác động của đỉnh đập mà hình thành dòng chảy mặt ở hạ lưu.

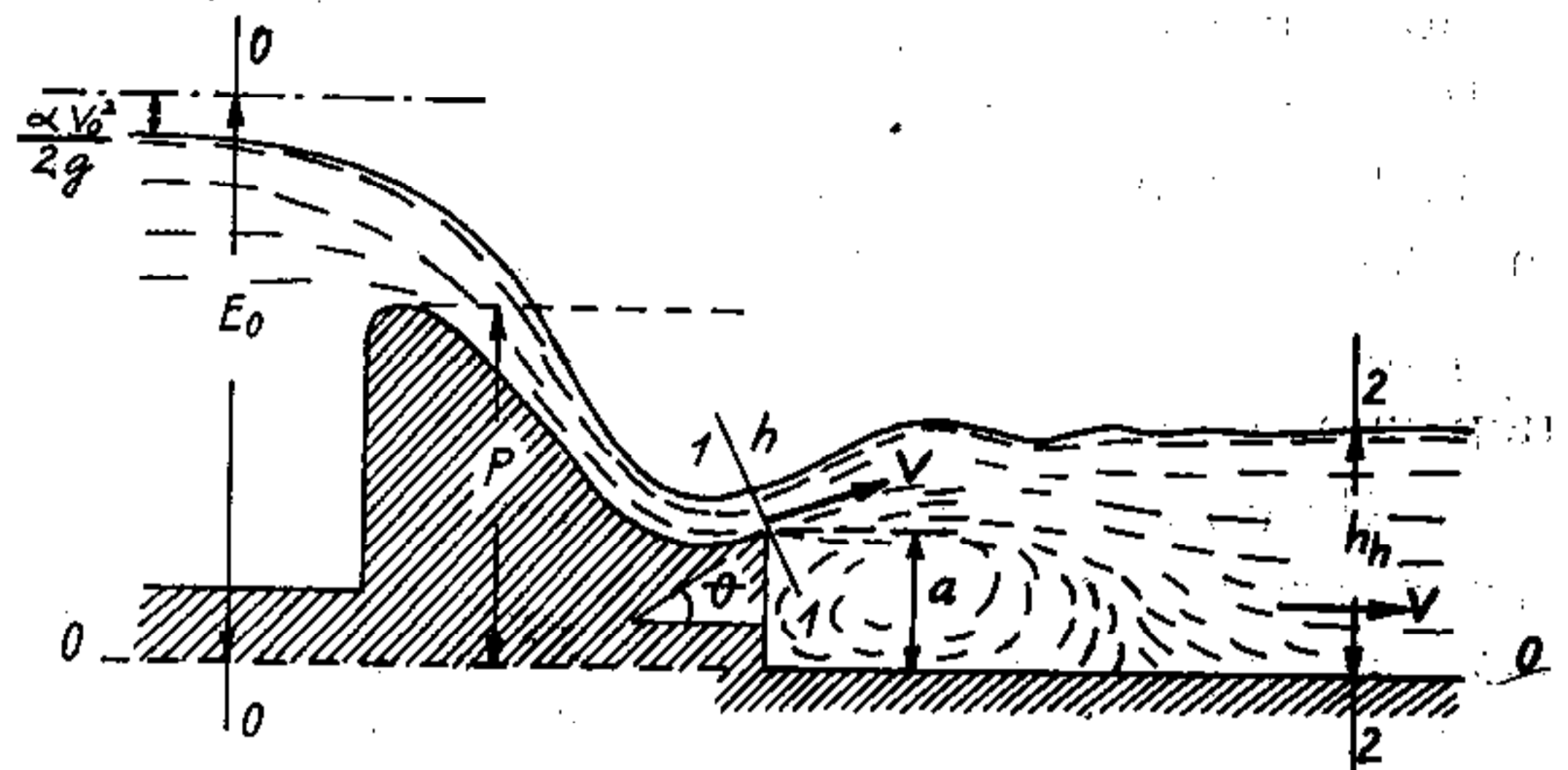
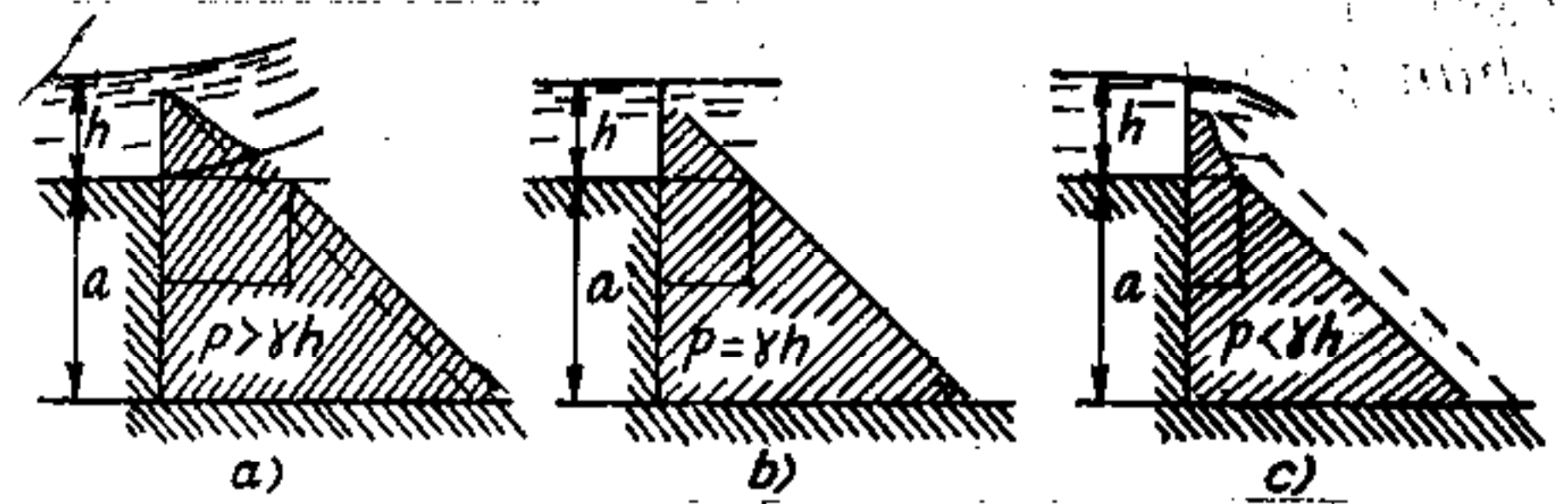
Nói chung nối tiếp chảy mặt có khả năng tiêu hao năng lượng lớn qua khu nước chảy cuộn ở đáy cũng như khu chảy cuộn ở mặt. Vận tốc ở đáy bé không gây ra xói lở nghiêm trọng nên gia cố ở hạ lưu được giảm nhẹ. Vì vậy ở các công trình lớn, có cột nước cao, có nhiều vật trôi trong nước (cây, củi, băng ...) người ta thường cố gắng tạo nên nối tiếp chảy mặt.

Tuy nhiên nối tiếp chảy mặt không ngập vẫn tốt hơn vì các vật trôi nổi trên thoát xuống hạ lưu một cách dễ dàng, không bị quấn trên mũi đập. Khi mực nước hạ lưu thay đổi thì nối tiếp hạ lưu xảy ra rất phức tạp, có thể đang từ dạng có lợi chuyển sang dạng bất lợi một cách dễ dàng nên nối tiếp chảy mặt chỉ thích hợp với các công trình có mực nước hạ lưu thay đổi ít.

Trong tính toán nối tiếp chảy mặt ta cần xác định các khu vực trong đó tồn tại các dạng nối tiếp ở hạ lưu, tức là cần tính các độ sâu phân giới của các khu vực.

Dòng chảy đi ra khỏi bậc công trình có thể hướng lên, nằm ngang hay cong thấp xuống, do đó áp suất dưới dòng chảy mũi bậc sẽ khác với áp suất thủy tĩnh.

Trong trường hợp dòng chảy ra khỏi bậc công trình mà đi thẳng thì áp suất ở mũi bậc phân bố theo quy luật thủy tĩnh. Còn khi chiều cong của mũi bậc hướng lên hoặc xuống dưới thì áp suất sẽ lớn hơn hoặc bé hơn áp suất thủy tĩnh. Còn áp suất dưới dòng chảy dọc theo chiều cao bậc công trình thì các tài liệu thí nghiệm cho ta thấy rằng nó được phân bố theo quy luật đường thẳng.



Để đơn giản ta xét bài toán phẳng.

Giả thiết mũi công trình cong lên, có góc mũi là θ .

Ta dùng 2 công cụ cơ bản là phương trình Bécnuì và động lượng để tìm các trị số phân giới của chiều sâu h_{h_1} và h_{h_2} .

+ Viết phương trình Bécnuì cho 2 mặt cắt 0-0 và 1-1 và lấy đáy hạ lưu làm mặt chuẩn, ta có :

$$E_0 - a = h \cdot \cos \theta + \frac{1}{2} h_a + \frac{q^2}{2g \cdot \varphi^2 h_2^3} \quad (9)$$

Trong đó :

h - độ sâu của dòng trên mũi bậc ;

a - chiều cao của bậc ;

h_a - cột nước áp suất dưới dòng chảy, do áp suất dòng chảy cong gây ra.

+ Viết phương trình động lượng cho đoạn dòng chảy giữa 1-1 và 2-2, trong đó 2-2 ứng với dòng bình thường của hạ lưu.

Với các giả thiết : áp suất ở 1-1 và 2-2 và dọc theo chiều cao của bậc phân bố theo quy luật đường thẳng ; bỏ qua lực ma sát ; độ dốc đáy bằng không, phương trình động lượng viết theo phương nằm ngang sẽ là :

$$\Delta (mv) = (P_1 + P_b - P_2) \Delta t, \quad (10)$$

Trong đó : $\Delta (mv)$ - gia số động lượng được tính bằng :

$$\alpha_0 \cdot m \cdot v_2 - \alpha_0 \cdot m \cdot v_1 \cdot \cos\theta = \alpha_0 \frac{\gamma}{g} \cdot q \cdot \Delta t \left(\frac{q}{h_n} - \frac{q}{h} \cdot \cos\theta \right)$$

P_1 - hình chiếu áp lực tại 1-1 ;

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma (h \cdot \cos\theta + h_a) h \cdot \cos\theta ;$$

P_2 - hình chiếu của áp lực tại 2-2

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma h_n^2 ;$$

P_b - hình chiếu của phản lực tại bậc công trình :

$$P_b = \gamma \cdot a \left(h \cdot \cos\theta + h_a + \frac{a}{2} \right).$$

Thay vào (10) ta có :

$$\frac{2 \cdot \alpha_0 \cdot q^2}{g h \cdot h_n} (h - h_n \cdot \cos\theta) = h_a (h \cdot \cos\theta + 2a) + (h \cdot \cos\theta + a)^2 - h_n^2 \quad (11)$$

(10) và (11) chỉ áp dụng cho các trường hợp nối tiếp mà dòng chảy ở trên bậc công trình là tự do, tức là nó không bị ngập bởi khu nước vật ở mặt.

Hai phương trình nói trên cho phép ta xác định được cả chiều sâu bình thường ứng với trạng thái phân giới thứ nhất hoặc thứ hai. Vì trong các phương trình do có 3 đại lượng chưa biết là h, h_a và h_n nên cần cho trước 1 trong 3 đại lượng hoặc phải cho thêm 1 phương trình thứ 3, đó là sự phân bố áp suất trên mũi bậc, nhưng đó cũng chính là đại lượng h_a .

Về đại lượng này có thể dùng một số giả thiết sau :

+ Theo Xabanhêp : $h_a = 0$ trên cơ sở cho rằng sự phân bố áp suất của dòng chảy tại mũi bậc là theo quy luật phân bố áp suất thủy tĩnh.

+ Kết quả thí nghiệm của Xtaphitreva thì sự phân bố nói trên khác với áp suất thủy tĩnh :

- Đối với trạng thái phân giới thứ nhất thì :

$$(h_a)_1 = 0,31 h_{n_1} - 0,5a \quad (12)$$

- Đối với trạng thái phân giới thứ hai, áp suất dưới dòng chảy ở mũi bậc luôn luôn lớn hơn áp suất thủy tĩnh và tính theo biểu thức :

$$(h_a)_2 = 0,59 (h_{n_2} - a) \quad (13)$$

Như vậy để xác định trạng thái phân giới thứ nhất và thứ hai ta cần giải hệ thống phương trình (9), (11) và (12) hoặc (13), tức là việc tính toán phải dựa trên các công thức lí thuyết và thực nghiệm.

Cần lưu ý rằng điều kiện để có nối tiếp chảy mặt là độ cao bậc phải lớn hơn một độ cao tối thiểu mà theo Sclatnhêp độ cao đó có thể xác định bằng công thức thực nghiệm sau :

$$a_{\min} = 0,4 h_k \sqrt{\frac{\alpha_0}{h_k} - 1,5} \quad (14)$$

(14) chỉ đúng với điều kiện : $\frac{\alpha_0}{h_k} = 2,5$ và chiều dài của bậc $\delta = (2 \div 2,5)h$.

B. TIÊU NĂNG Ở HẠ LƯU CÔNG TRÌNH

§XII-4. NHỮNG KHÁI NIỆM CHUNG

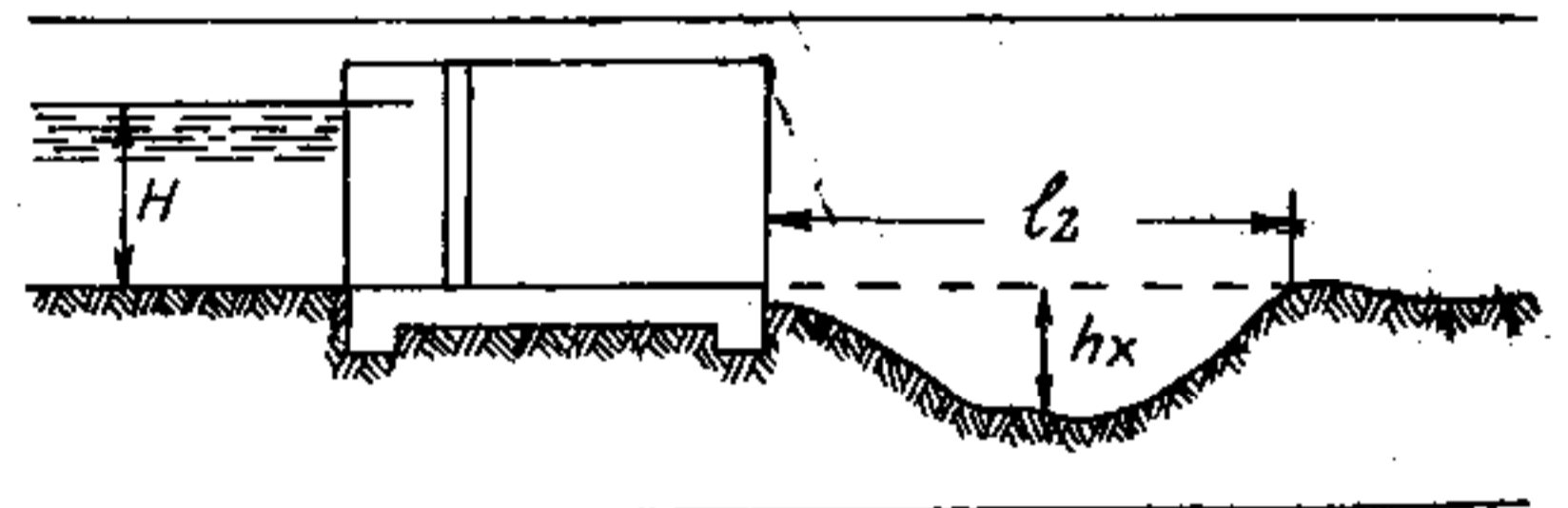
Việc giải quyết vấn đề tiêu năng, tức là tiêu hao năng lượng thừa từ thượng lưu qua công trình là một trong những mục tiêu quan trọng nhất trong tính toán thủy lực công trình.

Khi xây dựng công trình (đập, cầu, cống) mực nước trước công trình dâng lên nên thế năng của dòng thượng lưu tăng. Thế năng đó biến thành động năng khi nước tràn qua công trình. Vận tốc dòng chảy sau công trình có vận tốc tăng lên đột ngột, thường lớn hơn nhiều lần so với vận tốc của dòng hạ lưu khi ở trạng thái tự nhiên.

Vì thế lòng dẫn hạ lưu ngay sau công trình có thể bị xói lở nghiêm trọng, ảnh hưởng đến sự an toàn của công trình.

Việc tạo nên nối tiếp chảy mặt hay chảy đáy có thể làm giảm nhẹ việc gia cố hạ lưu công trình, nhưng nếu đáy lòng dẫn là loại đất nhẹ thì ngay trong trường hợp này cũng vẫn gây ra xói nghiêm trọng.

Điều đó cũng có thể xảy ra ngay cả với một số loại đá như đá vôi, đolômit... và những loại đá yếu khác.



Sơ đồ phễu xói ngay sau công trình khi lòng dẫn hạ lưu không phải là đá. Chiều sâu phễu xói $h_x = 2,5H$.

Chiều dài có thể biến đổi từ $(4 \div 6) H$ cho đến $(30 \div 40) H$.

Ở Việt Nam có rất nhiều công trình có hiện tượng như vậy. Ví dụ có cống qua đường chỉ với cột nước tương đối nhỏ $H = 1,5 - 2m$, nhưng sau 3 năm khai thác, ở hạ lưu đã hình thành một phễu xói có chiều sâu $h_x = 3m$, chiều dài $l_x = 30m$ v.v...

Động năng thừa còn thể hiện dưới dạng mạch động vận tốc và áp suất. Tuy ở hạ lưu công trình ở một đoạn cách xa nó, vận tốc trung bình không còn lớn, nhưng mạch động còn rất mạnh nên cũng gây ra sự xói lở kéo dài.

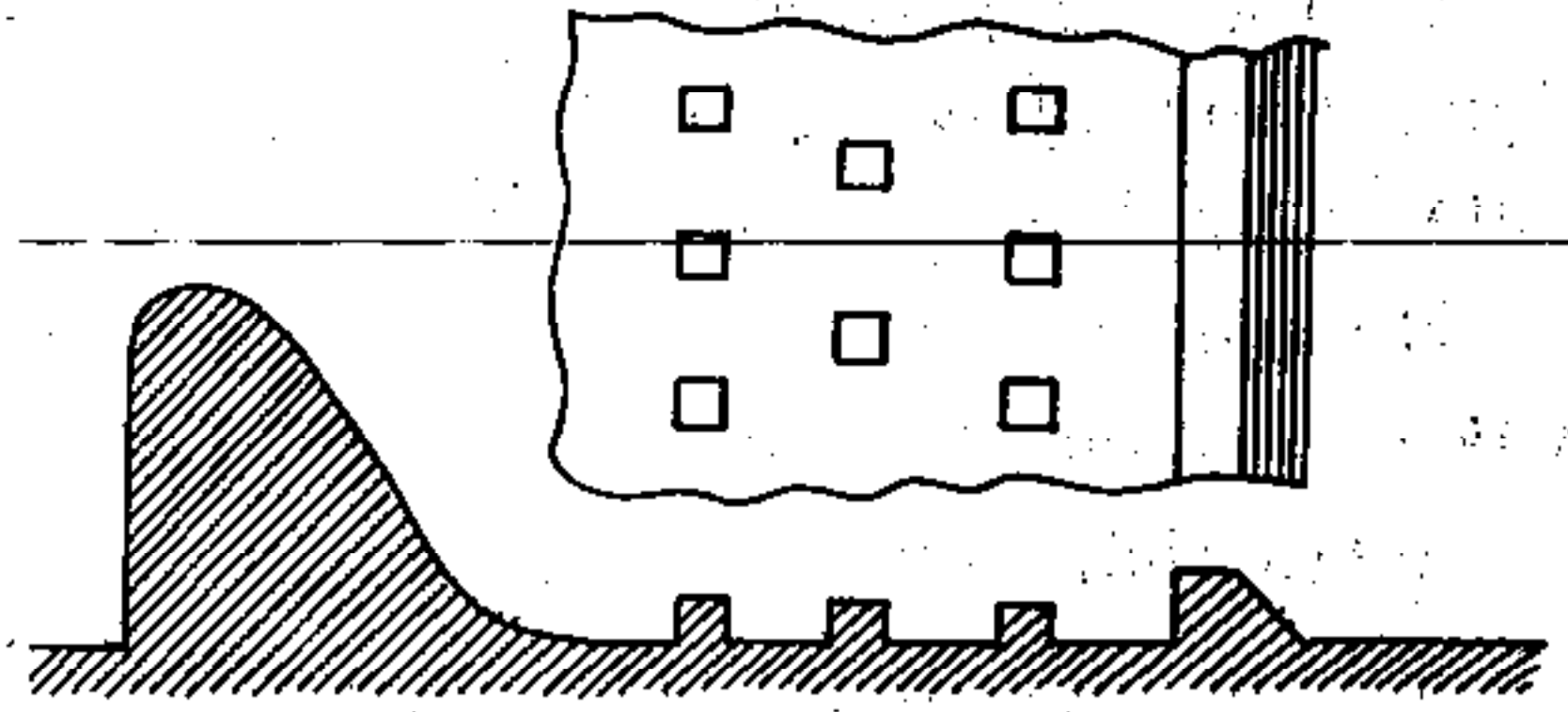
Trong điều kiện bài toán không gian, khi chỉ có một vại cửa làm việc trong tổng số các cửa thì lại xuất hiện dòng chảy xiên, cũng gây ra hiện tượng xói lở.

Nhiệm vụ của việc tính toán tiêu năng là phải tìm được biện pháp tiêu huỷ hoàn toàn năng lượng thừa, điều chỉnh lại sự phân bố vận tốc và giảm mạch động, khử dòng xiên để cho dòng chảy trở về trạng thái tự nhiên trên một đoạn ngắn nhất nhằm rút ngắn đoạn gia cố ở hạ lưu công trình.

Ta đã biết nối tiếp dưới dạng chảy đáy có nước nhảy xa là nguy hiểm nhất, vì vậy phải tìm biện pháp khử dạng nối tiếp này, chuyển nó thành nối tiếp bằng nước nhảy ngập.

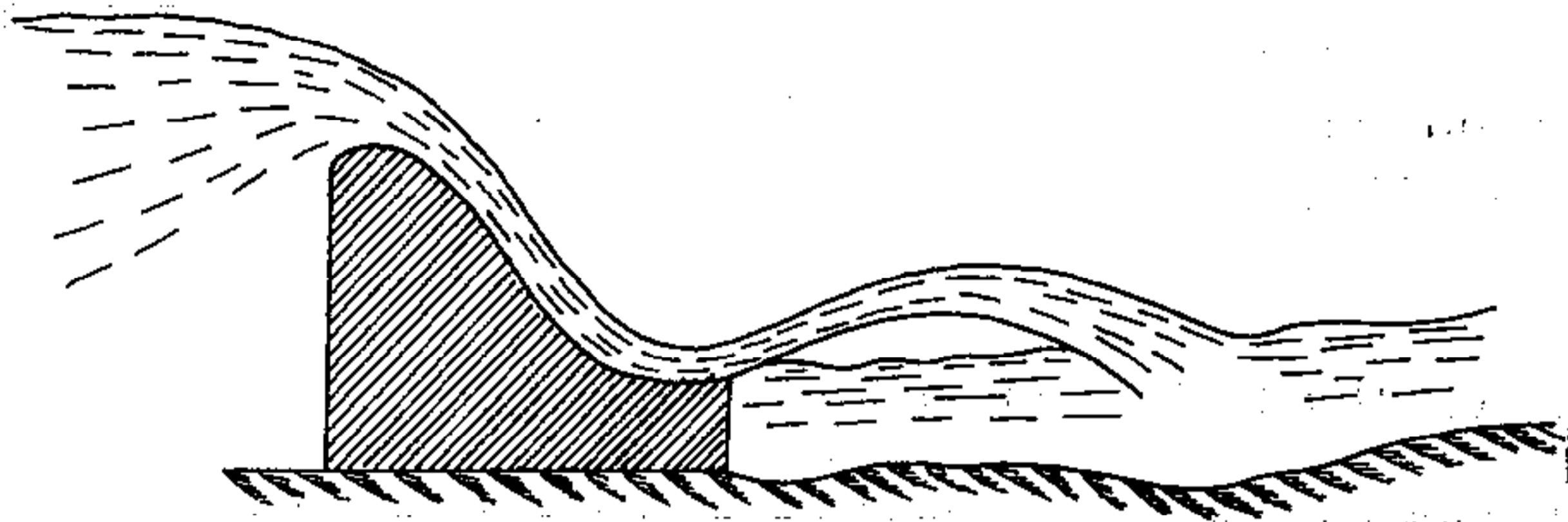
Tuy nhiên dòng chảy sau nước nhảy ngập vẫn có vận tốc lớn ở đáy và mạch động lớn kéo dài, vì vậy cho phép tạo thành nối tiếp chảy mặt.

Ngoài ra còn có thể bố trí các mố, ngưỡng, răng trên sân công trình.



Cũng có thể cho dòng chảy phun lên không khí hoặc cho dòng tia đập vào nhau để tiêu hao năng lượng.

Việc quyết định dùng biện pháp này hay biện pháp khác đều phải dựa trên kết quả thí nghiệm mô hình.

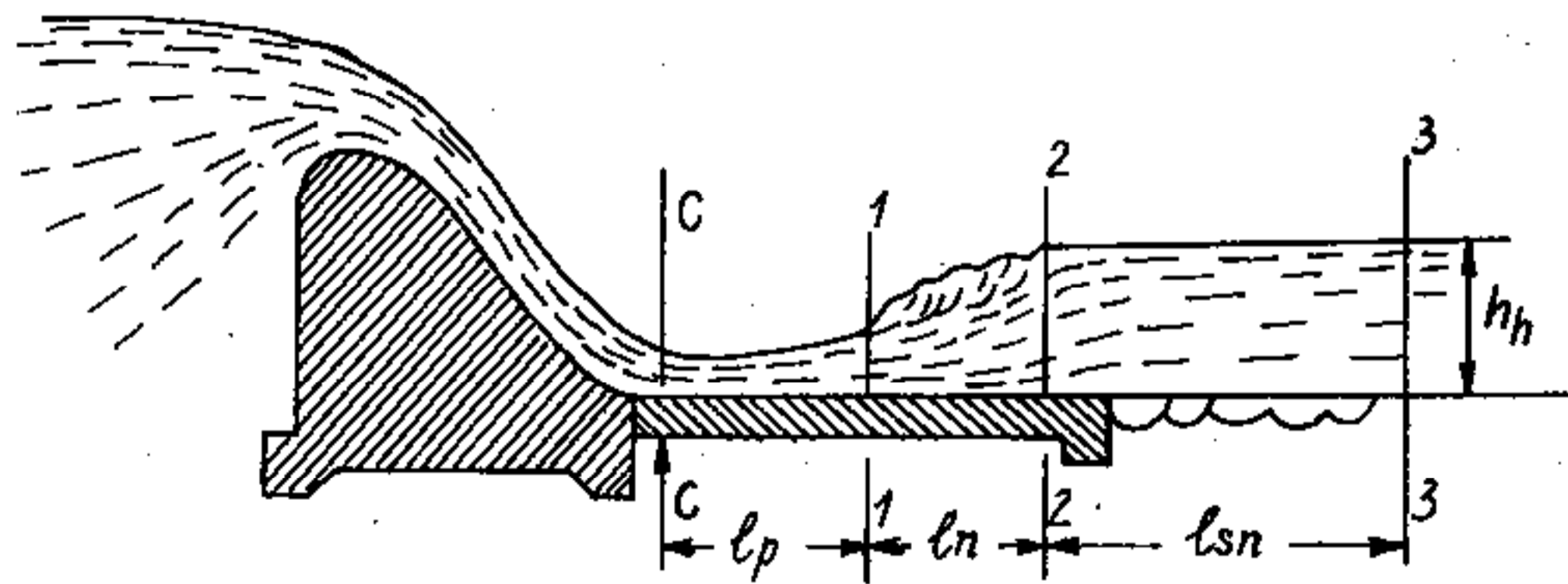


Nếu ở hạ lưu công trình có nối tiếp dưới hình thức chảy đáy với nước nhảy xa thì chiều dài gia cố L_{gc} sẽ bằng :

$$L_{gc} = l_p + l_n + l_{sn} \quad (15)$$

Trong hình thức nối tiếp này năng lượng của dòng chảy bị tiêu hao đi để :

- + Khắc phục ma sát trong nội bộ dòng phóng xa ;
- + Khắc phục ma sát trong khu nước vật ;
- + Làm xói lòng dẫn ở hạ lưu.



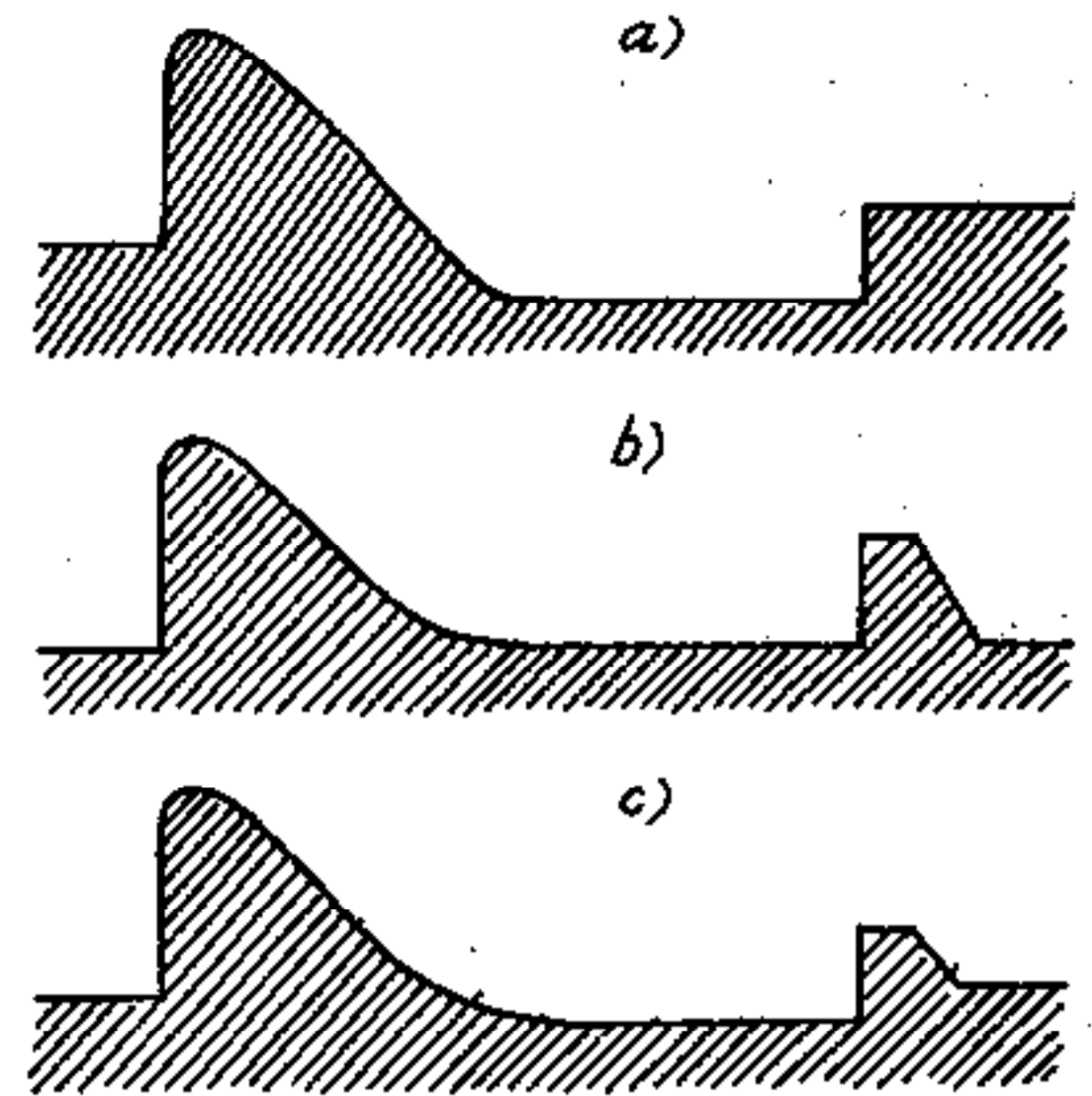
Từ phân tích trên ta thấy rằng cần rút ngắn đoạn chảy xiết vì năng lượng tiêu hao chậm và vận tốc đáy lại lớn, còn trong nước nhảy năng lượng được tiêu hao tập trung. Vì thế có thể nói nước nhảy là một biện pháp tiêu hao năng lượng quan trọng.

Tuy nước nhảy hoàn chỉnh là dạng tiêu hao năng lượng tốt nhất nhưng nó lại không ổn định nên cần dùng dạng nước nhảy ngập vì vị trí ổn định hơn.

Vì thế trong thực tế thường đưa dạng nối tiếp bằng nước nhảy xa về dạng nước nhảy ngập. Hệ số ngập của nước nhảy không nên lấy quá $1,05 \div 1,10$ để tận dụng khả năng tiêu năng của nước nhảy.

Để tạo nên nước nhảy ngập cần tăng chiều sâu mực nước ở hạ lưu, muốn vậy cần dùng các biện pháp sau đây :

- + Hạ thấp đáy kênh hạ lưu (a) ;
- + Làm một tường chắn ngang (b) ;
- + Vừa hạ thấp đáy kênh, vừa làm tường (c).



Tên gọi :

- + bể tiêu năng ;
- + tường tiêu năng ;
- + bể tiêu năng kết hợp.

Trên đây là các biện pháp tiêu năng đơn giản và có hiệu quả cao.

§XII-5. TÍNH CHIỀU SÂU BỂ TIÊU NĂNG

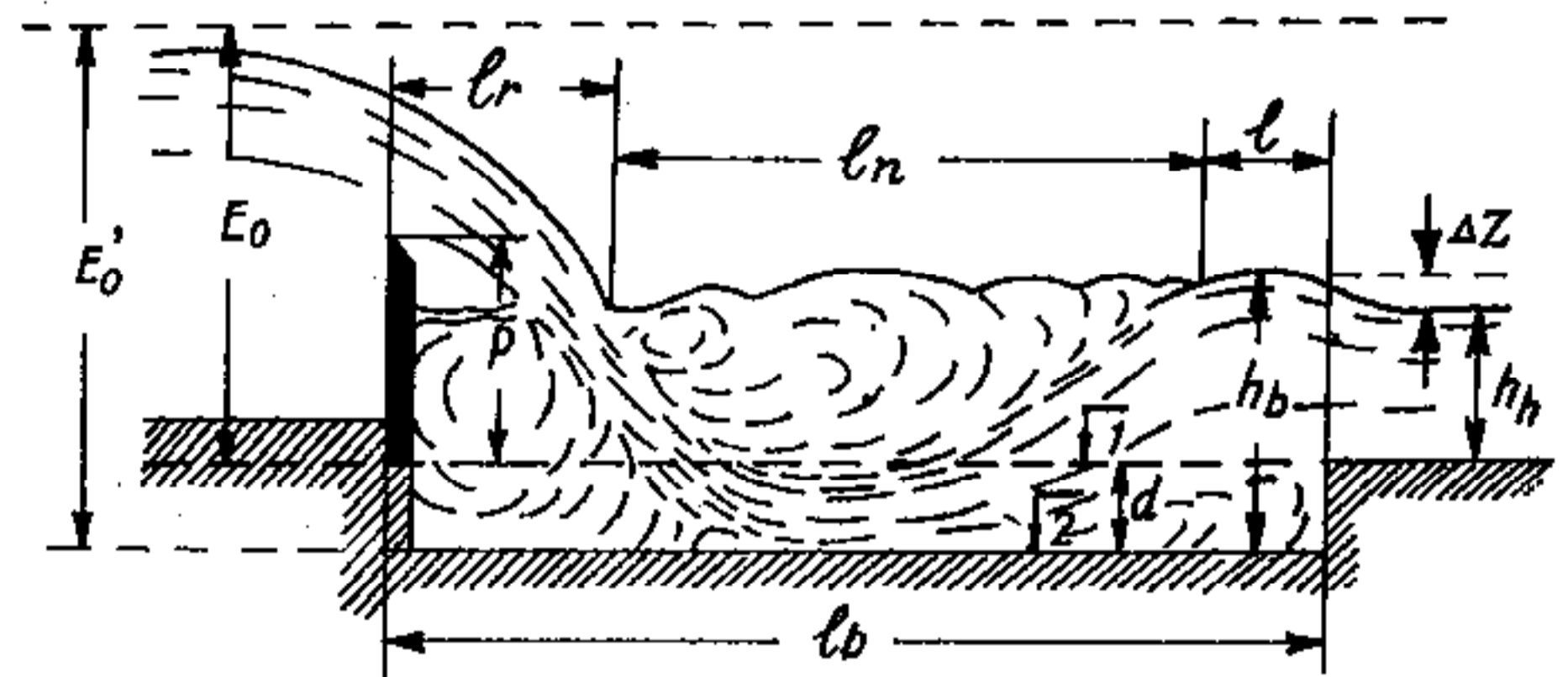
Giả thiết đã biết : P, \sqrt{MNTL}, q và $Q = f(\sqrt{MNHL})$.

Khi chưa đào bể, cao trình đáy là $\sqrt{1}$ và cột nước thượng lưu so với đáy

$$E_0 = E + \frac{v_0^2}{2g}$$

Với E_0 tính h_c và h''_c . Nếu $h''_c > h_h$ cần đào sâu đáy công trình xuống một độ sâu d ($\sqrt{2}$)

trên một chiều dài l_b để tạo thành một bể tiêu năng.



Khi có $d = \sqrt{1} - \sqrt{2}$ thì :

$$E'_0 = E + d + \frac{v_0^2}{2g} \quad (16)$$

Độ sâu co hẹp do đó giảm đi, tương ứng độ sâu liên hiệp với nó tăng lên. (h''_c)

Lúc đó độ sâu trong bể tăng lên :

$$h_b = h_h + d + \Delta z \quad (17)$$

trong đó Δz - độ chênh mực nước ở ngưỡng bể tiêu năng.

Do h_b tăng nhiều hơn (h''_c) nên với một độ sâu đủ lớn, ta có :

$$h_b = h_h + d + \Delta z > (h''_c) \quad (18)$$

Cần xác định trị số d_0 ứng với trạng thái phân giới (nước nhảy tại chỗ) :

$$(h_b)_o = h_h + d_o + \Delta z = (h''_c)_o \quad (19)$$

hoặc
$$d_o = (h''_c)_o - h_h - \Delta z \quad (20)$$

Cần tính Δz . Tính theo đập tràn đỉnh rộng chảy ngập.

$$q = \varphi' h_h \sqrt{2g \cdot \Delta z_o} \quad (21)$$

φ' - hệ số vận tốc ở cửa ra của bể, lấy bằng 0,95 ÷ 1,00 ;

Δz_o - độ chênh mực nước có xét đến vận tốc đến gần v_o trong bể.

$$\Delta z_o = \Delta z + \frac{v_b^2}{2g} \quad (22)$$

Vậy
$$\Delta z = \frac{q^2}{2g\varphi'^2 h_h^2} - \frac{v_b^2}{2g}$$

trong đó v_b - vận tốc trong bể có thể tính gần đúng bằng :

$$v_b = \frac{q}{(h_b)_o} = \frac{q}{(h''_c)_o}$$

Vậy
$$\Delta z = \frac{q^2}{2g\varphi'^2 h_h^2} - \frac{q^2}{2g(h''_c)_o^2} \quad (23)$$

Với d_o tính theo (10) trong bể sẽ có nước nhảy tại chỗ, tức là :

$$\sigma = \frac{h_b}{(h''_c)_o} = 1.$$

Với d_o nước nhảy có tác dụng tiêu năng tối đa, nhưng vị trí nước nhảy sẽ không ổn định, tiến lùi liên tục làm cho các bản đáy chịu tải trọng lớn hơn, bất lợi.

Vì vậy nên chọn $\sigma > 1$. Tuy nhiên nếu tăng σ quá lớn sẽ kéo theo các hậu quả : bể sâu hơn, tiêu năng kém, công trình nặng nề thêm, không kinh tế... Vì thế nên chọn chiều sâu d sao cho có được :

$$\sigma = \frac{h_b}{(h''_c)_o} = 1,05 - 1,10$$

Do vậy độ sâu trong bể sẽ bằng :

$$h_b = h_h + d + \Delta z = \sigma (h''_c)_o, \quad (24)$$

Từ đó
$$d = h_b - (h_h + \Delta z),$$

hoặc
$$d = \sigma (h''_c)_o - (h_h + \Delta z) \quad (25)$$

Các công thức (23) và (25) là 2 công thức chủ yếu để tính chiều sâu bể tiêu năng. Cần tính thử dần vì Δz và h''_c lại phụ thuộc vào d .

Có thể lập trình theo các bước tính toán sau :

1. Tính d gần đúng lần thứ nhất theo :

$$d_1 = h''_c - h_h \text{ hoặc giả thiết một trị số xấp xỉ.}$$

2. Tính độ sâu co hẹp (h_c) theo d_1 .
3. Định chiều sâu mực nước trong bể tiêu năng :

$$h_b = \sigma (h''_c).$$

4. Tính Δz theo (23).
5. Tính chiều sâu d của bể theo (25).
6. Nếu giá trị d tính ra bằng hay xấp xỉ thì việc chọn d_1 là đúng.

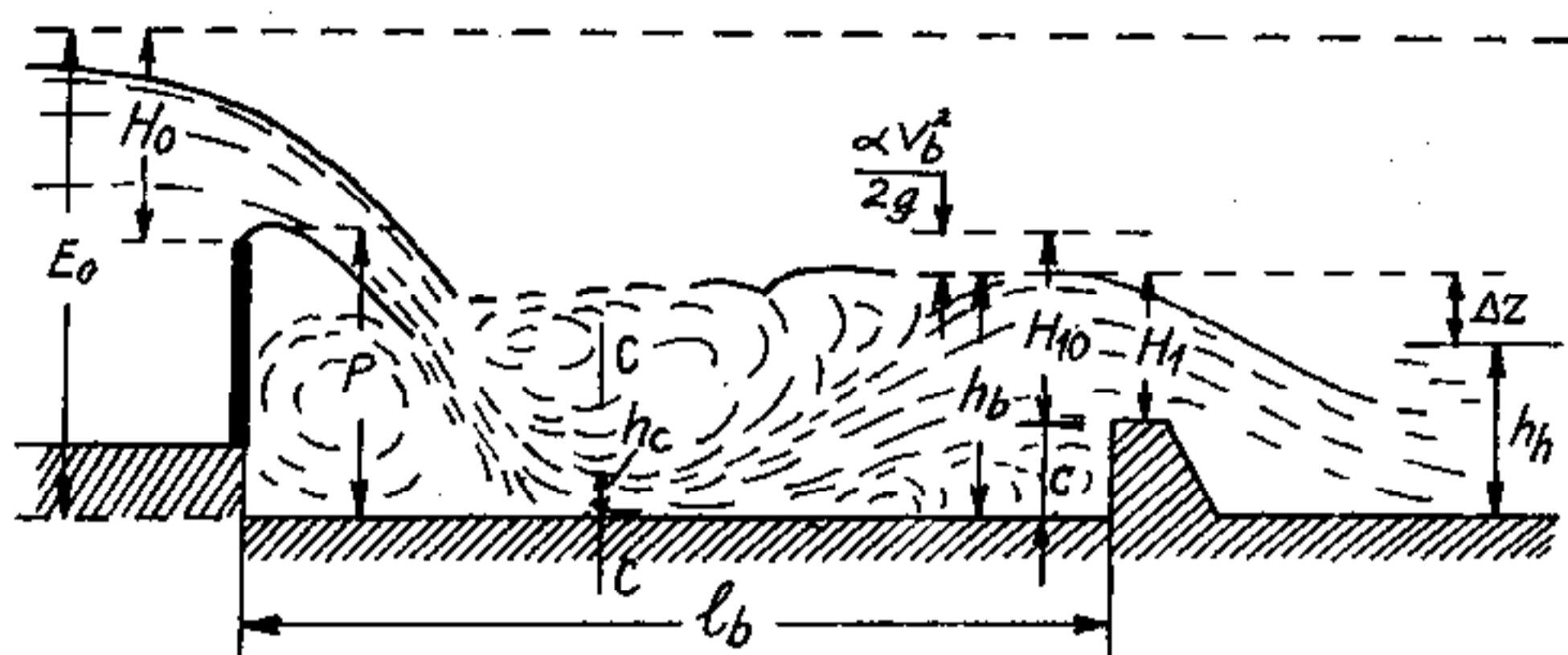
Ngược lại phải tính tiếp một vài lần để được xấp xỉ theo trình tự trên.

§XII-6. TÍNH CHIỀU CAO TƯỜNG TIÊU NĂNG

Giữ nguyên đáy kênh hạ lưu, nước trước tường sẽ dâng lên và có độ sâu $h_b > h_h$.

Lúc này có $h_b > h''_c$; nghĩa là có nước nhảy ngập trong bể.

Chiều cao được xác định xuất phát từ điều kiện :



$$h_b = \sigma h''_c \quad (26)$$

Trong đó $\sigma = 1,05 - 1,10$.

Từ hình vẽ :

$$h_b = c + H_1$$

Vậy :
$$c = \sigma h''_c - H_1 \quad (27)$$

Tường tiêu năng làm việc như một đập tràn có mặt cắt thực dụng chảy ngập. Cột nước H_1 trên đỉnh đập tràn được xác định :

$$H_{10} = H_1 + \frac{\alpha v_b^2}{2g} = \left(\frac{q}{\sigma_n m' \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad (28)$$

trong đó m' - hệ số lưu lượng của tường tiêu năng, có thể lấy :

$$m' = 0,40 - 0,42 ;$$

σ_n - hệ số ngập của đập tràn thực dụng,

$$\sigma_n = f \left(\frac{h_n}{H_1} \right) ;$$

v_b - vận tốc trong bể :

$$v_b = \frac{q}{h_b} = \frac{q}{\sigma h''_c}$$

Từ đó có thể tính ra cột nước H_1 :

$$H_1 = \left(\frac{q}{\sigma_n m' \sqrt{2g}} \right)^{2/3} - \frac{\alpha}{2g} \cdot \frac{q^2}{(\sigma h''_c)^2} \quad (29)$$

Bằng các công thức (27) và (29) ta có thể xác định được chiều cao tường c .

Vì hệ số ngập σ_n lại phụ thuộc vào $h_n = h_h - c$ nên nói chung bài toán phải giải bằng thử dần.

