

Chương VI

DÒNG CHẢY ỔN ĐỊNH TRONG ỐNG CÓ ÁP

§6-1. NHỮNG KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ ĐƯỜNG ỐNG NHỮNG CÔNG THỨC TÍNH TOÁN CƠ BẢN

Ta nghiên cứu dòng chảy trong ống thỏa mãn những điều kiện sau đây: dòng chảy ổn định, có áp, chảy rối, chảy đều. Dòng chảy trong những ống dẫn nước của thành phố, nhà máy, những ống xiphông, những ống hút ống đẩy của máy bơm v.v... thường là những dòng chảy có những điều kiện trên.

Khi nghiên cứu dòng chảy ổn định có áp, những phương trình chủ yếu nhất mà ta phải dùng tới là:

1. Phương trình Bécnuiy (3-25),
2. Phương trình liên tục (3-9),
3. Phương trình xác định tổn thất cột nước (chủ yếu là những công thức tính hệ số ma sát Đácxy λ , hệ số Sedi C, hệ số tổn thất cục bộ ζ_c).

Dòng chảy rối được nghiên cứu dưới đây chủ yếu là ở khu vực *sức cản bình phương*. Tuy nhiên trong nhiều trường hợp sự phân biệt giữa hệ số ma sát ở khu vực sức cản bình phương và ở trước khu vực sức cản bình phương không lớn lắm nên kết quả nghiên cứu ở chương này cũng vẫn có thể áp dụng cho khu trước khu bình phương (xem §4-8); trong những trường hợp khác, phải có sự điều chỉnh.

Trong tính toán về đường ống, ta phân làm ống dài và ống ngắn. Sự phân loại này căn cứ vào sự so sánh giữa tổn thất cột nước dọc đường và tổn thất cột nước cục bộ trong toàn bộ tổn thất cột nước.

Ống dài là đường ống trong đó tổn thất cột nước dọc đường là chủ yếu, tổn thất cột nước cục bộ và cột nước lưu tốc so với tổn thất dọc đường khá nhỏ có thể bỏ qua không tính.

Ống ngắn là đường ống trong đó tổn thất cột nước cục bộ của dòng chảy và cột nước lưu tốc đều có tác dụng quan trọng như tổn thất cột nước dọc đường.

Như vậy khái niệm về ống dài và ống ngắn không phải căn cứ vào kích thước hình học mà phân loại, đó là một khái niệm thủy lực vì nó căn cứ vào tình hình tổn thất cột nước.

Người ta quen tính như sau: khi tổn thất cục bộ nhỏ hơn 5% tổn thất dọc đường, ta coi là ống dài, nếu lớn hơn 5% thì coi là đường ống ngắn. Thiết kế ống dài, người ta thường kể đến tổn thất cục bộ bằng cách coi nó bằng 5% tổn thất dọc đường, rồi cộng vào tổn thất dọc đường để tìm ra tổn thất toàn bộ.

Đại thể có thể thấy những ống dẫn nước trong thành phố, những ống dẫn nước vào nhà máy thủy điện là những ống dài; còn những ống tháo nước đặt dưới chân đập, những ống hút và đẩy của máy bơm, những ống xiphông, những ống ngầm qua lòng sông... là những ống ngắn.

Đối với việc tính toán đường ống, ta có thể sử dụng những công thức cơ bản sau đây:

1. Công thức tính toán đối với ống dài: Đối với ống dài, tổn thất cột nước coi như toàn bộ là tổn thất dọc đường:

$$h_w \approx h_d = J l \quad (6-1)$$

trong đó, J là độ dốc thủy lực, l là chiều dài của dòng chảy đều trong ống có áp.

Ta đã biết lưu tốc trung bình của dòng chảy đều có thể xác định bằng công thức Sedi (4-88):

$$v = C \sqrt{R J},$$

do đó lưu lượng trong dòng chảy đều trong ống có áp tính được theo:

$$Q = \omega v = \omega C \sqrt{R J}. \quad (6-2)$$

Nếu đặt: $K = \omega C \sqrt{R}, \quad (6-3)$

công thức (6-2) viết thành:

$$Q = K \sqrt{J}. \quad (6-4)$$

Đại lượng K gọi là *đặc tính lưu lượng hoặc môđun lưu lượng*, biểu thị lưu lượng của ống cho trước khi độ dốc thủy lực bằng đơn vị. Từ biểu thức (6-3), ta thấy K là một đặc trưng của ống, phụ thuộc đường kính d và hệ số nhám n của ống:

$$K = \omega C \sqrt{R} = \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{n} \left(\frac{d}{4}\right)^y \left(\frac{d}{4}\right)^{0,5} = f(d, n).$$

Do đó người ta đã lập sẵn những bảng tính K, khi biết d và n (xem phụ lục 6-1).

Từ (6-4), ta rút ra:

$$J = \frac{Q^2}{K^2}.$$

Thay trị số đó của J vào (6-1), ta có:

$$\boxed{h_d = \frac{Q^2}{K^2} l} \quad (6-5)$$

Công thức (6-5) là công thức cơ bản dùng tính tổn thất cột nước trong ống dài. Những bảng cho sẵn trị số K thường tính qua trị số C ứng với khu vực cân bằng phương, nên công thức (6-5) sử dụng cho khu vực cân bằng phương. Với khu vực trước cân bằng phương, nếu cần phải điều chỉnh, người ta đưa vào hệ số điều chỉnh θ_1 đối với môđun lưu lượng:

$$K = \theta_1 K_{bp}. \quad (6-6)$$

trong đó K_{bp} là môđun lưu lượng ứng với khu vực cân bằng phương.

Từ (6-4), ta suy ra:

$$Q = K \sqrt{J} = \theta_1 K_{bp} \sqrt{J},$$

do đó từ (6-5) ta viết được:

$$h_d = \frac{Q^2}{K^2} l = \frac{1}{\theta_1^2} \frac{Q^2}{K_{b,p}^2} l = \theta_2 \frac{Q^2}{K_{b,p}^2} l. \quad (6-7)$$

trong đó:

$$\theta_2 = \frac{1}{\theta_1^2}. \quad (6-8)$$

Hệ số điều chỉnh θ_1 và θ_2 được xác định theo công thức gần đúng của N. Z. Phorenken đề ra (năm 1951):

$$\left. \begin{aligned} \theta_2 &= \left(1 + \frac{M}{v}\right)^2 \\ \theta_1 &= \frac{1}{1 + \frac{M}{v}} \end{aligned} \right\} \quad (6-9)$$

trong đó M là hằng số đối với mỗi loại ống và mỗi hệ số nhớt.

Theo thí nghiệm của F. A. Sêvêlép, trị số M có thể xác định gần đúng như sau (với v mm/s):

M = 40 đối với ống thép,

M = 95 đối với ống gang,

M = 30 đối với ống thường.

Những trị số của θ_1 và $\theta_2 = \frac{1}{\theta_1^2}$ có thể tra ở bảng 6-1.

Trong trường hợp tính toán sơ bộ, người ta thường coi dòng chảy ở khu vực cân bằng phương, tức là dùng $\theta_1 = \theta_2 = 1$.

Thí dụ:

1. Xác định lưu lượng qua một ống “thường” dài $l = 1000$ m; có đường kính $d = 200$ mm, biết rằng độ chênh cột nước ở hai đầu ống là $H = 5$ m.

Độ dốc thủy lực J:

$$J = \frac{H}{l} = \frac{5}{1000} = 0,005$$

Với đường kính ống $d = 200$ mm, tra phụ lục 6-1 trị số môđun lưu lượng K cho khu vực bình phương sức cản là:

$$K_{bp} = 341,10 \text{ l/s}$$

Do đó lưu lượng Q_{bp} ở khu bình phương sức cản tính theo (6-4) là:

$$Q_{bp} = K_{bp} \sqrt{J} = 341,10 \sqrt{0,005} = 24,12 \text{ l/s.}$$

Lưu tốc trung bình trong ống là:

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{23,9 \text{ dm}^3 / \text{s}}{3,141 \text{ dm}^2} = 0,77 \text{ m/s.}$$

Tra ở bảng 6-1, ta thấy hệ số sửa chữa $\theta_1 = 0,96$

Vậy: $Q = K \sqrt{J} = \theta_1 K_{bp} \sqrt{J} = \theta_1 B_{bp} = 0,96 \times 24,12 = 23,16 \text{ l/s.}$

Bảng 6-1

Loại ống	Hệ số	Lưu tốc, m/s												
		0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0
thường	θ_1	0,92	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1	1	1	1	1	1
	θ_2	1,19	1,14	1,11	1,08	1,06	1,03	1,01	1	1	1	1	1	1
gang mới	θ_1	0,81	0,84	0,86	0,87	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,98	0,99
	θ_2	1,51	1,42	1,36	1,32	1,28	1,22	1,18	1,15	1,12	1,10	1,08	1,05	1,03
thép mới	θ_1	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,95	0,96	0,97	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99
	θ_2	1,22	1,18	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,07	1,06	1,05	1,04	1,03	1,02

2. Xác định cột nước cần thiết để lưu lượng là $Q = 50$ l/s đi qua ống nói ở thí dụ trên.

Lưu tốc trong ống là:

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{50 \text{ dm}^3 / \text{s}}{3,14 \text{ dm}^2} = 1,6 \text{ m/s.}$$

Tra ở bảng 6-1 ta thấy hệ số sửa chữa $\theta_1 = 1$, tức là dòng chảy ở khu bình phương sức cản.

Vậy từ (6-7), ta có:

$$H = \frac{50^2}{341,1^2} 1000 = 21,5 \text{ m.}$$

2. Công thức tính toán đối với ống ngắn: Đối với ống ngắn, tổn thất cột nước bao gồm cả tổn thất dọc đường và tổn thất cục bộ. Trong trường hợp này tổn thất cột nước dọc đường nên biểu thị qua cột nước lưu tốc bằng công thức Dácxy (4-85):

$$h_d = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g},$$

hệ số ma sát λ chọn như đã trình bày ở §4-8, còn tổn thất cột nước cục bộ vẫn biểu thị bằng công thức Vécsbátơ (4-120):

$$h_c = \zeta_c \frac{v^2}{2g}.$$

§6-2. TÍNH TOÁN THỦY LỰC VỀ ỐNG DÀI

a) Đường ống đơn giản: Đường ống đơn giản là đường ống có đường kính không đổi, không có ống nhánh, do đó lưu lượng dọc đường ống không đổi. Đường ống đơn giản là trường hợp cơ bản nhất về ống dài, các đường ống phức tạp hơn có thể coi như sự tổ hợp của nhiều ống dài đơn giản.

Dòng chảy trong đường ống đơn giản có thể chia làm hai trường hợp cơ bản: dòng chảy ra ngoài khí trời và dòng chảy từ ống vào một bể chứa khác.

Dòng chảy ra ngoài khí trời (hình 6-1).

Ta viết phương trình Bécnuuy cho hai mặt cắt 1-1 và 2-2:

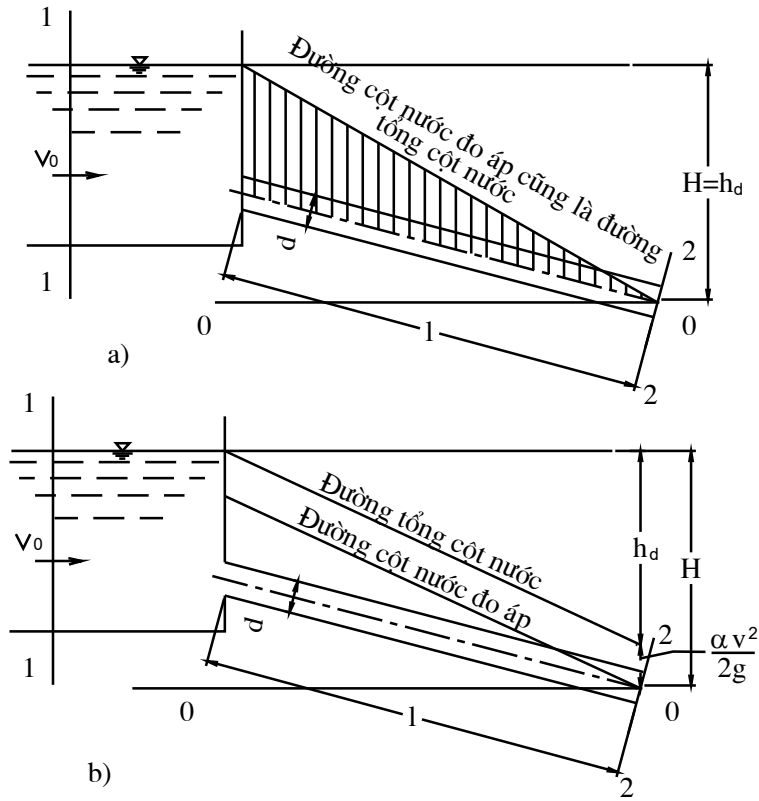
$$z_1 + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\alpha_1 v_0^2}{2g} = z_2 + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_d.$$

Đặt $H = z_1 - z_2$, coi $\frac{\alpha_1 v_0^2}{2g} \approx 0$ và $\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \ll h_d$ ta viết:

$$H \approx h_d, \tag{6-10}$$

tức là toàn bộ cột nước H có tác dụng dùng để khắc phục tổn thất cột nước dọc đường. Vậy, kết hợp với (6-5), công thức tính đường ống đơn giản trong trường hợp này viết thành:

$$H = \frac{Q^2}{K^2} l. \tag{6-11}$$



Hình 6-1

Vì ở đây ta coi $\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \approx 0$, nên đường tổng cột nước và đường cột nước đo áp trùng nhau (hình 6-1).

Nếu ở một số trường hợp nào đó, cột nước lưu tốc khá lớn, thì ta có:

$$H = h_d + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = \frac{Q^2}{K^2} l + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = \frac{Q^2}{K^2} l + h_{td} \quad (6-12)$$

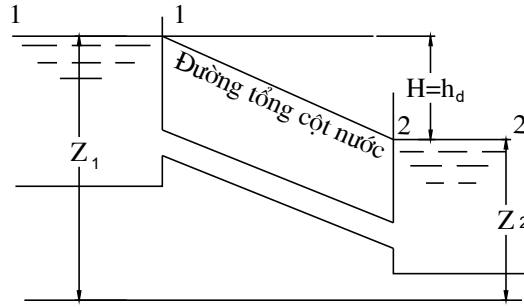
trong đó $h_{td} = \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}$ gọi là cột nước tự do chưa bị tiêu hao. Trong trường hợp này, cột nước tác dụng H chia làm hai phần: một phần để khắc phục ma sát, một phần để tạo nên cột nước tự do.

Nên phương trình (6-12) viết lại thành:

$$H' = H - h_{td} = \frac{Q^2}{K^2} l,$$

thì ta lại có dạng (6-11).

Dòng chảy từ ống vào một bể chứa khác (hình 6-2).



Hình 6-2

Viết phương trình Bécnuui cho những mặt cắt 1-1 và 2-2, ta có:

$$z_1 + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_d + h_c.$$

Tổn thất cục bộ ở đây chủ yếu là tổn thất mở rộng đột ngột; trong tính toán về đường ống dài đơn giản, thường tổn thất này khá nhỏ so với tổn thất dọc đường; nếu bỏ đi thì ta còn (với giả thiết $\frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \approx 0$, và $\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \approx 0$):

$$H = z_1 - z_2 = h_d.$$

Như vậy, ta lại có công thức giống như công thức (6-10), chúng khác nhau ở chỗ trong trường hợp này cột nước tác dụng H là độ chênh mực nước của hai bể chứa. Công thức tính toán vẫn là công thức (6-11).

Trong tính toán về đường ống dài, thường hay sử dụng hai công thức (6-4) và (6-11) và bảng cho những trị số $K = f(d, n)$ đã tính sẵn.

Những bài toán cơ bản về ống dài đơn giản có thể chia làm 3 loại sau đây:

1. Biết đường kính d , độ dài l , cột nước H ; tìm Q . Khi đó tra bảng riêng tìm K ; rồi tính J theo $J = \frac{H}{l}$; cuối cùng tìm Q theo (6-4).

2. Biết đường kính d , độ dài l , lưu lượng Q ; tìm H . Khi đó tra bảng riêng tìm K ; rồi tính H theo (6-11).

3. Biết lưu lượng Q , cột nước H , độ dài l , tìm d . Từ $J = \frac{H}{l}$ đã biết, tính K từ (6-4); dùng bảng có sẵn, tìm đường kính d thích hợp với K vừa tính. Nếu chọn ống tiêu chuẩn, thì nên chọn loại ống có đường kính gần bằng và lớn hơn đường kính d tính ra. Sau khi quyết định đường kính rồi, ta tính thử lại để biết khi H cố định thì Q chính xác là bao nhiêu (Q tăng) hoặc khi Q cố định thì H chính xác là bao nhiêu (H giảm).

Trong các sổ tay thủy lực, có nhiều bảng $K = f(d, n)$. Ở đây chỉ giới thiệu một bảng cho K ở khu vực bình phương sức cản ứng với 3 loại ống: ống sạch ($n = 0,011$), ống thường ($n = 0,0125$), ống bẩn ($n = 0,0143$) và ứng với hệ số C tính theo công thức $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ (phụ lục 6-1), một bảng cho K ứng với 3 loại ống: ống thường, ống gang mới, ống thép mới (phụ lục 6-2).

Ngoài những bài toán cơ bản nói trên, trong một số trường hợp, phải chọn đường kính d và phải tính H trong khi chỉ biết Q và l . Khi đó, bài toán trở thành giải một phương trình hai ẩn số: ta phải bỏ sung một phương trình nữa, xuất phát từ yêu cầu có lợi về kinh tế mà lập nên. Để lập phương trình này ta có thể dùng công thức kinh nghiệm V. G. Lôbasép cho phép tính đường kính kinh tế, tức đường kính ống làm cho tổng kinh phí về đường ống và động lực dùng dẫn nước là nhỏ nhất:

$$d = xQ^{0,542},$$

trong đó: d là đường kính ống, tính ra m; Q là lưu lượng tính ra m^3/s ; x là hệ số lấy bằng $0,8 \div 1,2$. Khái niệm về đường ống kinh tế sẽ được nói thêm ở đoạn sau.

Sau đây là một số thí dụ về tính ống dài đơn giản, coi dòng chảy là ở khu bình phương sức cản. Nếu cần tính chính xác hơn thì cần phải sử dụng các hệ số điều chỉnh (6-9).

Thí dụ 1: Tìm lưu lượng của một ống gang thường, có đường kính $d = 250$ mm, dài $l = 800$ m, chịu tác dụng của cột nước $H = 2$ m.

Giải: Ta áp dụng công thức (6-4) để tính lưu lượng.

Với ống gang thường, $d = 250$ mm, tra phụ lục 6-1, ta tìm ra $K = 418,50$ l/s

Vậy theo (6-4), ta có:

$$Q = K \sqrt{J} = 418,50 \sqrt{0,0025} = 20,925 \text{ l/s}.$$

Thí dụ 2: Tìm cột nước H tác dụng vào dòng chảy trong ống gang sạch có đường kính $d = 150$ mm, dài $l = 25$ m, lưu lượng $Q = 40$ l/s; dòng chảy ra ngoài không khí như ở hình 6-1.

Giải: Với ống gang sạch có đường kính $d = 150$ mm, tra phụ lục 6-1, ta tìm ra $K = 180,20$ l/s.

Áp dụng (6-11), ta có:

$$H = \frac{Q^2}{K^2} l = \frac{0,040^2}{0,180^2} \times 25 = 1,2 \text{ m}.$$

Thí dụ 3: Tìm đường kính d của ống sạch dẫn một lưu lượng $Q = 200$ l/s; trên một đoạn dài $l = 500$ m, tổn thất dọc đường $h_d = 10$ m.

Giải: Ta tính J :

$$J = \frac{h_d}{l} = \frac{10}{500} = 0,02.$$

Theo (6-4), ta có:

$$K = \frac{Q}{\sqrt{J}} = \frac{200}{\sqrt{0,02}} = 1414 \text{ l/s}$$

Tra phụ lục 6-1, ta thấy với $d = 300 \text{ mm}$, $K = 1.414,10 \text{ l/s}$, với $d = 350 \text{ mm}$, $K = 1.726,10 \text{ l/s}$.

Vậy ta chọn $d = 350 \text{ mm}$.

Khi đó dưới tác dụng của cột nước $H = 10 \text{ m}$, lưu lượng thực tế đạt được sẽ là:

$$Q = K\sqrt{J} = 1726,10 \times \sqrt{0,02} = 244 \text{ l/s.}$$

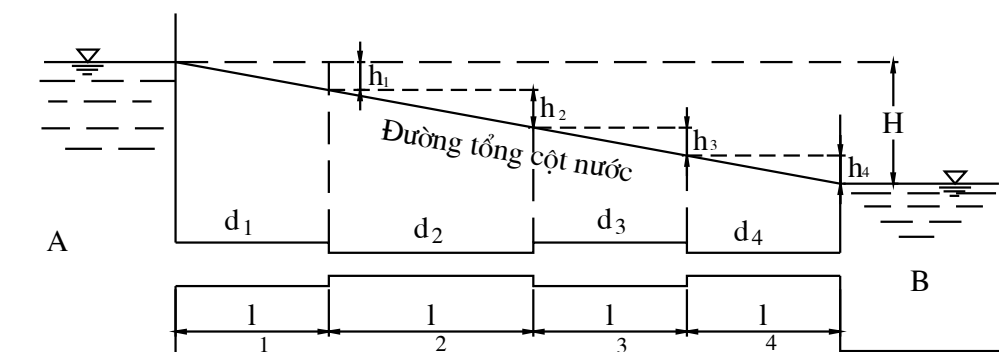
tức là đã tăng thêm 44 l/s , hoặc nói cách khác tăng 22% so với yêu cầu.

Nếu vẫn giữ lưu lượng $Q = 200 \text{ l/s}$, thì H sẽ giảm đi và bằng:

$$H = \frac{Q^2}{K^2} l = \frac{200^2}{1726,10^2} \times 500 = 6,7 \text{ m.}$$

tức là giảm đi $3,3 \text{ m}$, hoặc nói cách khác giảm đi 33% so với dự tính.

b) *Đường ống nối tiếp*: Nhiều ống đơn giản có đường kính khác nhau mà nối tiếp nhau lập thành đường ống nối tiếp. Giả thiết mỗi ống đơn giản có kích thước là đường kính d_i ; độ dài l_i ; và độ nhám khác nhau. Như vậy mỗi ống có một đặc tính lưu lượng K_i . Nhưng vì nối tiếp, nên lưu lượng Q chảy qua các ống đều bằng nhau (hình 6-3).



Hình 6-3

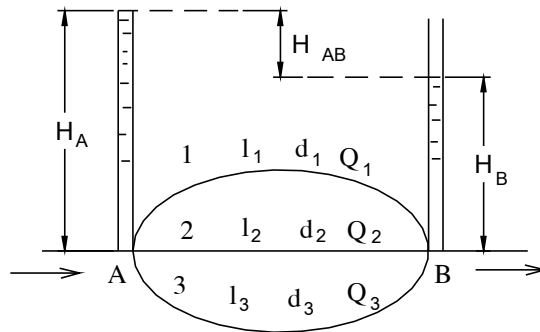
Ở từng ống một, ta có dòng chảy trong một ống đơn giản. Tổn thất dọc đường của một ống đơn giản có thể tính theo công thức cơ bản:

$$h_i = Q^2 \frac{l_i}{K_i^2}. \quad (6-13)$$

Toàn bộ cột nước H chủ yếu dùng để khắc phục các tổn thất dọc đường, vậy:

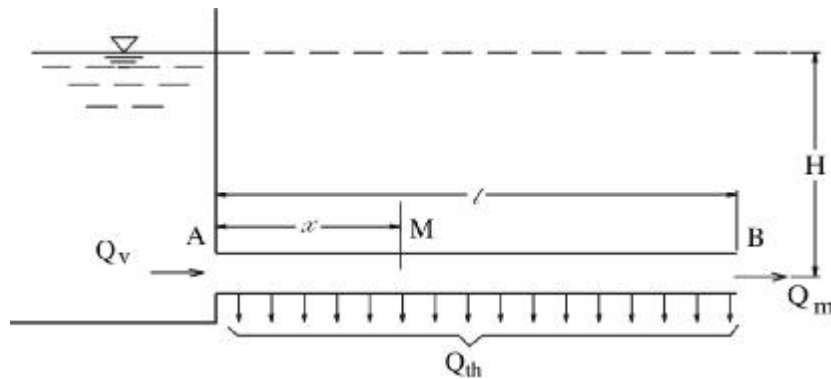
$$H \approx h_d = \sum_{i=1}^{i=n} h_i ,$$

hoặc
$$H = Q^2 \sum_{i=1}^{i=n} \frac{l_i}{K_i^2} . \quad (6-14)$$



Hình 6-4

c) *Đường ống song song*: Nhiều ống đơn giản có đường kính khác nhau và nối với nhau, có chung một nút vào và một nút ra gọi là đường ống nối song song. Như ở hình (6-4), tại hai điểm A, B của một đường ống chung ta bắt vào 3 ống nhánh 1, 2, 3; ở mỗi ống lưu lượng có thể khác nhau nhưng độ chênh cột nước H từ A đến B đều giống nhau cho các ống; $H_{AB} = H_A - H_B$.



Hình 6-5

Nhắc lại để nhớ kỹ rằng trong hệ thống đường ống nối song song thì tổn thất cột nước của cả hệ thống những đường ống nối song song cũng bằng tổn thất cột nước của bất kỳ một ống đơn giản nào của hệ thống ấy. Vì mỗi ống là một ống đơn giản nên có thể dùng công thức cơ bản về ống đơn giản, ta viết được n phương trình sau đây:

$$\left. \begin{aligned} H &= Q_1^2 \frac{l_1}{K_1^2} \\ H &= Q_2^2 \frac{l_2}{K_2^2} \\ &\dots \\ H &= Q_n^2 \frac{l_n}{K_n^2} \end{aligned} \right\}, \quad (6-15)$$

lại thêm tổng số lưu lượng qua các ống bằng lưu lượng ở ống chính:

$$Q = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n. \quad (6-16)$$

Như vậy ta có cả thảy $(n + 1)$ phương trình, có thể giải $(n + 1)$ ẩn số. Thường thường $(n + 1)$ ẩn số ấy là lưu lượng Q_i của mỗi ống rẽ và cột nước H .

d) *Đường ống tháo nước liên tục*: Ở trên đều thảo luận về những đường ống dẫn nước mà nước tới đầu cuối của ống mới tháo ra. Nhưng cũng có thể gặp trường hợp lưu lượng dọc theo đường ống tháo dần ra một cách liên tục. Loại đường ống ấy gọi là đường ống tháo nước liên tục.

Giả thiết có một ống dài AB có khoét nhiều lỗ nhỏ, ống đó bắt vào một bể chứa nước (hình 6-5), ta gọi:

Q_v - lưu lượng tại điểm A là điểm vào của ống,

Q_{th} - tổng số lưu lượng tháo ra dọc đường AB , gọi là “lưu lượng tháo ra”,

Q_m - lưu lượng tại điểm B là điểm cuối của đường AB , gọi là “lưu lượng mang đi”,

l - độ dài của ống AB .

Lưu lượng Q_M tại điểm M cách điểm A một đoạn x bằng lưu lượng tại điểm A trừ đi lưu lượng tháo đi trên đoạn x :

$$Q_M = Q_v - \frac{Q_{th}}{l} x.$$

Vì $Q_v = Q_{th} + Q_m,$

nên $Q_M = Q_{th} + Q_m - \frac{Q_{th}}{l} x.$

Tại bất kỳ một mặt cắt nào trên ống, độ dốc thủy lực bằng:

$$J = \frac{Q_i^2}{K_i^2}.$$

Vậy tại mặt cắt ướt ở M, trên một đoạn dx:

$$J_M = \frac{Q_M^2}{K_M^2} = \frac{\left(Q_{th} + Q_m - \frac{Q_{th}}{l}x\right)^2}{K_M^2} = \frac{dH}{dx}.$$

Vậy tổn thất dọc đường trên cả đoạn ống AB là:

$$h_d = H = \int_0^l \frac{\left(Q_{th} + Q_m - \frac{Q_{th}}{l}x\right)^2}{K_M^2} dx$$

Vì trị số K chỉ phụ thuộc đường kính và vật liệu làm ống nên K_M là một hằng số trên cả đoạn AB. Ta thay K_M bằng chữ K:

$$H = \frac{1}{K^2} \int_0^l \left[(Q_{th} + Q_m)^2 - 2(Q_{th} + Q_m) \frac{Q_{th}}{l}x + \frac{Q_{th}^2}{l^2}x^2 \right] dx$$

do đó:
$$H = \frac{1}{K^2} \left[(Q_{th} + Q_m)^2 x - \frac{(Q_{th} + Q_m)Q_{th}}{l}x^2 + \frac{1}{3} \cdot \frac{Q_{th}^2}{l^2}x^3 \right]_0^l$$

hoặc:
$$H = \frac{1}{K^2} \left(Q_m^2 + Q_{th}Q_m + \frac{1}{3}Q_{th}^2 \right). \quad (6-17)$$

Trong trường hợp đặc biệt $Q_m = 0$ thì phương trình (6-14) thành:

$$H = \frac{1}{3} \cdot \frac{Q_{th}^2}{K^2} l. \quad (6-18)$$

Trở lại phương trình tổng quát (6-17) ta có:

$$Q_m^2 + Q_{th}Q_m + \frac{1}{3}Q_{th}^2 \approx (Q_m + 0,55 Q_{th})^2$$

Cho nên trong thực tế, công thức tính toán về ống tháo nước liên tục là:

$$H = \frac{(Q_m + 0,55Q_{th})^2 l}{K^2}. \quad (6-19)$$

Nếu gọi $Q_{tính} = Q_m + 0,55 Q_{th}$, thì:

$$H = \frac{Q_{tính}^2}{K^2} l. \quad (6-20)$$

e) *Đường ống phức tạp*: Vấn đề tính toán thủy lực về đường ống phức tạp được nghiên cứu sâu ở những giáo trình chuyên môn, như giáo trình về công trình cấp nước, về công trình đường ống v.v... Trong phạm vi giáo trình thủy lực, ta chỉ nêu lên nguyên tắc tính toán.

Đường ống phức tạp có thể chia làm hai loại: mạng đường ống chia nhánh và mạng đường ống đóng kín.

Nguyên tắc tính toán thủy lực về mạng đường ống chia nhánh.

Mạng đường ống chia nhánh gồm đường ống chính và những đường ống nhánh, thí dụ như trên hình 6-6, đường ABCD là đường ống chính, những đường BE, CF là những đường ống nhánh.

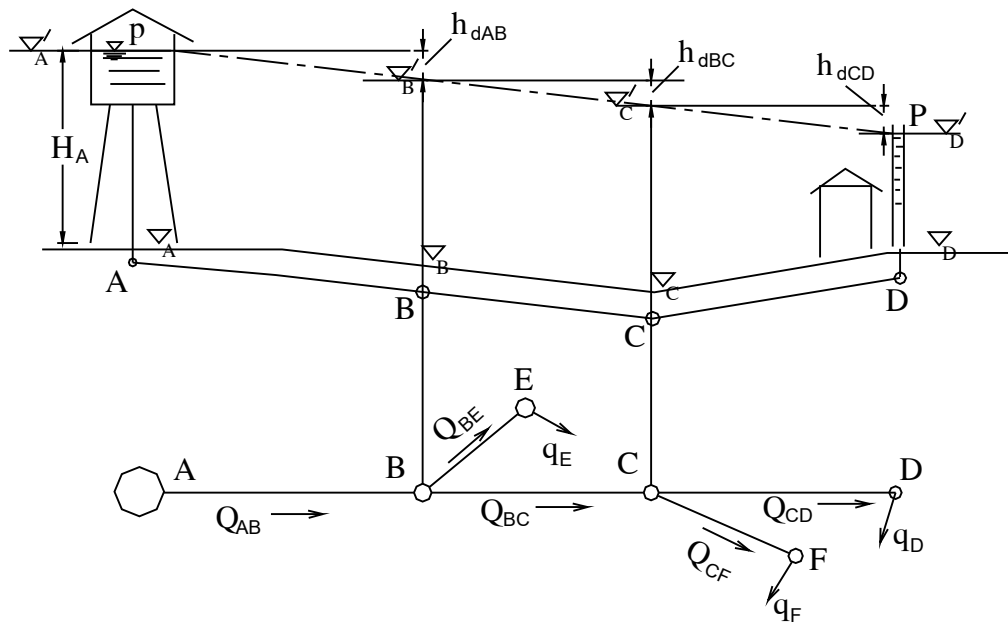
Khi tính toán về đường ống chia nhánh, thường gặp hai trường hợp:

Trường hợp 1: Chưa biết cao trình của mực nước trong tháp nước. Thường thường ta đã biết sơ đồ mặt bằng của mạng lưới đường ống, trên đó xác định được độ dài của những đoạn ống l_i , lưu lượng cần thiết ở các điểm tiêu thụ nước q_i (điểm D, E, F), cao trình cột nước đo áp tại những điểm ấy ∇_i . Ta phải tìm ra đường kính các ống, cao trình của mực nước trong tháp nước. Đó là bài toán hay gặp khi thiết kế các công trình cấp nước.

Trước hết ta phải tính đường ống chính.

Ta xác định lưu lượng trong từng đoạn của đường ống chính, xuất phát từ các lưu lượng q_i . Thí dụ, trên hình 6-6:

$$Q_{CD} = q_D; Q_{BC} = q_F + Q_{CD}; Q_{AB} = q_E + Q_{BC} = q_E + q_F + q_D.$$



Hình 6-6

Việc xác định đường kính từng đoạn ống thường xuất phát từ lưu tốc kinh tế v_e , tức lưu tốc sao cho đối với dòng chảy ở lưu tốc ấy, tổng số kinh phí về đường ống, về động lực, về xây dựng là nhỏ nhất. Vấn đề lưu tốc kinh tế chưa được nghiên cứu nhiều. Sau đây là số liệu tham khảo có thể coi là lưu tốc kinh tế và lưu lượng kinh tế tương ứng với một đường kính ống cho trước (bảng 6-2).

Bảng 6-2

d mm	50	75	100	125	150	200	250	300	350
V m/s	0,75	0,75	0,76	0,82	0,85	0,95	1,02	1,05	1,10
Q l/s	1,5	3,3	6	10	15	30	50	74	106
d mm	400	450	500	600	700	800	900	1000	1100
V m/s	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,53	1,55
Q l/s	145	190	245	365	520	705	920	1200	1475

Việc chọn đường kính cho từng đoạn ống trở nên rất đơn giản, khi đã định lưu tốc kinh tế. Ta cũng có thể trực tiếp chọn đường kính kinh tế theo công thức V. G. Lôbasép đã giới thiệu ở phần trên.

Biết Q_i , d_i , l_i ta tính ra tổn thất cột nước h_{di} của từng đoạn ống chính theo (6-5):

$$h_{di} = \frac{Q_i^2}{K_i^2} l_i.$$

Cao trình mực nước ở tháp nước ∇'_A tính theo:

$$\nabla'_A = \nabla'_D + \sum h_{di}$$

trong đó ∇'_D là cao trình cột nước đo áp tại đầu mút D của đường ống chính; $\sum h_{di}$ là tổng số tổn thất cột nước dọc đường trên đường ống chính. Tự cao trình ∇'_A , ta xác định được chiều cao tháp nước $H_A = \nabla'_A - \nabla_A$, ∇_A là cao trình địa hình của điểm A.

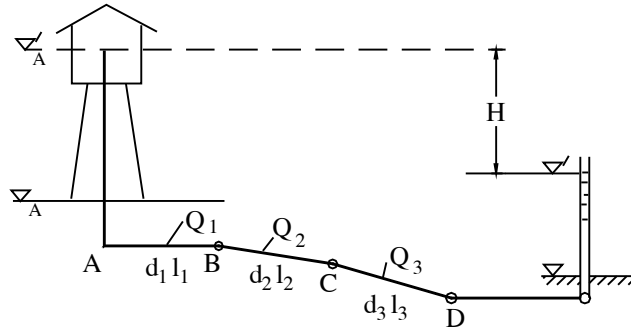
Biết các trị số h_{di} , có thể vẽ đường đo áp P-P của đường ống chính, xuất phát từ cao trình ∇'_D của cột nước đo áp tại điểm cuối của đường ống chính (hình 6-6).

Sau khi tính xong đường ống chính, ta tính những đường ống nhánh.

Vẽ được đường đo áp P-P của đường ống chính, ta biết cột nước tại những điểm nút phân nhánh (B, C) của đường ống chính. Thí dụ, tại điểm B là đầu nhánh BE, cột nước đo áp có cao trình là ∇'_B . Tính đường ống nhánh, ta đã biết cao trình cột nước đo áp ∇' ở đầu ống nhánh; còn cao trình cột nước đo áp ∇'_E ở cuối ống nhánh thì đã cho trước, do đó, khi xác định đường kính cho một ống nhánh, ta có thể xuất phát từ tổn thất cột nước ở ống nhánh ấy, thí dụ trên nhánh BE:

$$h'_d = \nabla'_B - \nabla'_E$$

rồi tìm đường kính d , theo cách giải bài toán thứ ba về đường ống dài đơn giản (biết h'_d , l_{BE} , q_E , tính d).



Hình 6-7

Trường hợp 2: Đã biết cao trình mực nước trong tháp nước. Thường ta đã biết sơ đồ mặt bằng của mạng lưới, trên đó ta biết độ dài l_i của đoạn ống, lưu lượng Q_i trong từng đoạn ống, cao trình mực nước trong tháp nước ∇'_A và cao trình cột nước đo áp tại những điểm tiêu thụ lưu lượng ∇'_i . Ta phải tìm đường kính các ống.

Ta nghiên cứu đường kính các đoạn ống trên đường ống chính (hình 6-7). Độ dài L của đường ống chính bằng tổng số độ dài từng đoạn ống l_i trên đường ống chính:

$$L = \sum l_i .$$

Độ chênh cột nước H trên đường ống chính bằng hiệu số cao trình mực nước ∇'_A ở tháp nước và ∇' ở cuối đường ống chính:

$$H = \nabla'_A - \nabla'$$

Vậy độ dốc thủy lực trung bình của đường ống chính bằng:

$$J_{tb} = \frac{H}{L}$$

Coi trị số J_{tb} là như nhau trên các đoạn ống, ta có thể tìm ra môđun lưu lượng K_i của từng đoạn ống:

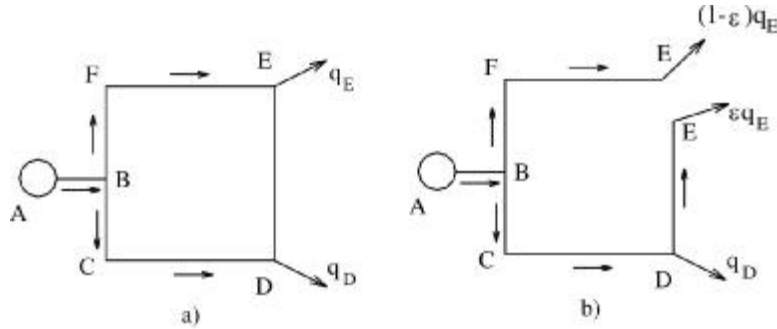
$$K_1 = \frac{Q_1}{\sqrt{J_{tb}}}, \quad K_2 = \frac{Q_2}{\sqrt{J_{tb}}}, \quad K_3 = \frac{Q_3}{\sqrt{J_{tb}}} \text{ v.v...}$$

Biết K_i , có thể tra bảng $K = f(d, n)$ để tìm ra K gần và lớn hơn K_i , từ đó xác định được đường kính d cho từng đoạn ống.

Việc tính toán đường kính cho các đường ống nhánh cũng làm tương tự như trên.

Nguyên tắc tính toán thủy lực về mạng đường ống đóng kín.

Một mạng đường ống đóng kín thường gồm nhiều vòng kín. Ta nghiên cứu trường hợp đơn giản nhất là chỉ có một vòng kín, trên đó ta đã biết lưu lượng q_i (trên hình 6-8a, đó là q_D, q_E) tại những điểm tiêu thụ lưu lượng (điểm D, E), biết độ dài l_i và đường kính d_i của từng đoạn ống. Sự phân phối lưu lượng trên tất cả các đoạn ống của vòng kín chưa biết, do đó cũng chưa biết cột nước cần thiết để khắc phục ma sát trong mạng lưới.



Hình 6-8

Dòng chảy trong vòng kín phải thỏa mãn hai điều kiện sau đây:

1. Tại bất kỳ một điểm nào trên vòng kín, tổng số lưu lượng đi tới điểm đó phải bằng tổng số lưu lượng rời khỏi điểm đó;
2. Tổng số tổn thất cột nước trên cả vòng kín phải bằng số không, quy ước rằng tổn thất cột nước là dương nếu chiều đi vòng để tính tổn thất trùng với chiều chảy và là âm nếu ngược với chiều chảy.

Có hai phương pháp giải:

Phương pháp thứ nhất: Ta tự ý phân phối lưu lượng trên vòng kín, sao cho điều kiện thứ nhất được thỏa mãn, nhưng khi đó điều kiện thứ hai thường sẽ không được thỏa mãn. Không vi phạm điều kiện thứ nhất, ta phân phối lại lưu lượng trên mạng một vài lần, sao cho điều kiện thứ hai ngày càng đến chỗ được thỏa mãn đầy đủ. Phương pháp này gọi là *phương pháp cân bằng cột nước*.

Phương pháp thứ hai: Ta tự ý phân phối lưu lượng trên vòng kín, sao cho điều kiện thứ hai được thỏa mãn, nhưng khi đó điều kiện thứ nhất thường sẽ không được thỏa mãn. Không vi phạm điều kiện thứ hai, ta phân phối lại lưu lượng trên mạng một vài lần, sao cho điều kiện cân bằng lưu lượng dần dần được thực hiện. Phương pháp này gọi là *phương pháp cân bằng lưu lượng*.

Phương pháp thứ nhất được áp dụng rộng rãi hơn trong thực tế. Trong thí dụ nêu trên (hình 6-8), áp dụng phương pháp thứ nhất, ta tưởng tượng là ta chặn đứng vòng kín ở điểm E (hình 6-8b); lượng nước cung cấp từ B tới E sẽ theo hai chiều ngược nhau, theo hai nhánh BCDE và BFE; ta tự ý phân phối lưu lượng xung quanh E: thí dụ đặt ϵq_E là lưu lượng trên DE, thì lưu lượng trên FE sẽ là $(1 - \epsilon)q_E$; ϵ là hệ số tự định. Ta tính tổn thất cột nước trên

từng nhánh một và so sánh chúng, nếu chúng bằng nhau, hệ số ε đã chọn đúng; nếu chúng không bằng nhau, ta phải lựa một hệ số ε khác và làm cho tới khi hai trị số tổn thất cột nước trên hai nhánh xấp xỉ bằng nhau.

Nếu trong bài toán trên các đường kính d chưa biết, thì ta phải tự giả thiết những trị số d , rồi làm bài toán như trên; nếu tổn thất cột nước tính ra trên hai nhánh bằng nhau, thì ε và d đã được chọn đúng, nếu không thì phải chọn lại ε và d .

Nếu mạng lưới gồm nhiều vòng kín thì bài toán nói chung khá phức tạp; theo phương pháp thứ nhất, ứng với mỗi vòng kín ta phải giả thiết một lưu lượng chưa biết, do đó có bao nhiêu vòng kín, ta có bấy nhiêu lưu lượng chưa biết; những lưu lượng đó và những lưu lượng đã biết phải thỏa mãn điều kiện cân bằng cột nước; do đó có bao nhiêu vòng kín, ta có bấy nhiêu phương trình ứng với những lưu lượng chưa biết, những phương trình đó không phải là tuyến tính. Ngày nay người ta có thể giải những hệ phương trình trên bằng máy tính riêng.

§6-3. TÍNH TOÁN THỦY LỰC VỀ ỐNG NGẮN - TÍNH TOÁN THỦY LỰC VỀ ĐƯỜNG ỐNG CỦA MÁY BƠM LY TÂM

Tính toán thủy lực về ống ngắn yêu cầu phải kể đến tất cả các loại tổn thất: tổn thất dọc đường, tổn thất cục bộ. Tính toán thủy lực về đường ống của máy bơm ly tâm là một thí dụ về tính toán thủy lực đường ống ngắn; qua thí dụ này, ta sẽ rõ thêm về nguyên tắc tính toán.

Trong vấn đề tính toán thủy lực về đường ống của máy bơm ly tâm thường có hai bộ phận: tính toán về đường ống từ bể chứa nước đến máy bơm tức là về “đường hút” và tính về đường ống từ máy bơm lên đến tháp nước tức là về “đường đẩy” (hình 6-9).

a) Tính toán thủy lực về “đường hút”

Đường hút có mấy đặc điểm như sau:

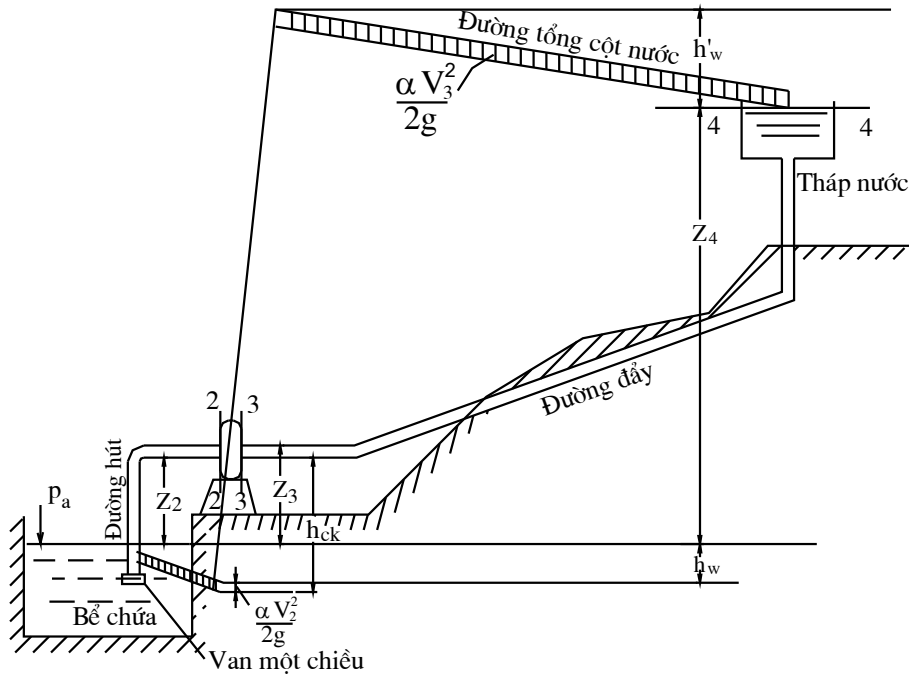
1. Trong đường hút, trừ một đoạn của ống hút đặt dưới mặt nước một độ sâu nhất định, áp suất nước trong ống khi chạy máy bơm nhỏ hơn áp suất không khí; tại nơi nối ống hút vào máy bơm (mặt cắt 2-2) áp suất đạt tới trị số chân không lớn nhất, vì lý do đó nên trước khi chạy máy bơm ly tâm, cần phải “mồi” nó, nghĩa là cần phải làm đầy nước ở đường hút đã thì mới hút được nước lên (đặt van một chiều cốt để việc “mồi” được dễ dàng); cũng có nghĩa là khi máy bơm chạy, tại nơi nối ống hút vào máy bơm, trị số áp suất tuyệt đối là nhỏ nhất. Trị số áp suất tuyệt đối là nhỏ nhất ấy còn phải lớn hơn áp suất bốc hơi của nước thì mới tránh khỏi hiện tượng hóa khí và gây ra sự xâm thực nước làm máy bơm thậm chí không hút được nước lên. Vì thế nên vận tốc trung bình trong ống hút và trị số chân không cho phép là những số liệu làm căn cứ cho tính toán. Lưu tốc trung bình trong ống hút nên ở trong khoảng $0,8 \div 1,25$ m/s, trị số chân không cho phép được ấn định cho từng loại máy bơm, thường thường lấy $h_{ck} \leq 4,0 \div 6,5$ m.

Trị số chân không cho phép không những phụ thuộc loại máy bơm mà còn phụ thuộc nhiệt độ và loại chất lỏng. Với nhiệt độ càng tăng, trị số chân không cho phép càng giảm (vì khi đó sự xâm thực càng mạnh). Thí dụ với $t = 60^\circ\text{C}$, trị số chân không cho phép đã có trị số âm (tức là máy bơm làm việc với áp suất nước lớn hơn áp suất không khí).

2. Ống hút không dài lắm, tổn thất cục bộ có tác dụng quan trọng cho nên khi tính toán phải coi là loại ống ngắn. Trên hình (6-9) tại những mặt cắt 1-1 và 2-2, viết phương trình Bécnuuy:

$$0 + \frac{p_a}{\gamma} + 0 = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_w, \quad (6-21)$$

trong đó:
$$h_w = \left(\zeta_{\text{van vào}} + \zeta_{\text{uốn}} + \lambda \frac{l}{d} \right) \frac{v_2^2}{2g} = \sum \zeta_i \frac{v_2^2}{2g},$$



Hình 6-9

Gọi độ cao chân không là:

$$h_{ck} = \frac{p_a - p_2}{\gamma}$$

thì phương trình (6-21) viết thành (coi $\alpha_2 \approx 1$):

$$h_{ck} = z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \sum \zeta_i \frac{v_2^2}{2g}$$

hoặc:
$$z_2 = h_{ck} - \left(1 + \sum \zeta_i \right) \frac{v_2^2}{2g}. \quad (6-22)$$

Phương trình (6-22) là công thức cơ bản dùng để tính đường ống hút. Từ phương trình đó ta thấy rõ là độ cao đặt máy bơm z_2 bị độ chân không hạn chế.

Nếu gọi $(h_{ck})_{cp}$ là trị số chân không cho phép đối với một loại máy bơm nhất định và loại chất lỏng nhất định, ta có thể từ công thức (6-22) nêu lên rằng chiều cao lớn nhất để đặt máy bơm, so với mặt nước trong bể bằng:

$$(z_2)_{c.p.} = (h_{ck})_{cp} - \left(1 + \sum \zeta_i\right) \frac{v_2^2}{2g}. \quad (6-22')$$

b) Tính toán thủy lực về “đường đẩy”

Nước được hút lên và đi qua máy bơm, năng lượng được tăng thêm; gọi H_p là năng lượng tăng thêm cho một đơn vị trọng lượng chất lỏng, năng lượng đó do máy bơm cấp cho; ta có thể viết ra sự cân bằng năng lượng ở hai mặt cắt 2-2 và 3-3 ngay trước và sau máy bơm như sau:

$$z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + H_b = z_3 + \frac{p_3}{\gamma} + \frac{\alpha_3 v_3^2}{2g}. \quad (6-23)$$

Thông thường: $z_2 = z_3$; $v_2 = v_3$ (đường kính của ống hút và ống đẩy bằng nhau), khi đó (lấy $\alpha_2 = \alpha_3$):

$$\frac{p_3}{\gamma} = \frac{p_2}{\gamma} + H_b. \quad (6-24)$$

Ta lại lấy hai mặt cắt 3-3 và 4-4, rồi viết phương trình Bécnuiy:

$$z_3 + \frac{p_3}{\gamma} + \frac{v_3^2}{2g} = z_4 + \frac{p_a}{\gamma} + 0 + h'_w, \quad (6-25)$$

trong đó h'_w là tổn thất cột nước từ máy bơm lên tháp nước. Khi tính toán cho đường ống đẩy ta có thể tính theo ống dài hoặc ống ngắn, tùy theo trường hợp cụ thể.

Ta gọi:

$$h'_w = \sum \zeta'_i \frac{v_3^2}{2g}. \quad (6-26)$$

Kết hợp ba phương trình (6-21), (6-23) và (6-25) ta thấy:

$$H_b = z_4 + h_w + h'_w$$

$$\text{hoặc: } H_b = z_4 + \sum \zeta_i \frac{v_2^2}{2g} + \sum \zeta'_i \frac{v_3^2}{2g}. \quad (6-27)$$

Từ công thức trên ta thấy năng lượng H_b của máy bơm cấp cho một đơn vị trọng lượng nước dùng để: 1) đưa nước lên độ cao hình học z_4 tức là độ chênh của hai mặt nước tự do ở tháp và ở bể chứa; 2) khắc phục trở lực ở đường ống hút và đường ống đẩy. Trị số z_4 là

chỉ số cố định đối với một trường hợp đã xác định, còn trị số $(h_w + h'_w)$ tức tổng số tổn thất cột nước là một trị số biến đổi tùy theo độ nhám, đường kính của ống. Nếu là những ống có cùng độ nhám, thì với đường kính càng to, tổn thất sẽ càng nhỏ, động lực chạy máy bơm sẽ càng nhỏ; ngược lại đường kính ống càng nhỏ, tổn thất sẽ càng lớn và động lực chạy máy bơm sẽ càng lớn. Ở đây có một mâu thuẫn trong việc chọn đường kính ống và động lực chạy máy bơm; ống nhỏ thì phí tổn về ống sẽ ít, nhưng lại cần động lực lớn, do đó tiền phí tổn về động lực sẽ lớn. Phải so sánh nhiều phương án mới có thể quyết định được đường kính thích hợp. Đường kính ống ứng với nó, tiền phí tổn tổng cộng về đường ống và về động lực là nhỏ nhất, được gọi là đường kính có lợi nhất về kinh tế (như đã nói ở § 6-2).

Nếu biểu thị lưu lượng của máy bơm bằng m^3 trong một giây (m^3/s), năng lượng H_b mà thiết bị bơm (kể cả máy bơm và động cơ quay nó) cung cấp cho một đơn vị trọng lượng nước bằng mét, hiệu suất của máy bơm bằng η_{bom} , hiệu suất của động cơ bằng $\eta_{động cơ}$ thì công suất cần phải cung cấp cho thiết bị bơm tính theo:

$$N = \frac{\gamma Q H_b}{\eta_{bom} \times \eta_{động cơ}}, \text{ W (oát)} \quad (6-28)$$

hoặc:
$$N = \frac{\gamma Q H_b}{1000 \eta_{bom} \times \eta_{động cơ}}, \text{ kW (kilôoát)} \quad (6-28')$$

trong đó Q là lưu lượng của máy bơm tính ra m^3/s , γ là trọng lượng riêng của chất lỏng tính ra N/m^3 .