Trình tự có thể như sau :

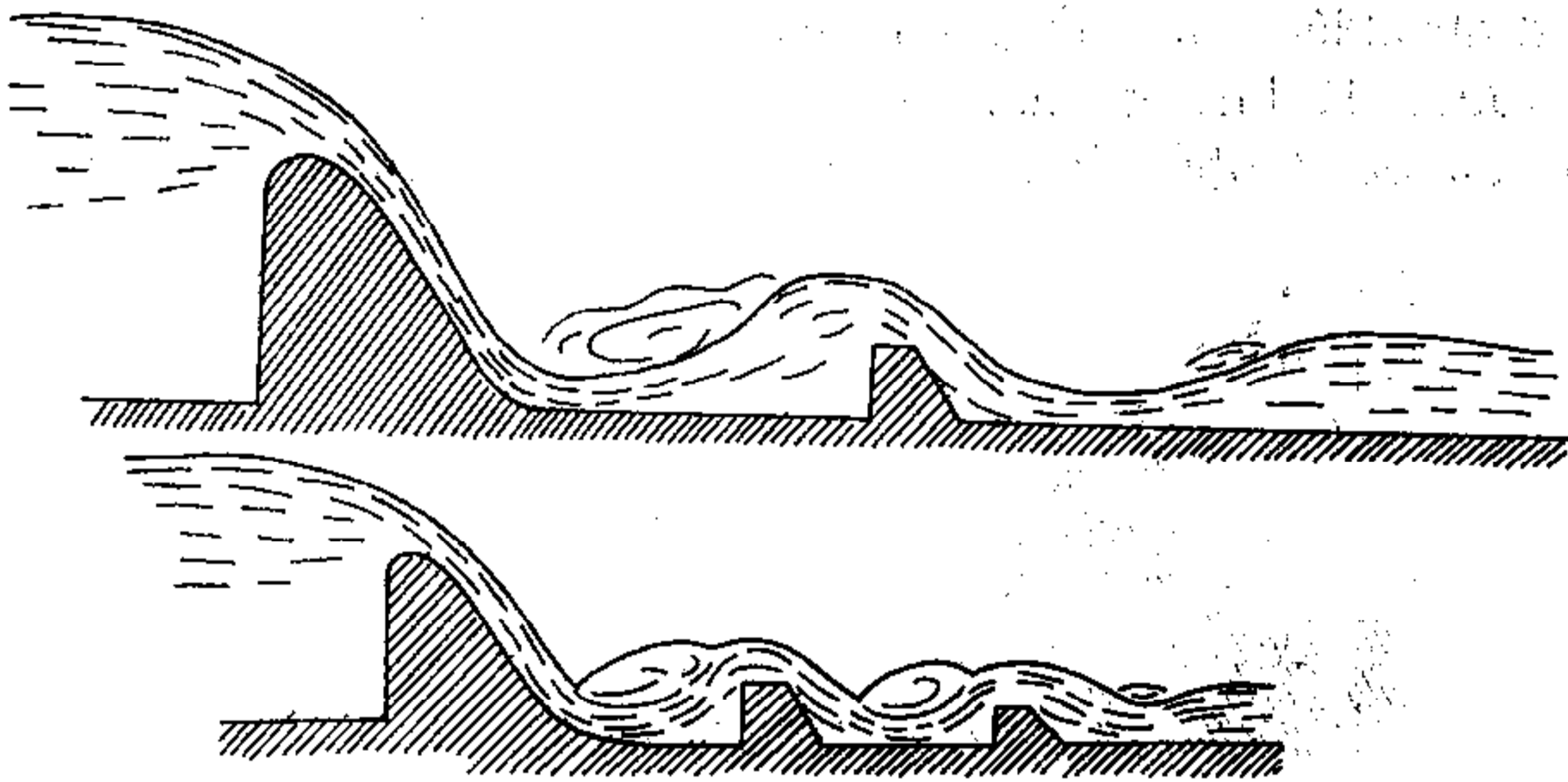
+ Tính h_c và h''_c , tính H_1 , trong đó cho $\sigma_n = 1$, tính c .

+ Nếu $c > h_h$ kết quả trên là đúng. Nhưng ở đây tường lại làm việc như đập chảy ngập, $\sigma_n < 1$.

+ Lấy trị số c nhỏ hơn, tính $h_n = h_h - c$, tìm hệ số ngập $\sigma_n = f\left(\frac{h_n}{H_1}\right)$ để tính lại chiều cao tường.

+ Sau khi đã tính c xong cần luôn luôn phải chú ý kiểm tra lại dạng nước nhảy sau tường. Nếu vẫn còn nước nhảy xa phải đặt tiếp các tường thứ 2, thứ 3 v.v... để sau tường cuối cùng có được nước nhảy ngập. Cách tính toán các tường tiếp theo tương tự như với tường đầu tiên.

+ Trong trường hợp này cũng nên sử dụng biện pháp bể tiêu năng kết hợp sẽ kinh tế hơn vì có thể rút ngắn chiều dài gia cố hạ lưu.



§XII-7. TÍNH TOÁN BỂ TIÊU NĂNG KẾT HỢP

Trong thực tế có trường hợp nếu chỉ sử dụng đơn thuần một biện pháp bể hoặc tường thì sẽ phải đào bể rất sâu hoặc làm tường rất cao.

Cả 2 trường hợp này đều bất lợi, trước hết là không kinh tế, sau là điều kiện tiêu năng không tốt (sau tường có nước nhảy xa ...).

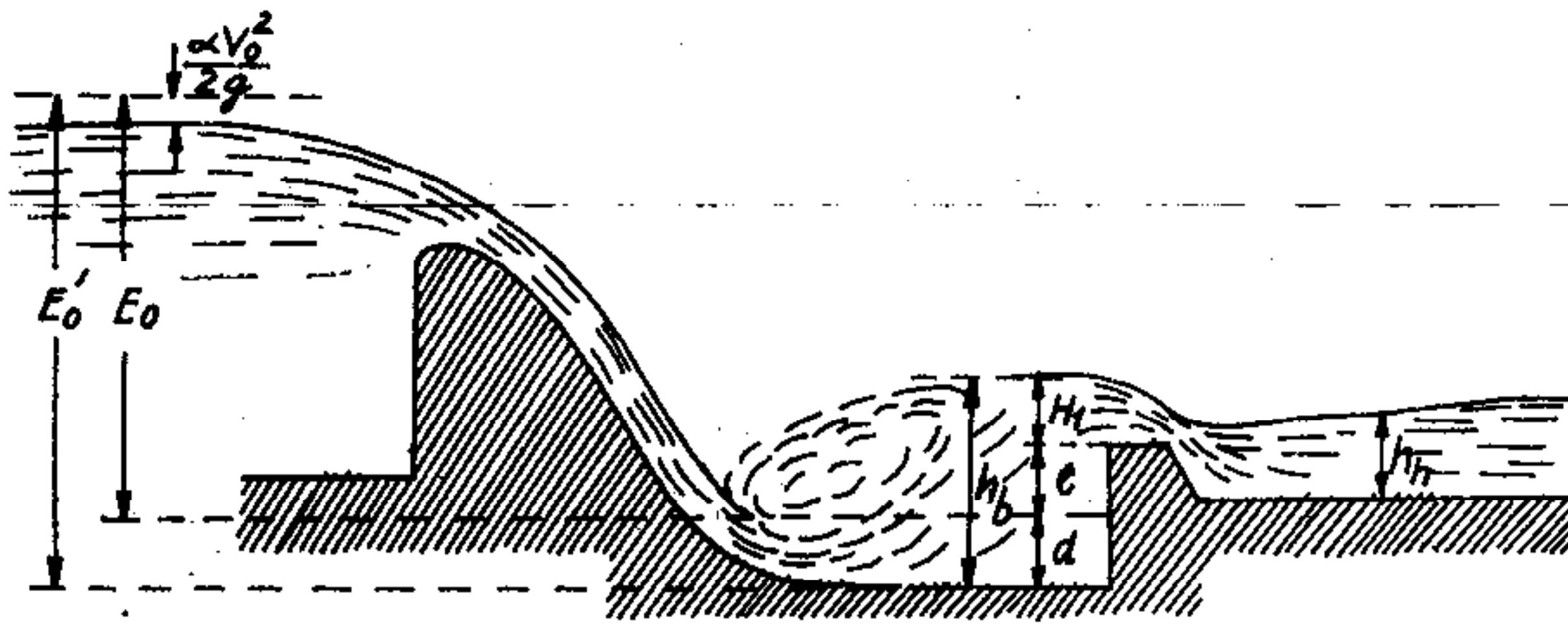
Để tránh các điều nói trên cần kết hợp vừa hạ thấp đáy kênh vừa xây tường, biện pháp đó được gọi là bể tiêu năng kết hợp. Đây là biện pháp có hiệu quả cao về kinh tế kĩ thuật.

Chiều sâu trong bể tiêu năng kết hợp bằng :

$$h_b = d + c + H_1$$

Ta cần có nước nhảy ngập trong bể, tức là :

$$h_b = \sigma (h''_c)$$



Vậy
$$d + c = \sigma (h''_c) - H_1 \quad (30)$$

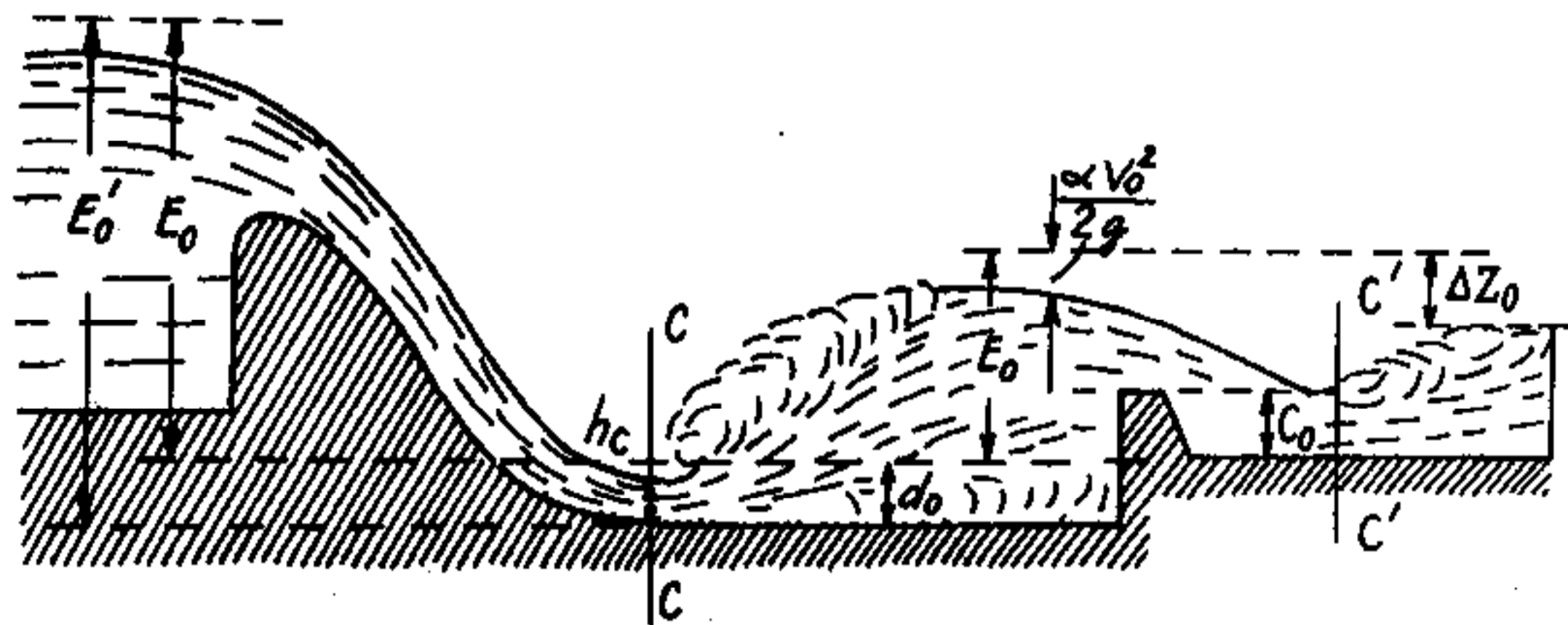
H_1 vẫn được xác định như cũ.

Trong (30) có 2 đại lượng chưa biết là d và c .

Có 2 cách đặt vấn đề giải quyết:

+ Tự định một trong 2 đại lượng d và c và tìm ra đại lượng kia, sau đó điều chỉnh sao cho giữa d và c có một tỉ lệ lợi nhất và hợp lí nhất về kĩ thuật và kinh tế. Bài toán cũng phải tiến hành bằng thử dần.

+ Xác định chiều cao tường lớn nhất có thể được, miễn là sao cho dòng chảy qua tường là không ngập còn nước nhảy sau tường là ngập, còn thì chiều sâu của bể d phải đảm bảo để trong bể có nước nhảy ngập.



Muốn thế ta xem xét trường hợp phân giới là khi sau tường có nước nhảy tại chỗ và kí hiệu chiều cao lúc này là c_0 .

+ Xác định c_0 .

Khi có nước nhảy tại chỗ sau tường thì độ sâu co hẹp ở sau tường h_{c1} chính là độ sâu liên hiệp với dòng hạ lưu h_h .

Từ các công thức:

$$E_{10} = h_{c1} + \frac{q^2}{\varphi'^2 \cdot 2gh_{c1}^2} \quad (31)$$

$$E_{10} = c_0 + H_{10} \quad (32)$$

$$H_{10} = \left(\frac{q}{m' \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad (33)$$

Vậy
$$c_0 = E_{10} - H_{10} \quad (34)$$

$$c_o = h_{c1} + \frac{q^2}{\varphi'^2 \cdot 2g \cdot h_{c1}^2} - \left(\frac{q}{m' \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad (35)$$

+ Xác định d_o .

Trị số d_o xác định từ điều kiện sao cho có nước nhảy tại chỗ trong bể :

$$d_o + c_o + H_1 = (h''_c)_o$$

$$d_o = (h''_c)_o - c_o - H_1 = (h''_c)_o - E_1 ;$$

$$d_o = (h''_c)_o - \left(E_{10} - \frac{\alpha v_b^2}{2g} \right)$$

hoặc
$$d_o = (h''_c)_o - \left(E_{10} - \frac{\alpha q^2}{2g (h''_c)_o^2} \right) \quad (36)$$

Vì $(h''_c)_o$ lại phụ thuộc vào d_o nên bài toán này cũng phải giải bằng thử dần.

+ Tính h_b lần cuối và kiểm tra điều kiện ngập :

Sau khi có d_o và c_o , giảm c_o đi một ít và tăng d_o lên chút ít để có nối tiếp bằng nước nhảy ngập trong bể và sau tường.

Chú ý cần tăng d_o nhiều hơn là giảm c_o . Cuối cùng kiểm tra lại xem có thỏa mãn điều kiện :

$$h_b = d + c + H_1 \geq \sigma (h''_c) \text{ hay không.}$$

Trong đó H_1 tính theo (29), còn $c < c_o$; $d > d_o$

c_o và d_o tính theo (35) và (36).

§XII-8. TÍNH CHIỀU DÀI BỂ TIÊU NĂNG

Cùng với d và c chiều dài bể tiêu năng l_b là một vấn đề hết sức quan trọng và khó khăn, cho đến nay vẫn chưa có lời giải lý thuyết. Do đó trong thiết kế phải dùng các công thức kinh nghiệm, mà kết quả thường sai lệch nhau nhiều.

Các công thức thực nghiệm thường xuất phát từ các sơ đồ thí nghiệm các loại đập cụ thể :

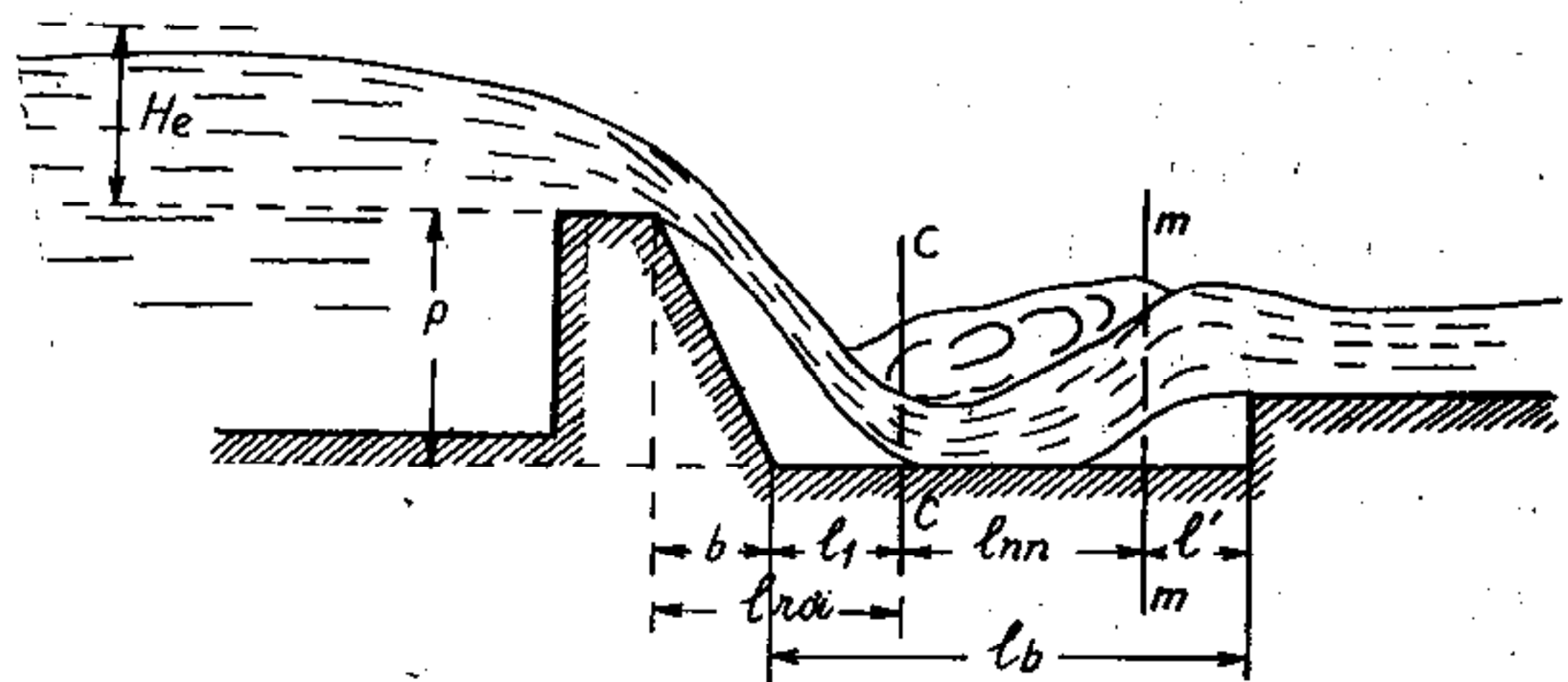
+ Khi bể nằm sau một tường thẳng đứng hoặc nghiêng.

$$l_b = l_n + l' + l_1 \quad (37)$$

Trong đó

l_n - chiều dài nước nhảy hoàn chỉnh không ngập ;

l' - chiều dài khu nước vọt dưới.



Từ hình vẽ :

$$l_1 = l_{roi} - s \quad (38)$$

l_{roi} phụ thuộc vào điều kiện tháo nước cụ thể :

1. Như trên hình vẽ :

$$l_{roi} = 1,33 \sqrt{H_o (P + 0,3 H_o)} \quad (39)$$

2. Đập tràn thực dụng có cửa van trên đỉnh :

$$l_{roi} = 2 \sqrt{H_o (P + 0,32 a)} \quad (40)$$

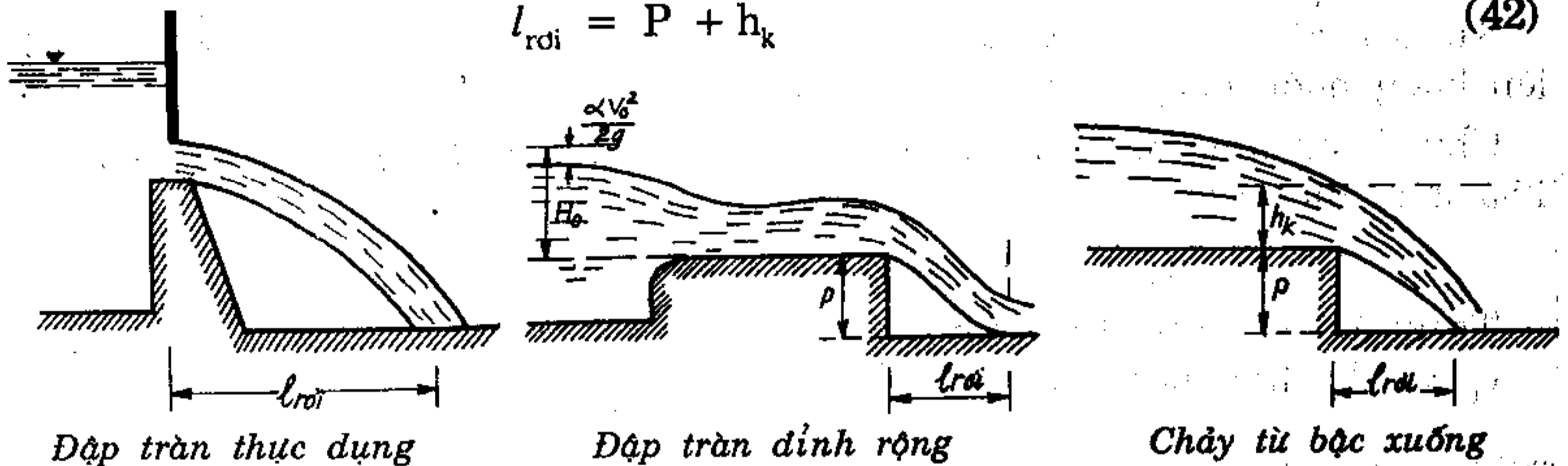
trong đó a - độ mở cửa van

3. Đập tràn đỉnh rộng :

$$l_{roi} = 1,64 \sqrt{H_o (P + 0,24 H_o)} \quad (41)$$

4. Chảy từ bậc xuống :

$$l_{roi} = P + h_k \quad (42)$$



§XII-9. LƯU LƯỢNG TÍNH TOÁN TIÊU NĂNG

Các cách tính trên ứng với một lưu lượng nhất định. Thông thường các công trình lại làm việc với lưu lượng biến đổi từ một trị số nhỏ nhất Q_{min} đến trị số lớn nhất Q_{max} nào đó.

Nhiệm vụ của các thiết bị tiêu năng là phải làm việc với mỗi cấp lưu lượng có thể trong phạm vi đó. Vì vậy trong thiết kế phải tính toán với lưu lượng nào gây ra sự bất lợi nhất, lưu lượng ấy gọi là lưu lượng tính toán tiêu năng, kí hiệu là Q_{tt} . Tính theo lưu lượng này bề tiêu năng sẽ có kích thước lớn nhất.

Vậy trường hợp nào là bất lợi nhất ? Đó là trường hợp nối tiếp với nước nhảy xa có hiệu số $(h''_c - h_h)$ lớn nhất, lúc đó chiều dài đoạn nước đang chảy xiết là dài nhất, do đó cần một chiều sâu và chiều dài bề lớn nhất.

Lưu lượng tính toán tiêu năng không nhất thiết là lưu lượng lớn nhất, vì khi Q tăng lên thì h''_c nói chung cũng tăng lên, nhưng độ sâu hạ lưu cũng tăng theo.

Cách tính Q_{tt} như sau :

+ Lấy các trị số Q trong phạm vi thay đổi từ Q_{min} đến Q_{max} .

+ Ứng với mỗi Q , tính h''_c và h_h tương ứng, từ đó tính hiệu số $(h''_c - h_h)$.

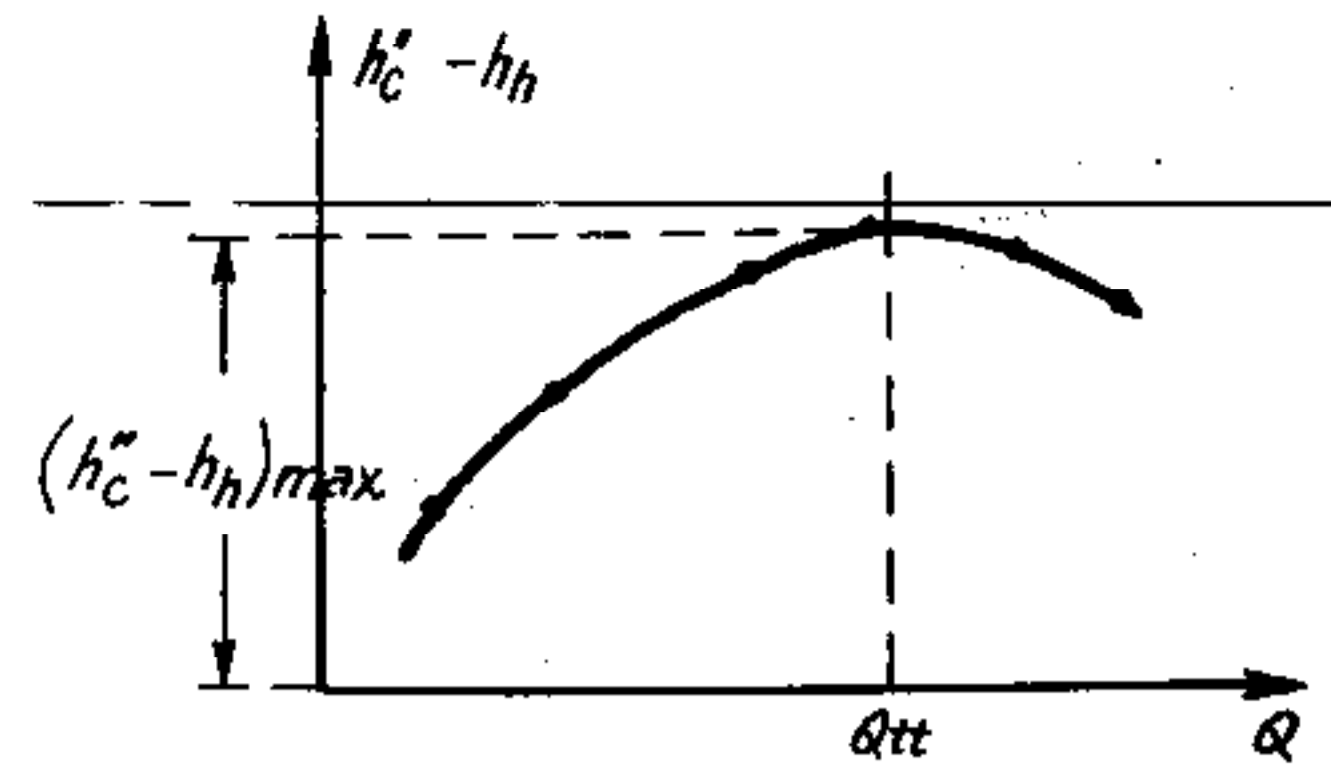
+ Vẽ đồ thị $Q \sim (h''_c - h_h)$, ta tìm được trị số Q ứng với hiệu số $(h''_c - h_h)$ lớn nhất.

Cần chú ý Q_h có thể bao gồm Q_d và các Q_i khác cùng chảy vào lòng dẫn hạ lưu :

$$Q_h = Q_d + \sum Q_i$$

Trong tính toán tiêu năng h''_c chỉ phụ thuộc vào Q_t nhưng h_h thì phụ thuộc vào Q_h theo tài liệu thực đo thủy văn.

Trong thực tế không riêng gì lưu lượng thay đổi mà mực nước thượng và hạ lưu cũng thay đổi nên việc định ra trường hợp bất lợi nhất để thiết kế tiêu năng là rất khó.



§XII-10. VỀ ĐOẠN SAU NƯỚC NHẢY

Nước nhảy làm thay đổi đột ngột kết cấu dòng chảy, làm tăng mạch động của vận tốc và áp suất.

Do đó tính chất chuyển động của nó hoàn toàn khác với tính chất chuyển động của dòng chảy rơi đều có cùng một trị số vận tốc trung bình nên nó không thích ứng với lòng dẫn thiên nhiên và gây ra xói lở.

Vì vậy việc định chiều dài sau nước nhảy là rất quan trọng và có liên quan đến chiều dài gia cố ở hạ lưu công trình.

Trong dòng chảy rơi đều có cường độ mạch động rất bé nên có thể bỏ qua và động năng đơn vị trung bình có thể lấy bằng :

$$h_v = \alpha \frac{v^2}{2g} \quad (43)$$

trong đó α - hệ số sửa chữa động năng chỉ tính đến sự phân bố không đều của vận tốc trung bình thời gian trên mặt cắt ;

v- vận tốc trung bình trên mặt cắt ướt.

Còn đối với dòng chảy có cường độ rơi mạnh (mạch động) h_v phải là :

$$h_v = \alpha_c \frac{v^2}{2g} \quad (44)$$

trong đó $\alpha_c = \alpha + \alpha_p$ - hệ số sửa chữa động năng suy rộng.

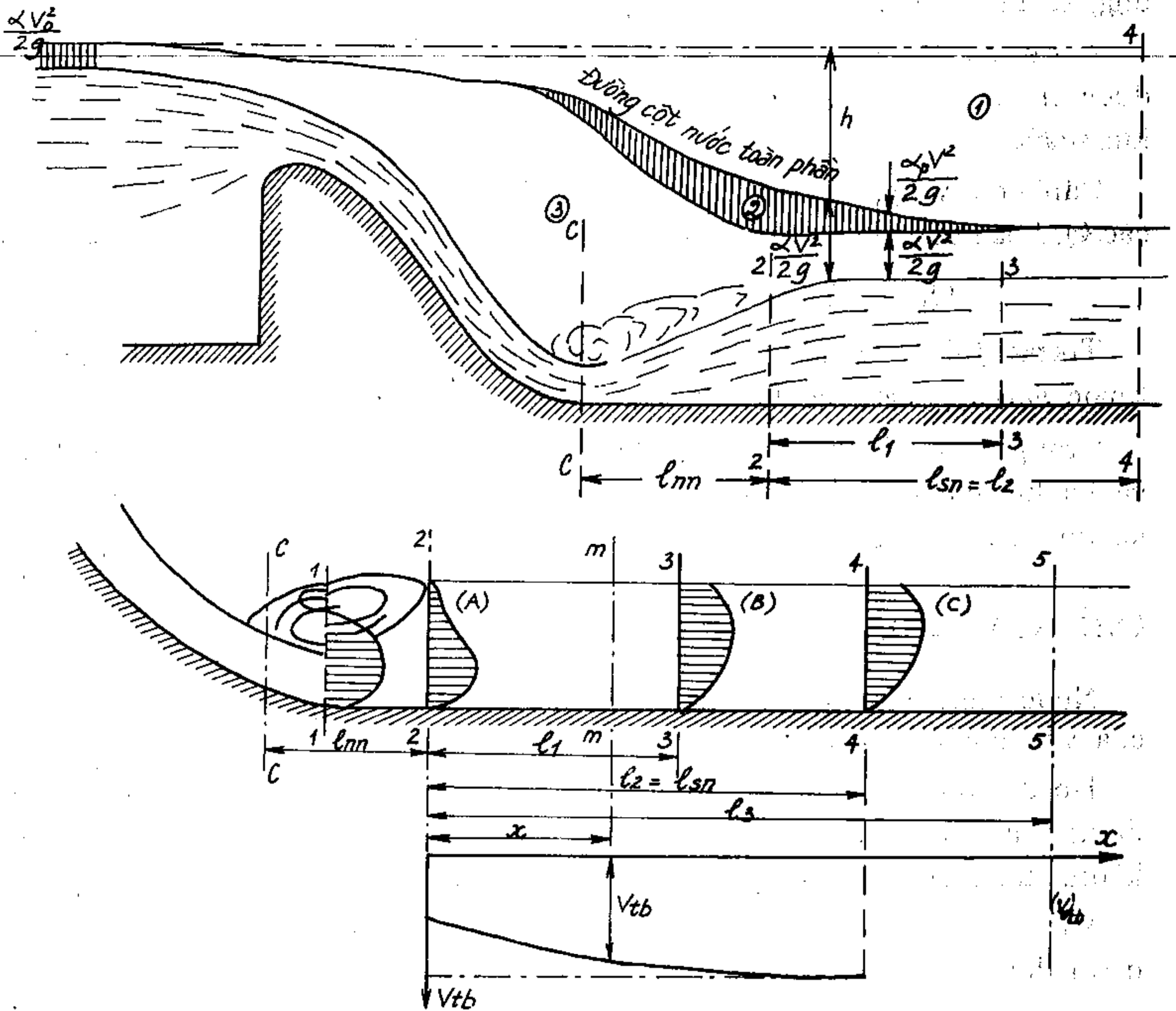
Trị số α_c tăng lên đột ngột từ đầu cho đến cuối nước nhảy.

Theo M.X.Vuzgô :

$$\alpha_c = 3 \sqrt[3]{\eta} - 2 \quad (45)$$

trong đó $\eta = \frac{h_h}{h_c}$

Ta có các hình vẽ về chiều dài sau nước nhảy :



Theo kết quả thí nghiệm tại mặt cắt cuối nước nhảy α_c biến đổi trong phạm vi từ 2,5 đến 5,5 khi $4 \leq \eta \leq 14$.

Trên hình vẽ :

+ Vùng 1- biểu đồ biểu thị tổn thất cột nước ;

+ Vùng 2 - biểu đồ động năng do sự mạch động (rối) cao của vận tốc gây nên, tức là $\frac{\alpha_p v^2}{2g}$;

+ Vùng 3- biểu đồ động năng khi chỉ xét vận tốc trung bình thời gian $\frac{\alpha v^2}{2g}$.

Các kí hiệu :

+ l_1 - chiều dài trên đó biểu đồ phân bố vận tốc A chuyển sang B.

+ l_2 - chiều dài trên đó mạch động vận tốc tắt dần cho đến trị số bình thường của dòng chảy đều ;

+ l_3 - chiều dài trên đó mạch động áp suất tắt dần cho đến trị số bình thường của dòng chảy đều.

Kết quả thí nghiệm :

$$l_1 < l_2 < l_3 \quad (46)$$

Có thể lấy : $l_{sn} = l_2$

Bây giờ ta xét khả năng gây nên xói lở của dòng chảy trong đoạn sau nước nhảy.

Trên hình vẽ, lấy mặt cắt m-m sau nước nhảy, ta lấy :

$$x < l_{sn}$$

Tại mặt cắt 5-5 nằm ngoài phạm vi đoạn sau nước nhảy, thực nghiệm cho thấy :

$$[v_{tb}] < [(v_o)_{tb}]$$

Điều đó có nghĩa là với cùng một loại hạt và cùng một vận tốc trung bình, nếu ở dòng chảy bình thường thì không bị xói, nhưng ở trong đoạn sau nước nhảy thì lại có thể bị xói.

Nguyên nhân là do vận tốc đáy lớn, bất lợi.

Ta gọi :

$$k = \frac{(v_o)_{tb}}{v_{tb}} > 1 \quad (47)$$

là hệ số khả năng xói của dòng chảy.

Hệ số k đạt trị số lớn nhất tại mặt cắt 2-2 và giảm dần cho đến 4-4 thì bằng 1.

Hệ số k phụ thuộc vào hệ số mở rộng của nước nhảy và khoảng cách x :

$$k = f\left(\frac{x}{h_n}, \eta\right) \quad (48)$$

Ở trạng thái cân bằng giới hạn ta có :

$$v = [v_{tb}]$$

Để viết được phương trình cân bằng :

$$[(v_o)_{tb}] = k \cdot [v_{tb}] = k \cdot v ;$$

Với $[(v_o)_{tb}]$ đó ta sẽ xác định được đường kính hạt cát, đá phủ trên đoạn sau nước nhảy bằng cách dựa trên các công thức tính vận tốc xói cho phép (vận tốc khởi động). Đó chính là đường kính hạt nhỏ nhất không bị xói tại mặt cắt m-m.

Cần nói thêm rằng các kết quả nghiên cứu đã công bố về đoạn sau nước nhảy còn rất sơ bộ, chưa thỏa mãn được yêu cầu chống xói cho hạ lưu.

- Thực tế ở nước ta nhiều công trình có cột nước thấp, có nối tiếp bằng nước nhảy ngập nhưng vẫn bị xói nghiêm trọng.

Vì thế vấn đề còn cần được nghiên cứu tiếp.

Ví dụ XII-1 :

Đập tràn mặt cắt hình cong không chân không Corigior - Ôphixêrôp
 $m = 0,49$, $P = P_1 = 20m$, $q = 15m^3/sm$, $h_n = 5m^2$. Xác định dạng nối tiếp sau đập.

Giải :

$$q = m \cdot \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$
$$H_0 = \left(\frac{q}{m \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{15}{0,49 \times 4,43} \right)^{2/3} = 3,6\text{m}$$

$$E_0 = H_0 + P = 3,6 + 20 = 23,6\text{m.}$$

Theo I-I.Agrôtzkin, đặt $\tau_c = \frac{h_c}{E_0}$; $\tau''_c = \frac{h''_c}{E_0}$
Sau khi biến đổi ta được :

$$q = \varphi \cdot \tau_c E_0 \sqrt{2g(E_0 - \tau_c \cdot E_0)} \quad \text{hoặc} \quad \frac{q}{\varphi \cdot E_0^{3/2}} = \sqrt{2g} \tau_c \sqrt{1 - \tau_c}$$

Vậy : $F(\tau_c) = \sqrt{2g} \cdot \tau_c \sqrt{1 - \tau_c}$

nên : $F(\tau_c) = \frac{q}{\varphi E_0^{3/2}}$ với $\varphi = 0,95$

$$F(\tau_c) = \frac{15}{0,95 \times 23,6^{3/2}} = 0,138$$

Tra bảng phụ lục 9 \leftrightarrow về quan hệ $F(\tau_c) - \tau_c$, τ'_c ta được $\tau'_c = 0,032$, $\tau''_c = 0,319$

$$h_c = E_0 \cdot \tau_c = 23,6 \times 0,0320 = 0,76\text{m}$$

$$h''_c = E_0 \cdot \tau''_c = 23,6 \times 0,316 = 7,3\text{m}$$

Xác định độ sâu phân giới ở dòng chảy hạ lưu.

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{15^2}{9,81}} = 2,84\text{m}$$

$h_h > h_k$, ta có dòng chảy êm ở hạ lưu ;

$h_c < h_k$ - chảy xiết.

Nối tiếp dòng chảy qua đập với dòng chảy hạ lưu dạng xiết - êm, vì $h''_c > h_h$ nên ta có nước nhảy xa sau mặt cắt co hẹp c-c.

Ví dụ XII-2 :

Đập tràn cao $P = 20,4\text{m}$, cột nước trước đập $H_0 = 3\text{m}$ dưới chân đập có bậc thụt cao $a = 6,5\text{m}$, mũi bậc ngược một góc $\theta = 14^\circ$ ($\cos\theta = 0,97$)

Xác định hình thức nối tiếp khi lưu lượng đơn vị $q = 11,2\text{m}^2/\text{s}$ và độ sâu hạ lưu $h_h = 9,2\text{m}$

Giải :

Cuối đập có bậc thụt, dòng chảy nối tiếp với hạ lưu có thể là chảy đáy hoặc chảy mặt tùy thuộc chiều sâu mức nước hạ lưu.

Trước hết xác định chiều sâu phân giới h_{h_1} (chiều sâu phân giới giữa chảy đáy ngập sang chảy mặt không ngập).

Giải hệ 3 phương trình :

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

$$\frac{2\alpha_o \cdot q^2}{gh h_n} (h - h_{n1} \cos\theta) = h_a (h \cdot \cos\theta + 2a) + (h \cos\theta + a)^2 - h_{n1}^2 \quad (2)$$

$$(h_a)_1 = 0,31 h_{n1} - 0,5a. \quad (3)$$

$$E_o = P + H_o = 20,4 + 3 = 23,4m.$$

$$a = 6,5m, \cos\theta = 0,97, \alpha_o = 1, q = 11,2m^2/s$$

$$\varphi = 0,95$$

Giả thiết 1 : $h_a = 1$.

Thay vào phương trình 1

$$23,4 - 6,5 = 0,97h + \frac{q^2}{2g\varphi^2 h^2}$$

$$16,9 = 0,97h + \frac{7,08}{h^2}$$

Giải ra được $h = 0,66m$

hay
$$\frac{25,6}{h_{n1}} - 37,6 = 51 - h_{n1}^2$$

$$h_{n1} - \frac{25,6}{h_{n1}} = 88,6m^2$$

Giải ra được $(h_{n1})_1 = 9,27m$

Thay $(h_{n1})_1 = 9,27$ vào phương trình 3 ta tính h_{a1}

$$h_{a1} = 0,31 \times 9,27 - 0,5 \times 6,5 = - 0,38m$$

thay $(h_a)_1 = - 0,38m$ vào phương trình 1 tính h

$$23,4 - 6,5 = 0,97h - \frac{0,38}{2} + \frac{11,2^2}{19,62 \times 0,95^2 \cdot h^2}$$

Giải được $h = 0,656m$ thay vào phương trình 2 ta có :

$$\frac{25,6}{h_{n1}} - 37,6 = - 0,38 (0,97 \times 0,656 + 2 \times 6,5) + 51 - h_{n1}^2$$

$$h_{n1}^2 + \frac{25,6}{h_{n1}} = 88,6 - 5,17 = 83,43m^2$$

Giải ra ta được $(h_{n1})_2 = 8,98m$.

Tính lại lần thứ 3 các bước như trên ta được $(h_{n1})_3 = 8,94m$ so sánh $(h_{n1})_2$ và $(h_{n1})_3$ độ thay đổi vật ít ta lấy $(h_{n1})_1 = 8,94m$.

Như vậy $h_n > (h_n)_1$ ta cần tính $(h_n)_2$. Xác định $(h_n)_2$ bằng phương trình

$$(h_a)_2 = 0,59[(h_n)_2 - a]$$

Giả thiết 2 : $(h_n)_2 = 10m$.

$$(h_a)_2 = 0,59 (10 - 6,5) = 2,065m$$

Thay vào phương trình 2 với $h_{n2} = 10m, h = 0,656m$

$$(h_n)_2^2 + \frac{25,6}{(h_n)_2} = 2,06(0,97 \times 0,656 + 2 \times 6,5) + 88,6$$

$$(h_n)_2^2 + \frac{25,6}{(h_n)_2} = 116,7 \text{ m}^2$$

Giải ra được $(h_n)_2 = 10,7 \text{ m}$

Tính lại lần thứ 2 :

$$(h_a)_2 = 0,59(10,7 - 6,5) = 2,48 \text{ m}$$

Tính h từ phương trình 1.

$$E_o - a = h \cos\theta + \frac{1}{2} h_a + \frac{q^2}{2g\varphi^2 \cdot h^2}$$

$$16,9 = 0,97h + 1,24 + \frac{7,08}{h^2}$$

Giải được $h = 0,685 \text{ m}$. Thay $h = 0,685 \text{ m}$ vào phương trình 2

$$(h_n)_2^2 + \frac{25,6}{(h_n)_2} = 121,53 \text{ m}^2$$

Giải ra được $(h_n)_2 = 10,9 \text{ m}$.

So sánh $(h_n)_2$ tính lần 2 và lần 3 ta có sự sai lệch không đáng kể, chọn $(h_n)_2 = 10,9 \text{ m}$. Như vậy $(h_n)_1 < h_n < (h_n)_2$ nối tiếp ở hạ lưu ở trạng thái chảy mặt không ngập.

Ví dụ XII-3 :

Cho đập tràn thực dụng mặt cong cao $P = 15 \text{ m}$; $q = 8 \text{ m}^3/\text{s.m}$; $m = 0,49$, $h_n = 3,5$; $h_c = 0,48$; $h''_c = 5,16 \text{ m}$. Tính chiều cao tường tiêu năng.

Giải :

$h_n = 3,5 \text{ m}$, $h''_c = 5,16 \text{ m}$, $h_n < h''_c$ xảy ra nước nhảy xa sau mặt cắt co hẹp c-c. Để tạo được nước nhảy tại c-c ta xây tường để tăng trị số h_n lên. Tính chiều cao tường c.

Sơ bộ tính c

$$H_1 = \left(\frac{q}{\sigma_n \cdot m' \sqrt{2g}} \right)^{2/3} - \frac{\alpha}{2g} \frac{q^2}{(\sigma h''_c)^2}$$

Trong đó : σ_n - hệ số ngập khi chảy qua tường.

$$H_1 = \left(\frac{8}{1 \times 0,42 \cdot 4,43} \right)^{2/3} - \frac{8^2}{19,62(1,05 \cdot 5,16)^2}$$

$$= 2,64 - 0,11 = 2,53 \text{ m}$$

$$abc = 1,05 \cdot 5,16 - 2,53 = 2,9 \text{ m}$$

$h_n > c$ dòng chảy qua tường là chảy ngập $\sigma_1 < 1$.

Giả thiết lấy $c_1 < c$. Lấy $c_1 = 2,6 \text{ m}$

$$h_n = h_n - c = 3,5 - 2,6 = 0,9 \text{ m}$$

Giả thiết $(H_1)_2 = (H_1)_1 = 2,53\text{m}$.

$$\frac{h_n}{H_1} = \frac{0,9}{2,53} = 0,356$$

Tra bảng $\sigma_n = f\left(\frac{h_n}{H_1}\right)$ (chương XI) có $\sigma_n = 0,985$.

$$\begin{aligned} \text{Tính } (H_1)_2 &= \left(\frac{q}{\sigma_n \cdot m' \cdot \sqrt{2g}}\right)^{2/3} - \frac{1}{2g} \frac{q^2}{(\sigma h''_c)^2} \\ &= \frac{8}{0,985 \cdot 0,42 \cdot 4,43} - \frac{1}{19,62} \frac{8^2}{(1,05 \cdot 5,16)^2} \\ &= 2,56\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c_2 &= \sigma h''_c - (H_1)_2 \\ &= 1,05 \times 5,16 \\ &= 5,418 - 2,56 = 2,86\text{m} \end{aligned}$$

Tính lại lần 3 :

$$\text{Lấy } c_2 = 2,9\text{m} ; h_n = h_n - c_2 = 3,5 - 2,9 = 0,6\text{m}$$

$$\frac{h_n}{H_1} = \frac{0,6}{2,56} = 0,23 \rightarrow \sigma_n = 0,99$$

$$(H_1)_3 = \left(\frac{8}{0,99 \cdot 0,42 \cdot 4,43}\right)^{2/3} - 0,11 = 2,55$$

$$c_3 = 5,418 - 2,55 = 2,87\text{m}$$

Như vậy chiều cao của tường $c = 2,9\text{m}$.

Ví dụ XII-4 :

Số liệu các thông số như bài XII-3 nhưng sử dụng bể tiêu năng

Giải :

$$m' = 0,42 ; h_c = 0,48\text{m} ; h''_c = 5,16\text{m} ; h_n = 3,5\text{m} ; q = 8 \text{ m}^3/\text{s.m}$$

Tính chiều sâu bể d :

$$\begin{aligned} \text{Giả thiết } d &= \sigma \cdot h''_c - h_n \\ &= 1,05 \times 5,16 - 3,5 = 1,92\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{Lần đầu lấy } d_1 = 1,9\text{m}$$

$$E_{0_1} = E_0 + d_1 = 17,38 + 1,9 = 19,28\text{m}$$

$$F(\tau_c) = \frac{q}{\varphi (E_{0_1})^{3/2}} = \frac{8}{0,95 (19,28)^{3/2}} = 0,1$$

Tra bảng quan hệ $F(\tau_c) = f(\tau_c, \tau'_c)$ phụ lục 9

$$\tau_c = 0,0228 ; \quad h_c = \tau_c \cdot E_{01} = 0,0228 \cdot 19,28 \\ = 0,44m$$

$$\tau'_c = 0,272 ; \quad h''_c = 0,272 \cdot 19,28 = 5,244m.$$

Chiều sâu trong bể tiêu năng khi đã đào bể

$$h_b = \sigma(h''_c) = 1,05 \times 5,244 = 5,48m$$

Độ chênh mức nước giữa bể và hạ lưu ΔZ

$$\Delta Z = \Delta Z_o - \frac{\alpha v_b^2}{2g} = \frac{q^2}{2g\varphi^2 h_h^2} - \frac{q^2}{2g(h''_c)_1^2} \\ = \frac{8^2}{19,62(0,95)^2 (3,5)^2} - \frac{8^2}{19,62(5,244)^2}$$

$$0,295 - 0,12 = 0,175m$$

Như vậy chiều sâu bể

$$d_2 = \sigma(h''_c)_1 - (h_h + \Delta Z) = 1,05 \times 5,244 - (3,5 + 0,175) \\ = 1,83m$$

$d_1 \neq d_2$ tính lại lần 2

$$(E_o)_2 = E_o + d_2 = 17,38 + 1,83 = 19,21m$$

$$F(\tau_c)_2 = \frac{q}{\varphi (E_o)_2^{3/2}} = \frac{8}{0,95 \cdot (19,21)^{3/2}} = 0,1$$

$$\tau_c = 0,0228 \quad h_c = 0,44m$$

$$\tau'_c = 0,272 \quad (h''_c)^2 = 5,225m$$

$$(\Delta Z)_2 = \frac{q^2}{2g\varphi'^2 h_s^2} - \frac{q^2}{2g(h''_c)_2^2} \\ = \frac{8^2}{19,62(0,95)^2 \cdot 3,5^2} - \frac{8^2}{19,62(5,225)^2} \\ = 0,295 - 0,12 = 0,175m$$

$$d_2 = \sigma(h''_c)_2 - (\Delta Z + h_h) = 5,486 - 3,675 = 1,81m$$

Như vậy chọn $d = d_1 = 1,83m$.

Vi dụ XII-5 :

Cho đập tràn mặt cắt thực dụng dạng cong $P = 15\text{m}$, $q = 8 \text{ m}^3/\text{m.s}$, $m = 0,49$, $h_h = 3\text{m}$, $h_c = 0,48\text{m}$, $h''_c = 5,10\text{m}$. Tính chiều cao tường và chiều sâu bể khi công trình tiêu năng là bể kết hợp.

Giải :

Trước hết xác định c_o , d_o chiều cao tường và chiều sâu bể tiêu năng tạo được nước nhảy tại chỗ trong bể và sau tường.

Tính c_o : chiều cao tường đủ để tạo nước nhảy tại chỗ sau tường với $h'' = h_h$. Chiều sâu co hẹp sau tường được xác định bằng hàm số nước nhảy.

$$\begin{aligned} h_{c_1} &= \frac{h_h}{2} \left[\sqrt{1 + \gamma \frac{\alpha_o q^2}{g h_c^3}} - 1 \right] \\ &= \frac{3,0}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \frac{8^2}{9,81 \cdot 3^3}} - 1 \right] = 1,07 \text{ m} \end{aligned}$$

Năng lượng của dòng chảy trước tường

$$\begin{aligned} E_{o_1} &= h_{c_1} + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = h_{c_1} + \frac{\alpha q^2}{\varphi' 2g h_{c_1}^2} \\ &= 1,07 + \frac{8^2}{(0,95)^2 \cdot 19,62 \cdot (1,07)^2} \\ &= 4,23 \text{ m} \end{aligned}$$

$$H_{o_1} = \left(\frac{q}{\varphi' \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{8}{0,95 \times 4,43} \right)^{2/3} = 1,53 \text{ m}$$

$$c_o = E_{o_1} - H_{o_1} = 4,23 - 1,53 = 2,7 \text{ m.}$$

Tính đo :

$$h_c = 0,48\text{m}; \quad h''_c = 5,10 \text{ m}$$

$$H_{o_1} + d_o + c_o = h''_c$$

$$d_{o_1} = \sigma h''_c - (H_{o_1} + c_o) = 5,42 - (1,53 + 2,7) = 1,2 \text{ m.}$$

$$(E_o)_1 = E_o + d_{o_1} = 17,38 + 1,2 = 18,58 \text{ m.}$$

$$F(\tau_c) = \frac{q}{\varphi (E_o)_1^{3/2}} = \frac{8}{0,95 \cdot (18,58)^{3/2}} = 0,105 \text{ m}$$

$$\tau_c = 0,228 ; \tau'_c = 0,792 ; (h''_c) = 18,58 \times 0,279 = 5,17\text{m}$$

$$d_o = \sigma(h''_c) - (c_o + H_o) = 5,43 - 4,23 = 1,2\text{m}$$

Vậy $c_o = 2,7\text{m}$, $d_o = 1,2\text{m}$

Ta tăng d_o và giảm c_o ta có d và c

$$d = 1,5\text{m}; \quad c = 2,5\text{m}.$$

$c < c_o$ nước nhảy sau tường là dạng nước nhảy ngập.

Ví dụ XII-6 :

Cho đập tràn thực dụng thành cong có $P = 15\text{m}$, $q = 8\text{m}^3/\text{s.m}$, $m = 0,49$, $h_h = 3\text{m}$, $h''_c = 5,05\text{m}$. Xác định chiều dài bể tiêu năng.

Giải : $l_o = l_{nn} + l' \quad l_1 = 0$

l_{nn} - chiều dài khu nước cuộn

l' - chiều dài khu nước cuộn dưới

Theo MĐ Trectouxốp

$$l_b = \beta l_{nn} + l_1 ; \quad \beta = 0,7 \div 0,8$$

$$l_{nn} = 4,5 (h''_c) ; \quad (h''_c) = 5,17\text{m}$$

Vậy $l_b = 0,8 \times 4,5 \times 5,17 ;$
 $= 18,6\text{m}.$

Ví dụ XII-7 :

Cho đập tràn thực dụng thành cong có $P = 6\text{m}$, $b = 15\text{m}$, $M = m\sqrt{2g} = 2$, $\varphi = 0,95$. Xác định lưu lượng tính toán tiêu năng khi biết $h_h = f(Q)$ ở hạ lưu cho theo bảng. Cho biết bên cạnh đập có nhà máy thủy điện $Q = 10\text{m}^3/\text{s}$.

Giải :

Với mỗi giá trị Q chảy qua đập ta tính được

$$H_o = \left(\frac{Q}{b m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{Q}{Mb} \right)^{2/3}$$

$$E_o = P + H_o$$

Tính $F(\tau_c) : F(\tau_c) = \frac{Q}{b \varphi E_o^{3/2}}$

Có τ_c , τ'_c để tìm h_c và h''_c

lập quan hệ $(h''_c - h_h) = f(Q)$ với $Q = Q_{xá} + Q_{nm}$,

Trong đó: Q - lưu lượng ở hạ lưu

$Q_{xá}$ - lưu lượng xả qua đập

Q_{nm} - lưu lượng qua nhà máy

Kết quả tính toán được ghi ở bảng sau.

Q_{xa}	H_0	E_c	$F(\tau_c)$	τ''_c	(h''_c)	Q_{hl}	h_h	$h''_c - h_h$
12	0,62	6,62	0,062	0,205	1,43	25	1,28	0,15
22,5	0,83	6,83	0,089	0,258	1,76	32,5	1,5	0,26
30	1,0	7,0	0,114	0,29	2,03	40	1,87	0,16
60	1,59	7,59	0,202	0,378	2,87	70	2,74	0,13
90	2,07	8,07	0,276	0,436	3,52	100	3,42	0,1

Từ bảng ta có $Q_{II} = 22,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Ví dụ XII-8 :

Xác định dạng nối tiếp qua đập tràn mặt cắt dụng dạng cong không chân không có $P = 12\text{m}$, $b = 10\text{m}$, $m = 0,49$, $Q = 60 \text{ m}^3/\text{s}$, cuối đập không có bậc, dòng chảy đều ở hạ lưu có $h_h = 4,5\text{m}$.

Đáp số : dạng nối tiếp xiết êm ; nước nhảy ngập sau đập

Ví dụ XII-9 :

Cho đập tràn thực dụng dạng cong có $P = 15\text{m}$, $m = 0,49$, $h_h = 1,5\text{m}$, $q = 8 \text{ m}^3/\text{s.m}$. Xác định dạng nối tiếp dòng chảy sau đập

Đáp số : dạng nối tiếp xiết xiết ; nước dâng C_{II}

Ví dụ XII-10 :

Đập tràn mặt cắt thực dụng dạng cong có $P = 12\text{m}$, $b = 10\text{m}$, $m = 0,49$, $Q = 60 \text{ m}^3/\text{s}$, $h_h = 3\text{m}$. Tính chiều cao tường tiêu năng khi chiều rộng kênh hạ lưu bằng chiều dài tuyến đập.

Đáp số : chiều cao tường $c = 2,3\text{m}$

Ví dụ XII-11 :

Cho đập tràn mặt cắt thực dụng dạng cong có $m = 0,49$, $q = 6 \text{ m}^2/\text{s}$, $P = 12\text{m}$, $h_h = 3\text{m}$

Xác định chiều sâu bể tiêu năng

Đáp số : $d = 1,5\text{m}$

Ví dụ XII-12 :

Xác định lưu lượng tính toán tiêu năng cho một đập tràn mặt cắt thực dụng không có chân không cao $P = 11\text{m}$ với cột nước thiết kế $H_{tk} = 3,8\text{m}$ với $Q_{tk} = 805 \text{ m}^3/\text{s}$, $b = 50\text{m}$. Hệ số vận tốc $\varphi = 0,95$. Lưu lượng chảy qua đập thay đổi từ $Q_{min} = 158 \text{ m}^3/\text{s}$ đến $Q_{max} = 805 \text{ m}^3/\text{s}$. Quan hệ $h_h - Q$ cho ở bảng.

Đáp số : $Q_{II} = 420 \text{ m}^3/\text{s}$.

CHẢY QUA CỬA CỐNG

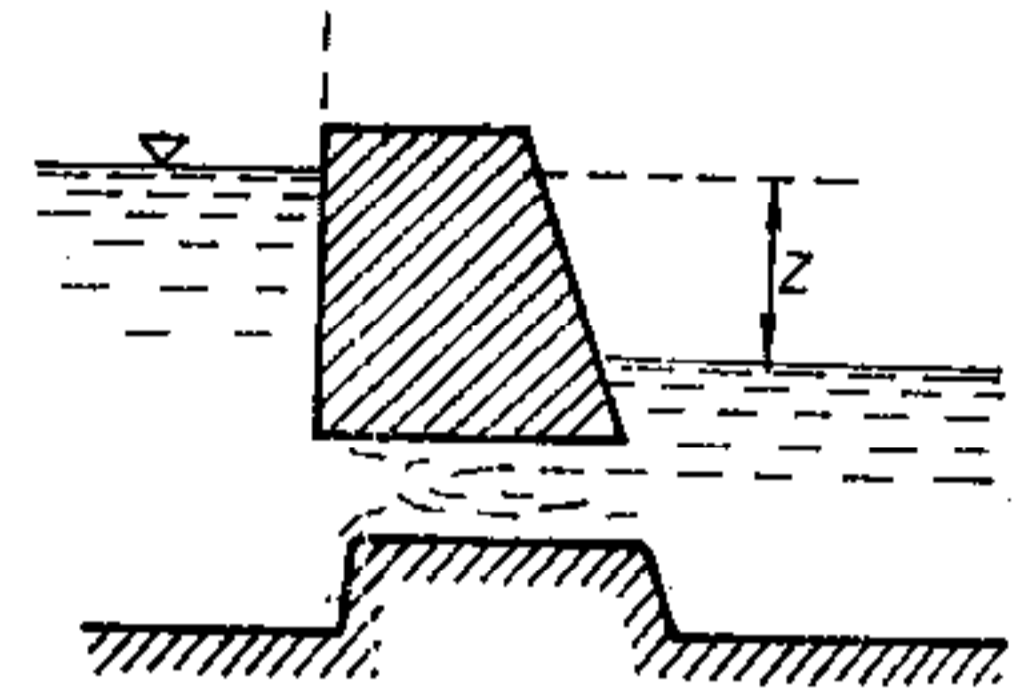
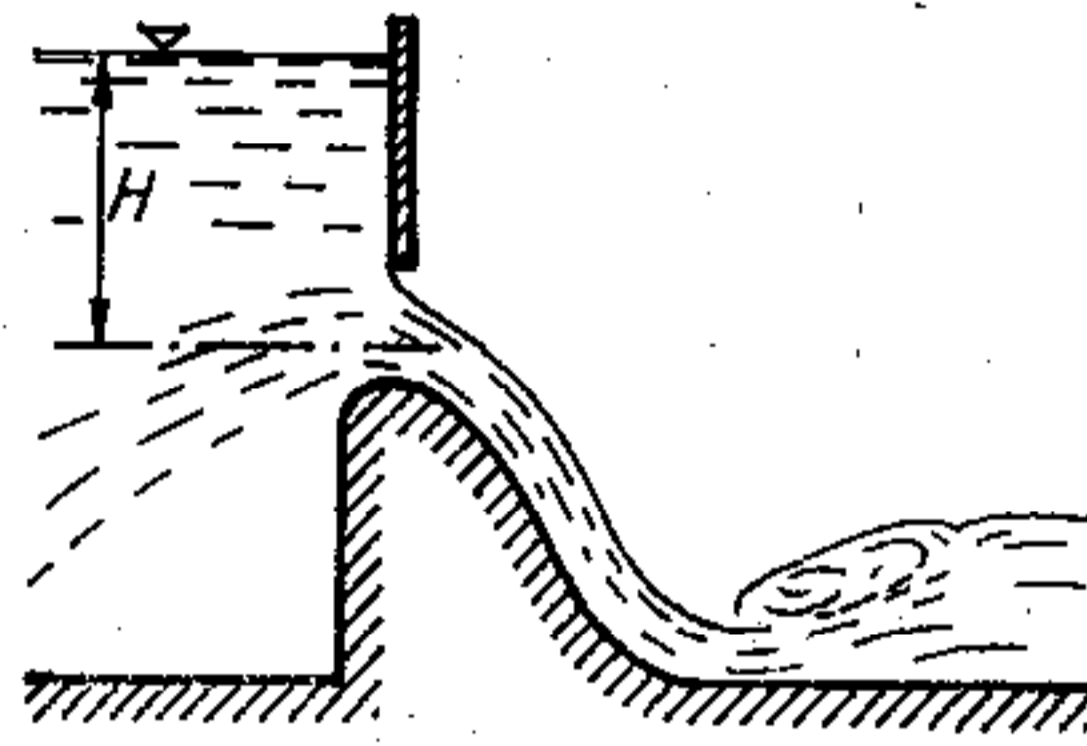
§XIII-1. CÁC KHÁI NIỆM CHUNG

Cống là tên chung chỉ công trình điều khiển mực nước hoặc lưu lượng.

Lỗ tháo nước của cống thường đóng mở bằng tấm chắn hoặc cánh cửa cống. Dòng chảy qua lỗ cửa chịu tác dụng của cột nước H hoặc độ chênh mực thượng hạ lưu z .

Điều khiển mực nước khi lưu lượng cố định hoặc điều khiển lưu lượng khi mực nước cố định đều bằng đóng mở cửa van.

Nếu cao trình mực nước thượng lưu (∇ MNTL) thấp hơn đỉnh cống, tấm cửa cũng kéo lên trên mực nước thì dòng chảy qua cống hoàn toàn là không áp, cống làm việc như một đập tràn đỉnh rộng.



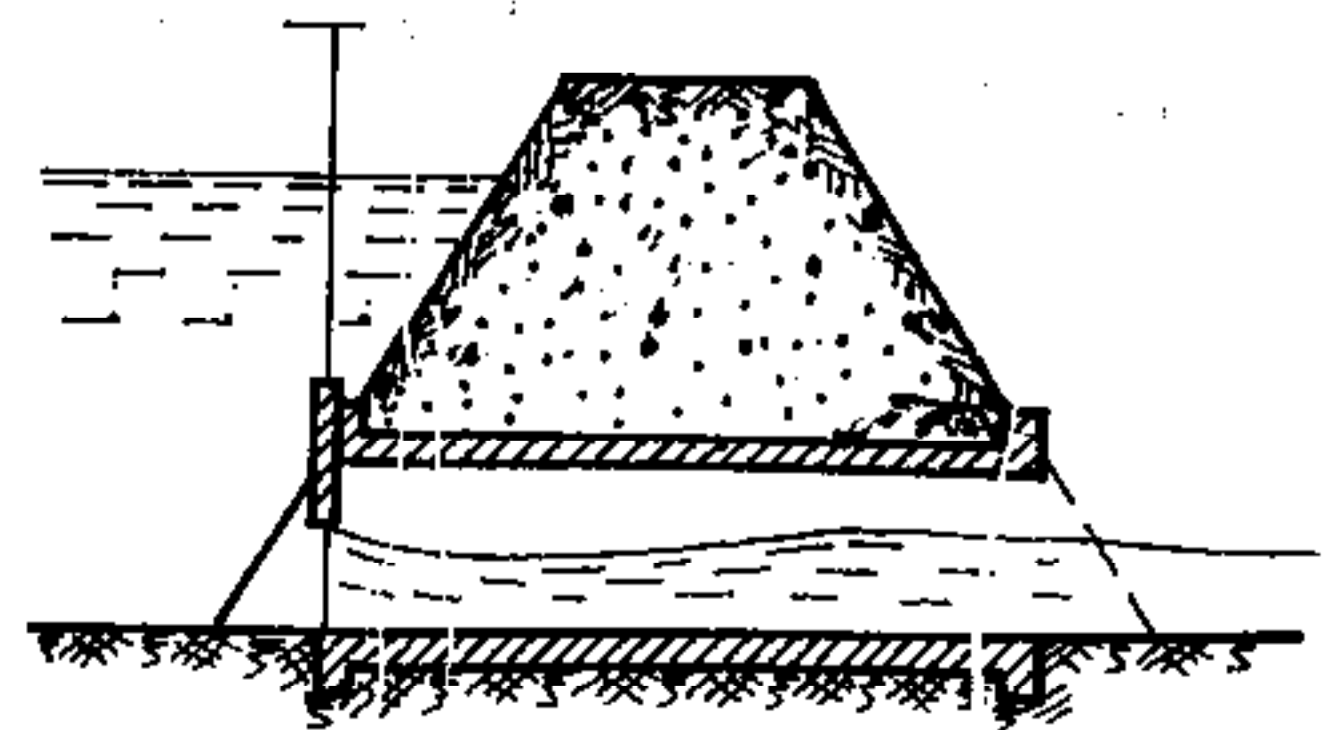
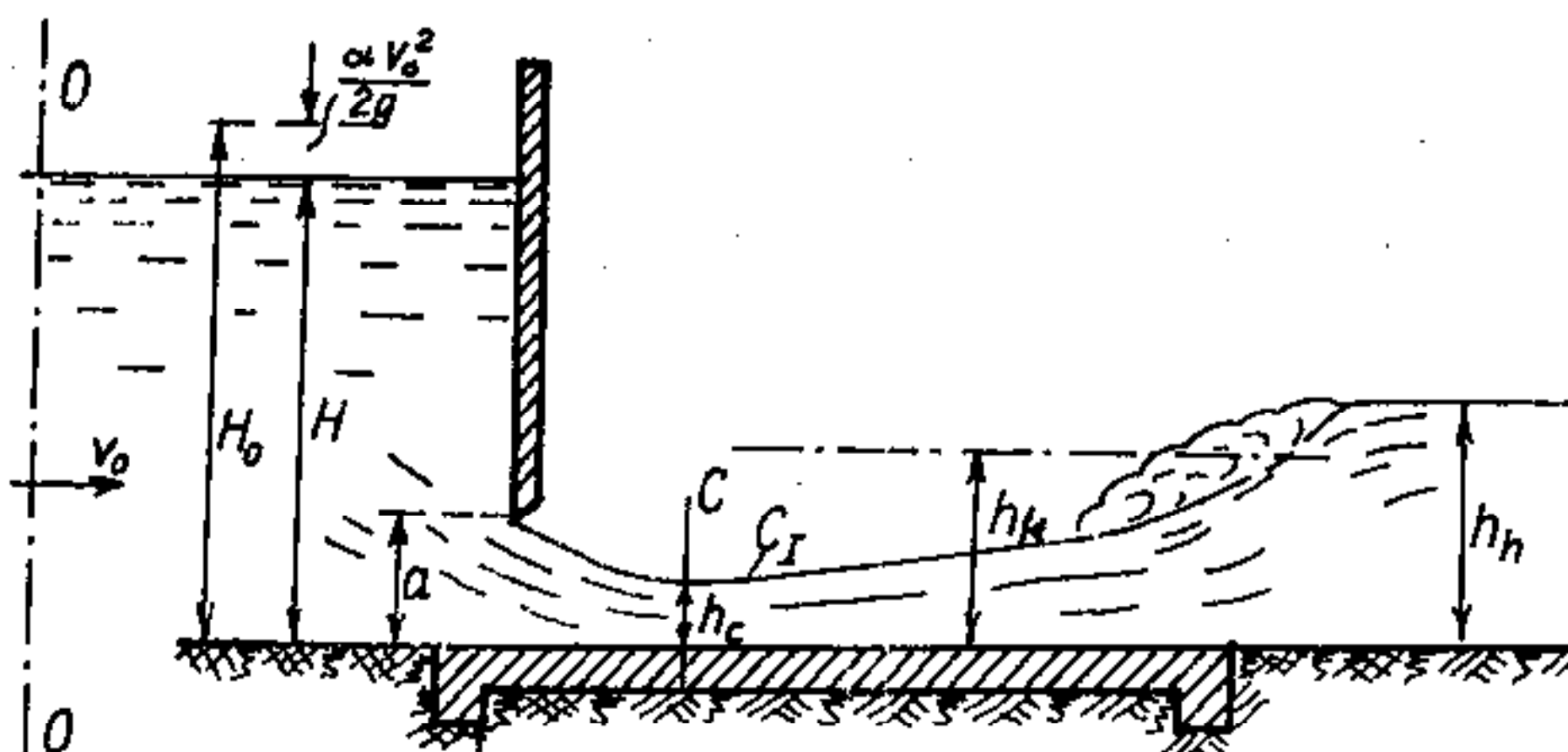
Khi cao trình mực nước thượng lưu (∇ MNTL) ngập hoàn toàn lỗ cống thì dòng chảy cơ bản là dòng chảy qua lỗ hoặc vòi.

Trong thực tế dòng chảy ra khỏi cửa cống sẽ đi ra kênh dẫn, nối tiếp với dòng hạ lưu theo những hình thức nối tiếp khác nhau và các hình thức đó lại ảnh hưởng đến khả năng tháo nước của cống.

Vì vậy trong chương này phải dùng các kết quả nghiên cứu về dòng chảy qua lỗ và vòi và nối tiếp thượng hạ lưu để nghiên cứu.

Ta xét 2 trường hợp :

+ Cống không có tràn hoặc vòm, sau cửa cống là lòng dẫn hở. Đó là dòng chảy dưới tấm chắn cửa cống hở.



+ Thân cống hình ống tương đối dài (mặt cắt khép kín có trần hoặc vòm), dòng chảy trong thân cống có thể là đầy ống hoặc không đầy ống. Đó là chảy qua cống ngầm.

A. CHẢY DƯỚI TẦM CHẤN CỦA CỐNG HỖ

§XIII-2. CÁC HÌNH THỨC NỐI TIẾP SAU CỬA CỐNG

Theo hình vẽ cột nước toàn phần ở thượng lưu là :

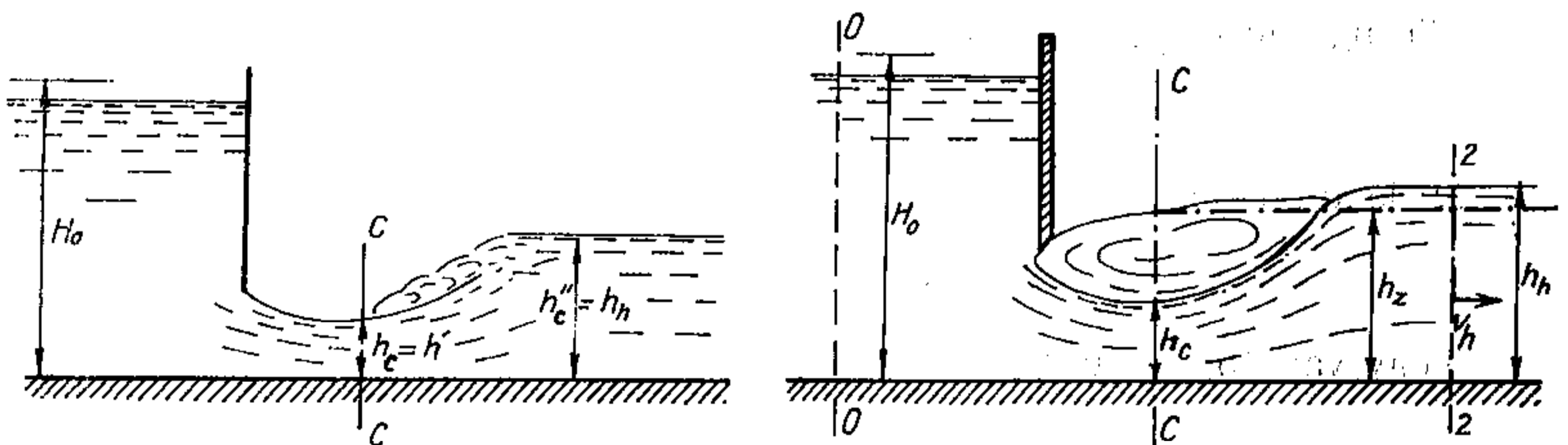
$$H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$$

Dòng ra khỏi cửa cống cách cửa một đoạn khoảng bằng a thì co hẹp nhất với độ sâu h_c . Tại mặt cắt co hẹp do trạng thái chảy ra là chảy xiết : $h_c < h_k$.

Nếu dòng chảy hạ lưu $h_n < h_k$ thì nối tiếp sau cống không qua nước nhảy. Nhưng thường gặp dòng chảy êm ở hạ lưu $h_n > h_k$ nên dòng chảy sau cống sẽ nối tiếp với hạ lưu qua nước nhảy.

Cũng dùng h''_c để so sánh với h_n ta sẽ có 3 dạng nối tiếp : nước nhảy xa với đường nước dâng c_0 hoặc c_1 ; nước nhảy tại mặt cắt co hẹp ; nước nhảy ngập.

Trong các dạng nối tiếp với nước nhảy xa, nhảy tại chỗ và không có nước nhảy thì mặt cắt co hẹp không bị ngập, chiều sâu hạ lưu không ảnh hưởng đến khả năng tháo của cửa cống nên gọi là *chảy không ngập*.



Trong dạng nối tiếp với nước nhảy ngập dòng chảy hạ lưu ảnh hưởng đến khả năng tháo qua cống nên gọi là *chảy ngập*.

§XIII-3. CÔNG THỨC TÍNH TOÁN DÒNG CHẢY DƯỚI TẦM CHẤN CỦA CỐNG

1. Chảy không ngập

Viết phương trình Bernoulli cho 2 mặt cắt O-O và c-c ta được ;

$$H + \frac{\alpha v_0^2}{2g} = h_c + \frac{\alpha v_c^2}{2g} + \sum \zeta_c \frac{\alpha v_c^2}{2g}$$

từ đó tính được vận tốc tại mặt cắt co hẹp v_c :

$$v_c = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \sum \xi_c}} \sqrt{2g(H_0 - h_c)}$$

$$v_c = \varphi \sqrt{2g(H_0 - h_c)} \quad (1)$$

Lưu lượng qua cống :

$$Q = \omega_c \cdot v_c = \varphi \cdot \omega_c \sqrt{2g(H_0 - h_c)} \quad (2)$$

φ là hệ số vận tốc, được xác định bằng thực nghiệm chủ yếu phụ thuộc vào hình dạng và mức độ thu hẹp dòng chảy, mức độ nhám ở cửa vào.

Đối với cống có đáy ở ngang đáy kênh, đầu cống có tường cánh lượn tròn hoặc xiên, $\varphi = 0,95 \div 1,00$.

Cống có đáy cao hơn đáy kênh, cửa vào không thuận, $\varphi = 0,85 \div 0,95$. Độ sâu co hẹp h_c được viết là :

$$h_c = \varepsilon \cdot a \quad (3)$$

ε - gọi là hệ số co hẹp thẳng đứng.

Theo kết quả của N. E. Jucôpxki, ε chỉ phụ thuộc vào tỉ số $\frac{a}{H}$.

Thay (3) vào (2) ta được ;

$$Q = \varphi \cdot \varepsilon \cdot ab \sqrt{2g(H_0 - \varepsilon \cdot a)} \quad (4)$$

Gọi $\mu = \varepsilon \cdot \varphi$ là hệ số lưu lượng thì :

$$Q = \mu \cdot ab \sqrt{2g(H_0 - \varepsilon \cdot a)} \quad (5)$$

Trong các công thức trên v_0 lại phụ thuộc vào lưu lượng Q :

$$v_0 = \frac{Q}{\Omega_1}$$

Ω_1 là diện tích mặt cắt kênh thượng lưu.

$$H_0 = H + \frac{\alpha Q^2}{2g \cdot \Omega_1^2}$$

Thay vào (5) ta được :

$$Q = \frac{\mu \cdot \omega \sqrt{2g(H - h_c)}}{\sqrt{1 - \alpha \mu^2 \frac{\omega^2}{\Omega_1^2}}} \quad (6)$$

Theo công thức này ta thấy khi $\frac{\omega}{\Omega_1}$ nhỏ thì mẫu số có thể cho bằng 1,

nghĩa là $H_0 = H$. Với $\frac{\omega}{\Omega_1} < 0,2$ mà coi $H_0 = H$ thì sai số cũng chỉ dưới 1%.

2. Chảy ngập

Chảy ngập thì tại chỗ mặt cắt co hẹp có khu chảy cuộn, độ sâu không phải là h_c mà bằng h_z ($h_c < h_z < h_n$). Dòng chính ở dưới khu nước cuộn vẫn có độ sâu bằng $h_c = \varepsilon \cdot a$.

Cũng viết phương trình Bernoulli cho 2 mặt cắt O-O và c-c và cho rằng áp suất tại khu nước cuộn trên mặt cắt co hẹp cũng phân bố theo quy luật thủy tĩnh, sau khi sắp xếp lại ta được vận tốc tại mặt cắt co hẹp là :

$$v_c = \varphi \sqrt{2g(H_0 - h_z)} \quad (7)$$

$$Q = \varphi \cdot \omega_c \sqrt{2g(H_0 - h_z)} \quad (8)$$

ε , φ và μ trong điều kiện $\frac{a}{H} \leq 0,75$ vẫn như trường hợp chảy không ngập.

Công thức tính Q cho trường hợp chảy ngập về kết cấu giống như cho chảy không ngập (6) chỉ thay h_c bằng h_z .

Trong trường hợp bài toán phẳng h_z cũng được tính từ công thức nước nhảy ngập :

$$h_z = \sqrt{h_h^2 - \frac{2\alpha_0 q^2}{g} \cdot \frac{(h_h - h_c)}{h_h \cdot h_c}} \quad (9)$$

Công thức này cho ta tính h_z khi đã biết q , a .

Có 2 dạng bài toán :

+ Cho biết H_0 , a . Xác định q :

- Giải : cho $\alpha_0 = 1$ và sắp xếp lại ta được :

$$h_z^2 = h_h^2 - 4\mu^2 \cdot a^2 (H_0 - h_z) \cdot \frac{h_h - h_c}{h_h h_c}$$

đặt
$$M = 4 \cdot \mu^2 \cdot a^2 \frac{h_h - h_c}{h_h \cdot h_c} \quad (10)$$

Phương trình trên trở thành :

$$h_z^2 - Mh_z + (MH_0 - h_h^2) = 0$$

Giải phương trình bậc 2 này đối với h_z ta được :

$$h_z = \sqrt{h_h^2 - M \left(H_0 - \frac{M}{4} \right)} + \frac{M}{2} \quad (11)$$

+ Cho biết q , H_0 . Xác định a , h_c :

- Giải : thay v_c theo (7) vào (11) ta được :

$$h_z^2 = h_h^2 - \frac{2\alpha_0 q}{g} \left[\varphi \sqrt{2g(H_0 - h_z)} - \frac{q}{h_h} \right]$$

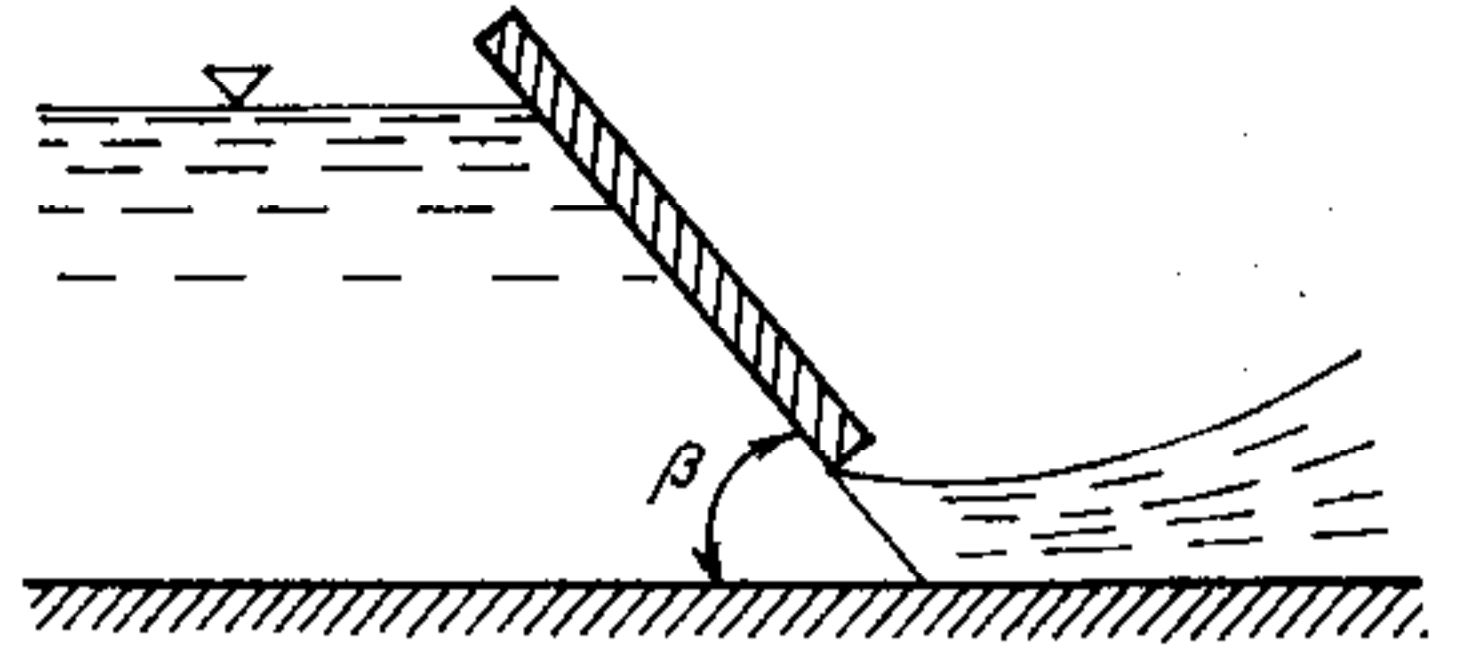
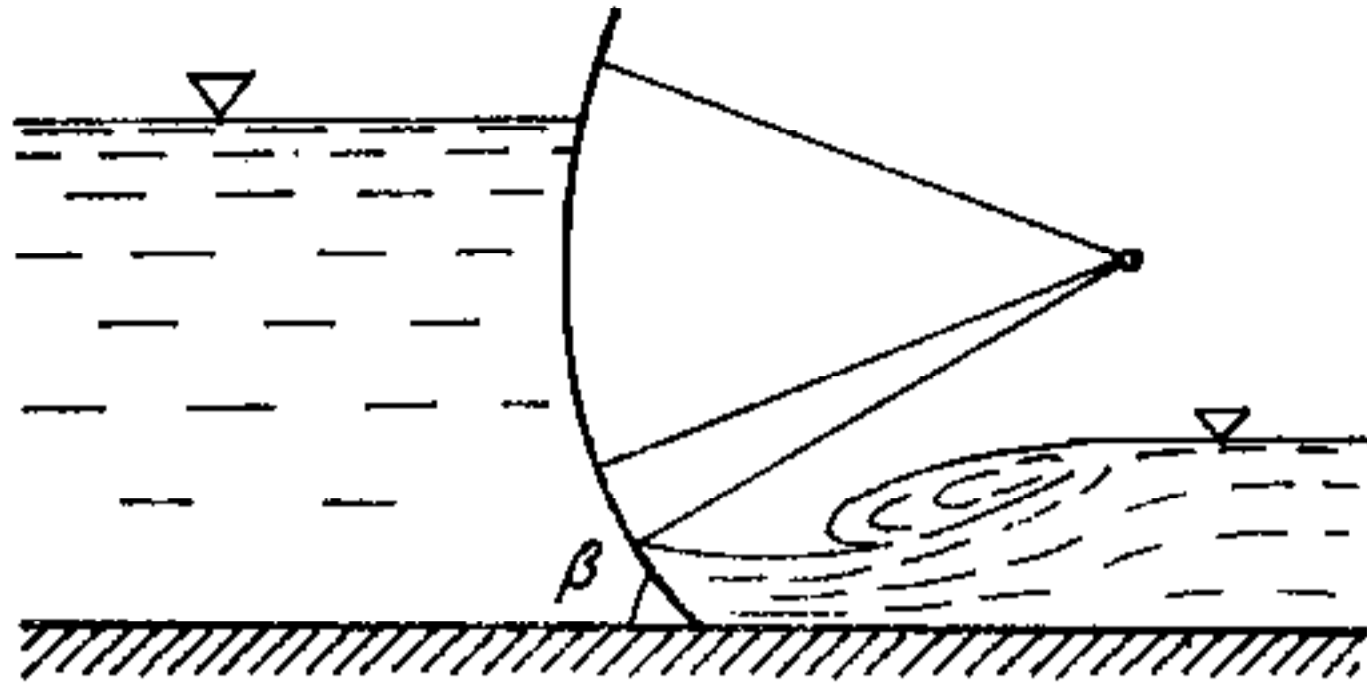
$$\left. \begin{aligned} \text{đặt } A &= 2\sqrt{\frac{2}{g}} \alpha_0 \varphi \cdot q \\ B &= h_h^2 + \frac{2\alpha_0 q^2}{gh_h} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

ta được :
$$h_z^2 + A\sqrt{H_0 - h_z} - B = 0 \quad (13)$$

Phương trình trên được giải bằng thử dần để tìm h_z .

Khi độ chênh thượng hạ lưu ít và tấm chắn cửa cống mở cao, tức là $a/H > 0,75$ thì độ sâu sau cửa cống coi như bằng độ sâu hạ lưu.

Khi diện tích lỗ cống nhỏ so với kênh hạ lưu, ngập sâu trong kênh thì nước nhảy sau cống hoàn toàn bị ngập, lúc đó ta cũng có : $h_z = h_h$



Trong 2 trường hợp đó ta tính cống như một lỗ chảy ngập :

$$Q = M \cdot \omega \sqrt{2g \cdot z_0} = \mu \cdot \omega \sqrt{2g(H_0 - h_h)} \quad (14)$$

$$\mu = 0,65 \div 0,75$$

3. Tấm chắn hình cung và tấm chắn phẳng đặt nghiêng

Các hiện tượng vật lí của trường hợp này đều như của tấm chắn phẳng, chỉ khác là do cửa vào lượn tròn và nghiêng, dòng chảy ít bị co hẹp và ít tổn thất nên các trị số φ , μ và ε đều có thay đổi ít nhiều. Tuy nhiên các kết quả nghiên cứu về mặt này chưa nhiều. Ta có thể tham khảo các số liệu sau đây :

+ Tấm chắn hình cung :

- Chảy không ngập : $\mu = 0,58$;
- Chảy ngập : $\mu = 0,60 \div 0,63$; khi $\beta > 24^\circ$;
- Chảy không ngập : $\mu = 0,50 + 0,4 \sin^2\beta$;
- Chảy ngập : $\mu = 0,52 + 0,4 \sin^2\beta$.

+ Tấm chắn phẳng đặt nghiêng :

ε , φ đều phụ thuộc vào góc nghiêng và độ mở $\frac{a}{H}$. Một cách gần đúng có thể lấy $\varphi = 0,97$ và ε theo bảng :

β°	0	30	70	90	110
ε	1,00	0,80	0,65	0,61	0,59

§XIII-4. CÁC BÀI TOÁN VỀ DÒNG CHẢY DƯỚI TẤM CHẮN CỬA CỐNG

- Trong các công thức nói trên thường có 3 đại lượng cần xác định là a , H và Q . Còn h_h và hình dạng mặt cắt cống thường đã biết trước. Biết 2 trong 3 đại lượng có thể tìm được đại lượng thứ 3.

Thực tế thường phải giải quyết các bài toán sau đây :

+ Bài 1. Biết mực nước thượng lưu H , độ cao mở cống a , tính lưu lượng Q .

+ Bài 2. Biết mực nước thượng lưu H , lưu lượng Q , tính độ cao mở cống a .

+ Bài 3. Biết lưu lượng Q , độ cao mở cống a , tính cột nước thượng lưu H .

Giải các bài toán trên đây, tuy chỉ gặp phương trình đại số 1 ẩn nhưng do các trị số ε , h''_c ... lại phụ thuộc vào các yếu tố chưa biết nên bài toán phải giải bằng thử dần.

B. CHẢY QUA CỐNG NGẦM

Nhiều cống dưới đê, đập, đường có mặt cắt khép kín. Hình dạng mặt cắt thường là tròn hoặc chữ nhật trên đỉnh có trần phẳng hoặc vòm, chiều dài thân cống khá lớn, ta gọi là *cống ngầm*.

Có thể có 3 hình thức sau đây :

+ Khi tấm chắn cửa cống được kéo lên khỏi mặt nước (mở hết), (cao trình mực nước trước cống ($\sqrt{\text{MNTC}}$) và cao trình mực nước trong cống ($\sqrt{\text{MNTGC}}$) đều thấp hơn cao trình đỉnh cống ($\sqrt{\text{ĐC}}$) thì chế độ chảy trong cống là *chảy không áp*.

+ Khi dòng chảy đầy mặt cắt cống thì chế độ chảy là *chảy có áp*.

+ Khi $\sqrt{\text{MNTL}}$ ngập đỉnh cống nhưng dòng chảy sau cửa cống vẫn thấp hơn đỉnh cống, có mặt thoáng, thì trong cống có 2 chế độ chảy, phần trước là có áp, còn phần sau là không áp. Để gọn ta gọi là *cống chảy nửa áp*.

- Chế độ chảy không áp đã được xét trong chương đập tràn, ở đây ta chỉ xét chế độ chảy nửa áp và chảy có áp.

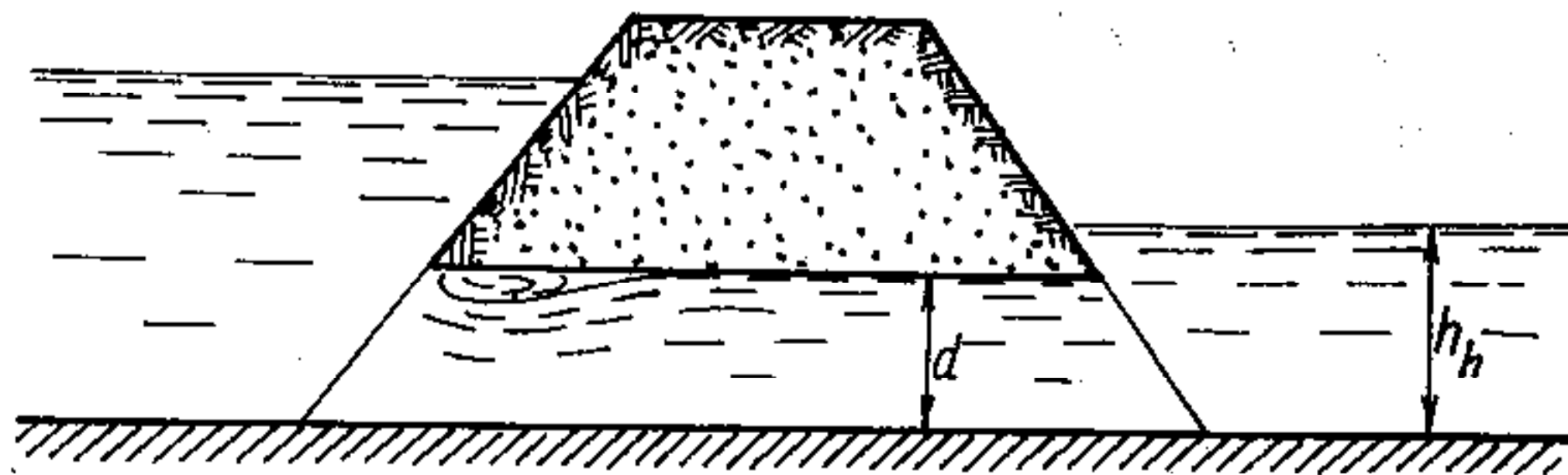
- Về cơ bản ta phải dựa trên các kết quả nghiên cứu về chảy qua lỗ dưới cửa cống hở (đối với chảy nửa áp) và về chảy qua vòi (đối với chảy có áp). Điều khác nhau ở đây là phải xét chi tiết ảnh hưởng của chiều dài cống, độ dốc và độ nhám thân cống.

§XIII-5. ĐIỀU KIỆN CHẢY NỬA ÁP VÀ CHẢY CÓ ÁP

Khi gặp một cống có mực nước thượng lưu ngập đỉnh cống, ta cần xác định lúc nào cống làm việc với chế độ chảy nửa áp lúc nào có áp.