Công suất N đó gồm:

1. Công suất:

$$N_1 = \frac{\gamma Q z_4}{1000 \eta_{bom} \times \eta_{động cơ}}, \text{ kW} \quad (6-29)$$

dùng để nâng chất lỏng lên độ cao hình học z_4 , xác định bởi độ chênh mực nước trong tháp nước và bể chứa. Phần công suất này không phụ thuộc đường kính ống.

2. Công suất:

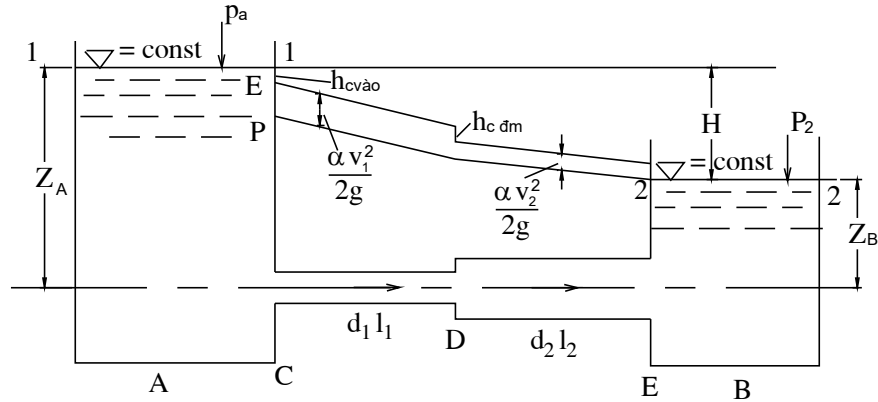
$$N_2 = \frac{\gamma Q (h_w + h'_w)}{1000 \eta_{bom} \times \eta_{động cơ}}, \text{ kW} \quad (6-30)$$

dùng để khắc phục sức cản trong ống hút và ống đẩy. Phần công suất này phụ thuộc đường kính ống.

Thí dụ 4: Nước từ một bình chứa A chảy vào bể chứa B, theo một đường ống gồm hai loại ống có đường kính khác nhau (hình 6-10).

Đã biết: $z_A = 13 \text{ m}$; $z_B = 5 \text{ m}$; $l_1 = 20 \text{ m}$; $l_2 = 30 \text{ m}$; $d_1 = 150 \text{ mm}$; $d_2 = 200 \text{ mm}$. Ống dẫn là ống gang đã dùng.

Tính lưu lượng Q và vẽ đường tổng cột nước, đường cột nước đo áp của đường ống.



Hình 6-10

Giải: Viết phương trình Bécnuyi cho hai mặt cắt 1-1 và 2-2 đi qua mặt tự do trong những bình chứa A và B:

$$z_A + \frac{P_a}{\gamma} = z_B + \frac{P_a}{\gamma} + h_w,$$

do đó: $h_w = z_A - z_B = H = 13 - 5 = 8 \text{ m}$.

Những tổn thất cột nước bao gồm:

- Tổng số tổn thất cục bộ:

$$\zeta_{\text{vào}} \frac{v_1^2}{2g} + \zeta'_{\text{dm}} \frac{v_1^2}{2g} + \zeta_{\text{ra}} \frac{v_2^2}{2g}$$

- Tổng số tổn thất dọc đường:

$$\lambda_1 \frac{l_1}{d_1} \frac{v_1^2}{2g} + \lambda_2 \frac{l_2}{d_2} \frac{v_2^2}{2g}.$$

Từ phương trình liên tục:

$$v_1 \omega_1 = v_2 \omega_2,$$

ta rút ra:
$$v_2 = v_1 \frac{\omega_1}{\omega_2} = v_1 \left(\frac{d_1}{d_2} \right)^2 = \frac{9}{16} v_1$$

Vậy:
$$h_w = \left[\zeta_{\text{vào}} + \zeta'_{\text{dm}} + \left(\frac{9}{16} \right)^2 \zeta_{\text{ra}} + \lambda_1 \frac{l_1}{d_1} + \left(\frac{9}{16} \right)^2 \lambda_2 \frac{l_2}{d_2} \right] \times \frac{v_1^2}{2g} = \zeta_{\text{ht}} \frac{v_1^2}{2g},$$

trong đó ζ_{ht} là hệ số tổn thất của cả hệ thống, tính với cột nước lưu tốc của v_1 .

Ta xác định các hệ số tổn thất dọc đường.

Với ống dẫn là ống gang đã dùng, ta có thể lấy $\Delta = 1$ mm. Đối với ống $d_1 = 150$ mm, độ nhám tương đối là:

$$\frac{\Delta}{d} = \frac{1}{150} = 0,006;$$

tra đồ thị Cöloborúc - Oaitơ (hình 4-24), hoặc tính theo (4-96), ta thấy: $\lambda_1 = 0,033$. Đối với ống $d_2 = 200$ mm, thì:

$$\frac{\Delta}{d} = \frac{1}{120} = 0,005, \quad \lambda_2 = 0,031.$$

Vậy: $\lambda_1 \frac{l_1}{d_1} = 0,033 \times \frac{20}{0,15} = 4,4$

$$\left(\frac{9}{16}\right)^2 \lambda_2 \frac{l_2}{d_2} = \left(\frac{9}{16}\right)^2 \times 0,031 \times \frac{30}{0,20} = 1,48.$$

Trị số của ζ_{ht} bằng:

$$\zeta_{ht} = [0,5 + 0,19 + 0,32 + 4,4 + 1,48] = 6,9.$$

Từ: $H = h_w = \zeta_{ht} \frac{v_1^2}{2g}$,

ta tính ra: $v_1 = \frac{1}{\sqrt{\zeta_{ht}}} \sqrt{2gH} = \frac{1}{\sqrt{6,9}} \times 4,43 \times \sqrt{8} = 4,75$ m/s

$$Q = \frac{\pi d_1}{4} v_1 = \frac{3,14 \times 0,15^2}{4} \times 4,75 = 0,084 \text{ m}^3/\text{s} = 84 \text{ l/s}.$$

Để vẽ đường tổng cột nước E-E, ta tính các trị số tổn thất:

$$h_{d1} = \lambda_1 \frac{l_1}{d_1} \frac{v_1^2}{2g} = 4,4 \times 1,15 = 5,06 \text{ m}$$

$$h_{d2} = \lambda_2 \frac{l_2}{d_2} \left(\frac{9}{16}\right)^2 \frac{v_1^2}{2g} = 1,48 \times 1,15 = 1,70 \text{ m}$$

$$h_{vào} = \zeta_{vào} \frac{v_1^2}{2g} = 0,5 \times 1,15 = 0,58$$

$$h_{d.m.} = \zeta'_{dm} \frac{v_1^2}{2g} = 0,19 \times 1,15 = 0,22 \text{ m}$$

$$h_{ra} = \zeta_{ra} \frac{v_1^2}{2g} \left(\frac{9}{16}\right)^2 = 0,32 \times 1,15 = 0,36 \text{ m}.$$

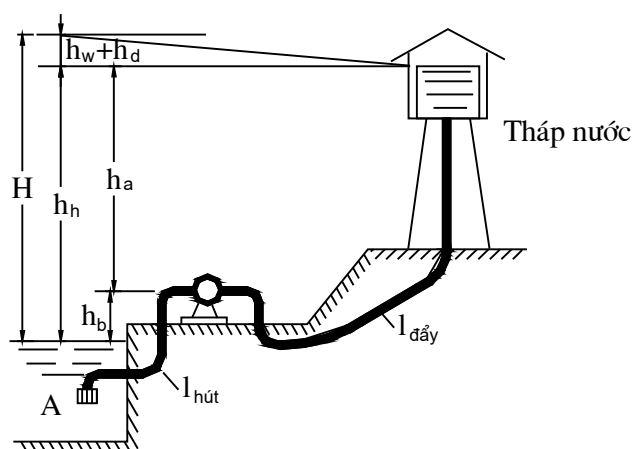
Thí dụ 5: Để đưa nước lên một tháp nước với lưu lượng $Q = 40 \text{ l/s}$, ta đặt một máy bơm ly tâm, cao hơn mực nước trong giếng hút là $h_b = 5 \text{ m}$; mực nước trong tháp cao hơn máy bơm $h_a = 28 \text{ m}$; độ dài ống hút $l_{\text{hút}} = 12 \text{ m}$, độ dài ống đẩy $l_{\text{đẩy}} = 3.600 \text{ m}$ (hình 6-11); đường ống hút và đẩy có hệ số ma sát $\lambda = 0,028$. Tính đường kính ống hút và đẩy; tính công suất máy bơm, biết hiệu suất là: hiệu suất máy bơm $\eta_{\text{bơm}} = 0,80$, hiệu suất động cơ $\eta_{\text{động cơ}} = 0,85$. Chân không cho phép của máy bơm: 6 m .

Giải: Đường kính của ống hút có thể xác định từ lưu tốc cho phép trong ống hút (từ $0,80$ đến $1,25 \text{ m/s}$); ta giả thiết lưu tốc trong ống hút là $v = 0,85 \text{ m/s}$. Khi đó:

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = 1,13 \sqrt{\frac{0,040}{0,85}} = 0,245 \text{ m}$$

Ta lấy $d = 0,250 \text{ m}$; khi đó lưu tốc là:

$$v = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{0,040}{0,785 \times 0,250^2} = 0,82 \text{ m/s}$$



Hình 6-11

Tổn thất cột nước trong ống hút bằng:

$$h_{w1} = \left(\zeta_{\text{van vào}} + \zeta_{\text{uốn}} + \lambda \frac{l}{d} \right) \frac{v^2}{2g},$$

hoặc:

$$h_{w1} = \left(10 + 3 \times 1,10 + \frac{0,028 \times 12}{0,25} \right) \times \frac{0,82^2}{2 \times 9,8} = 0,54 \text{ m}.$$

Chân không trong máy bơm tính theo công thức bằng:

$$h_{\text{ck}} = h_b + \frac{v^2}{2g} + h_{w1} = 5 + 0,035 + 0,54 = 5,58 < 6,0 \text{ m}.$$

Trị số chân không này nhỏ hơn trị số chân không cực đại cho phép 6m. Đối với ống đẩy, coi là ống thường, tra phụ lục 6-1 ứng với đường kính $d = 250$ mm mà ta giả thiết cũng là đường kính ống đẩy, ta thấy $K = 418,5$ l/s. Ống đẩy coi là ống dài, tổn thất cột nước tính theo:

$$h_d = \frac{Q^2}{K^2} l$$

tức là:
$$h_d = \frac{0,040^2}{0,418^2} \times 3600 = 8,47 \text{ m.}$$

Độ cao hình học để dâng nước lên bằng:

$$h_h = h_b + h_a = 5 + 28 = 33 \text{ m.}$$

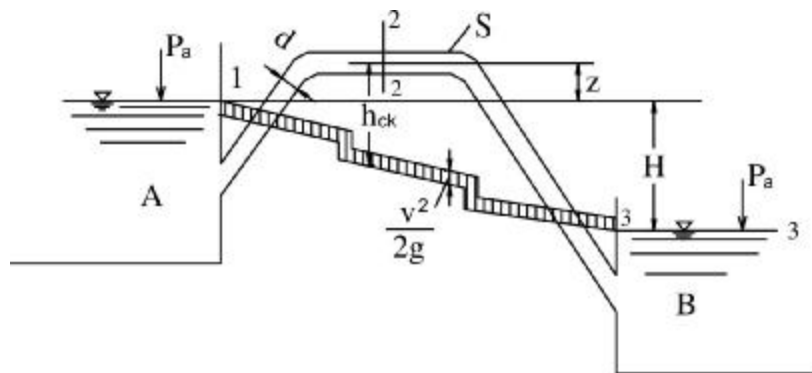
Tổng cột nước của máy bơm H , dùng để dâng nước lên độ cao hình học h_h , để khắc phục tổng số ma sát dọc đường và cục bộ $h_{w1} + h_d$, bằng:

$$H = h_h + h_{w1} + h_d = 33 + 0,54 + 8,47 = 42,0 \text{ m.}$$

Công suất của thiết bị máy bơm (cả bơm và động cơ), tính theo (6-28') bằng:

$$N = \frac{\gamma Q H}{1000 \eta_{\text{bơm}} \times \eta_{\text{động cơ}}} = \frac{9800 \times 0,040 \times 42}{1000 \times 0,8 \times 0,85} = 24,2 \text{ kW.}$$

Thí dụ 6: Nước từ bể chứa A chảy vào bể chứa B bằng ống xiphông dài $L = 400$ m, có đường kính $d = 200$ mm. Độ chênh mực nước ở A và B là $H = 1,30$ m (hình 6-12). Xác định lưu lượng Q qua xiphông và chân không h_{ck} tại điểm cao nhất của xiphông, biết rằng khoảng cách thẳng đứng từ mực nước của bể A đến điểm cao nhất đó bằng $z = 4,0$ m và độ dài đoạn ống từ bể A đến điểm ấy bằng $L' = 200$ m. Cho biết hệ số ma sát dọc đường của ống là $\lambda = 0,0263$; hệ số tổn thất cục bộ của hệ thống bằng $\zeta_c = 8,4$.



Hình 6-12

Giải: Viết phương trình Bécnuiry cho hai mặt cắt 1-1 và 3-3 đi qua mặt tự do của hai bể chứa A và B, ta được:

$$H = h_w = \left(\lambda \frac{L}{d} + \zeta_c \right) \frac{v^2}{2g} = \zeta_{ht} \frac{v^2}{2g}$$

từ đó rút ra biểu thức của lưu lượng:

$$Q = \omega v = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{\sqrt{2gH}}{\sqrt{\zeta_{ht}}}$$

Thay các số liệu đã biết vào biểu thức trên, ta tính ra lưu lượng:

$$Q = \frac{3,14 \times 0,2^2}{4} \cdot \frac{\sqrt{2 \times 9,8 \times 1,3}}{\sqrt{0,0263 \times \frac{400}{0,2} + 8,4}} = 0,0205 \text{ m}^3/\text{s} = 20,5 \text{ l/s.}$$

Lưu tốc trung bình bằng:

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \times 0,0205}{3,14 \times 0,2^2} = 0,65 \text{ m/s}$$

Để tính chân không tại điểm cao nhất của xiphông, ta viết phương trình Bécnuiry cho mặt cắt 1-1 và 2-2 (hình 6-12):

$$\frac{P_a - P_2}{\gamma} = z + \frac{\alpha v^2}{2g} + \left(\lambda \frac{L'}{d} + \zeta'_c \right) \frac{v^2}{2g}$$

với $\zeta'_c = 0,5\zeta_c$

$$\text{từ đó rút ra: } h_{ck} = 4,0 + \left(1 + 0,0263 \times \frac{200}{0,2} + 4,2 \right) \frac{0,65^2}{2 \times 9,8}$$

$$\text{hoặc: } h_{ck} = 4,0 + (1 + 26,3 + 4,2) \times 0,02 = 4,63 \text{ m}$$

Trị số chân không của xiphông tìm ra nhỏ hơn trị số chân không cực đại cho phép (trị số chân không cho phép đối với nước, ở áp suất không khí bình thường, có thể lấy bằng 6 ÷ 7 m cột nước); vậy bảo đảm xiphông làm việc với khu vực chân không không bị phá hoại.

Chú ý: Ở khu vực áp suất thấp 2-2 (hình 6-12), không khí tan trong nước đến đó dễ thoát ly ra khỏi nước, tạo thành những “bọc khí”; muốn khử những bọc khí đó, không thể đặt ở đáy một cái van để mở ra cho không khí bay đi, vì khi mở ra thì không khí ở ngoài sẽ vào mạnh trong ống và tăng cường thêm bọc khí. Ta phải dùng một loại bơm riêng hút ra. Thông thường những bọc khí đó bị dòng chảy cuốn về phía đầu ra (bể B).

Chương VII

CHUYỂN ĐỘNG KHÔNG ỔN ĐỊNH TRONG ỐNG CÓ ÁP - HIỆN TƯỢNG NƯỚC VA VÀ SỰ DAO ĐỘNG CỦA KHỐI NƯỚC TRONG THÁP ĐIỀU ÁP

Ta biết rằng chuyển động không ổn định là một chuyển động mà các yếu tố thủy lực như lưu tốc, áp suất... tại một điểm nhất định nào đó của không gian hoặc lưu tốc trung bình, lưu lượng, diện tích mặt cắt ướt tại một vị trí nhất định nào đó đều thay đổi theo thời gian, tức là:

$$\begin{cases} u = u(x, y, z, t), \\ p = p(x, y, z, t), \end{cases}$$

$$\text{hay: } \begin{cases} v = v(l, t), \\ Q = Q(l, t), \\ \omega = \omega(l, t), \end{cases}$$

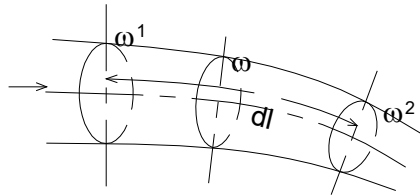
Dòng chảy trên sông khi nước lũ đang về hoặc ở cửa sông khi có thủy triều lên xuống, dòng chảy trong ống dẫn nước đến tuabin của trạm thủy điện khi điều chỉnh độ mở của tuabin là những ví dụ cụ thể về dòng không ổn định.

Ở chương này chỉ xét dòng không ổn định có áp trong ống, còn dòng chảy không ổn định không áp trong kênh sẽ xét ở chương XI. Đặc điểm của dòng không ổn định có áp trong ống là diện tích mặt cắt không thay đổi theo thời gian (vì vỏ ống coi như không biến đổi) mà chỉ thay đổi dọc theo dòng chảy nghĩa là diện tích mặt cắt chỉ là tham số của vị trí $\omega = \omega(l)$. Đặc biệt, nếu ống là hình trụ thì diện tích mặt cắt không thay đổi dọc theo dòng chảy tức $\omega = \text{const}$.

Trong chương này chủ yếu chỉ nghiên cứu hiện tượng nước va và sự dao động của nước trong tháp điều áp của nhà máy thủy điện khi điều chỉnh độ mở của tuabin, nên nội dung cũng chỉ giới hạn trong hai vấn đề trên. Trước khi nghiên cứu hai vấn đề đó, ta cần nắm vững hai phương trình cơ bản: phương trình liên tục của dòng chảy không ổn định và phương trình cơ bản của dòng chảy không ổn định trong ống có áp.

§7-1. PHƯƠNG TRÌNH LIÊN TỤC CỦA DÒNG CHẢY KHÔNG ỔN ĐỊNH

Trong dòng chảy, ta lấy một đoạn dòng giới hạn bởi hai mặt cắt ướt ω_1 và ω_2 cách nhau một độ dài vô cùng nhỏ dl (hình 7-1); thể tích của không gian giới hạn bởi đoạn dòng nói trên là ωdl , trong đó ω là diện tích trung bình của mặt cắt ngang ở giữa khoảng dl . Chất lỏng đi vào, đi ra đối với thể tích đó chỉ có thể thông qua ω_1 và ω_2 , chứ không qua mặt bên. Kể từ một thời điểm nhất định, khối lượng chất lỏng đi qua ω_1 để vào thể tích trên trong thời gian dt bằng $\rho Q dt$. Cũng trong thời gian dt đó, khối lượng chất lỏng ra khỏi ω_2 là $\left(\rho Q + \frac{\partial(\rho Q)}{\partial l} dl \right) dt$



Hình 7-1

Ở thời điểm nhất định nói trên, khối lượng chất lỏng ở trong đoạn đang xét là $\rho \omega dl$; trong thời gian dt , khối lượng đó có sự biến thiên bằng:

$$\frac{\partial(\rho \omega dl)}{\partial t} dt$$

Sự biến thiên này chính bằng hiệu số khối lượng chất lỏng vào qua ω_1 và khối lượng chất lỏng ra khỏi ω_2 :

$$\rho Q dt - \left(\rho Q + \frac{\partial(\rho Q)}{\partial l} dl \right) dt = \frac{\partial(\rho \omega dl)}{\partial t} dt .$$

Từ đó:

$$-\frac{\partial(\rho Q)}{\partial l} dl = \frac{\partial(\rho \omega)}{\partial t} dl ,$$

hoặc:

$$\frac{\partial(\rho Q)}{\partial l} + \frac{\partial(\rho \omega)}{\partial t} = 0 .$$

Đối với chất lỏng không nén được, $\rho = \text{const}$, ta viết lại phương trình trên thành:

$$\frac{\partial Q}{\partial l} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = 0. \quad (7-1)$$

Phương trình (7-1) là phương trình liên tục của dòng chảy không ổn định của chất lỏng không nén được.

Đối với dòng chảy không ổn định trong ống có áp, diện tích mặt cắt ướt không đổi với thời gian, tức $\frac{\partial \omega}{\partial t} = 0$ nên phương trình (7-1) viết thành:

$$\frac{\partial Q}{\partial l} = 0. \quad (7-2)$$

Do đó ta có:

$$Q = Q(t). \quad (7-3)$$

Như vậy ở cùng một thời điểm nhất định, lưu lượng qua các mặt cắt đều như nhau, nhưng ở các thời điểm khác nhau, lưu lượng có trị số khác nhau.

§7-2. PHƯƠNG TRÌNH CƠ BẢN CỦA DÒNG CHẢY KHÔNG ỔN ĐỊNH TRONG ỐNG CÓ ÁP

Từ chương III ta đã có phương trình vi phân chuyển động OIe của chất lỏng lý tưởng, viết cho một đơn vị khối lượng và theo đường dòng:

$$F_s - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial s} = \frac{du}{dt}. \quad (3-81)$$

Viết lại phương trình này theo phương dòng chảy l , dọc theo trục ống, ta có:

$$F_l - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial l} = \frac{du}{dt}. \quad (7-4)$$

Vì $u = u(l, t)$ nên:

$$\frac{du}{dt} = \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial l} \cdot \frac{dl}{dt} = \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial l} \cdot u = \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial l} \left(\frac{u^2}{2} \right)$$

Lực khối lượng trong những trường hợp thường gặp là lực có thế, nên:

$$F_l = -\frac{\partial \pi}{\partial l},$$

trong đó π là hàm số thế.

Vậy phương trình (7-4) thành:

$$-\frac{\partial \pi}{\partial l} - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial l} - \frac{\partial}{\partial l} \left(\frac{u^2}{2} \right) = \frac{\partial u}{\partial t}$$

Đối với chất lỏng không nén được, ta có:

$$\frac{\partial}{\partial l} \left(\pi + \frac{p}{\rho} + \frac{u^2}{2} \right) = -\frac{\partial u}{\partial t}. \quad (7-5)$$

Ở đây ta chỉ xét trường hợp lực khối lượng là trọng lực, nên $\pi = gz + c$; thay trị số π vào (7-5) ta được:

$$\frac{\partial}{\partial l} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g} \right) = -\frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t}.$$

Đối với chất lỏng thực (nhớt), ta phải thêm số hạng biểu thị tổn thất năng lượng:

$$\frac{\partial}{\partial l} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g} \right) = -\frac{\partial h'_w}{\partial l} - \frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t}. \quad (7-6)$$

Đây là phương trình động lực của dòng nguyên tố, viết cho một đơn vị trọng lượng chất lỏng thực. Để mở rộng phương trình này cho toàn dòng, cần lấy tích phân sau:

$$\int_{\omega} \frac{\partial}{\partial l} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g} \right) \gamma dQ = -\int_{\omega} \frac{\partial h'_w}{\partial l} \gamma dQ - \int_{\omega} \frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} \gamma dQ.$$

Vì Q không đổi theo l nên ba dạng tích phân trong phương trình trên viết được thành:

$$A_1 = \int_{\omega} \frac{\partial}{\partial l} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g} \right) \gamma dQ = \gamma \frac{\partial}{\partial l} \int_{\omega} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g} \right) dQ,$$

$$A_2 = \int_{\omega} \frac{\partial h'_w}{\partial l} \gamma dQ = \gamma \frac{\partial}{\partial l} \int_{\omega} h'_w dQ.$$

Như đã diễn toán lúc lập phương trình Bécnuuy cho toàn dòng (chương III) đối với dòng biến đổi dần thì:

$$A_1 = \gamma \frac{\partial}{\partial l} \left[\left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g} \right) Q \right] = \gamma Q \frac{\partial}{\partial l} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g} \right),$$

trong đó α là hệ số sửa chữa động năng [hệ số Côriôlít công thức (3-22)]:

$$A_2 = \gamma \frac{\partial}{\partial l} (h_w Q) = \gamma Q \frac{\partial}{\partial l} h_w.$$

Vì ω không thay đổi theo t nên ta có thể viết:

$$A_3 = \int_{\omega} \frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} \cdot \gamma dQ = \frac{\gamma}{g} \int_{\omega} \frac{\partial u}{\partial t} \cdot u d\omega = \frac{\gamma}{2g} \int_{\omega} \frac{\partial u^2}{\partial t} \cdot d\omega = \frac{\gamma}{2g} \frac{\partial}{\partial t} \int_{\omega} u^2 d\omega.$$

Khi nghiên cứu phương trình động lượng (chương III), từ công thức (3-42) ta đã có:

$$\int_{\omega} u^2 d\omega = \alpha_0 v^2 \omega,$$

trong đó α_0 là hệ số sửa chữa động lượng hoặc hệ số Businétscơ.

$$\text{Do đó: } A_3 = \frac{\gamma}{2g} \cdot \alpha_0 \frac{\partial(v^2 \omega)}{\partial t} = \frac{\gamma}{2g} \cdot \alpha_0 \omega 2v \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\alpha_0 \gamma Q}{g} \frac{\partial v}{\partial t}.$$

Sau khi chia tất cả các số hạng trong phương trình cho γQ , ta có phương trình vi phân của dòng chảy không ổn định có áp trong ống, tính đối với một đơn vị trọng lượng chất lỏng nhất là:

$$\frac{\partial}{\partial l} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g} \right) = -\frac{\partial h_w}{\partial l} - \frac{\alpha_0}{g} \frac{\partial v}{\partial t}$$

Tích phân phương trình này từ mặt cắt 1-1 đến mặt cắt 2-2 ta được:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + h_{w1-2} + \int_{l_1}^{l_2} \frac{\alpha_0}{g} \frac{\partial v}{\partial t} dl, \quad (7-7)$$

trong đó $\left(z + \frac{p}{\gamma} \right)$, $\frac{\alpha v^2}{2g}$ lần lượt có ý nghĩa là thế năng, động năng của một đơn vị trọng lượng chất lỏng.

h_{w1-2} là phân năng lượng tiêu hao vì ma sát của một đơn vị trọng lượng chất lỏng trên đoạn đường từ mặt cắt 1-1 đến mặt cắt 2-2.

Bây giờ ta xét ý nghĩa vật lý của số hạng cuối cùng

$$\int_{l_1}^{l_2} \frac{\alpha_0}{g} \frac{\partial v}{\partial t} dl.$$

Xét một đoạn nhỏ của dòng nguyên tố, diện tích đơ dài dl , khối lượng là $\rho d\omega dl$ và động năng là $\gamma d\omega dl \frac{u^2}{2g}$. Tích phân trên toàn diện tích mặt cắt dòng chảy và trên toàn đoạn dài $l=l_2-l_1$ ta có động năng của toàn khối chất lỏng giữa hai mặt cắt 1-1 và 2-2 là:

$$E = \int_{l_1}^{l_2} \int_{\omega} \gamma d\omega dl \frac{u^2}{2g} = \gamma \int_{l_1}^{l_2} dl \int_{\omega} \frac{u^2}{2g} d\omega = \gamma \int_{l_1}^{l_2} \alpha_0 \frac{v^2}{2g} \omega dl$$

Chú ý rằng biểu thức này được viết ra với điều kiện là dòng chảy phải *đổi dần trên suốt đoạn dòng* giới hạn bởi hai mặt cắt 1-1 và 2-2 (xem lại hình 3-14).

Sự biến đổi động năng của khối chất lỏng ấy theo thời gian là:

$$\frac{\partial E}{\partial t} = \gamma \frac{\partial}{\partial t} \int_{l_1}^{l_2} \alpha_0 \frac{v^2}{2g} \omega dl = \gamma \int_{l_1}^{l_2} \alpha_0 \omega \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{v^2}{2g} \right) dl = \gamma \int_{l_1}^{l_2} \frac{\alpha_0}{g} \omega v \frac{\partial v}{\partial t} dl.$$

Vì $v\omega = Q$ không phụ thuộc l nên:

$$\frac{\partial E}{\partial t} = \gamma Q \int_{l_1}^{l_2} \frac{\alpha_0}{g} \frac{\partial v}{\partial t} dl = \gamma Q h_{i1-2},$$

trong đó:

$$h_{i1-2} = \int_{l_1}^{l_2} \frac{\alpha_0}{g} \frac{\partial v}{\partial t} dl. \quad (7-8)$$

Vậy h_{i1-2} biểu thị sự thay đổi động năng theo thời gian của một đơn vị trọng lượng chất lỏng ở trong đoạn dòng 1-2. Nói cách khác h_{i1-2} biểu thị cột nước để khắc phục quán tính của khối chất lỏng trong đoạn dòng 1-2. Vì thế h_{i1-2} gọi là *cột nước quán tính*. Vậy phương trình (7-7) viết được như sau:

$$\boxed{z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + h_{w1-2} + h_{i1-2}}. \quad (7-9)$$

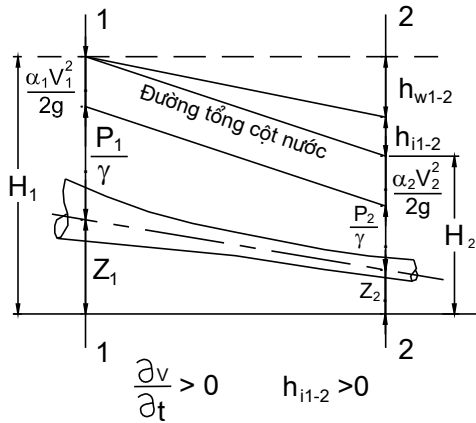
Đây là *phương trình cơ bản của dòng chảy không ổn định trong ống có áp*. Phương trình này chỉ khác phương trình Bécnuuy ở số hạng quán tính. Nếu $h_i = 0$ nghĩa là $\frac{\partial v}{\partial t} = 0$, ta trở lại phương trình Bécnuuy đã xét ở chương III.

Cần chú ý rằng cột nước quán tính h_i không phải là sự tổn thất cột nước, mất đi không lấy lại được như h_w , mà h_i có thể là dương hay âm (tùy theo $\frac{\partial v}{\partial t} > 0$ hay $\frac{\partial v}{\partial t} < 0$).

Nếu $\frac{\partial v}{\partial t} > 0$ (nghĩa là dòng chảy ở trạng thái tăng tốc) thì $h_{i1-2} > 0$, điều đó nói lên rằng động năng dòng chảy được tăng lên. Để tăng động năng đó, năng lượng của dòng chảy phải giảm một lượng tương ứng, nên đường tổng cột nước H càng dốc ($H_1 > H_2$). Điều này được minh họa trên hình (7-2).

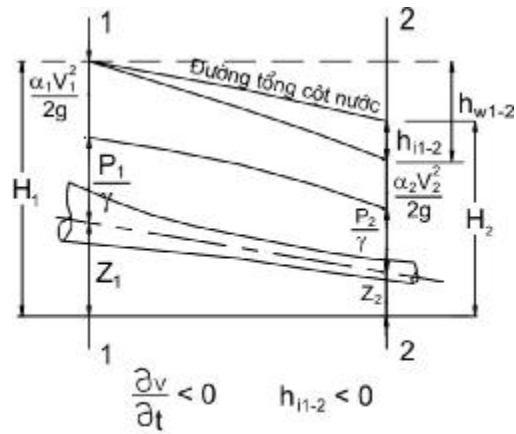
Nếu $\frac{\partial v}{\partial t} < 0$ (nghĩa là dòng chảy ở trạng thái giảm tốc) thì $h_{i1-2} < 0$, điều đó có nghĩa là động năng của dòng chảy bị giảm xuống. Phần động năng giảm xuống đó được giải phóng ra, làm cho năng lượng của dòng chảy được tăng lên một lượng tương ứng, có 3 trường hợp:

Nếu $|h_{i1-2}| < h_{w1-2}$ tức phần năng lượng được tăng thêm không đủ bù lại phần năng lượng bị mất đi để khắc phục tổn thất do ma sát, khi đó đường tổng cột nước H vẫn đi xuống ($H_1 > H_2$) nhưng ít dốc hơn (hình 7-3).



H giảm theo dòng chảy

Hình 7-2

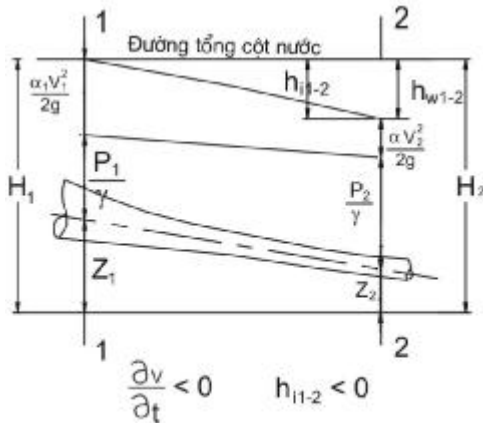


$|h_{i1-2}| < h_{w1-2}$ H giảm theo dòng chảy

Hình 7-3

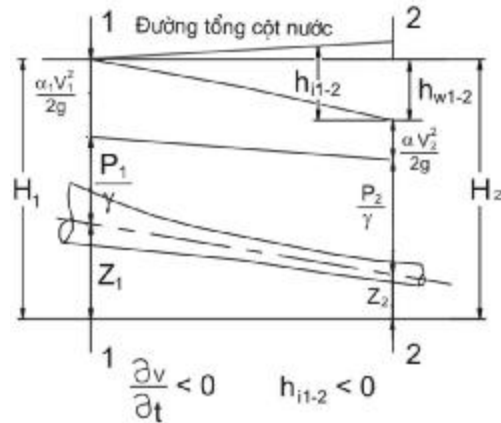
Nếu $|h_{i1-2}| = h_{w1-2}$ thì đường tổng cột nước H nằm ngang (hình 7-4).

Nếu $|h_{i1-2}| > h_{w1-2}$ thì đường tổng cột nước H đi ngược lên (hình 7-5).



$|h_{i1-2}| = h_{w1-2}$ H Không đổi theo dòng chảy

Hình 7-4



$|h_{i1-2}| > h_{w1-2}$ H tăng theo dòng chảy

Hình 7-5

Hai trường hợp sau cùng cho ta thấy rõ nhất sự khác nhau về đường tổng cột nước của dòng không ổn định và dòng ổn định (trong dòng ổn định, đường tổng cột nước H luôn luôn đi xuống): cuối cùng cần chú ý rằng tất cả những điều trình bày ở trên đều có ý nghĩa tức thời.

Chú ý:

1. Trong phương trình cơ bản (7-9) của dòng chảy không ổn định trong ống có áp, tổn thất cột nước h_{w1-2} được tính toán theo những công thức của dòng ổn định, chảy đều. Điều này, nói cho chặt chẽ, là không đúng lắm (đồ phân bố lưu tốc ở dòng không ổn định khác ở dòng ổn định).

2. Khi chuyển động thay đổi theo thời gian một cách khá chậm, thì số hạng cột nước quán tính h_i trong phương trình (7-9) là khá nhỏ, có thể bỏ không xét. Khi đó đối với chuyển động không ổn định, ta được phương trình Bécnuiy *bình thường* (3-25) viết cho chuyển động ổn định.

3. Trong trường hợp chuyển động ổn định, có thể viết phương trình Bécnuiy cho các mặt cắt 1-1 và 2-2 với điều kiện là ở hai mặt cắt đó chuyển động là đổi dần, còn giữa hai mặt cắt đó chuyển động có thể là đổi đột ngột. Nhưng trong trường hợp chuyển động không ổn định, ta chỉ có thể viết được phương trình (7-9) khi chuyển động là *đổi dần trên cả đoạn từ mặt cắt 1-1 đến mặt cắt 2-2*, vì khi xét ý nghĩa vật lý của biểu thức (7-8) về h_i , ta đã thấy rõ biểu thức đó được suy diễn với giả thiết là dòng đổi dần trên toàn bộ đoạn dòng từ mặt cắt 1-1 đến 2-2.

4. Với giả thiết $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$, ta có thể viết một dạng khác của phương trình (7-9) là:

$$\left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma} \right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma} \right) = \frac{\alpha}{2g} (v_2^2 - v_1^2) + h_{w_{1-2}} + h_{i_{1-2}}$$

hoặc: $a = \frac{\alpha}{2g} (v_2^2 - v_1^2) + h_{w_{1-2}} + h_{i_{1-2}}$ (7-9')

với: $a = \left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma} \right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\gamma} \right)$

là hiệu số của độ cao đo áp ở hai mặt cắt 1-1 và 2-2.

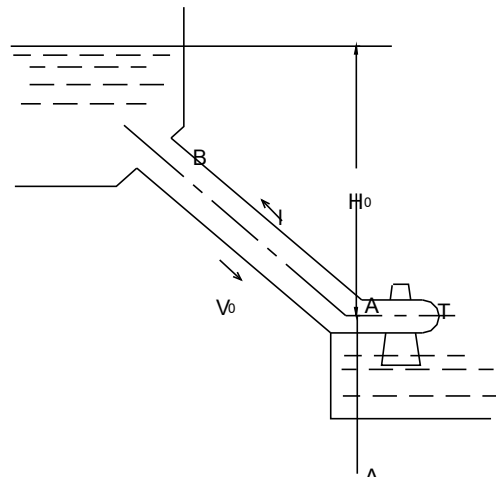
A - HIỆN TƯỢNG NƯỚC VA

§7-3. ĐẶT VẤN ĐỀ

Hình (7-6) trình bày một ống dẫn AB dẫn nước từ hồ chứa nước đến tuabin nhà máy thủy điện T.

Bình thường tuabin làm việc với lưu lượng Q, ứng với nó lưu tốc trong ống là v_0 .

Nếu do một nguyên nhân nào đó mà yêu cầu dùng điện bên ngoài đột nhiên giảm thấp một phần hoặc toàn phần thì tuabin phải tự động đóng bớt hoặc đóng hoàn toàn để kịp thời thích ứng với máy điện. Vì thế lưu lượng và lưu tốc trong ống dẫn đột nhiên giảm nhỏ hoặc ngừng hẳn. Do quán



Hình 7-6

tính nên nước bị dồn lại làm cho áp suất trong ống đột nhiên tăng cao. Sự thay đổi lưu lượng càng nhanh thì áp suất tăng cao càng lớn thậm chí có thể lên đến hàng trăm mét cột nước. Đó là *hiện tượng nước va*. Phần áp suất tăng thêm Δp gọi là *áp suất nước va*.

Ngược lại nếu độ mở của tuabin đột nhiên tăng lên thì lưu lượng chảy qua tuabin và lưu tốc trong ống cũng đột nhiên lớn lên làm cho áp suất trên đường ống đột nhiên giảm xuống. Phần áp suất giảm thấp đó cũng gọi là *áp suất nước va*.

Khác với tất cả những vấn đề trước đây, khi nghiên cứu nước va không thể xem chất lỏng hoàn toàn không bị nén (tức $\rho = \text{const}$) vì rằng nếu dùng giả thiết đó thì mọi điều rút ra từ lý luận sẽ không phù hợp với thực tế.

Thật vậy nếu nước hoàn toàn không nén được ($\rho = \text{const}$) thì khi cửa van A đóng hoàn toàn và tức thời, toàn bộ khối nước trong đường ống dẫn lập tức ngừng lại; $\frac{\partial v}{\partial t} = -\infty$ và như vậy trên toàn bộ đường ống, áp suất sẽ đồng thời tăng lên một trị số vô cùng lớn.

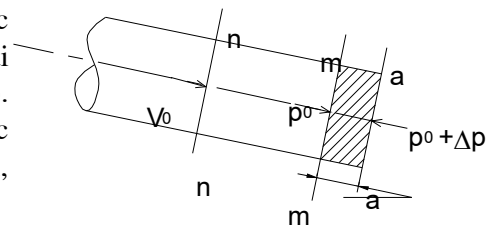
Nhưng thực tế không phải như vậy mà phải sau một thời gian nhất định toàn bộ khối nước trong ống dẫn mới dừng lại, còn áp suất cũng chỉ tăng tới một giá trị xác định nào đó chứ không phải là vô cùng lớn. Sở dĩ như vậy vì chất lỏng và thành ống đều có tính đàn hồi. Ví dụ khi đóng cửa van, lớp nước ở ngay sát ngay trước đó dừng lại và áp suất tăng lên làm cho lớp nước đó bị nén lại, đồng thời thành ống dẫn bị dãn ra nhường chỗ cho những lớp nước phía trên tiếp tục chảy về. Do đó sự tăng áp suất và ngừng chảy không phải đồng thời cùng xảy ra một lúc trên toàn đường ống mà là xảy ra ở cửa van rồi mới truyền dần lên trên với một tốc độ có hạn. Vì vậy, nghiên cứu nước va nhất định phải xét đến tính đàn hồi của nước và vỏ ống.

§7-4. NƯỚC VA KHI ĐÓNG KHÓA TỨC THỜI

Ta xét một ống tròn đơn giản dài L , đầu A có khóa đóng mở, đầu B nối với bể chứa có mức nước không đổi. Lấy điểm A tại khóa làm gốc trục l và lấy chiều hướng về bể chứa làm chiều dương của khoảng cách l . Trong khi phân tích vấn đề ta tạm thời không xét đến tổn thất năng lượng vì ma sát và bỏ qua cột nước lưu tốc. Vậy cột nước áp lực trên toàn bộ đường ống khi tuabin làm việc bình thường coi như nằm ngang, bằng mực nước ở bể (xem hình 7-6).

Ta gọi lưu tốc trong ống khi tuabin làm việc bình thường với độ mở toàn phần là v_0 và lưu tốc tại khóa trong quá trình đóng mở khóa là v_c , $v_c = v(t)$. Giả thiết ta đột nhiên đóng khóa hoàn toàn và tức thời, khi đó ở ngay tại khóa dòng chảy dừng lại, $v_c = 0$.

Sau một thời gian Δt chỉ có một lớp nước $aa - mm$ dài Δl dừng lại và bị nén nên áp suất tăng Δp ; trong khi đó các lớp nước phía trên nó vẫn chảy



Hình 7-7

về với lưu tốc và áp suất như lúc bình thường (hình 7-7). Viết phương trình động lượng cho khối nước aa-mm này theo phương l ta được:

$$p_0\omega - (p_0 + \Delta p)\omega = \frac{(\rho\omega\Delta l)(0 - v_0)}{\Delta t}.$$

Từ đó ta rút ra:

$$\Delta p = \rho \frac{\Delta l}{\Delta t} v_0. \quad (7-10)$$

Sau đó, trong một khoảng thời gian vô cùng nhỏ Δt tiếp theo, lại có thêm lớp nước mm-nn ở sát khối nước aa-mm ngừng lại và áp suất tại đó tăng lên. Sau đó các lớp tiếp theo cũng lần lượt dừng lại và áp suất cũng tăng lên. Như vậy sự ngừng chảy và bị nén (tăng áp suất) truyền dần lên phía trên với tốc độ bằng:

$$c = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta l}{\Delta t}. \quad (7-11)$$

Thay vào (7-10) ta có công thức tính áp suất nước va:

$$\Delta p = \rho c v_0 \quad (7-12)$$

hay
$$\frac{\Delta p}{\gamma} = \frac{c}{g} v_0. \quad (7-13)$$

Trên đây là xét với trường hợp đóng khóa hoàn toàn. Nếu đóng khóa một phần, thì lưu tốc tại khóa là $v_c \neq 0$.

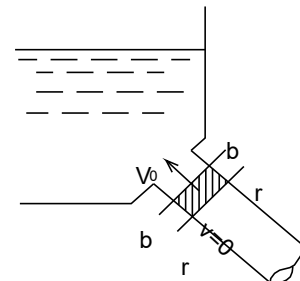
Cũng phân tích như trên ta thấy độ tăng áp suất sẽ chỉ là:

$$\Delta p = \rho c (v_0 - v_c) \quad (7-14)$$

hay
$$\frac{\Delta p}{\gamma} = \frac{c}{g} (v_0 - v_c). \quad (7-15)$$

Cách tính c sẽ trình bày ở phần sau. Ta trở lại theo dõi hiện tượng trong trường hợp đóng khóa hoàn toàn tức thời.

Sự ngừng chảy và tăng áp suất bắt đầu từ A, truyền lên với tốc độ truyền c . Như vậy đến lúc $t = \frac{L}{c}$ lớp chất lỏng cuối cùng b-b tại gần bể chứa bị ngừng lại và tăng áp. Khi đó toàn bộ chất lỏng trong ống ở trạng thái tĩnh và bị nén (hình 7-8). Do sự chênh lệch áp suất Δp ở trong ống và ngoài bể (trong ống áp suất là $p_L + \Delta p$, ngoài bể áp suất là p_L), nước bị đẩy về bể và dẫn ra. Từ mặt cắt b-b các lớp nước bắt đầu dẫn ra và chảy ngược về bể, đồng thời áp suất giảm xuống. Vì ta bỏ qua tổn thất năng lượng trong lúc xét, nên tốc độ chảy ngược lại cũng có giá trị bằng v_0 và độ giảm áp suất cũng có giá trị bằng Δp .



Hình 7-8

Sự giảm áp suất về áp suất cũ và sự chảy ngược ấy truyền về khóa A cũng với tốc độ truyền c ; đến thời điểm $t = \frac{2L}{c}$ thì truyền đến khóa A. Lúc đó toàn bộ khối nước trong đường ống có áp suất như ban đầu, nhưng ở trạng thái chảy ngược từ khóa về bể nước. Nhưng ngay khi hiện tượng chảy ngược vừa truyền về đến khóa A, thì do thiếu nguồn nước bổ sung ở sau khóa, nên các lớp nước ở gần khóa bị ngừng lại và tiếp tục bị dãn thêm làm cho áp suất giảm xuống thấp hơn áp suất lúc ban đầu. Khi đó ta có áp suất nước va âm.

Cũng giải thích như trên, độ giảm áp suất cũng có trị số bằng:

$$\Delta p = \rho c v_0.$$

Sự ngừng chảy và áp suất giảm thấp hơn áp suất ban đầu ấy cũng với tốc độ truyền c và đến thời điểm $t = \frac{3L}{c}$ thì truyền đến bể nước. Lúc đó toàn bộ đường ống ngừng chảy và có áp suất thấp. Do chênh lệch áp suất trong ống và ngoài bể nước (trong ống là $p_L - \Delta p$, ngoài bể là p_L) nên nước lại chảy từ bể vào ống với vận tốc v_0 và áp suất lại trở lại bình thường; điều đó cũng bắt đầu từ các lớp nước ở gần bể và truyền về khóa với tốc độ truyền c , đến thời điểm $t = \frac{4L}{c}$ thì truyền đến khóa A; toàn bộ đường ống ở trạng thái chảy thuận chiều với lưu tốc v_0 và có áp suất ban đầu, nghĩa là hoàn toàn giống như ban đầu. Nhưng ngay lúc đó các lớp nước gần khóa lại bị ngừng chảy và áp suất tăng lên. Hiện tượng lại lặp lại như trên. Như vậy hiện tượng đã tuần hoàn với chu kỳ là:

$$T = \frac{4L}{c}.$$

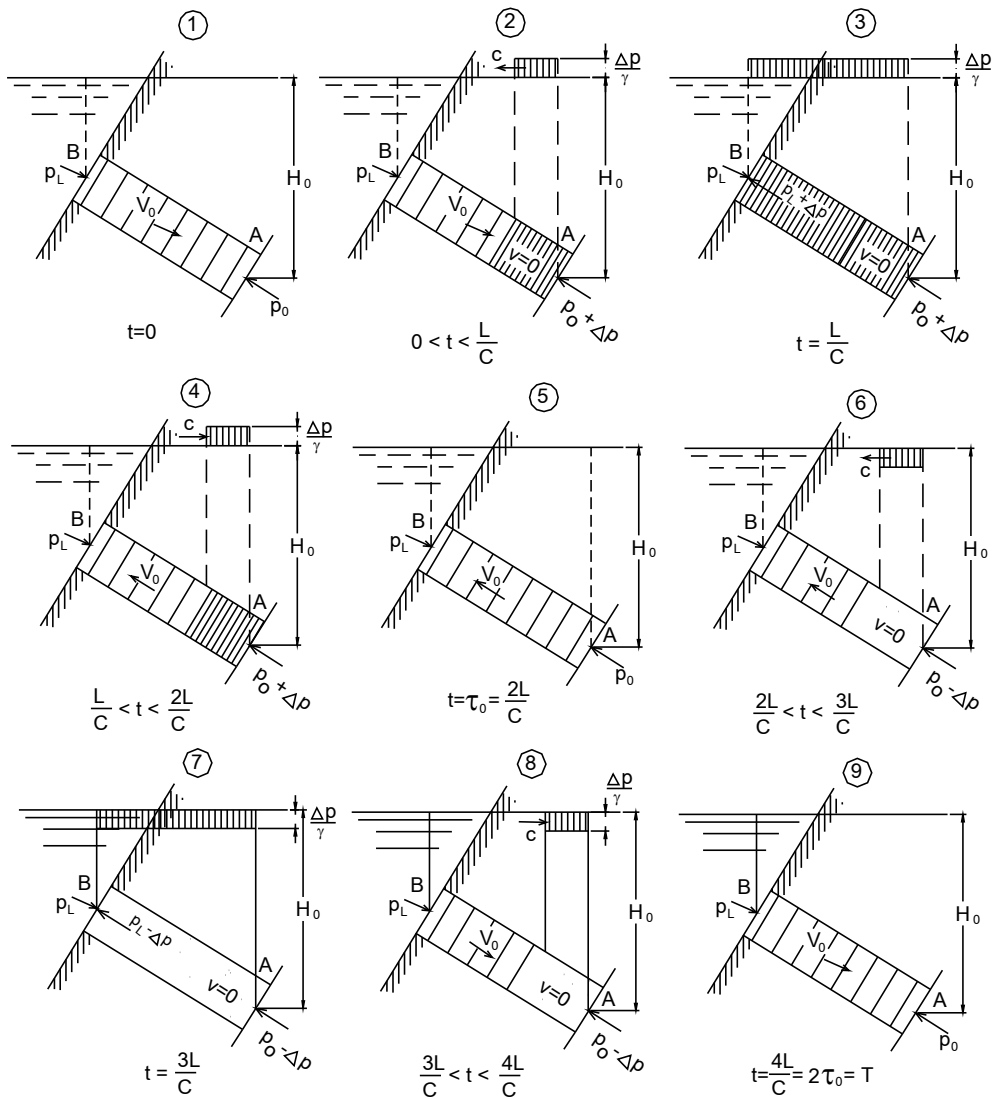
Khoảng thời gian τ để sóng nước va truyền từ một vị trí nào đó về bể rồi lại truyền từ bể về tới vị trí đó gọi là một pha nước va.

Vậy pha nước va tại khóa là $\tau = \frac{2L}{c}$; tại vị trí cách khóa một đoạn l là $\tau_l = \frac{2(L-l)}{c}$, còn pha tại đầu ống cạnh bể chứa là $\tau_L = 0$.

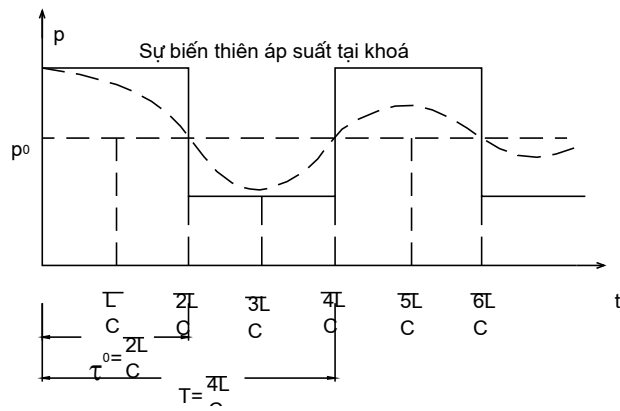
Quá trình diễn biến hiện tượng nước va trong một chu kỳ được minh họa trên hình (7-9). Hình (7-10), (7-11) biểu thị sự biến thiên áp suất theo thời gian tại khóa và tại mặt cắt trung gian (1-1) cách khóa một đoạn l . Còn hình (7-12), (7-13) biểu thị sự biến thiên lưu tốc tại mặt cắt trung gian nói trên và tại mặt cắt đầu ống cạnh bể chứa.

Thực tế dòng chảy có ma sát, nên hiện tượng không phải cứ lặp đi lặp lại như thế mãi, mà sẽ yếu dần rồi sẽ tắt hẳn sau một số chu kỳ dao động (đường nét rời trong các hình trên).

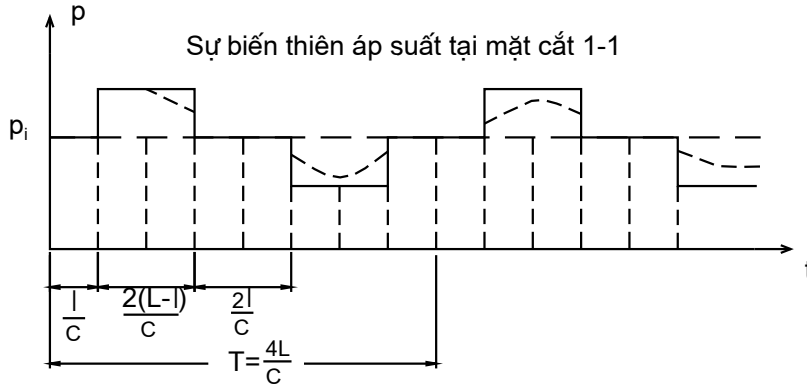
Trên đây ta xét trường hợp đóng khóa, còn đối với trường hợp mở khóa thì cũng lập luận tương tự.