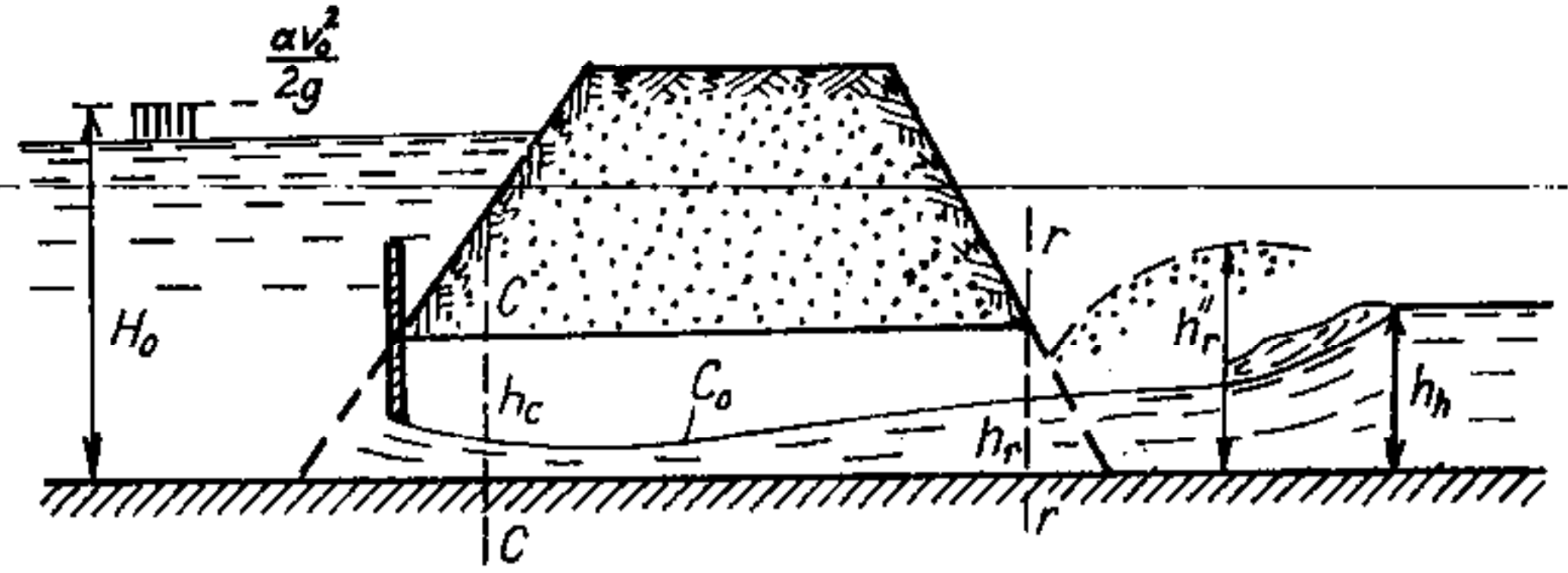
Điều này hết sức quan trọng vì 2 chế độ chảy đó có công thức tính toán khác nhau và vì mỗi độ chảy lại đề ra những điều kiện làm việc khác nhau cho công trình về nhiều mặt : ổn định, chống chấn động, chống thấm v.v...

Nguyên tắc xác định chế độ chảy trong cống rất đơn giản : chỉ cần vẽ đường mặt nước trong một lòng cống không có trần tương ứng, nếu đường



mặt nước đó vượt quá trần cống thì cống là chảy có áp, nếu không thì là chảy nửa áp.

Đối với cống có mặt cắt không phải chữ nhật thì hiện nay chưa có nhiều kết quả nghiên cứu chính xác nên cũng có thể lấy gần đúng như cống có mặt cắt chữ nhật.



Ta phân tích hiện tượng chảy để xác định chế độ chảy có áp hay nửa áp trong các trường hợp sau đây :

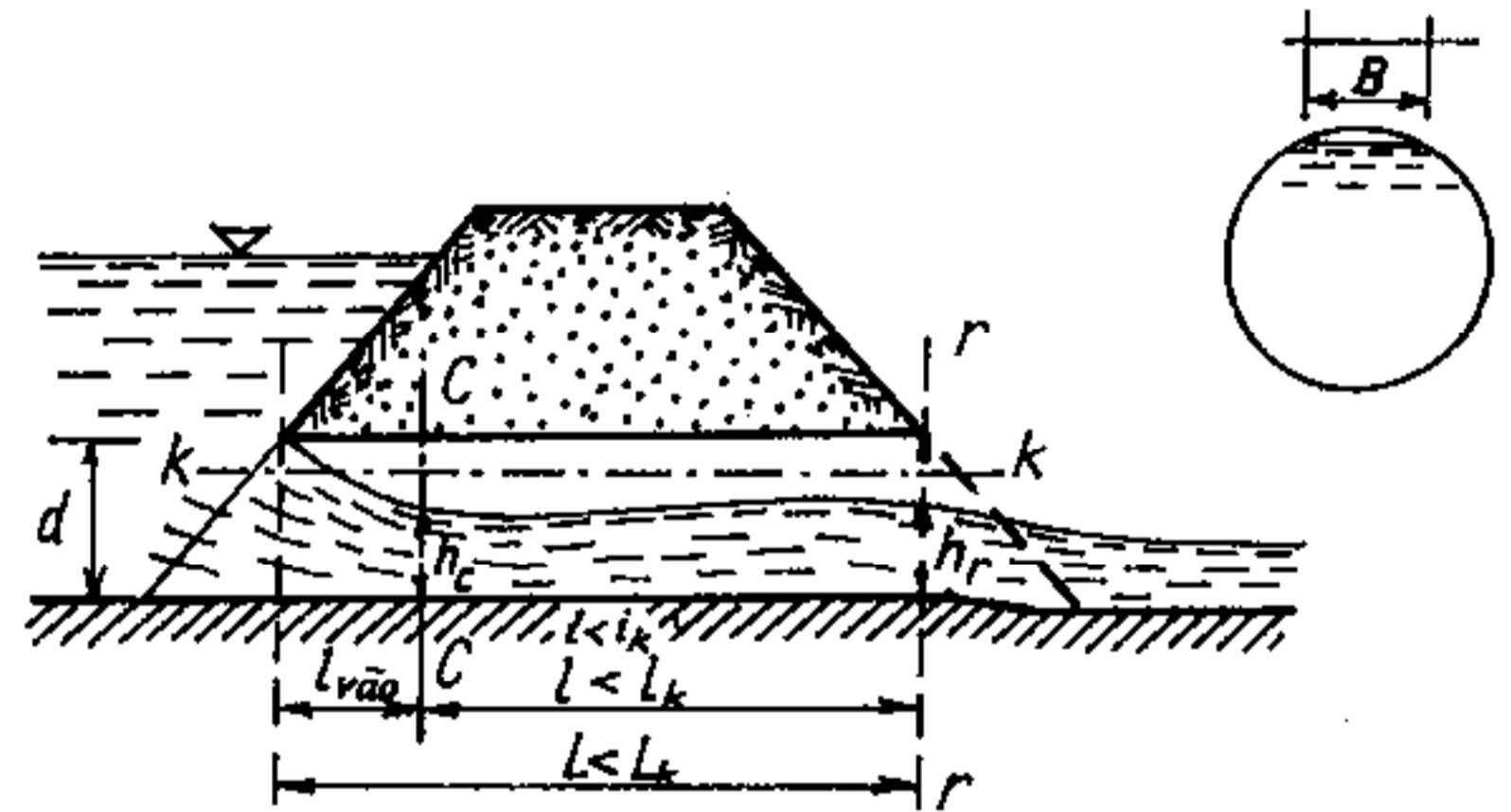
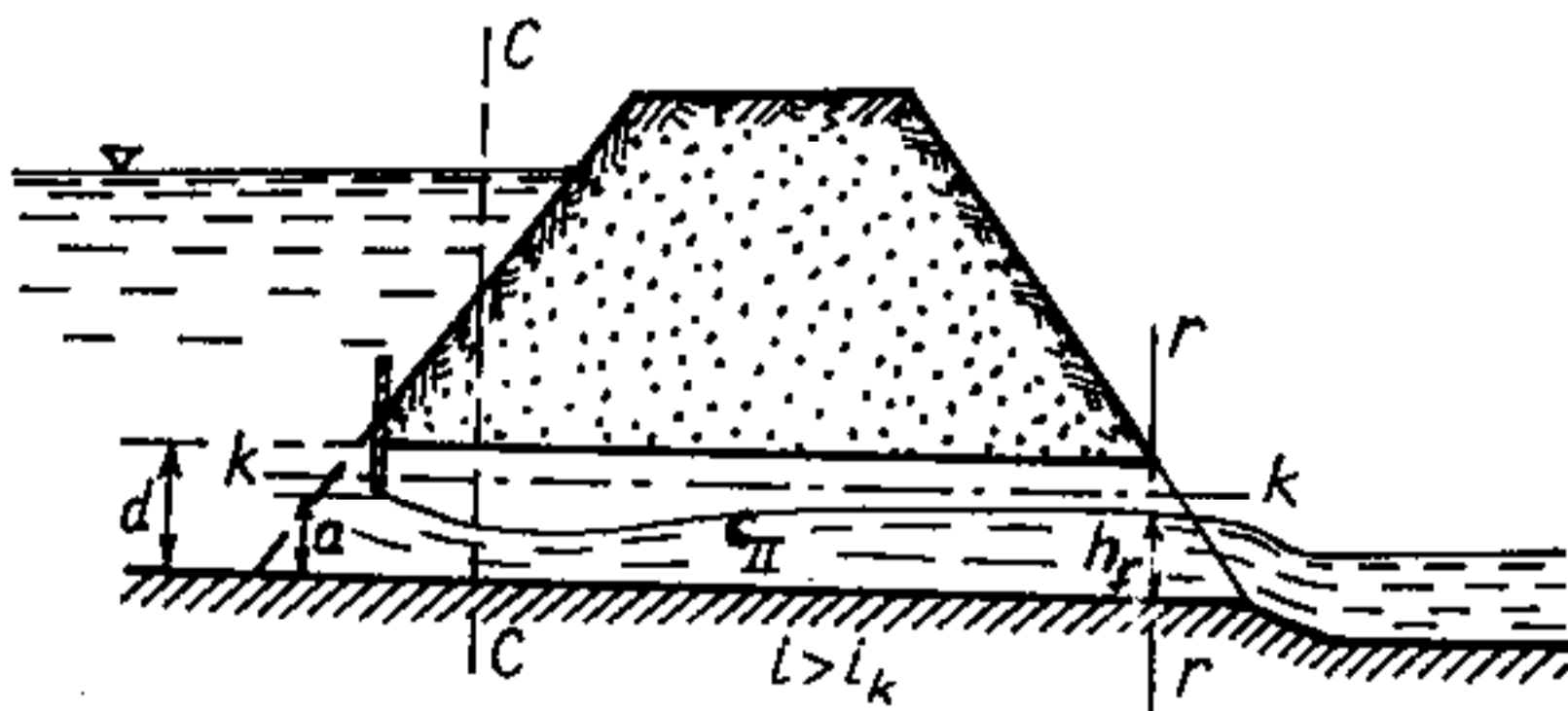
1. $h_n > d$, độ sâu hạ lưu ở cửa ra cao hơn đỉnh cống.

Nói chung là chảy có áp. Cửa ra bị ngập.

Chỉ là chảy nửa áp trong trường hợp cống ngắn và cột nước H lớn, dòng chảy xiết phóng ra ngoài cửa cống, độ sâu ở cửa ra là $h_r < h_k$ và độ sâu liên hiệp với h_r là h''_r lớn hơn độ sâu hạ lưu h_n : $h''_r > h_n$.

2. $h_n < d$, độ sâu hạ lưu thấp hơn đỉnh cống

+ Trường hợp $i > i_k$

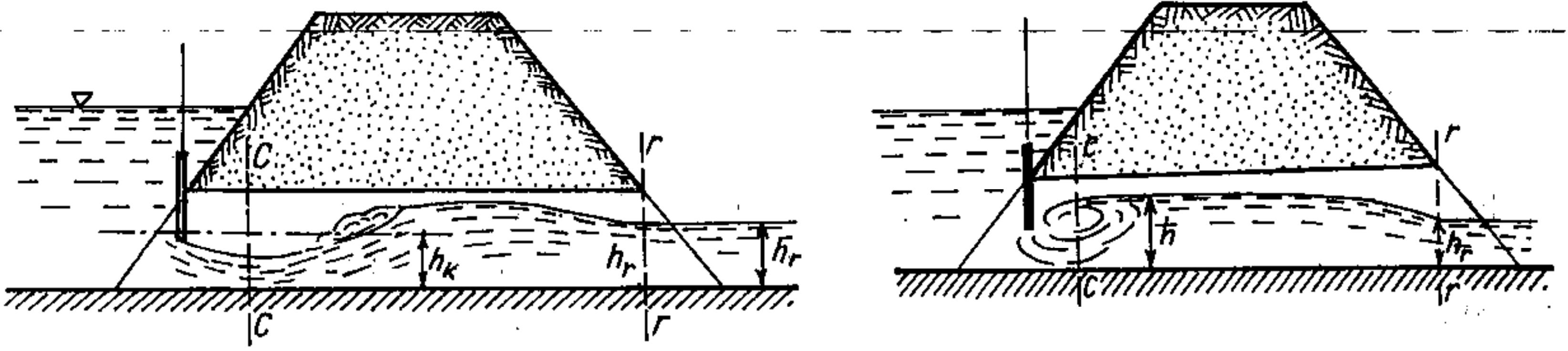


Nói chung là chảy nửa áp, dòng chảy sau mặt cắt co hẹp sẽ theo đường nước dâng c_{II} .

Chỉ có áp khi đường nước dâng c_{II} vẽ đến cuối cống tại mặt cắt (r-r), có độ sâu h_r lớn hơn chiều cao cống : $d < h_r$.

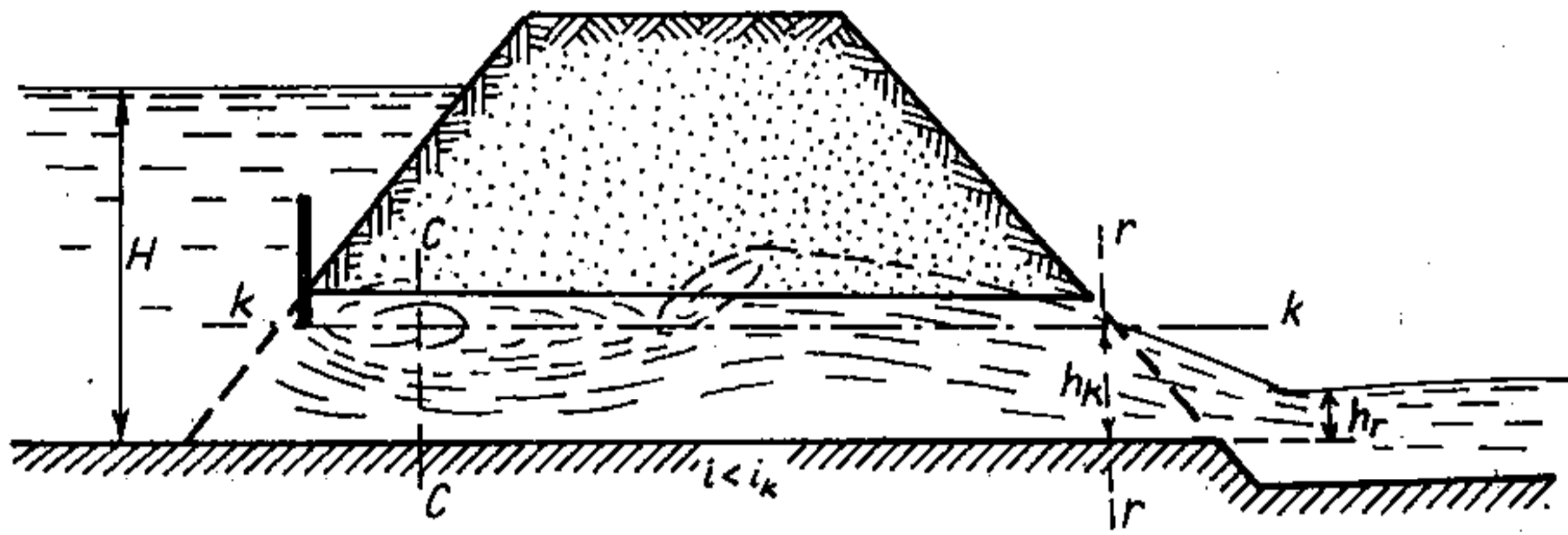
Các cống có đỉnh hình vòm cong tròn không bao giờ thỏa mãn điều kiện này để là chảy có áp vì với đường mặt nước c_{II} thì $h_r < h_0 < h_k$, mà cống có vòm bao giờ cũng có $h_k < d$, vì về trái của phương trình cơ bản xác định chiều sâu phân giới ($\alpha Q^2/g = \omega_k/B_k$) có lớn bao nhiêu ta vẫn có thể tìm được một độ sâu $h_k < d$ có B đủ nhỏ để về phải bằng về trái do B ở gần đỉnh có thể rất nhỏ.

+ Trường hợp $0 < i < i_k$



Cống chảy nửa áp trong 2 trường hợp :

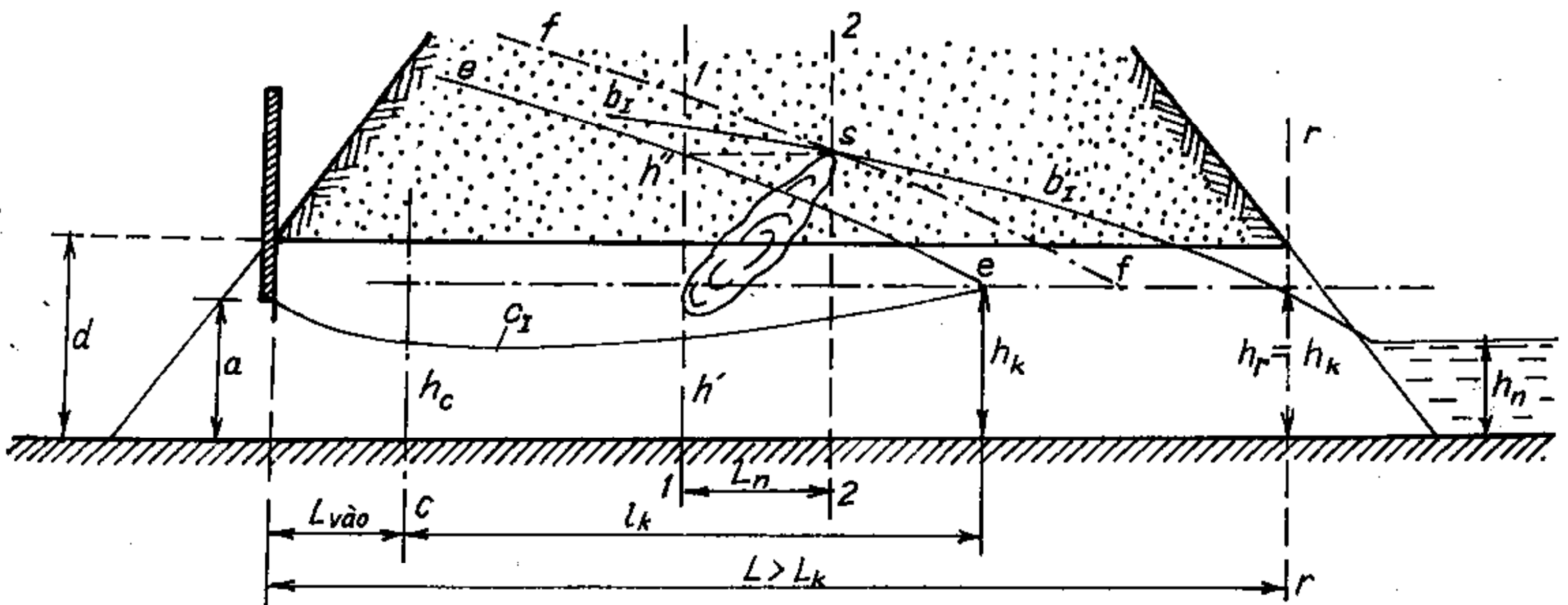
- * Không có nước nhảy trong cống, dòng chảy trong cống hoàn toàn là chảy xiết theo đường c_1 hoặc c_0 .
- * Có nước nhảy trong cống nhưng độ sâu sau nước nhảy vẫn thấp hơn đỉnh cống $h'' < d$.



Cống chảy có áp nếu có nước nhảy trong cống và độ sâu sau nước nhảy cao hơn đỉnh cống. (Nước nhảy giả định tương ứng với trường hợp cống không có tràn).

Do đó muốn biết chế độ chảy trong cống có $i < i_k$ ta cần biết vị trí của nước nhảy và chiều sâu sau nước nhảy.

Xét sự nối tiếp theo hình vẽ :



Trước nước nhảy là đoạn chảy xiết c_1 hoặc c_0 , sau nước nhảy là đoạn chảy êm theo b_1 hoặc b_0 bắt đầu từ 2-2 và tận cùng là h_r ở cửa ra.

Độ sâu h_r lấy theo : $h_r = h_n$ nếu $h_n > h_k$
 và $h_r = h_k$ nếu $h_n < h_k$

Cách xác định vị trí nước nhảy :

+ Vẽ đường c_1 hoặc c_0 bắt đầu từ c-c ;

+ Vẽ đường e-e có độ sâu liên hiệp với đường c_1 (hoặc c_0) bằng cách lấy một số điểm trên đường c_1 và tính ra độ sâu liên hiệp tương ứng.

+ Tịnh tiến đường e-e về phía hạ lưu một đoạn bằng chiều dài nước nhảy l_n được đường f-f.

+ Vẽ đường b_1 (hoặc b_0) bắt đầu từ cửa cuối cống có độ sâu h_r và vẽ ngược lên phía đầu cống. Đường b_1 này cắt đường f-f tại điểm S có độ sâu h'' . Đó chính là độ sâu sau nước nhảy có thể xảy ra trong cống.

Nếu $h'' < d$ thì cống chảy nửa áp, 2-2 chính là vị trí thực tế của mặt cắt sau nước nhảy.

Nếu $h'' > d$ thì cống chảy có áp (thực tế không có nước nhảy nữa). Trường hợp này thường gặp hơn.

Việc xác định như trên thường mang ý nghĩa lí luận. Trong thực tế vì độ sâu phân giới thường lớn hơn hoặc gần bằng chiều cao cống, còn độ sâu sau nước nhảy h'' thường lớn hơn chiều cao cống, tức là nếu đã có nước nhảy thì trong cống thường là chảy có áp. Do vậy người ta thường dùng chỉ tiêu : trong cống có nước nhảy hay không để phân biệt cống chảy có áp hay nửa áp. Cũng như đối với cống chảy không áp ở đây ta cũng phân biệt cống dài và cống ngắn :

+ *Cống ngắn* là cống không có nước nhảy trong cống khi cửa cống được mở hết (khi $h_r < h_k$ và vẫn nhỏ hơn d).

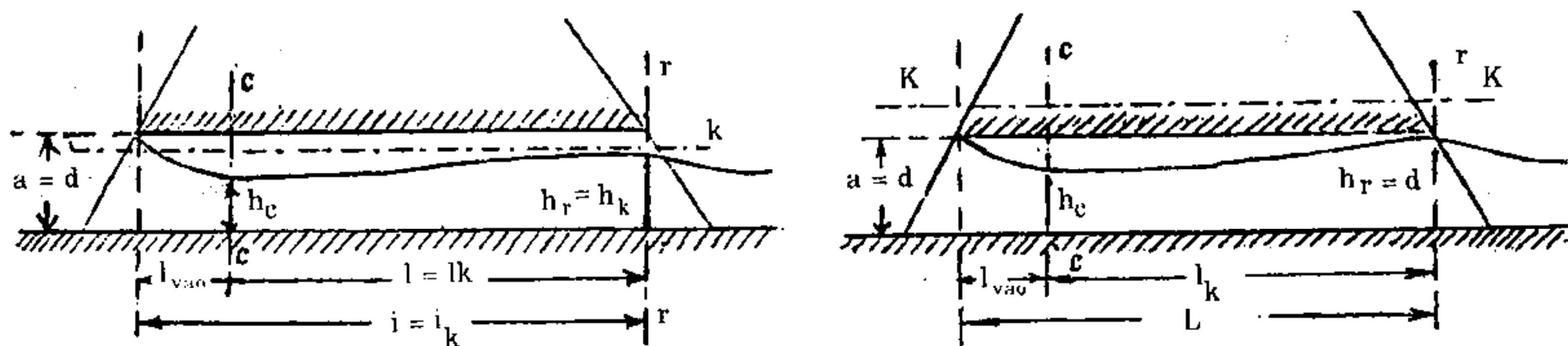
+ *Cống dài* là cống có nước nhảy trong cống. Đường nước dâng c_1 hoặc c_0 của cống dài kết thúc trong phạm vi lòng cống hoặc đến chỗ chạm vào đỉnh cống khi $h_k > d$. Cống dài thường là chảy có áp ngay cả khi mực nước hạ lưu thấp ($h_n < h_k$).

Ta cũng có trường hợp phân giới, mà tiêu chuẩn phân giới là :

$h_r = h_k$ (nếu $h_k < d$) ; hoặc $h_r = d$ (nếu $h_k > d$).

Trong trường hợp này chiều dài cống là L_k bằng :

(15)



$$L_k = l_k + l_{vào}$$

Tính l_k bằng cách tính dòng không đều với độ sâu ở đầu là $h_c = \varepsilon.d$ và độ sâu ở cuối bằng h_k (khi $h_k < d$) và bằng d (khi $d < h_k$). Còn l_{vao} xác định bằng công thức kinh nghiệm.

Vậy : + Cống ngắn là cống có $L < L_k$;

+ Cống dài là cống có $L > L_k$.

§XIII-6. CÔNG THỨC TÍNH CỐNG NGẦM CHẢY NỬA ÁP VÀ CÓ ÁP

1. Chảy nửa áp

Tính như cống hở :

+ Chảy không ngập :

$$Q = \varphi \cdot \omega_c \sqrt{2g(H_o - h_c)} \quad (16)$$

+ Chảy ngập :

$$Q = \varphi \omega_c \sqrt{2g(H_o - h_z)} \quad (17)$$

Khác với chảy hở là trong khi tính h_z theo (9) thì phải thay h_h bằng h_x tại mặt cắt c-c của dòng không đều trong cống. Độ sâu h_x được xác định bằng cách vẽ đường mặt nước từ cửa ra ngược lên cửa vào đến c-c với h_r là :

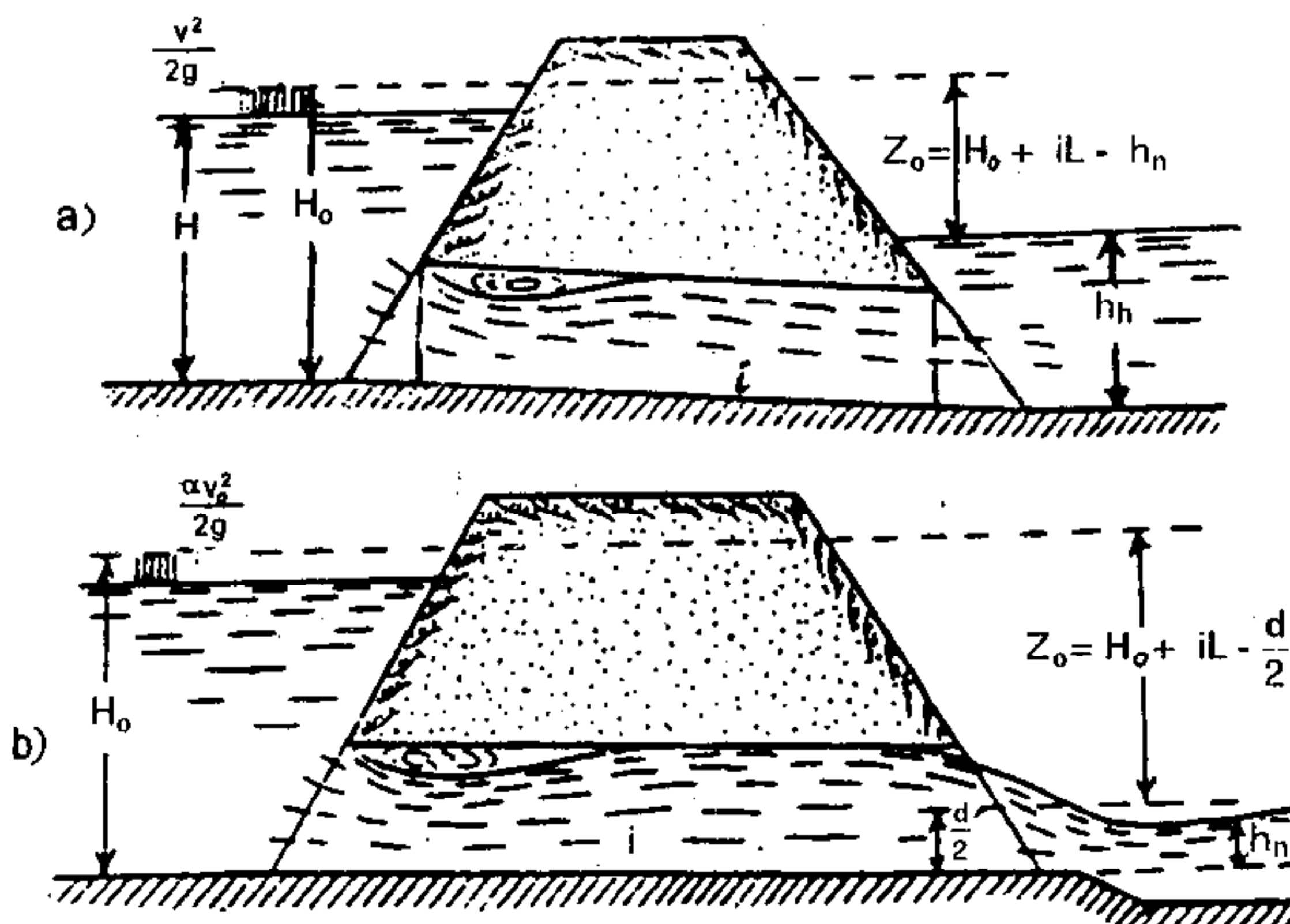
$$h_r = h_k \text{ khi } h_n < h_k \text{ và } h_r = h_n \text{ khi } h_n > h_k.$$

2. Chảy có áp

Cống chảy có áp tính như vòi hoặc ống ngắn :

$$Q = \varphi_c \cdot \omega \sqrt{2g \cdot z_o} \quad (18)$$

Trong đó : ω - diện tích mặt cắt cống ;



$$z_o = z + \frac{\alpha \cdot v_o^2}{2g}$$

với z là chênh lệch mực nước thượng hạ lưu khi mực nước hạ lưu ngập quá 1/2 chiều cao cửa ra ;

và z là cột nước thượng lưu so với tấm cửa ra nếu mực nước hạ lưu thấp hơn 1/2 chiều cao cửa ra.

Vậy (18) có thể viết thành :

+ Khi $h_n > d/2$:

$$Q = \varphi_c \cdot \omega \sqrt{2g(H_o + iL - h_n)} \quad (19)$$

+ Khi $h_n < d/2$:

$$Q = \varphi_c \cdot \omega \sqrt{2g(H_o + iL - \frac{a}{2})} \quad (20)$$

Trong đó :

$$\varphi_c = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \sum \xi_c + \frac{\lambda \cdot L}{4R}}} = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \sum \xi_c + \frac{2gL}{C^2R}}} \quad (21)$$

Ví dụ XIII-1 :

Tính lưu lượng Q chảy dưới cửa cống phẳng với $H = 2,5m$, $v_o \approx 0$, $a = 0,5$, $h_n = 2m$, $b = 2,8m$, $\varphi = 0,9$.

Giải :

$v_o \approx 0$ dẫn đến $H_o = H$

$$\frac{a}{H} = \frac{0,5}{2,5} = 0,2$$

Tra bảng phụ lục 10 $\varepsilon = 0,62$

$$h_c = \varepsilon \cdot a = 0,62 \times 0,5 = 0,31m$$

$$h''_c = \tau_c \cdot H = 0,534 \times 2,5 = 1,335m$$

$h_c < h_n$ cống ở trạng thái chảy ngập

$$Q = \varphi \cdot \varepsilon \cdot a \cdot b \sqrt{2g(H - h_z)}$$

$$h_z = \sqrt{h_n^2 - M \left(H_o - \frac{M}{4} \right)} + \frac{M}{2}$$

$$M = 4 \varepsilon^2 \varphi^2 a^2 \cdot \frac{h_n - h_c}{h_c \cdot h_n} = 4 \times 0,62^2 \times 0,9^2 \cdot 0,5^2 \frac{2 - 0,31}{2 \times 31} = 0,85$$

$$h_z = \sqrt{2^2 - 0,85 \left(2,5 - \frac{0,85}{4} \right)} + \frac{0,85}{2}$$

$$= \sqrt{4 - 1,944} + 0,425 = 1,86m$$

$$Q = \varepsilon \cdot \varphi \cdot a \cdot b \sqrt{2g(H - h_z)}$$

$$= 0,62 \times 0,9 \times 0,5 \times 2,8 \times 4,43 \sqrt{2,5 - 1,86} = 2,76 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Ví dụ XIII-2 :

Tính độ cao mở cống a để tháo lưu lượng $2,25 \text{ m}^3/\text{s}$ dưới cửa cống phẳng lộ thiên với $H_0 = 2,5\text{m}$, $b = 4,5\text{m}$, $h_n = 2\text{m}$, $\varphi = 0,95$.

Giải :

Xác định chế độ chảy

$$F(\tau_c) = \frac{q}{\varphi \cdot H_0^{3/2}} = \frac{2,25}{4,5 \times 0,95 \cdot (2,5)^{3/2}} = 0,133$$

$$\tau_c = 0,035$$

$$\tau'_c = 0,31 \quad h''_c = H_0 \cdot \tau'_c = 0,31 \times 2,5 = 0,775$$

$h''_c < h_n$ vậy cống chảy ngập.

Vậy
$$h_c = \varepsilon \cdot a = \frac{Q}{\varphi \cdot b \sqrt{2g(H_0 - h_z)}}$$

Ta phải tính h_z theo công thức :

$$h_z^2 + A \sqrt{H_0 - h_z} - B = 0$$

$$A = 2 \sqrt{\frac{2}{g}} \times \alpha \varphi q = 2 \sqrt{\frac{2}{9,81}} \times 1 \times 0,95 \times \frac{2,25}{4,5} = 0,42 \text{ m}^{3/2}$$

$$B = h_n^2 + \frac{2\alpha_0 q^2}{gh_n} = 2^2 + \frac{2 \times 1 \times 2,25^2}{9,81 \times 2 \times 4,5^2}$$

$$= 4,025 \text{ m}^2$$

Thay vào phương trình trên giải ra được

$$h_z = 1,95$$

$$h_c = \varepsilon \cdot a = \frac{2,25}{0,95 \times 4,5 \times 4,43 \sqrt{2,5 - 1,95}} = 0,16$$

$$\tau_c = \frac{h_c}{H} = \frac{\varepsilon \cdot a}{H} = \frac{0,16}{2,5} = 0,064$$

Tra bảng phụ lục 10 được $\frac{a}{H} = 0,1$

Vậy
$$a = 0,1H = 0,1 \times 2,5 = 0,25\text{m}$$

Ví dụ XIII-3 :

Tính độ sâu H trước cống phẳng lộ thiên với $b = 5,0\text{m}$, $a = 0,8\text{m}$. Biết lưu lượng $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$, $h_n = 2\text{m}$, $\varphi = 0,95$.

Giải :

Xác định chế độ chảy

Giả thiết $\varepsilon = 0,625$

$$h_c = \varepsilon \cdot a = 0,625 \cdot 0,8 = 0,5\text{m}$$

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{10}{5} = 2 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$h''_c = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \frac{\alpha q^2}{g h_c^3}} - 1 \right]$$

$$= \frac{0,5}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \frac{2^2}{9,81 \cdot 0,5^3}} - 1 \right] = 1,04\text{m}$$

$h''_c > h_n$ - chảy ngập sau cống.

$$Q = \varepsilon \varphi \cdot a \cdot b \sqrt{2g(H_0 - h_z)}$$

$$H_0 = \frac{q^2}{\varphi^2 \varepsilon^2 a^2 2g} - h_z$$

$$h_z = \sqrt{h_n - \frac{2\alpha_0 \cdot q^2}{g} \times \frac{h_n - h_c}{h_n \cdot h_c}}$$

$$= \sqrt{2 - \frac{2 \times 2^2}{9,81} \cdot \frac{2 - 0,5}{2 \times 0,5}} = 1,67\text{m}$$

$$H_0 = \frac{2^2}{0,95^2 \times 0,625^2 \times 0,8^2 \times 19,62} - 1,67$$

$$= 2,57\text{m}$$

Tính lại để kiểm tra giả thiết $\varepsilon = 0,625$.

$$\frac{a}{H} \approx \frac{a}{H_0} = \frac{0,8}{2,57} = 0,31$$

Tra bảng phụ lục 10 có $\varepsilon = 0,626$.

Như vậy $\varepsilon_{tt} \approx \varepsilon_{gt}$

$$H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$$

$$H = H_0 - \frac{\alpha v_0^2}{2g} = 2,57 - \frac{Q^2}{(b H_0)^2 \cdot 2g}$$

$$= 2,54\text{m}$$

Ví dụ XIII-4 :

Cống lấy nước dưới đập mặt cắt chữ nhật có $b = 12\text{m}$, $d = 1,6\text{m}$, dài 60m bằng bê tông có hệ số nhám $n = 0,014$, đáy nằm ngang, cột nước thượng lưu $H = 8\text{m}$. Xác định chế độ chảy và tính lưu lượng khi mở hoàn toàn $a = d$, $h_n = 1,4\text{m}$.

Giải :

Xác định chế độ chảy trong cống :

- Cần xác định trạng thái chuyển động của nước trong cống - tức quan hệ giữa d , h_k .

- So sánh l_d và l

l_d : Chiều dài đoạn nước dâng $h = h_c$ đến $h = d$

l : Chiều dài cống

Giả thiết dòng chảy trong cống là bán áp

$$Q = \varphi \cdot a \cdot b \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_c)}$$

$$\frac{a}{H} = \frac{1,6}{8} = 0,2$$

Theo bảng phụ lục 10 có:

$$\varepsilon = 0,62, h_c = \varepsilon \cdot a = 0,62 \times 1,6 = 0,992\text{m}$$

Giả thiết dòng chảy trong cống là nửa áp không ngập

$$Q = \varphi \cdot \varepsilon \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_c)} = 0,95 \cdot 0,62 \cdot 1,6 \times 1,2 \sqrt{19,62(8 - 0,992)}$$

$$= 13,26 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q = \frac{13,26}{1,2} = 11,05 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{11,05^2}{9,81}} = 2,3\text{m}$$

$$h_k > d > h_n$$

Xác định chiều dài đoạn nước dâng từ $h = h_c$ đến $h = d$

$$l_{cd} = \frac{\Delta \vartheta}{i - j} = \frac{\vartheta_d - \vartheta_c}{i - J}$$

$$\vartheta_d = d + \frac{\alpha q^2}{d^2 \cdot 2g} = 1,6 + \frac{(11,05)^2}{(1,6)^2 \cdot 19,62} = 4\text{m}$$

$$\vartheta_c = h_c + \frac{q^2}{h_c^2 \cdot 2g} = 0,992 + \frac{11,05^2}{(0,992)^2 \cdot 19,62} = 7,28\text{m}$$

$$\bar{J} = \frac{J_c + J_d}{2}$$

$$(C\sqrt{R})_d = 71,43$$

$$(C\sqrt{R})_c = 94,92$$

$$J_c = \frac{V_c^2}{(C\sqrt{R})_c^2} = 0,024$$

$$J_d = \frac{V_d^2}{(C\sqrt{R})_d^2} = 0,0055$$

$$\bar{J} = \frac{0,0055 + 0,024}{2} = 0,0147$$

$$l_{cd} = \frac{4 - 7,28}{-0,0147} = 223\text{m}$$

$l_{cd} > l$ dẫn đến $h_r < d$ chiều sâu dòng chảy cuối cùng chưa chạm trần cống. Như vậy điều giả thiết đầu : Dòng chảy bán áp trong cống là đúng.

Ví dụ XIII-5 :

Cống lấy nước qua thân đập đất mặt cắt tròn, đường kính $d = 1,5\text{m}$, dài $l = 50\text{m}$ (kể từ cửa cống đến cửa ra), $n = 0,014$, đáy nằm ngang $i = 0$. Tính lưu lượng Q khi mở cống hoàn toàn. $H = 10\text{m}$, $h_n = 1$. Chế độ chảy cho biết là nửa áp.

Giải :
$$Q = \varphi \cdot \omega_c \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_c)}$$

$h_c = \varepsilon \cdot a$ lấy theo hình chữ nhật $H_0 = 10\text{m}$, $a = d = 1,5\text{m}$.

$$\frac{a}{H_0} = \frac{1,5}{10} = 0,15$$

Theo bảng phụ lục 10 : $\varepsilon = 0,618$

$$h_c = \varepsilon \cdot a = 0,618 \times 1,5 = 0,927\text{m}$$

$$S_c = \frac{h_c}{d} = \frac{0,927}{1,5} = 0,618$$

Tra bảng phụ lục 11

$$\bar{\omega} = \frac{\omega_c}{d^2} = 0,51$$

$$\omega_c = \bar{\omega} \cdot d^2 = 0,51 \cdot 1,5^2 = 1,15\text{m}^2$$

$$Q = \varphi \omega_c \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_c)}$$

$$= 0,95 \cdot 1,15 \cdot 4,43 \sqrt{(10 - 0,907)} = 14,73 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ví dụ XIII-6 :

Cống ngầm dưới đập mặt cắt chữ nhật rộng $b = 2\text{m}$, cao $d = 2,4\text{m}$, nền cống có $i = 0$. Cống bằng bê tông $n = 0,014$, $H = 10\text{m}$. Cống mở hoàn toàn. Chế độ chảy trong cống có áp, $L = 60\text{m}$. Xác định lưu lượng qua cống.

Giải :

$$Q = \varphi_c \omega \sqrt{2g(H_0 + iL) - h_n}$$

$$\varphi_c = \frac{1}{\sqrt{\zeta_r + \zeta_{ch} \zeta_{dm} + \frac{2gL}{C^2 \cdot R}}}$$

Với $\zeta_r = 1$, $\zeta_{ch} + \zeta_{dm} = 0,5$; $R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{9,6}{4,8} = 0,5\text{m}$

$$C\sqrt{R} = 46$$

$$\varphi_c = \frac{1}{\sqrt{1 + 0,5 + \frac{9,81 \times 2 \times 60}{46^2}}} = 0,75$$

$$Q = 0,75 \cdot 4,8 \times 4,43 \times \sqrt{10 - 2,6} = 43,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ví dụ XIII-7 :

Cống tròn dưới đập có đường kính $d = 2\text{m}$, $n = 0,014$, chiều dài cống $L = 60\text{m}$, $i = 0$. Tính độ mở cống khi $Q = 14 \text{ m}^3/\text{s}$, $H = 8\text{m}$, $h_n = 1,2\text{m}$. Xác định độ mở a .

Giải :

Trước hết giả thiết chảy bán áp không ngập, lưu lượng tính theo công thức :

$$A = \varphi \omega_c \sqrt{2g(H_0 - h_c)}$$

$$\omega_c \sqrt{2g(H_0 - h_c)} = \frac{Q}{\varphi \sqrt{2g}} = \frac{14}{0,95 \times 4,43} = 3,33$$

$s = \frac{h}{d}$ với độ sâu h_c ta có :

$$s_c = \frac{h_c}{d} \rightarrow h_c = s_c \cdot d ;$$

Giải bằng phương pháp thử dần

$$\omega_c \cdot \sqrt{H_0 - h_c} = 3,33$$

thay $\omega_c = \bar{\omega} \cdot d^2$

$$h_c = s_c \cdot d$$

$$\bar{\omega} \cdot d^2 \sqrt{H_0 - s_c \cdot d} = 3,33$$

Giải ra ta được $h_c \approx 0,84\text{m}$

Giả thiết $\varepsilon = 0,62$

$$a = \frac{h_c}{\varepsilon} = \frac{0,84}{0,62} = 1,35\text{m}$$

Tính lại $\frac{a}{H} = \frac{1,35}{8} = 0,17$, tra bảng phụ lục 10 ta có $\varepsilon = 0,62$. Như vậy giả thiết $\varepsilon = 0,62$ là hợp lí.

$$a = 1,35\text{m}$$

Xét lại trạng thái chảy.

Giả thiết đường nước dâng c_0 . Xác định chiều dài $l_k = l_{cd}$ từ $h = h_k$ đến $h = d$.

$$l_{cd} = \frac{\Delta \vartheta}{i - J}$$

$$\Delta \vartheta = \vartheta_d - \vartheta_c$$

$$\vartheta_d = h_d + \frac{\alpha V_d^2}{2g} = 2 + 1 = 3\text{m}$$

$$\vartheta_c = h_c + \frac{\alpha V_c^2}{2g} \approx 0,84 + 6,39 = 7,23\text{m}$$

$$\bar{J} = \frac{J_c + J_d}{2}$$

$J_c = \frac{v_c^2}{C^2 R} = \frac{Q^2}{K_c^2}$. K_c tính cho kênh kín như trong chương VIII - dòng chảy đều không áp trong kênh (Thủy lực tập I). Khi $h = d$; $K_o = 138.10^3$ l/s.

$K_c = a.K_o$; tra đồ thị $a = f\left(\frac{h_c}{d}\right)$ cho ống tròn (trang 162 TL I) $a = 0,35$.

$$K_c = 0,35.138.10^3 = 48,3.10^3 \text{ l/s}$$

Có K_c , tính

$$(C\sqrt{R})_c = \frac{K_c}{\omega_c} = \frac{48,3}{1,25} = 38,64.$$

$$J_c = \frac{V_c^2}{(C\sqrt{R})_c^2} = \frac{125}{1493} = 0,084$$

$$J_D = \frac{Q^2}{K_o^2} = \frac{14^2}{(138)^2} = 0,0103$$

$$\bar{J} = \frac{0,084 + 0,0103}{2} = 0,047$$

$$l_{cd} = \frac{3 - 7,23}{-0,047} = 90\text{m} > L$$

$l_{cd} > L$ như vậy chiều sâu dòng chảy trong cống h_1 từ cc đến cuối ống $h_1 < d$ dòng chảy trong cống là bán áp. Giả thiết ban đầu là đúng.

Ví dụ XIII-8 :

Cống tròn dưới đê dài $L = 160\text{m}$, $d = 1,50\text{m}$, $b = 1,2\text{m}$, $n = 0,014$, $i = 0$. Xác định hình thức chảy và chiều cao cột nước H_o trước cống khi mở van hoàn toàn $Q = 8 \text{ m}^3/\text{s}$, $h_n = 2\text{m}$.

Giải : $h_n > d$ sẽ là chảy ngập nếu $h_r > d$, $q = \frac{Q}{b} = \frac{8}{1,2} = 6,67 \text{ m}^2/\text{s}$.

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{6,67^2}{9,81}} = 2,13 > d.$$

Giả thiết $\varepsilon = 0,62 \rightarrow h_c = \varepsilon.a = 0,62.1,5 = 0,93\text{m}$. Xác định chiều dài đoạn nước dâng c_o từ cc đến $h = h_d = d$.

$$l_{cd} = \frac{\Delta \vartheta}{i - \bar{J}} = \frac{\vartheta_d - \vartheta_c}{i - \bar{J}}; \quad \vartheta_c = h_c + \frac{\alpha V_c^2}{2g}$$

$$= 0,93 + 2,62 = 3,55\text{m}$$

$$\vartheta_d = h_d + \frac{\alpha v_d^2}{2g} = 1,5 + 1,45 = 2,95\text{m}$$

$$\bar{J} = \frac{J_c + J_d}{2}$$

$$J_c = \frac{v_c^2}{(C^2R)_c} = \frac{44,5}{2624} = 0,017 ;$$

$$J_d = \frac{v_d^2}{(C^2R)_d} = \frac{28,4}{(91,3)^2} = 0,003$$

$$\bar{J} = \frac{0,017 + 0,003}{2} = 0,01$$

$$l_{cd} = \frac{2,95 - 3,55}{-0,01} = 60\text{m}$$

$l_{cd} < L$ dòng chảy trong cống là chảy ngập khi $h_n > d$

$$Q = \varphi_c \cdot \omega \sqrt{2g(H_o - h_n)}$$

$$\varphi_c = \frac{1}{\sqrt{\Sigma \xi_c + \frac{2gL}{C^2R}}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 0,5 \frac{2 \times 9,81 \cdot 100}{(91,3)^2}}} = 0,75$$

$$H_o - h_n = \frac{Q^2}{\varphi^2 \cdot \omega^2 \cdot 2g} = \frac{64}{0,503 \cdot 3,24 \cdot 19,62} = 1,76\text{m}$$

$$H_o = 1,76 + h_n = 3,76\text{m}$$

Ví dụ XIII-9 : Xác định lưu lượng Q chảy dưới của cống phẳng $H = 2\text{m}$, $v_o = 0,75 \text{ m/s}$, $a = 0,7\text{m}$, $b = 3\text{m}$, $\varphi = 0,95$, $h_n = 1,2\text{m}$.

Đáp số : $Q = 7 \text{ m}^3/\text{s}$

Ví dụ XIII-10 : Tính độ cao mở cống a để tháo lưu lượng $Q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$ dưới cửa cống phẳng lộ thiên với $H_o = 4\text{m}$, $b = 3\text{m}$, $h_n = 1,5$, $\varphi = 0,95$.

Đáp số : $a = 0,4\text{m}$

Ví dụ XIII-11 : Cống chữ nhật $b = 4\text{m}$, cửa cống mở cao $a = 0,6\text{m}$, lưu lượng $Q = 8\text{m}^3/\text{s}$. Tính độ sâu trước cống, biết $h_n = 1,5\text{m}$, $\varphi = 0,95$, $B_{II} = 6\text{m}$.

Đáp số : $H = 2,4\text{m}$

Ví dụ XIII-12 : Cống lấy nước dưới đập mặt cắt chữ nhật có $b = 1,2\text{m}$ đáy nằm ngang $i = 0$, $d = 1,6\text{m}$, $b = 250\text{m}$, bằng bê tông $n = 0,014$, lưu lượng $Q = 14,5 \text{ m}^3/\text{s}$ khi mở toàn bộ cống, $H = 10\text{m}$, $h_n = 1,4\text{m}$. Xác định chế độ chảy.

Đáp số : $h_n < d$ - dòng chảy trong cống là nửa áp.

CÔNG TRÌNH NỐI TIẾP

Công trình nối tiếp là những công trình đặc biệt, được xây dựng ở những nơi địa hình có độ dốc lớn để đưa nước từ cao xuống thấp.

Vì vậy công trình nối tiếp được dùng để thay thế những đoạn kênh dẫn không thể xây dựng được với mục đích nối kênh dẫn ở cao trình cao với kênh dẫn ở cao trình thấp.

Các công trình này thường là bậc nước một cấp, bậc nước nhiều cấp và dốc nước.

Cũng có công trình nối tiếp làm nhiệm vụ đưa nước từ kênh dẫn có cao trình cao xuống nơi chứa nước dưới thấp như hồ, khe, sông, bằng cách phun ra ngoài không khí và được gọi là máng phun.

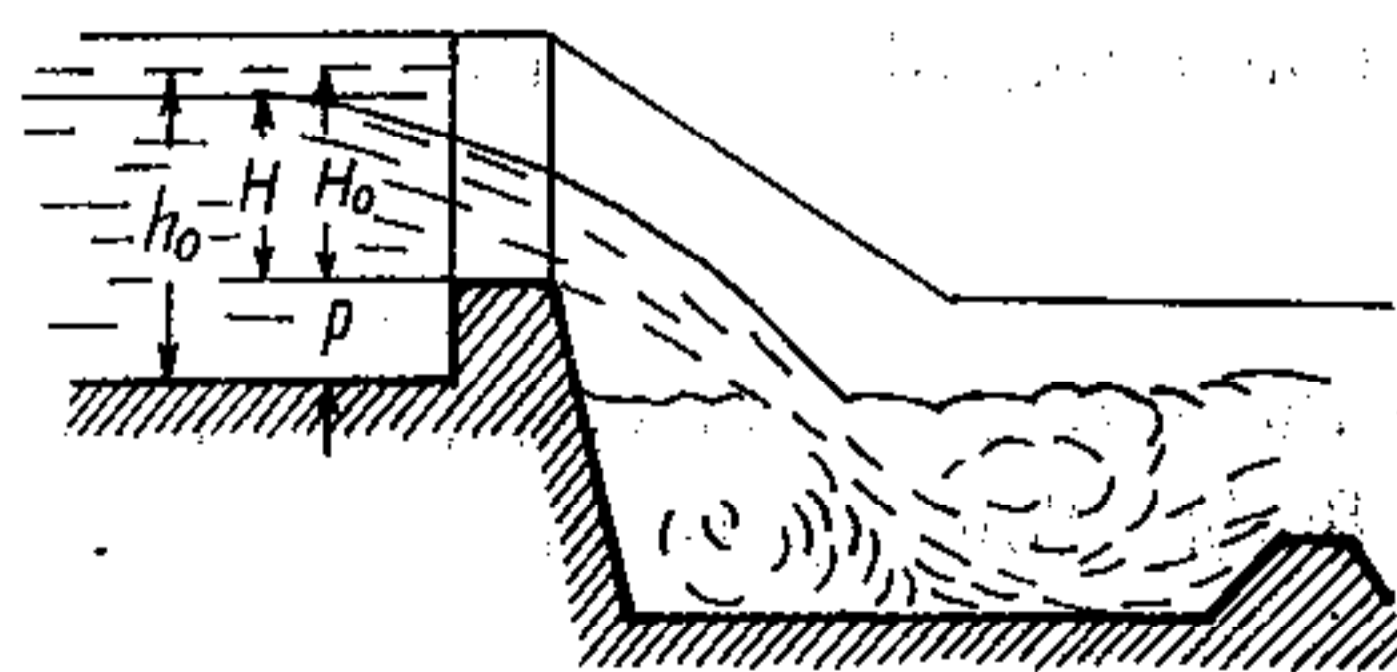
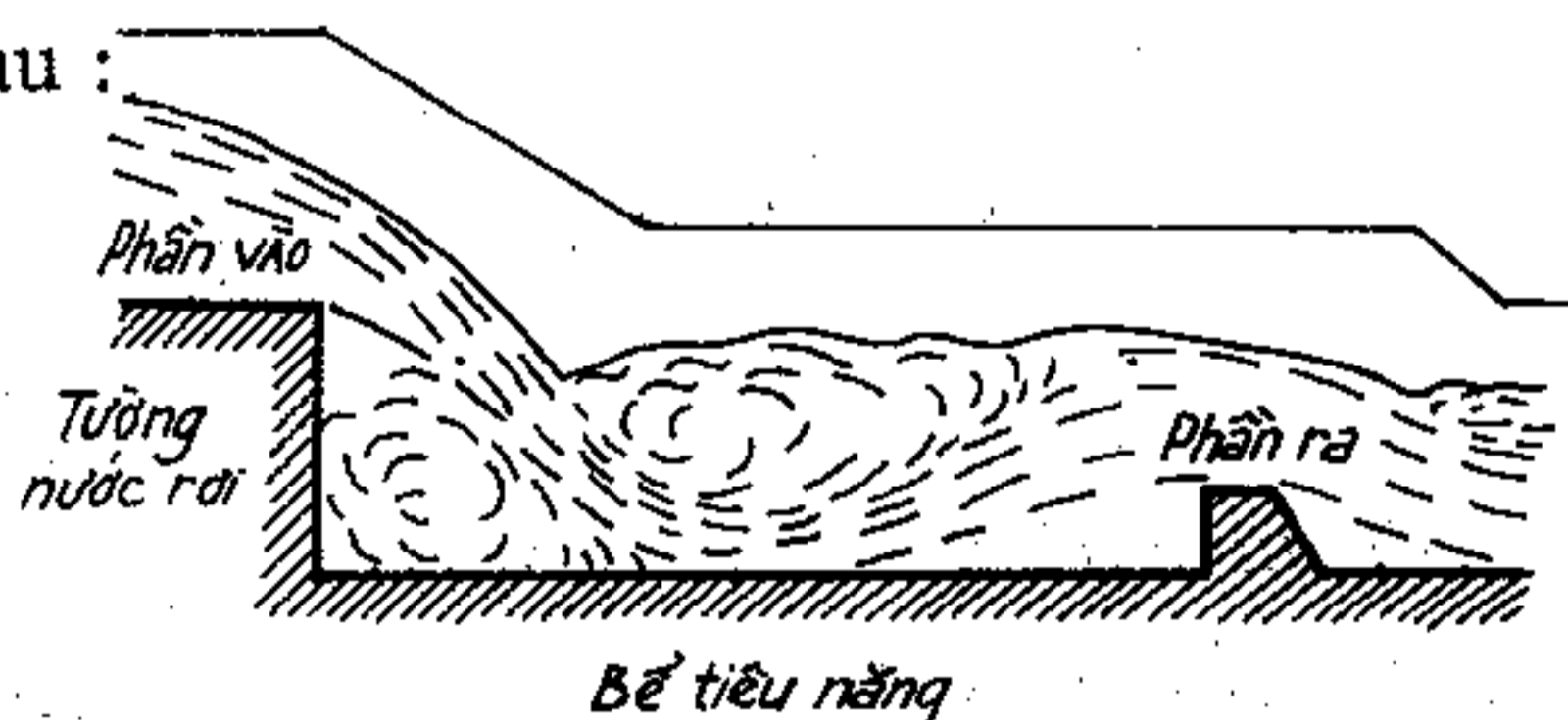
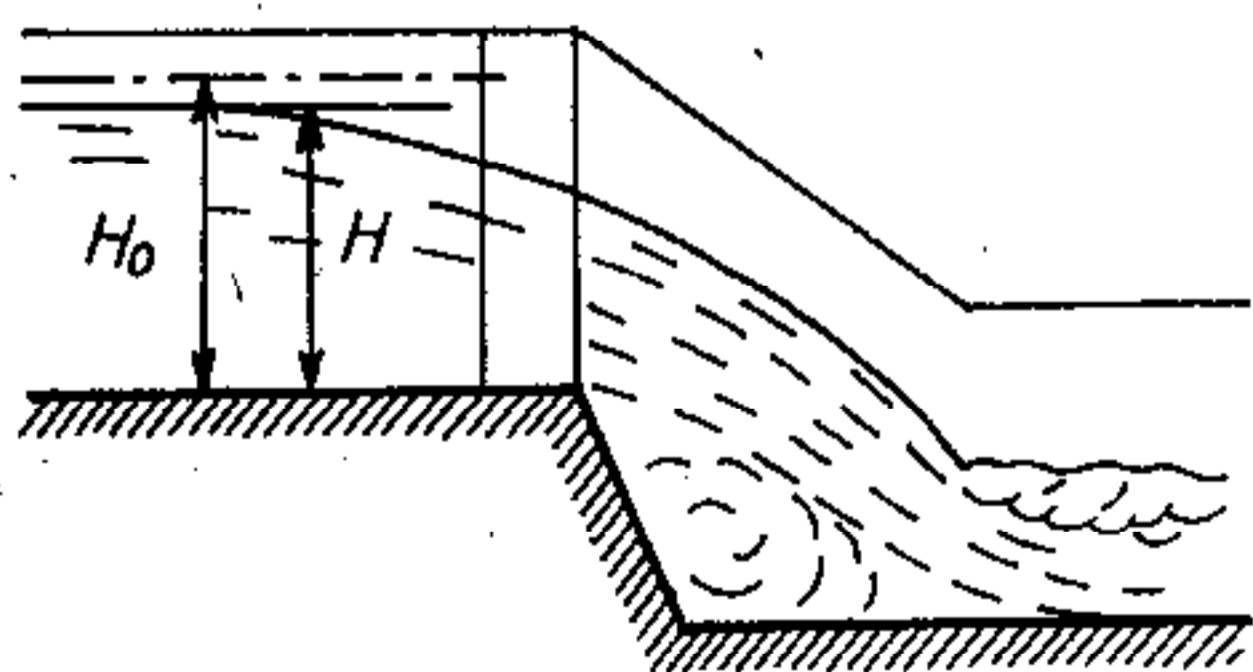
§XIV-1. TÍNH TOÁN THỦY LỰC BẬC NƯỚC MỘT CẤP

Bậc nước một cấp gồm các bộ phận sau :

- + Cửa vào
- + Sân bậc
- + Phần ra

1. Tính toán cửa vào

Trong thực tế cửa vào của bậc nước thường là đập tràn đỉnh rộng hay đập tràn thực dụng

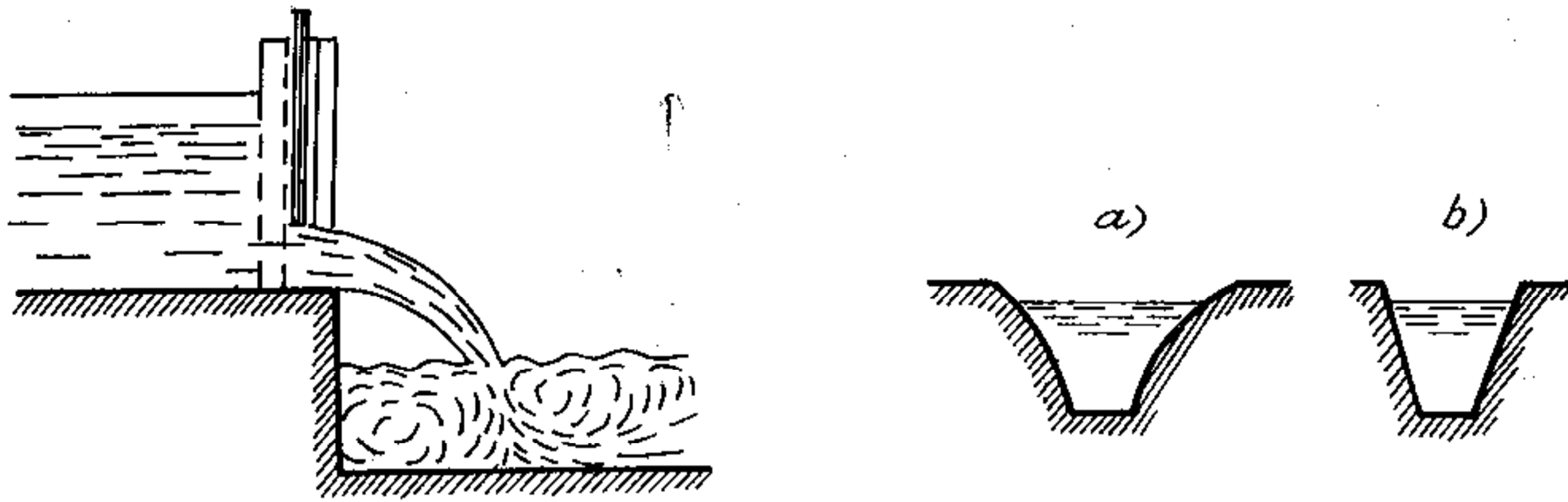


Lúc lưu lượng chảy qua bậc nước không thay đổi nhiều lắm, người ta thường làm đập tràn hình chữ nhật có cao trình đỉnh đập bằng hoặc cao hơn cao trình đáy kênh.

Nhược điểm của cửa vào hình chữ nhật là không thể điều tiết mực nước trong kênh thượng lưu được. Trường hợp này phải điều tiết bằng cửa van đặt ở cửa vào.

Muốn có đập tràn tự điều tiết, mặt tràn phải có hình cong hay hình thang.

Loại đập tràn hình thang đơn giản nhưng cũng làm được nhiệm vụ điều tiết nên được ứng dụng rộng rãi. Loại này được gọi là đập tràn khe hở.



Bài toán về cửa vào bậc nước là :

+ Xác định chiều rộng cần thiết của đập tràn để thoát qua lưu lượng cho trước và cũng để bảo đảm mực nước thượng lưu theo yêu cầu.

Nếu cửa vào bậc nước không có ngưỡng ($P = 0$) thì thường có tường hai bên để thu hẹp mặt cắt so với kênh dẫn vào.

Nếu chiều dày δ của tường bên, hoặc chiều dày của ngưỡng là $\delta \geq (2 \div 3)H$ thì cửa vào tường làm việc như đập tràn đỉnh rộng.

Nếu $\delta < (2 \div 3)H$ thì cửa vào làm việc như đập tràn thực dụng

Công thức tính lưu lượng qua cửa vào là công thức tính đập tràn :

$$Q = \sigma \cdot \varepsilon \cdot m \cdot b_{tb} \sqrt{2g} H_o^{3/2} \quad (1)$$

Trong đó :

m - hệ số lưu lượng của đập tràn ;

ε - hệ số co hẹp ;

σ - hệ số ngập của đập tràn ;

b_{tb} - chiều rộng trung bình của cửa vào bậc nước ;

H_o - cột nước trên đỉnh đập tràn có tính đến ảnh hưởng của vận tốc đến gần.

Khi $Q = \text{const}$ và dòng chảy trong kênh là chảy đều thì chiều rộng cửa vào b_{tb} phải chọn sao cho chiều sâu trước đập tràn là $h = h_o$.

Mục đích của việc chọn trên là để bảo đảm cho dòng chảy qua cửa là bình thường, không tạo nên nước dâng hay nước hạ ở kênh dẫn thượng lưu.

Như vậy cột nước trước cửa khi không có ngưỡng là :

$$H = h = h_o \quad (2)$$

và khi có ngưỡng với chiều cao P thì :

$$H + P = h = h_o \quad (3)$$

Trong thực tế lưu lượng trong kênh thường thay đổi luôn cho nên việc xây dựng bậc nước sẽ tạo nên chế độ chảy không đều.

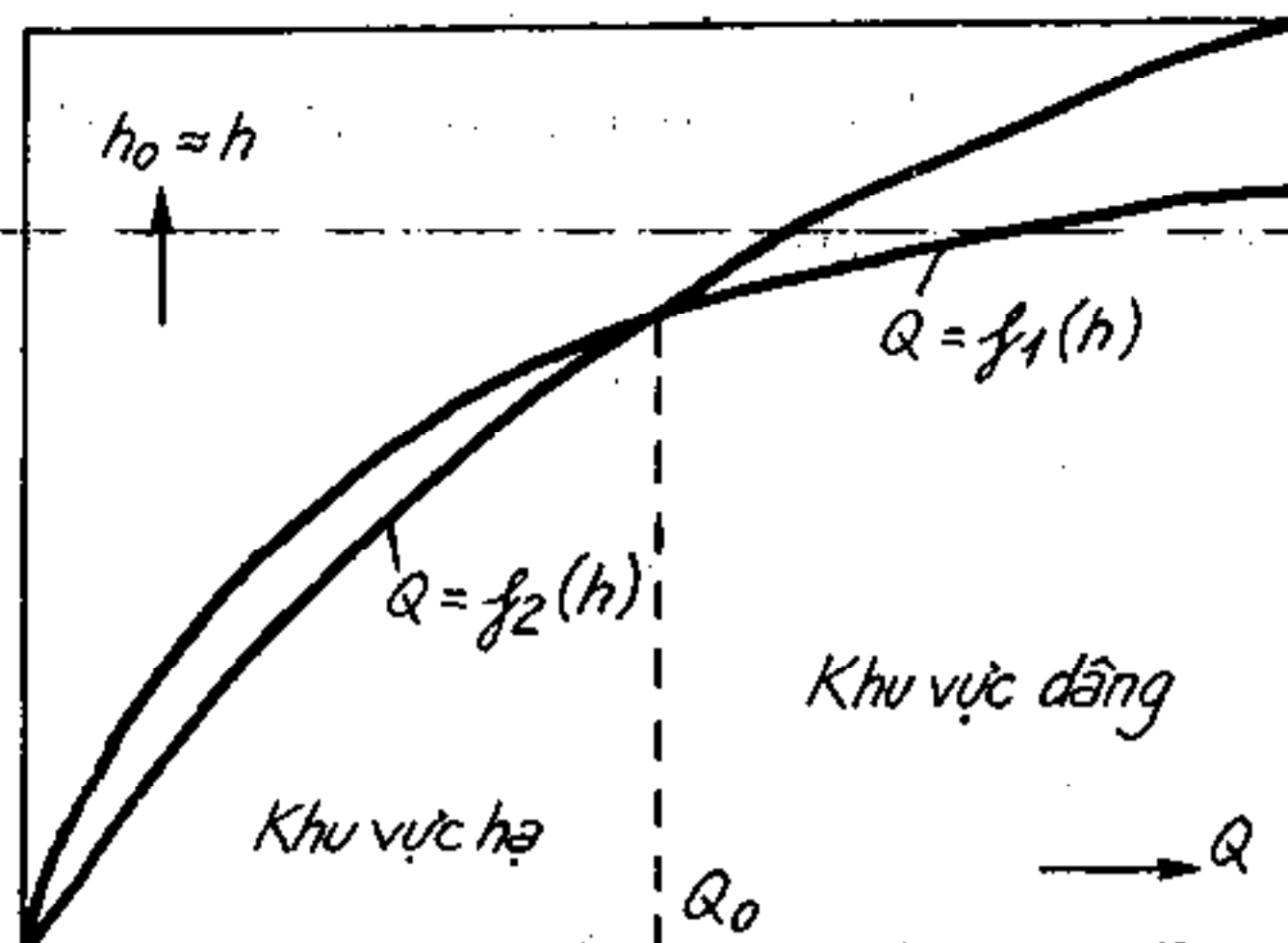
Vì vậy muốn có điều kiện :

$$h = h_o$$

để có dòng chảy trước đập là dòng chảy đều thì phải có Q_0 vừa ứng với dòng đều và không đều.

Muốn thế trong dòng chảy đều trong kênh ta vẽ đường quan hệ $Q = f_1(h_0)$ và đối với dòng chảy qua đập tràn ta vẽ đường quan hệ $Q = f_2(h)$.

Hai đường này cắt nhau tại 1 điểm ứng với lưu lượng Q_0 .

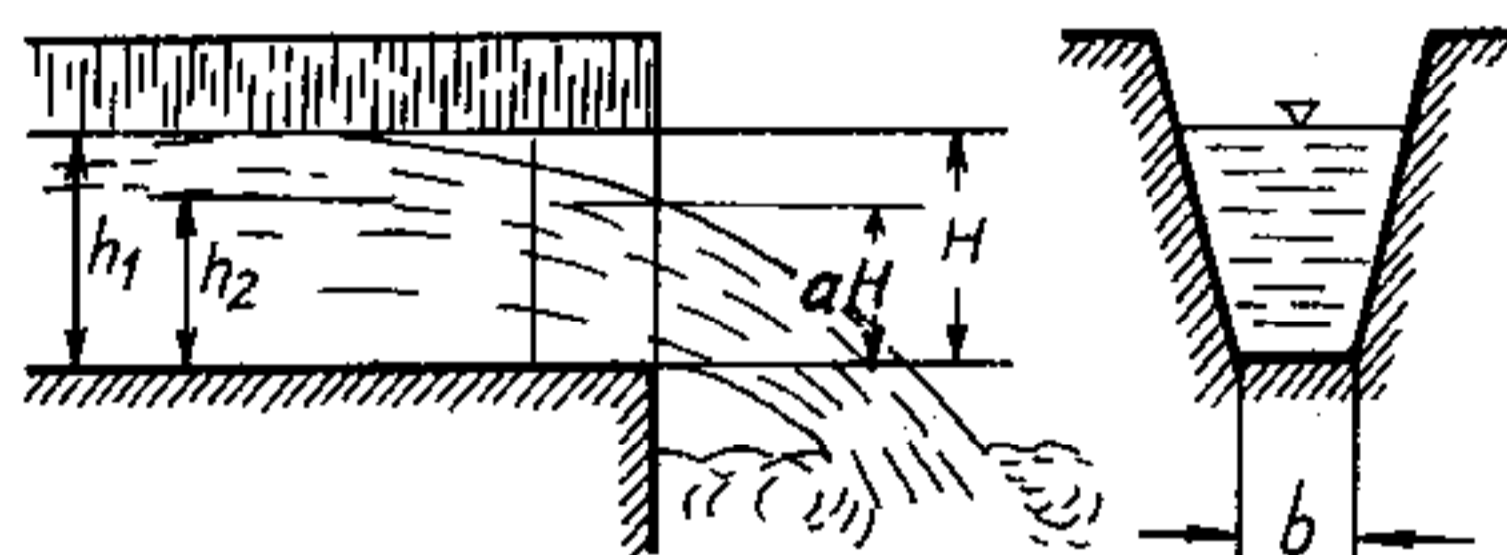


Nếu $Q < Q_0$ thì $h < h_0$ và dòng chảy trong kênh trở thành dòng không đều, trước đập - đường nước hạ. Vận tốc gần cửa vào sẽ tăng lên có thể gây xói lở trước công trình.

Ngược lại $Q > Q_0$ thì $h > h_0$ - vẫn là dòng không đều - đường nước dâng. Vận tốc trước cửa vào giảm đi có thể gây bồi lắng trước công trình.

Để tránh hiện tượng xói lở và bồi lắng cần tạo ra chế độ chảy đều trong kênh dẫn với bất kì lưu lượng nào dưới một hình thức cửa vào thích hợp. Cũng có thể dùng cửa van để điều tiết mực nước bằng cửa van trước bậc để có độ sâu trước đập gần bằng độ sâu chảy đều trong kênh.

Tốt nhất là dùng đập tràn hình thang. Muốn thế 2 đường $Q = f_2(h)$ và $Q = f_1(h_0)$ phải gần nhau.



Ta phải xác định chiều rộng b' và hệ số mái dốc m' của đập tràn hình thang. Q_1, Q_2 thoát qua bậc nước là 2 lưu lượng tính toán, tương ứng với h_1, h_2 .

Nếu đập tràn không có ngưỡng thì phải có điều kiện :

$$h_1 = H_1 \text{ và } h_2 = H_2$$

Cột nước trên đỉnh đập hình thang là aH (a là hệ số tỉ lệ), như vậy chiều rộng trung bình của mặt cắt ướt dòng chảy qua đập tràn là :

$$b_{tb} = b' + m'.a.H \quad (4)$$

Đây là chiều rộng làm việc của đập hình thang, do đó công thức tính toán đập hình thang chảy không ngập là :

$$Q = \varepsilon . m . b_{tb} \sqrt{2g} H_o^{3/2} \quad (5)$$

2 lưu lượng tính toán sẽ là :

$$Q_1 = \varepsilon . m . b_{tb} \sqrt{2g} H_{o1}^{3/2} \quad (6)$$

$$Q_2 = \sigma \varepsilon . m . b_{tb} \sqrt{2g} H_{o2}^{3/2} \quad (7)$$

Giải 2 phương trình (6) và (7) ta được :

$$b_{tb1} = \frac{A_1}{\varepsilon}$$

$$b_{tb2} = \frac{A_2}{\varepsilon} \quad (8)$$

trong đó :

$$A_1 = \frac{Q_1}{m \sqrt{2g} H_{o1}^{3/2}}$$

$$A_2 = \frac{Q_2}{m \sqrt{2g} H_{o2}^{3/2}} \quad (9)$$

Các đại lượng A_1, A_2 là các đại lượng biết trước.

So sánh (4) với (8) ta có :

$$b_{tb1} = b' + m'.a.H_1 = \frac{A_1}{\varepsilon} \quad (10)$$

$$b_{tb2} = b' + m'.a.H_2 = \frac{A_2}{\varepsilon} \quad (11)$$

Giải hệ thống 2 phương trình (10) và (11) ta được :

$$m' = \frac{A_1 - A_2}{\varepsilon . a (H_1 - H_2)} \quad (12)$$

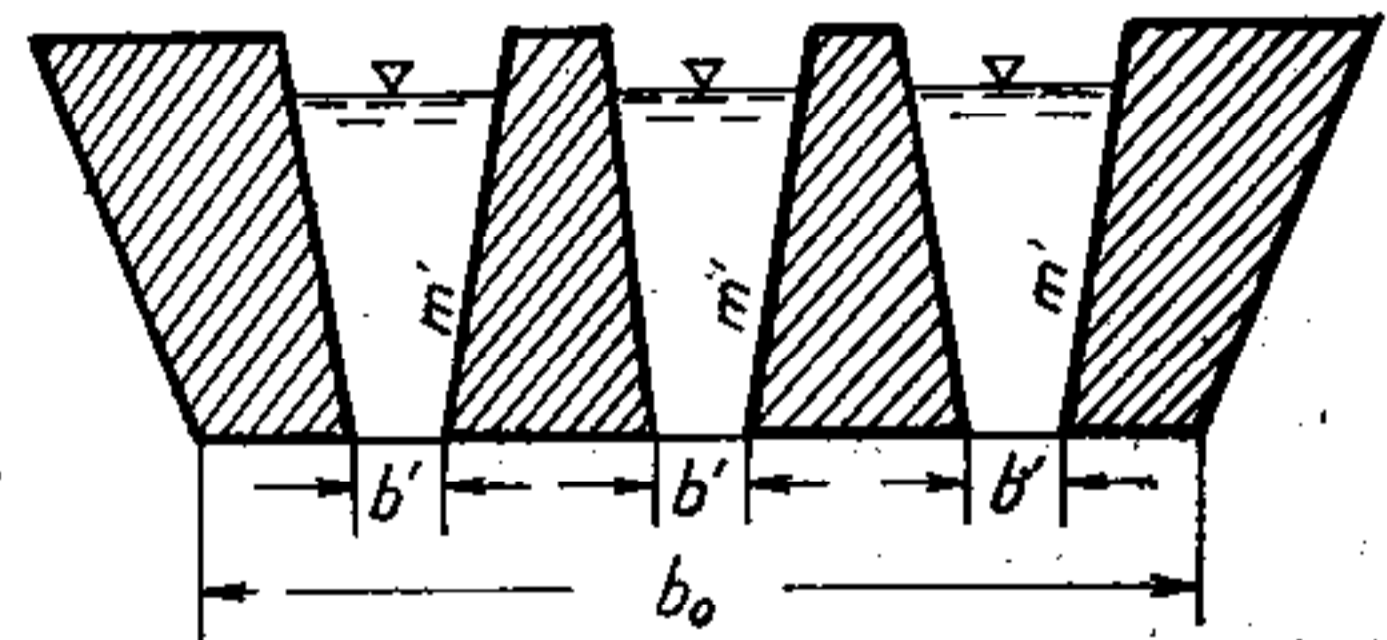
$$b' = \frac{H_1 . A_2 - H_2 . A_1}{\varepsilon (H_2 - H_1)} \quad (13)$$

m' và b' theo (12) và (13) không phụ thuộc vào loại đập.

Nếu $a = 0,8$ và $\varepsilon = 1$ thì (12) và (13) có dạng :

$$m' = 1,25 \frac{A_1 - A_2}{H_1 - H_2} \quad (14)$$

$$b' = \frac{H_1 . A_2 - H_2 . A_1}{H_1 - H_2} \quad (15)$$



Nếu kênh dẫn rộng, thường được chia ra làm nhiều cửa, tránh chảy tập trung để gây ra xói. Số cửa sẽ là :

$$n = \frac{b_0}{(1,25 - 1,5)h_{\max}} \quad (16)$$

Trong đó :

h_{\max} - độ sâu dòng chảy đều ứng với Q_{\max} ;

b_0 - chiều rộng đáy kênh thượng lưu.

Lưu lượng chảy qua mỗi cửa là :

$$Q_{c1} = \frac{Q_1}{n}$$

$$Q_{c2} = \frac{Q_2}{n}$$

Với m' là b' dòng chảy trong kênh dẫn là đều dưới Q_1 và Q_2 , còn dưới các lưu lượng khác dòng chảy sẽ gần với dòng đều.

Muốn thế các Q_1 và Q_2 (ứng với h_1 và h_2) phải được chọn như sau :
 Nếu trong kênh dẫn có h_{\max} (với Q_{\max}) và h_{\min} (với Q_{\min}) thì các độ sâu tính toán h_1 và h_2 có thể lấy :

$$h_1 = h_{\max} - 0,25(h_{\max} - h_{\min}) \quad (17)$$

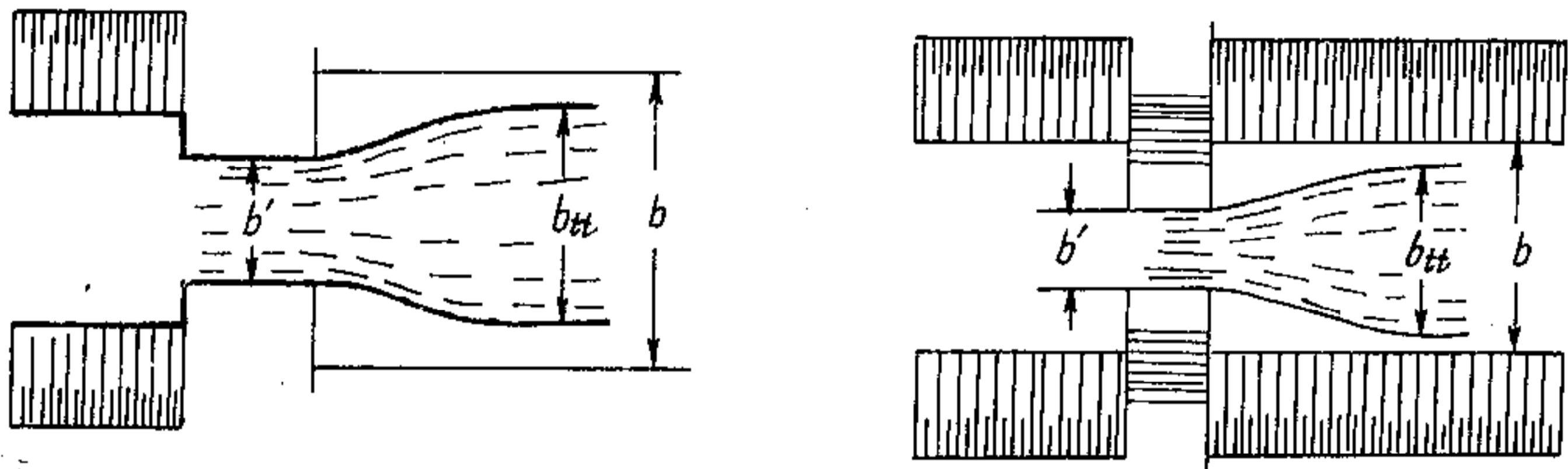
$$h_2 = h_{\min} + 0,25(h_{\max} - h_{\min}) \quad (18)$$

2. Tính toán sân bậc

Sân bậc của bậc nước phải bảo đảm sự nối tiếp ở hạ lưu bằng nước nhảy ngập.

Để có nước nhảy ngập sân bậc thường có bể hoặc tường tiêu năng. Cách tính các kích thước của tường và bể đã được nghiên cứu.

Vì chiều rộng sân bậc thường lớn hơn cửa vào nên dòng chảy ở hạ lưu thường được mở rộng. Đó cũng là đặc điểm của sân bậc cần nghiên cứu.



Khi chiều rộng cửa vào b' nhỏ hơn b thì có thể lấy chiều rộng tính toán b_{tt} bằng :

$$b_{tt} = b' + 0,1.l_1 \quad (19)$$

Trong đó l_1 - chiều dài đoạn nước rơi tính theo các công thức đã có.

Khi cửa vào và sân bậc có mặt cắt hình thang mà $b' < b$ thì có thể xem sân bậc như có dạng hình chữ nhật và xác định chiều rộng tính toán b_{tt} bằng hệ thức :

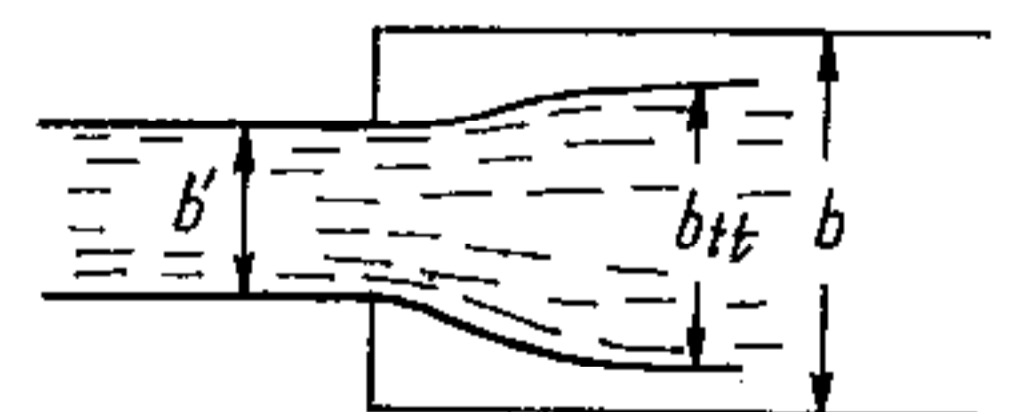
$$b_{tt} = b' + 0,8m'.H + 0,1.l_1 \quad (20)$$

Khi kênh thượng lưu và sân bậc đều có mặt cắt chữ nhật thì :

$$b_{tt} \leq 1,3b' \quad (21)$$

Trong đó b' - chiều rộng đáy kênh thượng lưu.

Nếu $b_{tt} > b$ thì phải lấy b làm chiều rộng tính toán.



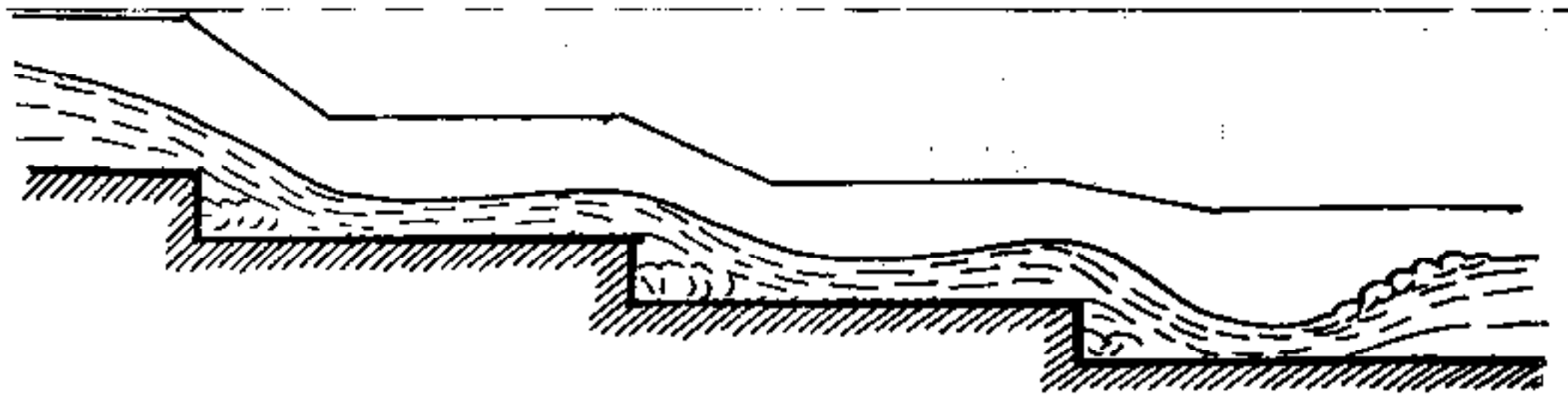
3. Tính toán cửa ra của bậc nước

Cửa ra của bậc nước làm việc tương tự như đập tràn đỉnh rộng hay đập tràn thực dụng. Cách tính toán đã được trình bày.

Nếu mặt cắt cửa ra là hình thang thì phải lấy chiều rộng trung bình xác định theo (4) làm chiều rộng tính toán.

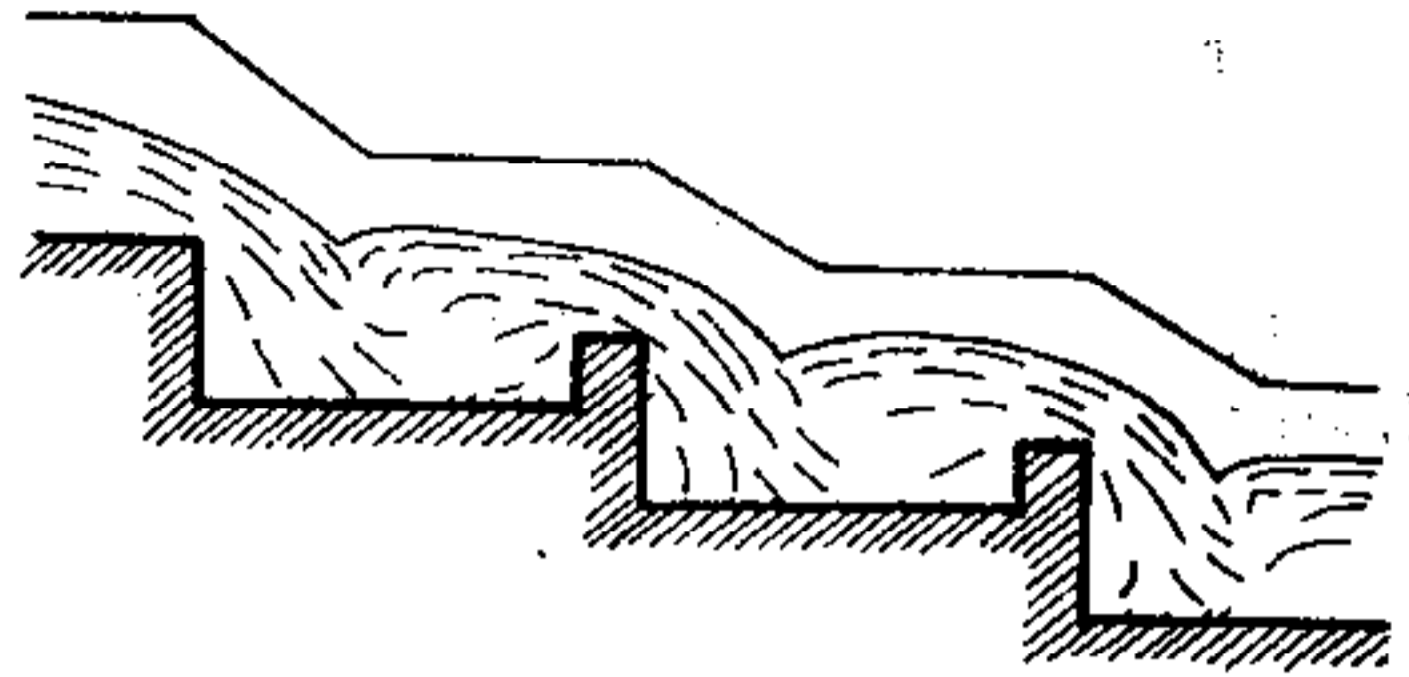
§XIV-2. TÍNH TOÁN THỦY LỰC BẬC NƯỚC NHIỀU CẤP

Khi \sqrt{MNTL} và \sqrt{MNHL} chênh nhau quá lớn, để có được chiều cao nước vừa phải, phải xây dựng bậc nước nhiều cấp.



Bậc nhiều cấp gồm nhiều bậc nước nối tiếp nhau kiểu bậc thang.

Để giảm chiều dài sân bậc có thể xây dựng tường tiêu năng ở cuối mỗi bậc. Bậc nước nhiều cấp gồm nhiều bể tiêu năng nối tiếp nhau kiểu bậc thang.



Cũng có thể dùng độ nhám gia cường để giảm chiều dài của sân bậc.

Tính toán cửa vào, tiêu năng ở sân bậc cuối cùng và cửa ra của bậc nước nhiều cấp hoàn toàn giống như bậc nước một cấp.

Vấn đề cần nghiên cứu còn lại là cách tính toán chiều cao mỗi bậc và tính toán sân bậc.

1. Xác định chiều cao mỗi cấp

Chiều cao mỗi cấp có thể lấy bằng nhau :

$$P_1 = P_2 = P_3 = \dots = P_n = P \quad (22)$$

Do đó chiều cao của mỗi cấp tính bằng :

$$P = \frac{\sqrt{TL} - \sqrt{HL}}{n} \quad (23)$$

Trong đó :

\sqrt{TL} , \sqrt{HL} - cao trình đáy kênh thượng lưu và kênh hạ lưu ;
 n - số cấp.

Cũng có thể xác định chiều cao mỗi cấp từ điều kiện độ chênh mực nước giữa các cấp bằng nhau :

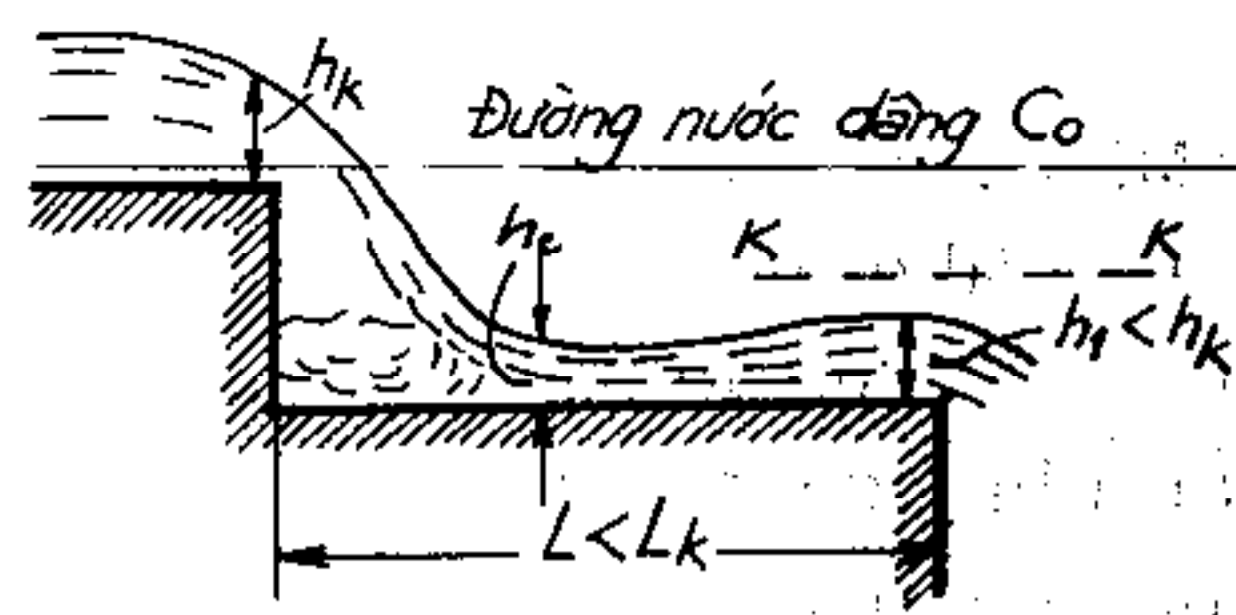
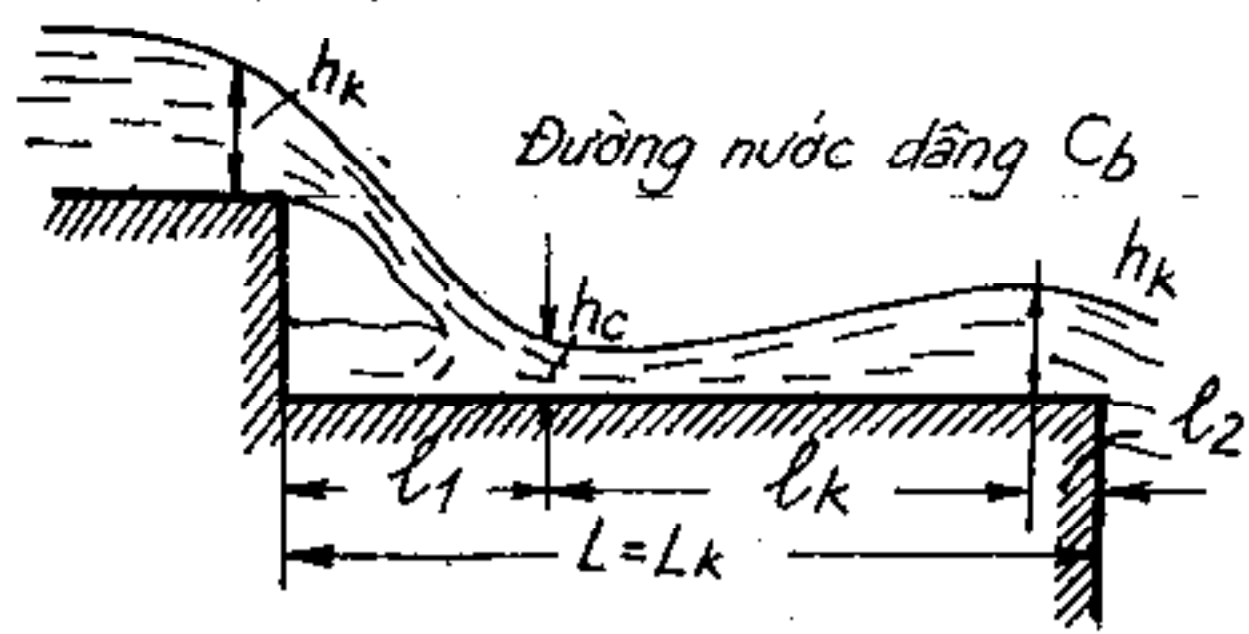
$$z = \frac{\sqrt{TL} - \sqrt{HL}}{n} \quad (24)$$

Trong đó :

\sqrt{TL} , \sqrt{HL} - cao trình mực nước trong kênh thượng và hạ lưu.