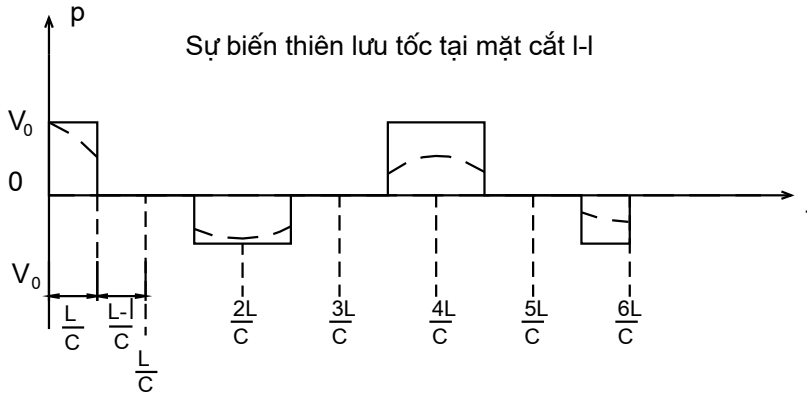
Hình 7-9



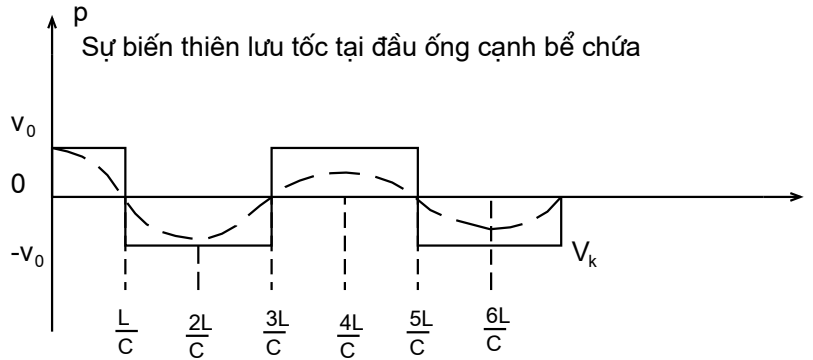
Hình 7-10



Hình 7-11



Hình 7-12



Hình 7-13

§7-5. NƯỚC VÀ KHÍ ĐÓNG KHÓA TỪ TỪ

Ở trên ta đã xét trường hợp đóng khóa tức thời, tại khóa lưu tốc ban đầu từ v_0 đột nhiên giảm xuống $v_c = 0$. Thực tế thì sự đóng mở dù có nhanh đến đâu vẫn cần phải trải qua một khoảng thời gian nhất định.

Bây giờ, ta giả thiết rằng sự đóng khóa tiến hành từ từ; như vậy sẽ xuất hiện sự giảm lưu tốc tức thời Δv_i một cách liên tiếp, do đó sẽ gây ra một loạt tăng áp tương ứng tính theo (7-14):

$$\Delta p_i = \rho c(v_{i-1} - v_i)$$

Tại khóa, thời gian tăng áp suất Δp_i duy trì trong khoảng $\tau_0 = \frac{2L}{c}$ sau đó các phần tăng áp đó lần lượt bị triệt tiêu do sóng giảm áp từ bề phản xạ về, đồng thời ngay lúc đó áp suất lại giảm xuống một giá trị tương ứng (Δp_i) do sự xuất hiện nước va âm tại khóa. Vì vậy trong khoảng thời gian $t \leq \tau_0$ sau khi đóng khóa, tại khóa chỉ có hiện tượng tăng áp. Tổng số các phần tăng đó là:

$$\Delta p_t = \sum_{i=1}^{t \leq \tau_0} \Delta p_i = \rho c \sum_{i=1}^{t \leq \tau_0} (v_{i-1} - v_i) = \rho c(v_0 - v_t).$$

Gọi thời gian đóng khóa là τ_d , ta có hai trường hợp:

1. Nếu thời gian đóng khóa ngắn hơn một pha nước va ($\tau_d < \tau_0$) thì khi đóng xong khóa ($t = \tau_d < \tau_0$), sóng phản xạ giảm áp vẫn chưa về tới khóa, nên độ tăng áp suất tại khóa được tích lũy lại và bằng:

$$\Delta p = \rho c(v_0 - v_c).$$

Như vậy áp suất cực đại của nước va tại khóa khi đóng khóa từ từ, cũng bằng áp suất khi đóng khóa tức thời, chỉ khác là áp suất cực đại trong trường hợp này không xuất hiện tức thời mà tăng lên từ từ trong thời gian đóng khóa.

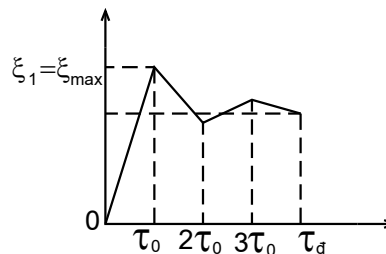
Ta gọi trường hợp này là *nước va trực tiếp*.

2. Nếu thời gian đóng khóa dài hơn một pha nước va ($\tau_d > \tau_0$) thì lúc $t = \tau_0 < \tau_d$, khóa vẫn chưa đóng xong, nên lưu tốc mới giảm đến trị số $v_{\tau_0} < v_c$ chứ chưa tới trị số v_c , do đó khi áp suất nước va mới bằng:

$$\Delta p = \rho c(v_0 - v_{\tau_0}).$$

thì sóng phản xạ giảm áp đã về tới khóa. Từ lúc đó trở đi tại khóa vừa có hiện tượng tăng áp do khóa vẫn tiếp tục đóng, vừa có hiện tượng giảm áp trở về. Nói chung quy luật biến đổi của Δp khá phức tạp nhưng có thể khẳng định rằng nó không thể lớn hơn hoặc bằng áp suất nước va trực tiếp. Ta gọi trường hợp này là *nước va gián tiếp*.

Ở đây ta không đi sâu nghiên cứu lý luận về hiện tượng này mà chỉ giới thiệu một số công thức để tính toán.



Hình 7-14

Gọi $\lambda(t)$ là độ mở của khóa, tức tỷ số giữa diện tích tháo nước qua tuabin $\Omega(t)$ tại thời điểm t và diện tích lúc mở khóa hoàn toàn Ω_0 , ta viết được:

$$\lambda(t) = \frac{\Omega(t)}{\Omega_0}. \quad (7-16)$$

Gọi ξ là độ tăng tương đối về áp suất, tức tỷ số giữa độ tăng áp suất $\Delta H = \frac{\Delta p}{\gamma}$ và cột nước áp suất ban đầu tại khóa H_0 (ứng với lúc tuabin làm việc với lưu tốc và khi mở khóa hoàn toàn: H_0 bằng độ cao tính từ khóa đến cao trình ngang mực nước tĩnh của bể chứa); ta viết được:

$$\xi = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta p}{\gamma H_0}. \quad (7-17)$$

Giải phương trình truyền sóng nước va của N. E. Giucópski với giả thiết rằng lưu lượng qua khóa thì tỷ lệ với độ mở (λ) và căn bậc hai của cột nước áp suất tại khóa ($H_0 + \Delta H$) như quy luật dòng chảy qua lỗ, vòi, ta đi đến công thức sau đây để tính áp suất nước va tại khóa ở các thời điểm $t = n\tau_0$ ($n = 1, 2, 3, \dots, \frac{\tau_d}{\tau_0}$):

$$\lambda_n \sqrt{1 + \xi_n} = B_{n-1} - \frac{\xi_n}{2\mu}, \quad (7-18)$$

trong đó:
$$B_{n-1} = \lambda_{n-1} \sqrt{1 + \xi_{n-1}} - \frac{\xi_{n-1}}{2\mu}, \quad (7-19)$$

$$\mu = \frac{cv_0}{2gH_0}. \quad (7-20)$$

Giải phương trình (7-18), tìm được ξ_n :

$$\xi_n = 2\mu \left[B_{n-1} + \mu \lambda_n^2 - \lambda_n \sqrt{1 + 2\mu B_{n-1} + \mu^2 \lambda_n^2} \right]. \quad (7-21)$$

Lần lượt cho $n = 1, 2, 3, \dots, \frac{\tau_d}{\tau_0}$, ta tìm được các giá trị $\xi_1, \xi_2, \xi_3, \dots, \xi_{\tau_d}$, từ đó tìm được

ξ_{\max} và có áp suất nước va cực đại là:

$$\Delta p = \gamma \xi_{\max} H_0. \quad (7-22)$$

Đặc biệt nếu độ mở $\lambda(t)$ thay đổi bậc nhất với thời gian thì sau khi giải (7-21), Aliêvi đưa ra kết luận sau:

1. Hoặc là áp suất cực đại của nước va xuất hiện ở cuối pha thứ nhất ($n = 1$), còn sau đó giá trị bé hơn (xem hình 7-14):

$$\xi_{\max} = \xi_1.$$

Nước và như thế gọi là *nước va pha thứ nhất*. Để tìm ξ_{\max} chỉ việc giải phương trình (7-21) với $n = 1$.

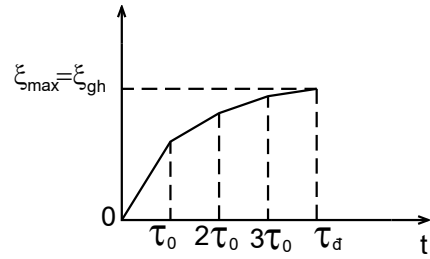
2. Hoặc là áp suất nước va cứ tăng dần cho tới khi đóng xong khóa $\left(n = \frac{\tau_d}{\tau_0} \right)$ thì đạt đến trị số lớn nhất. Nước va như thế thì gọi là *nước va giới hạn* (hình 7-15):

$$\xi_{\max} = \xi_{\text{gh}} = \xi_{\tau_d}$$

Giải (7-21) với giả thiết rằng nếu n khá lớn thì $\xi_n = \xi_{n-1} = \xi_{\text{gh}}$ ta có:

$$\xi_{\text{gh}} = \frac{\sigma}{2} \left(\sqrt{\sigma^2 + 4} + \sigma \right), \quad (7-23)$$

trong đó
$$\sigma = \pm \mu \frac{\tau_0}{T_d} = \pm \frac{v_0 L}{g H_0 T_d}, \quad (7-24)$$



Hình 7-15

T_d là thời gian để đóng (hay mở) toàn bộ khóa - dùng nhằm với τ_d là thời gian để đóng (hay mở) khóa đến một độ mở nào đó ($\tau_d \leq T_d$). Khi đóng khóa lấy dấu +, còn khi mở lấy dấu -.

Còn tiêu chuẩn để phân biệt nước va pha thứ nhất với nước va giới hạn là σ_{qd} ; người ta đã chứng minh rằng σ quá độ được tính theo công thức sau:

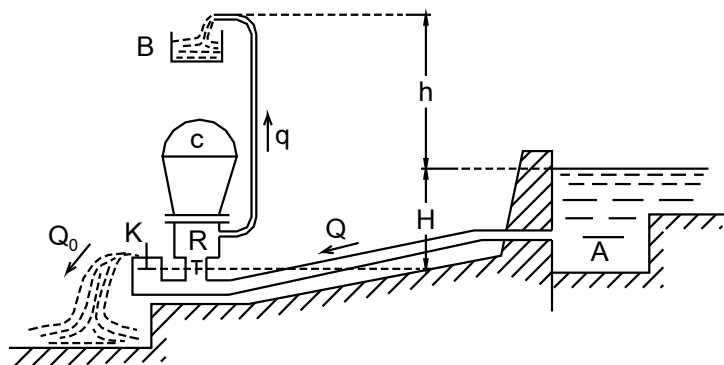
$$\sigma_{\text{qd}} = \frac{4\mu\lambda_0(1-\mu\lambda_0)}{1-2\mu\lambda_0}. \quad (7-25)$$

Khi $\sigma > \sigma_{\text{qd}}$ ta có nước va pha thứ nhất, còn khi $\sigma < \sigma_{\text{qd}}$ ta có nước va giới hạn.

Trên đây mới xét trường hợp đóng khóa, nhưng cần nhớ rằng hiện tượng nước va không phải chỉ có khi đóng mà có cả khi mở, chỉ khác là lúc mở khóa thì áp suất giảm thấp. Độ giảm thấp áp suất này có thể rất lớn, thậm chí có thể hình thành chân không ở trong ống.

Tóm lại hiện tượng nước va rất nguy hiểm dù nó gây ra sự tăng hoặc giảm áp suất, do đó cần tìm cách làm giảm ảnh hưởng của áp suất nước va. Một trong những biện pháp là tạo ra nước va gián tiếp, vì theo sự phân tích ở trên áp suất nước va gián tiếp luôn luôn nhỏ hơn áp suất nước va trực tiếp. Để có nước va gián tiếp cần có $\tau_d > \tau_0 = \frac{2L}{c}$ nghĩa là cần kéo dài thời gian đóng khóa, hoặc rút ngắn chiều dài của ống dẫn. Ngoài ra có thể tăng đường kính ống dẫn để giảm lưu tốc v_0 . Nhưng biện pháp chính để làm giảm ảnh hưởng nước va, nhất là ở những trạm thủy điện lớn có đường ống dẫn dài, là xây dựng tháp điều áp. Hiện tượng thủy lực khi có tháp điều áp sẽ xét kỹ ở mục sau.

Ngoài việc tìm cách giảm ảnh hưởng của nước va, người ta còn tìm cách lợi dụng nước va. Đó là trường hợp máy bơm nước va mà nguyên lý làm việc của nó như sau.



Hình 7-16

Hình 7-16 là sơ đồ của máy bơm nước va. Nước từ bể chứa A chảy qua khóa K ra ngoài. Dưới tác dụng của nguồn nước đó, khóa K tự động đóng lại gây nên nước va trong ống. Áp lực nước va làm mở khóa R, và một luồng nước chảy qua đó vào buồng khí ép C. Dưới tác dụng của khí ép, nước được đẩy lên bể B. Sau khi nước chảy qua khóa R, thì áp suất nước va trong ống giảm xuống nên khóa R tự động đóng lại còn khóa K lại mở ra. Nước từ bể A lại chảy qua khóa K ra ngoài và hiện tượng trở lại như trước. Thông thường hiện tượng xảy ra khoảng 100 lần trong một phút.

Gọi H là cột nước làm việc của máy bơm, h là độ cao dâng nước của máy bơm, Q là lưu lượng từ bể A chảy ra $Q = Q_0 + q$; Q_0 là lưu lượng chảy qua khóa K ra ngoài; q là lưu lượng chảy vào bể B. Năng lượng của dòng chảy từ bể A ra là γQH , một phần của năng lượng này được dùng để đưa dòng nước có lưu lượng q lên độ cao h; vậy hiệu suất sử dụng của máy bơm là:

$$\eta = \frac{\gamma qh}{\gamma QH} \quad (7-26)$$

Độ cao dâng nước h có thể bằng 5 đến 10 lần cột nước H, khi H bằng (1 ÷ 10 m). Do đó máy bơm nước va có thể đưa nước lên cao tới 100m. Hiệu suất η của máy bơm phụ thuộc vào tỷ số $\frac{h}{H}$. Tỷ số $\frac{h}{H}$ càng nhỏ thì hiệu suất càng cao. Thường thường $\frac{h}{H} \approx 2$, $\eta = 0,85$, còn với $\frac{h}{H} \approx 10$, η giảm xuống chỉ còn khoảng 0,4 ÷ 0,45.

Tóm lại máy bơm nước va làm việc tự động, không tốn nhiên liệu và dễ bảo quản; tuy rằng hiện nay chưa sản xuất được các máy bơm cho lưu lượng lớn nhưng với các bơm nhỏ cũng rất có ích nhất là các vùng đồi núi.

Cuối cùng, để tính áp suất nước va cần biết vận tốc truyền sóng c.

§7-6. TỐC ĐỘ TRUYỀN SÓNG NƯỚC VA TRONG ỐNG

Khi phân tích hiện tượng nước va ở §7-4 ta đã có:

$$c = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta l}{\Delta t}$$

trong đó Δl là độ dài của lớp nước bị nén lại sau thời gian Δt (xem hình 7-7). Do bị nén lại nên khối lượng riêng của nước tăng lên từ ρ tới $\rho + \Delta\rho$, còn vỏ ống bị dãn ra làm cho diện tích mặt cắt ngang từ ω tăng lên $\omega + \Delta\omega$. Kết quả là khối lượng nước trong đoạn dài Δl ấy tăng thêm:

$$\Delta m = (\rho + \Delta\rho)(\omega + \Delta\omega)\Delta l - \rho\omega\Delta l = (\rho\Delta\omega + \omega\Delta\rho)c\Delta t.$$

Trong khoảng thời gian Δt ấy tuy lớp nước ở đầu dưới đã dừng lại nhưng ở đầu trên vẫn chảy vào với lưu tốc v_0 , do đó khối lượng nước chảy thêm vào đoạn ống ấy là $\rho\omega v_0\Delta t$. Chính khối nước chảy thêm vào này đã làm khối lượng nước trong đoạn ống tăng thêm Δm .

$$\text{Vậy: } \rho\omega v_0\Delta t = \Delta m = (\rho\Delta\omega + \omega\Delta\rho)c\Delta t. \quad (7-27)$$

Theo (7-12) ta có:

$$\rho v_0 = \frac{\Delta p}{c}$$

Thay vào phương trình (7-27), sau khi thu gọn ta được:

$$c = \sqrt{\frac{\frac{\Delta p}{\Delta\rho}}{1 + \frac{\rho}{\Delta\rho} \frac{\Delta\omega}{\omega}}} \quad (7-28)$$

Công thức này dùng để tính toán không tiện lợi, ta cần đổi về một dạng khác. Muốn thế ta dùng hệ số đặc trưng tính đàn hồi của chất lỏng đã nêu ở chương I:

$$K = \frac{1}{\beta_w}.$$

Môđun đàn hồi K theo (1-3) bằng:

$$K = \frac{1}{\beta_w} = -W \frac{dp}{dW}.$$

Vì khối lượng ρW không đổi trong khi chất lỏng co lại tức là vì $\rho W = \text{const}$ nên $d(\rho W) = 0$, hoặc:

$$\rho dW + W d\rho = 0,$$

$$\text{tức là: } \frac{dW}{W} = -\frac{d\rho}{\rho}.$$

Vậy:
$$K = \rho \frac{dp}{d\rho}.$$

hoặc:
$$\frac{\Delta p}{\Delta \rho} \approx \frac{dp}{d\rho} = \frac{K}{\rho}. \quad (7-29)$$

hoặc:
$$\frac{\rho}{\Delta \rho} = \frac{K}{\Delta p}. \quad (7-30)$$

Nếu xét ống có mặt cắt tròn thì $\omega = \pi r^2$ và $\Delta\omega = 2\pi r\Delta r$ nên ta viết được:

$$\frac{\Delta\omega}{\omega} = 2 \frac{\Delta r}{r}$$

trong đó $\frac{\Delta r}{r}$ là độ giãn dài tương đối của vỏ ống dưới tác dụng của độ tăng áp suất Δp . Nếu gọi độ dày của vỏ ống là e , môđun đàn hồi của vật liệu vỏ ống là E thì lý luận về sự liên hệ giữa ứng suất và biến dạng (đã xét ở môn sức bền vật liệu) cho ta:

$$\frac{\Delta r}{r} = \frac{\Delta p \cdot r}{e \cdot E} = \frac{\Delta p \cdot d}{2e \cdot E}.$$

do đó:
$$\frac{\Delta\omega}{\omega} = \frac{\Delta p \cdot d}{eE}. \quad (7-31)$$

Đặt (7-29), (7-30), (7-31), vào (7-28) ta được:

$$c = \sqrt{\frac{\frac{K}{\rho}}{1 + \frac{K}{E} \cdot \frac{d}{e}}}. \quad (7-32)$$

Đây là công thức tính tốc độ truyền sóng nước va trong ống tròn. Với các ống không phải tròn thì khi áp lực tăng lên, hình dạng mặt cắt sẽ bị biến dạng làm cho diện tích mặt cắt tăng lên khá nhiều, do đó tốc độ giảm xuống rõ rệt so với trường hợp mặt cắt tròn.

Nếu coi thành ống hoàn toàn không đàn hồi ($E = \infty$) thì công thức (7-32) viết thành:

$$c_0 = \sqrt{\frac{K}{\rho}}. \quad (7-33)$$

Đây chính là tốc độ truyền tiếng động trong môi trường chất lỏng vô hạn. Hệ số K của nước ở nhiệt độ thường bằng $K = 2,03 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$, nên $c_0 = 1425 \text{ m/s}$.

Thí dụ 1: Một đường ống dẫn nước vào tuabin dài $l = 570 \text{ m}$, đường kính $d = 500 \text{ mm}$, dày $e = 9 \text{ mm}$, bằng thép có $E = 2,03 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$. Lưu tốc trung bình trong ống là $v_0 = 2 \text{ m/s}$ và cột nước tĩnh là $H_0 = 70 \text{ m}$. Tính tốc độ truyền sóng nước va và áp suất nước va trong hai trường hợp:

1. Đóng khóa tức thời, hoàn toàn.
 2. Đóng khóa hoàn toàn theo quy luật bậc nhất với t, trong thời gian $\tau_d = 5$ s.
- Cho biết $K = 2,03 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$.

Giải: Tính theo công thức (7-32):

$$c = \sqrt{\frac{\frac{K}{\rho}}{1 + \frac{K}{E} \cdot \frac{d}{e}}} = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{2,03 \times 10^9}{2,03 \times 10^{11}} \times \frac{500}{9}}} = 1143 \text{ m/s.}$$

1. Khi đóng khóa tức thời, hoàn toàn, áp lực nước va được tính theo:

$$\Delta p = \rho c v_0 = 1000 \times 1143 \times 2 = 2,286 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2.$$

Áp suất này tương ứng với cột nước là:

$$\Delta H = \frac{\Delta p}{\gamma} = \frac{2,286 \times 10^3}{9,81} = 233 \text{ m.}$$

2. Cần tính pha nước va τ_0 để biết nước va là gián tiếp hay trực tiếp:

$$\tau_0 = \frac{2L}{c} = \frac{2 \times 570}{1143} = 2 \text{ s} < \tau_d = 5 \text{ s}$$

Vậy nước va là gián tiếp.

Theo (7-24) và (7-25), ta tính σ và σ_{qd} để biết có nước va pha thứ nhất hay nước va giới hạn:

$$\sigma = \frac{v_0 \times L}{gH_0 T_d} = \frac{2.570}{9,81 \times 70 \times 5} = 0,333.$$

$$\sigma_{qd} = \frac{4\mu\lambda_0(1 - \mu\lambda_0)}{1 - 2\mu\lambda_0},$$

trong đó μ tính theo (7-20):

$$\mu = \frac{cv_0}{2gH_0} = \frac{1143 \times 2}{19,62 \times 70} = 1,664.$$

Còn: $\lambda_0 = 1$.

nên: $\sigma_{qd} = \frac{4 \times 1,664(1 - 1,664)}{1 - 2 \times 1,664} = 1,89$.

Ta có: $\sigma < \sigma_{qd}$, vậy ta có nước va giới hạn.

Tính ξ_{gh} theo (7-23):

$$\xi_{gh} = \frac{\sigma}{2} \left(\sqrt{\sigma^2 + 4} + \sigma \right) = \frac{0,333}{2} \left(\sqrt{0,333^2 + 4} + 0,333 \right) = 0,393.$$

Vậy áp suất nước va cực đại trong trường hợp này là:

$$\Delta p = \gamma \xi_{gh} \cdot H_0 = 9,81 \times 10^3 \times 0,393 \times 70 = 269,873 \text{ N/m}^2,$$

tương đương với cột nước

$$\Delta H = \frac{\Delta p}{\gamma} = 0,393 \times 70 = 27,5 \text{ m}.$$

So với trường hợp đóng tức thời, áp suất nước va đã giảm xuống gần 8 lần rưỡi.

Thí dụ 2: Một ống dẫn nước vào tuabin dài 540m có đường kính $d = 1200$ m và dày 16 mm. Tuabin đang làm việc với độ mở toàn phần, ứng với lưu lượng $Q = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ thì từ từ đóng lại theo quy luật sau:

t(s)	0	1	2	3	4
λ	1	0,6	0,3	0,1	0

Xác định áp suất cực đại của nước va và thời điểm xuất hiện áp suất nước va cực đại đó. Cho biết cột nước tĩnh của tuabin là $H = 110$ m và $\frac{K}{E} = 0,01$.

Giải: Diện tích mặt cắt ống:

$$\omega = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \times 1,2^2}{4} = 1,131 \text{ m}^2.$$

Lưu tốc ban đầu:

$$v_0 = \frac{Q}{\omega} = \frac{5}{1,131} = 4,42 \text{ m/s}.$$

Tốc độ truyền sóng nước va:

$$c = \sqrt{\frac{\frac{K}{\rho}}{1 + \frac{K d}{E e}}} = \frac{1425}{\sqrt{1 + 0,01 \frac{1200}{16}}} = 1080 \text{ m/s}.$$

Pha nước va tại khóa:

$$\tau_0 = \frac{2L}{c} = \frac{2 \cdot 540}{1080} = 1 \text{ s} < \tau_d = 4 \text{ s}$$

Vậy là nước va gián tiếp. Vì độ mở không thay đổi theo quy luật bậc nhất với thời gian, nên phải giải phương trình tổng quát (7-18) với n lần lượt là 1, 2, 3, $\frac{\tau_d}{\tau_0} = 4$.

Trước hết cần tính μ theo (7-20):

$$\mu = \frac{cv_0}{2gH_0} = \frac{1080 \times 4,42}{19,62 \times 110} = 2,22$$

Với $n = 1$:

$$\lambda_1 \sqrt{1 + \xi_1} = \lambda_0 - \frac{\xi_1}{2\mu},$$

$$0,6 \sqrt{1 + \xi_1} = 1 - \frac{\xi_1}{2 \times 2,22}.$$

Giải ra được: $\xi_1 = 0,842$.

Với $n = 2$:

$$\lambda_2 \sqrt{1 + \xi_2} = B_1 - \frac{\xi_2}{2\mu},$$

ở đây:

$$B_1 = \lambda_1 \sqrt{1 + \xi_1} - \frac{\xi_1}{2\mu}$$

$$B_1 = 0,6 \sqrt{1 + 0,842} - \frac{0,842}{4,44} = 0,62,$$

thay vào trên giải ra được: $\xi_2 = 0,91$.

Với $n = 3$:

$$\lambda_3 \sqrt{1 + \xi_3} = B_2 - \frac{\xi_3}{2\mu},$$

$$B_2 = \lambda_2 \sqrt{1 + \xi_2} - \frac{\xi_2}{2\mu} = 0,3 \sqrt{1 + 0,91} - \frac{0,91}{4,44} = 0,21.$$

Giải ra được: $\xi_3 = 0,42$.

Với $n = 4$:

$$\lambda_4 \sqrt{1 + \xi_4} = B_3 - \frac{\xi_4}{2\mu},$$

$$B_3 = \lambda_3 \sqrt{1 + \xi_3} - \frac{\xi_3}{2\mu} = 0,1 \sqrt{1 + 0,42} - \frac{0,42}{4,44} = 0,0244$$

Giải ra được: $\xi_4 = 0,11$.

Vậy: $\xi_{\max} = \xi_2 = 0,91$.

Áp suất nước va cực đại xảy ra sau khi bắt đầu đóng khóa 2 giây và có giá trị bằng:

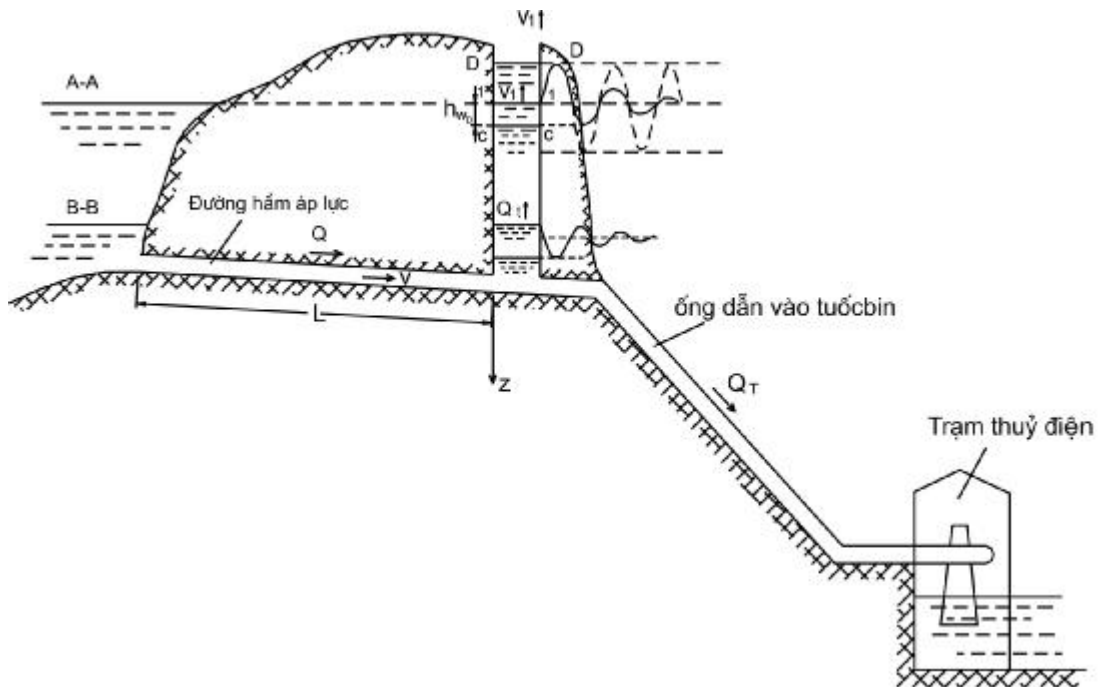
$$\Delta p = \gamma \xi_{\text{gh}} \cdot H_0 = 9,81 \times 10^3 \times 0,91 \times 110 = 981.000 \text{ N/m}^2,$$

tương đương với cột nước $\Delta H = \frac{\Delta p}{\gamma} = 100 \text{ m}$.

B - SỰ DAO ĐỘNG CỦA NƯỚC TRONG THÁP ĐIỀU ÁP

§7-7. NGUYÊN LÝ LÀM VIỆC CỦA THÁP ĐIỀU ÁP

Một số trạm thủy điện có cột nước cao và có đường ống dẫn từ hồ chứa về tuabin khá dài, khi điều chỉnh độ mở của tuabin, trong đường ống sẽ sinh ra áp lực nước va khá lớn. Để giảm nhỏ áp lực nước va và rút ngắn đoạn đường ống chịu ảnh hưởng của nước va, người ta thường làm một tháp điều áp tại vị trí thích hợp trên đường ống (hình 7-17). Có tháp điều áp thì đường hầm áp lực (đoạn đường dẫn nước từ hồ chứa tới tháp được gọi là đường hầm áp lực) không chịu ảnh hưởng của nước va, phạm vi ảnh hưởng của nước va chỉ còn lại trong đoạn ống dẫn vào tuabin mà thôi (đoạn ống dẫn là đoạn đường dẫn nước từ tháp điều áp tới tuabin).



Hình 7-17

Tháp điều áp là một vật kiến trúc kiểu giếng hoặc tháp có mặt cắt lớn hơn nhiều so với mặt cắt của đường hầm áp lực và của ống dẫn nước vào tuabin.

Giả sử tuabin làm việc bình thường với mực nước tĩnh ở hồ chứa là A-A thì mực nước trong tháp sẽ thấp hơn A-A một đại lượng bằng tổn thất trong đường hầm áp lực h_{w0} . Mực nước trong tháp ổn định ở vị trí C-C. Đóng một phần máy điều tốc của tuabin, lưu lượng qua tuabin giảm xuống làm cho áp suất tăng lên dọc theo đường ống dẫn. Do sự tăng áp suất này nước sẽ chảy vào tháp làm mực nước trong tháp dâng cao, nhưng sự tăng áp này chỉ là tức thời, nên sau đó mực nước ở tháp lại hạ xuống và cứ thế dao động lên xuống xung quanh một vị trí ổn định mới. Vị trí mới này là mực nước ổn định trong tháp ứng với lưu lượng mới của tuabin. Do có ma sát, dao động sẽ tắt dần và mực nước trong tháp sẽ ổn định ở vị trí trên. Nếu đóng hoàn toàn máy điều tốc thì hiện tượng cũng như trên, nhưng do áp suất tăng cao nhất nên mực nước trong tháp cũng dâng cao nhất (mực D-D) sau đó dao động tắt dần và ổn định ở ngang mực nước tĩnh trong hồ chứa.

Ngược lại lúc mở thêm máy điều tốc, lưu lượng qua tuabin tăng lên làm áp suất dọc theo đường ống dẫn hạ xuống thấp. Do đó nước trong tháp sẽ chảy ra đường ống làm mực nước hạ thấp xuống; nhưng sự giảm áp cũng chỉ là tức thời nên sau đó mực nước trong tháp lại dâng lên và cứ thế dao động tắt dần quanh vị trí ổn định mới ứng với lưu lượng mới của tuabin.

Trên đây mô tả hiện tượng khi điều chỉnh độ mở của máy điều tốc một cách đột ngột, còn nếu điều chỉnh một cách từ từ thì hiện tượng vẫn xảy ra như trên nhưng sự dao động sẽ yếu hơn.

Nhiệm vụ tính toán thủy lực tháp điều áp là xác định mực nước cao nhất và thấp nhất trong tháp để từ đó định cao trình đỉnh tháp và định cao trình đường ống dẫn vào tuabin sao cho khi mực nước hạ xuống thấp nhất, miệng ống vẫn không hở ra khí trời để không khí không lọt được vào tuabin.

Mực nước cao nhất sẽ có khi đóng tức thời hoàn toàn máy điều tốc với mực nước tĩnh lớn nhất ở hồ chứa (A-A), còn mực nước hạ thấp nhất sẽ có khi mở tức thời, hoàn toàn máy điều tốc với mực nước thấp nhất ở hồ chứa (mực nước B-B).

Tháp điều áp có rất nhiều kiểu nhưng nguyên lý tính toán về cơ bản là như nhau nên ở đây chỉ lấy tháp hình trụ để trình bày cách tính cụ thể, còn các loại khác sẽ được nghiên cứu tỉ mỉ ở môn thủy điện.

§7-8. SỰ DAO ĐỘNG CỦA NƯỚC TRONG THÁP HÌNH TRỤ

Ta gọi:

z - tọa độ xác định mực nước trong tháp, lấy mặt nước tĩnh trong hồ chứa làm gốc, chiều dương hướng xuống dưới (hình 7-17);

L - chiều dài đường hầm áp lực;

Q_T - lưu lượng qua tuabin;

Q_1 - lưu lượng chảy vào tháp;

Q - lưu lượng chảy trong đường hầm áp lực, $Q = Q_T + Q_1$;

ω - diện tích mặt cắt đường hầm áp lực;

ω_1 - diện tích mặt cắt ngang tháp;

v - lưu tốc trong đường hầm áp lực, $v = \frac{Q}{\omega}$ chiều dương là chiều từ bể chứa tới tháp;

v_1 - lưu tốc trong tháp, chiều dương hướng lên trên:

$$v_1 = \frac{Q_1}{\omega_1} = -\frac{dz}{dt}.$$

1. Hệ phương trình vi phân cơ bản

Trước hết ta cần lập phương trình động lực và phương trình liên tục. Viết phương trình động lực (7-9) cho hai mặt cắt (A-A) và (1-1), lấy (A-A) làm chuẩn ta được:

$$\frac{\alpha v_A^2}{2g} = -z + \frac{\alpha v_1^2}{2g} + h_w + h_i,$$

(có dấu âm trước số hạng z vì lấy chiều dương xuống dưới) ở đây h_w là tổng tổn thất đường hầm và tháp, còn h_i tính theo (7-8). Nếu đường hầm áp lực là hình trụ (thường là như vậy) thì v chỉ là tham số của t nên ta có:

$$h_i = \alpha_0 \frac{L}{g} \frac{dv}{dt}.$$

Thay vào phương trình trên và bỏ qua cột nước lưu tốc tại (A-A) và (1-1) ta được:

$$z = h_w + \frac{L}{g} \frac{dv}{dt}. \quad (7-34)$$

Phương trình (7-34) là phương trình động lực để tính sự dao động của nước trong tháp.

Phương trình liên tục ở đây là: $Q = Q_T + Q_1$ hay:

$$\omega v = Q_T + v_1 \omega_1 = Q_T - \omega_1 \frac{dz}{dt}.$$

$$\text{Từ đó: } v = \frac{Q_T}{\omega} - \frac{\omega_1}{\omega} \frac{dz}{dt}. \quad (7-35)$$

Hai phương trình (7-34) và (7-35) là hệ phương trình vi phân cơ bản để xác định $z = z(t)$ và $v = v(t)$.

Giải hệ này bằng giải tích trong trường hợp tổng quát gặp khó khăn về toán học. Ở đây chỉ giải bằng giải tích cho một trường hợp đơn giản nhất, còn thì giải bằng cách vẽ đồ thị cho các trường hợp khác.

2. Giải bằng giải tích trong trường hợp đóng tuabin tức thời, hoàn toàn và bỏ qua tổn thất

Giả thiết bỏ qua tổn thất là hoàn toàn không đúng thực tế, nhưng vẫn có thể cho ta thấy phần nào bản chất của hiện tượng về mặt định tính.

Đặt $h_w = 0$ và $Q_T = 0$ vào (7-34) và (7-35) ta có:

$$\left. \begin{aligned} z &= \frac{L}{g} \frac{dv}{dt} , & (1) \\ v &= -\frac{\omega_1}{\omega} \frac{dz}{dt} . & (2) \end{aligned} \right\}$$

Chuyển hệ này thành một phương trình vi phân cấp 2 bằng cách lấy đạo hàm của (2) theo t, rồi thay vào (1) ta được:

$$z = -\frac{L}{g} \frac{\omega_1}{\omega} \frac{d^2 z}{dt^2} ,$$

hay
$$\frac{d^2 z}{dt^2} + \frac{g\omega}{L\omega_1} z = 0 . \quad (7-36)$$

Đây là phương trình dao động điều hòa, nghiệm tổng quát là:

$$z = A \sin \left(\sqrt{\frac{g\omega}{L\omega_1}} t + \varphi \right) , \quad (7-37)$$

và chu kỳ dao động là:

$$T = 2\pi \left(\sqrt{\frac{L\omega_1}{g\omega}} \right) . \quad (7-38)$$

A, φ là hai hằng số tích phân được xác định từ điều kiện ban đầu.

Ban đầu khi vừa đóng tuabin, mực nước trong tháp bằng mực nước ban đầu ($z = z_0$) và toàn bộ lưu lượng lúc đầu trong đường hầm ($Q_0 = v_0\omega$) đều chảy vào tháp, nên:

$$v_1\omega_1 = Q_0 = v_0\omega .$$

Từ đó:
$$v_1 \Big|_{t=0} = -\frac{dz}{dt} \Big|_{t=0} = \frac{v_0\omega}{\omega_1} .$$

Vậy:
$$z \Big|_{t=0} = z_0 = A \sin \varphi \quad (3)$$

và:

$$\left. \frac{dz}{dt} \right|_{t=0} = A \sqrt{\frac{g\omega}{L\omega_1}} \cos \left(\sqrt{\frac{g\omega}{L\omega_1}} t + \varphi \right) \Big|_{t=0}$$

$$\left. \frac{dz}{dt} \right|_{t=0} = A \sqrt{\frac{g\omega}{L\omega_1}} \cos \varphi = -\frac{v_0 \omega}{\omega_1}. \quad (4)$$

Giải (3) và (4) ta được:

$$A = \sqrt{z_0^2 + \frac{v_0^2 L}{g} \cdot \frac{\omega}{\omega_1}}$$

$$\varphi = \text{arctg} \left(-\frac{z_0}{v_0} \frac{\omega_1}{\omega} \sqrt{\frac{g\omega}{L\omega_1}} \right). \quad (7-39)$$

Tóm lại dao động của nước trong tháp là một dao động điều hòa hình sin (đường nét rời ở hình 7-17), có biên độ (tức độ dâng cao mực nước lớn nhất $|z_{\max}|$) là A:

$$|z_{\max}| = \sqrt{z_0^2 + \frac{L\omega}{g\omega_1} v_0^2}. \quad (7-40)$$

Thực tế có tổn thất, nên dao động tắt dần (đường nét liền ở hình 7-17).

3. Giải bằng vẽ đồ thị

Ta viết lại phương trình (7-34), (7-35) dưới dạng sai phân:

$$\Delta v = \frac{g}{L} \Delta t (z - h_w), \quad (7-41)$$

$$\Delta z = \frac{Q_T}{\omega_1} \Delta t - \left(\frac{\omega}{\omega_1} \Delta t \right) v. \quad (7-42)$$

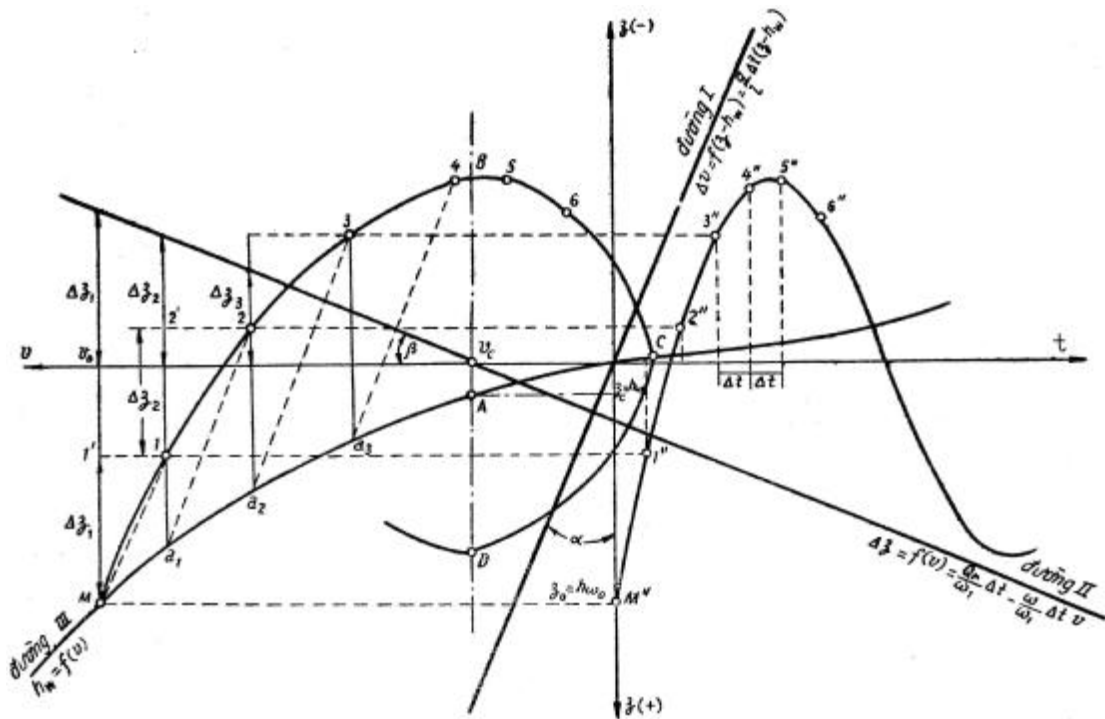
Căn cứ vào hệ phương trình này, cách giải bằng vẽ có thể dùng cho mọi bài toán về sự dao động trong tháp điều áp.

Dưới đây trình bày cách giải cho một trường hợp đơn giản để làm ví dụ, các trường hợp khác sẽ xét ở môn thủy điện, nhưng về cơ bản vẫn theo các nguyên tắc trên.

Xét sự dao động trong tháp hình trụ khi đóng tuabin tức thời từ lưu lượng $Q_T = Q_0$ tới $Q_T = Q_c$. Trình tự làm như sau:

Lập một hệ tọa độ $v \sim z$ (hình 7-18), trục z có chiều dương quay xuống và gốc là mực nước tính trong hồ chứa, còn trục v có trục dương quay sang trái. Phía phải của trục v , ta đặt trục t .

Tự định thời đoạn tính toán Δt . Δt càng nhỏ thì độ chính xác càng cao nhưng khối lượng tính toán càng lớn. Nói chung nên lấy Δt trong khoảng từ $5 \div 10$ giây hoặc khoảng $\frac{1}{25} \div \frac{1}{30}$ của một chu kỳ dao động tính theo (7-38).



Hình 7-18

Có Δt , theo (7-41) và (7-42), vẽ hai đường quan hệ: Δv với $(z - h_w)$ và Δz với v . Đó là hai đường thẳng. Đường $\Delta v = f(z - h_w)$ đi qua gốc tọa độ và lập với trục z một góc α mà:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{g}{L} \Delta t \quad (\text{đường I}).$$

Đường $\Delta z = f(v)$ lập với trục v một góc β mà:

$$\operatorname{tg} \beta = -\frac{\omega}{\omega_1} \Delta t \quad (\text{đường II}).$$

Trong công thức (7-41), h_w là tổn thất trong đường hầm và trong thác:

$$h_w = h_{w1} + h_{w2}.$$

– h_{w1} là tổn thất trong đường hầm:

$$h_{w1} = \pm \left(\frac{L}{C^2 R} v^2 + \sum \xi_c \frac{v^2}{2g} \right) = \pm \xi_1 \frac{v^2}{2g},$$

dấu dương ứng với khi $v > 0$, nước chảy từ bể chứa về thác, còn dấu âm khi ngược lại;

– h_{w2} là tổn thất trong thác:

$$h_{w2} = \pm \xi_2 \frac{v_1^2}{2g}$$

dấu dương ứng với khi $v_1 > 0$ (mức nước trong tháp dâng lên) còn dấu âm khi ngược lại.

Để đơn giản, một cách gần đúng ta có thể cho rằng:

$$h_w = h_{w1} + h_{w2} = \pm \xi_T \frac{v^2}{2g} = f(v).$$

Đường quan hệ $h_w = f(v)$ là một đường cong bậc hai đi qua gốc tọa độ (đường III).

Ban đầu mực nước trong tháp là $z_0 = h_{w0}$. Ta xuất phát từ điểm M trên đường cong $h_w \sim v$ (đường III) có tung độ là z_0 và hoành độ là v_0 . Qua điểm M kẻ đường thẳng góc với trục v, khoảng cách thẳng đứng giữa đường II và trục hoành cho ta Δz_1 , đó là độ dâng cao mực nước trong thời đoạn t. Từ M ta lấy trên đường thẳng đứng đoạn $\overline{MI'} = \Delta z_1$. Tung độ của điểm 1' chính là z_1 (mức nước sau thời đoạn thứ nhất).

Qua M kẻ đường thẳng song song với đường I và qua điểm 1' kẻ đường nằm ngang, hai đường này gặp nhau tại điểm 1. Đoạn $\overline{11'}$ chính bằng Δv , nên hoành độ điểm 1 cho lưu tốc ở đường hầm sau thời đoạn thứ nhất. Vậy điểm 1 là một điểm của đường $z \sim v$, vào lúc cuối thời đoạn thứ nhất.

Qua điểm 1 ta lại kẻ đường thẳng đứng gặp đường $h_w \sim v$ tại a_1 , trên đường này khoảng cách từ a_1 tới trục v là tổn thất cột nước h_w ứng với lưu tốc v, còn khoảng cách Δz_2 giữa đường II và trục hoành là độ dâng cao mực nước trong thời đoạn thứ hai. Từ điểm 1 lấy trên đoạn $\overline{12'}$ bằng Δz_2 , ta có cao trình mực nước trong tháp cuối thời đoạn thứ hai z_2 . Qua điểm 2' vẽ đường nằm ngang và qua a_1 vẽ đường song song với đường I, hai đường này cắt nhau ở điểm 2.

Điểm 2 là điểm có tung độ z_2 và hoành độ v_2 là một điểm của đường $z \sim v$ vào lúc cuối thời đoạn thứ hai.

Cứ như thế ta lần lượt tìm các điểm 3, 4, 5,... Nói chung lại, ta có đường cong $z \sim v$ cho quan hệ mực nước trong tháp và lưu tốc ở cuối các thời đoạn thứ 1, 2, 3, 4, 5, v.v... trong đường hầm.

Đây là một đường xoắn ốc hội tụ tại điểm A có hoành độ v_c , tung độ z_c ; v_c và z_c là lưu tốc và mực nước ổn định với lưu lượng $Q_T = Q_c$. Đường $z \sim v$ ấy có các tiếp tuyến song song với trục tọa độ tại giao điểm của nó với đường thẳng đứng đi qua A và với đường $h_w \sim v$ (điểm B, C, D,... trên hình 7-18).

Để thấy rõ quy luật biến đổi của mực nước theo thời gian, ta dóng từ các điểm M, 1, 2, 3,... các đường nằm ngang và dóng từ trục t các đường thẳng đứng ứng với các thời điểm $t = 1\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t...$ tương ứng ta sẽ được các điểm M'', 1'', 2'', 3'',... là các điểm của đường $z \sim t$. Đây là một đường dao động tắt dần xung quanh đường $z = z_c = h_{wc}$.

Cách giải này áp dụng được cho mọi trường hợp đóng mở tuabin và tháp có hình dạng phức tạp, hay có sức cản phụ trong tháp, cách làm cụ thể khác nhau ít nhiều ta có thể tìm hiểu trong các giáo trình chuyên môn.

Chương VIII

DÒNG CHẢY ĐỀU KHÔNG ÁP TRONG KÊNH

§8-1. NHỮNG KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ DÒNG CHẢY ĐỀU KHÔNG ÁP TRONG KÊNH

Cũng như dòng chảy đều có áp trong ống, dòng chảy đều không áp trong kênh là dòng chảy ổn định, có lưu lượng, diện tích mặt cắt ướt, đồ phân bố lưu tốc trên mặt cắt ướt không đổi dọc theo dòng chảy.

Khác với dòng chảy đều có áp trong ống, dòng chảy đều không áp trong kênh có mặt thoáng, trên đó áp suất như nhau và thường bằng áp suất khí trời. Vì có mặt thoáng nên mặt cắt ướt của dòng chảy đều không áp trong kênh biến đổi, khi một yếu tố thủy lực nào đó của mặt cắt biến đổi; thí dụ khi lưu lượng thay đổi thì diện tích mặt cắt ướt, chu vi ướt, bán kính thủy lực v.v... đều thay đổi. Do đó việc tính toán thủy lực dòng chảy đều không áp trong kênh phức tạp hơn so với việc tính toán dòng chảy đều có áp trong ống.

Muốn có dòng chảy đều không có áp trong kênh, cần thiết phải đồng thời thỏa mãn những điều kiện sau đây:

1. Lưu lượng không đổi dọc theo dòng chảy và theo thời gian;
2. Mặt cắt ướt không đổi cả về hình dạng và diện tích;
3. Độ dốc đáy không đổi, $i = \text{const}$;
4. Độ nhám không đổi, $n = \text{const}$.

Nếu một trong những điều kiện trên không thực hiện được thì trên một đoạn dài nào đó, dòng chảy sẽ trở thành dòng chảy không đều. Trong những sông thiên nhiên, thông thường một số điều kiện kể trên không tồn tại, nên nói cho chặt chẽ, chuyển động đều chỉ có thể có trong kênh nhân tạo và ở sau đoạn đầu của kênh một độ dài nhất định. Tuy nhiên, cũng có thể coi có dòng chảy đều trong những đoạn nhất định của sông thiên nhiên, khi những điều kiện trên có thể coi là đầy đủ ở những đoạn đó.

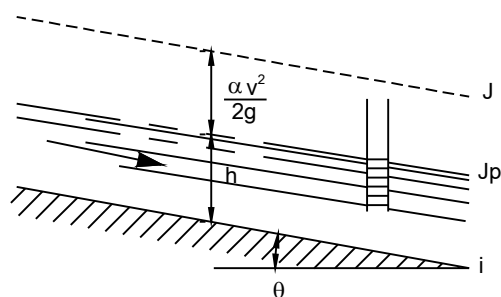
Dòng chảy đều trong kênh hở tuyệt đại đa số là dòng chảy rối, đồng thời đại đa số lại ở khu vực cân bằng phương. Vì vậy công thức cơ bản để tính dòng chảy đều trong kênh hở là công thức Sedi (4-88):

$$v = C \sqrt{RJ}$$

Vận dụng công thức Sedi vào dòng chảy đều không áp trong kênh, cần chú ý đặc điểm là độ dốc thủy lực J , độ dốc đo áp J_p và độ dốc đáy kênh bằng nhau:

$$J = J_p = i$$

Điều này có thể thấy dễ dàng: vì lưu tốc trung bình v và sự phân bố lưu tốc trên mặt cắt đều không đổi dọc theo dòng chảy, nên cột nước lưu tốc $\frac{\alpha v^2}{2g}$ cũng không đổi dọc theo dòng chảy, đường năng và đường đo áp song song với nhau, do đó độ dốc của hai đường bằng nhau $J = J_p$; đường đo áp của dòng chảy đều trong kênh hở có thể coi là chính đường mặt nước tự do (khi dùng áp suất dư) vì khi ta đặt những ống đo áp hở vào dòng chảy thì mực nước dâng lên trong ống đo áp ngang với mặt nước tự do, do đó độ dốc của đường mặt nước chính là độ dốc đo áp J_p ; vì độ sâu h của dòng chảy đều trong kênh hở là một trị số không đổi dọc theo dòng chảy, nên độ dốc đáy $i = \sin\theta$ (θ là góc lập bởi đáy và đường nằm ngang) bằng độ dốc mặt tự do $J = J_p$ (hình 8-1).



Hình 8-1

Từ $J = J_p = i$, công thức Sedi dùng cho dòng chảy đều trong kênh hở viết dưới dạng:

$$\boxed{v = C \sqrt{Ri}} \quad (8-1)$$

Gọi W là môđun lưu tốc hoặc đặc tính lưu tốc:

$$W = C \sqrt{R} \quad (8-2)$$

là lưu tốc trung bình của dòng chảy ứng với $i = 1$, công thức Sedi (8-1) viết thành:

$$v = W \sqrt{i} \quad (8-3)$$

Gọi K là môđun lưu lượng hoặc đặc tính lưu lượng

$$K = \omega \cdot C \sqrt{R} \quad (8-4)$$

tức là lưu lượng của dòng chảy đều khi độ dốc $i = 1$, ta viết được:

$$Q = \omega \cdot C \sqrt{R \cdot i} = K \sqrt{i} \quad (8-5)$$

Những phương trình (8-1), (8-5) là những phương trình cơ bản của dòng chảy trong kênh hở. Cần chú ý rằng vị trí số độ dốc đáy i thường không lớn, nên độ sâu trong kênh được coi như là khoảng cách thẳng đứng từ một điểm trên mặt nước tự do đến đáy kênh; khi đó mặt cắt ướt cũng được coi là thẳng đứng chứ không phải là vuông góc với đáy kênh (hình 8-1). Khi nói đến dòng chảy đều trong kênh hở, cần phải chú ý đến yêu cầu về sự phân bố lưu tốc trên mặt cắt phải không đổi dọc theo dòng chảy. Đồ phân bố lưu tốc trên mặt cắt ngang của kênh, bao giờ cũng có những trị số nhỏ ở gần đáy, ở gần bờ và tăng dần

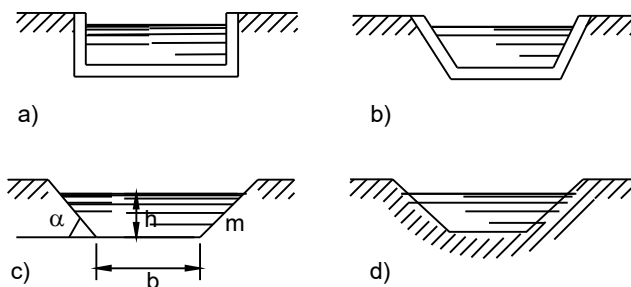
ở mặt tự do; thí nghiệm chứng tỏ rằng tỷ số $\frac{b}{h}$ (b là bề rộng, h là bề sâu của dòng chảy đều trong kênh hình chữ nhật) ảnh hưởng đến sự phân bố lưu tốc; tỷ số $\frac{b}{h}$ càng tăng thì điểm có u_{\max} càng gần mặt tự do, đồng thời độ phân bố lưu tốc trên các đường thẳng đứng lân cận với vùng giữa của mặt cắt ngang mới càng giống nhau. Vì vậy chỉ có ở dòng chảy đều trong kênh hình chữ nhật mà tỷ số $\frac{b}{h}$ khá lớn, dòng chảy mới được coi là dòng chảy phẳng.

§8-2. NHỮNG YẾU TỐ THỦY LỰC CỦA MẶT CẮT ƯỚT CỦA DÒNG CHẢY TRONG KÊNH

1. Các mặt cắt thường dùng

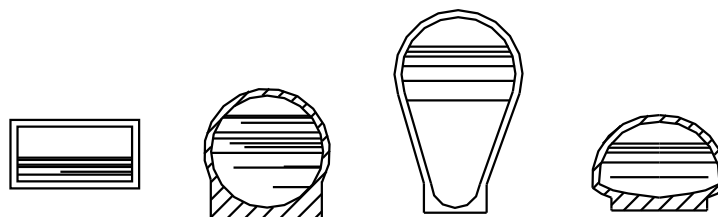
Tùy theo tính chất của vật liệu ở bờ kênh, mặt cắt kênh có thể có nhiều dạng khác nhau.

Với vật liệu rắn chắc như: gỗ, bê tông, đá xây v.v... thì mặt cắt kênh thường là hình chữ nhật (hình 8-2a) hoặc hình thang có mái dốc khá thẳng đứng (hình 8-2b), nhằm tiết kiệm vật liệu. Còn kênh đào trong đất thì để đảm bảo sự ổn định của bờ kênh, mặt cắt thường là hình thang có mái dốc thoải (hình 8-2c) hoặc hình parabol (hình 8-2d).



Hình 8-2

Với kênh đi ngầm trong lòng đất như kênh đi xuyên qua núi thì mặt cắt phải là kiểu khép kín. Tùy theo tính chất vật liệu và điều kiện thi công, mặt cắt có thể là hình chữ nhật, hình tròn, hình trứng, hình lòng máng v.v... (hình 8-3).



Hình 8-3

2. Công thức tính các yếu tố thủy lực của mặt cắt ướt trong những kênh thường dùng

a) Mặt cắt hình thang đối xứng (hình 8-4a)

Ta gọi b - bề ngang đáy;

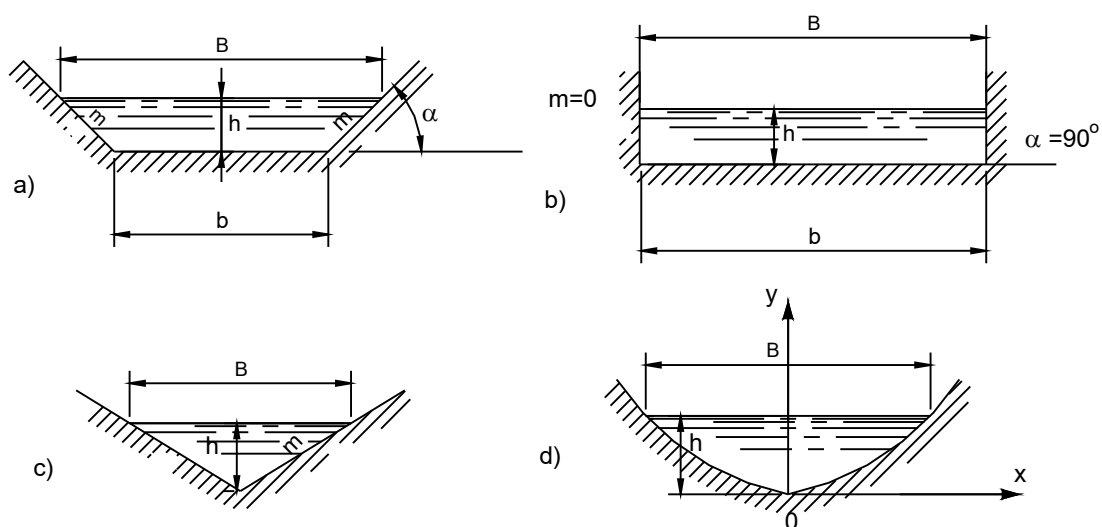
h - độ sâu;

m - độ dốc bờ kênh,

$$m = \cot \alpha. \quad (8-6)$$

Trong đó góc α được xác định theo sự tính toán về ổn định của bờ kênh.

Bề ngang B ở mặt trên: $B = b + 2mh.$ (8-7)



Hình 8-4

Diện tích mặt cắt ướt ω và chu vi ướt χ :

$$\omega = (b + mh)h \quad (8-8)$$

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \quad (8-9)$$

Biết ω và χ , có thể tính bán kính thủy lực R theo:

$$R = \frac{\omega}{\chi} \quad (8-10)$$

Cũng có khi sử dụng khái niệm bề rộng đáy tương đối:

$$\beta = \frac{b}{h} \quad (8-11)$$

Những trị số ω và χ biểu thị qua β thành:

$$\omega = h^2(\beta + m) \quad (8-12)$$

$$\chi = h\left(\beta + 2\sqrt{1 + m^2}\right) \quad (8-13)$$

b) Mặt cắt ngang hình chữ nhật (hình 8-4b)

$$\left. \begin{aligned} \text{Ở đây: } \quad B = b, \quad m = \cotg 90^\circ = 0 \\ \omega = b \cdot h, \quad \chi = b + 2h \end{aligned} \right\} \quad (8-14)$$

$$\text{Trong trường hợp đáy kênh rất rộng: } \chi = b \quad (8-15)$$

c) Mặt cắt ngang hình tam giác cân (hình 8-4c)

$$\left. \begin{aligned} b = 0, \quad B = 2mh \\ \omega = mh^2, \quad \chi = 2h\sqrt{1+m^2} \end{aligned} \right\} \quad (8-16)$$

d) Mặt cắt ngang hình parabol (hình 8-4d)

Phương trình parabol có dạng:

$$x^2 = 2py. \quad (8-17)$$

Trong đó p - thông số của parabol, các trục Ox, Oy như trên hình 8-4d. Khi độ sâu h cho trước, có thể tìm bề ngang trên mặt tự do B từ phương trình (8-17).

Diện tích mặt cắt ướt:

$$\omega = \frac{2}{3} B h. \quad (8-18)$$

Chu vi ướt:

$$\left. \begin{aligned} \chi &\approx B \dots \dots \dots \text{ với } (h : B) \leq 0,15; \\ \chi &\approx B \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{h}{B} \right)^2 \right] \dots \dots \text{ với } (h : B) \leq 0,33; \\ \chi &\approx 1,78h + 0,61B \dots \dots \text{ với } 0,33 < (h : B) < 2,00; \\ \chi &\approx 2h \dots \dots \dots \text{ với } 2,00 \leq (h : B); \end{aligned} \right\} \quad (8-19)$$

§8-3. MẶT CẮT CÓ LỢI NHẤT VỀ THỦY LỰC

Trong tất cả các loại mặt cắt nói trên, thuận tụy theo quan điểm thủy lực mà xét, mặt cắt nào dẫn được lưu lượng lớn nhất trong cùng một điều kiện (độ dốc đáy kênh, độ nhám bờ kênh và diện tích mặt cắt như nhau) thì được gọi là mặt cắt có lợi nhất về thủy lực. Nói một cách khác, đó là mặt cắt có diện tích nhỏ nhất để cho chảy qua một lưu lượng định sẵn khi độ dốc đáy kênh, độ nhám thành kênh đều đã cho trước.

Ta xác định điều kiện của mặt cắt có lợi nhất về thủy lực. Xuất phát từ công thức (8-5), sau khi thay C trong đó bằng công thức Pavolópski, ta có:

$$Q = \omega \frac{1}{n} R^y \sqrt{Ri}.$$

Ta nhận thấy rằng ứng với cùng một diện tích ω của mặt cắt ướt, lưu lượng sẽ càng lớn khi bán kính thủy lực R càng lớn và ứng với cùng một lưu lượng Q, nếu R lớn nhất thì có diện tích ω nhỏ nhất. Vậy với $\omega = \text{const}$, ta sẽ có mặt cắt có lợi nhất về thủy lực khi bán kính thủy lực R lớn nhất, cũng có nghĩa là khi chu vi ướt χ nhỏ nhất.

Trong những hình có diện tích bằng nhau thì hình tròn là hình có chu vi bé nhất, do đó mặt cắt lợi nhất về thủy lực của kênh hở là hình nửa vòng tròn. Nhưng trong thực tế rất ít khi xây dựng kênh như vậy vì thi công khó khăn và không bảo đảm lúc sử dụng (bị sụt lở v.v...); chỉ đặc biệt lúc kênh bằng gỗ, bê tông gạch đá v.v... thì mới dùng mặt cắt đó.

Từ những định nghĩa và điều kiện được suy ra ở trên, ta có thể viết phương trình vi phân để tìm mặt cắt có lợi nhất về thủy lực dưới dạng tổng quát:

$$\left. \begin{array}{l} d\omega = 0 \\ d\chi = 0 \end{array} \right\} \quad (8-20)$$

Trong đó ω và χ là những hàm số của các đại lượng độc lập, là các yếu tố của mặt cắt cần tìm.

Đối với kênh có mặt cắt hình thang cân (hình 8-4a), để tìm điều kiện của kênh có mặt cắt lợi nhất về thủy lực, ta phải xét quan hệ giữa ba đại lượng b, h và m.

Coi m là hằng số, lúc đó diện tích ω và chu vi ướt χ tính theo các biểu thức (8-8) và (8-9) phụ thuộc vào b và h. Lấy vi phân toàn phần của các biểu thức (8-8) và (8-9) rồi thay vào (8-20), ta có hệ phương trình:

$$\left. \begin{array}{l} d\omega = hdb + (b + 2mh)dh = 0 \\ d\chi = db + 2\sqrt{1+m^2} dh = 0 \end{array} \right\}$$

Giải hệ phương trình trên và sử dụng biểu thức (8-11) ta được:

$$\beta_{ln} = 2\left(\sqrt{1+m^2} - m\right) \quad (8-21)$$

Biểu thức (8-21) là điều kiện của mặt cắt kênh hình thang là mặt cắt có lợi nhất về thủy lực.

Từ (8-21) ta thấy β_{ln} là một hàm số của m. Quan hệ $\beta_{ln} = f(m)$ cho ở bảng 8-1.

Bảng 8-1. Bảng trị số của $\beta_{ln} = f(m)$

m	0	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	3,00
β_{ln}	2,0	1,562	1,263	1,00	0,828	0,702	0,606	0,532	0,472	0,424	0,385	0,324

Đặt β_{ln} vào công thức (8-10) tính bán kính thủy lực R, sẽ tìm được bán kính thủy lực của mặt cắt hình thang có lợi nhất về thủy lực là:

$$R_{ln} = \frac{\omega}{\chi} = \frac{(b+mh)h}{b+2h\sqrt{1+m^2}} = \frac{(\beta_{ln}h+mh)h}{\beta_{ln}h+2h\sqrt{1+m^2}},$$

$$R_{ln} = \frac{\left[2(\sqrt{1+m^2}-m)+m\right]h^2}{2(\sqrt{1+m^2}-m)h+2\sqrt{1+m^2}h},$$

$$R_{ln} = \frac{h}{2}. \quad (8-22)$$

Với mặt cắt chữ nhật ($m = 0$) thì $\beta_{ln} = 2$, tức là bề rộng bằng 2 lần độ sâu:

$$b_{ln} = 2h_{ln}.$$

Cần nhắc lại rằng khái niệm mặt cắt có lợi nhất về thủy lực là một khái niệm hoàn toàn thủy lực, còn về mặt kinh tế và kỹ thuật thì chưa hẳn là có lợi nhất. Từ bảng (8-1) ta thấy rằng, với kênh có $m \geq 0,75$ thì mặt cắt lợi nhất sẽ cho $h \geq b$; Điều kiện này dẫn tới việc đào kênh quá sâu, nhất là đối với những kênh lớn. Ví dụ: với kênh có $b = 20$ m; $m = 1,5$, nếu làm theo mặt cắt lợi nhất về thủy lực, thì từ bảng (8-1) ta có $\beta_{ln} = 0,606$, do đó $h = 33$ m, nghĩa là có độ sâu quá lớn, thực tế không thể đào như vậy. Tuy nhiên nếu thiết kế mặt cắt kênh có bán kính thủy lực nhỏ hơn bán kính thủy lực lợi nhất chỉ vài phần trăm thì độ sâu h có thể giảm khá nhiều và mặt cắt như vậy có thể dùng được trong thực tế. Riêng đối với kênh loại bé thì mặt cắt có lợi nhất về mặt thủy lực cũng có thể là mặt cắt có lợi nhất về mặt kinh tế và kỹ thuật, vì không phải đào sâu lắm.

Tóm lại, lúc xác định kích thước của mặt cắt kênh, ngoài phần tính toán thủy lực còn phải chú ý đến nhiều mặt khác như kinh tế kỹ thuật và mục đích sử dụng.

§8-4. NHỮNG BÀI TOÁN CƠ BẢN VỀ DÒNG CHẢY ĐỀU TRONG KÊNH HỎ HÌNH THANG

Việc tính toán dòng chảy đều trong kênh hở là dựa vào phương trình cơ bản (8-5):

$$Q = \omega C \sqrt{Ri}.$$

Đối với trường hợp thường gặp là kênh hình thang, phương trình (8-5) nêu lên mối quan hệ giữa lưu lượng Q và các yếu tố sau đây: bề rộng đáy b , chiều sâu h , độ dốc mái kênh m , độ dốc đáy kênh i , độ nhám lòng kênh n :

$$Q = f(b, h, m, n, i) \quad (8-23)$$

Ta thường phải giải quyết hai loại vấn đề sau đây về tính toán kênh hở :

a) Tính toán đối với kênh đã biết; thường phải giải phương trình (8-23), gồm 6 biến số khi đã biết 5, còn lại một biến số lấy làm ẩn số;

b) Thiết kế kênh mới; thường đã biết những tài liệu về trắc đạc địa hình, về vật liệu làm kênh, về lưu lượng cần dẫn đi trong kênh; phải xác định kích thước mặt cắt ngang kênh.

Sau đây ta xét từng vấn đề:

a) Về vấn đề tính toán với kênh đã biết, ta có thể gặp ba bài toán cơ bản sau đây:

- Tìm Q , đã biết b, h, m, n, i .

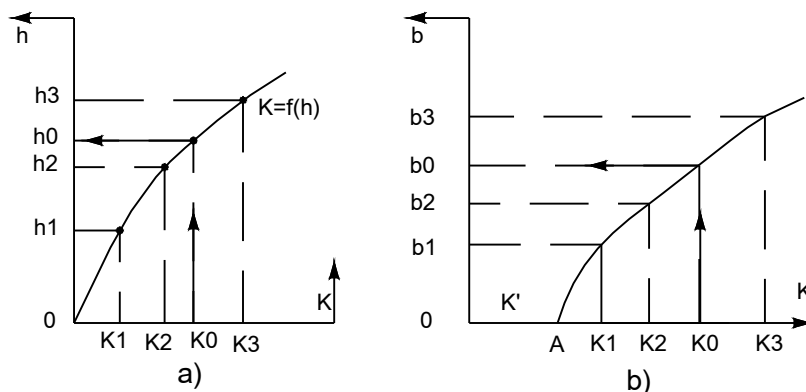
Tính những trị số ω, R, C rồi thay vào (8-5), ta tìm được Q .

- Tìm i , đã biết Q, h, b, m, n .

Tính những trị số ω, R, C rồi thay vào biểu thức (8-5), ta được biểu thức tính độ dốc kênh:

$$i = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}$$

- Tìm h , đã biết Q, b, m, n, i .



Hình 8-5

Trực tiếp tìm h từ (8-5) là một việc rất phức tạp, nên ta giải bài toán này bằng phương pháp tính thử dần. Phương pháp tính là tự định một số trị số h , tính ra những trị số ω, C, R tương ứng rồi thay chúng vào (8-4) để tìm ra những trị số K tương ứng. Mặt khác tính ra

$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}$. Trị số h làm cho trị số K tương ứng bằng trị số K_0 là trị số phải tìm.

Để việc tính toán thử dần được nhanh chóng hơn, ta có thể giải bài toán bằng phương pháp đồ thị. Ta tự cho vài trị số h_1, h_2, h_3, \dots và tính ra những trị số K_1, K_2, K_3, \dots tương ứng (hình 8-5a). Trên đồ thị $K \sim h$, dựa vào những điểm có tọa độ nói trên ta vẽ đường cong $K = f(h)$; từ trị số K_0 đã biết, ta tìm ra trên đường cong điểm có trị số h_0 tương ứng. Bài toán này luôn luôn có nghiệm với bất kỳ trị số K_0 nào.

Cũng thuộc loại bài toán này là trường hợp tìm b , khi đã biết Q, h, m, n, i . Biểu thức (8-4) cũng là một hàm số của b , vì các đại lượng ω, C, R đều có thể biểu thị qua b :

$$K = \omega C \sqrt{R} = f(b).$$

Ta giải bài toán cũng bằng phương pháp thử dần hoàn toàn giống như trường hợp tìm h nói ở trên. Ta cũng có thể giải bằng đồ thị như trên, nhưng chú ý rằng đường cong $K = f(b)$ không qua gốc tọa độ mà cắt trục OK tại điểm A , đoạn OA ứng với trị số K' của kênh có mặt cắt hình tam giác ($b = 0$) (hình 8-4c); vậy bài toán chỉ có lời giải với các trị số $K_0 > K'$.

b) Vấn đề thiết kế kênh mới, thường phải xác định tuyến kênh và độ dốc đáy i trên bản đồ trắc địa hình (mặt bằng và trắc dọc) sao cho phù hợp nhất với những yêu cầu về thủy lực và về kinh tế. Căn cứ vào chất đất hoặc vật liệu làm kênh mà xác định hệ số mái dốc kênh m , đồng thời xác định hệ số nhám n của lòng dẫn. Với Q cho trước, cần phải xác định b, h của mặt cắt ngang; trong bài toán này, theo (8-23) ta có một phương trình hai ẩn số (b, h), vậy cần phải có một phương trình thứ hai nêu thêm một mối quan hệ b, h nữa.

Có thể có hai trường hợp về phương trình thứ hai đó:

1. Cho biết tỷ số $\beta = \frac{b}{h}$. Khi đó thay mọi trị số b trong phương trình (8-4) bằng $b = \beta h$, ta có một phương trình, một ẩn số h và trở về trường hợp bài toán tìm h , khi đã biết Q, b, m, n, i đã nói ở trên. Có thể lấy tỷ số β bằng β_m ; lúc đó phương trình thứ hai là phương trình (8-21).

2. Cho biết R hoặc v .

Giả sử cho biết R . Từ (8-5) tính ra được:

$$\omega = \frac{Q}{C\sqrt{Ri}},$$

và theo định nghĩa thì $\chi = \frac{\omega}{R}$.

Vậy ta có hệ phương trình hai ẩn số (b, h) sau đây:

$$\left. \begin{aligned} (b + mh)h &= \omega \\ b + 2h\sqrt{1 + m^2} &= \frac{\omega}{R} \end{aligned} \right\} \quad (8-24)$$

Giải ra, tìm được b, h .

Giả sử cho biết v . Từ công thức Sedi (8-1):

$$v = C\sqrt{Ri},$$

ta viết được: $C\sqrt{R} = \frac{1}{n} R^{y+0,5} = \frac{v}{\sqrt{i}}.$

Biết $\frac{v}{\sqrt{i}}$ và n , đồng thời xác định được y thì giải ra được R . Thí dụ với $y = \frac{1}{6}$ như ở công thức Maninh, ta có:

$$R = \left(\frac{nv}{\sqrt{i}} \right)^{3/2} \quad (8-25)$$

Với $y = \frac{1}{5}$ như ở công thức Phoócơrâyme, ta có:

$$R = \left(\frac{nv}{\sqrt{i}} \right)^{10/7} \quad (8-26)$$

Nếu y lấy trị số như trong công thức Pavolốpski thì có thể trực tiếp dùng bảng quan hệ $C\sqrt{R} \sim R$ để tính R , bảng này ghi ở phụ lục (8-2).

Biết R rồi ta trở về trường hợp trên và giải hệ phương trình (8-24).

Ta biết rằng ở mặt cắt có lợi nhất về thủy lực, trị số R và v là lớn nhất và ω là nhỏ nhất. Như vậy bài toán chỉ có lời giải nếu những trị số cho trước R và v phải nhỏ hơn R , v của mặt cắt có lợi nhất về thủy lực.

Thí dụ 1:

Cho một kênh hình thang có $b = 12,0$ m, độ sâu $h = 3,0$ m, mái dốc $m = 1,5$; độ nhám $n = 0,025$ và độ dốc $i = 0,0002$. Tính lưu lượng qua kênh.

Giải:

$$\omega = (b+mh)h = (12+1,5 \cdot 3) \cdot 3 = 49,5 \text{ m}^2$$

$$\chi = b+2h\sqrt{1+m^2} = 12+2 \cdot 3\sqrt{1+1,5^2} = 22,8 \text{ m}$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{49,5}{22,8} = 2,171 \text{ m.}$$

Tính C theo công thức N. N. Pavolốpsiki, ta được $C = 46,68 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$.

Vậy: $K = \omega C\sqrt{R} = 49,5 \cdot 46,68 \cdot \sqrt{2,171} = 3404 \text{ m}^3/\text{s}$

Và: $Q = K\sqrt{i} = 3404\sqrt{0,0002} = 48,13 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q = 48,13 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Thí dụ 2:

Cũng với kênh như ở thí dụ trên, nhưng để dẫn được lưu lượng là $60,0 \text{ m}^3/\text{s}$, thì độ dốc đáy kênh phải là bao nhiêu?

Giải:

Vì các số liệu của kênh vẫn như thí dụ 1 nên $K = 3404 \text{ m}^3/\text{s}$.

Dùng công thức (8-5) ta có:

$$i = \frac{Q^2}{K^2} = \left(\frac{60}{3404} \right)^2 = 0,000311,$$

$$i = 0,000311.$$

Thí dụ 3:

Xác định độ sâu chảy đều trong kênh hình thang, cho biết $b = 1,2 \text{ m}$; $m = 1,5$; $n = 0,0275$; $i = 0,0006$ và $Q = 1,1 \text{ m}^3/\text{s}$.

Giải:

Ta có:

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{1,1}{\sqrt{0,0006}} = 44,9 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Cho một số giá trị h tính ra $K = \omega C \sqrt{R}$ tương ứng, tới lúc nào bằng $44,9$ là được.

Số liệu tính toán được ghi lại ở bảng 1.

Bảng 1

h (m)	ω (m^2)	χ (m)	R (m)	\sqrt{R} ($\text{m}^{0,5}$)	C ($\text{m}^{0,5}/\text{s}$)	K (m^3/s)
0,70	1,58	3,73	0,425	0,652	29,5	30,5
0,85	2,11	4,26	0,495	0,704	30,8	45,6
0,83	2,03	4,20	0,480	0,695	30,5	43,1
0,84	2,07	4,03	0,490	0,700	30,7	44,6

Qua bảng 1 ta thấy với $h = 0,84 \text{ m}$ thì

$$\omega C \sqrt{R} = 44,6 \approx \frac{Q}{\sqrt{i}} = 44,9.$$

Vậy độ sâu chảy đều là $h = 0,84 \text{ m}$.

Thí dụ 4:

Xác định kích thước của kênh hình thang (b, h) sao cho mặt cắt đó là lợi nhất về thủy lực. Các số liệu khác như ở thí dụ 3.

Giải:

Ta có:

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{1,1}{\sqrt{0,0006}} = 44,9 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Với mặt cắt có lợi nhất về thủy lực thì β phải thỏa mãn (8-21). Có thể dùng quan hệ (8-21) hay bảng (8-1) để tìm β_{ln} .

$$\text{Với } m = 1,5 \text{ tìm được } \beta_{\text{ln}} = \left(\frac{b}{h}\right)_{\text{ln}} = 0,606.$$

β_{ln} , m, n đã biết nên K chỉ phụ thuộc vào h. Cho một số giá trị h và tính ra K.

Kết quả tính toán được ghi lại trong bảng 2.

Bảng 2

h (m)	ω (m ²)	R (m)	C (m ^{0.5} /s)	K (m ³ /s)
1,00	2,106	0,500	30,9	46,1
0,96	1,940	0,480	30,6	41,3
0,98	2,030	0,490	30,7	43,7
0,99	2,060	0,495	30,8	44,8

Trong bảng 2, $\omega = (m + \beta_{\text{ln}})h^2$, còn $R = \frac{h}{2}$ (xem 8-22).

Từ bảng 2 ta được h = 0,99 m là độ sâu dòng chảy đều trong kênh, và b = β_{ln} .
 $h = 0,606 \times 0,99 = 0,60$ m.

$$\text{Kết quả: } \begin{cases} b = 0,60 \text{ m} \\ h = 0,99 \text{ m} \end{cases}$$

Thí dụ 5:

Xác định kích thước của kênh hình thang (b, h), cho biết Q = 75 m³/s; v = 1,25 m/s; m = 2; i = 0,00038 và n = 0,0225.

Giải:

Ta có:

$$\omega = \frac{Q}{v} = \frac{75}{1,25} = 60 \text{ m}^2.$$

Nếu tính C theo công thức Maninh, ta có thể tính R theo (8-25):

$$R = \left(\frac{nv}{\sqrt{i}} \right)^{3/2} = \left(\frac{0,0225 \times 1,25}{\sqrt{0,00038}} \right)^{3/2} = 1,74 \text{ m},$$

$$\chi = \frac{\omega}{R} = \frac{60}{1,74} = 34,5 \text{ m}.$$

Hệ phương trình (8-24) sẽ là:

$$\begin{cases} (b + 2h)h = 60 & \text{(i)} \\ b + 2h\sqrt{1 + 2^2} = 34,5 & \text{(ii)} \end{cases}$$

Khử b, sẽ rút về một phương trình bậc hai đối với h:

$$2,47h^2 - 34,5h + 60 = 0$$

Giải được hai trị số h:

$$h_1 = \frac{34,5 - \sqrt{34,5^2 - 4 \times 2,472 \times 60}}{2 \times 2,472} = 2,03 \text{ m},$$

$$h_2 = \frac{34,5 + \sqrt{34,5^2 - 4 \times 2,472 \times 60}}{2 \times 2,472} = 11,95 \text{ m}.$$

Thay h vào phương trình (i) ta có

$$b = \frac{60}{h} - 2h.$$

$$\text{Với } h_1 = 2,03 \text{ m, ta được } b_1 = \frac{60}{2,03} - 2 \times 2,03 = 25,54 \text{ m}$$

$$\text{Với } h_2 = 11,95 \text{ m, ta được } b_2 = \frac{60}{11,95} - 2 \times 11,95 < 0. \text{ Nghiệm này không có ý nghĩa}$$

thực tiễn.

Vậy đáp số của bài toán là:

$$\begin{cases} h = 2,03 \text{ m} \\ b = 25,54 \text{ m} \end{cases}$$

Như đã trình bày ở trên, khi xác định độ sâu hoặc bề rộng đáy kênh hình thang, ta phải dùng phương pháp tính thử dần, cách này nói chung đòi hỏi nhiều thì giờ. Trong thực tế sản xuất, để được nhanh chóng người ta thường đề ra nhiều phương pháp tính, dẫn tới cách lập bảng hay lập biểu đồ. Dưới đây sẽ trình bày một trong các phương pháp tính bằng cách tra bảng - phương pháp của I.I. Agorótskin.

§8-5. TÍNH KÊNH THEO PHƯƠNG PHÁP ĐỐI CHIẾU VỚI MẶT CẮT CÓ LỢI NHẤT VỀ THỦY LỰC (AGORÓTSKIN)

Mặt cắt kênh của ta hiện nay hầu hết là hình thang; do đó ở đây chúng ta chỉ hạn chế trong phạm vi giới thiệu phương pháp tính cho mặt cắt hình thang mà thôi.

1. Đặc trưng mặt cắt - Quan hệ hình dạng của mặt cắt

Ta có:

$$R = \frac{\omega}{\chi}$$

$$\omega = (b + mh)h = \bar{b} \cdot h \quad (8-27)$$

\bar{b} là bề rộng đáy trung bình, $\bar{b} = b + mh$.

$$\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2} = \bar{b} - mh + 2h\sqrt{1+m^2}$$

$$= \bar{b} + (2\sqrt{1+m^2} - m)h = \bar{b} + m_0h$$

ở đây: $m_0 = 2\sqrt{1+m^2} - m$. (8-28)

Vậy
$$R = \frac{\bar{b}h}{\bar{b} + m_0h} = \frac{h}{1 + \frac{m_0h}{\bar{b}}}$$

Để cho tiện, ta đặt:

$$\sigma = \frac{m_0h}{\bar{b}}, \quad (8-29)$$

σ là một số không thứ nguyên, biểu thị quan hệ giữa b , h , m , nghĩa là biểu thị hình dạng mặt cắt, nên gọi là đặc trưng mặt cắt.

Vậy:
$$R = \frac{h}{1 + \sigma} \quad (8-30)$$

hay:
$$h = (1 + \sigma) R \quad (8-31)$$

Từ (8-29) ta có:

$$\bar{b} = \frac{m_0h}{\sigma} = \frac{m_0}{\sigma}(1 + \sigma)R \quad (8-32)$$

$$b = \bar{b} - mh = \left(\frac{m_0}{\sigma} - m \right) (1 + \sigma)R \quad (8-33)$$

Thay h tính theo (8-31) và \bar{b} tính theo (8-32) vào (8-27), ta được:

$$\omega = \frac{(1+\sigma)^2}{\sigma} m_0 R^2 \quad (8-34)$$

$$\text{hay } R^2 = \frac{\omega}{m_0} \frac{\sigma}{(1+\sigma)^2} \quad (8-35)$$

Từ (8-33) và (8-31) ta được:

$$\beta = \frac{b}{h} = \frac{m_0}{\sigma} - m$$

$$\text{hay } \sigma = \frac{m_0}{\beta + m} \quad (8-36)$$

Từ các công thức (8-29) đến (8-36) ta thấy rằng nếu biết σ thì quan hệ giữa các yếu tố của mặt cắt sẽ được xác định.

2. Đặc trưng σ của mặt cắt có lợi nhất về thủy lực

Ta biết rằng với diện tích mặt cắt ω và mái dốc m cho trước, mặt cắt có lợi nhất về thủy lực sẽ có R lớn nhất. Vì ω, m_0 đã cho trước, nên từ (8-35) thấy rằng, để có R lớn nhất cần có $\frac{\sigma}{(1+\sigma)^2}$ lớn nhất.

Muốn thế cần có:

$$\frac{d}{d\sigma} \left[\frac{\sigma}{(1+\sigma)^2} \right] = \frac{1}{(1+\sigma)^2} - \frac{2\sigma}{(1+\sigma)^3} = 0$$

$$\text{Giải ra ta được: } \sigma_{\text{ln}} = 1 \quad (8-37)$$

Vậy điều kiện để có mặt cắt có lợi nhất về thủy lực của mặt cắt hình thang là $\sigma = 1$.

Tuy rằng có quan hệ khác nhau (8-21) và (8-37) để biểu thị mặt cắt có lợi nhất về thủy lực nhưng thực ra hai công thức đó có thể suy ra nhau. Thật vậy, nếu thay $\sigma = 1$ vào (8-36) sẽ được công thức (8-21).

3. Quan hệ giữa mặt cắt có lợi nhất về thủy lực và mặt cắt bất kỳ

Ta biết rằng với mặt cắt có lợi nhất về thủy lực $\sigma = 1$, còn $\sigma \neq 1$ sẽ ứng với mặt cắt bất kỳ. Ta xét xem giữa các yếu tố hình học của hai loại mặt cắt này quan hệ với nhau như thế nào. Muốn thế, viết phương trình cơ bản (8-5) cho mặt cắt bất kỳ và mặt cắt có lợi nhất về thủy lực, ta có:

$$Q = \omega C \sqrt{Ri} = (\omega C \sqrt{R})_{\text{ln}} \sqrt{i}$$

$$\text{hay } \omega C \sqrt{R} = (\omega C \sqrt{R})_{\text{ln}} \quad (8-38)$$

Hệ số C có thể tính theo một trong các công thức đã giới thiệu ở chương IV, ở đây giả dụ tính theo công thức N. N. Pavolópki: $C = \frac{1}{n} R^y$; còn ω tính theo (8-34). Đặt C, ω vào (8-38), sau khi rút gọn ta được:

$$R^{2,5+y} \cdot \frac{(1+\sigma)^2}{\sigma} = 4 R_{ln}^{2,5+y}$$

hay
$$\frac{R}{R_{ln}} = \left[\frac{4\sigma}{(1+\sigma)^2} \right]^{\frac{1}{2,5+y}} \quad (8-39)$$

Nếu xem y là hằng số thì tỷ số $\frac{R}{R_{ln}}$ là một hàm số của σ . Từ đó thấy rằng nếu biết R_{ln} ta có thể tìm được bán kính thủy lực R của bất kỳ mặt cắt nào khi biết đặc trưng mặt cắt σ của nó. Biết R, theo (8-31) và (8-33) có thể tìm được các tham số cần thiết của mặt cắt hình thang (b, h). Từ nhận xét trên thấy rằng để tính toán thủy lực cho các mặt cắt bất kỳ, có thể dựa vào mặt cắt có lợi nhất về thủy lực. Do đó phương pháp tính này có tên gọi “phương pháp đối chiếu với mặt cắt có lợi nhất về thủy lực”.

Kết hợp (8-31), (8-33) với (8-39) ta có các quan hệ:

$$\frac{h}{R_{ln}} = (1+\sigma) \frac{R}{R_{ln}}$$

$$\frac{b}{R_{ln}} = \left(\frac{m_0}{\sigma} - m \right) \frac{h}{R_{ln}}$$

Để tiện tính toán, thường lấy $y = 0,2$ (tương ứng với việc tính hệ số theo công thức Phoócơrâyme) và lập bảng quan hệ giữa các đại lượng không nguyên $\frac{R}{R_{ln}}, \frac{h}{R_{ln}}, \frac{b}{R_{ln}}$ theo σ (phụ lục 8-3).

Nếu biết một trong các đặc trưng trên, có thể dễ dàng tìm ra các đại lượng còn lại, từ đó tính được các tham số hình học cần thiết của mặt cắt kênh (b, h, R...). Vấn đề còn lại là cần tính được R_{ln} .

4. Cách xác định bán kính thủy lực lợi nhất (R_{ln})

Viết phương trình cơ bản (8-5) cho mặt cắt có lợi nhất về thủy lực với ω lấy theo (8-34) và $\sigma_{ln} = 1$, ta có:

$$Q = (\omega C \sqrt{R})_{ln} \sqrt{i} = 4m_0 R_{ln}^{2,5} C_{ln} \sqrt{i}. \quad (8-40)$$

Vì C_{ln} là một hàm số của n và R_{ln} , nên từ phương trình trên có thể tính ra R_{ln} .

Biến đổi (8-40) ra dạng sau để tiện lập bảng tính:

$$\frac{4m_0 \sqrt{i}}{Q} = \left(\frac{1}{CR^{2,5}} \right)_{ln} = f(R_{ln}). \quad (8-41)$$

Agorótskin đã tính sẵn quan hệ $f(R_{ln})$ theo (8-41) trong đó hệ số Sedi C được tính theo công thức của tác giả và lập thành bảng (phụ lục 8-1).

Nếu tính C theo công thức Maninh $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$ hay công thức Phoócơrâyme $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{5}}$ thì có thể trực tiếp tính ra ngay R_{ln} :

$$R_{ln} = \left(\frac{nQ}{4m_0 \sqrt{i}} \right)^{3/8} \quad (8-42)$$

$$R_{ln} = \left(\frac{nQ}{4m_0 \sqrt{i}} \right)^{\frac{1}{2,7}} \quad (8-42')$$

5. Cách vận dụng cụ thể

Dưới đây, trình bày trình tự các bước để giải các bài toán đã giới thiệu ở §8-4 theo phương pháp đối chiếu với mặt cắt có lợi nhất về thủy lực.

a) Tìm h , đã biết Q , b , m , n , i .

Trước hết tính R_{ln} theo (8-41), (8-42) hoặc (8-42')... rồi lập tỷ số $\frac{b}{R_{ln}}$.

Tra phụ lục (8-3) tìm được $\frac{h}{R_{ln}}$.

Cuối cùng tính h :

$$h = \left(\frac{h}{R_{ln}} \right) R_{ln}$$

b) Tìm b , đã biết Q , h , m , n , i .

Trước hết cũng tìm R_{ln} như trên.

Lập tỷ số $\frac{h}{R_{ln}}$; tra phụ lục (8-3) tìm được $\frac{b}{R_{ln}}$.

Cuối cùng tính b :

$$b = \left(\frac{b}{R_{ln}} \right) R_{ln}$$

c) Tìm b, h . Biết Q, m, n, i và $\beta = \frac{b}{h}$

Trước hết cũng tìm R_{ln} như trên.

Theo (8-36) tính σ ; có σ , ta tra phụ lục (8-3) tìm ra được $\frac{h}{R_{ln}}$ và $\frac{b}{R_{ln}}$.

Cuối cùng tính b, h như hai trường hợp trên.

d) Tìm b, h ; biết Q, m, n, i, R hoặc v .

Trước hết cũng tìm R_{ln} như trên.

Nếu đã biết R , ta lập tỷ số $\frac{R}{R_{ln}}$ xong tra phụ lục (8-3) tìm được $\frac{h}{R_{ln}}$ và $\frac{b}{R_{ln}}$ từ đó tìm b, h như các trường hợp trên.

Nếu đã biết v , thì cần tính ra R như đã trình bày ở §8-4. Có R rồi tiếp tục tính như trường hợp đã biết R .

Thí dụ 6: Xác định độ sâu chảy đều h trong kênh hình thang cho biết:

$$Q = 3 \text{ m}^3/\text{s}; b = 2,0 \text{ m}; m = 1$$

$$i = 0,0008 \text{ và } n = 0,014.$$

Giải:

Tìm R_{ln} theo (8-41):

$$f(R_{ln}) = \frac{4m_0\sqrt{i}}{Q} = \frac{7,312\sqrt{0,0008}}{3} = 0,069$$

Tra phụ lục (8-1) tìm được $R_{ln} = 0,54 \text{ m}$

Lập tỷ số:

$$\frac{b}{R_{ln}} = \frac{2,0}{0,54} = 3,7$$

Tra phụ lục (8-1) tìm được $\frac{h}{R_{ln}} = 1,46$

$$\text{Vậy: } h = \left(\frac{h}{R_{ln}}\right)R_{ln} = 1,46 \times 0,54 = 0,8 \text{ m}$$

$$h = 0,8 \text{ m.}$$

Thí dụ 7: Xác định bề rộng b trong kênh hình thang cho biết $Q = 5,2 \text{ m}^3/\text{s}$; $m = 1,00$; $i = 0,0006$; $n = 0,025$ và độ sâu chảy đều $h = 1,2 \text{ m}$.

Giải:

Tìm R_{in} :

$$f(R_{\text{in}}) = \frac{4m_0\sqrt{i}}{Q} = \frac{7,312\sqrt{0,0006}}{5,2} = 0,0344$$

Tra phụ lục (8-1) có $R_{\text{in}} = 0,89 \text{ m}$.

Lập tỷ số:

$$\frac{h}{R_{\text{in}}} = \frac{1,2}{0,89} = 1,35.$$

Từ phụ lục (8-3) tìm được $\frac{b}{R_{\text{in}}} = 4,28$.

Vậy $b = 4,28 \times 0,89 = 3,8 \text{ m}$.

Thí dụ 8: Xác định kích thước mặt cắt kênh hình thang (b , h) sao cho $\beta = b/h = 5$.
Cho biết:

$Q = 19,6 \text{ m}^3/\text{s}$; $m = 1$; $i = 0,0007$ và $n = 0,02$.

Giải:

Tìm R_{in} :

$$f(R_{\text{in}}) = \frac{4m_0\sqrt{i}}{Q} = \frac{7,312\sqrt{0,0007}}{19,6} = 0,00988.$$

Từ phụ lục (8-1) ta được: $R_{\text{in}} = 1,30 \text{ m}$.

Tìm σ từ (8-36):

$$\sigma = \frac{m_0}{\beta + m} = \frac{1,828}{5 + 1} = 0,305.$$

Có σ tra phụ lục (8-3) ta được:

$$\frac{b}{R_{\text{in}}} = 5,75, \text{ do đó } b = 5,75 \times 1,3 = 7,5 \text{ m},$$

$$\frac{h}{R_{\text{in}}} = 1,152, \text{ do đó } h = 1,152 \times 1,3 = 1,5 \text{ m}.$$

Thí dụ 9: Xác định kích thước của kênh hình thang (b, h) sao cho mặt cắt đó có lợi nhất về thủy lực. Các số liệu lấy ở thí dụ 3:

$$Q = 1,1 \text{ m}^3/\text{s}; m = 1,5; n = 0,0275 \text{ và } i = 0,0006.$$

Giải:

Tính R_{in} :

$$f(R_{\text{in}}) = \frac{4m_0 \sqrt{i}}{Q} = \frac{8,424 \sqrt{0,0006}}{1,1} = 0,188$$

Tra phụ lục (8-1) ra: $R_{\text{in}} = 0,495 \text{ m}$.

Với mặt cắt có lợi nhất về thủy lực thì $h = 2R_{\text{in}}$ [xem (8-22)].

Vậy $h = 0,495 \times 2 = 0,99 \text{ m}$, và tra phụ lục (8-3) (với $\sigma = 1$) ta có:

$$\frac{b}{R_{\text{in}}} = 1,21.$$

Vậy: $b = 1,21 \times 0,495 = 0,60 \text{ m}$.

Hoặc lấy β_{in} theo bảng (8-1), với $m = 1,5$, ta có $\beta_{\text{in}} = 0,606$. Vậy:

$$b = 0,606 \times 0,99 = 0,60 \text{ m}.$$

Thí dụ 10: Giải bài toán ở thí dụ 5. Xác định kích thước của kênh mặt cắt hình thang (b, h), cho biết:

$$Q = 75 \text{ m}^3/\text{s}; v = 1,25 \text{ m/s}; m = 2; i = 0,00038 \text{ và } n = 0,0225.$$

Giải:

Tìm R_{in} :

$$f(R_{\text{in}}) = \frac{4m_0 \sqrt{i}}{Q} = \frac{9,888 \sqrt{0,00038}}{75} = 0,00257.$$

Tra ra: $R_{\text{in}} = 2,26 \text{ m}$.

Tìm bán kính thủy lực R.

$$\text{Ta có } C\sqrt{R} = \frac{v}{\sqrt{i}} = \frac{1,25}{\sqrt{0,00038}} = 64,1 \text{ m/s}.$$

Tra phụ lục (8-2) được $R = 1,7 \text{ m}$.

Hoặc theo công thức (8-25):

$$R = \left(\frac{nv}{\sqrt{i}} \right)^{3/2} = \left(\frac{0,0225 \cdot 1,25}{\sqrt{0,00038}} \right)^{3/2} = 1,73 \text{ m}.$$

Lập tỷ số: $\frac{R}{R_{in}} = \frac{1,73}{2,26} = 0,765.$

Tra phụ lục (8-3) tìm được:

$$\frac{b}{R_{in}} = 11,4, \text{ do đó: } b = 25,75 \text{ m,}$$

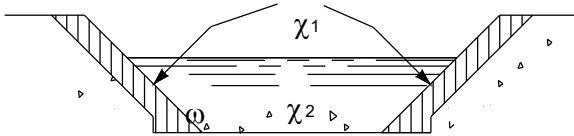
$$\frac{h}{R_{in}} = 0,896, \text{ do đó: } h = 2,03 \text{ m.}$$

§8-6. TÍNH TOÁN KÊNH CÓ ĐIỀU KIỆN THỦY LỰC PHỨC TẠP

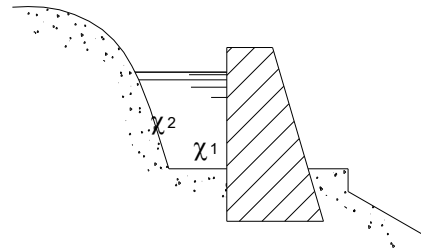
1. Mặt cắt đơn giản nhưng có độ nhám khác nhau

Trong thực tế, nhiều khi ta gặp những mặt cắt kênh có những phần có độ nhám khác nhau: thí dụ hai bờ kênh xây gạch đá mà đáy kênh là nham thạch tự nhiên (hình 8-6), hoặc một bên là tường xây bằng bê tông, một bên là vách đá (hình 8-7). Tính toán thủy lực trong trường hợp này tương đối phức tạp, chỉ có thể tính gần đúng.

Gọi χ_i là phân chu vi ướt của mặt cắt ứng với độ nhám n_i và ω_i là phân mặt cắt tương ứng với phân chu vi ướt χ_i (hình 8-6).



Hình 8-6



Hình 8-7

Có thể tính độ nhám trung bình theo:

$$n_{tb} = \frac{n_1\chi_1 + n_2\chi_2 + \dots + n_n\chi_n}{\chi_1 + \chi_2 + \dots + \chi_n} \quad (8-43)$$

Pavolópski dựa vào giả thuyết là mỗi phần của chu vi ướt có ảnh hưởng đến một phần diện tích tỷ lệ với nó, tức:

$$\frac{\chi_1}{\omega_1} = \frac{\chi_2}{\omega_2} = \dots = \frac{\chi_n}{\omega_n} = \frac{\chi}{\omega}$$

và đã chứng minh được rằng có thể xác định “hệ số nhám trung bình” bằng công thức:

$$n_{tb} = \sqrt{\frac{n_1^2\chi_1 + n_2^2\chi_2 + \dots + n_n^2\chi_n}{\chi_1 + \chi_2 + \dots + \chi_n}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \chi_i n_i^2}{\chi}} \quad (8-44)$$

Khi đó trị số n trong hệ số Sedi lấy bằng n_{tb} .

Thí dụ: Thiết kế một kênh mà mái dốc được phủ bê tông, còn đáy không gia cố (hình 8-6). Chiều dài mái dốc được phủ bê tông là $\chi_1 = 6$ m, với hệ số nhám $n_1 = 0,012$ và độ dài đáy không gia cố là $\chi_2 = 5$ m với hệ số nhám $n_2 = 0,025$. Xác định hệ số nhám trung bình.

Áp dụng công thức (8-43), ta có:

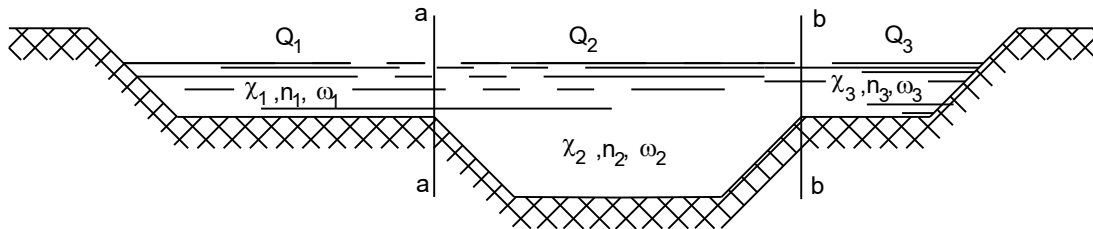
$$n_{tb} = \frac{n_1\chi_1 + n_2\chi_2}{\chi_1 + \chi_2} = \frac{0,012 \times 6 + 0,025 \times 5}{6 + 5} = 0,018.$$

Áp dụng công thức (8-44), ta có:

$$n_{tb} = \sqrt{\frac{n_1^2\chi_1 + n_2^2\chi_2}{\chi_1 + \chi_2}} = \sqrt{\frac{0,012^2 \times 6 + 0,025^2 \times 5}{6 + 5}} = 0,019.$$

2. Kênh có mặt cắt phức tạp

Nếu kênh có mặt cắt phức tạp mà ảnh hưởng các phần của chu vi ướt lên các phần diện tích tương ứng không thể coi là tỷ lệ với nhau được (hình 8-8) thì dù chu vi ướt có nhiều độ nhám hay chỉ có một độ nhám ta vẫn phải chia mặt cắt ướt ω thành nhiều phần bằng những đường thẳng đứng như a-a, b-b và tính lưu tốc trung bình cho từng phần.



Hình 8-8

Do đó cần tính riêng diện tích ω_i , chu vi ướt χ_i , bán kính thủy lực R_i , hệ số nhám n_i và lưu lượng Q_i cho từng phần, với giả thiết là độ dốc thủy lực J giống nhau (trong dòng đều thì J bằng độ dốc chung của đáy i). Vậy:

$$Q_1 = K_1 \sqrt{J} = \omega_1 C_1 \sqrt{R_1 i}$$

$$Q_2 = K_2 \sqrt{J} = \omega_2 C_2 \sqrt{R_2 i}$$

.....

$$Q_n = K_n \sqrt{J} = \omega_n C_n \sqrt{R_n i}$$

$$Q = \Sigma Q_i = (\Sigma K_i) \sqrt{J}.$$

Nên nhớ rằng khi tính chu vi ướt χ_i chỉ được tính độ dài tiếp xúc giữa nước và mặt kênh, không tính độ dài tiếp xúc giữa nước với nước của hai phần.

Thí dụ 11:

Tính lưu lượng qua kênh có nước chảy tràn bãi như hình vẽ, hệ số nhám chung cho các phần là $n = 0,025$; độ dốc $i = 0,0001$ (hình 8-9).

Giải: Ta chia mặt cắt kênh ra ba phần như hình vẽ (hình 8-9):

$$\text{Phần 1: } \omega_1 = \left(10 + \frac{0,50}{2}\right) \times 0,50 = 5,125 \text{ m}^2,$$

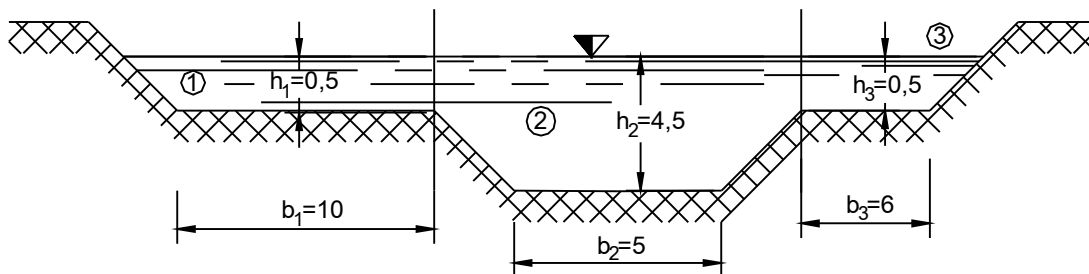
$$\chi_1 = 10 + 0,5 \sqrt{1+1^2} = 10,70 \text{ m};$$

$$R_1 = \frac{5,125}{10,70} = 0,48 \text{ m};$$

$$C_1 \sqrt{R_1} = 23,80;$$

$$K_1 = \omega_1 C_1 \sqrt{R_1} = 5,125 \times 23,80 = 122 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$Q_1 = K_1 \sqrt{i} = 122 \times \sqrt{0,0001} = 1,22 \text{ m}^3/\text{s}.$$



Hình 8-9

$$\text{Phần 2: } \omega_2 = (5 + 4) \times 4 + 0,5 (5 + 2 \times 4) = 42,5 \text{ m}^2;$$

$$\chi_2 = 5 + 2 \times 4 \sqrt{1+1^2} = 16,3 \text{ m};$$

$$R_2 = \frac{42,5}{16,3} = 2,61 \text{ m};$$

$$C_2 \sqrt{R_2} = 76,55 \text{ m/s};$$

$$K_2 = 42,5 \times 76,55 = 3250 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$Q_2 = K_2 \sqrt{i} = 3250 \times \sqrt{0,0001} = 32,50 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{Phần 3: } \omega_3 = \left(6 + \frac{0,5}{2}\right) \times 0,50 = 3,125 \text{ m}^2;$$

$$\chi_3 = 6 + 0,5 \sqrt{1+1^2} = 6,7 \text{ m};$$

$$R_3 = \frac{3,125}{6,7} = 0,405 \text{ m}; C_3 \sqrt{R_3} = 21,04 \text{ m/s};$$

$$K_3 = \omega_3 C_3 \sqrt{R_3} = 3,125 \times 21,04 = 65,5 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$Q_3 = K_3 \sqrt{i} = 65,5 \times \sqrt{0,0001} = 0,65 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\begin{aligned} \text{Vậy: } Q &= Q_1 + Q_2 + Q_3 \\ &= 1,22 + 32,50 + 0,65 = 34,37 \text{ m}^3/\text{s}. \end{aligned}$$

Đó là cách tính tương đối đúng.