2. Tính toán sân bậc

Dòng chảy đổ xuống sân bậc mang theo động năng tương đối lớn, vì thế phải có biện pháp tiêu hao hết năng lượng thừa đó.



Ta xét 2 trường hợp :

+ Sân bậc không có tường tiêu năng.

- Chiều dài sân bậc L_k bằng

$$L_k = l_k + l_1 + l_2 \quad (25)$$

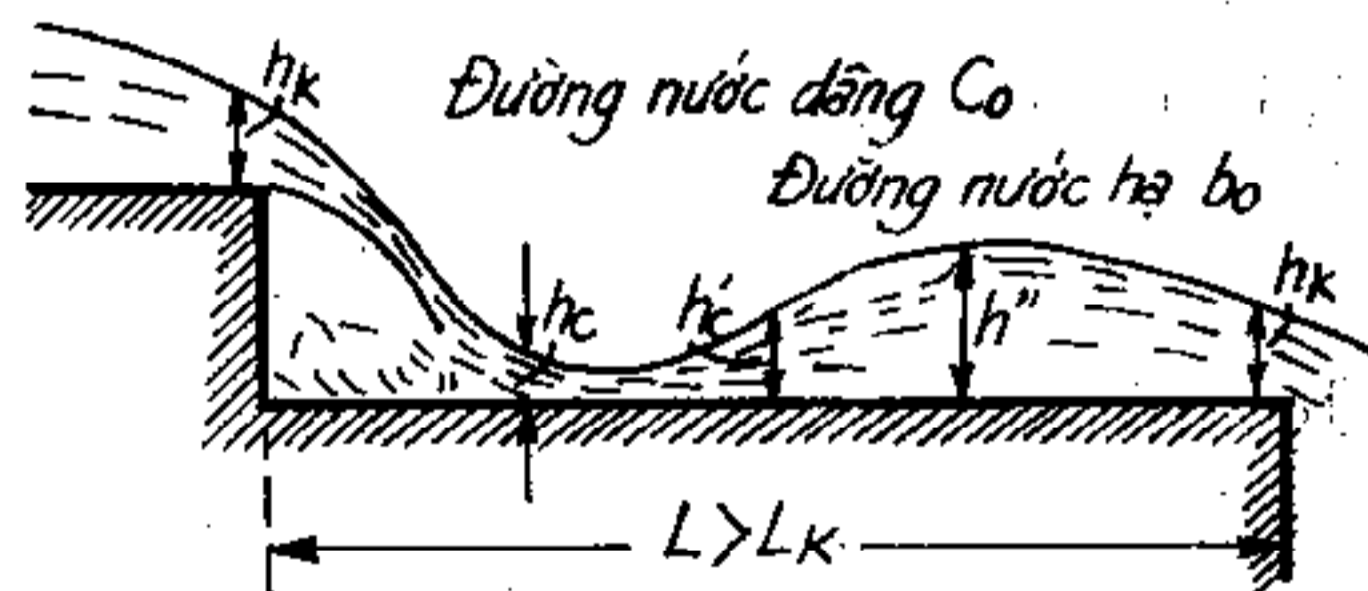
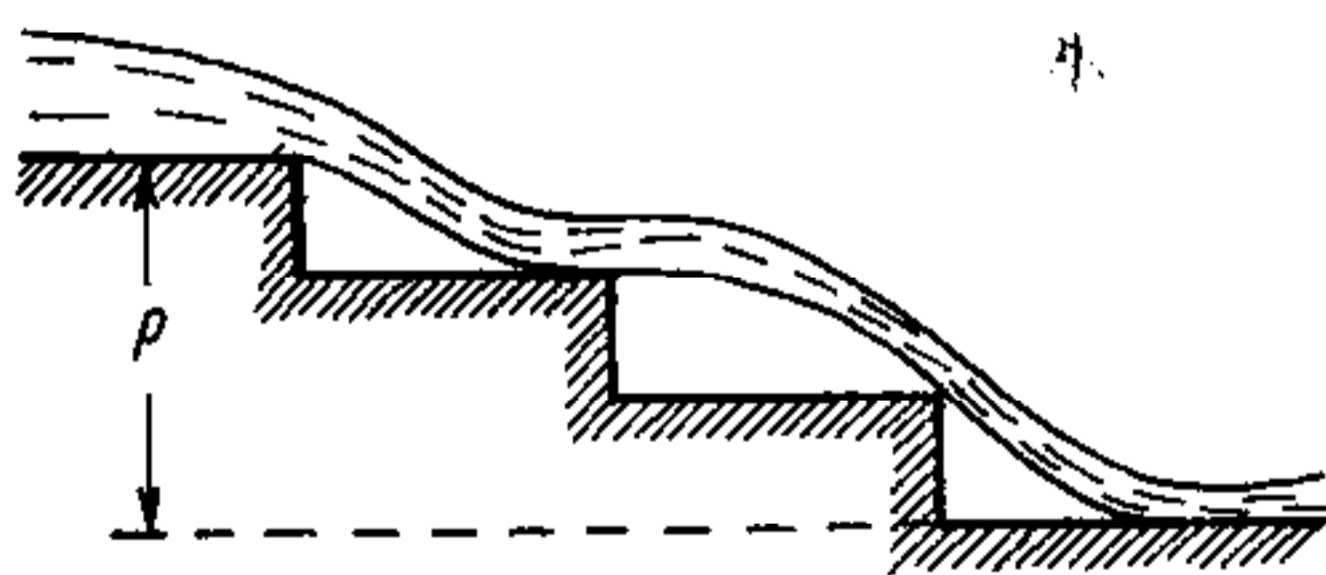
Trong đó : l_k - chiều dài đoạn đường nước dâng c_o được tính theo dòng không đều hoặc cũng có thể tính theo công thức gần đúng :

$$l_k = \frac{h_k}{i_k} \left[\left(1 - \frac{h_c}{h_k} \right) - \frac{1}{x + 1} \right] \quad (26)$$

với x là số mũ thủy lực.

Nếu $L < L_k$, thì $h_1 < h_k$ trên sân bậc không tiêu hao hết năng lượng, phần còn lại phải chuyển xuống bậc dưới. Nếu L lại quá ngắn dẫn tới dòng chảy chỉ lướt qua các bậc hoặc vượt qua bậc để đổ xuống hạ lưu.

Nếu chiều dài vừa bằng $L = L_k$ thì độ sâu ở cuối sân $h_1 = h_k$, năng lượng ở cuối dốc là bé nhất, năng lượng thừa sẽ tiêu hao hết.



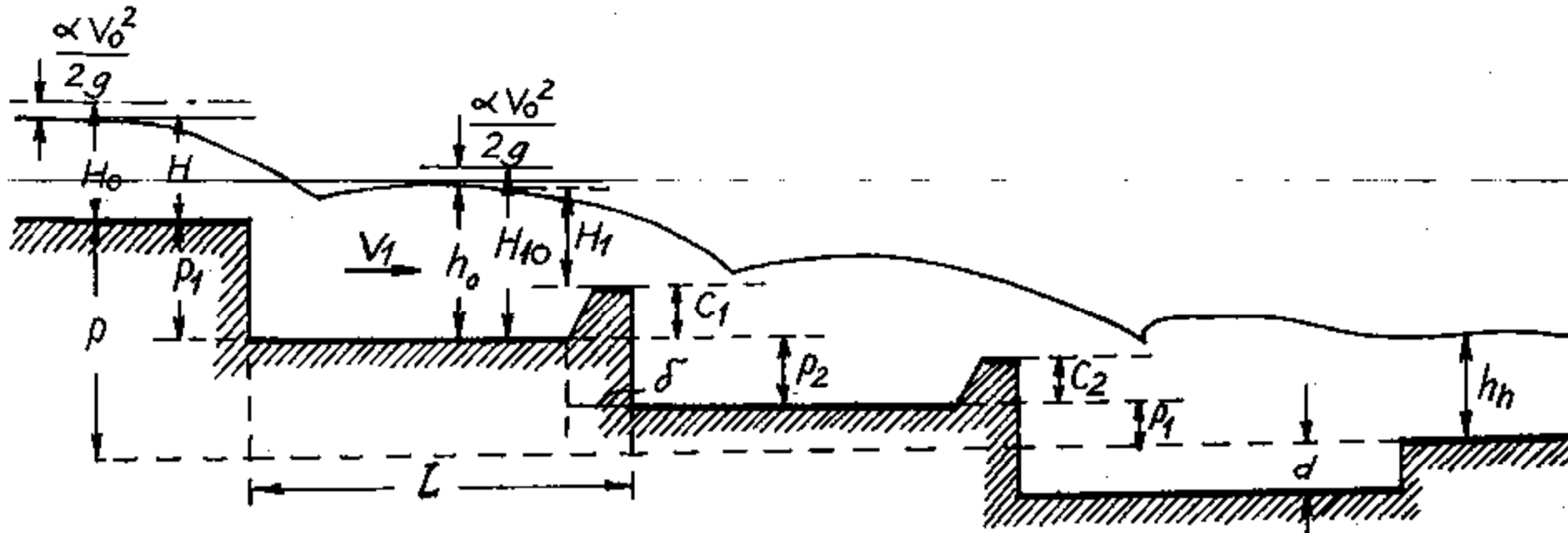
Nếu L quá lớn ($L > L_k$) thì trên sân bậc còn có cả chảy êm, có đường nước hạ b_o , độ sâu cuối bậc là h_k - năng lượng là bé nhất, năng lượng đã bị tiêu hao hết.

Nhưng duy trì cả đường nước dâng c_o , nước nhảy, đường nước hạ b_o với chiều dài bậc lớn thì về mặt tiêu hao năng lượng là không có lợi gì hơn, mà về mặt kinh tế thì tốn kém. Vì thế chỉ nên lấy $L = L_k$.

Vậy chiều dài sân bậc nên tính theo (25), tuy nhiên chiều dài này không phải lúc nào cũng là hợp lí vì có thể gặp trường hợp kết quả tính ra là quá dài. Khi đó để rút ngắn chiều dài mà vẫn bảo đảm hiệu quả tiêu năng trong thực tế thường làm tường tiêu năng để tạo nên nước nhảy ngập.

+ Sân bậc có tường tiêu năng

Nhiệm vụ tính toán thủy lực là xác định chiều cao của tường và chiều dài của sân bậc.



Tính toán chiều cao tường được tiến hành như đã trình bày.
 Chiều dài của sân bậc tính theo :

$$L = l_1 + l_{n.ng.} + \delta \tag{27}$$

Trong đó :

- $l_{n.ng.}$ - chiều dài của nước nhảy ngập tính theo (X-19 ; X-22) ;
- δ - chiều dày của tường tiêu năng ;
- l_1 - chiều dài đoạn nước rơi.

§XIV-3. TÍNH TOÁN THỦY LỰC ĐỐC NƯỚC

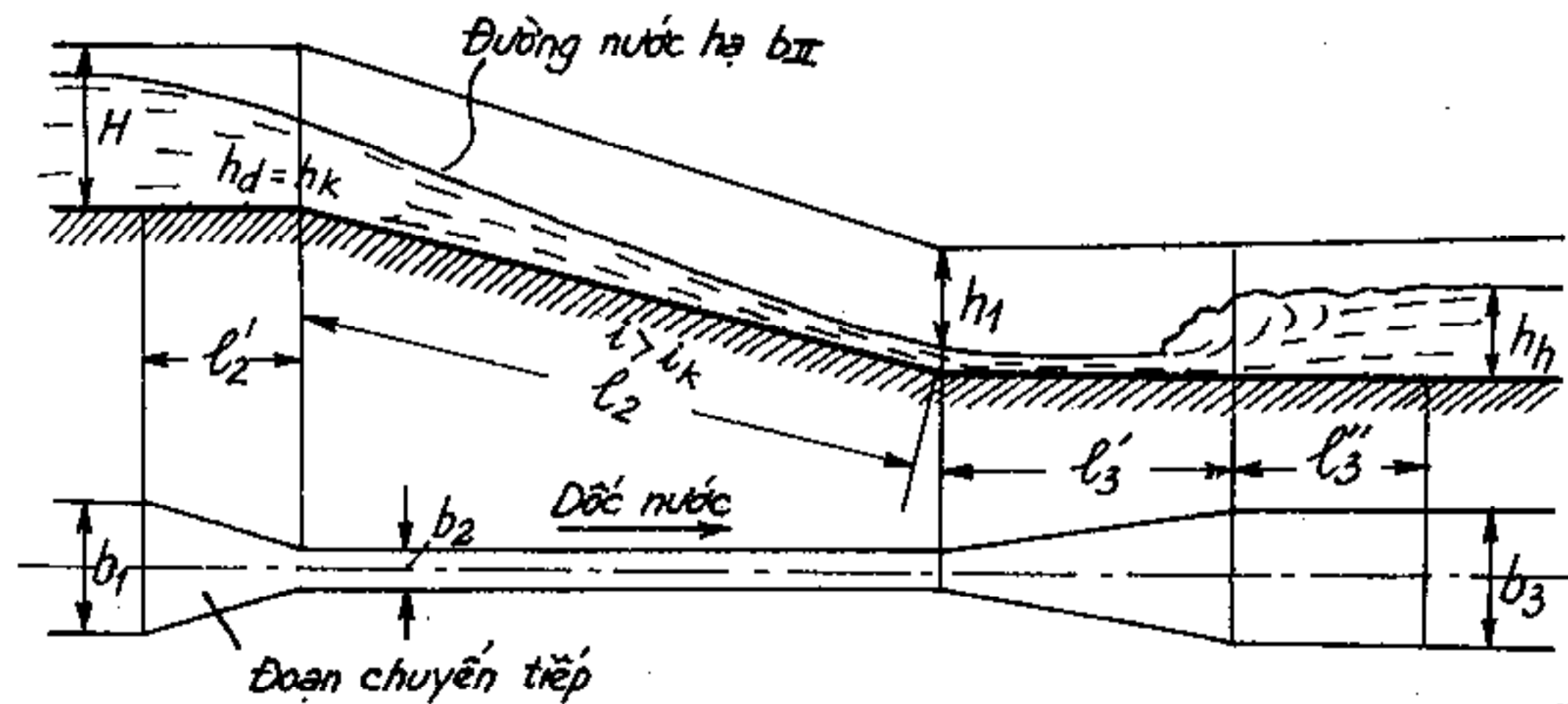
Trong thực tế đốc nước là một đoạn kênh ngắn có độ dốc đáy lớn ($i > i_k$).
 Đốc nước có thể chia ra các bộ phận :

- + Cửa vào
- + Thân đốc
- + Phần tiêu năng

1. Tính toán cửa vào

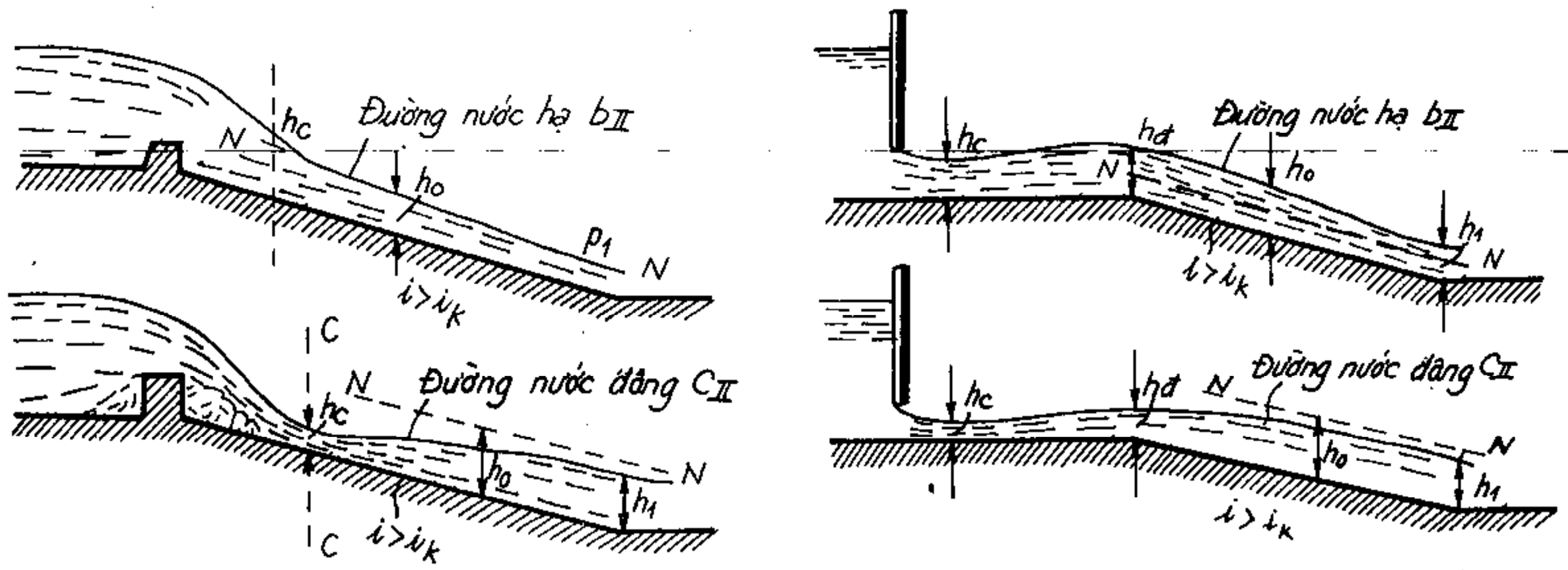
Cửa vào tương tự như cửa vào của bậc nước. Có thể là được tính như đập tràn đỉnh rộng, thực dụng hoặc đập tràn khe hở.

Điểm khác nhau chủ yếu là ở đốc nước thường có một đoạn chuyển tiếp thu hẹp nối với đầu đốc. Đoạn chuyển tiếp thường có i rất bé hoặc $i = 0$.



2. Tính toán thân đốc

Mặt cắt thường có dạng hình thang hoặc chữ nhật. Độ dốc đáy tùy thuộc vào vật liệu tạo nên thân đốc $i = 0,01 \div 0,02$.



Để giảm vận tốc dòng chảy, tăng hiệu quả tiêu năng thường làm độ nhám gia cường.

Thân dốc có thể là lăng trụ hoặc không lăng trụ (với chiều rộng thay đổi).

a) Dốc nước hình lăng trụ

Dòng chảy luôn ở trạng thái chảy xiết, đường nước hạ b_{II} hoặc đường nước dâng c_{II} .

Dạng đường mặt nước hoàn toàn phụ thuộc vào hình thức cửa vào.

Có thể gặp :

+ Cửa vào không có ngưỡng : $h_d = h_k$, đường mặt nước - hạ b_{II} .

+ Cửa vào có ngưỡng : $h_d = h_{c.h.}$, xảy ra 2 hình thức :

* Khi $h_{c.h.} > h_o$ (h_o - độ sâu chảy đều) - hạ b_{II} ;

* Khi $h_{c.h.} < h_o$ - dạng c_{II} .

+ Cửa vào có van điều tiết : sau cửa van có $i = 0$ - đoạn chuyển tiếp nên $h_d \geq h_o$.

* Khi $h_d > h_o$ - nước hạ b_{II} ;

* Khi $h_d < h_o$ - nước dâng c_{II} .

Nếu l của đoạn chuyển tiếp lớn thì trên đoạn đó có nước nhảy, sau nước nhảy là hạ b_o và $h_d = h_k$, trong thân dốc b_{II} .

Các đường mặt nước này được tính theo các phương pháp đã có.

Độ sâu cuối dốc $h_c = h_o$.

Trong tính toán cần kiểm tra vận tốc :

$$v_{\max} \leq [v_{\max}] \quad (28)$$

Dòng chảy trong thân dốc thuộc loại dòng có vận tốc cao. Đến một giới hạn nào đó thì dòng chảy bị trộn khí (hàm khí) dẫn đến độ sâu lớn hơn so với tính toán.

Ảnh hưởng đó được xét đến bằng 2 cách :

* Khi $v \leq 20$ m/s thì :

$$h_{tt} = h \cdot \left(1 + \frac{v}{100} \right)$$

Trong đó :

h - độ sâu tính toán ;

h_{tt} - độ sâu tính toán có xét đến ảnh hưởng của dòng chảy có trộn khí ;

* Tính đường mặt nước với độ nhám lớn hơn :

$$n' = \beta \cdot n$$

Trong đó :

n - độ nhám thật của thân dốc ;

β - hệ số xét đến ảnh hưởng của dòng chảy trộn khí, lấy theo bảng :

Độ dốc đáy i Bán kính thủy lực R	0,1 - 0,20	0,2 - 0,4	> 0,4
0,10m - 0,30m < 0,10m	1,33 1,33	1,33 2,00	2,00 3,30

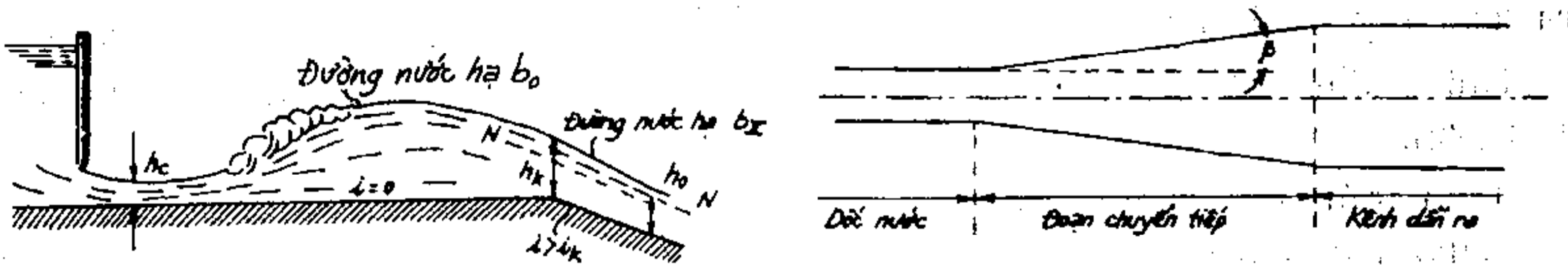
b) Dốc nước hình không lăng trụ (b thay đổi)

Độ sâu ở đáy không đổi, muốn thế phải thu hẹp dần chiều rộng đáy dốc. Đường mặt nước song song với đáy.

Cách tính là chọn chiều rộng đáy b như đã biết.

Cần chú ý rằng độ sâu của dòng chảy trong thân dốc có thể chọn tùy ý nhưng phải bé hơn h_k ở đầu thân dốc. Nếu $h > h_k$ thì độ sâu ở thân dốc sẽ ảnh hưởng đến đường mặt nước trong kênh thượng lưu.

3. Tính toán phân tiêu năng



Phần tiêu năng phải tiêu hủy hết năng lượng thừa mà dòng chảy mang theo và bảo đảm cho hạ lưu không bị xói lở.

Kênh hạ lưu có i nhỏ hơn thân dốc nên chiều rộng phải lớn hơn đáy thân dốc. Vì thế từ thân dốc sang kênh hạ lưu phải có đoạn chuyển tiếp mở rộng dần.

Đoạn mở rộng này thường có độ dốc bé hoặc bằng 0.

Góc mở rộng của đoạn chuyển tiếp thường lấy trong giới hạn :

$$\text{tg}\beta = \frac{1}{8} \div \frac{1}{12}$$

Cần chú ý mấy điểm :

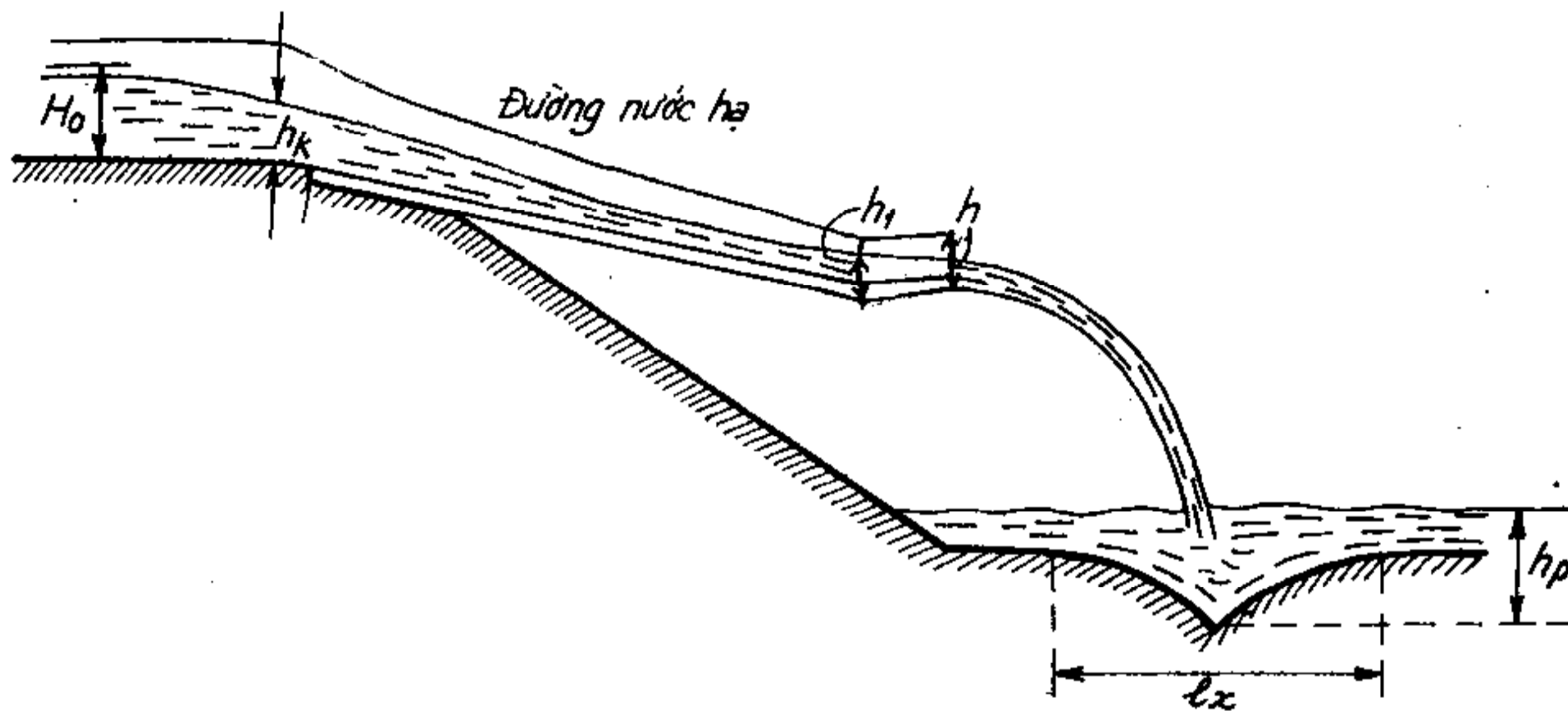
+ Góc mở rộng phải không gây nên sự tách dòng để có thể làm xói ở đáy và hai bên bờ ;

+ Dòng chảy từ thân dốc là dòng chảy xiết còn dòng hạ lưu là chảy êm nên sự nối tiếp ở hạ lưu có thể là nước nhảy xa, tại chỗ hay nhảy ngập. Nếu nước nhảy xa thì phải làm bể tiêu năng hoặc tường tiêu năng để tạo nên nước nhảy ngập.

+ Để tính nối tiếp độ sâu cuối dốc h_1 (ở đầu đoạn mở rộng) làm độ sâu trước nước nhảy h' và xác định độ sâu liên hiệp với nó h'' .

+ Góc mở rộng β không lớn lắm nên khi tính tiêu năng có thể xem là bài toán phẳng.

§XIV-4. TÍNH TOÁN THỦY LỰC MÁNG PHUN



Máng phun là một dốc nước kiểu công xon và cuối dốc là mũi phun.

Mũi phun có tác dụng hướng dòng chảy sau khi từ dốc đổ xuống phóng ra xa công trình. Mũi phun có thể nằm ngang hoặc hướng lên một góc θ .

Chiều dài mũi phun phụ thuộc vào chiều dài của dốc nước, có thể từ 1 ÷ 2m.

Tính toán thủy lực máng phun là :

- + Tính dốc nước ;
- + Tính hạ lưu ;
- + Xác định tầm phóng xa của dòng chảy ;
- + Tính kích thước của phễu xói.

Cửa vào máng phun tính tương tự như cửa vào bậc hoặc dốc nước.

Tính toán dốc nước là xác định kích thước của thân dốc, độ dốc đáy và tính đường mặt nước trong thân dốc.

Theo sơ đồ ta có :

$$il = \sigma.S + l'.\sin\theta - H \quad (31)$$

Trong đó :

H - cột nước trên cửa vào ;

l - chiều dài của dốc ;

l' - chiều dài của mũi phun ;

$$\sigma = \frac{S_1}{S}$$

i - độ dốc đáy của dốc nước.

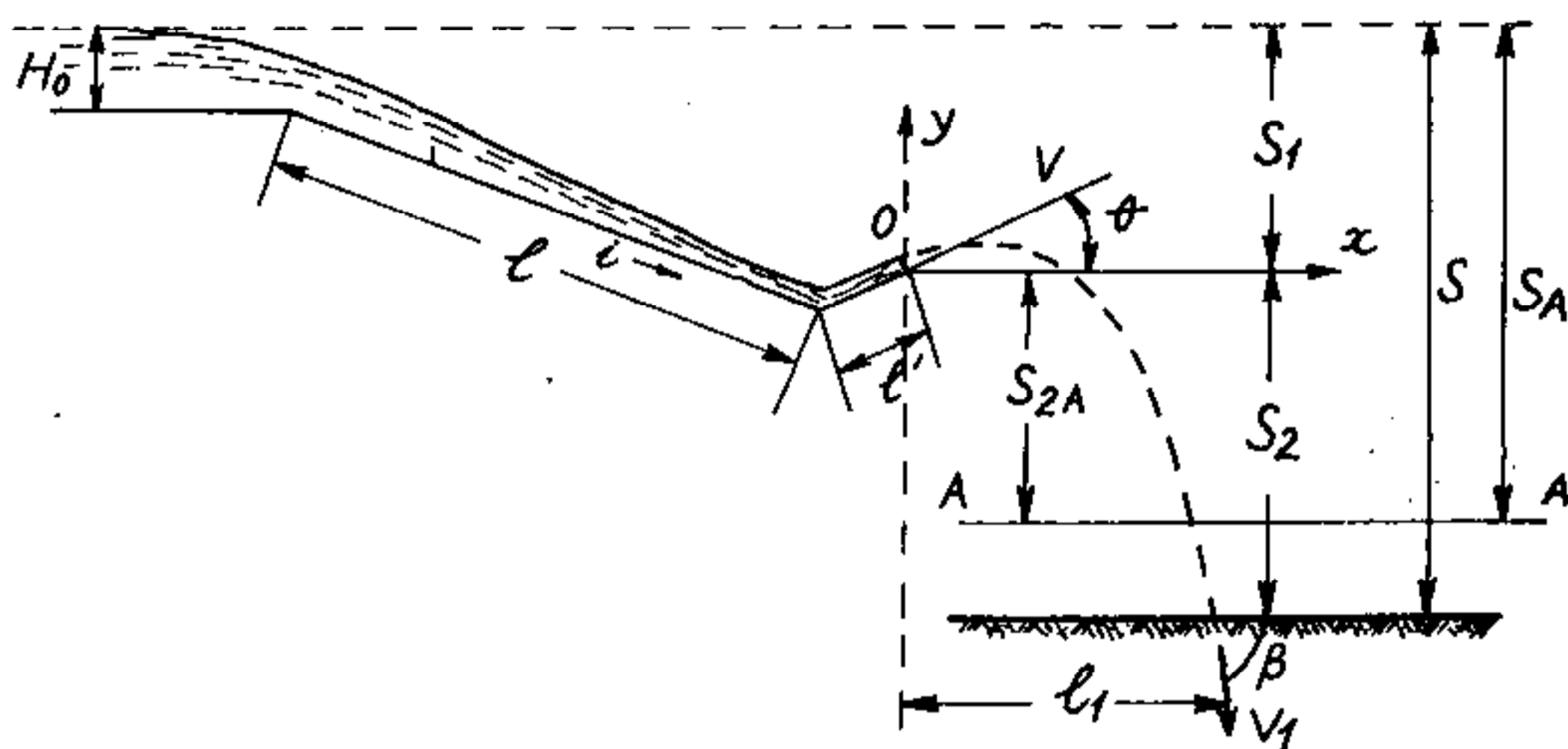
Khi $\theta = 0$ thì phương trình có dạng đơn giản hơn :

$$il = \sigma.S - H \quad (32)$$

Trong tính toán thường biết trước các đại lượng H, l', S, θ còn σ thì tự chọn.

Vậy từ (31) và (32) có thể xác định l và i.

Độ dốc i và chiều rộng b của thân dốc phải chọn thế nào để vận tốc lớn nhất ở trên dốc phù hợp với điều kiện (28)



$$v_{\max} \leq [v_{\max}]$$

Sau khi chọn kích thước và độ dốc đáy của dốc ta tính đường mặt nước và xác định độ sâu cuối dốc h_1 . Vì mũi phun có chiều dài không lớn nên có thể xem độ sâu ở cuối dốc h_1 như độ sâu ở cuối mũi h ($h = h_1$).

Thực tế khi chọn $\theta \geq 0$, thì $h > h_1$, vì thế nếu lấy $h = h_1$ sẽ dẫn đến vận tốc tính toán ở cuối mũi v có tăng lên một ít so với thực tế, tức là thêm an toàn cho tính toán.

* Tính chiều dài phóng xa của dòng chảy, giả thiết rằng khi chuyển động tự do trong không khí, cấu tạo của dòng chảy vẫn giữ nguyên và không có tổn thất năng lượng.

Chiều dài phóng xa của dòng chảy sẽ là :

$$l_1 = 2\varphi^2 \cdot \sigma \cdot S \cos \theta \cdot \left[\sin \theta + \sqrt{\sin^2 \theta + \frac{h \cdot \cos \theta + 2S(1 - \sigma)}{2\varphi^2 \cdot \sigma \cdot S}} \right] \quad (33)$$

Nếu mũi phun nằm ngang $\theta = 0$ thì :

$$l_1 = \varphi \sqrt{2\sigma \cdot S [h + 2S(1 - \sigma)]} \quad (34)$$

Từ (33) và (34) ta thấy rằng chiều dài phóng xa của dòng chảy phụ thuộc vào góc θ và trị số σ .

Trong thực tế người ta lấy góc $\theta \leq 15^\circ$ và trị số σ lấy khoảng chừng 0,50.

Chiều dài phóng xa thực tế bé hơn nhiều so với chiều dài lí thuyết tính theo (33) và (34) vì rằng khi phun ra không khí dòng phun bị phân tán và ma sát nên tổn thất nhiều năng lượng.

* Xác định kích thước phễu xói trong điều kiện bài toán phẳng

Một cách gần đúng có thể xem chiều sâu phễu xói lớn nhất gần bằng chiều sâu bể tiêu năng.

Từ đó d_x có thể tính bằng :

$$d_x = \sigma h''_c - h_n \quad (35)$$

Trong đó :

σ - hệ số dự trữ

h''_c - độ sâu liên hiệp với h_c tại mặt cắt co hẹp ở đáy phễu xói.

Tính h_c bằng phương trình :

$$q = \varphi \cdot h_c \sqrt{2g(E_o - h_c)}$$

Trong đó E_o là năng lượng đơn vị của dòng chảy tại cuối mũi phun tính với mặt chuẩn O-O :

$$E_o = S_2 + d_x + h \cdot \cos\theta + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (36)$$

còn φ thường lấy bằng 1.

Chiều sâu toàn phần của phễu xói là :

$$h_p = d_x + h_n \quad (37)$$

Kết quả thí nghiệm cho biết phễu xói thường có dạng tam giác ngược mà đỉnh nằm ở chỗ dòng đổ xuống hạ lưu. Mái dốc của phễu $m = 1$.

Phạm vi phễu xói cho phép ta định ra kết cấu đỡ máng phun. Tuy nhiên cách tính này chỉ là gần đúng vì chưa kể đến ảnh hưởng do cấu tạo địa chất ở hạ lưu.

Vì thế khi tính chiều sâu phễu xói cần đưa vào hệ số dự trữ :

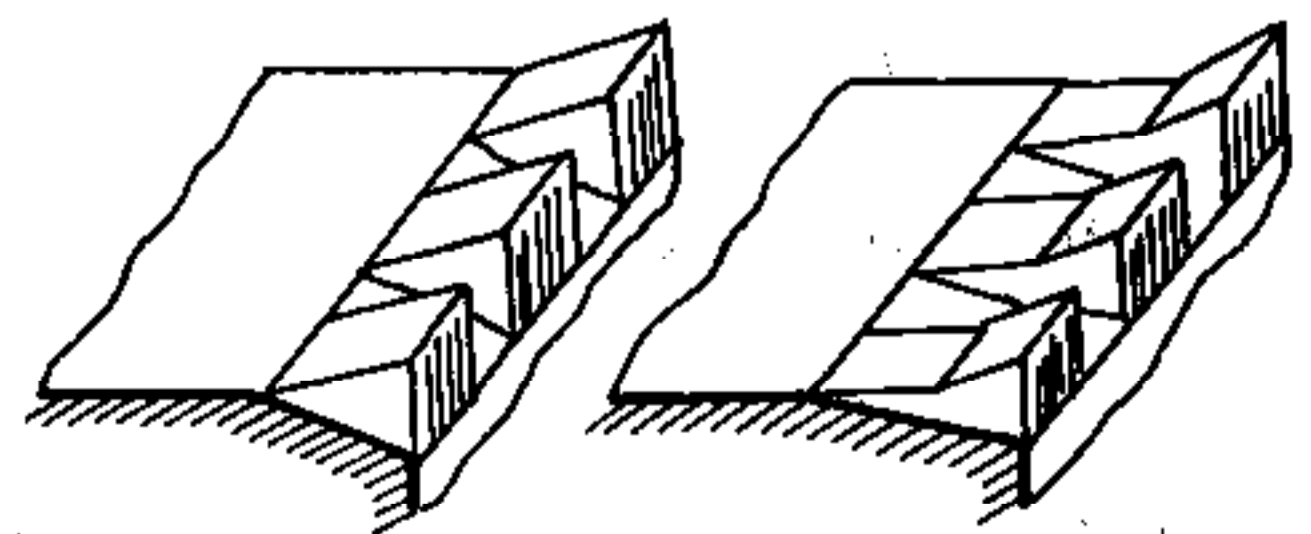
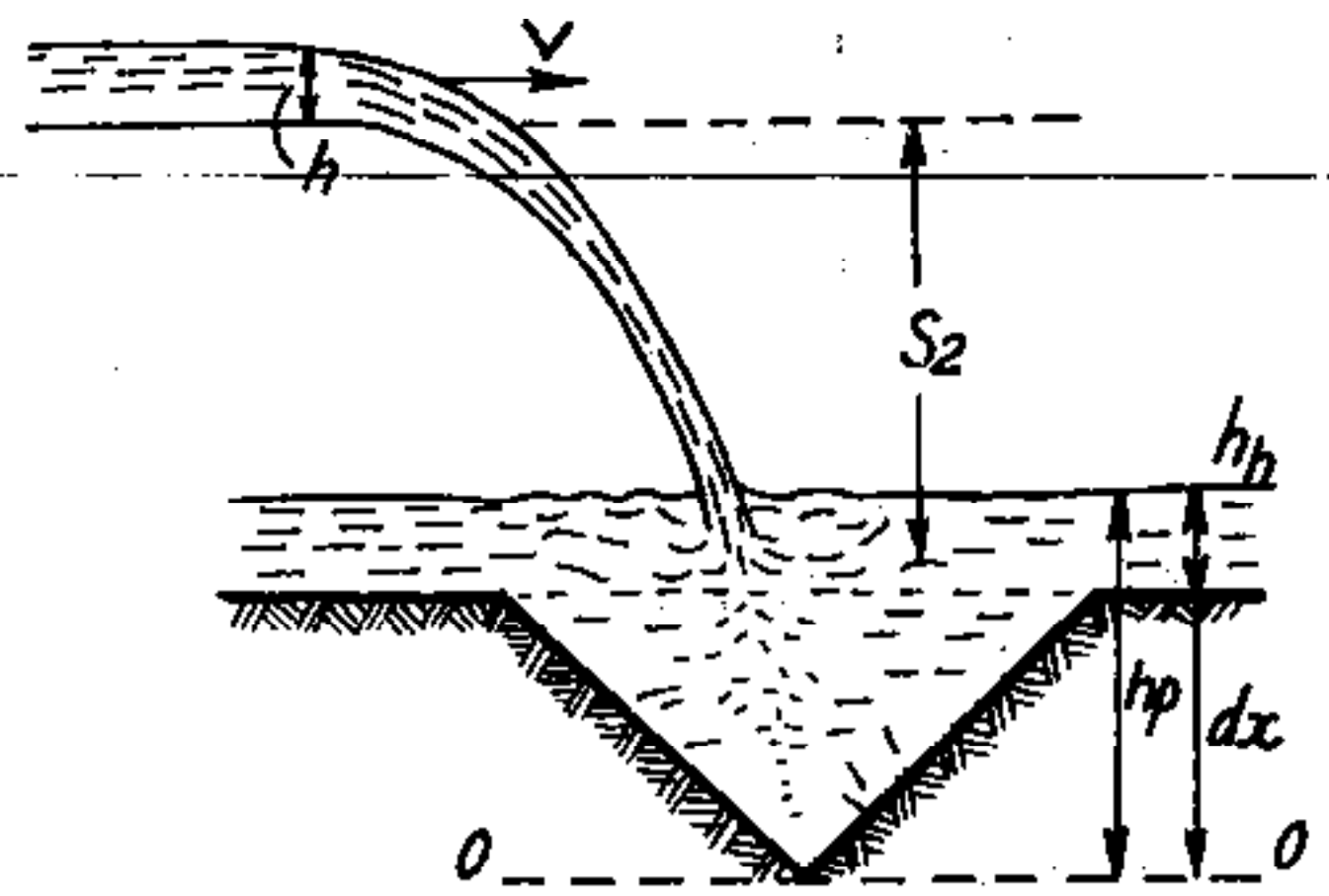
$$d'_x = \varepsilon \cdot d_x$$

Theo M. X. Vuzgo thì $\varepsilon = 2 \div 2,70$.

Cũng như vậy với mái dốc của phễu xói có thể lấy $m = (1,50 - 1,75)$.

Hiện nay tồn tại nhiều công thức tính chiều sâu phễu xói khác nhau, cho các kết quả khác nhau khá lớn, điều đó chứng tỏ rằng vấn đề này còn cần phải được nghiên cứu tiếp.

Trong thực tế, để giảm xói ở hạ lưu, người ta thường làm những ngưỡng răng đặc biệt ở cuối mũi phun. Đôi khi với các mũi phun hợp lí có thể giảm chiều sâu phễu xói đến một nửa.



§XIV-5. TÍNH TOÁN THỦY LỰC CÁC LÒNG DỐC NƯỚC CÓ ĐỘ NHÁM GIA CƯỜNG

Khi gặp các dốc nước có độ dốc đáy lớn, vận tốc trên dốc rất lớn, vượt qua giới hạn cho phép của vật liệu, dẫn đến việc tiêu năng ở chính thân dốc và ở hạ lưu đều rất khó khăn.

Biện pháp tiêu năng hiệu quả nhất là dọc theo máng, người ta đặt các mố nhám nhân tạo để tăng cường độ nhám. Loại dốc nước có lòng máng như vậy được gọi là dốc nước có độ nhám gia cường.

Do tác dụng của các mố nhám này mà độ sâu dòng chảy tăng lên, còn vận tốc trung bình thì giảm đi.

1. Các loại mố nhám thường dùng

Mố nhám gia cường, thực chất là các vật cản có hình dạng, kích thước khác nhau, thường đặt ở đáy và 2 bên thành máng.

Các kĩ sư Nga là những người đầu tiên áp dụng loại này ở đường thả bè trong lưu vực sông Daugava. Đường thả bè này có mặt cắt ngang hình chữ nhật và đáy có các lá chắn dẹo bằng cành cây. Loại này chỉ có ý nghĩa lịch sử.

Hiện nay việc áp dụng nhám gia cường rất rộng rãi và có thể chia làm 3 loại chủ yếu :

- + Loại mố nhám đặt ở đáy ;
- + Loại mố nhám đặt ở 2 thành bờ ;
- + Loại mố nhám đặt ở đáy và cả 2 bên thành bờ.

2. Công thức tính toán độ nhám gia cường

Tính toán thủy lực cho các dốc nước có độ nhám gia cường trong điều kiện dòng chảy đều vẫn có thể áp dụng công thức Sêdi :

$$v = C_{gc} \sqrt{Ri} \quad (38)$$

Trong đó : C_{gc} - hệ số Sêdi tương ứng với kiểu mố nhám gia cường.

Hệ số Sêdi C_{gc} được xác định bằng thực nghiệm.