Với mặt cắt này, nếu tính như một mặt cắt hoàn chỉnh nghĩa là dùng chung một bán kính thủy lực cho toàn mặt cắt thì ta sẽ có:

$$\omega = \omega_1 + \omega_2 + \omega_3 = 5,125 + 42,5 + 3,125 = 50,75 \text{ m}^2;$$

$$\chi = \chi_1 + \chi_2 + \chi_3 = 10,70 + 16,30 + 6,70 = 33,70 \text{ m};$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{50,75}{33,70} = 1,51 \text{ m};$$

$$C \sqrt{R} = 53,03 \text{ m/s};$$

$$K = 50,75 \times 53,03 = 2710 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$Q = K \sqrt{i} = 27,10 \text{ m}^3/\text{s}.$$

So với cách tính trên, lưu lượng đã giảm 21,15%. Tính như thế này là không đúng vì đã xem sức cản ở phần chu vi trên hai bãi cũng ảnh hưởng nhiều đến dòng chính ở lòng kênh.

§8-7. TÍNH TOÁN THỦY LỰC CHO DÒNG CHẢY ĐỀU KHÔNG ÁP TRONG ỐNG

Ngoài dòng chảy đều trong kênh hở vừa xét ở trên, trong thực tế nhiều lúc còn gặp loại chảy đều không áp trong ống kín, chẳng hạn dòng chảy trong cống ngầm thoát nước ở thành phố, trong các đường hầm xuyên qua núi v.v... Tùy theo yêu cầu sử dụng mà có nhiều kiểu mặt cắt khác nhau.

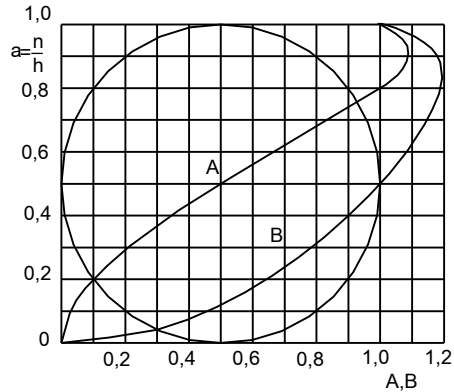
Việc tính toán thủy lực cho các loại mặt cắt này cũng dựa trên các công thức cơ bản (8-3) và (8-5). Tuy nhiên việc tính toán môđun lưu lượng K theo (8-4) và môđun lưu tốc W theo (8-2) tương đối phiền phức, vì diện tích ω và chu vi ướt χ là những hàm số phức tạp của độ sâu h. Do đó người ta làm sẵn những bảng, đồ thị cho K và W.

Gọi: H là chiều cao của ống, h là chiều sâu; K, W là môđun lưu lượng và môđun lưu tốc, khi độ sâu $h < H$; K_0, W_0 là môđun lưu lượng và môđun lưu tốc khi $h = H$.

Nếu tính C theo công thức $C = \frac{1}{n} R^y$ và cho rằng y không đổi khi h thay đổi thì rõ ràng tỷ số $\frac{K}{K_0} = A$ và $\frac{W}{W_0} = B$ sẽ chỉ phụ thuộc độ sâu tương đối, tức tỷ số $a = \frac{h}{H}$ mà không phụ thuộc vào độ nhám và kích thước tuyệt đối của mặt cắt:

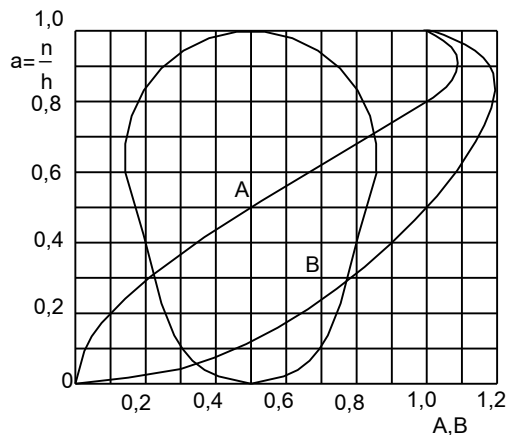
$$A = \frac{K}{K_0} = f_1(a); \quad B = \frac{W}{W_0} = f_2(a).$$

Do đó người ta có thể tính sẵn và lập bảng hay vẽ thành biểu đồ các quan hệ trên. Biểu đồ của các quan hệ đó đối với mặt cắt hình tròn, hình trứng và hình máng được vẽ ở các hình 8-10, 8-11 và 8-12. Có các biểu đồ ấy, ta chỉ cần tính K_0, W_0 (phụ thuộc kích thước tuyệt đối và độ nhám n) là có ngay quan hệ giữa K, W với độ sâu h và giải được các bài tính về dòng chảy đều không áp trong ống một cách đơn giản.

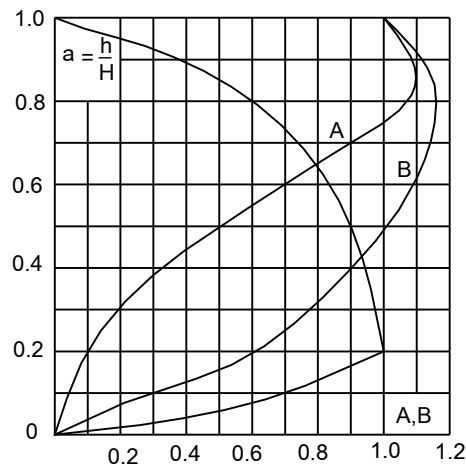


Hình 8-10

Để tính toán được nhanh chóng, người ta thường tính sẵn K_0, W_0 ứng với các độ nhám n thường dùng. Dưới đây cho các bảng tính ứng với $n = 0,013$.



Hình 8-11



Hình 8-12

Thí dụ 12:

Xác định đường kính của ống tròn bằng bê tông cốt thép sao cho $a = \frac{h}{H} \leq 0,80$.

Biết $Q = 3 \text{ m}^3/\text{s}$; $i = 0,004$; $n = 0,013$.

Bảng 8-2. Trị số K_0 và W_0 của ống tròn $n = 0,013$

H = d(m)	0,25	0,50	0,75	1,0	1,25	1,50	1,75	2,0	2,25	2,50	2,75	3,0
K_0 (m ³ /s)	0,595	3,76	11,2	24,0	43,7	71,0	106,5	152,5	208	276	354	447
W_0 (m/s)	12,1	19,2	25,3	30,5	35,6	40,1	44,3	48,5	52,4	56,2	59,7	63,3

Bảng 8-3. Trị số K_0 và W_0 của hình trụ $n = 0,013$

H (m)	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90	1,05	1,20	1,35	1,50	1,65	1,80	1,95	2,10	2,25
K_0 (m ³ /s)	0,497	1,523	3,314	6,119	10,01	15,20	21,55	29,93	42,69	51,43	64,39	78,58	92,19	115,8
W_0 (m/s)	10,82	14,43	18,03	21,31	24,19	27,03	29,34	32,17	34,43	37,0	38,92	40,42	42,68	44,81

Bảng 8-4. Trị số K_0 và W_0 của ống hình lòng máng $n = 0,013$

H (m)	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	3,6	4,0
K_0 (m ³ /s)	12,28	20,12	30,40	43,60	59,6	78,8	128,0	193,0	276,0	375,0	495,0
W_0 (m/s)	25,4	28,9	32,1	35,1	38,0	40,7	46,2	50,9	55,7	59,8	63,9

Giải:

Với $a = 0,8$, tra biểu đồ (8-1) (hình 8-10), ta được $A = 1,0$.

$$\text{Vậy } K_0 = \frac{K}{A} = \frac{Q}{A\sqrt{i}} = \frac{3}{1 \times \sqrt{0,004}} = 47,4 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Mặt khác ta có:

$$K_0 = \omega_0 C_0 \sqrt{R_0} = \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{n} \left(\frac{d}{4}\right)^{\frac{1}{6}} \left(\frac{d}{4}\right)^{\frac{1}{2}} = \frac{\pi d^{8/3}}{4n \sqrt{16}}$$

Giải phương trình này ta được $d = 1,30 \text{ m}$. Vì ống thường đúc sẵn với các đường kính nhất định như ở bảng (8-2) nên cần tìm trong bảng đó giá trị K_0 lớn hơn gần nhất giá trị vừa tính ở trên.

Ta có $K_0 = 71,0 \text{ m}^3/\text{s}$, ứng với ống có đường kính $d = 1,50 \text{ m}$ và $W_0 = 40,1 \text{ m/s}$.

Nếu lấy d lớn lên như vậy thì độ sâu tương đối a sẽ thay đổi, ta có:

$$A = \frac{K}{K_0} = \frac{Q}{K_0 \sqrt{i}} = \frac{3}{71,0 \sqrt{0,004}} = 0,666$$

Tra biểu đồ (8-1) (hình 8-10) tìm được $a = 0,60$ và $B = 1,07$. Vậy độ sâu của dòng chảy là:

$$h = aH = 0,60 \times 1,50 = 0,90 \text{ m},$$

và lưu tốc trung bình là:

$$v = W \sqrt{i} = BW_0 \sqrt{i} = 1,07 \times 40,1 \times \sqrt{0,004} = 2,58 \text{ m/s}.$$

§8-8. LƯU TỐC CHO PHÉP KHÔNG XÓI VÀ KHÔNG LẮNG CỦA KÊNH HỒ

Trong nhiều trường hợp có thể thiết kế kênh xuất phát từ lưu tốc tính toán. Khi chọn lưu tốc tính toán cần so sánh các phương án kinh tế kỹ thuật tức là xét đến các điều kiện địa hình, địa chất, công dụng của kênh, chế độ phù sa và dòng chảy... Về mặt thủy lực, tất cả các kênh vận tải thủy, phục vụ nhà máy thủy điện, trạm bơm, tưới tiêu hoặc phục vụ tổng hợp đều phải thỏa mãn một yêu cầu chung nhất là: trong điều kiện sử dụng bình thường (và nếu có thể cả trong tình hình phát triển và mở rộng của sản xuất) lưu lượng và mực nước của kênh phải giữ ở mức đã thiết kế. Muốn vậy điều kiện làm việc lý tưởng nhất của kênh là bảo đảm sự ổn định của mặt cắt ngang và dọc về phương diện xói và bồi.

Để không gây ra xói lở lòng dẫn nước, lưu tốc tính toán hoặc lưu tốc thực tế trong kênh cần nhỏ hơn lưu tốc cho phép không xói:

$$v < [v_{kx}], \quad (8-45)$$

trong đó $[v_{kx}]$ - lưu tốc cho phép không xói của dòng chảy.

Lưu tốc cho phép không xói là lưu tốc lớn nhất mà khi dòng chảy đạt tới trị số ấy không gây ra sự xói lở (phá hỏng) lòng kênh, trở ngại cho việc sử dụng bình thường.

Lưu tốc cho phép không xói của dòng chảy phụ thuộc vào nhiều yếu tố như vật liệu tạo thành lòng kênh, chiều sâu nước, độ nhám lòng dẫn và cả số lượng chất lơ lửng mà dòng chảy mang theo. Để tính toán sơ bộ, trong trường hợp không xét đến ảnh hưởng của bùn cát lơ lửng và một số yếu tố khác có thể sử dụng trị số $[v_{kx}]$ cho trong phụ lục (8-4) đối với các loại đất không dính và phụ lục (8-5) đối với các loại đất dính.

Từ phụ lục chúng ta thấy rằng: khác với đất không dính, đối với các loại đất dính đường kính hạt đất không có ảnh hưởng trực tiếp đến lưu tốc không xói, bởi vì khu dòng chảy bắt đầu xói thường phá vỡ từng cụm đất. Theo số liệu thực đo, rất nhiều trường hợp các cụm đất bị tách ra có đường kính trung bình $d_0 = 4\text{mm}$. Trên cơ sở phân tích ấy, v_{kx} chỉ còn phụ thuộc vào lực dính kết và chiều sâu nước.

Bảng ở phụ lục 8-4 và 8-5 do Miécxulava lập nên có thể dùng cho việc tính toán các kênh tưới và tiêu.

Cần lưu ý rằng đối với các loại đất dính, không dính, khi thỏa mãn điều kiện (8-45), về nguyên tắc lòng kênh không bị xói. Nhưng ngược lại, nếu $v > [v_{kx}]$ thì phải tùy tình hình cụ thể mà xuất phát từ những phương trình cân bằng trong động lực học dòng sông mới kết luận dứt khoát được rằng kênh có bị xói không.

Đối với các dòng chảy có mang theo một số lượng nhất định về chất lơ lửng, ngoài việc đảm bảo lòng dẫn không bị xói còn cần chọn lưu tốc tính toán sao cho không để bồi lấp kênh.

Ta gọi lưu tốc mà ứng với nó dòng chảy đủ sức tải số lượng bùn cát đã cho với thành phần tổ hợp bùn cát đã định là lưu tốc giới hạn không lắng và ký hiệu là $[v_{kl}]$. Như vậy muốn cho lòng kênh không bị bồi lấp cần thỏa mãn điều kiện:

$$v > [v_{kl}]. \quad (8-46)$$

Theo dòng lịch sử, vấn đề thiết kế các kênh không bị bồi lấp để tránh nạn vét hàng năm bắt đầu từ những yêu cầu cấp bách về xây dựng các hệ thống tưới. Sau khi tổng kết 22 công trình tưới nước thuộc hệ thống Baridoa (Ấn Độ), kỹ sư Kenơđi và Laxây đã đề ra công thức xác định lưu tốc không lắng sau đây:

$$v_{kl} = c \sqrt{R}, \quad (8-47)$$

trong đó c là hệ số kinh nghiệm.

Các nhà thủy lực Xô Viết và Trung Quốc sau khi đã kiểm nghiệm bằng thực tế đã cho rằng công thức (8-47) chỉ còn mang ý nghĩa lịch sử bởi vì trong công thức ấy đã không phản ánh một số yếu tố quan trọng như số lượng chất lơ lửng và thành phần hạt.

Gọi tốc độ lắng chìm trong nước tĩnh của hạt có tỷ trọng lớn hơn nước và W , muốn cho hạt đó không bị lắng xuống đáy trong dòng chảy rối cần phải có:

$$W \leq u_y, \quad (8-48)$$

trong đó u_y là tốc độ lơ lửng do tốc độ mạch động hướng đứng tạo thành, trị số của nó coi gần đúng tỷ lệ thuận với lưu tốc trung bình $u_y = \alpha v$.

Áp dụng (8-46) đối với hạt có kích thước lớn nhất, ta được:

$$\frac{W_{\max}}{\alpha_{\max}} \leq v. \quad (8-49)$$

Theo số liệu thực tế, Hatratorian đã lấy $\alpha_{\max} = 0,065i^{1/4}$. Từ đó ta rút ra biểu thức lưu tốc không lắng:

$$v_{kl} = \frac{W_{\max}}{0,065 i^{1/4}}. \quad (8-50)$$

Như vậy nếu lưu tốc dòng chảy thỏa mãn điều kiện:

$$v > \frac{W_{\max}}{0,065 i^{1/4}}, \quad (8-51)$$

thì những hạt có kích thước lớn nhất không bị lắng, do đó các hạt có kích thước nhỏ hơn W_{\max} cũng sẽ được lơ lửng.

Mặt khác các hạt rắn có thể bị lắng xuống không phải lý do kích thước quá lớn mà còn do số lượng của chúng trong nước quá nhiều. Vì vậy trên cơ sở thỏa mãn điều kiện (8-46), trong đó v_{kl} xác định theo (8-50), chúng ta cần kiểm tra bổ sung về điều kiện:

$$\rho_0 < \rho_k, \quad (8-52)$$

trong đó ρ_0 - số lượng chất lơ lửng trong một đơn vị thể tích của dòng chảy, gọi tắt là độ đục dòng chảy, ρ_k - độ đục phân giới của dòng chảy; trị số của nó là hàm số của các yếu tố thủy lực và các yếu tố đặc trưng cho thành phần bùn cát, sẽ được nghiên cứu trong chương bùn cát (chương XII).

Kết thúc chương này ta hãy xét khả năng thực hiện đồng thời điều kiện (8-45) và (8-46), tức là khả năng thiết kế kênh không xói, không bồi. Khi $v_{kl} < v_{kx}$, ta kết hợp viết điều kiện thiết kế kênh ổn định về mặt xói và bồi là:

$$v_{kl} < v < v_{kx}. \quad (8-53)$$

Nhưng theo thông báo của Sa Ngọc Thanh thì đối với một số kênh dẫn nước từ sông Hoàng, lại có quan hệ:

$$v_{kl} > v_{kx},$$

bởi vì nước sông Hoàng có độ đục lớn nên yêu cầu v_{kl} cao. Trong trường hợp này việc thiết kế kênh không xói không bồi trở nên khó khăn, bởi vì lúc đó yêu cầu không lắng và không xói mâu thuẫn với nhau. Giáo sư Sa Ngọc Thanh đề ra một biện pháp mới tính toán kênh dựa trên cơ sở: trong một chu kỳ (ví dụ một năm) lượng xói và lượng bồi được cân bằng với nhau.

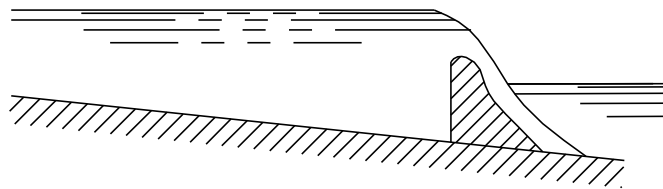
Chương IX

DÒNG CHẢY ỔN ĐỊNH KHÔNG ĐỀU TRONG KÊNH HỎ

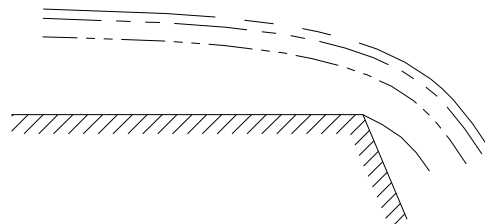
§9-1. NHỮNG KHÁI NIỆM MỞ ĐẦU

Về mặt động lực học thì dòng chảy không đều trong kênh hở sẽ xuất hiện khi lực cản và trọng lực không cân bằng nhau. Trong các kênh có độ dốc đáy bằng không ($i = 0$) hoặc dốc nghịch ($i < 0$), không thể có dòng đều, vì không có sự cân bằng giữa trọng lực và lực cản, do đó dòng chảy bao giờ cũng là không đều. Với kênh có độ dốc thuận, lực cản và trọng lực chỉ cân bằng khi hình dạng và kích thước mặt cắt ướt dọc theo dòng chảy không đổi; khi đó ta có dòng chảy đều. Còn các kênh có kích thước và hình dạng hoặc một trong hai yếu tố đó thay đổi dọc theo dòng chảy, bao giờ cũng xuất hiện dòng chảy không đều.

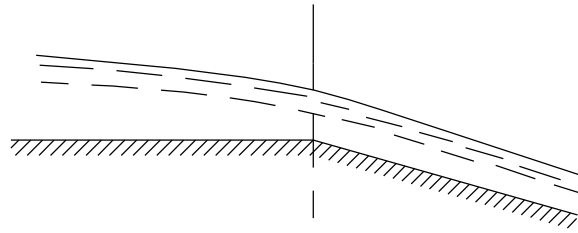
Ta biết rằng có nhiều nguyên nhân làm cho dòng chảy trong kênh dốc thuận ($i > 0$) trở thành dòng chảy không đều (xem chương III), nhưng trong thực tế thường gặp nhất là do có chướng ngại trên lòng kênh, ví dụ do xây dựng đập tràn làm mặt nước dâng lên (hình 9-1), do xây dựng bậc thẳng đứng trên đáy kênh làm mặt nước hạ thấp xuống (hình 9-2), hay do kênh thay đổi độ dốc làm cho độ sâu nước trong kênh thay đổi, dẫn đến đường mặt nước không song song với đáy kênh như ở dòng chảy đều nữa (hình 9-3) v.v... Dòng chảy ở các trường hợp trên gọi là dòng chảy không đều trong kênh hở, còn đường mặt nước tương ứng gọi là đường mặt nước của dòng chảy không đều.



Hình 9-1



Hình 9-2



Hình 9-3

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

$$h = h(l),$$

vì từ đó có thể suy ra sự thay đổi của các yếu tố thủy lực khác như diện tích mặt cắt ướt, lưu tốc v.v...

Trước khi đi vào xét cụ thể, cần biết qua cách phân loại kênh. Nếu hình dạng, kích thước của mặt cắt ngang lòng dẫn không thay đổi dọc theo lòng kênh thì kênh là lăng trụ (hình 9-4). Trong kênh lăng trụ, mặt cắt ướt của dòng chảy chỉ phụ thuộc vào độ sâu h nghĩa là:

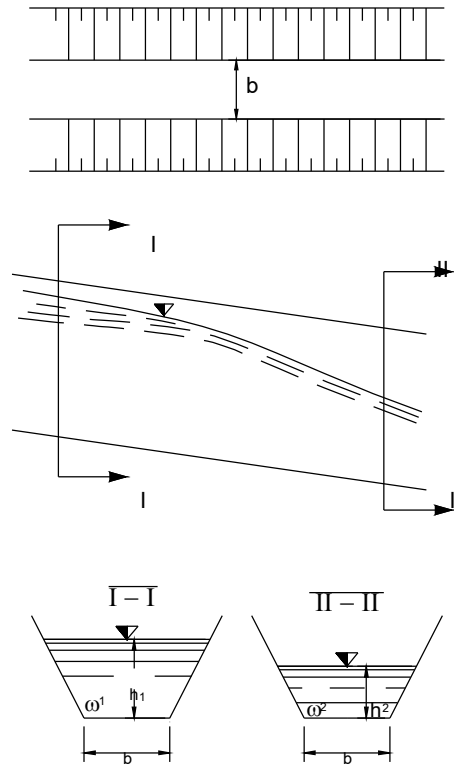
$\omega = \omega(h)$; trong đó $h = h(l)$, nên:

$$\frac{d\omega}{dl} = \frac{d\omega}{dh} \frac{dh}{dl} \quad (9-1)$$

Nếu hình dạng và kích thước của mặt cắt ngang lòng dẫn hoặc một trong hai yếu tố đó thay đổi dọc theo lòng kênh, kênh là không lăng trụ (hình 9-5). Trong kênh không lăng trụ, mặt cắt ướt của dòng chảy không những thay đổi do độ sâu h thay đổi mà còn thay đổi dọc theo dòng chảy, ngay cả khi độ sâu h không đổi, vì sự thay đổi về kích thước hoặc hình dáng của mặt cắt ngang lòng dẫn, do đó, ω là hàm số của h và l :

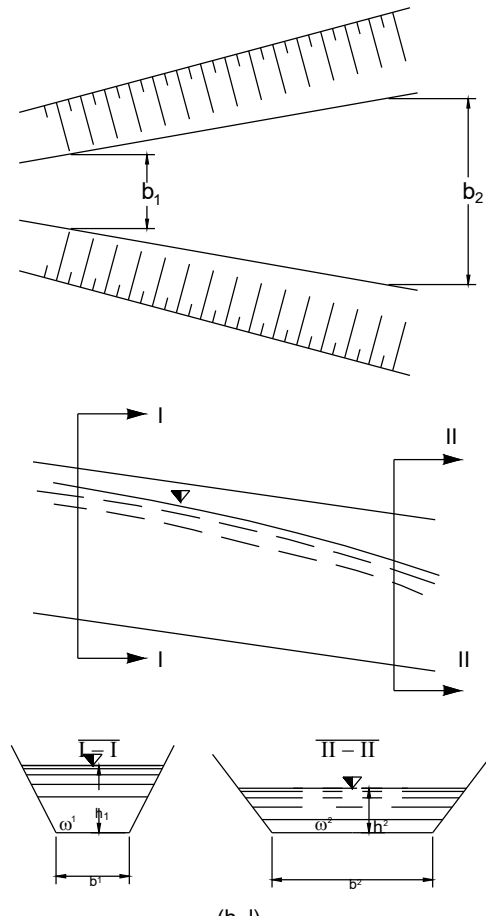
$\omega = \omega(h, l)$; trong đó $h = h(l)$,

$$\text{nên: } \frac{d\omega}{dl} = \frac{\partial \omega}{\partial l} + \frac{\partial \omega}{\partial h} \frac{dh}{dl} \quad (9-2)$$



Hình 9-4

Các quy ước về độ dốc đáy kênh, độ sâu dòng chảy trong kênh như đã giới thiệu ở chương VIII.



Hình 9-5

§9-2. NĂNG LƯỢNG ĐƠN VỊ CỦA MẶT CẮT

Ta biết rằng tại mỗi mặt cắt bất kỳ của dòng chảy, đối với một mặt chuẩn (0 - 0) tùy ý chọn, năng lượng đơn vị của dòng chảy là:

$$E = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g}$$

Riêng với mặt cắt có dòng chảy thay đổi dần thì như ta đã biết, năng lượng đó như nhau đối với bất kỳ điểm nào trên mặt cắt đó. Tại mặt cắt (1-1) của hình 9-6 nếu viết biểu thức trên cho hai điểm (1) và A₁ ta có:

$$E_1 = z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = a_1 + h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}$$

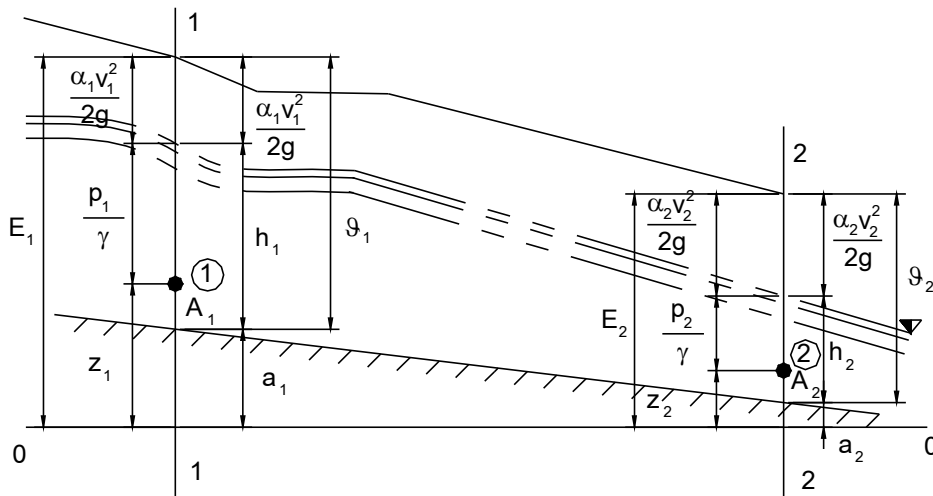
Ở đây h₁ là độ sâu của điểm A₁ - là điểm thấp nhất của mặt cắt (1-1) còn a₁ là khoảng cách từ điểm ấy tới mặt chuẩn cố định đã chọn (0 - 0).

Nếu dời mặt chuẩn (0 - 0) lên A_1 , năng lượng đơn vị của dòng chảy tại mặt cắt (1-1) sẽ chỉ là:

$$\vartheta_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}$$

Tương tự, tại mặt cắt (2-2) ta cũng có:

$$E_2 = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = a_2 + h_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \quad \text{và} \quad \vartheta_2 = h_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}$$



Hình 9-6

Tóm lại, nếu xét cho bất kỳ một mặt cắt nào mà tại đó có dòng chảy thay đổi dần ta đều có:

$$E = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g} = a + h + \frac{\alpha v^2}{2g}$$

$$\text{và} \quad \vartheta = h + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (9-3)$$

Đại lượng ϑ xác định theo (9-3) được gọi là “năng lượng đơn vị của mặt cắt” và có thể định nghĩa như sau:

“Năng lượng đơn vị của mặt cắt là năng lượng của một đơn vị trọng lượng chất lỏng của dòng chảy tại một mặt cắt nhất định tính đối với mặt chuẩn nằm ngang đi qua điểm thấp nhất của mặt cắt ấy”.

Nếu thay $v = \frac{Q}{\omega}$ vào (9-3), ta được:

$$\vartheta = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} \quad (9-3')$$

Bây giờ ta xét xem ε thay đổi như thế nào dọc theo dòng chảy:

Từ định nghĩa trên ta có:

$$\varepsilon = E - a$$

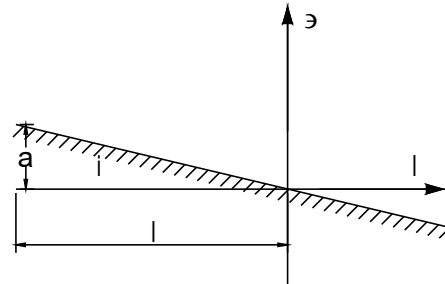
nên
$$\frac{d\varepsilon}{dl} = \frac{dE}{dl} - \frac{da}{dl}.$$

Từ hình (9-7) ta có:

$$\frac{da}{dl} = -i,$$

còn
$$\frac{dE}{dl} = -J.$$

Vậy
$$\frac{d\varepsilon}{dl} = i - J. \quad (9-4)$$



Hình 9-7

Từ (9-4) ta thấy rằng:

ε tăng theo dòng chảy khi $i > J$,

ε giảm theo dòng chảy khi $i < J$,

ε không đổi theo dòng chảy khi $i = J$.

Đây là một điểm khác nhau giữa ε và E vì như ta đã biết, E luôn giảm dọc theo dòng chảy, còn ε thì thay đổi tùy thuộc vào quan hệ giữa i và J , nghĩa là ε phụ thuộc vào sự tương quan giữa trọng lực và lực cản. Mặt khác, năng lượng đơn vị của mặt cắt cũng thay đổi theo chiều sâu và theo chiều dòng chảy, $\varepsilon = \varepsilon(h, l)$, trong đó $h = h(l)$.

§9-3. ĐỘ SÂU PHÂN GIỚI

1. Định nghĩa về độ sâu phân giới

Quan hệ (9-4) cho ta sự biến thiên toàn phần của ε dọc theo dòng chảy l , còn ở đây sẽ xét xem tại một mặt cắt nhất định, ε thay đổi như thế nào với h . Lúc đó phương trình (9-3') có dạng:

$$\varepsilon = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} = f(h) \quad (9-5)$$

Xét dòng chảy ổn định nên Q là hằng số, còn ω chỉ là hàm số của độ sâu h , nên ε cũng chỉ là hàm số của h .

Ta có thể coi năng lượng đơn vị của mặt cắt ϑ gồm hai phần:

$$\begin{aligned}\vartheta_{\text{thế}} &= h, \\ \vartheta_{\text{động}} &= \frac{\alpha v^2}{2g} = \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}.\end{aligned}$$

Từ đó ta có:

$$\vartheta = \vartheta_{\text{thế}} + \vartheta_{\text{động}}.$$

$\vartheta_{\text{thế}}$ đồng biến với h , còn $\vartheta_{\text{động}}$ thì nghịch biến với h .

Lúc $h \rightarrow 0$ thì $\vartheta_{\text{thế}} \rightarrow 0$, còn $\vartheta_{\text{động}} \rightarrow \infty$, do đó $\vartheta = (\vartheta_{\text{thế}} + \vartheta_{\text{động}}) \rightarrow \infty$.

Lúc $h \rightarrow \infty$ thì $\vartheta_{\text{thế}} \rightarrow \infty$, còn $\vartheta_{\text{động}} \rightarrow 0$, do đó $\vartheta = (\vartheta_{\text{thế}} + \vartheta_{\text{động}}) \rightarrow \infty$.

Trên đồ thị, đường $\vartheta = f(h)$ có hai nhánh đi về ∞ lúc $h \rightarrow 0$ và lúc $h \rightarrow \infty$. Lúc $h \rightarrow \infty$ đường ϑ nhận đường $\vartheta_{\text{thế}} = h$ làm tiệm cận xiên, còn lúc $h \rightarrow 0$ thì ϑ lấy trục hoành làm đường tiệm cận ngang (hình 9-8).

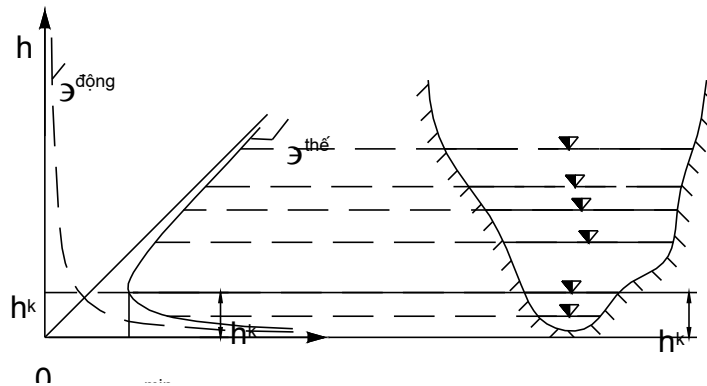
Đường $\vartheta(h)$ có một giá trị nhỏ nhất, ứng với một độ sâu nhất định gọi là *độ sâu phân giới* h_k :

$$\vartheta_{\min} = h_k + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega_k^2} \quad (9-6)$$

trong đó ω_k là diện tích mặt ướt ứng với độ sâu h_k .

Vậy có thể định nghĩa độ sâu phân giới như sau:

“Với một lưu lượng đã cho và tại một mặt cắt xác định, độ sâu nào làm cho năng lượng đơn vị của mặt cắt ấy có trị số nhỏ nhất thì độ sâu đó là độ sâu phân giới”.



Hình 9-8

Từ định nghĩa này ta thấy rằng, độ sâu phân giới h_k chỉ phụ thuộc vào lưu lượng và hình dạng mặt cắt chứ không phụ thuộc vào độ nhám và độ dốc của kênh:

$$h_k = f(Q, \omega).$$

Độ sâu phân giới h_k chia đồ thị $\vartheta(h)$ ra làm hai phần, phần trên ($h > h_k$) có ϑ đồng biến với độ sâu h : $\frac{d\vartheta}{dh} > 0$, còn phần dưới ($h < h_k$) thì ϑ nghịch biến với độ sâu h : $\frac{d\vartheta}{dh} < 0$.

Độ sâu h_k là một đại lượng đặc biệt quan trọng để nghiên cứu dòng không đều vì tại một mặt cắt xác định, với lưu lượng đã cho, lúc độ sâu h thay đổi qua h_k , quan hệ giữa năng lượng và độ sâu có sự thay đổi căn bản, sự biến thiên của nó ngược hẳn lại. Quy luật của dòng chảy có $h > h_k$ và dòng chảy có $h < h_k$ rất khác nhau (xem §9-5).

Chú ý rằng với mặt cắt ngang cho trước, nếu lưu lượng Q tăng lên thì độ sâu phân giới h_k và năng lượng đơn vị của mặt cắt nhỏ nhất ϑ_{\min} cũng đều tăng lên.

2. Cách xác định độ sâu phân giới

Cách thứ nhất: Căn cứ vào định nghĩa của độ sâu phân giới, vẽ đường quan hệ $\vartheta = f(h)$ rồi tìm trị số h tương ứng với giá trị ϑ_{\min} ta sẽ có h_k .

Thí dụ 9-1: Xác định độ sâu phân giới trong kênh hình thang, cho biết:

$$Q = 35 \text{ m}^3/\text{s}; \quad b = 8,20 \text{ m}; \quad m = 1,50.$$

Giải:

$$\omega = (b + mh)h = (8,20 + 1,5h)h.$$

Quan hệ $\vartheta = f(h)$ được tính như sau (bảng 1).

Bảng 1. Bảng tính quan hệ $\vartheta = f(h)$

h (m)	ω (m ²)	ω^2 (m ⁴)	$\frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}$ (m)	ϑ (m)
5,0	78,5	6162	0,011	5,011
4,0	56,8	3226	0,021	4,024
3,0	38,1	1452	0,047	3,047
2,5	29,9	894,0	0,077	2,577
2,0	22,4	501,8	0,137	2,137
1,5	15,68	245,9	0,297	1,779
1,25	12,60	158,8	0,432	1,682
1,00	9,70	94,09	0,730	1,730
0,75	7,00	49,0	1,40	2,150
0,50	4,47	19,98	3,434	3,934
0,40	3,52	12,39	5,540	5,940

Lấy kết quả ở bảng 1, vẽ quan hệ $\vartheta = f(h)$ (hình 9-9) ta tìm được:

$$\vartheta_{\min} = 1,67 \text{ m và } h_k = 1,18 \text{ m.}$$

Cách thứ hai: Tìm công thức giải tích của độ sâu phân giới h_k . Ta biết rằng lúc $h = h_k$ thì $\vartheta = \vartheta_{\min}$, nghĩa là tại một mặt cắt xác định:

$$\left(\frac{\partial \vartheta}{\partial h} \right)_{h=h_k} = 0.$$

Từ (9-3') ta có:

$$\frac{\partial \vartheta}{\partial h} = \frac{\partial}{\partial h} \left(h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} \right) = 1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \frac{\partial \omega}{\partial h}$$

Từ hình 9-10 ta thấy $\frac{\partial \omega}{\partial h} = B$, nên:

$$\frac{\partial \vartheta}{\partial h} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B,$$

trong đó B là bề rộng tại mặt thoáng.

Khi $h = h_k$ thì:

$$\left(\frac{\partial \vartheta}{\partial h} \right)_{h=h_k} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega_k^3} B_k = 0 \quad (9-7)$$

Ở đây B_k , ω_k là bề rộng mặt thoáng và diện tích mặt cắt ướt ứng với độ sâu h_k .

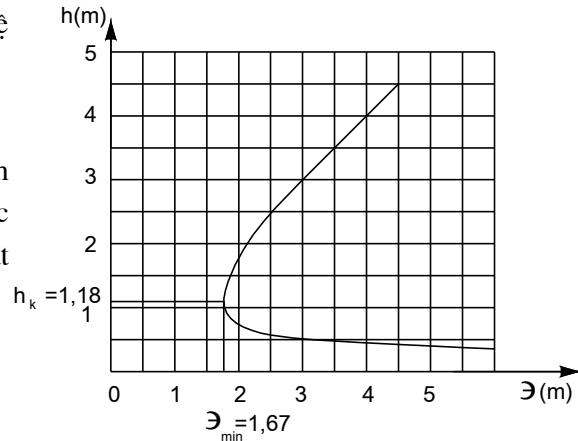
Từ (9-7) ta được:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_k^3}{B_k} \quad (9-8)$$

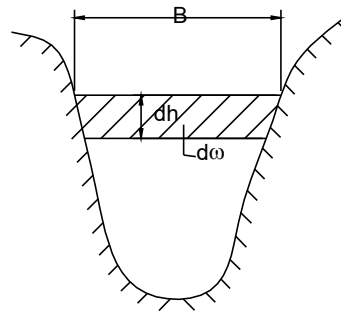
Phương trình (9-8) là dạng tổng quát dùng để tính h_k cho kênh có mặt cắt hình dạng bất kỳ và giải được bằng phương pháp tính đúng dần. Cho một số giá trị h rồi tính $\frac{\omega^3}{B}$

tương ứng, trị số h nào cho $\frac{\omega^3}{B}$ bằng $\frac{\alpha Q^2}{g}$ chính là độ sâu h_k .

Muốn thuận tiện hơn, có thể chỉ tính một số trị số rồi vẽ lên đồ thị để tìm h_k .



Hình 9-9



Hình 9-10

Thí dụ 9-2: Xác định độ sâu phân giới h_k của mặt cắt hình thang, cho biết:

$$Q = 18 \text{ m}^3/\text{s}; b = 12,0 \text{ m}; m = 1,5.$$

Giải:

Trước hết tính đại lượng $\frac{\alpha Q^2}{g}$:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{1,1 \times 18^2}{9,81} = 36,3 \text{ m}^5$$

Với hình thang ta có:

$$\omega = (b + mh) h = (12 + 1,5h)h,$$

$$B = b + 2mh = 12 + 2 \times 1,5h$$

Kết quả tính toán ghi ở bảng sau (bảng 2).

Bảng 2. Bảng tính quan hệ $\frac{\omega^3}{B} = f(h)$

h (m)	ω (m ²)	B (m)	$\frac{\omega^3}{B}$ (m ⁵)
0,4	5,04	13,2	9,7
0,5	6,37	13,5	19,2
0,6	7,74	13,8	33,6
0,7	9,14	14,1	54,2
0,8	10,56	14,4	81,8

Lấy kết quả ở bảng 2 vẽ lên đồ thị quan hệ

$\frac{\omega^3}{B} = f(h)$ (hình 9-11) ta tìm được điểm ứng với $\frac{\omega^3}{B} =$

36,3 có $h = h_k = 0,614 \text{ m}$.

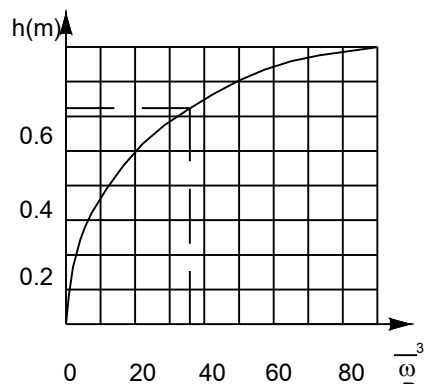
Sau đây ta xét một vài trường hợp đặc biệt, có thể tìm trực tiếp ra độ sâu phân giới h_k mà không cần tính đúng dần.

a) *Mặt cắt hình chữ nhật (hình 9-12):*

Ta có: $B_k = b$

$$\omega_k = B_k h_k, h_k = b \times h_k.$$

Vậy theo (9-8) ta được:



Hình 9-11

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{b^3 h_k^3}{b} = b^2 h_k^3,$$

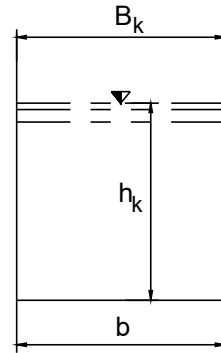
hay là:

$$\frac{\alpha}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2 = h_k^3$$

Gọi $q = \frac{Q}{b}$ là lưu lượng đơn vị, phương trình

(9-8) sẽ có dạng đơn giản:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} \quad (9-9)$$



Hình 9-12

Để tiện dùng, người ta tính sẵn các trị số h_k và ghi vào bảng sau (xem phụ lục 9-1 ở cuối sách).

b) Mặt cắt hình thang

Cho mặt cắt hình thang, chiều rộng đáy b , chiều sâu h , mái dốc m ta có:

$$B_k = b + 2mh_k,$$

$$\omega_k = (b + mh_k)h_k$$

Vậy:

$$\frac{\omega_k^3}{B_k} = \frac{(b + mh_k)^3 h_k^3}{b + 2mh_k} = \frac{b^3 h_k^3 \left(1 + \frac{mh_k}{b}\right)^3}{b \left(1 + \frac{2mh_k}{b}\right)} \quad (a)$$

Gọi $\sigma_T = \frac{mh_k}{b}$ (9-10)

thì $h_k = \frac{b\sigma_T}{m}$.

Thay vào (a) ta được:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_k^3}{B_k} = \frac{b^2 b^3 \sigma_T^3}{m^3 (1 + 2\sigma_T)} (1 + \sigma_T)^3$$

hay là:

$$\frac{\alpha}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2 \left(\frac{m}{b} \right)^3 = \frac{[\sigma_T(1 + \sigma_T)]^3}{1 + 2\sigma_T} \quad (b)$$

Ta hình dung một mặt cắt hình chữ nhật có cùng chiều rộng đáy b và cùng lưu lượng Q như mặt cắt hình thang. Độ sâu phân giới của nó là h_{kCN} . Theo (9-9) ta có:

$$\frac{\alpha}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2 = h_{kCN}^3,$$

ở đây ký hiệu thêm chữ CN (chữ nhật) để phân biệt với độ sâu h_k trong kênh hình thang.

Thay h_{kCN} vào (b) ta được:

$$h_{kCN}^3 \left(\frac{m}{b} \right)^3 = \frac{[\sigma_T(1 + \sigma_T)]^3}{1 + 2\sigma_T} \quad (c)$$

$$\text{Gọi } \sigma_N = \frac{mh_{kCN}}{b}, \quad (9-11)$$

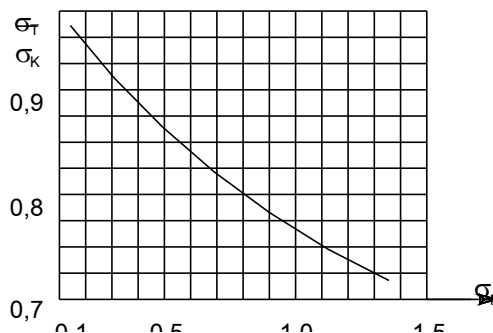
thì (c) viết được là:
$$\sigma_N^3 = \frac{[\sigma_T(1 + \sigma_T)]^3}{1 + 2\sigma_T},$$

$$\text{hay: } \sigma_N = \frac{\sigma_T(1 + \sigma_T)}{\sqrt[3]{1 + 2\sigma_T}} \quad (9-12)$$

Đem chia (9-10) cho (9-11) ta được:

$$\frac{\sigma_T}{\sigma_N} = \frac{\frac{mh_k}{b}}{\frac{mh_{kCN}}{b}} = \frac{h_k}{h_{kCN}}$$

$$\text{Vậy: } h_k = \frac{\sigma_T}{\sigma_N} h_{kCN}. \quad (9-13)$$



Hình 9-13

Từ (9-13) ta thấy rằng, muốn tìm h_k trong kênh hình thang phải tìm được h_k trong kênh chữ nhật có bề rộng bằng bề rộng đáy của kênh hình thang và tỷ số $\frac{\sigma_T}{\sigma_N}$. Ta dễ dàng

tính h_{kCN} theo (9-9), còn tỷ số $\frac{\sigma_T}{\sigma_N}$ tìm từ biểu đồ hình 9-13.

Cách lập biểu đồ hình 9-13 như sau.

Cho nhiều trị số σ_T , rồi theo công thức (9-12) tính các trị số σ_N tương ứng, từ đó lập được quan hệ $\frac{\sigma_T}{\sigma_N}$ và σ_N như ở biểu đồ hình 9-13.

Để tiện lợi hơn trong việc tính toán, Agorótskin đề nghị dùng phương trình gần đúng sau đây biểu thị đường quan hệ $\frac{\sigma_T}{\sigma_N}$ và σ_N ở trên hình 9-13:

$$\frac{\sigma_T}{\sigma_N} \approx 1 - \frac{\sigma_N}{3} + 0,105\sigma_N^2 \quad (9-14)$$

Thay cho (9-13) ta được biểu thức:

$$h_k \approx \left(1 - \frac{\sigma_N}{3} + 0,105\sigma_N^2 \right) h_{kCN} \quad (9-15)$$

Thí dụ 9-3: Giải bài thí dụ (9-2).

Cho: $Q = 18 \text{ m}^3/\text{s}$; $b = 12,0 \text{ m}$; $m = 1,5$.

Giải:

Trước hết tìm h_{kCN} : có:

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{18}{12} = 1,5 \text{ m}^3 / \text{s.m.},$$

Tra phụ lục (9-1) với $\alpha = 1,1$ ta được:

$$h_{kCN} = 0,632\text{m}.$$

$$\text{Vậy: } \sigma_N = \frac{mh_{kCN}}{b} = \frac{1,5 \times 0,632}{12} = 0,079.$$

Theo (9-15) ta tính được độ sâu phân giới của hình thang:

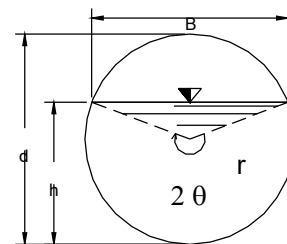
$$h_k = \left[1 - \frac{0,079}{3} + 0,105(0,079)^2 \right] 0,632 = 0,614\text{m}.$$

c) Mặt cắt tròn

Cho một kênh kiểu kín mặt cắt hình tròn, tìm độ sâu phân giới của dòng chảy không áp trong lòng kênh đó (hình 9-14):

Gọi: d là đường kính ống, h là chiều sâu nước và đặt

$$\frac{h}{d} = s, \text{ ta có:}$$



Hình 9-14

$$\cos \theta = \frac{r-h}{r} = 1 - \frac{2h}{d} = 1 - 2s.$$

Vậy θ là hàm số của s .

Tính ω và B :

$$\omega = \frac{\pi d^2}{4} \frac{\theta}{180} - \frac{d^2}{8} \sin 2\theta = \left(\frac{\pi}{4} \frac{\theta}{180} - \frac{\sin 2\theta}{8} \right) d^2 = k_{\omega} d^2,$$

$$B = d \sin \theta$$

Thay ω và B vừa tính được ở trên vào (9-8), ta có:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{k_{\omega}^3 d^6}{\sin^3 \theta_k d} = \xi_k d^5$$

trong đó: $\xi = \frac{k_{\omega}^3}{\sin^3 \theta}$ là hàm số của s , đã tính sẵn và lập thành bảng (xem phụ lục 9-2 ở cuối sách).

Khi $h = h_k$, $s = s_k = \frac{h_k}{d}$, ta có:

$$\xi = \xi_k = \frac{\alpha Q^2}{g d^5} \quad (9-16)$$

Để tính h_k cần tính ξ_k theo (9-16) rồi tra bảng phụ lục (9-2) tìm s_k tương ứng và được $h_k = s_k d$.

Thí dụ 9-4: Tìm độ sâu phân giới h_k trong kênh có mặt cắt hình tròn đường kính $d = 1,2$ m. Cho biết $Q = 1,2$ m³/s và $\alpha = 1,0$.

Giải:

Tính ξ_k theo (9-16):

$$\xi_k = \frac{\alpha Q^2}{g d^5} = \frac{1 \times 1,2^2}{9,81 \times 1,2^5} = 0,0594$$

Tra phụ lục (9-2) tìm được $s_k = 0,497$.

Vậy: $h_k = s_k d = 0,497 \times 1,2 = 0,595$ m.

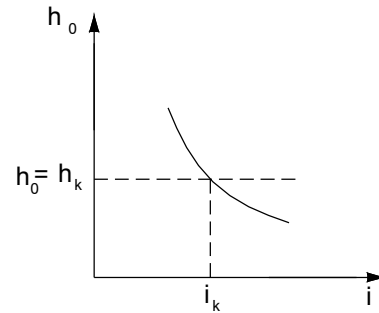
Ngoài những công thức, biểu đồ, bảng tính đã giới thiệu ở trên, còn nhiều cách tính cụ thể khác bằng biểu đồ hoặc bằng bảng tính dùng cho các loại mặt cắt thường gặp khác. Các cách tính đó cũng đều xuất phát từ công thức (9-8).

§9-4. ĐỘ DỐC PHÂN GIỚI

Ta biết rằng độ sâu phân giới không phụ thuộc vào độ nhám và độ dốc đáy kênh i ; do đó với một lưu lượng và hình dạng mặt cắt kênh xác định dù i , n có thay đổi, độ sâu h_k vẫn giữ một giá trị không đổi. Còn độ sâu chảy đều h_0 không những phụ thuộc vào lưu lượng, hình dạng mặt cắt mà còn phụ thuộc vào độ nhám và độ dốc đáy kênh i . Do đó với một lưu lượng không đổi trong một kênh cho trước, độ sâu chảy đều thay đổi theo độ dốc i . Độ dốc i càng lớn thì độ sâu chảy đều càng nhỏ và ngược lại (hình 9-15). Vậy ta có thể tìm được một độ dốc đáy i sao cho độ sâu chảy đều bằng độ sâu phân giới. Độ dốc đó gọi là độ dốc phân giới, ký hiệu là i_k . Vậy có thể định nghĩa: “với một kênh lăng trụ cho trước, dẫn qua một lưu lượng xác định thì độ dốc nào của kênh tạo nên dòng chảy đều có độ sâu bằng độ sâu phân giới, độ dốc đó được gọi là độ dốc phân giới của kênh”.

Vậy, với:

- $i = i_k$ thì $h_0 = h_k$: dòng đều có độ sâu bằng độ sâu phân giới;
- $i < i_k$ thì $h_0 > h_k$: dòng đều có độ sâu lớn hơn độ sâu phân giới;
- $i > i_k$ thì $h_0 < h_k$: dòng đều có độ sâu bé hơn độ sâu phân giới.



Hình 9-15

Cách xác định i_k : Theo định nghĩa trên, với kênh có $i = i_k$ thì độ sâu dòng chảy trong kênh đồng thời thỏa mãn cả hai phương trình:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_k^3}{B_k} \quad (9-8)$$

và
$$Q = \omega_k C_k \sqrt{R_k i_k} \quad (9-17)$$

Giải (9-8) tìm được h_k , rồi thay vào (9-17) sẽ tìm được i_k :

$$i_k = \frac{Q^2}{\omega_k^2 C_k^2 R_k}, \quad (9-18)$$

hoặc thay Q ở (9-17) vào (9-8), sau khi giải tìm được:

$$i_k = \frac{g}{\alpha C_k^2} \frac{\chi_k}{B_k}. \quad (9-19)$$

Các giá trị ω_k , R_k , χ_k , C_k , B_k đều ứng với h_k .

Thí dụ 9-5: Cho một kênh hình thang có $Q = 18 \text{ m}^3/\text{s}$, $m = 1,5$, $b = 12,0 \text{ m}$ và $n = 0,025$. Yêu cầu xác định độ dốc phân giới.

Giải:

Trước hết cần xác định h_k .

Theo kết quả ở thí dụ (9-3) ta có $h_k = 0,614$ m.