Ngoài ra do quan hệ giữa C và λ nên vận tốc cũng có thể tính theo :

$$v = \sqrt{\frac{8gRi}{\lambda_{gc}}} \quad (39)$$

Trong đó : λ_{gc} - hệ số ma sát thủy lực tương ứng kiểu mố nhám gia cường.

Đại lượng C_{gc} cũng như λ_{gc} đều phụ thuộc vào hình dạng, kích thước, cách bố trí mố nhám và cả độ sâu dòng chảy trên đỉnh mố.

Vì vậy vấn đề đặt ra là phải tính hoặc là C_{gc} hoặc là λ_{gc} đối với từng loại nhám.

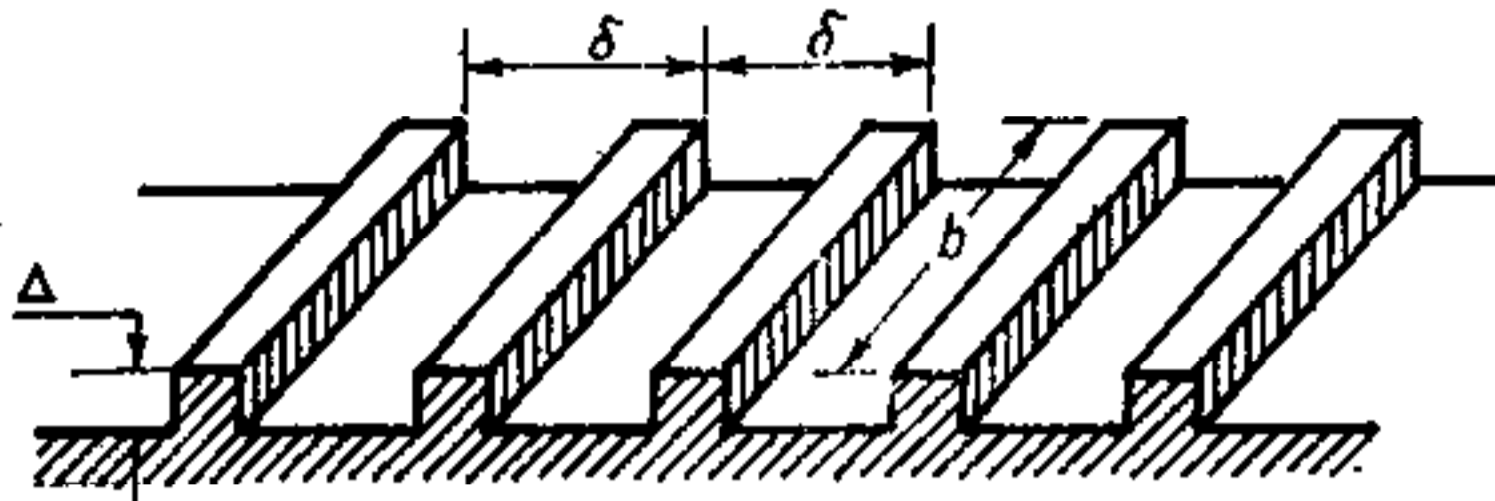
Hiện nay cũng có một vài phương pháp tính các đại lượng C_{gc} và λ_{gc} như các công thức của Picalóp, Aivanzian, Damarin, Phancovich, Nguyễn Tài v.v...

Loại 1 : Mố nhám đặt ở đáy

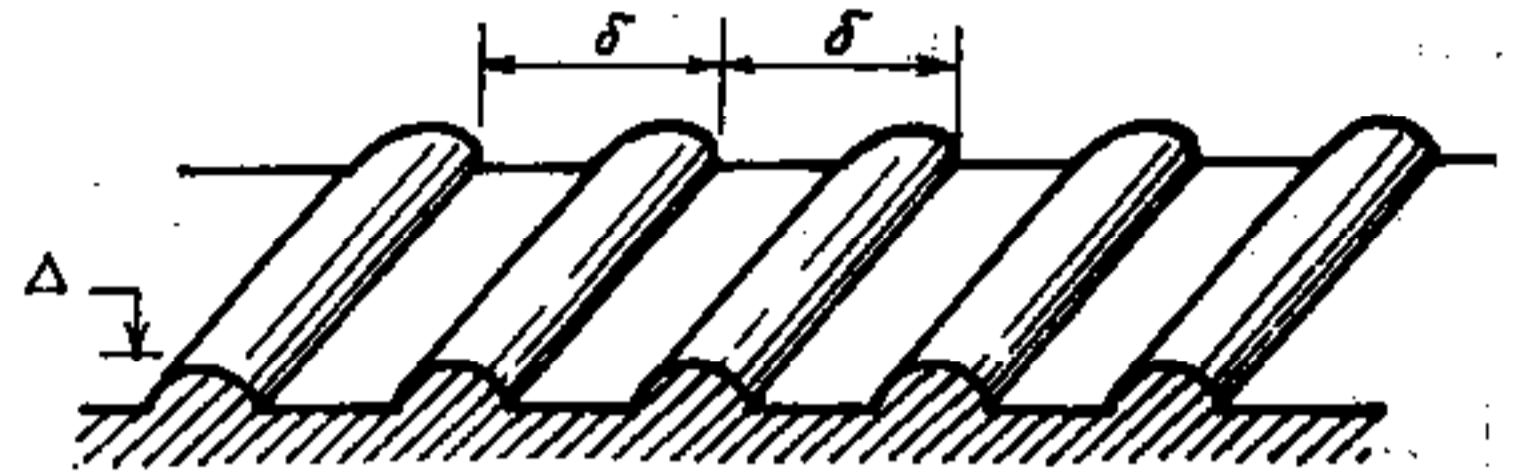
Loại này thường có các kiểu như sau :

Kiểu 1 - Mố nhám bằng các dầm hình chữ nhật đặt thẳng góc với dòng chảy (hình 1)

Kiểu 2 - Mố nhám bằng các dầm hình tròn đặt thẳng góc với dòng chảy (hình 2)



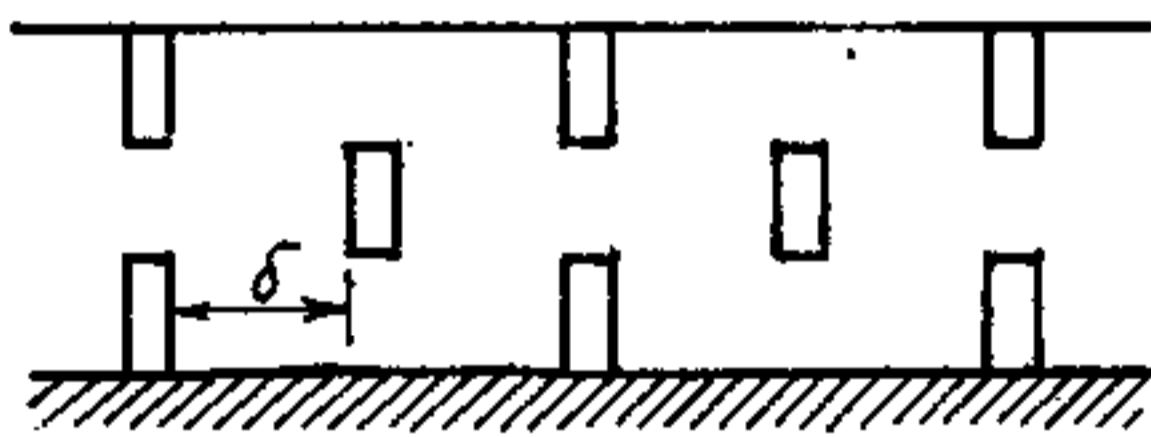
Hình 1



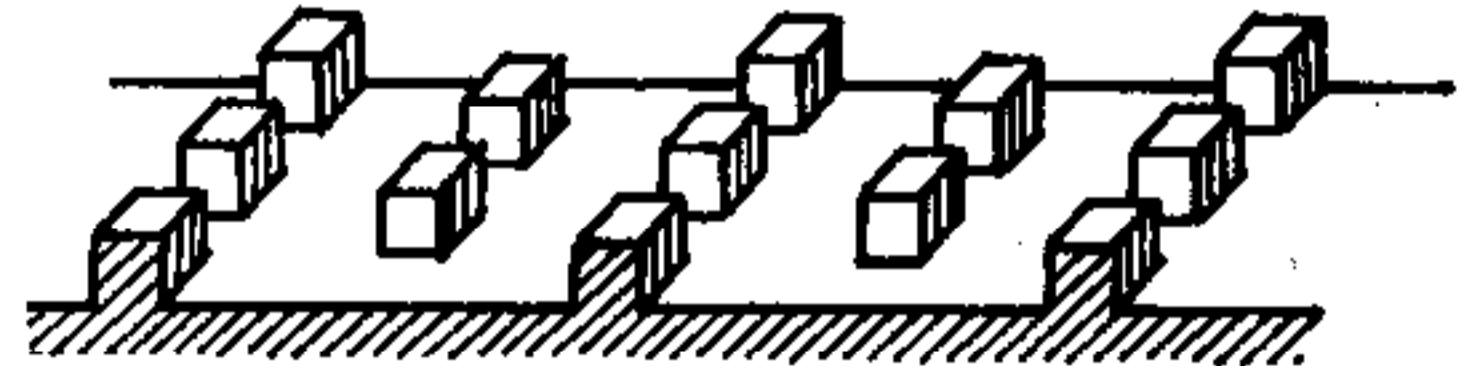
Hình 2

Kiểu 3 - Mố nhám bằng các dầm hình chữ nhật đặt so le nhau và thẳng góc với dòng chảy (hình 3)

Kiểu 4 - Mố nhám quân cờ đặt ở đáy theo hình bàn cờ (hình 4)



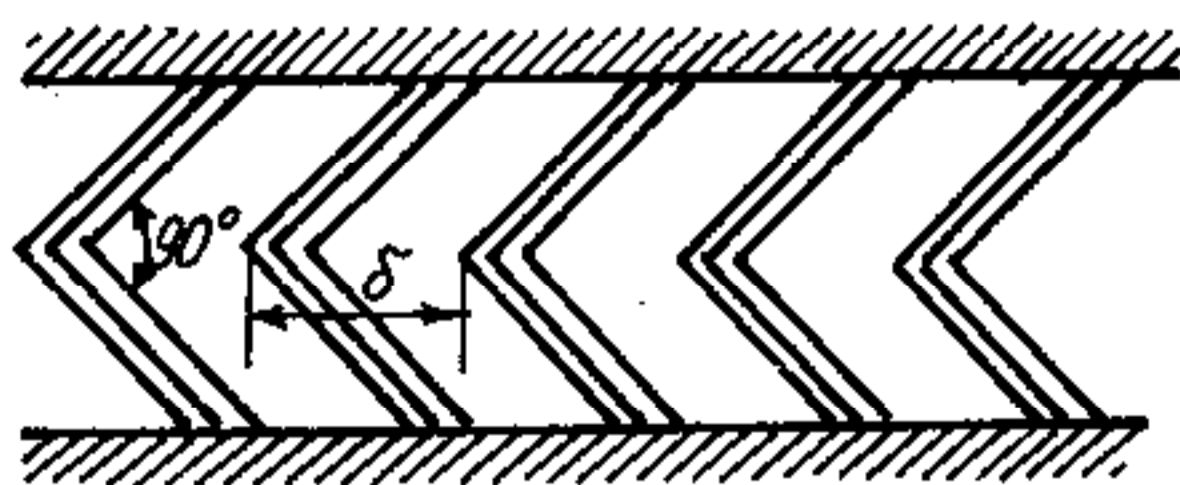
Hình 3



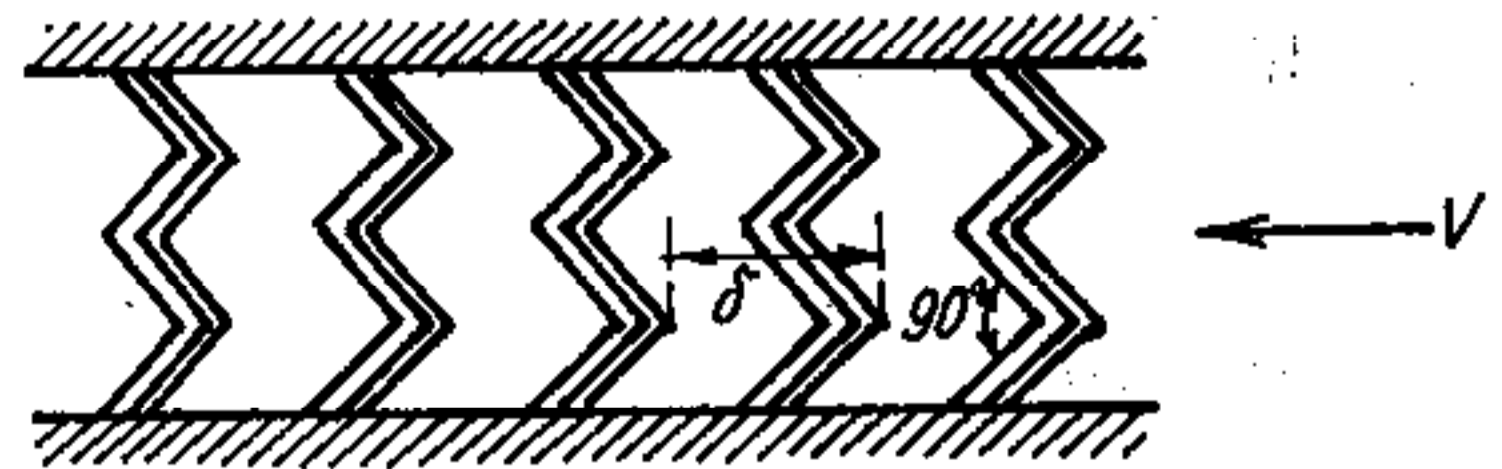
Hình 4

Kiểu 5 - Mố nhám chữ V ngược dòng (hình 5)

Kiểu 6 - Mố nhám chữ W có một mũi nhọn xuôi dòng (hình 6)



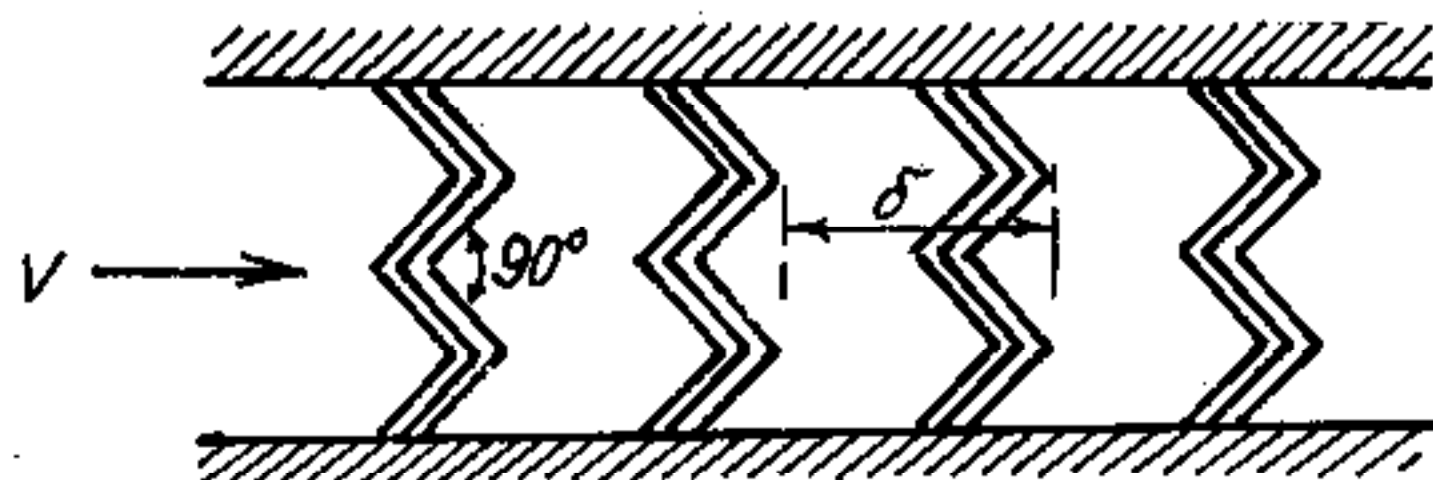
Hình 5



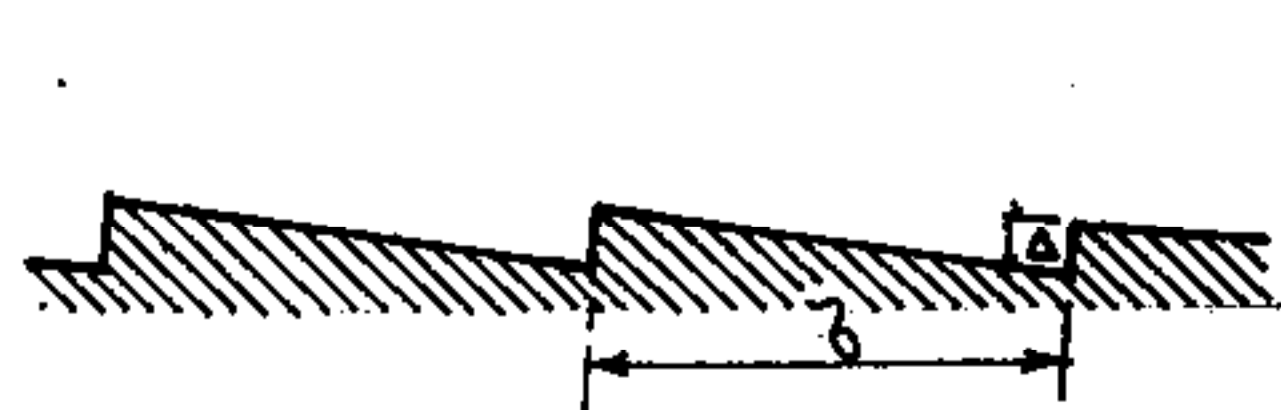
Hình 6

Kiểu 7 - Mố nhám chữ W, có hai mũi nhọn xuôi dòng (hình 7)

Kiểu 8 - Mố nhám răng cưa đặt xuôi dòng (hình 8)



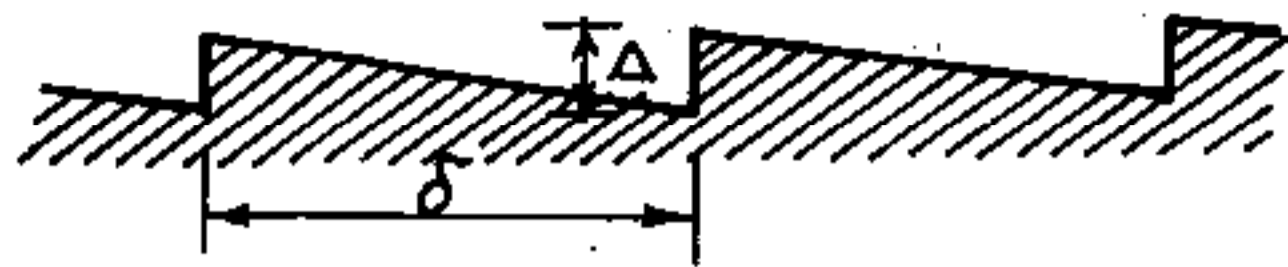
Hình 7



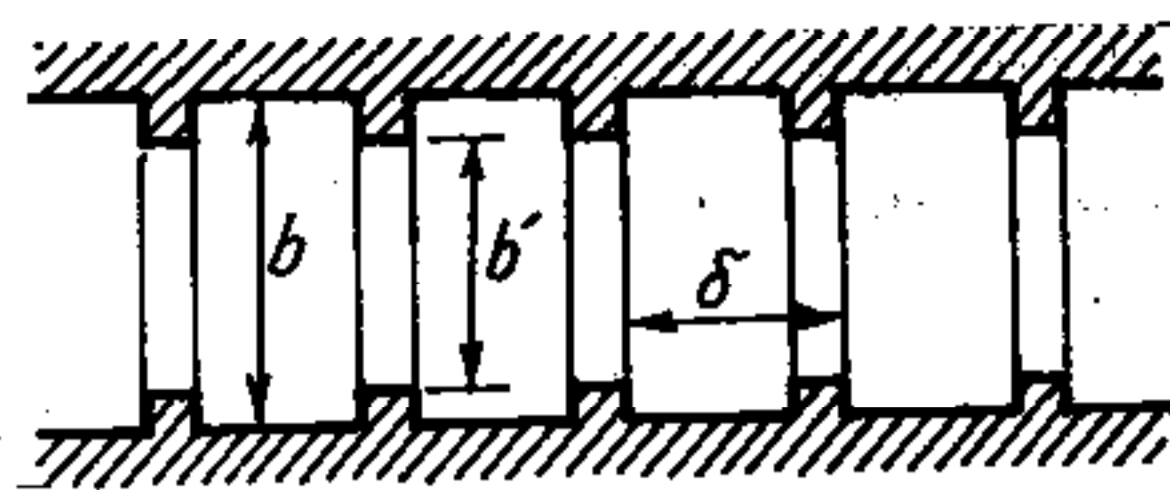
Hình 8

Kiểu 9 - Mố nhám răng cưa đặt ngược dòng (hình 9)

Loại II - Mố nhám đặt ở hai bên thành bờ (hình 10)



Hình 9

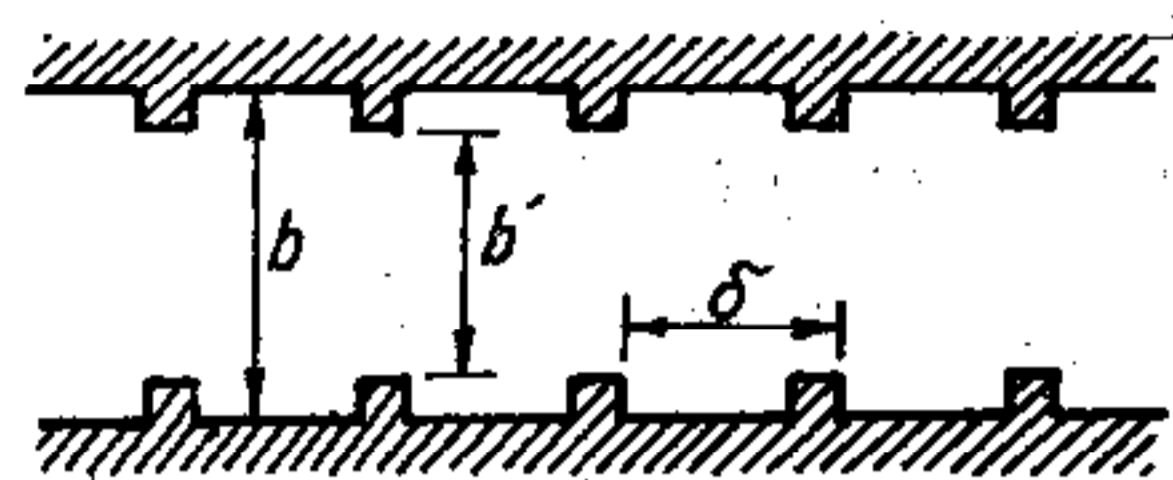


Hình 10

Loại III : Mố nhám đặt ở đáy và ở cả hai bên thành bờ (hình 11)

Sau đây là một số công thức tính toán :

+ Công thức của Aivanzian : dùng cho mố nhám loại 1 (đặt ở đáy)



Hình 11

$$\lambda_{gc} = M + 2.i^2 + N.i.lgi \left(\frac{1}{\sigma} \cdot \frac{b}{\chi} \frac{1}{\sqrt{Fr}} \right) \quad (40)$$

Trong đó :

σ - độ nhám tương đối $\sigma = \frac{h}{\Delta}$;

Δ - chiều cao mố nhám ;

b - chiều rộng dọc nước ;

χ - chu vi ướt của mặt cắt ngang dọc nước ;

Fr - số Froude ;

M, N - các hệ số thực nghiệm phụ thuộc vào kiểu mố nhám.

Công thức (40) đúng trong điều kiện $\sigma = 7\Delta$ và $\sigma \geq 3$.

+ Công thức Damarin : dùng cho loại 1.

$$1000.n_{gc} = A - B\sigma + 10\sqrt[9]{\beta} \quad (41)$$

Trong đó : n_{gc} - hệ số nhám gia cường :

$$n_{gc} = \frac{1}{C_{gc}} ; \beta = \frac{b}{h} ;$$

A - hệ số lấy phụ thuộc vào i và loại mố nhám ;

B - hệ số thực nghiệm :

$B = 0,67$ đối với kiểu 8 ;

$B = 1,33$ đối với kiểu 9.

Trong các kiểu mố nhám thì kiểu hình chữ V và W là có hiệu quả hơn cả.

+ Công thức của Nguyễn Tài : xuất phát từ việc nghiên cứu hiện tượng vật lý^(*) của dòng chảy trong lòng dẫn có nhám lớn, tác giả đã đi đến một hình dung mới về hệ số ma sát thủy lực λ_* và số Raynon Re_* , đặc trưng cho tất cả các yếu tố ảnh hưởng của loại nhám này, đó là các kích thước hình học, hình dạng, sự phân bố các mố nhám, cụ thể là :

$$Re_* = \frac{4 \cdot v \cdot m}{\nu \cdot f \cdot m_\chi} \quad (42)$$

và

$$\lambda_* = \frac{8 \cdot g \cdot i \cdot n^3 \cdot m_{mccu}^2}{v^2 \cdot f \cdot m^2 \cdot m_\chi} \quad (43)$$

Trong đó :

n - tỉ số giữa diện tích mặt cắt ướt và mặt cắt ngang (còn gọi là hệ số rỗng) ;

m_{mccu} - hệ số chuyển tiếp của mặt cắt ướt ;

f - bề mặt tổng cộng của mố nhám trong một đơn vị thể tích của dòng chảy ;

m, m_χ - các hệ số chuyển tiếp của mặt cắt ngang và chu vi ướt.

Công thức tổng quát để tính vận tốc trong lòng dẫn có nhám lớn là :

$$v = K_* \cdot i^\alpha \quad (44)$$

Trong đó :

K_* - hệ số phụ thuộc vào đặc tính của mố nhám (loại), loại lòng dẫn, cách bố trí nhám trong lòng dẫn và vào trạng thái dòng chảy.

α - chỉ số mũ, phụ thuộc vào trạng thái dòng chảy (tựa tầng $\alpha = 1,0$; bình phương sức cản $\alpha = 0,5$)

$$K_{*II} = \frac{32g \cdot n^3 \cdot m_{mccu}^3}{A \cdot \nu \cdot m f^2 \cdot m_\chi^2} \quad (45)$$

(*) Thực chất vấn đề ở đây là việc chọn các đặc trưng chiều dài và vận tốc trong biểu thức quan hệ $\lambda = f(Re)$ sao cho chúng hoàn toàn phù hợp với bản chất vật lý của dòng chảy. Ví dụ trong đường ống và kênh dẫn tự do các đặc trưng đó là R, h và v ; trong dòng chảy bao là đường kính của vật d và vận tốc tương đối của vật. Đối với dòng chảy trong lòng dẫn có nhám lớn, vấn đề trở nên phức tạp hơn. Đặc trưng ở đây chính là kết cấu hình học của bản thân các mố nhám và lòng dẫn. Vì thế việc chọn các thông số đặc trưng chiều dài và vận tốc phải có quan hệ chặt chẽ với các đặc trưng cơ bản của kết cấu lòng dẫn có nhám lớn.

Thông số đặc trưng chiều dài ở đây được xét đến thông qua bán kính thủy lực R_* , là đại lượng của tỉ số độ rỗng n và bề mặt tổng cộng của mố nhám trong một đơn vị thể tích của dòng chảy f , tức là :

$$R_* = \frac{n}{f}$$

còn đặc trưng vận tốc được chọn là vận tốc thực của chất lỏng đi qua mặt cắt ướt của lòng dẫn. Vận tốc đó được xác định thông qua hệ số rỗng n và bằng

$$v_* = \frac{v}{n}$$

$$K_{*bpsc} = \frac{1}{m} \sqrt{\frac{8g \cdot n^3 \cdot m^3_{mcu}}{\text{const.} \cdot f \cdot m_x}} \quad (46)$$

Phương pháp tính toán này mang tính tổng quát, cho phép chọn kích thước và sự phân bố nhám theo các giá trị $[v_{max}]$.

Kết quả tính toán theo các phương pháp khác nhau được ghi trong bảng dưới đây :

Theo các phương pháp	Δ , cm	l/Δ
Nguyễn Tài	5	5,65
	10	8,13
	15	9
O. M. Aivazian	13	8
E. A. Damarin	10	8
I. I. Goodienco	10	5

Trên đây là kết quả tính toán với cùng các điều kiện về $[v_{max}]$, về chiều rộng lòng dẫn và với loại nhám thanh đặt ngang, trong đó l là khoảng cách giữa các thanh.

Ví dụ XIV-1 :

Xác định kích thước cửa vào bậc nước kiểu đập tràn thực dụng khe hở với lưu lượng kênh thượng lưu $Q_{max} = 12,8 m^3/s$, $Q_{min} = 5,5 m^3/s$ đường quan hệ $Q = f(h_0)$.

Giải :

Theo đồ thị ta xác định được :

$$Q_{max} = 12,8 m^3/s \text{ ứng với}$$

$$h_{max} = 1,81m$$

$$Q_{min} = 5,5 m^3/s \text{ ứng với}$$

$$h_{min} = 1,17m$$

Có h_{max} và h_{min} ta tính h_1 và h_2

$$h_1 = h_{max} - 0,25(h_{max} - h_{min})$$

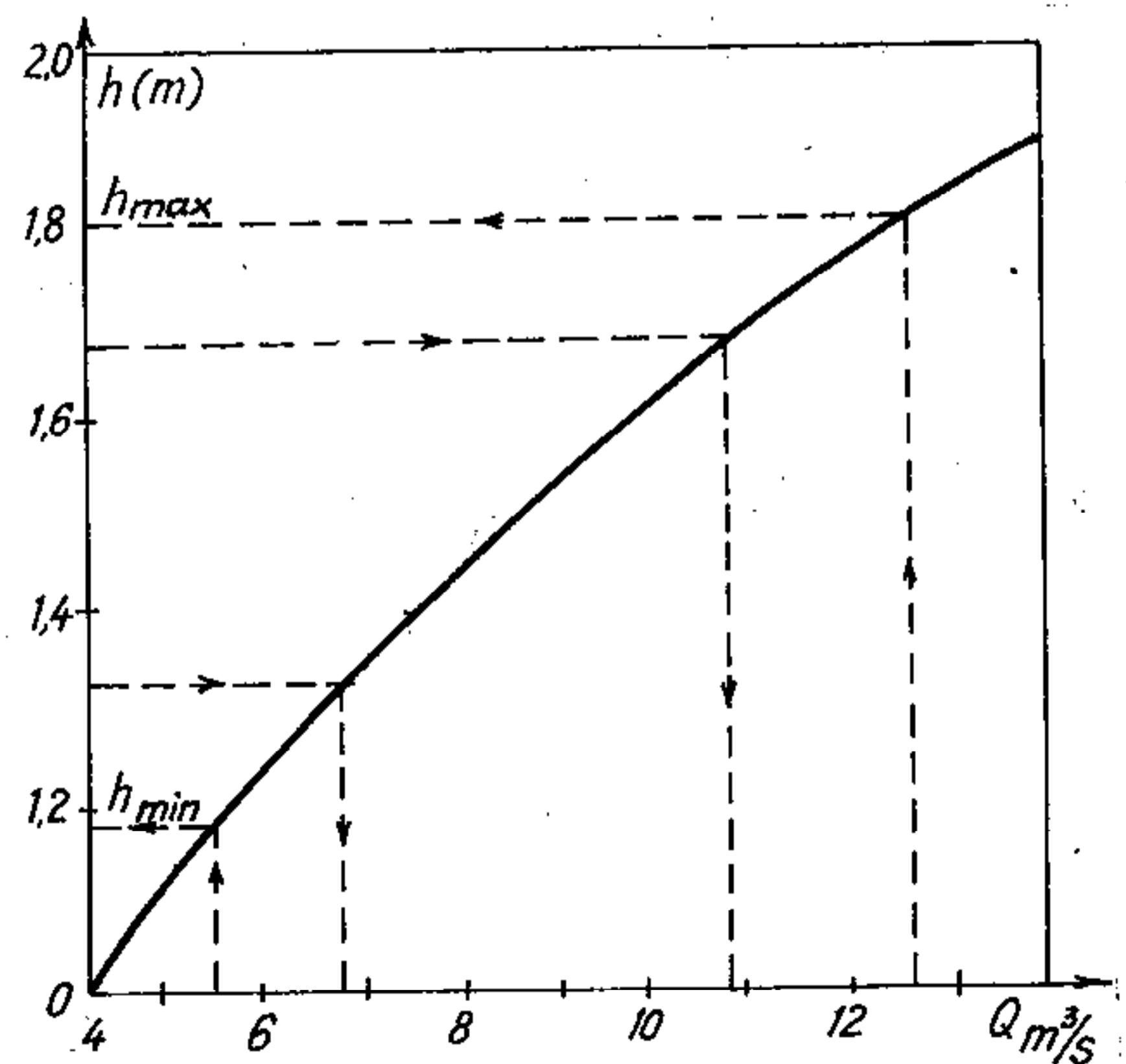
$$= 1,81 - 0,25(1,81 - 1,17)$$

$$= 1,65m$$

$$h_2 = h_{min} + 0,25(h_{max} - h_{min})$$

$$= 1,17 + 0,25(1,81 - 1,17)$$

$$= 1,33m$$



Có h_1 và h_2 dựa vào quan hệ $Q = f(h_0)$ có $Q_1 = 10,81 m^3/s$

$$Q_2 = 6,95 m^3/s.$$

Để bảo đảm dòng chảy trong kênh thượng lưu luôn chảy đều nghĩa là :

$$h_1 = H_1 = 1,65\text{m}$$

$$h_2 = H_2 = 1,33\text{m}$$

Ở đây bỏ qua cột nước vận tốc $H_{o1} = 1,65\text{m}$, $H_{o2} = 1,33\text{m}$. Theo (9)

$$A_1 = \frac{Q_1}{m\sqrt{2g} H_{o1}^{3/2}} \quad A_2 = \frac{Q_2}{m\sqrt{2g} H_{o2}^{3/2}}$$

Thay H_{o1} , H_{o2} , Q_1 , Q_2 xác định A_1 , A_2 .

$$A_1 = \frac{10,61}{0,42 \cdot 4,43 \cdot 1,65^{3/2}} = 2,74\text{m}$$

$$A_2 = \frac{6,95}{0,42 \cdot 4,43 \cdot 1,33^{3/2}} = 2,43\text{m}$$

$$m' = \frac{A_1 - A_2}{\varepsilon \cdot a(H_1 - H_2)} = \frac{2,74 - 2,43}{1,65 - 1,33} \times 1,25 = 1,2$$

$$b' = \frac{H_1 A_2 - H_2 A_1}{H_1 - H_2} = \frac{4,01 - 3,64}{0,32} = 1,15\text{m}$$

Ta lấy đập tràn có cửa vào hình thang có $b' = 1,2\text{m}$, $m' = 1,2$.

Ví dụ XIV-2 :

Bậc nước có hai cấp trên nền đá, mỗi cấp cao 2,5m. Sân bậc không có ngưỡng tiêu năng, $i = 0$, $n = 0,017$, vận tốc cho phép $[v_{\max}] = 9\text{m/s}$.

Xác định chiều rộng và chiều dài sân bậc với $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$.

Giải :

Chọn trước b theo điều kiện $v_{\max} = [v]$, $b = 20\text{m}$

$$q = \frac{100}{20} = 5\text{m}^2/\text{s}$$

$$H_{o1} = \left(\frac{q}{m\sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{5}{0,42 \times 4,43} \right)^{2/3} = 1,93 \text{ m}$$

Tính chiều sâu cơ hẹp trên sân bậc thứ nhất

$$E_{o1} = P + H_{o1} = 2,5 + 1,93 = 4,43\text{m}$$

$$F(\tau_c) = \frac{q}{\varphi \cdot E_{o1}^{3/2}} = \frac{5}{0,95 \times (4,43)^{3/2}} = 0,56$$

Tra bảng phụ lục 9 có $\tau_c = 0,137$

$$h_c = \tau_c \cdot E_{o1} = 0,137 \times 4,43 = 0,61\text{m}$$

Chiều sâu phân giới h_k

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{25}{9,81}} = 1,37\text{m}$$

Tính chiều dài đoạn nước dâng c_o từ h_c đến h_k theo phương pháp cộng trực tiếp

$$\Delta l_{ck} = \frac{\Delta \vartheta}{i - \bar{J}} = \frac{\vartheta_k - \vartheta_c}{i - \bar{J}} \text{ với } i = 0$$

$$\vartheta_k = h_k + \frac{\alpha V_k^2}{2g} = 1,37 + 0,68 = 2,05\text{m}$$

$$\vartheta_c = h_c = \frac{\alpha V_c^2}{2g} = 0,61 + 3,42 = 4,03\text{m}$$

$$\bar{h} = \frac{0,61 + 1,37}{2} = 0,99\text{m} \approx 1\text{m}$$

$$\bar{\omega} = b \times \bar{h} = 20\text{m}^2$$

$$\bar{\alpha} = 2\bar{h} + b = 22\text{m}$$

$$\bar{R} = 0,91\text{m} \quad C\sqrt{R} = 55,41$$

$$\bar{J} = \frac{Q^2}{K^2} = \frac{100^2}{(\omega c \sqrt{R})^2} = \frac{10000}{1228107} = 0,00814$$

$$\Delta l_{ck} = l_k = \frac{2,05 - 4,03}{-0,00814} = 248\text{m}$$

$$l_1 = 2h_k = 1,37 \times 2 = 2,74\text{m}$$

$$l_r = 1,33 \sqrt{H_o(P + 0,3H_o)} \\ = 1,33 \sqrt{1,93(2,5 + 0,3 \times 0,58)} = 3,02\text{m}$$

$$L_k = l_k + l_1 + l_r = 2,74 + 3,02 + 248 = 253,76\text{m}$$

Chiều dài sàn bậc $L_k = 253,76\text{m}$.

Ví dụ XIV-3 :

Tháo lũ cho hồ chứa với lưu lượng $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ xuống một dốc nước cao 8m, dài 100m, $i = 0,08$. Dốc bằng đá xây ($n = 0,017$) rộng $b = 40\text{m}$. Tính mố nhám gia cường để đảm bảo vận tốc ở cuối dốc không vượt quá $[v_{\max}] = 7 \text{ m/s}$.

Giải :

Ở đây ta tính như một bài toán phẳng vì $b \gg h$

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{200}{40} = 5 \text{ m}^2/\text{s}$$

Độ sâu chảy đều trên dốc khi không có độ nhám gia cường ($n = 0,017$)
 $h_o = 0,48\text{m}$

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{25}{9,81}} = 1,37\text{m}$$

$h_o > h_k$ cửa vào không ngưỡng, đường mặt nước có dạng b_{II} . Độ sâu cuối thân dốc gần bằng độ sâu chảy đều.

$$v_{\max} = \frac{q}{h_o} = \frac{5}{0,48} = 10,4 \text{ m/s} > [v_{\max}]$$

Như vậy phải bảo đảm $v < [v_{\max}]$ cần phải làm các mố nhám để tạo nên độ nhám gia cường từ vị trí có $v = 7 \text{ m/s}$.

Ứng với vị trí có $v = 7 \text{ m/s}$ độ sâu dòng chảy tính từ đỉnh mố nhám đến mặt thoáng.

$$h = \frac{q}{v} = \frac{5}{7} = 0,715\text{m.}$$

$$v = C_{gc} \cdot \sqrt{\frac{hi}{7}} = C_{gc} \cdot \sqrt{0,715 \times 0,08} = 7 \text{ m/s}$$

$$C_{gc} = \frac{7}{\sqrt{0,715 \times 0,08}} = 29,3 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$$

Mố nhám làm theo dạng răng cưa ngược dòng

$$C_{gc} = \frac{1000}{A - B \cdot \sigma + 10 \sqrt[3]{\beta}}$$

$i = 0,08$ do đó $A = 35, B = 1,33$

$$\beta = \frac{b}{h} = \frac{40}{0,715} = 56 \rightarrow C_{gc} = 29,3 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$$

Từ đó tính được

$$\sigma = 12,4 = \frac{h}{\Delta}$$

Δ : chiều cao mố nhám

$$\Delta = \frac{h}{\sigma} = \frac{0,715}{12,4} = 0,058\text{m}$$

Mố nhám đặt từ vị trí có $h = 0,715\text{m}$ trở về cuối. Xác định chiều dài từ đầu dốc $h = h_k$ đến $h = 0,715\text{m}$.

$$\Delta l = \frac{\Delta \vartheta}{i - \bar{J}}$$

$$\Delta \vartheta = \vartheta_c - \vartheta_d$$

$$\vartheta_d = h_k = \frac{\alpha v_k^2}{2g} = 1,37 + 0,68 = 2,05\text{m}$$

$$\vartheta_c = h_c + \frac{\alpha v_c^2}{2g} = 0,715 + 2,5 = 3,215\text{m}$$

$$\bar{J} = \frac{J_d + J_c}{2} = \frac{0,0026 + 0,0217}{2} = 0,01215$$

$$J_d = \frac{Q^2}{K_d^2} = 0,0026$$

$$J_c = \frac{Q^2}{K_c^2} = 0,0217$$

Với

$$K_d = \omega_k \cdot C_k \sqrt{R_k} = 5,48 \cdot 47,5 = 260,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$K_c = \omega_c \cdot C_c \sqrt{R_c} = 2,86 \cdot 71,7 = 205,06 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Delta l = \frac{3,215 - 2,05}{0,08 - 0,01215} = \frac{1,165}{0,06785} = 17,2\text{m}$$

Như vậy đoạn đầu dốc từ $h = h_k$ đến $h = h_c = 0,715$ với $l = 17,2\text{m}$ có $v < 7 \text{ m/s}$ không làm nhám gia cường.

DÒNG CHẢY HAI PHA CỦA CHẤT LỎNG

§XV-1. CÁC KHÁI NIỆM CƠ BẢN

Dòng hai pha của chất lỏng là loại dòng chảy bao gồm : a- hoặc là các hạt cứng ở trạng thái lơ lửng ; trọng lượng riêng của hạt cứng trong trường hợp này có thể lớn hơn, cũng có thể nhỏ hơn trọng lượng riêng của chất lỏng ; b- hoặc là các hạt của một loại chất lỏng khác nặng hơn hoặc nhẹ hơn ; c- hoặc cuối cùng là các bọt khí, ví dụ các bọt được chứa đầy không khí hoặc hơi của chính chất lỏng.

Trong thực tế xây dựng công trình thủy dòng chất lỏng hai pha rất hay gặp, ví dụ khi nghiên cứu dòng nước có chứa các hạt chất lơ lửng (được gọi là bùn cát lơ lửng) ; hoặc là khi nghiên cứu dòng nước có chứa các bọt không khí (dòng hàm khí) v.v... Dòng hai pha cũng được hình thành trong vận tải bằng sức nước, khi sự vận chuyển các hạt cứng (ví dụ các hạt đất) được thực hiện bằng phương pháp cơ giới hóa thủy lực.

Đôi khi dòng hai pha cũng như một số dòng một pha và dòng nhiều pha có thể hiểu là các dòng sau đây :

1. Hoặc là dòng được gọi là dòng chất lỏng phi Niuton, khi mà ứng suất tiếp ma sát dọc τ của nó (đối với dòng chảy thẳng) được biểu thị không phải bằng biểu thức Niuton mà bằng biểu thức sau :

$$\tau = \eta \left(\frac{du}{dn} \right)^k \quad (1)$$

Trong đó : k - số mũ khác 1, còn các kí hiệu khác xem ở chương trước.

2. Hoặc là dòng được gọi là dòng chất lỏng dị thường (ví dụ dòng bùn đá) mà τ được biểu thị bằng :

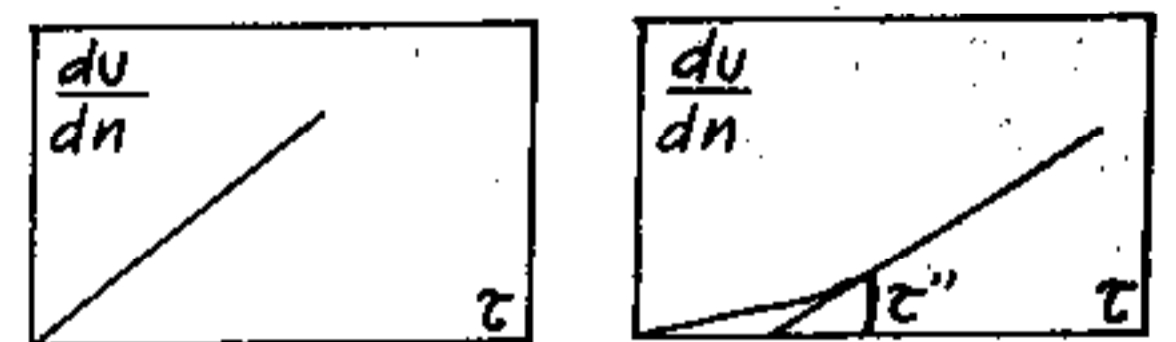
a) Hoặc là bằng công thức Bingam :

$$\tau = \tau' + \eta \frac{du}{dn} \quad (2)$$

b) Hoặc là bằng công thức Svedôp :

$$\tau = \tau' + \eta \left(\frac{du}{dn} \right)^k \quad (3)$$

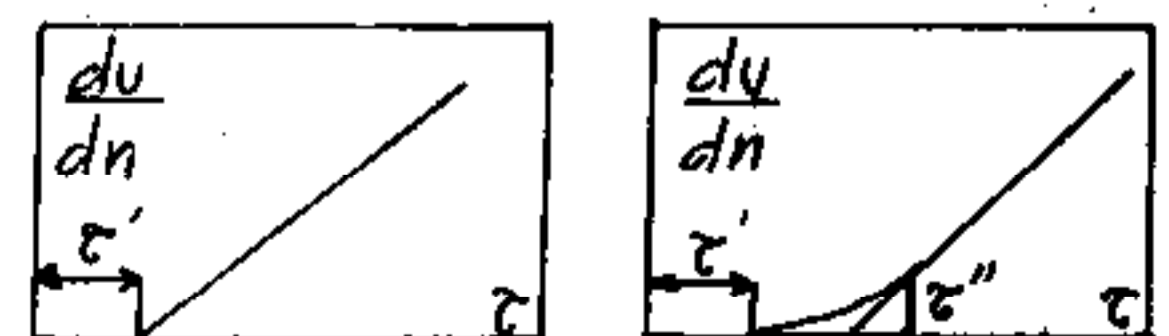
Từ các công thức (2) và (3) đối với chất lỏng chuyển động, khác với chất lỏng thông thường, chất lỏng dị thường khi ở trạng thái tĩnh có thể có ứng suất tiếp τ bằng hoặc nhỏ hơn một đại lượng τ' nào đấy.