Vậy: $\omega_k = (b + mh_k)h_k = (12 + 1,5 \times 0,614) \times 0,614 = 7,94$ m²,

$$\chi_k = b + 2h_k \sqrt{1 + m^2} = 12 + 2 \times 0,614 \times \sqrt{1 + 1,5^2} = 14,21 \text{ m},$$

$$B_k = b + 2mh_k = 12 + 2 \times 1,5 \times 0,614 = 13,84 \text{ m},$$

$$R_k = \frac{\omega_k}{\chi_k} = \frac{7,94}{14,21} = 0,558 \text{ m}.$$

Tính C theo công thức Pavolovski ta được $C_k = 34,9$ m^{0,5}/s.

Tính i_k theo (9-19):

$$i_k = \frac{g}{\alpha C_k^2 B_k} \chi_k = \frac{9,81}{1,1 \times 34,9^2} \times \frac{14,21}{13,84} = 0,00751;$$

hay theo (9-18):

$$i_k = \frac{Q^2}{\omega_k^2 C_k^2 R_k} = \frac{18^2}{7,94^2 \times 34,9^2 \times 0,558} = 0,00751.$$

§9-5. HAI TRẠNG THÁI CHẢY

Ở trên ta đã xét sự biến thiên của ε theo h và thấy rằng với một lòng kênh và lưu lượng nhất định, khi h thay đổi qua trị số h_k , quan hệ giữa năng lượng với độ sâu dòng chảy có sự thay đổi căn bản. Quy luật của dòng chảy có $h < h_k$ với dòng chảy có $h > h_k$ khác hẳn nhau.

Dòng chảy có độ sâu $h > h_k$ gọi là dòng chảy ở trạng thái chảy êm.

Dòng chảy có độ sâu $h < h_k$ gọi là dòng chảy ở trạng thái chảy xiết.

Dòng chảy có độ sâu $h = h_k$ gọi là dòng chảy ở trạng thái chảy phân giới.

Trở lại công thức (9-7):

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial h} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} B,$$

$$\text{Đặt: } \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B = Fr, \quad (9-20)$$

Fr gọi là số Forút (Froud),

$$\text{Ta có: } \frac{\partial \varepsilon}{\partial h} = 1 - Fr. \quad (9-21)$$

Vậy trong dòng chảy êm ($h > h_k$):

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial h} > 0 \text{ nên } Fr < 1;$$

Trong dòng chảy xiết ($h < h_k$):

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial h} < 0 \text{ nên } Fr > 1$$

Trong dòng chảy phân giới ($h = h_k$):

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial h} = 0 \text{ nên } Fr = 1$$

Ta có thể viết:

$$Fr = \frac{\alpha Q^2}{g\omega^2 \frac{\omega}{B}} = \frac{\alpha v^2}{gh_{tb}} = 2 \frac{\alpha v^2}{h_{tb}}$$

$$Fr = 2 \frac{\text{động năng}}{\text{thế năng}} \quad (\text{do đó Fr còn gọi là thông số động năng}).$$

Dòng chảy càng xiết thì Fr càng lớn, động năng càng lớn so với thế năng trung bình. Trường hợp phân giới, $Fr = 1$, thế năng trung bình của dòng chảy bằng hai lần động năng.

Với mặt cắt chữ nhật:

$$Fr = \frac{\alpha v^2}{gh} \quad (9-22)$$

và khi dòng chảy ở trạng thái chảy phân giới:

$$h = h_k, \quad v = v_k, \quad Fr = 1,$$

$$\text{ta có: } h_k = \frac{\alpha v_k^2}{g}. \quad (9-23)$$

Nếu cho $\alpha = 1$, ta có:

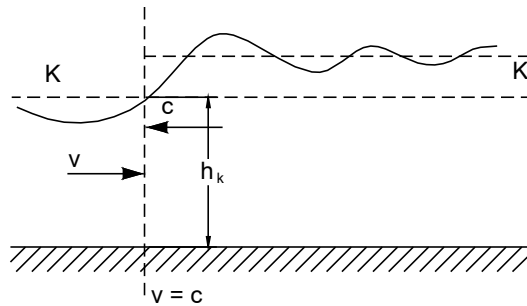
$$v_k = \sqrt{gh_k}. \quad (9-24)$$

Bây giờ ta xét một mặt khác của vấn đề.

Trong nước tĩnh, nếu ta gây một nhiễu động cục bộ thì trên mặt nước nổi sóng, sóng sẽ truyền đi theo mọi phương với tốc độ truyền sóng là c ; (tốc độ sóng này khác với tốc độ truyền sóng nước va ở chương VII) còn khi gây nhiễu động trong dòng chảy có lưu tốc v , có ba trường hợp sau đây xuất hiện:

1. $v < c$, sóng vừa truyền xuôi dòng với tốc độ $v + c$, vừa truyền ngược dòng với tốc độ $v - c$.
2. $v > c$, sóng chỉ truyền xuôi dòng với tốc độ $v + c$, không truyền ngược dòng được.
3. $v = c$, sóng có mặt sau truyền xuôi dòng với tốc độ $v + c = 2c$, còn mặt trước không di chuyển, gọi là sóng đứng (hình 9-16).

Người ta chứng minh được rằng lưu tốc v_k của dòng chảy ở trạng thái phân giới bằng tốc độ truyền c_k của sóng, có biên độ nhỏ trong nước tĩnh có độ sâu bằng độ sâu phân giới h_k của dòng chảy trên: $v_k = c_k$.



Hình 9-16

Dùng một lòng máng có mặt cắt chữ nhật, rộng b , độ sâu nước h để xét (hình 9-17). Cho tấm T di chuyển dọc theo máng với tốc độ đều là v để gây ra sóng nhỏ ở trong máng.

Giả sử tại thời điểm t_1 , tấm T di chuyển tới T_1 , còn lớp nước dâng lên có độ cao là ξ mà ta gọi là sóng, di chuyển tới S_1 với tốc độ c (hình 9-17a).

Tại thời điểm $t_2 = t_1 + \Delta t$ tấm T di chuyển tới vị trí T_2 cách T_1 là $\overline{AB} = v \cdot \Delta t$ còn đầu sóng thì từ vị trí S_1 tiến tới vị trí S_2 cách S_1 là $\overline{EF} = c \cdot \Delta t$ (hình 9-17b).

Ta tìm quan hệ giữa v và c . Trước hết viết phương trình liên tục. Khi tấm T di chuyển từ T_1 tới T_2 , khối nước bị đẩy đi theo là:

$$V = V_{ABCD} = b(h + \xi) v \Delta t \quad (a)$$

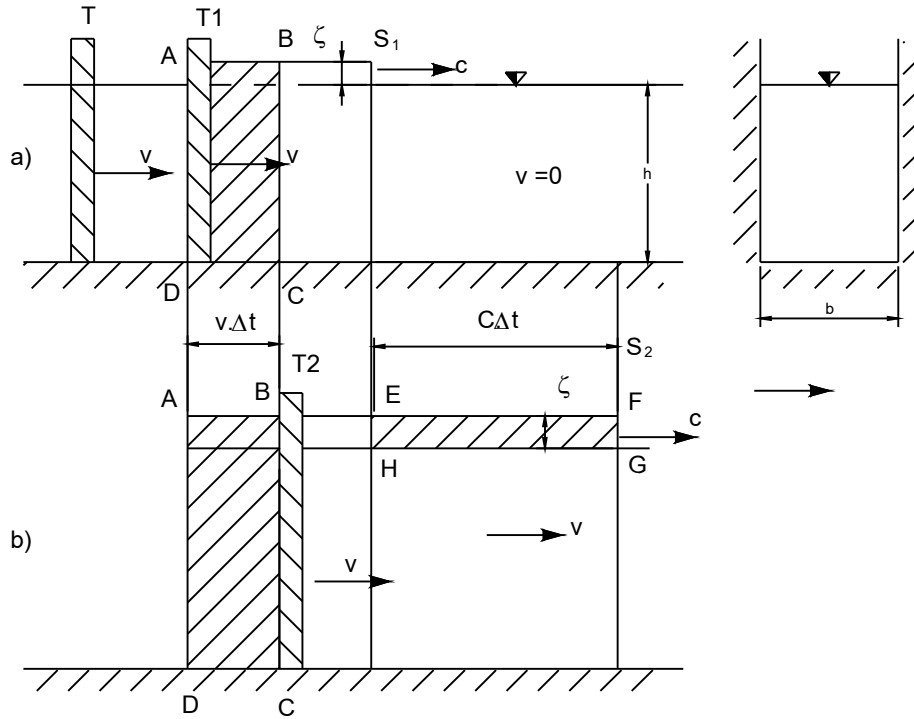
Chính khối nước này đã dâng lên trên mặt nước tính từ S_1 tới S_2 :

$$V = V_{EFGH} = b \xi c \Delta t \quad (b)$$

Cân bằng (a) và (b) ta được:

$$b(h + \xi) v \Delta t = b \xi c \Delta t$$

$$\text{hay} \quad c = \frac{h + \xi}{\xi} v \quad (c)$$



Hình 9-17

Phương trình này có hai ẩn số là c và ξ , phải viết thêm phương trình động lượng để giải.

Viết phương trình động lượng cho khối nước giữa hai mặt cắt S_1 và S_2 . Phương trình chung là:

$$m \Delta v = F \Delta t.$$

Trước hết xét sự biến đổi động lượng của khối nước giữa hai mặt cắt S_1 và S_2 sau thời gian Δt . Trước Δt (nghĩa là lúc t_1) sau mặt cắt S_1 nước trong máng ở trạng thái tĩnh nên $v = 0$, nhưng sau Δt (nghĩa là lúc t_2) thì sóng đã truyền tới S_2 , nên khối nước giữa S_1 và S_2 có lưu tốc là v (hình 9-17). Vậy biến thiên động lượng của khối nước giữa S_1 và S_2 là:

$$\rho b h c \Delta t (v - 0) = \frac{\gamma}{g} b h c v \Delta t.$$

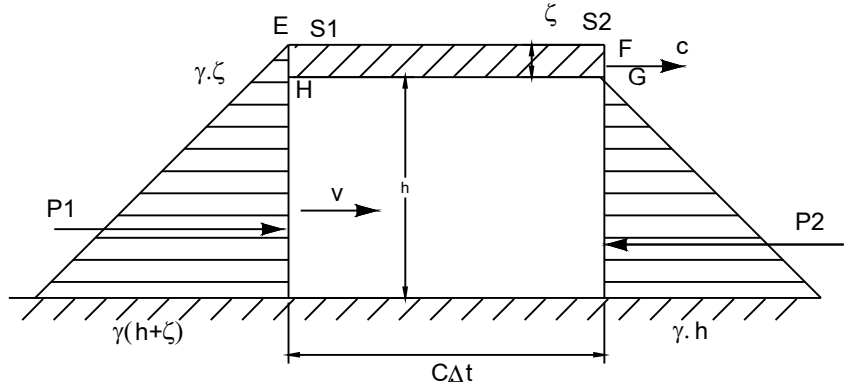
Còn các ngoại lực tác động lên khối nước trên theo phương dòng chảy (hình 9-18) là:

$$P_1 = \gamma b \frac{h + 2\xi}{2} h,$$

$$P_2 = -\gamma b \frac{h^2}{2}$$

Bỏ qua lực ma sát ta có:

$$F = P_1 + P_2 = \gamma b \xi h$$



Hình 9-18

Vậy
$$\frac{\gamma}{g} b h c v \Delta t = \gamma b \xi h \Delta t,$$

hay
$$\xi = \frac{cv}{g}. \quad (d)$$

Giải hệ phương trình (c) và (d) ta được:

$$c = \sqrt{g(h + \xi)} = \sqrt{gh} \sqrt{1 + \frac{\xi}{h}}$$

Với $\xi \ll h$, theo quy tắc vô cùng bé tương đương ta có:

$$\sqrt{1 + \frac{\xi}{h}} \approx 1 + \frac{\xi}{2h}.$$

Vậy
$$c = \sqrt{gh} \left(1 + \frac{\xi}{2h} \right).$$

Với $\xi \leq 0,1h$ ta thường bỏ qua số hạng $\frac{\xi}{2h} \leq 5\%$

nên:
$$c = \sqrt{gh}^{(*)}$$

Với dòng chảy ở trạng thái phân giới $h = h_k$ thì:

$$c_k = \sqrt{gh_k} \quad (9-25)$$

(*) Ngoài cách lập luận đã trình bày, còn có thể tìm ra công thức trên bằng các đường lối khác, ví dụ bằng cách giải hệ phương trình vi phân liên tục và động lực của dòng không ổn định (xem §11-10).

So sánh (9-24) và (9-25) ta có:

$$v_k = c_k$$

Vậy:

Trong dòng phân giới $h = h_k$, $v = v_k = c_k$.

Trong dòng chảy êm $h > h_k$, $v < v_k = c_k < c$.

Trong dòng chảy xiết $h < h_k$, $v > v_k = c_k > c$.

Như vậy, với một sóng nhiễu loạn trên dòng nước, nếu là dòng chảy êm thì sóng nhiễu loạn đó có thể truyền mãi lên thượng lưu, nhưng nếu là dòng chảy xiết thì sóng ấy không thể truyền lên thượng lưu được; còn nếu dòng chảy ở trạng thái phân giới thì mặt trước của sóng không di chuyển ($c_k - v_k = 0$) và hình thành sóng đứng: sóng đứng này được gọi là nước nhảy. Hiện tượng này sẽ xét kỹ ở chương XIII. Các kết luận trên hoàn toàn phù hợp với nhận xét ở phần trước.

Tóm lại, để phân biệt các trạng thái chảy, có thể dùng một trong các tiêu chuẩn ghi ở bảng tóm tắt sau đây (bảng 9-1).

Bảng 9-1. Tiêu chuẩn phân biệt trạng thái chảy

Trạng thái chảy	Phân biệt theo			
	Độ sâu h	Lưu tốc v	$\frac{\partial \vartheta}{\partial h}$	Số Fr
Êm	$> h_k$	$< c$	> 0	< 1
Phân giới	$= h_k$	$= c$	$= 0$	$= 1$
Xiết	$< h_k$	$> c$	< 0	> 1

§9-6. PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN CƠ BẢN CỦA DÒNG ỔN ĐỊNH THAY ĐỔI DẦN, KHÔNG CÓ ÁP

Xét một dòng chảy thay đổi dần, ổn định không có áp (hình 9-19) và tìm quy luật thay đổi của cao trình mặt nước, độ sâu dòng chảy dọc theo lòng kênh.

Chọn hệ toạ độ vuông góc lOz như hình vẽ.

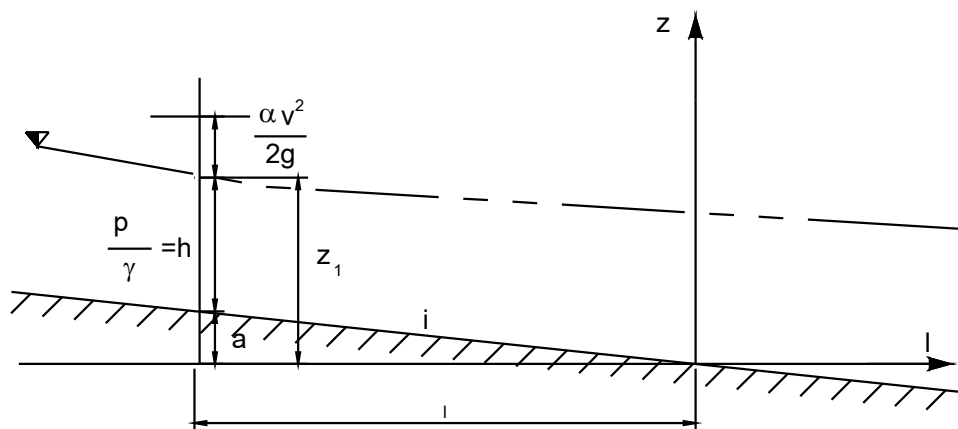
Năng lượng đơn vị của dòng chảy tại một mặt cắt bất kỳ là:

$$E = \left(z + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g} \right) \quad (1)$$

Ta có:
$$\frac{dE}{dl} = \frac{d}{dl} \left(z + \frac{p_a}{\gamma} + \frac{\alpha v^2}{2g} \right) = -J \quad (9-26)$$

Từ phương trình này, xem $\frac{p_a}{\gamma} = \text{const}$, ta viết ra ba dạng dưới đây:

Dạng 1:
$$-\frac{dz}{dl} = \frac{d}{dl} \left(\frac{\alpha v^2}{2g} \right) + J \quad (9-27)$$



Hình 9-19

Đây là phương trình biểu diễn sự thay đổi cao trình đường mặt nước trong dòng ổn định thay đổi dần không có áp dọc theo dòng chảy. Dạng phương trình này thường dùng để nghiên cứu dòng chảy trong sông thiên nhiên mà ta sẽ nghiên cứu ở chương X.

Dạng 2: Thay $E = \vartheta + a$ vào (9-26), ta có:

$$\frac{d\vartheta}{dl} + \frac{da}{dl} = -J$$

ở đây $\frac{da}{dl} = -i$, nên ta có:

$$\frac{d\vartheta}{dl} = i - J. \quad (9-28)$$

Đây chính là phương trình (9-4) đã xét ở §9-1.

Dạng 3: Vì $\vartheta = \vartheta(h, l)$ và $h = h(l)$ nên ta có:

$$\frac{d\vartheta}{dl} = \frac{\partial \vartheta}{\partial l} + \frac{\partial \vartheta}{\partial h} \frac{dh}{dl} \quad (a)$$

Với một lưu lượng Q cho trước, các đại lượng $\frac{d\vartheta}{dl}$ tính được bằng công thức (9-28) và $\frac{\partial \vartheta}{\partial h}$ tính bằng công thức (9-21). Còn đại lượng $\frac{\partial \vartheta}{\partial l}$ tính được như sau:

$$\frac{\partial \vartheta}{\partial l} = \frac{\partial}{\partial l} \left(h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} \right) = -\frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \frac{\partial \omega}{\partial l} \quad (b)$$

Một cách gần đúng, xem quy luật tổn thất của dòng chảy thay đổi dần cũng như dòng đều, đại lượng J được tính theo công thức Sêdi:

$$J = \frac{Q^2}{K^2} \quad (c)$$

Thay các đại lượng đó vào biểu thức (a), ta có phương trình:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2} + \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \frac{\partial \omega}{\partial l}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} B} \quad (9-29)$$

Phương trình này cho quy luật biến đổi của độ sâu dọc theo dòng chảy.

Biến đổi (9-29) về một dạng khác:

$$\frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \frac{\partial \omega}{\partial l} = \frac{\alpha Q^2}{g\omega^3} \frac{C^2 R}{C^2 R} \frac{\partial \omega}{\partial l} = \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R} \frac{\alpha C^2 R}{g\omega} \frac{\partial \omega}{\partial l} = \frac{Q^2}{K^2} \frac{\alpha C^2}{g\chi} \frac{\partial \omega}{\partial l}$$

Thay vào (9-29), ta được:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2} \left(1 - \frac{\alpha C^2}{g\chi} \frac{\partial \omega}{\partial l} \right)}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{B}{\omega^3}} \quad (9-30)$$

Phương trình (9-29) hoặc (9-30) là tổng quát, đúng cho mọi loại kênh. Với kênh lững trệ thì $\omega = \omega(h)$ nên $\frac{\partial \vartheta}{\partial l} = 0$ và phương trình trên trở thành:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{B}{\omega^3}} = \frac{i - J}{i - Fr} \quad (9-31)$$

Giải các phương trình trên sẽ tìm được quy luật biến đổi của h theo l .

A - TÍNH KÊNH LĂNG TRỤ

Tính kênh lăng trụ thường dùng hai dạng phương trình vi phân cơ bản (9-28) và (9-31) để xét.

Trước hết xét mặt định tính, nghĩa là tìm dạng các đường mặt nước có thể có ở trong kênh.

§9-7. CÁC DẠNG ĐƯỜNG MẶT NƯỚC TRONG KÊNH

Hai công thức cơ bản (9-28) hoặc (9-31) đều có thể dùng để xác định dạng đường mặt nước trong kênh lăng trụ, ở đây lấy công thức (9-31) để phân tích.

1. Khái niệm chung

- Nếu đường mặt nước có độ sâu tăng dần dọc theo dòng chảy $\left(\frac{dh}{dl} > 0\right)$ thì gọi là đường nước dâng (hình 9-1).

- Nếu đường mặt nước có độ sâu giảm dần dọc theo dòng chảy $\left(\frac{dh}{dl} < 0\right)$ thì gọi là đường nước hạ (hình 9-2).

Còn dòng chảy đều có độ sâu không đổi $\left(\frac{dh}{dl} = 0\right)$ đã xét kỹ ở chương VIII.

Vậy để xét dạng đường mặt nước, cần tìm chiều biến thiên của h theo l .

Muốn thế, từ (9-31):

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - J}{1 - Fr}$$

ta thấy rằng chỉ cần xét dấu của tử và mẫu số của phân bên phải.

$$\text{Gọi } A = i - J = i - \frac{Q^2}{K^2}, \quad (1)$$

$$\text{và } B = 1 - Fr, \quad (2)$$

thì (9-31) viết được là:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B}.$$

Dấu của $A = i - J$ quan hệ tới độ sâu dòng chảy đều h_0 và độ sâu dòng chảy không đều ta đang xét h (trong chương này dùng chỉ số “0” để chỉ các đặc trưng thuộc các dòng chảy đều. Thí dụ $h_0, \omega_0, K_0...$ là độ sâu, diện tích mặt cắt, đặc tính lưu lượng... của dòng chảy đều trong kênh đang xét, còn gọi $h, \omega, K...$ là của dòng chảy không đều). Khi $h = h_0$ thì $i = J$ nên $A = 0$, khi $h > h_0$ thì $i > J$ nên $A > 0$, còn khi $h < h_0$ thì $i < J$ nên $A < 0$.

Dấu của $B = 1 - Fr$ quan hệ tới độ sâu phân giới h_k và độ sâu dòng chảy không đều h .

Khi $h = h_k, Fr = 1$ nên $B = 0$,

Khi $h > h_k, Fr < 1$ nên $B > 0$,

Khi $h < h_k, Fr > 1$ nên $B < 0$.

Như vậy, dạng đường mặt nước dòng chảy không đều phụ thuộc vào quan hệ giữa ba độ sâu: độ sâu dòng chảy đều h_0 , độ sâu phân giới h_k và độ sâu dòng chảy không đều đang xét h .

Để tiện nghiên cứu, thường kẻ hai đường song song với đáy kênh (hình 9-20).

Đường (N-N) ứng với độ sâu dòng chảy đều h_0 . Đường (K-K) ứng với độ sâu phân giới h_k . Hai đường này chia phần không gian trên đáy kênh ra ba khu: Phần trên cùng gọi là khu a, phần giữa gọi là khu b, phần dưới gọi là khu c.

Đường mặt nước trong mỗi khu sẽ có hình dạng và tính chất riêng. Tất cả có 12 loại, ta sẽ lần lượt xét dưới đây.

2. Cách xác định các dạng đường mặt nước

a) Kênh dốc thuận: $i > 0$

Theo (8-5) ta có: $Q = K_0 \sqrt{i}$ (3)

Thay (3) vào (1) ta được:

$$A = i - \frac{K_0^2 i}{K^2} = i \left(1 - \frac{K_0^2}{K^2} \right) \quad (4)$$

Căn cứ vào (2) và (4), ta phân tích cho ba trường hợp cụ thể sau:

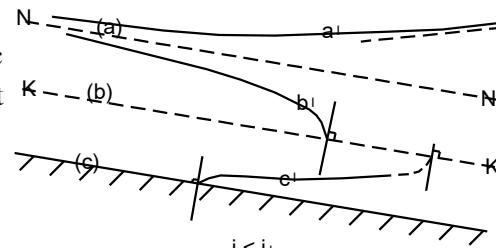
Trường hợp 1:

Lúc $i < i_k$ (nghĩa là $h_0 > h_k$), ta có vị trí các đường (N - N), (K - K) như hình (9-20). Lần lượt xét các dạng đường mặt nước trong các khu a, b, c.

Trong khu a: $h > h_0 > h_k$

Vì $h > h_0$ nên $A > 0$,

$h > h_k$ nên $B > 0$.



Hình 9-20

Vậy: $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} > 0$.

Ta có đường nước dâng gọi là đường a_1 .

Đường a_1 có bề lõm quay lên trên (hình 9-20).

Xét giới hạn của đường a_1 khi $h \rightarrow \infty$ và $h \rightarrow h_0$.

Lúc $h \rightarrow \infty$ thì $K \rightarrow \infty$ nên $A \rightarrow i$, còn $Fr \rightarrow 0$ nên $B \rightarrow 1$.

Vậy $\frac{dh}{dl} \rightarrow i$.

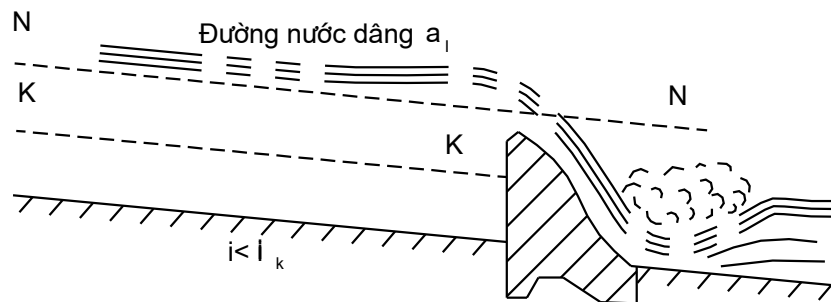
Đường mặt nước tiến tới đường nằm ngang.

Lúc $h \rightarrow h_0$ ($h_0 > h_k$) thì $K \rightarrow K_0$ nên $A \rightarrow 0$, còn Fr vẫn bé hơn 1 nên $B > 0$.

Vậy $\frac{dh}{dl} \rightarrow 0$,

đường mặt nước tiến tới đường mặt nước dòng chảy đều, hay nói một cách khác dòng chảy không đều nhận đường mặt nước của dòng chảy đều (N-N) làm tiệm cận.

Đường a_1 thường thấy khi trong kênh có dòng chảy êm ($h_0 > h_k$) mà trên đó có vật chướng ngại như đập tràn chẳng hạn (hình 9-21).



Hình 9-21

Trong khu b: $h_0 > h > h_k$

Vì $h < h_0$ nên $A < 0$,

$h > h_k$ nên $B > 0$.

Vậy $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} < 0$

Trong trường hợp này sẽ xuất hiện đường nước hạ và gọi là đường b_1 có bề lõm quay xuống dưới (hình 9-20).

Lúc $h \rightarrow h_0$ ta có $A \rightarrow 0$, trong khi đó $B > 0$ (vì $h = h_0 > h_k$).

$$\text{Vậy } \frac{dh}{dl} \rightarrow 0,$$

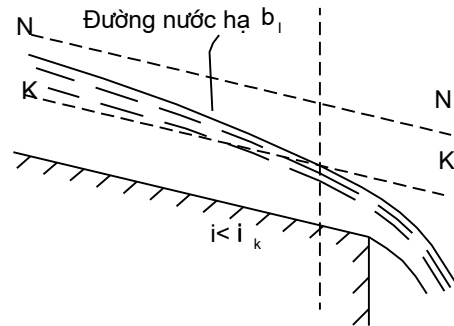
đường mặt nước tiến tới đường mặt nước dòng chảy đều.

Lúc $h \rightarrow h_k < h_0$ ta có $A < 0$, còn $Fr \rightarrow 1$ nhưng vẫn bé hơn 1, nên $B \rightarrow 0$ vẫn lớn hơn 0, ký hiệu $B = 0 + \varepsilon > 0$.

$$\text{Vậy } \frac{dh}{dl} \rightarrow -\infty,$$

nghĩa là đường mặt nước gặp đường (K-K) sẽ có tiếp tuyến thẳng góc với đường ấy.

Đường b_1 thường thấy khi trong kênh có dòng chảy êm mà ở phía cuối có bậc thẳng đứng hay dốc nước (hình 9-22). Gân chỗ đó trúc có độ sâu h_k .



Hình 9-22

Trong khu c: $h_0 > h_k > h$

Vì $h_0 > h$ nên $A < 0$,

$h_k > h$ nên $B < 0$.

$$\text{Vậy } \frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} > 0.$$

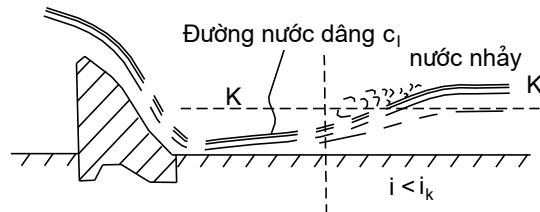
Ở đây sẽ có đường nước dâng và gọi là đường c_1 . Đường c_1 có bề lõm quay lên trên (hình 9-20).

Lúc $h \rightarrow h_k < h_0$ thì $A < 0$; còn $Fr \rightarrow 1$ nhưng lớn hơn 1, nên $B \rightarrow 0$ và bé hơn 0, ký hiệu $B = 0 - \varepsilon < 0$.

$$\text{Vậy } \frac{dh}{dl} \rightarrow +\infty.$$

Đường mặt nước có tiếp tuyến thẳng góc với đường (K-K) tại chỗ gặp đường ấy; trong thực tế đường mặt nước không tới đường (K-K) được, mà chỉ gần tới đó thì mất liên tục bởi hiện tượng nước nhảy (sẽ nói kỹ ở chương XIII). Do đó, trong hình (9-20) đoạn gần đường (K-K) vẽ bằng đường đứt đoạn.

Đường c_1 thường thấy khi một dòng chảy xiết đi vào một đoạn kênh có $i < i_k$, như dòng chảy sau đập tràn (hình 9-23).



Hình 9-23

Trường hợp 2:

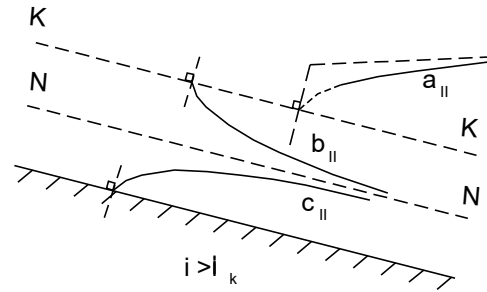
Lúc $i > i_k$ (nghĩa là $h_0 < h_k$)

Vị trí đường (N-N) và (K-K) như trên hình (9-24). Ta lần lượt xét cho các khu a, b, c.

Trong khu a: $h > h_k > h_0$

Theo cách phân tích như phần trên ta được:

$$\frac{dh}{dl} > 0.$$



Hình 9-24

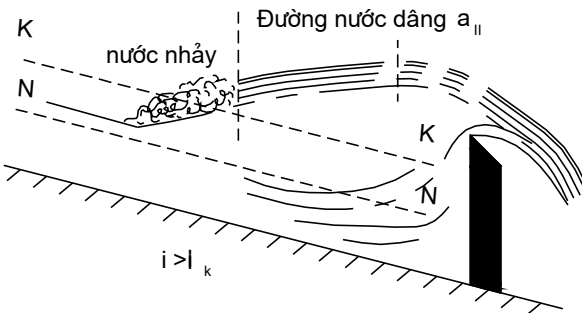
Đây là đường nước dâng và gọi là đường a_{II} . Đường a_{II} có bề lõm quay xuống dưới (hình 9-24).

Lúc $h \rightarrow \infty$, đường a_{II} tiến tới đường nằm ngang.

Lúc $h \rightarrow h_k$, đường a_{II} có tiếp tuyến K thẳng góc với đường (K-K).

Thực tế đường a_{II} không cắt đường (K-K) vì lúc tới gần đường (K-K) thì mất liên tục bởi hiện tượng nước nhảy (xem chương XIII).

Đường a_{II} có thể xảy ra trước một vật chắn, ví dụ trước đập tràn ở trong kênh có $i > i_k$ (hình 9-25).



Hình 9-25

Trong khu b: $h_k > h > h_0$

Phân tích như trên ta được: $\frac{dh}{dl} < 0$.

Trong kênh sẽ có đường nước hạ và gọi là đường b_{II} . Đường b_{II} có bề lõm quay lên trên (hình 9-24). Lúc $h \rightarrow h_k$, đường b_{II} gặp đường (K-K), tại đó có tiếp tuyến thẳng góc với đường (K-K).

Lúc $h \rightarrow h_0$, đường b_{II} tiến tới dòng chảy đều.

Đường b_{II} thường gặp lúc kênh thay đổi độ dốc từ $i_1 < i_k$ sang $i_2 > i_k$ (hình 9-26).

Trong khu c: $h_k > h_0 > h$.

Phân tích như trước đây được: $\frac{dh}{dl} > 0$.

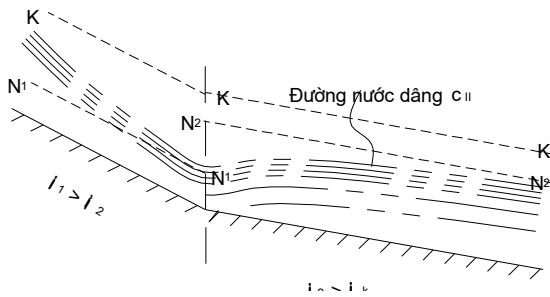
Đó là đường nước dâng có bề lõm quay xuống dưới và gọi là đường c_{II} (hình 9-24).

Lúc $h \rightarrow h_0$, đường c_{II} tiến tới đường (N-N).

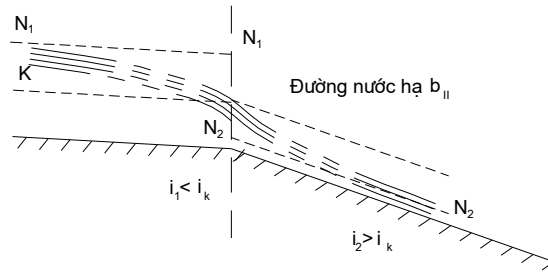
Đường c_{II} thường gặp lúc kênh thay đổi độ dốc từ i_1 sang i_2 với $i_1 > i_2 > i_k$ (hình 9-27).

Trường hợp 3:

Lúc $i = i_k$ (nghĩa là $h_0 = h_k$) đường (N-N) và đường (K-K) trùng nhau nên chỉ còn hai khu là a và c (hình 9-28).



Hình 9-27



Hình 9-26

Trong khu a: $h > h_0 = h_k$.

Phân tích như trên ta được:

$$\frac{dh}{dl} > 0.$$

Ta có đường nước dâng a_{III} (hình 9-28).

Lúc $h \rightarrow \infty$ thì $\frac{dh}{dl} \rightarrow i$ đường a_{III}

tiến tới đường nằm ngang.

Lúc $h \rightarrow h_k = h_0$ thì A và B đều tiến dần tới 0.

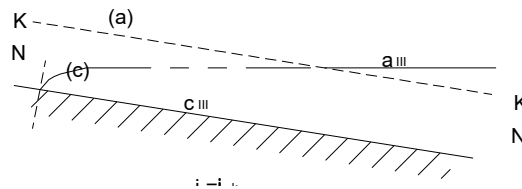
$$\text{Vậy } \left(\frac{dh}{dl} \right)_{h \rightarrow h_k = h_0} = \frac{0}{0} \text{ là dạng}$$

vô định.

Cần khử dạng vô định này để tìm giá trị của $\frac{dh}{dl}$.

Phương trình (9-31) được viết lại dưới dạng:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{\omega^2 C^2 R}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} \frac{B}{\omega^3}} \quad (9-32)$$



Hình 9-28

Khi $i = i_k$, thay giá trị Q ở tử số bằng biểu thức $Q = \omega_k C_k \sqrt{R_k i_k}$ và giá trị $\frac{\alpha Q^2}{g}$ ở mẫu số bằng $\frac{\omega_k^3}{B_k}$, ta có:

$$\frac{dh}{dl} = i_k \frac{1 - \frac{\omega_k^3 \chi}{\chi_k \omega^3}}{1 - \frac{\omega_k^3 B}{B_k \omega^3}} \quad (9-33)$$

Hệ số Sedi đối với lòng dẫn có độ nhám đồng nhất thay đổi rất ít khi tăng hay giảm độ sâu h , do đó trong phương trình (9-33) đã lấy gần đúng $C_k \approx C$.

Kênh rộng, $\chi \approx B$. Vì vậy, khi $h \rightarrow h_k = h_0$ thì $\frac{dh}{dl} \rightarrow i_k$. Đường a_{III} tiến tới vị trí nằm ngang.

Cách tìm giới hạn trên là có điều kiện như đã trình bày trong khi chứng minh. Trong kênh dẫn có mặt cắt bất kỳ, giới hạn của $\frac{dh}{dl}$ khi $h \rightarrow h_0 = h_k$, bằng những tính toán chính xác hơn, nằm trong khoảng $(0,7 \div 1,097) i_k$ khi mái dốc $m \leq 4$. Điều đó có nghĩa là, khi $h \rightarrow h_0 = h_k$, đường tiệm cận không hoàn toàn nằm ngang.

Đường a_{III} có giới hạn đầu và cuối là các đường nằm ngang và chính bản thân đường a_{III} có độ cong rất bé nên trong thực tế đường a_{III} được xem là một đường nằm ngang (hình 9-28).

Có thể quan sát thấy đường a_{III} ở đoạn cuối kênh có $i = i_k$ khi trên kênh có vật chắn hoặc khi kênh nối vào một hồ chứa (hình 9-29).

Trong khu c: $h < h_k = h_0$.

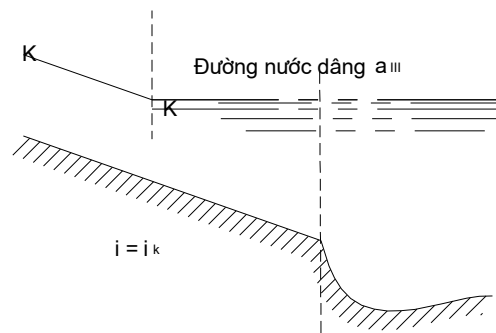
Phân tích như trên ta được:

$$\frac{dh}{dl} > 0$$

Đó là đường nước dâng c_{III} (hình 9-28).

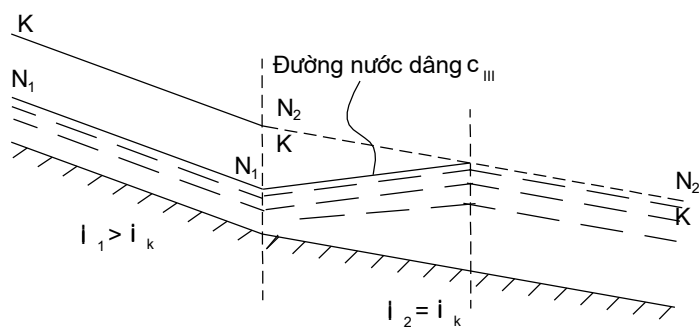
Lúc $h \rightarrow h_k$ ta có $\frac{dh}{dl} \rightarrow i_k$ (xem cách

lập luận cho đường a_{III}) nên cũng như đường a_{III} , thực tế có thể xem đường c_{III} là một đường nằm ngang.



Hình 9-29

Đường c_{III} thường gặp lúc kênh thay đổi độ dốc từ $i_1 > i_k$ sang $i_2 = i_k$, (hình 9-30).



Hình 9-30

Trên đây là 8 loại đường mặt nước lúc $i > 0$ và cũng là 8 loại đường quan trọng nhất, cần phải nhớ kỹ.

b) Kênh đáy bằng: $i = 0$

Lúc $i = 0$, vì không có chảy đều nên không có h_0 , chỉ còn lại hai khu b và c (hình 9-31). Nhớ rằng chảy đều chỉ có thể có được lúc dòng chảy dưới tác dụng của trọng lực, nghĩa là cần có $i > 0$. Do đó, lúc $i = 0$ hay $i < 0$ thì dòng chảy chảy được là do một nguyên nhân khác, chứ không phải do tác dụng của trọng lực.

Vì $A = i - \frac{Q^2}{K^2}$ mà $i = 0$ nên A luôn luôn là âm ($A < 0$). Vậy biến thiên của h chỉ còn phụ thuộc vào dấu của $B = 1 - Fr$. Ta có hai trường hợp sau:

Trong khu b: $h > h_k$ nên $B > 0$.

$$\text{Vậy } \frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} < 0.$$

Đường mặt nước là đường nước hạ b_0 .

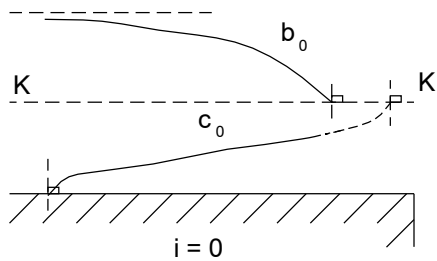
Lúc $h \rightarrow \infty$ thì $\frac{dh}{dl} \rightarrow 0$, đường b_0 tiến tới đường nằm ngang.

Còn lúc $h \rightarrow h_k$ thì $\frac{dh}{dl} \rightarrow -\infty$, đường mặt nước có tiếp tuyến tại (K-K) thẳng góc với đường (K-K). Đường b_0 có dạng giống đường b_1 (hình 9-31).

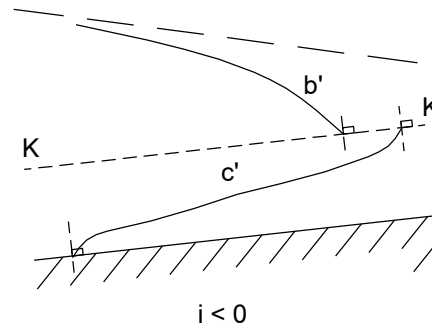
Trong khu c: $h < h_k$ nên $B < 0$.

$$\text{Vậy } \frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} > 0,$$

đường mặt nước là đường nước dâng c_0 .



Hình 9-31



Hình 9-32

Lúc $h \rightarrow h_k$ thì $\frac{dh}{dl} \rightarrow +\infty$, nhưng cũng như đường c_1 , đường c_0 mất liên tục khi tới gần đường (K-K) do nước nhảy.

Đường c_0 giống đường c_1 (hình 9-31).

c) Kênh dốc nghịch: $i < 0$

Cũng như lúc $i = 0$, ở đây không có độ sâu chảy đều, do đó cũng chỉ có hai khu b và c (hình 9-32).

Vì $A = i - \frac{Q^2}{K^2}$ luôn luôn âm nên $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B}$ luôn luôn ngược dấu với dấu của mẫu số B.

Ta có hai trường hợp:

Trong khu b: $h > h_k$ nên $B > 0$.

Vậy $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} < 0$. Đường mặt nước là đường nước hạ b' .

Đường b' có dạng giống như đường b_0 và b_1 (hình 9-32).

Trong khu c: $h < h_k$ nên $B < 0$.

Vậy $\frac{dh}{dl} = \frac{A}{B} > 0$, đường mặt nước là đường nước dâng c' .

Đường c' có dạng giống như đường c_0 và c_1 (hình 9-32).

Trên đây là tất cả các loại đường mặt nước có thể có trong kênh lắng trụ lúc chảy không đều.

Có thể tóm tắt trong bảng sau (bảng 9-2).

Bảng 9-2. Bảng tóm tắt các loại đường mặt nước trong kênh lãng trụ

i		Loại đường mặt nước		
		Ở khu a	Ở khu b	Ở khu c
i > 0	$i < i_k$	a_I	b_I	c_I
	$i > i_k$	a_{II}	b_{II}	c_{II}
	$i = i_k$	a_{III}	không có	c_{III}
i = 0		không có	b_0	c_0
i < 0		không có	b'	c'

Trong 12 loại đường này, 6 đường $a_I, b_I, c_I, a_{II}, b_{II}, c_{II}$ là cơ bản nhất, 6 đường còn lại có thể suy từ 6 đường kia.

Đường a_{III} và c_{III} là trung gian của đường a_I, a_{II} , và c_I, c_{II} . Đường b_0 và b' giống như đường b_I .

Đường c_0 và c' giống như đường c_I .

Hình (9-20), (9-24), (9-28), (9-31) và (9-32) cho ta hình dạng tất cả các loại đường mặt nước có thể có trong kênh lãng trụ.

Qua 5 hình đó, ta có thể rút ra mấy nhận xét sau:

1. Ở khu a và c chỉ có thể là đường nước dâng.
2. Ở khu b chỉ có thể là đường nước hạ.
3. Đường mặt nước chỉ tiến tới (tiệm cận với) đường (N-N) hoặc đường nằm ngang chứ không bao giờ tiệm cận với đường (K-K).
4. Đường mặt nước có xu thế cắt đường (K-K) chứ không bao giờ có xu thế cắt đường (N-N).

Khi qua đường (K-K) thì đường mặt nước mất liên tục hoặc đổ trúc.

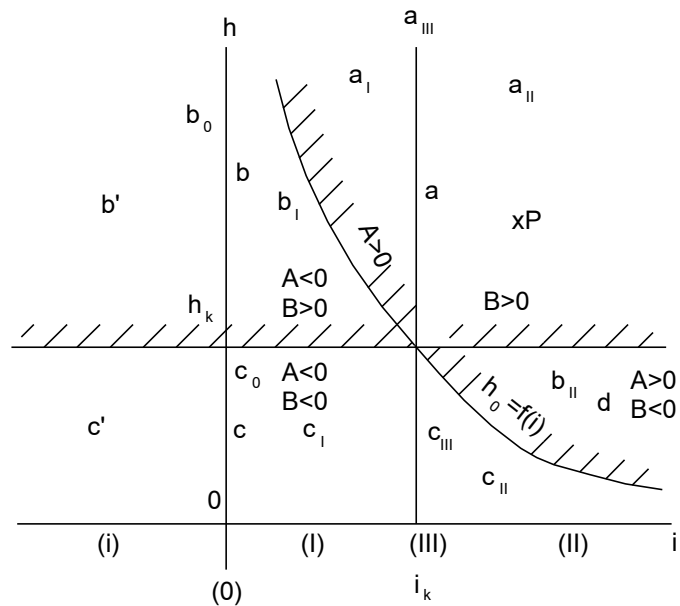
Ta có thể tóm tắt việc nghiên cứu 12 loại đường mặt nước nói trên bằng cách nghiên cứu trên đồ thị (hình 9-33):

a) Ta dùng lại đồ thị hình 9-15, trên đó chú ý đến hai đường: đường cong $h_0 = f(i)$ và đường $h = h_k$ đều vẽ cho kênh lãng trụ có mặt cắt ngang cho trước và ứng với một lưu lượng Q cho trước.

Tóm tắt việc phân tích dấu của tử số $A = i - J$ và mẫu số $B = 1 - Fr$, viết trong công thức:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - J}{1 - Fr} = \frac{A}{B}$$

mà ta đã làm ở điểm 1 trong §9-7, ta có thể nói (hình 9-33):



Hình 9-33. Đồ thị tóm tắt các loại đường mặt nước trong kênh lắng trụ

- Với h ở cao hơn đường $h_0 = f(i)$ thì tử số A dương và ngược lại với h ở thấp hơn đường $h_0 = f(i)$ thì tử số A âm.

- Với h ở cao hơn đường $h = h_k$ thì mẫu số B dương và ngược lại với h ở thấp hơn đường $h = h_k$ thì mẫu số B âm.

Do đó: hai đường $h_0 = f(i)$ và $h = h_k$ đã chia đồ thị làm ba khu

khu a: nước dâng chảy êm $\left(\frac{A}{B} > 0, \text{ ở trên đường } h = h_k \right)$

khu c: nước dâng chảy xiết $\left(\frac{A}{B} > 0, \text{ ở dưới đường } h = h_k \right)$

khu b: nước hạ chảy êm $\left(\frac{A}{B} < 0, \text{ ở trên đường } h = h_k \right)$

và nước hạ chảy xiết $\left(\frac{A}{B} < 0, \text{ ở dưới đường } h = h_k \right)$.

b) Kẻ đường thẳng đứng $i = i_k$; hai đường thẳng đứng $i = 0$ và $i = i_k$ chia mặt phẳng đồ thị thành năm miền là: $i < 0$; $i = 0$; $0 < i < i_k$; $i = i_k$; $i > i_k$ mà ta ký hiệu một cách tương ứng như đã làm ở trên, bởi: ; 0; I; III; II.

c) Kết hợp các khu a, b, c với các ký hiệu vừa nói trên, ta có đủ 12 đường mặt nước trên đồ thị này.

d) Nếu biết tọa độ của một điểm (h, i) trên đồ thị này, sẽ xác định được tên đường mặt nước tương ứng. Ví dụ biết điểm P ($i > i_k, h > h_k > h_0$), ta biết ngay được đường mặt nước tương ứng là đường nước dâng a_{II} .

Chú thích: Đồ thị này có thể dùng để nghiên cứu hình dạng nối tiếp đường mặt nước khi độ dốc kênh thay đổi.

Ở trên ta đã phân tích tỷ mỉ các dạng đường mặt nước bằng phương trình (9-31) tức là nghiên cứu quy luật thay đổi của độ sâu h dọc theo dòng chảy. Tuy vậy, một vấn đề được đặt ra là cao trình đường mặt nước thay đổi như thế nào và các dạng đường mặt nước đã được phân tích đúng trong trường hợp nào của dạng đường mặt nước lý thuyết.

Có thể thấy rằng cao trình mặt nước z và độ sâu dòng chảy h liên hệ với nhau theo biểu thức:

$$dh = dz + idl. \quad (1)$$

Thay biểu thức (1) vào phương trình (9-31), ta có

$$\frac{dz}{dl} = i \frac{Fr - \frac{J}{i}}{1 - Fr} \quad (2)$$

Rõ ràng là đường mặt nước có tiếp tuyến nằm ngang khi

$$Fr = \frac{J}{i},$$

$$\text{hay } i = \frac{J}{Fr} = \frac{g}{\alpha} \frac{\chi}{C^2 B} \quad (3)$$

Độ sâu h thỏa mãn biểu thức (3) gọi là độ sâu tới hạn h_t tương ứng với nó sẽ có độ dốc tới hạn i_t tính theo (3). Độ sâu tới hạn h_t là một hàm số của độ dốc i , độ nhám n và hình dạng mặt cắt ngang λ_{hd} và không phụ thuộc lưu lượng Q . Tùy thuộc vào hình dạng mặt cắt ngang λ_{hd} mà quan hệ $\frac{g}{\alpha} \frac{\chi}{C^2 B} \sim h$ có dạng hypebôn hay parabol.

Phân tích phương trình (2), có thể thấy rằng trong kênh đáy bằng ($i = 0$) hay dốc nghịch ($i < 0$) không tồn tại độ sâu tới hạn h_t , các dạng đường mặt nước phân tích theo (2) cũng giống như phân tích theo (9-31).

Trường hợp kênh dốc thuận ($i > 0$) đường mặt nước có những điểm khác nhau với các phân tích trên đây.

$$\text{Đặt } F(h) = Fr - \frac{J}{i}$$

Khi $F(h)$ vô nghiệm, độ sâu h_i không tồn tại và $i < i_c$. Lúc đó sự thay đổi cao trình đường mặt nước phụ thuộc vào quan hệ giữa h và h_k . Ví dụ, khi $i < i_k$ với dòng chảy êm, $h > h_k$, cao trình đường a_1, b_1 luôn luôn thấp dần theo chiều dòng chảy. Với dòng chảy xiết, cao trình đường c_1 luôn luôn tăng theo dòng chảy. Điều đó giống hoàn toàn các phân tích trên đây.

Khi $i \geq i_c$, hàm $F(h)$ có một nghiệm kép hay hai nghiệm riêng biệt. Trong những điều kiện đó, dáng điệu đường mặt nước không phải lúc nào cũng giống như các trường hợp đã có, trừ các dạng đường mặt nước ở khu b (b_1, b_{II}). Độc giả có thể tìm hiểu sâu thêm vấn đề này trong báo cáo của Nguyễn Cảnh Cẩm ở Hội nghị Khoa học lần thứ 6 của Trường Đại học Thủy lợi, Hà Nội (5 - 1982) hay ở giáo trình Thủy lực dòng hở xuất bản năm 1998 cũng của cùng tác giả.

§9.8. CÁCH TÍNH VÀ VẼ ĐƯỜNG MẶT NƯỚC TRONG KÊNH

Trên đây ta mới xác định đường mặt nước về mặt định tính, nghĩa là chỉ xác định được tính chất và dạng của các loại đường, còn chưa tính toán cụ thể. Ở tiết này sẽ giải quyết vấn đề đó.

Muốn thế phải giải các phương trình vi phân cơ bản (9-28) hoặc (9-31). Đó là phương trình vi phân cấp một, một ẩn. Ta có thể giải và tìm được nghiệm dưới dạng $h = h(l)$ nếu biết một điều kiện biên, chẳng hạn biết độ sâu tại một mặt cắt nào đó. Nhưng về phương diện toán học, tìm nghiệm đúng của các phương trình vi phân trên rất khó và nói chung là không giải được. Do đó người ta thường phải giải bằng cách gần đúng hoặc bằng phương pháp cộng trực tiếp hoặc bằng cách biến đổi cho đơn giản rồi mới tích phân các phương trình trên.

Có rất nhiều các phương pháp giải các phương trình trên do nhiều nhà khoa học đề ra, ở đây chỉ giới thiệu một vài phương pháp tương đối giản đơn nhất.

1. Phương pháp cộng trực tiếp

Thường dùng phương trình (9-28): $\frac{d\vartheta}{dl} = i - J$ để giải (*).

Chuyển phương trình vi phân trên thành phương trình sai phân:

$$\frac{\Delta \vartheta}{\Delta l} = i - \bar{J} \quad (9-34)$$

$$\text{hay} \quad \Delta l = \frac{\Delta \vartheta}{i - \bar{J}} \quad (9-35)$$

\bar{J} là độ dốc thủy lực trung bình của đoạn Δl .

(*) Cũng có thể giải phương trình (9-31) bằng phương pháp cộng trực tiếp sau khi có biến đổi chút ít; nhưng tương đối rườm rà nên không giới thiệu ở đây. Có thể xem ở “Thủy lực học chuyên môn” của M. Đ. Trécôuxốp (1962); ở “Thủy lực học” của I. I. Agorótskin (1964); ở “Thủy lực học” của A. I. Bôgômôlốp - K. A. Mikhailốp (1965) v.v...