Chất lỏng

a) Niuton

b) Phi Niuton



Chất lỏng dị thường

c) Bingam

d) Svedôp

Sau đây ta không xem xét riêng chất lỏng dị thường, mà để nhằm mục đích tính toán loại chuyển động này đã có một số lý thuyết đặc biệt được hình thành. Các lý thuyết đó được dựa trên việc sử dụng các công thức (2) và (3). Ta chỉ nghiên cứu dòng nước, tuân theo quy luật Niuton, trong đó chủ yếu là dòng chảy có chứa các hạt cứng ở trạng thái lơ lửng, ví dụ các hạt đất.

Hỗn hợp cơ học giữa các hạt đất với nước được gọi là hỗn hợp nước đất; dòng chảy mang hỗn hợp đó được gọi là dòng lơ lửng; khi dòng chứa một hàm lượng lớn các hạt đất thì được gọi là dòng bùn.

Khi nghiên cứu dòng lơ lửng cần phân biệt:

a) Lòng dẫn, chịu tác động xói mòn, tức là lòng dẫn mà dưới một trị số vận tốc nhất định của nước có thể bị xói và dòng chảy lúc đó chứa bão hòa các hạt đất.

b) Lòng dẫn, hoàn toàn không chịu tác động xói mòn, ví dụ lòng dẫn được phủ một lớp áo bê tông, trong lòng dẫn đó ban đầu chỉ có thể xuất hiện sự lắng đọng (rơi) của các hạt bùn cát từ trong nước, vì vậy loại lòng dẫn này chỉ có thể là lòng dẫn bị lắng đọng.

Nói chung có thể phân đất tạo nên lòng dẫn thành:

a) Hoặc là đất dính, khi mà giữa các hạt riêng lẻ tồn tại một lực dính kết (các hạt như là được dán chặt vào với nhau); ví dụ như đất sét.

b) Hoặc là đất không dính (rời), tức là không tồn tại lực dính; ví dụ như cát, cuội, sỏi v.v...

Sau đây ta chỉ nghiên cứu loại đất không dính (đất có cát).

Kích thước hạt của đất có cát thường là không giống nhau. Thành phần hạt của đất có cát được xác định bằng đường cong thành phần hạt, được xây dựng trên cơ sở thí nghiệm đối với từng loại đất.

Tốc độ rơi đều của một hạt cứng có trọng lượng nhất định trong một thể tích lớn nước tĩnh được gọi là độ thô thủy lực của hạt đó. Tốc độ đó được kí hiệu bằng w_0 và phụ thuộc vào hình dạng hình học và kích thước của hạt, vào trọng lượng riêng của vật chất cấu tạo nên hạt cũng như vào độ nhớt của chất lỏng. Giá trị của w_0 được xác định bằng thực nghiệm. Trong thực tế người ta cho rằng tốc độ rơi tương đối của hạt cứng đối với chuyển động của nước, tức là hình chiếu đứng (so với nước) của tốc độ tương đối của chuyển động hạt cũng bằng w_0 .

Khi xem xét dòng lơ lửng cần thiết phải giải các bài toán có ý nghĩa thực tiễn sau đây:

1. Xác định đại lượng tổn thất cột nước trong chuyển động của hỗn hợp nước - đất, khi nó có mức độ bão hòa hạt cứng khác nhau;

2. Đánh giá khả năng xói của dòng chảy, tức là làm rõ khả năng lòng dẫn bị xói cũng như xác định vận tốc và trị số giới hạn của khu vực bị xói;

3. Giải quyết các vấn đề khác nhau có liên quan đến sự vận chuyển bùn cát, xác định lượng bùn cát mà dòng chảy có thể tải được, tìm vận tốc tới hạn (không lắng đọng) là vận tốc mà với giá trị bé hơn nó lòng dẫn sẽ bị lắng rất nhanh, bởi vì khi đó sức tải cát trong lòng dẫn không còn;

4. Đánh giá khả năng lắng đọng của dòng chảy, tức là làm rõ khả năng và vận tốc lắng đọng của lòng dẫn đang xét do các hạt cứng từ dòng lơ lửng bị rơi xuống đáy lòng dẫn.

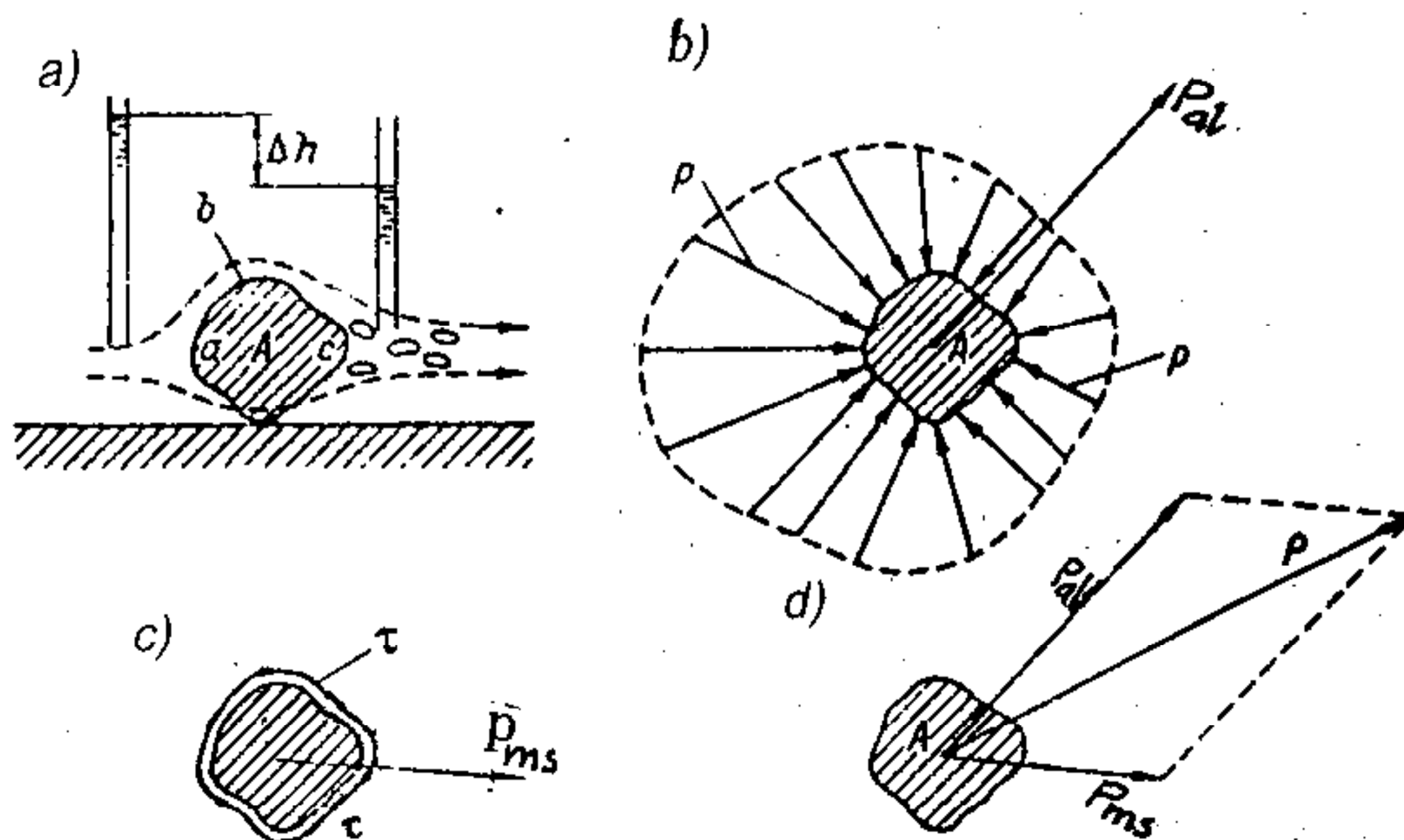
Từ các vấn đề 2. và 3. nói trên, trong trường hợp cụ thể ta có thể gặp ;

- a) Khi thiết kế bể lắng cát, tức là một bể chứa đặc biệt có chức năng giữ bùn cát trong dòng lơ lửng để làm sạch nước ;
- b) Khi thiết kế đập hoặc trụ cầu v.v... mà thường sau chúng hay xuất hiện xói cục bộ lòng sông (đôi khi cũng xuất hiện cả lắng cục bộ nữa) ;
- c) Trong việc nghiên cứu biến dạng lòng sông, khi phải đề cập đến xói chung hoặc lắng chung (diễn ra trên một chiều dài đáng kể của lòng sông) ;
- d) Trong việc nghiên cứu hiện tượng bồi lắng nhân tạo lòng hồ v.v...

§XV-2. TÁC ĐỘNG CƠ HỌC (LỰC) CỦA DÒNG CHẢY ĐẾN HẠT ĐẤT NẪM YÊN VÀ ĐƯỢC CHẢY BAO TRÊN ĐÁY LÒNG DẪN

Trên hình vẽ, một hạt cứng A nằm yên trên đáy lòng dẫn, hạt này sẽ được "bao" bởi các đường dòng tương ứng của dòng chảy, trong đó do tổn thất cột nước nên áp suất thủy động p trên đường abc thuộc phía trên hạt sẽ lớn hơn là phía dưới (xem trên hình vẽ các ống đo áp Π , chỉ hiệu số chiều cao áp suất Δh). Trong trường hợp tổng quát bề mặt của hạt A sẽ chịu tác động của sự phân bố không đều của áp suất thủy động p (hình b), do đó ta có thể thay thế tổng số hình học các ứng suất pháp nguyên tố bằng một vectơ P_{al} .

Ngoài các ứng suất pháp p , trên bề mặt hạt còn có tác động ứng suất ma sát tiếp τ (hình c). Các ứng suất này, bằng cách làm như trên, được thay thế bằng một vectơ P_{ms} . Khi cộng hai vectơ P_{al} và P_{ms} như trên đã rõ, về bản chất vật lí, ta sẽ có một lực P (hình d). Lực đó là lực tác động cơ học của dòng chảy đến hạt cứng nằm yên. Do đó trị số và phương của lực P phụ thuộc vào hình dạng và kích thước của hạt, cũng như vào các điều kiện chuyển động của nước tại thời điểm và tọa độ xác định.



Sơ đồ tác động cơ học của dòng chảy đối với vật rắn nằm yên được chảy bao

Quan sát nhiều hạt cát nằm trên đáy lòng dẫn và có các kích thước, hình dạng khác nhau cũng như trong các điều kiện chảy bao khác nhau, có thể thấy rằng mỗi hạt đều phải chịu tác động một lực P_d của mình. Đối với một số hạt tại một thời điểm nhất định lực P_d sẽ có thành phần đứng $P_{d\downarrow}$ hướng xuống dưới và do đó tại thời điểm đang xét các hạt như vậy sẽ bị kéo xuống đáy. Còn đối với các hạt khác lực thành phần đứng $P_{d\uparrow}$ tại thời điểm đó sẽ hướng lên trên và sẽ là lực nâng. Do đó đối với một hạt cát bất kì nào đó thì lực P_d lớn hơn trọng lượng bản thân G

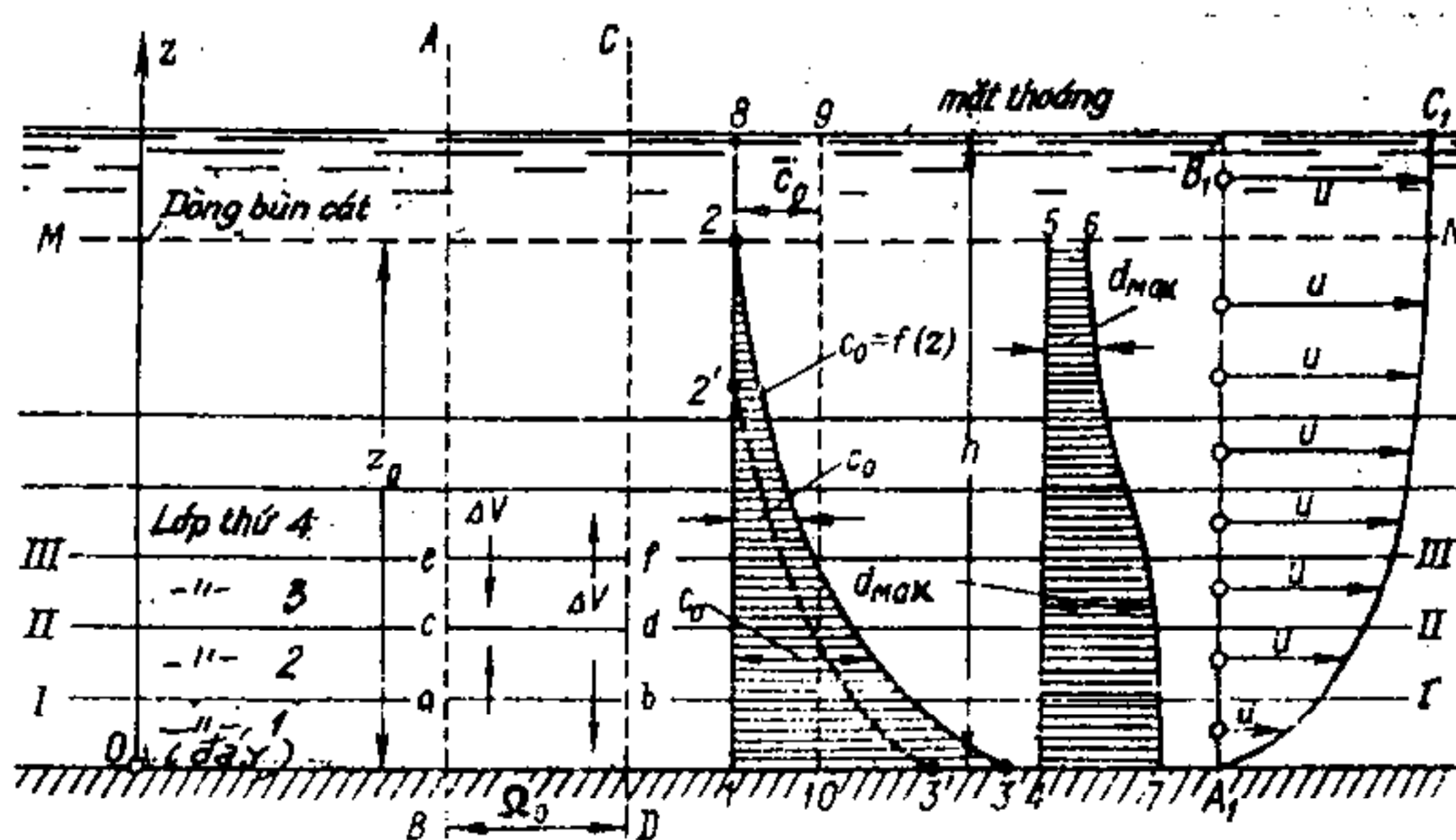
$$P_d > G \quad (4)$$

và nếu thời gian tác động của lực thành phần đứng nói trên tương đối dài, thì hạt cát này có thể bứt ra khỏi đáy và rơi vào dòng chảy đáy.

§XV-3. CƠ CHẾ CỦA DÒNG RỐI BẢO HÒA CÁC HẠT CỨNG CÓ TRỌNG LƯỢNG (CÁC HẠT ĐẤT, CÁT)

Ở trên ta đã có nhận xét là các hạt nằm ở đáy lòng dẫn do chịu tác động của chuyển động nước, có thể rơi xuống lớp đáy của dòng chảy (dòng chảy đáy).

Trong chuyển động tầng với độ thô thủy lực w_0 , một hạt cứng nằm trong dòng chảy sẽ rơi xuống đáy ở vị trí xuôi theo chiều chảy một ít; hạt đó sẽ bị dòng chảy di chuyển với vận tốc bằng vận tốc dọc và sẽ rơi xuống đáy dưới tác động của trọng lực với tốc độ bằng w_0 . Do đó trong chuyển động tầng sự bảo hòa dòng chảy bằng các hạt cứng có trọng lượng khi các hạt này được cung cấp từ đáy lòng dẫn là không thể xảy ra; tuy nhiên có thể quan sát được sự dịch chuyển theo chiều chảy của một số hạt.



Cơ chế dòng bảo hòa các hạt cứng có trọng lượng

$A_1 - B_1 - C_1$ - biểu đồ vận tốc dọc trung bình; 1-2-3-1 và 1-2'-3'-1 - biểu đồ cục bộ tới hạn (giới hạn tối đa) của nồng độ c_0 của pha cứng; 4-5-6-7 - biểu đồ quan hệ giữa đường kính lớn nhất của hạt lơ lửng d_{max} và tọa độ z .

Một bức tranh hoàn toàn khác khi xét đến chuyển động rối. Như ta đã biết dòng rối khác với dòng tầng ở chỗ trong dòng rối tồn tại vận tốc mạch động đứng u'_z . Các vận tốc mạch động đó đã vẽ nên bức tranh chuyển động của lớp đáy gồm những hạt cứng được tách rời khỏi đáy như sau :

Trên hình vẽ là mặt cắt dọc, đứng của một dòng rối nước sạch. Ta dùng các mặt cắt I-I, II-II, III-III chia dòng đó thành những lớp nguyên tố, song song với đáy (xem trên hình vẽ các lớp 1, 2, 3...) Lòng dẫn được xem là cấu thành bởi cát, có nghĩa là lòng dẫn thuộc loại bị xói.

Giả thiết là từ một diện tích đáy có giá trị là Ω_0 (giới hạn bởi các mặt A-B và C-D) trong một thời đoạn nhất định Δt một lượng cát nào đó rơi vào phạm vi của lớp thứ nhất (lớp đáy) do nguyên nhân đã nói mục XV-2 (ví dụ 1000 hạt).

Để dễ hình dung ta giả thiết rằng trong dòng chảy không có vận tốc dọc (trong đó chuyển động của bùn cát đáy cũng không tồn tại) ; vì thế chỉ còn lại vận tốc mạch động đứng u'_z . Khi xem xét một sơ đồ giả định, trên mặt I-I là mặt phân cách giữa lớp thứ nhất và lớp thứ hai của dòng chảy, ta lấy một diện tích ab đúng bằng diện tích đáy Ω_0 . Hiển nhiên là qua một thời đoạn không dài lắm, một phần trong số 1000 hạt cát nói trên với vận tốc.

$$u \downarrow = u'_z \downarrow + w_0 \quad (5)$$

rơi trở lại đáy ; một phần khác (nhỏ hơn) với vận tốc

$$u \uparrow = u'_z \uparrow - w_0 \quad (6)$$

đi qua mặt cắt a-b và xâm nhập vào lớp thứ 2 của dòng chảy ; dĩ nhiên ta chỉ có những hạt có kích thước nhỏ mới thực hiện được một chuyển động lên như vậy vì các hạt đó có vận tốc mạch động lên $u'_z \uparrow$ (tại thời điểm xác định) lớn hơn là độ thô thủy lực w_0 .

Tiếp theo tương tự ta có thể xét diện tích c-d, là mặt phân chia giữa lớp thứ 2 và thứ 3 của dòng chảy, và có thể khẳng định được rằng một lượng (nói chung là nhỏ) các hạt cát (trong số 1000 hạt nói trên tại thời điểm tiếp theo do có vận tốc $u'_z \uparrow$ sẽ chuyển từ lớp thứ 2 lên lớp thứ 3 v.v...

Do đó ta thấy rằng, nhờ có vận tốc mạch động đứng u'_z mà dòng rối (đối với lòng dẫn bị xói) sẽ dần dần được cát làm bão hòa với chiều dày lớp bão hòa theo phương z ngày càng tăng. Quá trình bão hòa cát đó của dòng rối sẽ tiếp tục đến một giới hạn nhất định, sau đó mức độ bão hòa cát (gồm những hạt cứng được lấy từ đáy lên) sẽ được ổn định.

Quá trình bão hòa cát của dòng chảy trong suốt cả chu kì bão hòa cho đến giới hạn nói trên được diễn ra như sau :

a) Đối với một mặt cắt chọn tùy ý, ví dụ mặt a-b, thể tích hỗn hợp đi lên qua mặt cắt đó (trong một thời đoạn Δt đó) sẽ lớn hơn pha cứng đi

xuống cũng qua mặt cắt đó trong thời đoạn Δt đó ; còn các thể tích hỗn hợp ΔV , đi lên và đi xuống mặt cắt a-b cùng trong thời đoạn Δt , tất nhiên do điều kiện liên tục phải bằng nhau : $\Delta V \uparrow = \Delta V \downarrow$; do đó trong cả chu kì bão hòa cát trong thể tích $\Delta V \uparrow$ phải chứa nhiều pha cứng hơn là các thể tích $\Delta V \downarrow$;

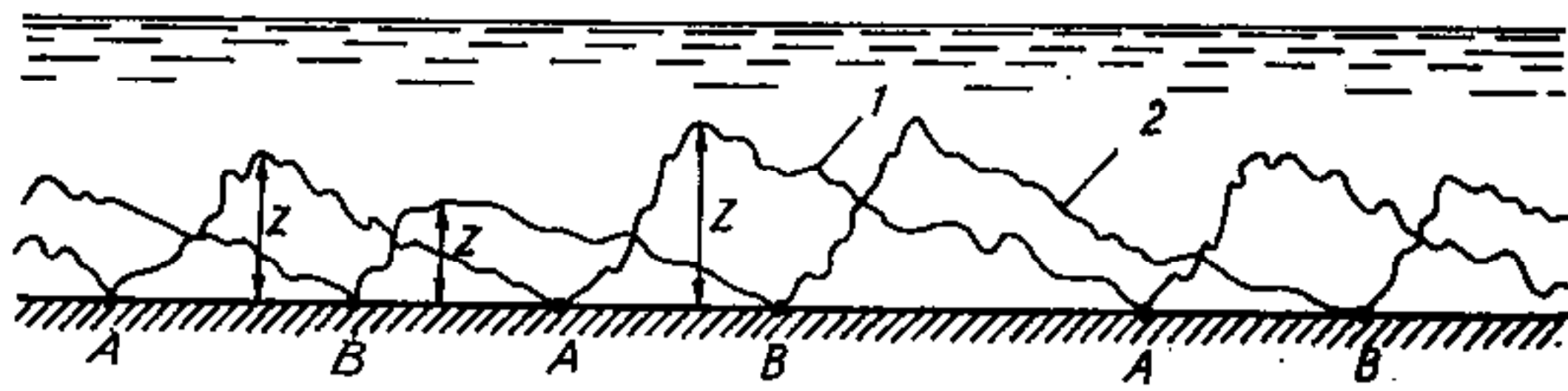
b) Các thể tích của pha cứng $C_d \uparrow$, được bứt khỏi đáy lòng dẫn để đi vào dòng chảy sẽ lớn hơn các thể tích của pha cứng $C_d \downarrow$, là những thể tích mà dưới tác động của vận tốc $u'_z \downarrow$ sẽ rơi trở lại đáy lòng dẫn ($C_d \uparrow > C_d \downarrow$) ; vì vậy trong chu kì dòng chảy bị bão hòa cát, đáy lòng dẫn phải hạ thấp xuống, tức là lòng dẫn bị xói.

Sau khi độ bão hòa của dòng chảy đã *ổn định*, ta có hiện tượng khác trước : trong thời đoạn Δt các thể tích ΔV , cũng như các thể tích của pha cứng C_d đi lên và đi xuống qua mặt cắt ngang bất kì a-b (hoặc c-d v.v...) đều giống nhau ($C_d \uparrow = C_d \downarrow$) ; tức là thể tích của pha cứng được bứt ra khỏi đáy lòng dẫn bằng dòng chảy sẽ bằng thể tích pha cứng rơi từ dòng chảy xuống đáy lòng dẫn ; lúc đó sự xói lòng cát sẽ chấm dứt (mặc dù vận tốc trung bình của dòng chảy có thể là rất lớn) : hình dạng và cao độ bề mặt đáy lòng dẫn sẽ ổn định.

Khi độ bão hòa cát của dòng chảy đã ổn định, *nồng độ* c_0 của cát được chứa trong dòng chảy *luôn luôn giảm dần tính từ đáy lên mặt nước* (xem trên hình vẽ biểu đồ phân bố nồng độ hạt theo z).

Như thí nghiệm đã chứng tỏ trong dòng chảy không áp cường độ của mạch động vận tốc giảm dần từ đáy lên mặt nước. Do vậy phải chấp nhận là trên mặt thoáng của dòng chảy mạch động đứng của vận tốc u'_z hầu như bằng không. Hiện tượng giảm u'_z đôi khi xảy ra như sau : tại vị trí cách đáy khoảng z_0 nhỏ hơn chiều sâu h (xem hình vẽ), vận tốc mạch động u'_z có giá trị bằng độ thô thủy lực w_0 (ứng với hạt có kích thước nhỏ nhất, được tách rời khỏi đáy) ; do đó các hạt không thể tiếp tục dâng lên cao hơn nữa (vì $z > z_0$ ta sẽ có $u'_z < w_0$). Đường M-N là vị trí được xác định bằng tọa độ z_0 , đôi khi được gọi là *trần bùn cát*. Trong một số trường hợp đường M-N thường được thể hiện rất rõ nét, trên đường biên đó là nước trong có trọng lượng thể tích thông thường, nhỏ hơn hỗn hợp của chính nó với đất, là hỗn hợp có đặc trưng về trọng lượng thể tích tương đối lớn. Trong trường hợp này ta có chuyển động như là của hai lớp chất lỏng khác nhau, tức là ta được một kết cấu dòng chảy phân tầng.

Cũng cần phải nói rằng vì càng xa đáy vận tốc mạch động u'_z càng giảm, trị số kích thước lớn nhất d_{\max} của hạt nằm cách đáy một khoảng z phải giảm dần khi z tăng (xem biểu đồ 4-5-6-7). Ngoài ra, cũng có thể thấy rằng khi nồng độ của pha cứng tăng lên (trong quá trình dòng chảy bị bão hòa bởi các hạt cứng) biểu đồ $A_1 B_1 C_1$ phải biến dạng (trở nên không đều hơn).



Quỹ đạo (1 và 2) của các hạt cứng lơ lửng A và B khi chúng chịu tác động của dòng rối

Trên cơ sở sự phân tích nói trên ta có thể đi đến một hiện tượng tiếp theo như sau : sau khi độ bão hòa hạt cứng của dòng chảy đã ổn định, tại một thời điểm nào đó do nguyên nhân này hay nguyên khác giá trị của vận tốc mạch động đứng trong dòng chảy sẽ giảm. Lúc này ta lại được một bức tranh hoàn toàn ngược với trường hợp khi dòng bão hòa hạt : thể tích của pha cứng rơi từ dòng chảy xuống đáy sẽ lớn hơn là thể tích của pha cứng được dòng chảy bứt ra khỏi đáy. Không phụ thuộc vào vận tốc trung bình v của dòng chảy kết quả là bề mặt của đáy lòng dẫn được nâng lên, lúc đó ta có trường hợp lòng dẫn bị bồi. Tình trạng đó sẽ tiếp tục cho đến khi dòng chảy tải được một khối lượng hạt ứng với cường độ mạch động mới (ổn định) của vận tốc ; trong đó sự phân bố nồng độ hạt theo chiều sâu có thể biểu thị bằng đường 1-2'-3'-1 (xem trên hình vẽ về cơ chế dòng bão hòa có hạt cứng).

Khi xem xét chuyển động ổn định đều trong lòng dẫn hở dưới các điều kiện của dòng bão hòa hạt ổn định nhận thấy rằng các quỹ đạo, ví dụ của các hạt A và B có dạng các đường cong 1 và 2 (xem trên hình vẽ) ; ban đầu hạt A đi lên, sau đó dần dần rơi xuống đáy rồi lại tiếp tục đi lên v.v... Có thể nói rằng khi các hạt được di chuyển bằng dòng rối thì một phần trong số chúng thường xuyên rơi từ dòng chảy xuống đáy, phần khác lại luôn luôn đi từ đáy lên.

Như vậy là ta được một sự trao đổi giữa dòng chảy và đáy lòng dẫn. Trong đó với dòng bão hòa hạt ổn định (không có sự di chuyển của bùn cát đáy) thì sự trao đổi hạt nói trên sẽ không gây nên sự biến dạng của bề mặt lòng dẫn (lòng dẫn không bị xói cũng như không bị bồi).

Dĩ nhiên là kích thước hạt càng lớn thì đại lượng z càng nhỏ (như trên hình vẽ). Đối với hạt đủ lớn z gần bằng không. Chính những hạt đó cũng như các hạt cực lớn là những hạt không bao giờ bứt ra khỏi đáy mà lại lăn (dịch chuyển) trên đáy lòng dẫn đôi khi trợn vện cả một lớp (dưới tác dụng của các lực đã được giải thích ở mục XV-2) và được gọi là *bùn cát đáy*, khác với bùn cát đang xem xét - *bùn cát lơ lửng*.

Trên đây chúng ta nói đến lòng được tạo bởi các hạt rời (lòng mềm). Nếu lòng dẫn có lớp phủ, ví dụ, áo bê tông (tức là lòng không xói) thì trong trường hợp khi bản thân nước dẫn vào đã có chứa bùn cát lơ lửng (đôi khi cả bùn cát đáy), ban đầu chỉ cần xem xét sự lắng đọng của các hạt trên đáy lòng dẫn, sau đó đến việc làm xói chúng (cũng như tình hình của bùn cát đáy nếu có).

XV-4. CÁC THUẬT NGỮ, MỘT SỐ KHÁI NIỆM VÀ ĐỊNH NGHĨA CÓ LIÊN QUAN ĐẾN DÒNG Bùn CÁT LƠ LỬNG

Trong phần này chỉ nghiên cứu dòng bùn cát lơ lửng

Lưu lượng của hỗn hợp Q_{hh} được gọi là thể tích của dòng lơ lửng chảy qua một mặt cắt ướt nhất định trong một đơn vị thời gian. Nếu nồng độ của hạt lơ lửng trong nước quá nhỏ thì có thể coi lưu lượng của hỗn hợp bằng lưu lượng nước.

Lưu lượng của pha cứng hoặc nói cách khác lưu lượng cứng Q'_c - thể tích của pha cứng (hình dung là hoàn toàn đông đặc, không có lỗ rỗng), được dòng chảy tải đi qua một mặt cắt ướt nhất định trong một đơn vị thời gian.

"*Lưu lượng trọng lượng cứng*" Q_c - trọng lượng của pha cứng được tải đi qua một mặt cắt ướt nhất định trong một đơn vị thời gian ; thứ nguyên của lưu lượng đó là kN/s (hoặc kG/s) ; do đó :

$$Q_c = (Q_{hh} - Q)\gamma_c = Q'_c \gamma_c$$

Trong đó :

Q - lưu lượng của pha lỏng (nước) ;

γ_c - trọng lượng của hạt tạo thành pha cứng được tính cho một đơn vị thể tích của các hạt.

Độ đục của nước (đôi khi gọi là độ đục trọng lượng của nước) a - trọng lượng của các hạt lơ lửng trong một đơn vị thể tích của hỗn hợp ; thứ nguyên của a là kN/m³ (hoặc kG/m³).

Nồng độ của pha cứng (hoặc còn gọi là thể tích tương đối của độ đục) c - đại lượng không thứ nguyên ; do đó

$$c = \frac{Q_{hh} - Q}{Q_{hh}} = \frac{Q'_c}{Q_{hh}} ; a = c\gamma_c = \frac{Q_{hh} - Q}{Q_{hh}} \gamma_c = \frac{Q'_c}{Q_{hh}} \gamma_c \quad (7)$$

Giả thiết ta có một lòng dẫn hình trụ (các đại lượng về mặt cắt, độ dốc, độ nhám và lưu lượng có các giá trị nhất định). Chuyển động trong lòng dẫn đó là không áp, đều và ổn định. Khả năng tải cát của lòng không áp đó được gọi là lưu lượng trọng lượng hạt cứng, là đại lượng có thể hình dung ra sự hình thành của nó như sau ; do dòng dẫn bị xói hoặc có các

hạt cứng từ bên ngoài xâm nhập vào mà dòng chảy bị bão hòa đến giới hạn các hạt cứng, khi đó độ bão hòa dòng chảy bằng các hạt cứng đã được ổn định. Thứ nguyên của khả năng tải cát của dòng chảy là kN/s (hoặc kG/s).

Trong trường hợp hạt *đồng nhất*, khả năng tải cát của dòng chảy phụ thuộc vào các thông số dòng chảy, cũng như vào độ lớn của hạt, vì thế khả năng đó có liên quan đến độ lớn của các hạt đồng nhất. Trong trường hợp hạt không đồng nhất thì khả năng tải cát nói trên không hoàn toàn xác định : với lòng mềm dễ bị xói, nói chung dòng chảy có thể "tự chọn" cho mình *các tổ hợp hạt khác nhau* trong số các hạt cấu tạo nên lòng dẫn và do đó ta có thể có các khả năng tải cát khác nhau. Tuy nhiên cũng tồn tại một quan điểm cho rằng dòng chảy phải chọn một tổ hợp hạt nhất định và vì thế nó có một khả năng tải cát cũng phải xác định (duy nhất) trong các điều kiện phù hợp với thành phần hạt không đồng nhất cấu tạo nên lòng dẫn.

Ta đi đến một định nghĩa sau : dòng chảy tải một số lượng hạt ứng với khả năng tải của nó thì được gọi là dòng chảy được *bão hòa hạt hoàn toàn* (khác với dòng *chưa bão hòa* hoặc *bão hòa quá mức*).

Độ đục cục bộ giới hạn (tối đa có thể được) a_0 của nước là độ đục khi "sự bão hòa hạt hoàn toàn của dòng chảy" xảy ra tại vị trí này hay vị trí khác.

Nồng độ cục bộ giới hạn (tối đa có thể được) của pha cứng c_0 được gọi là nồng độ của pha cứng tại những vị trí mà "dòng chảy được bão hòa hạt hoàn toàn".

Khi thực hiện các phép tính khác nhau ta thường dùng đại lượng vận tốc trung bình v ; vì thế ta phải thay đại lượng nồng độ giới hạn c_0 là đại lượng thay đổi theo chiều sâu bằng nồng độ giới hạn trung bình (trung bình theo chiều sâu) \bar{c}_0 . Đại lượng \bar{c}_0 phải được xác định từ điều kiện sao cho lưu lượng trọng lượng riêng của hạt cứng q_c đối với bài toán phẳng khi biết v và \bar{c}_0 là :

$$q_c = \frac{Q_c}{b} = \bar{c}_0 \gamma_c v h = \bar{a}_0 v h \quad (8)$$

được cân bằng với lưu lượng riêng thực của hạt cứng là :

$$q_c = \frac{Q_c}{b} = \int c_0 \gamma_c u dz \quad (9)$$

Trong đó :

b - chiều rộng của lòng dẫn chữ nhật đang xét ;

u - vận tốc dọc cục bộ (xem biểu đồ vận tốc u của hỗn hợp) ;

\bar{a}_0 - độ đục trung bình theo chiều sâu.

Như vậy đại lượng nồng độ trung bình giới hạn của pha cứng trong điều kiện bài toán phẳng bằng :

$$\bar{c}_o = \frac{\int c_o \bar{u} dz}{vh} \quad (10)$$

đại lượng \bar{c}_o trên hình vẽ "Cơ chế dòng bão hòa..." có thể là hình chữ nhật 1-8-9-10.

Nếu lưu lượng trọng lượng hạt cứng của dòng lơ lửng trong một lòng dẫn nào đó nhỏ hơn lưu lượng Q_c được tính theo công thức (8) thì phải được hiểu là dòng chảy lúc này chưa bão hòa hạt. Nếu quan hệ về lưu lượng nói trên là ngược lại thì dòng chảy lúc này là *dòng bão hòa quá mức*, điều đó có nghĩa là lòng dẫn sẽ bị bồi.

Khi giải quyết các loại bài toán tương tự cần phải biết trước các giá trị \bar{a}_o (hoặc \bar{c}_o) đối với một dòng chảy đã định. Trong các tài liệu thủy lực có khá nhiều công thức thực nghiệm để xác định đại lượng này. Phần lớn các công thức đó được viết cho dòng chảy đều, ổn định, không áp trong các điều kiện khi đại lượng \bar{a}_o (hoặc \bar{c}_o) có giá trị lớn, vì thế đương nhiên là các công thức đó được sử dụng trong phạm vi nhất định. Tất cả các công thức thực nghiệm viết cho lòng cát (mềm) của các tác giả khác nhau có thể đưa về dạng sau :

$$\bar{a}_o \left(\text{tính bằng } \frac{\text{kG}}{\text{m}^3} \right) = k \frac{v^3}{\bar{w}_o R^{n_o}} \text{ hoặc } \bar{a}_o \left(\text{tính bằng } \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = \frac{v^3}{\bar{w}_o R^{n_o}} \quad (11)$$

Trong đó :

v - vận tốc trung bình, m/s ;

R - bán kính thủy lực, m ;

\bar{w}_o - độ thô thủy lực trung bình của hạt lơ lửng, m/s ; trên thực tế \bar{w}_o được xem là giá trị trung bình trọng số của độ thô thủy lực của chính các hạt đã cấu tạo nên lòng dẫn ;

k - hệ số có thứ nguyên có giá trị trong phạm vi :

$$k = 0,017 \div 0,034 ; \quad (12)$$

n_o - chỉ số mũ, thay đổi trong phạm vi :

$$n_o = 3/4 \div 4/3. \quad (13)$$

Sử dụng công thức (11) có thể giải các bài toán về vận tải hạt không áp bằng sức nước nói riêng, tức là hạt trong lòng dẫn hở (máng, kênh...).

Trong các tài liệu đã công bố có một số kết quả về việc vẽ đường cong quan hệ $c_o = f(z)$ (xem đường cong 2-3 trên hình vẽ "Cơ chế dòng bão hòa...") bằng lí thuyết với mục đích để từ đường cong đó và trên cơ sở công

thức (11) xác định đại lượng \bar{c}_0 . Các công trình nói trên chủ yếu nghiên cứu đối với hạt đồng nhất (cát có hạt đồng nhất). Trong lĩnh vực nghiên cứu này có thể tổng kết thành hai lý thuyết khác nhau sau đây : a- lý thuyết khuếch tán các hạt lơ lửng dùng cho dòng nước của Macavêep V. M. và b- lý thuyết trọng lực của Vêlicanôp M. A.

Giả thiết về khả năng sử dụng "định luật khuếch tán" đặc biệt (tương tự định luật Phich) được đưa vào nội dung cơ bản của lý thuyết khuếch tán. Trong đó giả thiết là sự phân bố theo thủy trực nồng độ giới hạn c_0 của pha cứng trên cơ sở định luật lý thuyết khuếch tán (đối với chuyển động ổn định đều) được biểu thị dưới dạng sau :

$$-w_0 \frac{\partial c_0}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} D_0 \frac{\partial c_0}{\partial z} \quad (14)$$

Trong đó D_0 - hệ số khuếch tán rối, phụ thuộc vào hệ số nhớt rối động lực η_r :

$$D_0 = \frac{g}{\eta_r} \quad (15)$$

w_0 - độ thô thủy lực của bùn cát có hạt đồng nhất.

Theo V. M. Macavêep nếu giả thiết rằng đại lượng η_r không đổi (không phụ thuộc vào tọa độ z - điều đó xảy ra khi trên thủy trực vận tốc u được phân bố theo quy luật "parabôn"), thì trên cơ sở các kết quả nghiên cứu của A. D. Graseva có thể chứng minh rằng :

$$a_0 = \frac{v^3}{w_0} \quad (16)$$

điều đó cho ta thấy công thức trên chứng minh tính đúng đắn về cấu trúc của công thức (11).

Cũng cần nói rằng các kết quả nghiên cứu lý thuyết của M. V. Vêlicanôp trong lĩnh vực này cũng đưa đến dạng công thức (11). Trên cơ sở chính lý các số liệu thí nghiệm của V. C. Knorôd (đối với bùn cát có hạt đồng nhất) M. V. Vêlicanôp đã được công thức sau đây :

$$\bar{a}_0 \left(\text{tính bằng } \frac{\text{kG}}{\text{m}_3} \right) = 0,017 \frac{v^3}{w_0 R} \text{ hoặc } \bar{a}_0 \left(\text{tính bằng } \frac{\text{kN}}{\text{m}_3} \right) = 0,17 \frac{v^3}{w_0 R} \quad (17)$$

Điều hiển nhiên là biểu thức trên cũng như biểu thức tổng quát (11) chỉ đúng đối với trường hợp khi $w_0 < (u'_z)_{\max}$. Sau đây là công thức của M.Ia. Krupnhik viết cho đất cát, trong đó khác với các công thức (11) và (17) là công thức này có xét đến tỉ số giữa các đại lượng w_0 và u'_z :

$$\bar{a}_0 \left(\text{tính bằng } \frac{\text{kG}}{\text{m}_3} \right) = \frac{0,076 v^3}{w_0 R} \left[0,274 - \frac{\bar{w}_0^2}{(u'_z)^2} \right]$$

$$\text{hoặc } \bar{a}_0 \left(\text{tính bằng } \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = \frac{0,76v^3}{\bar{w}_0} \left[0,274 - \frac{\bar{w}_0^2}{(\bar{u}'_z)^2} \right] \quad (18)$$

Trong đó đại lượng trung bình $(\bar{u}'_z)^2$ có thể xác định theo công thức của S. F. Savelev :

$$(\bar{u}'_z)^2 = \left(\frac{0,078v}{h^{0,22}} \right)^2 \quad (19)$$

Trong các công thức (18) và (19) các đại lượng R và h tính bằng m, còn v, w_0 và u'_z tính bằng m/s.

§XV-5. VẬN TẢI BẰNG ĐƯỜNG ỐNG CÓ ÁP

Máy bơm thường được dùng để thực hiện việc vận tải hỗn hợp (đất - nước) trong đường ống có áp (đường ống dẫn bùn).

Trong trường hợp tổng quát khi hỗn hợp được vận chuyển bằng đường ống dẫn bùn thì một phần của pha cứng (tức là các hạt đất) được chuyển động ở trạng thái lơ lửng, còn phần khác được cấu tạo bởi các hạt lớn hơn - được chuyển động trực tiếp trên đáy ống (tương tự như bùn cát đáy đã nói ở trên). Nếu tại một thời điểm làm việc bất kì của ống dẫn bùn vận tốc trung bình của chuyển động hỗn hợp trong đó lại nhỏ hơn một vận tốc tối thiểu nào đó, tức là

$$v < v_{\min} \quad (20)$$

thì lúc này ống dẫn bùn bắt đầu lắng đọng rất nhanh do các hạt đất lơ lửng chìm xuống đáy.

Vận tốc v_{\min} có thể gọi là vận tốc không lắng nhỏ nhất.

Các tác giả khác nhau (G.N. Rôier, A.M Xarepxki, P.D.Epđôkimôp, V.C.Knorôd, A.P.Iuphin và những người khác) đã đề xuất nhiều công thức thực nghiệm để xác định vận tốc v_{\min} . Dưới đây chỉ giới thiệu một công thức tính v_{\min} bằng m/s.

$$v_{\min} = 8 \sqrt[3]{D} \sqrt[6]{\bar{c}_0 \psi} \quad (21)$$

Trong đó :

D - đường kính ống dẫn bùn tính bằng m ;

\bar{c}_0 - nồng độ giới hạn trung bình của pha cứng ;

ψ - hệ số thực nghiệm, lấy phụ thuộc vào các cỡ hạt theo bảng, (ví dụ với hạt có $d = 0,05 \div 0,10\text{mm}$ trị số $\psi = 0,02$; với $d = 0,5 \div 1,0\text{mm}$

$\psi = 0,80$; với $d = 10 \div 20\text{mm}$ $\psi = 2,0$).

Nếu thiết kế đường ống dẫn bùn với vận tốc $v < v_{\min}$ thì như đã nói trên, trong quá trình khai thác đường ống sẽ bị bồi lắng rất nhanh, nếu đường ống (dưới cùng một độ dốc đo áp) được thiết kế với $v > v_{\min}$ thì bài toán có lời giải không kinh tế : nồng độ của pha cứng sẽ không lớn ; vì thế để vận chuyển được một thể tích nhất định bùn cát phải tốn một lượng nước lớn. Do vậy đường ống dẫn bùn có áp cần được thiết kế sao cho vận tốc v trong đó vừa bằng (cho trường hợp tính toán) vận tốc không lắng tối thiểu v_{\min} , tức là

$$v = v_{\min} \quad (22)$$

Từ các điều kiện đó, theo (21) ta được các biểu thức tính toán sau :

Vận tốc trong đường ống dẫn bùn được thiết kế

$$v = \frac{Q_{hh}}{\omega} = \frac{Q'_c}{\bar{c}_o \omega} \quad (23)$$

trong đó ω - mặt cắt ướt ; từ đó với (22), công thức (21) có thể viết dưới dạng

$$\frac{Q'_c}{\bar{c}_o \omega} = 8 \sqrt[3]{D} \sqrt[6]{\bar{c}_o \psi} \quad (24)$$

trong đó cả vế trái và vế phải đều phải tính bằng m/s.

Giải (24) ta được :

$$\bar{c}_o = \sqrt[7]{\frac{Q'_c}{8 \omega \sqrt[3]{D} \sqrt[6]{\psi}}} \quad (25)$$

Theo công thức trên, biết Q'_c , D và ψ , có thể tìm đại lượng \bar{c}_o và từ đó ta xác định được :

$$v_{\min} = \frac{Q'_c}{\bar{c}_o \omega} ; Q_{hh} = v_{\min} \omega ; Q = Q_{hh} - Q'_c \quad (26)$$

trong đó Q - lưu lượng nước.

Thông thường bài toán được đặt ra và cách giải được thực hiện như sau :

1. Cho trước đại lượng Q'_c (tức là lưu lượng thể tích của pha cứng), cũng như cho trước đường cong phân tích hạt, xác định ψ .

2. Biết Q'_c , ψ , cho một số đường kính ống dẫn bùn D_1, D_2, D_3, \dots và đối với mỗi đường kính theo công thức (25), (26) xác định các đại lượng $v = v_{\min}$ và Q .

3. Với mỗi phương án đường kính ống dẫn bùn phải xác định tổn thất cột nước theo chiều dài h_g . Cần nhớ là h_g phụ thuộc vào công suất máy bơm và vào chi phí điện năng.

4. Trên cơ sở so sánh kinh tế các phương án về đường kính ống, xác định đường kính ống D cần thiết cũng như công suất trạm bơm.

Cần thiết phải chú ý : để xác định tổn thất cột nước h_d khi hỗn hợp chuyển động trong ống tròn đã có khá nhiều công thức thực nghiệm. Từ các công thức đó ta thấy rằng trong trường hợp tổng quát tổn thất của hỗn hợp lớn hơn là của nước. Tuy nhiên khi nồng độ của pha cứng không lớn lắm và khi trong hỗn hợp có nhiều hạt nhỏ thì tổn thất cột nước của hỗn hợp trên thực tế cũng như của nước. Tất nhiên là khi tính tổn thất cột nước h_d theo các công thức dùng cho nước, ta phải chú ý là tổn thất cột nước h_d được biểu thị bằng chiều cao cột nước có trọng lượng thể tích bằng trọng lượng thể tích của hỗn hợp.

Cuối cùng cần phải lưu ý thêm là trong trường hợp $v < v_{\min}$ thì ống bị lắng đọng dần, diện tích mặt cắt ướt sẽ giảm, vận tốc trong ống sẽ tăng lên và hiện tượng lắng đọng sẽ ngừng. Như vậy là trong ống có áp chuyển động của hỗn hợp sẽ được điều chỉnh tự động.