Chia kênh ra nhiều đoạn nhỏ rồi theo (9-35) tính cho từng đoạn một xong cộng lại sẽ có kết quả cho toàn thể đoạn kênh (hình 9-34).

$$l = \sum_{i=1}^n \Delta l_i = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \vartheta_i}{i - J_i} \quad (9-36)$$

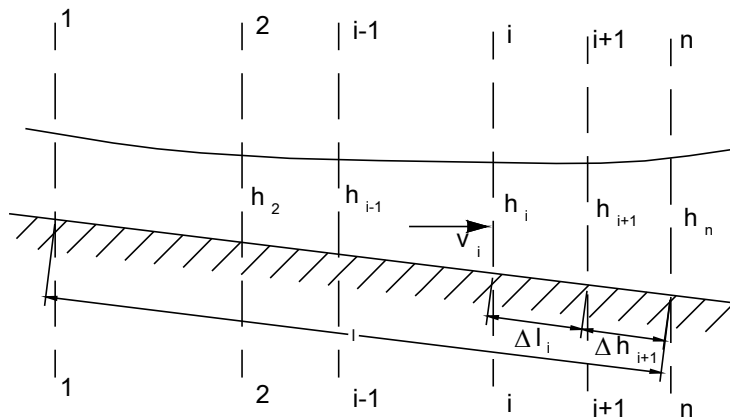
$$\text{Ở đây } \Delta \vartheta_i = \vartheta_{i+1} - \vartheta_i = \left(h_{i+1} + \frac{\alpha v_{i+1}^2}{2g} \right) - \left(h_i + \frac{\alpha v_i^2}{2g} \right) \quad (9-37)$$

Ký hiệu i chỉ mặt cắt thượng lưu đoạn thứ i

Ký hiệu $i + 1$ chỉ mặt cắt hạ lưu đoạn thứ i

Còn \bar{J} tính gần đúng theo công thức dòng đều.

$$\bar{J} = \frac{Q^2}{K^2} = \frac{\bar{v}^2}{\bar{C}^2 \bar{R}} \quad (9-38)$$



Hình 9-34

Ở đây các trị số trung bình \bar{v} , \bar{C} , \bar{R} tính theo:

$$\bar{h} = \frac{h_{i+1} + h_i}{2} \quad (9-38')$$

$$\text{hay là } \left. \begin{aligned} \bar{v} &= \frac{v_{i+1} + v_i}{2} \\ \bar{C} &= \frac{C_{i+1} + C_i}{2} \\ \bar{R} &= \frac{R_{i+1} + R_i}{2} \end{aligned} \right\} \quad (9-38'')$$

nghĩa là lấy độ sâu trung bình \bar{h} để tính $\bar{\omega}$, \bar{v} , \bar{R} , \bar{C} v.v... hoặc lấy trị số trung bình của ω , v , R , C , v.v... của hai mặt cắt hai đầu.

Phương pháp này tính đơn giản, nhanh, mức độ chính xác phụ thuộc vào cách chia đoạn và sự biến đổi của J . Nếu J không thay đổi nhiều lắm dọc theo dòng chảy thì kết quả khá chính xác. Ở những chỗ J thay đổi khá nhanh, ta cần chia nhiều đoạn hơn (Δl bé) để giảm bớt sai số.

2. Phương pháp tích phân gần đúng

Thường dùng phương trình (9-31) để giải ⁽¹⁾

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} \frac{B}{\omega^3}} \quad (9-31)$$

Tinh thần của phương pháp này là biến đổi và đưa vào một số giả thiết gần đúng, chuyển phương trình (9-31) về một dạng đơn giản hơn để phân tích. Có nhiều cách biến đổi khác nhau; ở đây giới thiệu cách biến đổi thường dùng nhất.

Khi $i > 0$, như đã biến đổi trước đây, ta có phương trình:

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - j \left(\frac{K_0}{K}\right)^2} \quad (9-39)$$

với j theo công thức: $j = \frac{\alpha i C^2 B}{g \chi}$. (9-40)

Khi $i = 0$, thay $Q = K_n \sqrt{i_n}$ vào (9-31) và biến đổi như trường hợp trên ta được:

$$\frac{dh}{dl} = -i_n \frac{\left(\frac{K_n}{K}\right)^2}{1 - j_n \left(\frac{K_n}{K}\right)^2}. \quad (9-41)$$

Ở đây i_n là một số dương tùy ý ($i_n > 0$), nhưng thường lấy trong phạm vi độ dốc dương thường gặp. Từ đó tính được độ sâu h_n và mô đun lưu lượng K_n .

⁽¹⁾ Cũng có thể tích phân phương trình (9-28) nhưng vì sử dụng không tiện lắm nên ở đây không trình bày. Có thể xem ở “Thủy lực học chuyên môn” của M. Đ. Trécôuxốp (1962); hay “Thủy lực học” của A. I. Bôgômôlốp – K. A. Mikhailốp (1965) v.v...

Còn j_n tính theo (9-40) với $i = i_n$.

Khi $i < 0$, thay $Q = K'_0 \sqrt{i'}$ với $i' = -i > 0$ vào (9-31) và cũng biến đổi như trường hợp $i > 0$, ta được:

$$\frac{dh}{dl} = -i' \frac{1 + \left(\frac{K'_0}{K}\right)^2}{1 - j' \left(\frac{K'_0}{K}\right)^2} \quad (9-42)$$

với j' tính theo (9-40) nhưng thay i bằng i' .

Hiện nay các phương trình (9-39), (9-41), (9-42) thường được giải theo hai phương pháp: phương pháp số mũ thủy lực x của B. A. Bakhomêchiép và phương pháp số mũ z . Dưới đây lần lượt trình bày cả hai phương pháp đó.

a) Phương pháp số mũ thủy lực x

Các phương trình trên có vẻ phải là hàm số của h , phương trình vi phân có dạng chung là:

$$\frac{dh}{dl} = F(h)$$

Vấn đề là đơn giản hóa làm sao cho $F(h)$ trở thành một hàm đơn giản của h để có thể lấy tích phân được. Muốn thế, cho j không đổi trong khi lấy tích phân và cho K quan hệ với h bằng một hàm số lũy thừa nào đó. Ta xét quan hệ này.

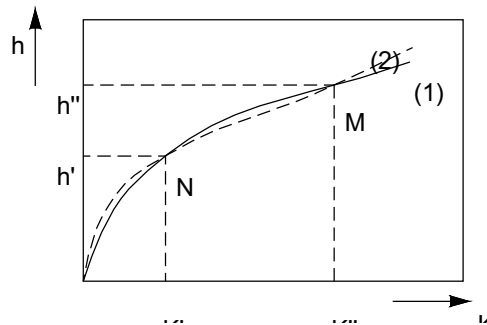
Với kênh lãng trụ, K là hàm số của h :

$$K = \omega C \sqrt{R} = K(h) \quad (1)$$

Đường biểu diễn của nó (đường nét liền ở hình 9-35) có thể gần trùng với đường biểu diễn của một hàm số lũy thừa nào đó (đường nét rời ở hình 9-35):

$$K = Ah^{\frac{x}{2}} \quad (2)$$

Vấn đề là tìm giá trị của x sao cho đường biểu diễn của (2) đi sát đường biểu diễn của (1) để có thể thay thế biểu thức (1) bằng biểu thức (2) trong khi lấy tích phân các phương trình trên.



Hình 9-35

Biểu thức (2) có hai đại lượng chưa biết là A và x, do đó cần có hai phương trình mới xác định được. Muốn thế, thường chọn hai điểm thích hợp trên đường (1), ví dụ điểm M và N có tọa độ tương ứng là (K'', h'') và (K', h'), xong xác định các đại lượng A, x sao cho đường (2) đi qua hai điểm đó. Muốn thế (K'', h'') và (K', h') phải thỏa mãn biểu thức (2) nghĩa là:

$$K'' = Ah''^{\frac{x}{2}},$$

$$K' = Ah'^{\frac{x}{2}}.$$

Giải ra ta được:

$$x = 2 \frac{\lg \frac{K''}{K'}}{\lg \frac{h''}{h'}} = 2 \frac{\lg K'' - \lg K'}{\lg h'' - \lg h'}. \quad (9-43)$$

Điểm M, N lấy như thế nào là thích hợp sẽ trình bày sau. Từ (9-43) thấy rằng giá trị của x phụ thuộc vào tọa độ của hai điểm chọn trước M, N nhưng với các mặt cắt hoàn chỉnh (không méo mó, lồi lõm v.v...) thì khi M, N thay đổi trên đường $K = \omega C \sqrt{R} = K(h)$, x thay đổi rất ít và trong tính toán thực tế có thể xem như không đổi. Do đó, trong các tính toán sau này sẽ thay quan hệ $K = \omega C \sqrt{R}$ bằng quan hệ $K = Ah^{x/2}$ với x xác định theo (9-43), (x được gọi là “số mũ thủy lực”).

Dùng số mũ thủy lực thì các phương trình (9-39), (9-41) và (9-42) sẽ được tích phân một cách dễ dàng.

Với $i > 0$ ta thấy K, K₀ bằng hàm số lũy thừa tương ứng của h, h₀:

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

và đặt $\frac{h}{h_0} = \eta$

$$\left. \begin{array}{l} \text{thì} \quad \left(\frac{K}{K_0} \right)^2 = \eta^x \\ \text{và} \quad dh = h_0 \times d\eta \end{array} \right\} \quad (1)$$

Thay (1) vào (9-39) sau khi sắp xếp lại ta được:

$$\frac{i}{h_0} dl = d\eta - (1-j) \frac{d\eta}{1-\eta^x}$$

Lấy tích phân từ mặt cắt (1-1) đến mặt cắt (2-2), trong đó j là hằng số, bằng trị số trung bình ⁽¹⁾:

$$\bar{j} = \frac{\alpha i \overline{C^2 B}}{g \overline{\chi}} \quad (9-44)$$

ta được:

$$\frac{i}{h_0} l_{1-2} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - \bar{j}) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \quad (9-45)$$

Ở đây $\varphi(\eta)$ đã được tính sẵn và lập thành bảng với giá trị khác nhau của x (phụ lục 9-3 ở cuối sách).

Giá trị x tính theo (9-43) với trị số h' , h'' thích hợp. Trong trường hợp $i > 0$ thường lấy:

$$\begin{aligned} h' &= h_0; & K' &= K_0; \\ h'' &= \bar{h}; & K'' &= \bar{K} \end{aligned}$$

\bar{h} là độ sâu trung bình trong dòng không đều ta xét.

Với $i = 0$, thay K_n , K bằng hàm số lũy thừa tương ứng của h_n , h và đặt $\xi = \frac{h}{h_n}$

ta có:

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{K}{K_n} \right)^2 &= \left(\frac{h}{h_0} \right)^x = \xi^x \\ \text{nên } n \quad \quad \quad dh &= h_n d\xi \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Thay (2) vào (9-41) và tích phân từ mặt cắt (1-1) tới mặt cắt (2-2) ta được:

$$\frac{i_n}{h_n} l_{1-2} = \bar{j}_n (\xi_2 - \xi_1) - \frac{\xi_2^{x+1} - \xi_1^{x+1}}{x+1} \quad (9-46)$$

x tính theo (9-43) với $h' = h_n$; $h'' = \bar{h}$, còn \bar{j}_n tính theo (9-44) với $i = i_n$ và C , B , χ là các giá trị trung bình:

$$\bar{j}_n = \frac{\alpha i_n \overline{C^2 B}}{g \overline{\chi}} \quad (9-47)$$

⁽¹⁾ j tính theo (9-40) là một hệ số tính tới sự thay đổi động năng dọc theo dòng chảy nên nếu dòng chảy không đều có độ sâu thay đổi nhiều thì j cũng thay đổi nhiều, do đó việc lấy j bằng trị số trung bình như (9-44) chỉ là gần đúng. Một số tác giả như M.A.Mikhailóp, IU.N. Đadencóp v.v... có xét tới sự thay đổi của j trong khi tích phân và dẫn tới một dạng phương trình khác với (9-45) một ít.

Nếu lấy $i_n = i_k$ (độ dốc phân giới) và sắp xếp lại (9-46) ta có:

$$\frac{i_k}{h_k} l_{1-2} = (\bar{j}_k - 1)(\zeta_2 - \zeta_1) - [\psi(\zeta_2) - \psi(\zeta_1)] \quad (9-46')$$

ở đây

$$\psi(\xi) = \frac{\xi^{x+1}}{x+1} - \xi + C$$

giá trị $\psi(\xi)$ cho ở phụ lục (9-4)

Chú ý đến (9-19) và (9-47) ta có:

$$\bar{j}_k = \frac{\bar{C}^2 \bar{B}}{C_k^2 B_k} \frac{\chi_k}{\bar{\chi}}$$

Khi tính sơ bộ có thể cho $\bar{j}_k \approx 1$ nên (9-46') chỉ là:

$$\frac{i_k}{h_k} l_{1-2} = -[\psi(\zeta_2) - \psi(\zeta_1)] \quad (9-46'')$$

Với $i < 0$, thay K'_0, K bằng hàm số lũy thừa tương ứng của h'_0, h và đặt $\zeta = \frac{h}{h'_0}$ thì:

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{K}{K'_0} \right)^2 &= \left(\frac{h}{h'_0} \right)^x = \zeta^x \\ \text{và} \quad dh &= h'_0 d\zeta \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Thay (3) vào (9-42), sau khi sắp xếp lại và tích phân ta được:

$$\frac{i'}{h'_0} l_{1-2} = -(\zeta_2 - \zeta_1) - (1 + \bar{j}') [\Phi(\zeta_2) - \Phi(\zeta_1)] \quad (9-48)$$

ở đây:
$$\bar{j}' = \frac{\alpha i'}{g} \frac{\bar{C}^2 \bar{B}}{\bar{\chi}} \quad (9-49)$$

$$\Phi(\zeta) = \int \frac{d\zeta}{\zeta^x + 1} + C$$

x tính theo (9-43) với $h' = h'_0; h'' = \bar{h}$.

Giá trị $\Phi(\xi)$ lấy ở phụ lục (9-5).

b) Phương pháp số mũ z

Cũng như phương pháp số mũ thủy lực x , phương pháp số mũ z nhằm biến đổi các phương trình (9-39), (9-41) và (9-42) về một dạng đơn giản hơn. Ở đây dùng phương pháp đổi biến số, từ h sang τ , τ được xác định từ quan hệ:

$$\left(\frac{K}{K_0}\right)^2 = \tau^z$$

nên
$$\tau = \left(\frac{K}{K_0}\right)^{2/z}$$

z là một hằng số tùy ý chọn, thường lấy từ $2 \div 5,5$ (N. N. Pavolópski lấy $z = 2$; I. I. Agorótskin lấy $z = 5,5$; M. Đ. Trécouxốp lấy $z = 4$ v.v...).

Còn quan hệ giữa τ và h là:

$$dh = a d\tau,$$

ở đây a là hệ số, được xác định một cách gần đúng bằng tỷ số $\frac{\Delta h}{\Delta \tau}$

$$a = \frac{dh}{d\tau} \approx \frac{\Delta h}{\Delta \tau} = \frac{h_2 - h_1}{\tau_2 - \tau_1} \quad (9-50)$$

trong đó h_2, h_1 là hai độ sâu trong đoạn đang xét, τ_2, τ_1 là hai trị số τ tương ứng với độ sâu h_2 và h_1 .

Với các biến đổi trên, việc tích phân các phương trình (9-39), (9-41) và (9-42) rất dễ dàng.

Với $i > 0$, thay

$$\tau = \left(\frac{K}{K_0}\right)^{2/z} \quad (9-51)$$

và $dh = a d\tau,$

vào (9-39); sau khi sắp xếp lại ta được:

$$\frac{i}{a} dl = d\tau - (1-j) \frac{d\tau}{1-\tau^z}$$

Tích phân từ mặt cắt (1-1) tới mặt cắt (2-1) và cũng xem j không đổi và lấy giá trị trung bình như ở phương pháp số mũ thủy lực x (xem công thức 9-44) ta được:

$$\frac{i}{a} l_{1-2} = \tau_2 - \tau_1 - (1-j) [\varphi(\tau_2) - \varphi(\tau_1)] \quad (9-52)$$

Ở đây a lấy theo (9-50), còn

$$\varphi(\tau) = \int \frac{d\tau}{1 - \tau^z} + C$$

Giá trị $\varphi(\tau)$ cũng lấy ở phụ lục (9-3).

Với $i = 0$, thay

$$\tau_n = \left(\frac{K}{K_n} \right)^{2/z} \quad (9-53)$$

và $dh = a_n d\tau_n$

vào (9-41), sau khi sắp xếp lại và tích phân ta được:

$$\frac{i_n}{a_n} l_{1-2} = \bar{j}_n (\tau_{n2} - \tau_{n1}) - \frac{\tau_{n2}^{z+1} - \tau_{n1}^{z+1}}{z+1} \quad (9-54)$$

ở đây: $a_n = \frac{h_2 - h_1}{\tau_{n2} - \tau_{n1}} \quad (9-55)$

còn \bar{j}_n tính theo (9-47).

Phương trình (9-54) thường còn để dưới dạng:

$$\frac{i_n}{a_n} l_{1-2} = (\bar{j}_n - 1)(\tau_{n2} - \tau_{n1}) - [\psi(\tau_{n2}) - \psi(\tau_{n1})] \quad (9-54')$$

$\psi(\tau_n)$ cũng lấy ở phụ lục (9-4).

Nếu lấy $i_n = i_k$, thì một cách gần đúng cho $j_k \approx 1$, (9-54') sẽ chỉ là:

$$\frac{i_k}{a_k} l_{1-2} = -[\psi(\tau_{k2}) - \psi(\tau_{k1})] \quad (9-54'')$$

Với $i < 0$, thay

$$\tau' = \left(\frac{K}{K_0} \right)^{2/z} \quad (9-56)$$

và $dh = a' d\tau'$,

vào (9-42), sau khi sắp xếp lại và tích phân, được:

$$\frac{i'}{a'} l_{1-2} = -(\tau'_2 - \tau'_1) + (1 + \bar{j}') [\Phi(\tau'_2) - \Phi(\tau'_1)] \quad (9-57)$$

ở đây: $a' = \frac{h_2 - h_1}{\tau_2 - \tau_1}$ (9-58)

\bar{j} tính theo (9-49), còn

$$\varphi(\tau') = \int \frac{d\tau'}{\tau'^z + 1} + C \text{ lấy ở phụ lục (9-5).}$$

3. Cách giải các bài toán thường gặp

Lúc tính kênh lãng trụ, thường gặp ba loại bài toán sau:

Trường hợp 1: Biết lưu lượng Q , độ sâu ở hai mặt cắt đầu và cuối, tìm khoảng cách giữa hai mặt cắt đó.

Tùy theo kênh đã cho có $i > 0$; $i = 0$ hay $i < 0$ mà dùng công thức cho thích hợp. Loại toán này không cần tính đúng dần mà sẽ cho ngay kết quả.

Trường hợp 2: Cho biết lưu lượng Q , chiều dài đoạn kênh l và độ sâu tại một trong hai mặt cắt đầu hoặc cuối (h_1 hoặc h_2), tìm độ sâu tại mặt cắt kia (h_2 hoặc h_1).

Để giải, cũng dùng một trong các phương trình ở trường hợp 1, nhưng không tìm được ngay lời giải mà phải qua một số lần tính đúng dần.

Trường hợp 3: Cho biết chiều dài l và độ sâu ở hai mặt cắt đầu và cuối. Yêu cầu tính lưu lượng.

Để giải cũng dùng một trong các phương trình như ở các trường hợp trên. Nếu dùng phương pháp cộng trực tiếp (phương trình 9-35) sẽ cho ngay kết quả, còn dùng phương pháp tích phân gần đúng thì phải qua một số lần tính đúng dần.

Cách vận dụng cụ thể, xem các thí dụ sau đây.

Thí dụ 9-6: Một kênh dẫn dài 14km, dẫn tới bể áp lực của nhà máy thủy điện. Kênh có mặt cắt hình thang $b = 12$ m; $i = 0,0002$; $m = 1,5$; $n = 0,025$. Cho biết lưu lượng $Q = 48,13$ m³/s và độ sâu tại cuối kênh (ở bể áp lực) là $h_0 = 5$ m. Yêu cầu vẽ đường mặt nước trên kênh một cách tương đối chính xác và tính độ sâu ở đầu kênh.

Giải:

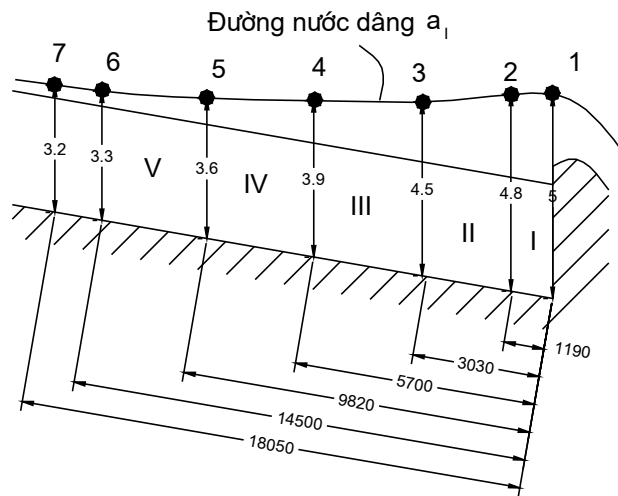
1. Trước hết ta phải xác định loại đường mặt nước. Muốn vậy, cần tính h_0 và h_k .

- Tính độ sâu chảy đều h_0 , ta được $h_0 = 3$ m

$$\text{và} \quad K_0 = \omega_0 C_0 \sqrt{R_0} = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{48,13}{\sqrt{0,0002}} = 3404 \text{ m}^3 / \text{s}$$

- Tính độ sâu phân giới h_k , ta được $h_k = 1,15$ m

Vì rằng $h > h_0 > h_k$ nên đường mặt nước là đường nước dâng a_1 (hình 9-36).



Hình 9-36

2. Vì kênh dài, mà yêu cầu vẽ đường mặt nước trên kênh một cách tương đối chính xác nên cần chia ra nhiều đoạn để tính. Cách chia là tự cho các độ sâu trung gian rồi tính ra các khoảng cách tương ứng. Ở đây chọn các độ sâu đó là: $h = 4,8; 4,5; 3,9; 3,6; 3,3$ và $3,2$ m. Sở dĩ chọn như thế là vì đường mặt nước là đường a_1 có độ sâu lớn nhất là h cuối = $5,0$ m và độ sâu nhỏ nhất là độ sâu chảy đều $h_0 = 3,0$ m. Dưới đây dùng phương pháp tích phân gần đúng để giải. Với $i > 0$ ta dùng công thức (9-45):

$$\frac{i}{h_0} l_{1-2} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - \bar{j}) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)]$$

Trước hết, cần xác định số mũ thủy lực x và \bar{j} .

Ta có:

$$\bar{h} = \frac{h_d + h_c}{2} = \frac{3\text{m} + 5\text{m}}{2} = 4 \text{ m}$$

Từ đó, tính được:

$$\bar{\chi} = 26,40 \text{ m}; \quad \bar{B} = 24,0 \text{ m}; \quad \bar{C} = 48,6 \text{ m}^{0,5}/\text{s}; \quad \bar{K} = 5775 \text{ m}^3/\text{s}$$

Theo (9-43) và (9-44) tính x và \bar{J} .

Ta có:

$$x = 2 \frac{\lg \bar{K} - \lg K_0}{\lg \bar{h} - \lg h_0} = 2 \frac{\lg 5775 - \lg 3404}{\lg 4 - \lg 3} = 3,68$$

$$\bar{j} = \frac{\alpha i \bar{C}^2 - \bar{B}}{g \bar{\chi}} = \frac{1,1 \times 0,0002 \cdot 48,6^2 - 24}{9,81 \cdot 26,4} = 0,048,$$

Lần lượt tính cho từng đoạn, với x, \bar{j} xem là hằng số cho cả đoạn kênh đang xét.

Trừ đoạn chứa mặt cắt trên cùng (mặt cắt chưa biết độ sâu) là thuộc bài toán thứ 2, còn các đoạn còn lại đều thuộc bài toán thứ nhất nên có thể tính ra ngay kết quả. Tính cho đoạn I (hình 9-36) có $h_1 = 4,8$ m, $h_2 = h_0 = 5,0$ m.

$$\text{Ta có: } \eta_2 = \frac{h_2}{h_0} = \frac{5,00}{3,00} = 1,667$$

$$\eta_1 = \frac{h_1}{h_0} = \frac{4,80}{3,00} = 1,600$$

Tra phụ lục (9-3) với $x = 3,75$ (gần 3,68 nhất) ta có:

$$\varphi(\eta_1) = 0,108,$$

$$\varphi(\eta_2) = 0,095.$$

Thay vào công thức (9-45) ta được:

$$l_{1-2} = \frac{3,00}{0,0002} [(1,667 - 1,60) - (1 - 0,048) \times (0,095 - 0,108)] = 1190 \text{ m.}$$

Với các đoạn khác, tính tương tự và được kết quả sau ⁽¹⁾ (bảng 3)

Bảng 3. Kết quả tính toán

Mặt cắt	Độ sâu (m)	Đoạn	Độ dài (m)	Khoảng cách cộng dồn (m)
1-1	5,0			0
2-2	4,8	I	1190	1190
3-3	4,5	II	1840	3030
4-4	3,9	III	2670	5700
5-5	3,6	IV	4120	9820
6-6	3,3	V	4680	14500
7-7	3,2	VI	1550	18050

Vì rằng kênh chỉ dài $l = 14$ km nên mặt cắt (6-6) ở ngoài phạm vi ta xét, nghĩa là đoạn V trở thành đoạn mà chỉ biết một độ sâu ở mặt cắt (5-5) ($h = 3,60$ m) và độ dài của nó ($l = 14000 - 9820 = 4180$ m). Cần xác định độ sâu còn lại tại đầu kênh, ký hiệu là h_d . Đây là thuộc bài toán thứ hai, phải tính đúng đắn.

⁽¹⁾ Có thể không cần tính khoảng cách giữa hai mặt cắt của từng đoạn rồi cộng dồn như ở bảng 3 mà lấy mặt cắt cuối làm chuẩn rồi tính khoảng cách giữa mặt cắt làm gốc đó với mặt cắt trung gian, ta cũng có kết quả như ở cột cuối cùng của bảng 3.

Đã có: $h_2 = 3,60 \text{ m}$
 $l = 4180 \text{ m}$

Cần tính $h_1 = h_d$

Viết lại (9-45) bằng cách dồn các số đã biết về một bên ta được:

$$\eta_2 - (1 - \bar{j})\varphi(\eta_2) - \frac{il}{h_0} = \eta_1 - (1 - \bar{j})\varphi(\eta_1).$$

Vế trái là một số biết rồi, còn vế phải là một hàm số của η_1 . Thay số vào ta có:

$$0,644 = f(\eta_1)$$

Giải bằng cách tính đúng dần ta được $\eta_1 = 1,11$.

Vậy: $h_d = \eta_1 h_0 = 1,11 \times 3 = 3,33 \text{ m}$.

Nếu tính theo phương pháp số mũ z , ta dùng công thức (9-52):

$$\frac{i}{a} l_{1-2} = (\tau_2 - \tau_1) - (1 - \bar{j})[\varphi(\tau_2) - \varphi(\tau_1)]$$

Tính đoạn thứ nhất có:

$$h_2 = 5,0 \text{ m}, \quad K_2 = 8734 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_1 = 4,8 \text{ m}, \quad K_1 = 8093 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tính τ theo (9-51). Tự chọn $z = 4$, ta có:

$$\tau_2 = \sqrt{\frac{K_2}{K_0}} = \sqrt{\frac{8754}{3404}} = 1,603 \rightarrow \varphi(\tau_2) = 0,087$$

$$\tau_1 = \sqrt{\frac{K_1}{K_0}} = \sqrt{\frac{8093}{3404}} = 1,543 \rightarrow \varphi(\tau_1) = 0,099.$$

Tính a theo (9-50):

$$a = \frac{h_2 - h_1}{\tau_2 - \tau_1} = \frac{5,0 - 4,8}{1,603 - 1,543} = 3,333.$$

Vậy:

$$l_{1-2} = \frac{3,333}{0,0002} [(1,603 - 1,543) - (1 - 0,048) \times (0,087 - 0,099)] = 1190\text{m}.$$

Các đoạn khác cũng tính tương tự.

So sánh hai phương pháp ta thấy rằng phương pháp số mũ z có thuận lợi hơn là không cần tính số mũ và chỉ cần bảng tính với $z = 4$ nhưng không tiện ở chỗ với mỗi một mặt cắt

đều phải tính $\tau = \left(\frac{K}{K_0}\right)^{2/z}$, do đó nếu phải tính cho nhiều mặt cắt thì khối lượng tính toán

sẽ nhiều hơn phương pháp số mũ thủy lực x .

Thí dụ 9-7. – Kênh hình thang đáy bằng ($i = 0$), $b = 12,9$ m; $m = 1,5$; $n = 0,025$, nối với một dốc cũng mặt cắt như trên nhưng độ dốc đáy $i = 0,04$ và $n = 0,017$. Cho biết lưu lượng $Q = 48,13$ m³/s.

Yêu cầu vẽ đường mặt nước trên kênh dốc và tính độ sâu tại hai mặt cắt cách chỗ thay đổi độ dốc về phía thượng lưu 800 m và về phía hạ lưu 50 m.

Giải:

Trước hết xác định loại đường mặt nước. Tính độ sâu phân giới chung cho hai đoạn, $h_k = 1,15$ m và độ sâu chảy đều trên dốc: $h_0 = 0,52$ m.

Vậy đường mặt nước trên kênh là đường b_0 , còn trên dốc là đường b_{II} (hình 9-37).

Tại chỗ đổi dốc, $h = h_k = 1,15$ m.

Xuất phát từ điều kiện biên này, tính ngược lên cho kênh và tính xuôi xuống cho dốc nước.

Trong bài này ta dùng phương pháp cộng trực tiếp để tính. Chia kênh ra nhiều đoạn nhỏ bởi các mặt cắt trung gian, đánh số 1, 2, 3,... như ở hình 9-37.

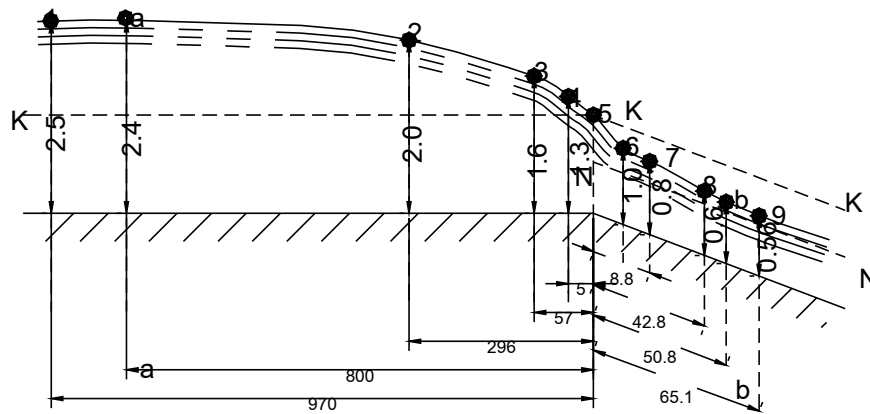
Để vẽ đường mặt nước, tự cho độ sâu ở các mặt cắt được chia, xong tìm khoảng cách tương ứng.

Dùng công thức (9-35):

$$\Delta l_{1-2} = \frac{\Delta \epsilon_{1-2}}{i - \bar{J}} = \frac{\left(h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} \right) - \left(h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} \right)}{i - \bar{J}}$$

Trình tự và kết quả tính toán trình bày ở bảng sau (bảng 4).

Lấy kết quả tính toán ở bảng 4 vẽ được đường mặt nước $h = h(l)$ như ở hình 9-37.



Hình 9-37

bảng 4 trang 69 tập 2

Theo hình vẽ hoặc bảng 4 ta có thể ước tính gần đúng độ sâu tại mặt cắt (a-a) cách chỗ đổi dốc 800 m về phía thượng lưu và mặt cắt (b-b) cách chỗ đổi dốc 50 m về phía hạ lưu là:

$$\text{Tại đầu kênh (mặt cắt a- a)} \quad h = 2,40 \text{ m.}$$

$$\text{Tại đầu kênh (mặt cắt b-b)} \quad h = 0,59 \text{ m.}$$

Còn muốn xác định thật chính xác, phải tính đúng dần bằng cách cho một vài độ sâu trung gian nữa, tính tới lúc có l (cột cuối cùng của bảng 4) bằng giá trị đã cho ($l = 800 \text{ m}$ và $l = 50 \text{ m}$).

Thí dụ 9-8: Xác định lưu lượng trong dòng chảy không đều trước một đập tràn, biết rằng độ sâu ở hai mặt cắt cách nhau một đoạn $l = 3700 \text{ m}$ là:

$$h_c = 5,00 \text{ m} \quad h_d = 4,40 \text{ m}$$

Cho biết kênh mặt cắt hình thang có:

$$b = 12,0 \text{ m}; \quad m = 1,5; \quad n = 0,025 \text{ và } i = 0,0002$$

Giải:

1- Giải theo phương pháp tích phân gần đúng:

Dùng phương trình (9-45):

$$l_{1-2} = \frac{h_0}{i} \left\{ (\eta_2 - \eta_1) - (1 - \bar{j}) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \right\}$$

Ở đây đã biết $l_{1-2} = 3700 \text{ m}$ và $i = 0,0002$.

Số mũ thủy lực x :

$$\text{Ta lấy} \quad h'' = h_c = 5,0 \text{ m} \quad K'' = 8754 \text{ m}^3/\text{s},$$

$$h' = h_d = 4,4 \text{ m} \quad K' = 6898 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{Vậy:} \quad x = 2 \frac{3,9422 - 3,8387}{0,6990 - 0,6435} = 3,7$$

Tính \bar{j} :

$$\bar{j} = \frac{\alpha i \bar{C}^2 \bar{B}}{g \bar{\chi}} = 0,048$$

ở đây \bar{C} , \bar{B} , $\bar{\chi}$ tính từ $\bar{h} = \frac{h_d + h_c}{2} = 4,70 \text{ m}$

Phương trình (9-45) chỉ còn lại một ẩn số là h_0 , nhưng không giải ngay ra được, mà phải tính đúng dần.

Giả định h_0 , do đó tính được:

$$\eta_2 = \frac{h_c}{h_0} \quad \text{và} \quad \eta_1 = \frac{h_d}{h_0}, \text{ xong tra phụ lục (9-3) được } \varphi(\eta_2) \text{ và } \varphi(\eta_1).$$

Thay tất cả vào (9-45) tính ra l , sao cho chiều dài l tính toán xấp xỉ bằng chiều dài đã cho. Nếu lời giải đúng, từ h_0 tính ra Q theo phương trình dòng chảy đều.

Ví dụ giả định $h_0 = 2,5$ m ; sẽ được:

$$\eta_2 = \frac{5}{2,5} = 2,0 \rightarrow \varphi(\eta_2) = 0,058$$

$$\eta_1 = \frac{4,4}{2,5} = 1,76 \rightarrow \varphi(\eta_1) = 0,085.$$

Thay vào (9-45), ta được:

$$l = \frac{2,5}{0,0002} [(2 - 1,76) - (1 - 0,048)(0,058 - 0,085)] = 3300 \text{ m}$$

Kết quả chưa đúng với l đã cho nên phải giả định lại h_0 .

Ví dụ với $h_0 = 3,0$ m thì:

$$\eta_2 = \frac{5}{3} = 1,667, \quad \varphi(\eta_2) = 0,100,$$

$$\eta_1 = \frac{4,4}{3} = 1,467, \quad \varphi(\eta_1) = 0,148.$$

Thay vào (9-45), ta được:

$$l = \frac{3}{0,0002} [(1,667 - 1,467) - (1 - 0,048)(0,100 - 0,148)] = 3687 \text{ m}$$

Kết quả gần phù hợp với l đã cho. Như vậy độ sâu $h_0 = 3,0$ m là đúng.

Từ công thức dòng chảy đều $Q = K_0 \sqrt{i}$ ta tính được lưu lượng trong kênh là:

$$Q = 48 \text{ m}^3/\text{s}.$$

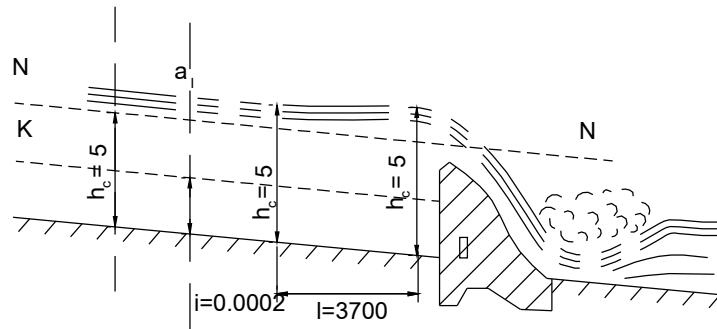
Xác định loại đường mặt nước:

Tính h_k :

$$\text{Dùng (9-15): } h_k \approx \left(1 - \frac{\sigma_N}{3} + 0,105\sigma_N^2\right) h_{kCN}.$$

Thay số vào ta tính được $h_k = 1,16 \text{ m} < h_0 = 3,0 \text{ m}$

Vậy đường mặt nước là đường a_1 (hình 9-38).



Hình 9-38

2- Giải theo phương pháp cộng trực tiếp:

Theo (9-37):

$$\Delta \vartheta = \left(h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} \right) - \left(h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} \right) = (i - J)\Delta l$$

Thay $v = \frac{Q}{\omega}$ và $\bar{J} = \frac{1}{2}(J_1 + J_2) = \frac{1}{2} \left(\frac{Q^2}{K_1^2} + \frac{Q^2}{K_2^2} \right)$ vào (9-37) ta được:

$$\left(h_2 + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega_2^2} \right) - \left(h_1 + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega_1^2} \right) = \left(i - \frac{Q^2}{2K_1^2} - \frac{Q^2}{2K_2^2} \right) \Delta l,$$

$$Q^2 \left(\frac{\alpha}{2g\omega_2^2} - \frac{\alpha}{2g\omega_1^2} + \frac{\Delta l}{2K_1^2} + \frac{\Delta l}{2K_2^2} \right) = h_1 - h_2 + i\Delta l$$

Giải ra ta được:

$$Q = \sqrt{\frac{h_1 - h_2 + i\Delta l}{\frac{\alpha}{2g} \left(\frac{1}{\omega_2^2} - \frac{1}{\omega_1^2} \right) + \frac{\Delta l}{2} \left(\frac{1}{K_1^2} + \frac{1}{K_2^2} \right)}}.$$

Áp dụng vào bài toán này với:

$$h_1 = 4,40\text{m} \rightarrow \omega_1 = 81,84 \text{ m}^2 \text{ và } K_1 = 6898 \text{ m}^3/\text{s},$$

$$h_2 = 5,00\text{m} \rightarrow \omega_2 = 97,50 \text{ m}^2 \text{ và } K_2 = 8754 \text{ m}$$

ta được: $Q = 47,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Qua thí dụ này ta thấy rằng kết quả tính theo hai phương pháp cũng xấp xỉ nhau nhưng theo cách thứ hai nhanh chóng hơn vì cho ngay kết quả. Tuy nhiên, phương pháp này chỉ cho kết quả đáng tin cậy khi độ dốc thủy lực J_1 và J_2 tại hai mặt cắt đầu và cuối không chênh lệch nhau nhiều lắm.

B - TÍNH KÊNH KHÔNG LĂNG TRỤ

§9-9. TÍNH KÊNH KHÔNG LĂNG TRỤ TRONG TRƯỜNG HỢP CHUNG

Trong thực tế, so với kênh lăng trụ thì kênh không lăng trụ ít gặp hơn và cũng không quan trọng cho lắm. Kênh không lăng trụ thường gặp ở những chỗ nối tiếp các công trình với nhau, ví dụ đoạn nối tiếp chỗ vào và ra của dốc nước, phần kênh mở rộng trước và sau đập, cống v.v... còn cả một kênh dài không lăng trụ thì ít gặp.

Lúc tính toán dòng chảy trong kênh không lăng trụ, thường dùng hai loại công thức cơ bản (9-28) hoặc (9-30).

Tính toán cho kênh không lăng trụ phức tạp hơn tính cho kênh lăng trụ vì các yếu tố trong phương trình không những là hàm số của h mà còn là hàm số của l :

$$\begin{aligned} \vartheta &= f_1(h, l); & B &= f_3(h, l); \\ \omega &= f_2(h, l); & K &= f_4(h, l); \text{ v.v...} \end{aligned}$$

Dưới đây trình bày cách tính đường mặt nước trong kênh không lăng trụ về mặt định lượng, còn mặt định tính, trong khuôn khổ giáo trình này sẽ không nghiên cứu sâu.

Trước hết, xét kênh không lăng trụ trong trường hợp tổng quát: lòng kênh đã cho có hình dạng bất kỳ, kích thước thay đổi dọc theo dòng chảy theo một quy luật bất kỳ nào đó (thu hẹp dần, mở rộng dần, thay đổi mái dốc v.v...). Ta cần xét sự biến đổi chiều sâu dọc theo dòng chảy và vẽ đường mặt nước.

Để tính toán, thường dùng phương trình (9-28), còn phương trình (9-30) ít dùng hơn vì cần phải biến đổi nhiều và tính toán phức tạp.

Viết (9-28) dưới dạng sai phân ta được ⁽¹⁾:

$$\text{hay } \left. \begin{aligned} \frac{\Delta \vartheta}{\Delta l} &= i - \bar{J} \\ \Delta \vartheta &= (i - \bar{J}) \Delta l \end{aligned} \right\} \quad (9-59)$$

Phương trình có dạng giống như phương trình viết cho kênh lăng trụ (9-34) nhưng nội dung khác, vì ở đây các yếu tố thủy lực là hàm số của h và l . Các bài toán về kênh không lăng trụ đều phải giải bằng tính đúng dần. Cách giải cụ thể xem thí dụ (9-9).

⁽¹⁾ Đây là phương pháp cộng trực tiếp. Thực chất của phương pháp này là giải trực tiếp từ phương trình Bécnuiy. Nhưng thường người ta cũng gọi là phương pháp Trácnômski vì do ông đã vận dụng và công bố đầu tiên vào năm 1914. Ngoài ra có thể xem cách giải phương trình (9-28) bằng cách tích phân ở cuốn “Thủy lực học” của A. I. Bôgômôlốp, K. A. Mikhailốp (1965).

§9-10. TÍNH KÊNH KHÔNG LĂNG TRỤ TRONG TRƯỜNG HỢP RIÊNG KHI ĐỘ SÂU KHÔNG ĐỔI

Trong trường hợp đặc biệt, kênh không lăng trụ có độ sâu không đổi tính toán sẽ đơn giản hơn. Để độ sâu không đổi, mặt cắt lòng kênh phải thay đổi theo một quy luật nhất định.

Để giải, cũng dùng phương trình (9-59)⁽²⁾ nhưng đơn giản hơn, vì rằng các yếu tố thủy lực chỉ là hàm số của l :

$$\begin{aligned} \vartheta &= f_1(l); & B &= f_3(l); \\ \omega &= f_2(l); & K &= f_4(l); \text{ v.v...} \end{aligned}$$

Tuy chỉ là hàm số của l nhưng bài toán vẫn còn phức tạp, vì rằng dọc theo dòng chảy vẫn có thể có nhiều yếu tố của mặt cắt thay đổi như hình dạng, kích thước ngang v.v... Nhưng nếu kênh không lăng trụ đó lại có mặt cắt hình thang với mái dốc không đổi ($m = \text{const}$), thì chỉ còn bề rộng b là thay đổi dọc theo dòng chảy nên vấn đề tính toán trở nên đơn giản hơn. Lúc này, các yếu tố thủy lực của kênh chỉ là hàm số của b :

$$\begin{aligned} \vartheta &= f_1(b); & B &= f_3(b); \\ \omega &= f_2(b); & K &= f_4(b); \text{ v.v...} \end{aligned}$$

Lúc đó cách tính toán giống hệt như tính kênh lăng trụ, chỉ khác là thay h bằng b ; do đó cũng thường gặp các trường hợp sau:

1. Biết lưu lượng Q và chiều rộng ở hai mặt cắt đầu và cuối, tìm khoảng cách giữa chúng.
2. Biết lưu lượng Q , khoảng cách giữa hai mặt cắt và chiều rộng ở mỗi đầu, tìm bề rộng ở đầu kia.
3. Biết bề rộng ở hai mặt cắt đầu và cuối cũng như khoảng cách giữa chúng, tìm lưu lượng.

Cách vận dụng cụ thể về tính kênh không lăng trụ, xem thí dụ (9-9) và (9-10).

Thí dụ 9-9. Cho kênh không lăng trụ có mặt cắt hình thang đáy mở rộng dần, góc mở rộng là θ , biết $\text{tg}\theta = \frac{1}{20}$.

Kênh có $i = 0,0002$; $n = 0,025$ và $m = 1,5$. Lưu lượng qua kênh là $Q = 48,2 \text{ m}^3/\text{s}$. Tại mặt cắt cuối kênh $b = 20 \text{ m}$, $h = 1,0 \text{ m}$.

1. Yêu cầu xác định độ sâu tại mặt cắt cách đầu kênh về phía thượng lưu một đoạn $l = 80 \text{ m}$ (h. 9-39).
2. Tính khoảng cách từ mặt cắt cuối đến mặt cắt có độ sâu $h = 1,30$.

⁽²⁾ Có thể xem cách tính kênh không lăng trụ có độ sâu không đổi bằng cách tích phân phương trình (9-30) ở cuốn "Thủy lực học" của I. I. Agoróskin (1964).

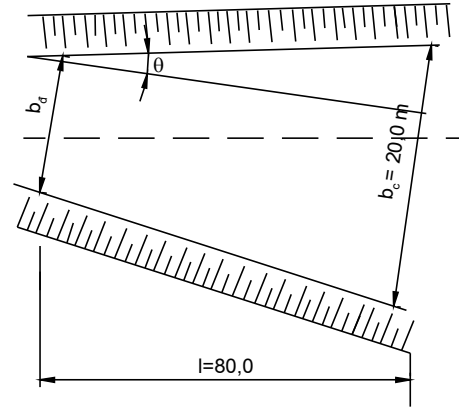
Giải:

Câu 1: Dùng phương trình (9-59):

$$\Delta l = \frac{\Delta \vartheta}{i - \bar{J}} = \frac{\vartheta_c - \vartheta_d}{i - \bar{J}} \quad (1)$$

ở đây Δl , i , ϑ_c đã biết, còn ϑ_d , \bar{J} là hàm số của h (vì l đã xác định).

Cách giải là tự cho một số giá trị h , tính ra ϑ_d , \bar{J} tương ứng và thay vào (1) tính được Δl . Giá trị h nào cho $\Delta l = 80$ m là lời giải đúng.



Hình 9-39

Cụ thể tính như sau:

a) Tại mặt cắt cuối cùng, với $b_c = 20,0$ m và $h_c = 1,0$ m ta tính được:

$$v = 2,24 \text{ m/s}; \quad R = 0,91 \text{ m}; \quad C = 39,3 \text{ m}^{0,5}/\text{s} \quad \text{và} \quad \vartheta_c = 1,258 \text{ m}.$$

b) Tại mặt cắt đầu:

$$b_d = b_c - 2\Delta l \operatorname{tg}\theta = 20 - 2 \times 80 \frac{1}{20} = 12 \text{ m}.$$

Giả thiết $h_d = 1,50$ m, từ $b = 12$ m và $h = 1,5$ m ta tính được:

$$v = 2,26 \text{ m/s}; \quad R = 1,22 \text{ m}; \quad C = 41,3 \text{ m}^{0,5}/\text{s} \quad \text{và} \quad \vartheta_c = 1,76 \text{ m}.$$

Ta có:

$$\bar{v} = \frac{2,24 + 2,26}{2} = 2,25 \text{ m/s} \quad \bar{v}^2 = 5,063 \text{ m}^2/\text{s}^2$$

$$\bar{C} = \frac{39,3 + 41,3}{2} = 40,3 \text{ m}^{0,5}/\text{s} \quad \bar{C}^2 = 1624 \text{ m}^2/\text{s}^2$$

$$\bar{R} = \frac{0,91 + 1,22}{2} = 1,065 \text{ m}$$

$$\text{Vậy:} \quad \bar{J} = \frac{\bar{v}^2}{\bar{C}^2 \bar{R}} = \frac{5,063}{1624 \times 1,065} = 0,00293 \quad (2)$$

$$\text{và} \quad i - \bar{J} = 0,0002 - 0,00293 = -0,00273. \quad (3)$$

Ta có: $\Delta \vartheta = \vartheta_c - \vartheta_d = 1,258 - 1,760 = -0,502$ m.

Thay (2) và (3) vào (1) ta được:

$$\Delta l = \frac{-0,502}{-0,00273} = 184,0 \text{ m} > 80,0 \text{ m},$$

như vậy lời giải chưa đúng, cần giả thiết lại h_d .

Giả thiết $h_d = 1,2$ m, từ $b = 12,0$ m và $h = 1,2$ m ta tính được:

$$v = 2,91 \text{ m/s}; \quad R = 1,01 \text{ m}; \quad C = 40 \text{ m}^{0,5}/\text{s} \quad \text{và} \quad \varepsilon_d = 1,609 \text{ m}$$

Ta có: $\bar{v} = 2,575 \text{ m/s}$; $\bar{v}^2 = 6,63 \text{ m}^2/\text{s}^2$; $\bar{C} = 39,65 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$; $\bar{C}^2 = 1572 \text{ m/s}^2$;
 $R = 0,96 \text{ m}$.

Vậy $\bar{J} = 0,00437$

và $i - \bar{J} = 0,0002 - 0,00137 = -0,00417$.

Ta có $\Delta \varepsilon = 1,258 - 1,609 = -0,351 \text{ m}$

Vậy $\Delta l = \frac{0,351}{-0,00417} = 84,0 \text{ m} \approx 80,0 \text{ m}$.

Như vậy bài toán đã được giải đúng.

Đáp số: $h_d = 1,2$ m.

Câu 2: Cũng dùng phương trình (9-59) để giải, nhưng ở đây ε_c , h_d , i đã biết, còn b_d , ε_d , \bar{J} là hàm số của l (vì h đã xác định).

Cách giải là tự cho một giá trị Δl , từ đó tính được:

$$b_d = b_c - 2\Delta l \operatorname{tg}\theta$$

Có b_d , tính được ε_d , \bar{J} , xong thay vào (9-59) để tính Δl .

So sánh hai giá trị Δl , nếu bằng nhau thì đã giả thiết đúng, còn không thì giả định lại Δl , rồi tính cho tới khi hai giá trị đó bằng nhau. Cách tính cụ thể giống hệt như ở câu hỏi 1, ở đây không trình bày tiếp.

Thí dụ 9-10: Tại chỗ nối tiếp từ kênh vào cầu máng người ta xây dựng một đoạn kênh thu hẹp dần bằng bê tông, dài $l = 12$ m (hình 9-40).

Cho biết $Q = 5,6 \text{ m}^3/\text{s}$; $n = 0,017$; $i = \frac{1}{7}$.

Kênh có mặt cắt hình thang $m = 1,0$, chiều rộng tại mặt cắt đầu $b_d = 1,6$ m. Yêu cầu xác định hình dạng mặt bằng của đáy kênh để độ sâu h trong kênh không đổi và bằng $0,8$ m ($h = 0,8$ m).

Giải:

Dùng (9-59):

$$\Delta l = \frac{\Delta \varepsilon}{i - \bar{J}} = \frac{\Delta \left(\frac{\alpha v^2}{2g} \right)}{i - \bar{J}},$$

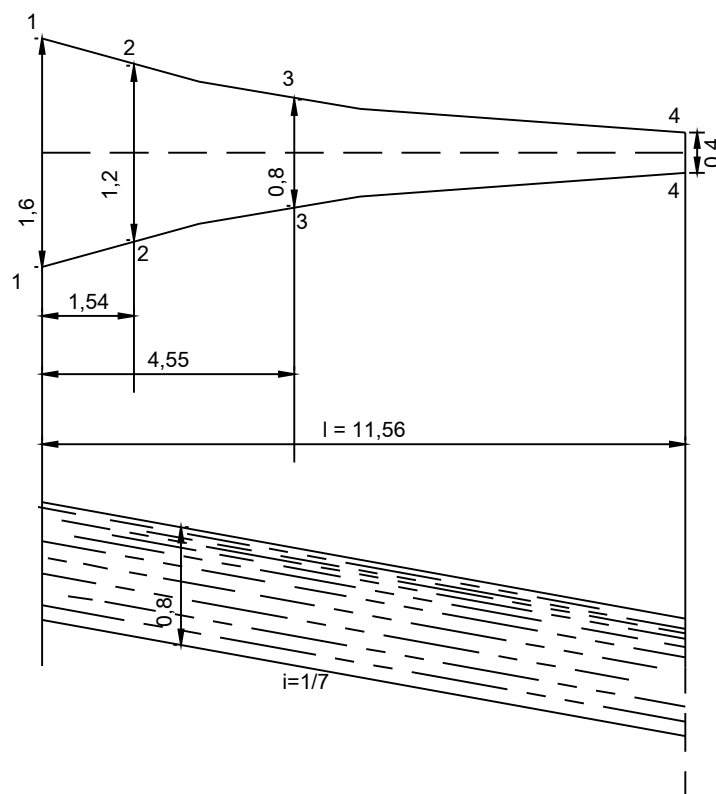
ở đây: $h = \text{const}$, $m = \text{const}$, nên các yếu tố thủy lực chỉ còn phụ thuộc b .

Để cho chính xác, ta chia ra nhiều đoạn nhỏ. Ở đây chia 3 đoạn I, II, III. Trong mỗi đoạn, tự cho bề rộng b xong theo (1) tính được Δl tương ứng. Cứ thế tính cho tới lúc $l = \Sigma \Delta l = 12,0$ m. Kết quả tính toán cho ở bảng 5.

Lấy kết quả ở bảng 5 vẽ được mặt cắt đáy kênh như ở hình (9-39).

Bảng 5. Kết quả tính toán

Mặt Cắt	b (m)	ω (m ²)	v (m/s)	$\frac{\alpha v^2}{2g}$ (m)	$\Delta \frac{\alpha v^2}{2g}$ (m)	χ (m)	R (m)	$J = \frac{v^2}{C^2 R}$	\bar{J}	$\Delta l = \frac{\Delta z}{i - \bar{J}}$ (m)	$l = \Sigma \Delta l$ (m)
1-1	1,6	1,92	2,91	0,47		3,86	0,50	0,0059			0
					0,21				0,0075	1,54	
2-2	1,2	1,60	3,45	0,68		3,46	0,46	0,0092			1,54
					0,39				0,0130	3,01	
3-3	0,8	1,28	4,38	1,07		3,06	0,42	0,0168			4,55
					0,83				0,0242	7,01	
4-4	0,4	0,96	5,84	1,90		2,66	0,40	0,0317			11,56

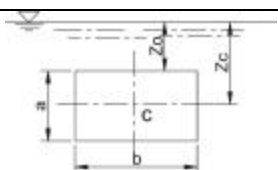
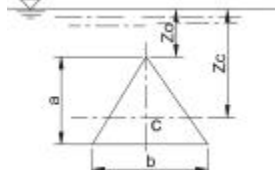
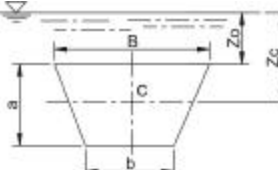


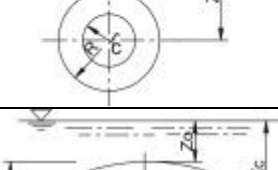
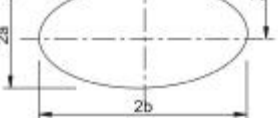


Hình 9-40

PHỤ LỤC

Phụ lục 2-1

**Mô-men quán tính I_0 (đối với trục nằm ngang đi qua trọng tâm C)
toạ độ trọng tâm z_c và diện tích ω của những hình phẳng**

Hình, ký hiệu	I_0	z_c	ω
	$\frac{ba^3}{12}$	$z_0 + \frac{a}{2}$	ba
	$\frac{ba^3}{36}$	$z_0 + \frac{2}{3}a$	$\frac{ba}{2}$
	$\frac{a^3(B^2 + 4Bb + b^2)}{36(B + b)}$	$z_0 + \frac{a(B + 2b)}{3(B + b)}$	$\frac{a(B + b)}{2}$
	$\frac{\pi d^4}{64}$	$z_0 + \frac{d}{2}$	$\frac{\pi d^2}{4}$
	$\frac{9\pi^2 - 64}{72\pi} r^4$	$z_0 + \frac{4r}{3\pi}$	$\frac{\pi r^2}{2}$
	$\frac{\pi(R^4 - r^4)}{4}$	$z_0 + R$	$\pi(R^2 - r^2)$
	$\frac{\pi a^3 b}{4}$	$z_0 + a$	πab

Phụ lục 4-1

Bảng cho các trị số tính theo công thức Cónacóp (4-94)

Re	$\lambda_{\text{trơn}}$	Re	$\lambda_{\text{trơn}}$	Re	$\lambda_{\text{trơn}}$
4.000	0,0403	45.000	0,0212	450.000	0,0133
5.000	0,0376	50.000	0,0207	500.000	0,0130
6.000	0,0356	60.000	0,0198	600.000	0,0126
7.000	0,0340	70.000	0,0192	700.000	0,0123
8.000	0,0328	80.000	0,0186	800.000	0,0121
10.000	0,0308	100.000	0,0178	1.000.000	0,0116
15.000	0,0276	150.000	0,0164	1.500.000	0,0108
20.000	0,0257	200.000	0,0155	2.000.000	0,0103
25.000	0,0243	250.000	0,0148	2.500.000	0,0100
30.000	0,0233	300.000	0,0143	3.000.000	0,0096
35.000	0,0224	350.000	0,0141	3.500.000	0,0095
40.000	0,0217	400.000	0,0136	–	–

Phụ lục 4-2

Độ nhám tương đương Δ_{td} của ống và kênh

Số thứ tự	Đặc tính mặt ống và kênh	Δ_{td} (mm)
1 2 3	I - Ống nguyên khối	0,0015 ÷ 0,010
	Ống bằng đồng thau, đồng kẽm	
	Ống thép mới	
3	Ống thép đang sử dụng	1,2 ÷ 1,
4 5 6 7 8	II - Ống thép hàn nguyên khối	0,04 ÷ 0,10
	Ống mới hoặc cũ nhưng còn tốt	
	Ống tráng bitum	
	Ống sử dụng rồi, có chỗ bị rỉ	
	Ống sử dụng rồi, bị rỉ đều	
8	Ống ở tình trạng xấu, các chỗ nối không phủ đều	≥ 5,0

Số thứ tự	Đặc tính mặt ống và kênh	Δ_{td} (mm)
9	III - Ống gang Ống mới	0,25 ÷ 1,0
10	Ống mới tráng bitum	0,10 ÷ 0,15
11	Ống tráng átsphan	0,12 ÷ 0,30
12	Ống đã dùng	1,4
13	Ống đã dùng bị rỉ	1,0 ÷ 1,5
14	IV - Ống bê tông và xi măng Ống bê tông có mặt tốt	0,3 ÷ 0,8
15	Ống bê tông trong điều kiện trung bình	2,5
16	Ống bê tông có mặt nhám	3,0 ÷ 4,0
17	Ống xi măng mới chịu nóng	0,05 ÷ 0,10
18	Ống xi măng chịu nóng đã sử dụng	~ 0,60
19	V - Ống gỗ và thủy tinh Ống gỗ bảo kỹ	0,15 } ước 0,30 } lượng 0,70 }
20	Ống gỗ bảo tốt	
21	Ống gỗ chưa bảo nhưng ghép tốt	
22	Ống bằng thủy tinh sạch	0,0015 ÷ 0,0100
23	VI - Kênh phủ Kênh tráng bằng dung dịch xi măng thuần túy	0,05 ÷ 0,22
24	Kênh bằng dung dịch xi măng	0,5
25	Kênh tráng theo lưới kim loại	1,0 ÷ 1,5
26	Tấm bằng bê tông si	1,5

Những số liệu này ghi lại từ giáo trình thủy lực của giáo sư Sugaép (1975) và từ sổ tay sức cản thủy lực của Idensich (1975).

Phụ lục 4-3

Bảng trị số hệ số nhám n của Pavolópski và trị số hệ số k trong công thức Agorótskin

Số loại	Tính chất thành bờ	n	k	$1/n$
I	Mặt ngoài rất trơn, mặt có tráng men hoặc đánh véc ni.	0,009	6,26	111
II	Bản được bào rất kỹ và đặt rất cẩn thận. Mặt tráng xi măng nguyên chất.	0,01	5,64	100

Số loại	Tính chất thành bờ	n	k	1/n
III	Mặt trát xi măng rất tốt (1/3 cát) ống sứ, ống sắt, ống ngang sạch (mới) được đặt và nối rất cẩn thận. Mặt bản được bảo kỹ.	0,011	5,12	90,9
IV	Mặt bản chưa bào, đặt cẩn thận. Ống dẫn nước làm việc trong điều kiện tiêu chuẩn, không có dấu vết rõ ràng về những khớp; ống tháo nước rất sạch; công trình bê tông rất tốt.	0,012	4,70	83,3
V	Bản xây khá tốt, công trình xây gạch rất tốt. Ống tháo nước làm việc trong điều kiện tiêu chuẩn; Ống dẫn nước hơi bị bẩn.	0,013	4,33	76,0
VI	Ống bị bẩn (ống dẫn vsf ống tháo), kênh máng bằng bê tông trong điều kiện trung bình	0,014	4,02	71,4
VII	Bản xây bằng gạch loại trung bình, mặt lát bằng đá, điều kiện trung bình. Đường tháo nước rất bị bẩn, vải buồm đặt theo các thanh của bản gỗ.	0,015	3,76	66,7
VIII	Bản xây bằng đá học tốt, bản cũ xây bằng gạch (đã bị hư rồi). Công trình bê tông tương đối thô. Nham thạch rất trơn, được thi công cẩn thận.	0,017	3,32	58,8
IX	Kênh máng phủ bằng tầng đất bùn dày, ổn định; kênh máng bằng hoàng thổ chắc và cuội nhỏ chắc, có phủ lên một tầng bùn mỏng liên tục (tất cả đều ở trạng thái không chệch trách được).	0,018	3,13	55,6
X	Bản xây bằng đá học trung bình; mặt phủ bằng cuội tròn. Kênh máng đào hoàn toàn giữa nham thạch. Kênh máng bằng hoàng thổ, đá cuội chắc, đất chắc phủ bằng một tầng bùn mỏng (ở trạng thái tiêu chuẩn).	0,020	2,82	50,0
XI	Kênh máng bằng đất sét chặt, kênh máng bằng hoàng thổ, đá cuội; đất phủ bằng một tầng bùn mỏng không chặt (có nơi bị nứt vỡ); kênh máng bằng đất ở tình trạng giữ gìn và sửa chữa khá hơn tình trạng trung bình.	0,0225	2,50	44,4
XII	Bản xây khô tốt. Kênh máng lớn bằng đất ở điều kiện giữ gìn, sửa chữa trung bình, kênh máng nhỏ ở điều kiện tốt. Lòng sông ở tình trạng khá (lòng sông nhỏ và sạch, thẳng, chảy tự do, không có lở bờ và hố sâu).	0,025	2,25	40,0
XIII	Kênh máng bằng đất: loại to, trong điều kiện giữ gìn, sửa chữa kém hơn điều kiện trung bình, kênh nhỏ trong điều kiện trung bình.	0,0275	2,05	36,4
XIV	Kênh máng bằng đất trong điều kiện tương đối kém (thí dụ có đôi chỗ đáy kênh có rêu, đá cuội) có cỏ mọc nhiều kéo dài, bờ lở. Dòng sông tình hình khá.	0,030	1,88	33,3
XV	Kênh máng ở tình trạng rất xấu (có mặt cắt méo mó, có nhiều đá, cỏ làm chướng ngại vật). Dòng sông ở tình trạng tương đối khá nhưng có một số đá và cỏ.	0,035	1,61	28,6
XVI	Kênh máng ở tình trạng vô cùng xấu (có nhiều hố sâu, bờ cỏ, có nhiều rễ cây, nhiều đá tảng và hòn đá dọc đáy kênh). Dòng sông trong điều kiện càng khó khăn (so sánh với những mục trên); sỏi đá và cỏ tăng lên, lòng sông quanh co, có bãi và hố sâu không đều lắm.	0,010 và lớn hơn	1,41	25,0

Phụ lục 4-4

Bảng cho trị số C theo công thức Maninh $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$

R, m	n										
	0,011	0,012	0,014	0,017	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040	0,045	0,050
0,30	74,4	63,0	58,4	48,1	40,9	32,7	27,3	23,4	20,1	18,2	16,4
0,32	75,2	63,7	59,1	48,6	41,4	33,1	27,5	23,6	20,7	18,4	16,5
0,34	76,0	64,3	59,7	49,1	41,8	33,4	27,8	23,9	20,9	18,6	16,7
0,36	76,7	64,9	60,3	49,6	42,2	33,7	28,1	24,1	21,1	18,7	16,9
7,38	77,4	65,5	60,8	50,1	42,6	34,0	28,4	24,3	21,3	18,9	17,0
0,40	78,1	66,0	61,3	50,5	42,9	34,3	28,6	24,5	21,4	19,1	17,2
0,42	78,7	66,6	61,8	50,9	43,3	34,6	28,9	24,7	21,6	19,2	17,3
0,44	79,3	67,1	62,3	51,3	43,6	34,9	29,1	24,9	21,8	19,4	17,4
0,46	79,9	67,6	62,8	51,7	43,9	35,2	29,3	25,1	22,0	19,5	17,6
0,48	80,4	68,1	63,2	52,0	44,2	35,4	29,5	25,3	22,1	19,7	17,7
0,50	81,0	68,5	63,6	52,4	44,5	35,6	29,7	25,5	22,3	19,8	17,8
0,55	82,3	69,6	64,6	53,3	45,3	36,2	30,2	25,9	22,6	20,1	18,1
0,60	83,5	70,6	65,6	54,0	45,9	36,7	30,5	26,2	23,0	20,4	18,4
0,65	84,6	71,6	66,5	54,7	46,5	37,2	31,0	26,6	23,3	20,7	18,6
0,70	85,7	72,5	67,3	55,4	47,1	37,7	31,4	26,9	23,6	20,9	18,8
0,75	86,7	73,3	68,1	56,1	47,7	38,1	31,8	27,2	23,8	21,2	19,1
0,80	87,6	74,1	68,8	56,8	48,2	38,5	32,1	27,5	24,1	21,4	19,3
0,85	88,5	74,6	69,5	57,2	48,7	38,9	32,4	27,8	24,3	21,6	19,5
0,90	89,3	75,6	70,2	57,8	49,1	39,3	32,8	28,1	24,6	21,8	19,7
0,95	90,1	76,3	70,8	58,3	49,5	39,7	33,0	28,3	24,8	22,0	19,8
1,00	90,9	77,0	71,4	58,8	50,0	40,0	33,3	28,6	25,0	22,2	19,9
1,10	92,4	78,2	72,6	59,8	50,8	40,6	33,9	29,0	25,4	22,6	20,3
1,20	93,7	79,3	73,6	60,6	51,5	41,2	34,4	29,5	25,8	22,9	20,6
1,30	95,0	80,4	74,6	61,5	52,2	41,8	34,8	29,8	26,1	23,2	20,9
1,40	96,2	81,4	75,6	62,2	52,9	42,3	35,3	30,2	26,4	23,5	21,2
1,50	97,3	82,3	76,4	62,9	53,5	42,8	35,7	30,5	26,8	23,8	21,4
1,60	98,3	83,2	77,2	63,6	54,1	43,3	36,1	30,9	27,0	24,0	21,6
1,70	99,3	84,1	78,0	64,3	54,6	43,7	36,4	31,2	27,3	24,3	21,9
1,80	100,3	84,8	78,8	64,9	55,1	44,1	36,8	31,5	27,6	24,5	22,1
1,90	101,2	85,6	79,5	65,5	55,6	44,5	37,1	31,8	27,8	24,7	22,3

R, m	n										
	0,011	0,012	0,014	0,017	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040	0,045	0,050
2,00	102,0	86,3	80,2	66,0	56,1	44,9	37,4	32,1	28,1	24,9	22,5
2,20	103,7	87,7	81,5	67,1	57,0	45,5	38,0	32,5	28,5	25,3	22,8
2,40	105,2	89,0	82,7	68,1	57,8	46,3	38,6	33,1	28,9	25,7	23,2
2,60	106,6	90,2	83,8	69,0	58,5	46,9	39,1	33,5	29,3	26,1	23,5
2,80	108,0	91,3	84,8	69,8	59,1	47,5	39,6	33,9	29,7	26,4	23,7
3,00	109,2	92,4	85,8	70,6	60,0	48,0	40,0	34,3	30,0	26,7	24,0
3,50	112,0	94,8	88,0	72,5	61,5	49,3	41,1	35,2	30,8	27,4	24,6
4,00	114,5	97,0	90,0	74,1	63,0	50,4	42,0	36,0	31,5	28,0	25,2
4,50	116,8	98,8	91,8	75,6	64,2	51,4	42,8	36,7	32,1	28,6	25,7
5,00	118,9	100,6	93,4	76,9	65,4	52,3	43,5	37,4	32,7	29,1	26,1

Phụ lục 4-5

Bảng cho trị số C theo công thức Pavolópski $C = \frac{1}{n} R^y$

trong đó $y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75(\sqrt{n} - 0,10)\sqrt{R}$

R(n) \ n	0,011	0,013	0,017	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040
0,01	50,	38,	24,	19,	12,	8	6,	5
0,02	54,4	42,4	26,8	21,2	14,14	10,6	7,78	6,36
0,03	57,1	45,0	30,0	23,1	16,16	12,12	9,24	6,93
0,04	59,5	47,0	32,0	25,0	17,5	13,0	10,0	8,0
0,05	61,3	48,7	33,2	26,1	18,6	13,9	10,9	8,7
0,06	62,8	50,1	34,4	27,2	19,5	14,7	11,5	9,3
0,07	64,1	51,3	35,5	28,2	20,4	15,5	12,2	9,9
0,08	65,2	52,4	36,4	29,0	21,1	16,1	12,8	10,3
0,10	67,2	54,3	38,1	30,6	22,4	17,3	13,8	11,2
0,12	68,8	55,8	39,5	32,6	23,5	18,3	14,7	12,1
0,14	70,3	57,2	40,7	33,0	24,5	19,1	15,4	12,8
0,16	71,5	58,4	41,8	34,0	25,4	19,9	16,1	13,4
0,18	72,6	59,5	42,7	34,8	26,2	20,6	16,8	14,0
0,20	73,7	60,4	43,6	35,7	26,9	21,3	17,4	14,5
0,22	74,6	61,3	44,4	36,4	27,6	21,9	17,9	15,0
0,24	75,5	62,1	45,2	37,1	28,3	22,5	18,5	15,5

R(n) \ n	0,011	0,013	0,017	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040
0,26	76,3	62,9	45,9	37,8	28,8	23,0	18,9	16,0
0,28	77,0	63,6	46,5	38,4	29,4	23,5	19,4	16,4
0,30	77,7	64,3	47,2	39,0	29,9	24,0	19,9	16,8
0,35	79,3	65,8	48,6	40,3	31,1	25,1	20,9	17,8
0,40	80,7	67,1	49,8	41,5	32,2	26,0	21,8	18,6
0,45	82,0	68,4	50,9	42,5	33,1	26,9	22,6	19,4
0,50	83,1	69,5	51,9	43,5	34,0	27,8	23,4	20,1
0,55	84,1	70,4	52,8	44,4	34,8	28,5	24,0	20,7
0,60	85,3	71,4	53,7	45,2	35,5	29,2	24,7	21,3
0,65	86,0	72,2	54,5	45,9	36,2	29,8	25,3	21,9
0,70	86,6	73,0	55,2	46,6	36,9	30,4	25,8	22,4
0,75	87,6	73,7	55,9	47,3	37,5	30,9	26,35	22,9
0,80	88,3	74,5	56,5	47,9	38,0	31,5	26,8	23,4
0,85	89,1	74,7	56,8	48,2	38,4	31,8	27,15	23,8
0,90	89,4	75,5	57,5	48,8	38,9	32,3	27,6	24,1
0,95	90,1	76,3	58,2	49,4	39,5	32,75	28,10	24,5
1,00	90,9	76,9	58,8	50,0	40,0	33,3	28,6	25,0
1,10	92,0	78,0	59,8	50,9	40,9	34,1	29,3	25,7
1,20	93,1	79,0	60,7	51,8	41,6	34,8	30,0	26,3
1,30	94,0	79,9	61,5	52,5	42,3	35,5	30,6	26,9
1,40	94,6	80,7	62,2	53,2	42,9	36,1	31,2	27,4
1,50	95,7	81,5	62,9	53,9	43,6	36,7	31,7	28,0
1,60	96,4	82,2	63,5	54,4	44,1	37,2	32,2	28,4
1,70	97,3	82,9	64,3	55,1	44,7	37,7	32,7	28,9
1,80	97,8	83,3	64,8	55,4	45,1	38,0	33,0	29,2
1,90	98,5	84,3	65,3	56,0	45,6	38,45	33,4	29,7
2,00	99,3	84,8	65,9	56,6	46,0	38,9	33,8	30,0
2,50	102,1	87,3	68,1	58,7	47,9	40,6	35,4	31,5
3,00	104,4	89,4	69,4	60,3	49,3	41,9	36,1	32,5
3,50	106,4	91,1	71,3	61,5	50,3	42,8	37,4	33,3
4,00	108,1	92,6	72,5	62,5	51,2	43,6	38,1	33,9
5,00	111,0	95,1	74,3	64,1	52,4	44,6	38,9	34,5
6,00	–	–	–	–	53,1	45,1	39,3	34,9
7,00	–	–	–	–	53,5	45,3	39,4	34,9

Phụ lục 6-1

Bảng tính $K = f(d, n)$ ở khu bình phương sức cản, trong đó C tính theo công thức

Pavolópski, với $y = \frac{1}{6}$

d (mm)	ω (m ²)	K (l/s)		
		Ống sạch $C_0 = \frac{1}{n} = 90$ ($n \approx 0,011$)	Ống thường $C_0 = \frac{1}{n} = 80$ ($n \approx 0,0125$)	Ống bẩn $C_0 = \frac{1}{n} = 70$ ($n \approx 0,0143$)
50	0,00196	9,624	8,460	7,403
75	0,00442	28,37	24,94	21,83
100	0,00785	61,11	53,72	47,01
125	0,01227	110,80	97,40	85,23
150	0,01767	180,20	158,40	138,60
175	0,02405	271,80	238,90	209,00
200	0,03412	388,00	341,10	298,50
225	0,03976	531,20	467,00	408,60
250	0,04909	703,50	418,50	541,20
300	0,07068	1,144.10 ³	1,006.10 ³	880,00
350	0,09621	1,726.10 ³	1,571.10 ³	1,327.10 ³
400	0,12566	2,464.10 ³	2,166.10 ³	1,895.10 ³
450	0,15904	3,373.10 ³	2,965.10 ³	2,594.10 ³
500	0,19635	4,467.10 ³	3,927.10 ³	3,436.10 ³
600	0,28274	7,264.10 ³	6,386.10 ³	5,587.10 ³
700	0,38485	10,96.10 ³	9,632.10 ³	8,428.10 ³
750	0,44179	13,17.10 ³	11,58.10 ³	10,13.10 ³
800	0,50266	15,64.10 ³	13,57.10 ³	12,03.10 ³
900	0,63617	21,42.10 ³	13,83.10 ³	16,47.10 ³
1000	0,78540	28,36.10 ³	24,93.10 ³	21,82.10 ³
1200	1,13090	46,12.10 ³	40,55.10 ³	35,48.10 ³
1400	1,5394	69,57.10 ³	61,16.10 ³	53,52.10 ³
1600	2,0106	99,33.10 ³	87,32.10 ³	76,41.10 ³
1800	2,5447	136,00.10 ³	119,50.10 ³	104,60.10 ³
2000	3,1416	180,10.10 ³	158,30.10 ³	138,50.10 ³

phụ lục 6-2 (bảng ngang) (1/1 trang)

phụ lục 8-1 (bảng ngang) (1/8 trang)

phụ lục 8-1 (bảng ngang) (2/8 trang)

phụ lục 8-1 (bảng ngang) (3/8 trang)

phụ lục 8-1 (bảng ngang) (4/8 trang)

phụ lục 8-1 (bảng ngang) (5/8 trang)

phụ lục 8-1 (bảng ngang) (6/8 trang)

phụ lục 8-1 (bảng ngang) (7/8 trang)

phụ lục 8-1 (bảng ngang) (8/8 trang)

Phụ lục 8-2

Tri số c \sqrt{R}

R(m)	n = 0,01	n = 0,012	n = 0,014	n = 0,017	n = 0,02	n = 0,0225	n = 0,025	n = 0,0275	n = 0,03
	K = 5,65	K = 4,7	K = 4	K = 3,25	K = 2,8	K = 2,5	K = 2,25	K = 2	K = 1,9
0,025	11,32	8,69	6,81	4,81	3,42	2,54	1,84	1,26	0,78
03	12,65	9,76	7,7	5,51	3,98	3,02	2,25	1,62	1,1
035	13,88	10,76	8,54	6,18	4,53	3,49	2,66	1,98	1,41
04	15,04	11,71	9,33	6,81	5,04	3,93	3,04	2,32	1,71
045	16,15	12,61	10,09	7,41	5,54	4,36	3,42	2,65	2,01
05	17,2	13,48	10,82	8,	6,02	4,78	3,79	2,98	2,3
055	18,21	14,3	11,52	8,56	6,49	5,19	4,14	3,29	2,58
06	19,19	15,1	12,19	9,1	6,94	5,58	4,49	3,6	2,86
065	20,13	15,88	12,85	9,63	7,38	5,97	4,83	3,91	3,14
07	21,04	16,63	13,48	10,15	7,81	6,34	5,17	4,21	3,4
075	21,92	17,36	14,1	10,65	8,23	6,71	5,49	4,5	3,67
08	22,78	18,07	14,7	11,14	8,64	7,07	5,81	4,79	3,93
085	23,62	18,76	15,29	11,61	9,04	7,42	6,13	5,07	4,18
09	24,44	19,44	15,87	12,08	9,44	7,77	6,44	5,35	4,44
095	25,24	20,1	16,43	12,55	9,83	8,12	6,75	5,63	4,69
0,1	26,02	20,74	16,98	12,99	10,2	8,45	7,04	5,89	4,94
11	27,53	22,	18,05	13,87	10,94	9,1	7,63	6,42	5,42
12	28,99	23,61	19,09	14,72	11,66	9,74	8,2	6,94	5,89
13	30,39	24,38	20,09	15,54	12,36	10,36	8,76	7,45	6,36
14	31,75	25,51	21,06	16,24	13,04	10,97	9,3	7,94	6,81
15	33,07	26,61	22,01	17,12	13,71	11,56	9,83	8,43	7,25
16	34,36	27,79	22,93	17,88	14,35	12,13	10,36	8,9	7,69
17	35,61	28,73	23,83	18,63	14,99	12,71	10,87	9,37	8,12
18	36,82	29,75	24,7	19,35	15,61	13,26	11,37	9,83	8,55
19	38,02	30,75	25,57	20,07	16,23	13,81	11,87	10,22	8,97
0,2	39,18	31,72	26,4	20,76	16,82	14,34	12,35	10,73	9,37
21	40,32	32,68	27,23	21,45	17,41	14,87	12,83	11,17	9,78
22	41,43	33,61	28,03	22,12	17,99	15,38	13,3	11,59	10,17
23	42,53	34,54	28,83	22,78	18,56	15,9	13,77	12,02	10,57
24	43,6	35,44	29,61	23,43	19,12	16,4	14,22	12,44	10,96
25	44,66	36,33	30,38	24,07	19,67	16,9	14,67	12,56	11,34
26	45,7	37,2	31,14	24,7	20,21	17,38	15,12	13,26	11,72

R(m)	n = 0,01	n = 0,012	n = 0,014	n = 0,017	n = 0,02	n = 0,0225	n = 0,025	n = 0,0275	n = 0,03
	K = 5,65	K = 4,7	K = 4	K = 3,25	K = 2,8	K = 2,5	K = 2,25	K = 2	K = 1,9
0,27	46,72	38,06	31,88	25,32	20,74	17,86	15,55	13,66	12,09
28	47,73	38,9	32,61	25,94	21,28	18,34	15,99	14,06	12,46
29	48,71	39,74	33,33	26,54	21,8	18,81	16,41	14,46	12,83
0,3	49,69	40,56	34,05	27,14	22,3	19,28	16,84	14,85	13,19
31	50,65	41,37	34,75	27,72	22,81	19,72	17,25	15,22	13,54
32	51,6	42,17	35,44	28,31	23,32	20,18	17,66	15,61	13,89
33	52,55	42,97	36,14	28,89	23,82	20,63	18,08	15,99	14,25
34	53,47	43,75	36,81	29,46	24,31	21,08	18,48	16,37	14,6
35	54,39	44,52	37,49	30,02	24,8	21,52	18,89	16,74	14,95
36	55,29	45,28	38,15	30,58	25,28	21,96	19,29	17,11	15,29
37	56,18	46,04	38,8	31,13	25,76	22,39	19,68	17,41	15,63
38	57,06	46,78	39,45	31,68	26,24	22,82	20,08	17,84	15,97
39	57,93	47,52	40,09	32,21	26,7	23,24	20,46	18,19	16,3
0,4	58,79	48,25	40,73	32,75	27,17	23,66	20,85	18,55	16,63
41	59,65	48,97	41,36	33,28	27,63	24,08	21,23	18,9	16,96
42	60,49	49,68	41,97	33,8	28,08	24,49	21,6	19,25	17,28
43	61,32	50,38	42,59	34,31	28,53	24,89	21,97	19,59	17,6
44	62,14	51,08	43,2	34,83	28,97	25,29	22,34	19,93	17,92
45	62,96	51,78	43,8	35,34	29,42	25,7	22,72	20,28	18,25
46	63,78	52,47	44,41	35,85	29,87	26,1	23,09	20,62	18,57
47	64,58	53,15	45,	36,35	30,3	26,5	23,45	20,96	18,88
48	65,37	53,82	45,58	36,84	30,73	26,89	23,8	21,29	19,19
49	66,16	54,49	46,17	37,34	31,16	27,28	24,16	21,62	19,5
0,5	66,94	55,14	46,74	37,82	31,58	27,65	24,51	21,94	19,8
52	68,48	56,45	47,88	38,78	32,47	28,42	25,51	22,59	20,41
54	69,99	57,74	49,	39,73	33,24	29,17	25,9	23,23	21,
56	71,49	59,01	50,11	40,67	34,06	29,92	26,59	23,87	21,6
58	72,96	60,26	51,2	41,59	34,87	30,65	27,26	24,49	22,19
0,6	74,41	61,49	52,28	42,51	35,67	31,38	27,93	25,12	22,77
62	75,83	62,7	53,34	43,41	36,46	32,09	28,59	25,73	23,34
64	77,25	63,91	54,39	44,3	37,24	32,8	29,25	26,34	23,91
66	78,64	65,1	55,44	45,19	38,02	33,51	29,9	26,95	24,49
68	80,02	66,27	56,46	46,06	38,78	34,21	30,54	27,54	25,05
0,7	81,36	67,41	57,46	46,91	39,53	34,88	31,16	28,12	25,59
72	82,7	68,55	58,46	47,75	40,27	35,26	31,78	28,7	26,13

R(m)	n = 0,01	n = 0,012	n = 0,014	n = 0,017	n = 0,02	n = 0,0225	n = 0,025	n = 0,0275	n = 0,03
	K = 5,65	K = 4,7	K = 4	K = 3,25	K = 2,8	K = 2,5	K = 2,25	K = 2	K = 1,9
0,74	84,02	69,88	59,45	48,6	41,	36,23	32,41	29,28	26,68
76	85,33	70,8	60,43	49,43	41,74	36,9	33,03	29,86	27,22
78	86,62	71,9	61,39	50,25	42,46	37,56	33,63	30,42	27,75
0,8	87,9	72,9	62,35	51,07	43,17	38,21	34,23	30,98	28,28
82	89,17	74,07	63,3	51,88	43,89	38,86	34,84	31,55	28,8
84	90,41	75,13	64,23	52,67	44,58	39,5	35,42	32,09	29,31
86	91,65	76,18	65,16	53,46	45,27	40,13	36,	32,64	29,83
88	92,87	77,23	66,08	54,07	45,8	40,59	36,42	33,01	30,17
0,9	94,09	78,27	66,99	55,02	46,65	41,39	37,17	33,72	30,85
92	95,3	79,31	67,9	55,8	47,34	42,02	37,75	34,26	31,36
94	96,48	80,32	68,79	56,56	48,	42,62	38,31	34,79	31,85
96	97,66	81,32	69,97	57,31	48,67	43,23	38,87	35,31	32,35
98	96,83	82,32	70,55	58,06	49,33	43,84	39,43	35,84	32,84
1,0	100	83,32	71,43	58,81	50,	44,44	40,	36,36	33,33
02	101,15	84,31	72,3	59,56	50,65	45,05	40,55	36,88	33,82
04	102,28	85,28	73,15	60,28	51,29	45,63	41,09	37,39	34,3
06	103,41	86,24	74,00	61,01	51,92	46,21	41,63	37,89	34,77
08	104,52	87,2	74,34	61,73	52,56	46,79	42,17	38,4	35,25
1,1	105,64	88,15	75,68	62,45	53,19	47,37	42,71	38,9	35,72
12	106,74	89,11	76,51	63,16	53,82	47,95	43,24	39,4	36,19
14	107,84	90,04	77,34	63,87	54,45	48,53	43,78	39,9	36,67
16	108,94	90,98	78,17	64,58	55,08	49,11	44,32	40,4	37,14
18	110	91,89	78,97	65,27	55,08	49,67	44,83	40,89	37,59
1,2	111,07	92,81	79,78	65,96	56,29	50,22	45,34	41,37	38,05
22	112,12	93,72	80,58	66,64	56,9	50,77	45,55	41,85	38,5
24	113,18	94,62	81,38	67,33	57,5	51,32	46,37	42,33	38,95
26	114,23	95,52	82,17	68,	58,1	51,87	46,88	42,8	39,4
28	115,28	96,41	82,96	68,68	58,7	52,43	47,39	43,28	39,86
1,3	116,32	97,3	83,74	69,36	59,3	52,98	47,9	43,76	40,31
32	117,35	98,19	84,53	70,03	59,9	53,52	48,41	44,24	40,76
34	118,36	99,06	85,3	70,09	60,48	54,06	48,91	44,7	41,2
36	119,38	99,94	86,07	71,36	61,06	64,6	49,41	45,17	41,64
38	120,38	100,79	86,82	72,	61,63	55,12	49,89	45,62	42,07
1,4	121,37	101,64	87,58	72,65	62,21	55,64	50,38	46,08	42,5
42	122,36	102,49	88,32	73,29	62,78	56,16	50,86	46,53	42,93

R(m)	n = 0,01	n = 0,012	n = 0,014	n = 0,017	n = 0,02	n = 0,0225	n = 0,025	n = 0,0275	n = 0,03
	K = 5,65	K = 4,7	K = 4	K = 3,25	K = 2,8	K = 2,5	K = 2,25	K = 2	K = 1,9
1,44	123,35	102,34	89,07	73,93	63,35	56,69	51,35	46,99	43,36
46	124,33	104,18	89,81	74,57	63,91	57,21	51,83	47,44	43,79
48	125,31	105,02	90,55	75,21	63,74	57,73	52,31	47,89	45,22
1,5	126,29	105,86	91,3	75,85	65,04	58,25	52,8	48,35	44,64
55	128,68	107,92	93,12	77,41	66,43	59,52	53,98	49,46	45,69
1,6	131,06	109,86	94,92	78,97	67,8	60,79	55,16	50,57	46,73
65	133,38	111,96	96,69	80,49	69,15	62,03	56,31	51,65	47,75
1,7	135,69	113,95	98,45	82,	70,49	63,26	57,46	52,72	48,77
75	137,98	115,92	100,19	83,5	71,82	64,49	58,6	53,8	49,79
1,8	140,22	117,85	101,89	84,97	73,13	65,69	59,72	54,85	50,78
85	142,44	119,76	103,59	86,43	74,43	66,88	60,83	55,89	51,77
1,9	144,65	121,66	105,27	87,88	75,72	68,07	61,94	56,94	52,76
95	146,81	123,52	106,92	89,3	76,98	69,24	63,02	57,95	53,72
2,0	148,96	125,37	108,56	90,72	78,24	70,39	64,1	58,97	54,68
05	151,09	127,21	110,19	92,12	79,49	71,55	65,18	59,98	55,64
1	153,17	129,01	111,78	93,5	80,71	72,67	66,23	60,96	56,57
15	155,25	130,8	113,36	94,86	81,92	73,79	67,27	61,94	57,5
2	157,3	132,57	114,94	96,22	83,13	74,91	68,31	62,92	58,43
25	159,35	134,34	116,5	97,58	84,34	76,02	69,35	63,9	59,35
3	161,38	136,09	118,06	98,92	85,54	77,13	70,38	64,87	60,28
35	163,37	137,8	119,58	100,24	86,71	78,21	71,39	65,82	61,17
4	165,34	139,51	121,09	101,54	87,87	79,28	72,39	66,76	62,07
45	167,3	141,21	122,59	102,85	89,03	80,35	73,39	67,7	62,96
5	169,26	142,89	124,09	104,14	90,18	81,42	74,39	68,64	63,85
55	171,19	144,57	125,58	105,43	91,34	82,48	75,38	69,58	64,74
6	173,09	146,21	127,03	106,69	92,46	83,52	76,35	70,49	65,6
65	174,98	147,84	128,48	107,94	93,58	84,55	77,31	71,39	66,46
7	176,86	149,46	129,92	109,19	94,69	85,57	78,27	72,3	67,32
75	178,72	151,07	131,35	110,43	95,8	86,6	79,22	73,2	68,17
8	180,58	152,67	132,78	111,67	96,9	87,61	80,18	74,1	69,03
85	182,42	154,27	134,2	112,9	98,	88,64	81,13	75,	69,58
9	184,26	155,86	135,61	114,13	99,1	89,65	82,08	75,9	70,73
95	186,05	157,41	136,99	115,32	100,16	90,54	83,	76,76	71,55
3,0	187,83	158,95	138,36	116,51	101,22	91,62	83,91	77,62	72,37
1	191,38	162,02	141,08	118,87	103,33	93,57	85,74	79,34	74,

R(m)	n = 0,01	n = 0,012	n = 0,014	n = 0,017	n = 0,02	n = 0,0225	n = 0,025	n = 0,0275	n = 0,03
	K = 5,65	K = 4,7	K = 4	K = 3,25	K = 2,8	K = 2,5	K = 2,25	K = 2	K = 1,9
3,2	194,88	165,05	143,78	121,21	105,43	95,51	87,55	81,05	75,63
3	198,32	168,03	146,43	123,51	107,48	97,41	89,33	83,73	77,22
4	201,73	170,98	149,06	125,8	109,52	99,3	91,1	84,4	78,81
5	205,11	173,91	151,67	128,06	111,55	101,18	92,86	86,06	80,39
6	208,42	176,78	154,22	130,28	113,54	103,02	94,58	87,68	81,94
7	211,17	179,63	156,76	132,49	115,51	104,85	96,29	89,3	83,47
8	214,96	182,45	159,28	134,63	117,48	106,67	98,	90,92	85,01
9	218,15	185,22	161,74	136,83	119,4	108,15	99,66	92,49	86,51
4,0	221,32	187,97	164,19	138,96	121,31	110,22	101,32	94,06	88,
2	227,55	193,38	169,01	143,15	125,07	113,7	104,59	97,14	90,93
4	233,65	198,67	173,73	147,27	128,46	117,12	107,79	100,17	93,82
6	239,66	203,9	178,4	151,34	132,41	120,51	110,96	103,18	96,69
8	245,51	208,98	178,93	155,29	135,96	123,81	117,06	106,1	99,46
5,0	251,29	214,	178,42	159,21	139,47	127,07	117,13	109	102,23
25	258,35	220,14	192,9	163,99	143,77	131,06	120,87	112,55	105,6
5	265,26	226,15	198,27	168,68	147,98	134,98	124,55	116,03	108,92
75	272,07	232,09	203,58	173,32	152,16	138,86	128,2	119,49	112,22
6,0	278,7	237,86	208,73	177,83	156,21	142,63	131,73	122,84	115,41
25	285,25	243,56	213,84	182,29	160,23	146,37	135,25	126,17	118,59
5	291,66	249,15	218,84	186,67	164,17	150,03	138,69	129,43	121,71
75	297,96	254,64	223,74	190,97	168,04	153,63	142,07	132,64	124,76
7,0	304,17	260,06	228,6	195,22	171,87	157,2	145,43	135,82	127,8
25	310,27	265,38	233,36	199,39	175,63	160,7	148,72	138,94	130,78
5	316,31	270,64	238,08	203,53	179,36	164,17	151,99	142,04	133,74
75	322,23	275,81	242,71	207,58	183,02	167,58	155,19	145,09	136,65
8,0	328,08	290,64	247,29	211,61	186,65	170,96	158,38	148,1	139,53
5	339,52	290,91	256,25	219,46	193,73	177,56	164,6	154,01	145,17
9,0	350,7	300,67	265,	227,15	200,68	178,04	170,7	159,8	150,71
5	361,62	310,22	273,58	234,69	207,49	190,39	176,69	165,49	156,15
10	372,24	319,51	281,92	242,02	214,11	196,57	182,51	171,02	161,44

phụ lục 8-3 (bảng ngang) (1/5 trang)

phụ lục 8-3 (bảng ngang) (2/5 trang)

phụ lục 8-3 (bảng ngang) (3/5 trang)

phụ lục 8-3 (bảng ngang) (4/5 trang)

phụ lục 8-3 (bảng ngang) (5/5 trang)

Phụ lục 8-4

Lưu tốc cho phép không xói của dòng chảy đối với đất không dính

Đường kính trung bình hạt d (mm)	Lưu tốc trung bình (m/s) với các độ sâu khác nhau (m)				
	0,5	1,0	3,0	5,0	10,0
0,05	0,52	0,55	0,60	0,62	0,66
0,15	0,36	0,38	0,42	0,44	0,46
0,25	0,37	0,39	0,41	0,45	0,48
0,37	0,38	0,41	0,46	0,48	0,51
0,50	0,41	0,44	0,50	0,52	0,55
0,75	0,47	0,51	0,57	0,59	0,63
1,00	0,51	0,55	0,62	0,65	0,69
2,00	0,64	0,70	0,79	0,83	0,89
2,50	0,69	0,75	0,86	0,90	0,97
3,00	0,73	0,80	0,91	0,96	1,03
5,00	0,87	0,96	1,10	1,17	1,25
10,00	1,10	1,23	1,42	1,51	1,64
15,00	1,26	1,42	1,65	1,76	1,92
20,00	1,37	1,55	1,84	1,96	2,14
25,00	1,48	1,65	1,98	2,12	2,32
30,00	1,56	1,76	2,10	2,26	2,48
40,00	1,68	1,93	2,32	2,50	2,75
45,00	2,01	2,35	2,89	2,14	3,48
100,00	2,15	2,54	3,14	3,46	3,85
150,00	2,35	2,84	3,62	3,96	4,46
200,00	2,47	2,03	3,92	4,31	4,87
300,00	2,90	3,32	4,40	4,94	5,58

Chú thích: Bảng này trích ở quy phạm BCH 2-65 do Ủy ban tưới và thủy lợi nhà nước Xô viết thông qua ngày 27 tháng 2 năm 1965.

Phụ lục 8-5

Lưu tốc cho phép không xói của dòng chảy đối với các loại đất dính

Lực kết dính tính toán C_t (10^5 N/m ²)	Lưu tốc cho phép (m/s) khi độ sâu bằng (m)				
	0,5	1	3	5	10
0,005	0,39	0,43	0,49	0,52	0,56
0,010	0,44	0,48	0,55	0,58	0,63

Lực kết dính tính toán C_t (10^5 N/m^2)	Lưu tốc cho phép (m/s) khi độ sâu bằng (m)				
	0,5	1	3	5	10
0,020	0,52	0,57	0,65	0,69	0,74
0,030	0,59	0,64	0,74	0,78	0,84
0,040	0,65	0,71	0,81	0,86	0,92
0,050	0,71	0,77	0,89	0,98	1,01
0,075	0,83	0,91	1,04	1,10	1,19
0,100	0,96	1,04	1,20	1,27	1,37
0,125	1,03	1,13	1,30	1,37	1,47
0,150	1,13	1,23	1,41	1,49	1,61
0,175	1,21	1,33	1,52	1,60	1,72
0,200	1,28	1,40	1,60	1,69	1,82
0,225	1,36	1,48	1,70	1,80	1,93
0,250	1,42	1,55	1,78	1,88	2,02
0,300	1,54	1,69	1,94	2,04	2,20
0,350	1,67	1,83	2,09	2,21	2,38
0,400	1,79	1,96	2,25	2,38	2,56
0,450	1,88	2,06	2,35	2,49	2,64
0,500	1,99	2,17	2,50	2,63	2,84
0,600	2,16	2,38	2,72	2,88	3,10

Chú thích: Bảng này cũng trích ở quy phạm Liên Xô BCH 2-65. Các số liệu ứng với trị số kích thước cụm đất bị tách ra $d_c = 4 \text{ mm}$ là trường hợp hay gặp nhất trong thực tế.

Phụ lục 8-6

Trị số lực dính kết tính toán C_t của đất dính

Độ ẩm của đất ở giới hạn lân %	Lực dính kết tính toán (10^5 N/m) khi độ rỗng có trị số bằng					
	0,41 ÷ 0,50	0,51 ÷ 0,60	0,61 ÷ 0,70	0,71 ÷ 0,80	0,81 ÷ 0,95	0,96 ÷ 1,10
9,5 ÷ 12,4	0,03	0,01	0,01			
12,5 ÷ 15,4	0,14	0,07	0,04	0,02		
15,5 ÷ 18,4		0,19	0,11	0,08	0,04	0,02
18,5 ÷ 22,4			0,28	0,19	0,10	0,06
22,5 ÷ 26,4				0,36	0,25	0,12
26,5 ÷ 30,4					0,40	0,22

Giá trị độ sâu phân giới (h_k) của kênh chữ nhật

q (m ³ /s.m)	h_k (m)		q (m ³ /s.m)	h_k (m)	
	$\alpha = 1,0$	$\alpha = 1,1$		$\alpha = 1,0$	$\alpha = 1,1$
0,05	0,064	0,066	1,95	0,729	0,753
0,10	0,100	0,104	2,00	0,742	0,765
0,15	0,132	0,136	2,05	0,754	0,778
0,20	0,160	0,165	2,10	0,766	0,790
0,25	0,186	0,192	2,15	0,778	0,803
0,30	0,209	0,216	2,20	0,790	0,815
0,35	0,232	0,240	2,25	0,802	0,829
0,40	0,254	0,262	2,30	0,814	0,840
0,45	0,274	0,283	2,35	0,826	0,852
0,50	0,295	0,304	2,40	0,837	0,861
0,55	0,314	0,323	2,45	0,848	0,876
0,60	0,332	0,343	2,50	0,861	0,889
0,65	0,350	0,362	2,55	0,812	0,900
0,70	0,368	0,380	2,60	0,883	0,912
0,75	0,385	0,397	2,65	0,894	0,924
0,80	0,402	0,415	2,70	0,906	0,934
0,85	0,419	0,432	2,75	0,917	0,946
0,90	0,35	0,449	2,80	0,928	0,958
0,95	0,451	0,465	2,85	0,939	0,969
1,00	0,467	0,482	2,90	0,950	0,980
1,05	0,483	0,498	2,95	0,961	0,991
1,10	0,497	0,513	3,00	0,972	1,003
1,15	0,512	0,529	3,05	0,983	1,014
1,20	0,527	0,544	3,10	0,993	1,025
1,25	0,542	0,559	3,15	1,004	1,035
1,30	0,556	0,574	3,20	1,014	1,047
1,35	0,570	0,589	3,25	1,025	1,058
1,40	0,584	0,604	3,30	1,035	1,069
1,45	0,598	0,618	3,35	1,046	1,080
1,50	0,612	0,632	3,40	1,056	1,090
1,55	0,626	0,646	3,45	1,068	1,100

q (m ³ /s.m)	h _k (m)		q (m ³ /s.m)	h _k (m)	
	α = 1,0	α = 1,1		α = 1,0	α = 1,1
1,60	0,639	0,660	3,50	1,077	1,110
1,65	0,652	0,673	3,55	1,087	1,122
1,70	0,665	0,687	3,60	1,096	1,130
1,75	0,678	0,700	3,65	1,107	1,143
1,80	0,692	0,714	3,70	1,118	1,153
1,85	0,704	0,727	3,75	1,128	1,164
1,90	0,716	0,740	3,80	1,137	1,174
3,85	1,147	1,183	5,75	1,500	1,549
3,90	1,157	1,194	5,80	1,509	1,557
3,95	1,167	1,204	5,85	1,518	1,566
4,00	1,176	1,214	5,90	1,527	1,575
4,05	1,186	1,224	5,95	1,534	1,584
4,10	1,196	1,235	6,00	1,543	1,593
4,15	1,206	1,245	6,05	1,551	1,601
4,20	1,216	1,255	6,10	1,559	1,609
4,25	1,225	1,265	6,15	1,568	1,618
4,30	1,235	1,275	6,20	1,577	1,628
4,35	1,246	1,285	6,25	1,586	1,637
4,40	1,255	1,294	6,30	1,595	1,646
4,45	1,264	1,304	6,35	1,601	1,653
4,50	1,274	1,314	6,40	1,615	1,662
4,55	1,282	1,323	6,45	1,618	1,670
4,60	1,292	1,333	6,50	1,627	1,680
4,65	1,301	1,343	6,55	1,636	1,689
4,70	1,310	1,352	6,60	1,644	1,698
4,75	1,320	1,362	6,65	1,653	1,705
4,80	1,330	1,372	6,70	1,661	1,714
4,85	1,338	1,381	6,75	1,670	1,723
4,90	1,348	1,390	6,80	1,677	1,731
4,95	1,357	1,400	6,85	1,686	1,740
5,00	1,366	1,410	6,90	1,694	1,749
5,05	1,375	1,420	6,95	1,703	1,758
5,10	1,384	1,429	7,00	1,710	1,765
5,15	1,393	1,438	7,05	1,717	1,773
5,20	1,402	1,447	7,10	1,726	1,782

q (m ³ /s.m)	h _k (m)		q (m ³ /s.m)	h _k (m)	
	α = 1,0	α = 1,1		α = 1,0	α = 1,1
5,25	1,411	1,456	7,15	1,735	1,790
5,30	1,420	1,465	7,20	1,743	1,799
5,35	1,428	1,474	7,25	1,750	1,806
5,40	1,437	1,484	7,30	1,759	1,815
5,45	1,446	1,493	7,35	1,767	1,823
5,50	1,455	1,502	7,40	1,774	1,831
5,55	1,464	1,511	7,45	1,782	1,839
5,60	1,473	1,520	7,50	1,790	1,847
5,65	1,482	1,529	7,55	1,798	1,856
5,70	1,491	1,538	7,60	1,806	1,865
7,65	1,813	1,872	9,50	2,097	2,162
7,70	1,821	1,880	9,55	2,105	2,171
7,75	1,830	1,888	9,60	2,111	2,179
7,80	1,838	1,896	9,65	2,119	2,188
7,85	1,845	1,905	9,70	2,125	2,194
7,90	1,853	1,913	9,75	2,132	2,200
7,95	1,861	1,920	9,80	2,139	2,208
8,00	1,868	1,928	9,85	2,146	2,215
8,05	1,876	1,936	9,90	2,154	2,223
8,10	1,885	1,945	9,95	2,161	2,230
8,15	1,893	1,953	10,00	2,168	2,237
8,20	1,900	1,961	10,05	2,175	2,245
8,25	1,908	1,970	10,10	2,182	2,252
8,30	1,915	1,977	10,15	2,190	2,260
8,35	1,923	1,985	10,20	2,198	2,268
8,40	1,930	1,993	10,25	2,205	2,276
8,45	1,938	2,000	10,30	2,212	2,283
8,50	1,945	2,009	10,35	2,219	2,290
8,55	1,953	2,018	10,40	2,226	2,298
8,60	1,961	2,023	10,45	2,233	2,305
8,65	1,969	2,032	10,50	2,240	2,312
8,70	1,977	2,040	10,55	2,247	2,319
8,75	1,983	2,018	10,60	2,258	2,331
8,80	1,990	2,055	10,65	2,265	2,338
8,85	1,998	2,062	10,70	2,272	2,345

q (m ³ /s.m)	h _k (m)		q (m ³ /s.m)	h _k (m)	
	α = 1,0	α = 1,1		α = 1,0	α = 1,1
8,90	2,003	2,070	10,75	2,275	2,348
8,95	2,013	2,077	10,80	2,282	2,356
9,00	2,020	2,085	10,85	2,289	2,363
9,05	2,028	2,093	10,90	2,296	2,370
9,10	2,036	2,102	10,95	2,303	2,377
9,15	2,043	2,109	11,00	2,319	2,384
9,20	2,051	2,116	11,05	2,317	2,391
9,25	2,058	2,124	11,10	2,324	2,399
9,30	2,066	2,132	11,15	2,330	2,405
9,35	2,073	2,140	11,20	2,338	2,413
9,40	2,080	2,148	11,25	2,345	2,420
9,45	2,089	2,155	11,30	2,352	2,427
11,35	2,358	2,434	12,9	2,570	2,653
11,40	2,366	2,441	13,0	2,587	2,670
11,45	2,373	2,448	13,1	2,593	2,681
11,50	2,379	2,455	13,2	2,608	2,692
11,55	2,386	2,453	13,3	2,622	2,706
11,60	2,393	2,470	13,4	2,638	2,721
11,65	2,400	2,477	13,5	2,649	2,736
11,70	2,407	2,483	13,6	2,662	2,749
11,75	2,414	2,491	13,7	2,673	2,761
11,80	2,421	2,498	13,8	2,686	2,775
11,85	2,428	2,506	13,9	2,699	2,789
11,90	2,434	2,512	14,0	2,718	2,803
11,95	2,441	2,519	14,1	2,728	2,819
12,00	2,448	2,529	14,2	2,742	2,831
12,1	2,460	2,541	14,3	2,751	2,843
12,2	2,479	2,558	14,4	2,765	2,858
12,3	2,490	2,571	14,5	2,779	2,871
12,4	2,502	2,584	14,6	2,792	2,882
12,5	2,518	2,598	14,7	2,806	2,898
12,6	2,533	2,619	14,8	2,819	2,908
12,7	2,543	2,625	14,9	2,831	2,922
12,8	2,554	2,640	15,0	2,843	2,937

Phụ lục 9-2

Trị số $\xi_k = \frac{\alpha Q^2}{gd^5}$ để tính độ sâu phân giới của kênh mặt cắt tròn

$s_k = \frac{h_k}{d}$	ξ_k	$s_k = \frac{h_k}{d}$	ξ_k
0	0	0,50	0,0606
0,10	0,00112	0,52	0,0704
0,12	0,00223	0,54	0,0813
0,14	0,00430	0,56	0,0935
0,16	0,00728	0,58	0,1068
0,18	0,001155	0,60	0,1217
0,20	0,001745	0,62	0,1380
0,22	0,002540	0,64	0,1555
0,24	0,00356	0,66	0,1755
0,26	0,00486	0,68	0,1970
0,28	0,00650	0,70	0,2217
0,30	0,00848	0,72	0,247
0,32	0,01087	0,74	0,276
0,34	0,01380	0,76	0,308
0,36	0,172	0,78	0,343
0,38	0,0212	0,80	0,382
0,40	0,0258	0,82	0,426
0,42	0,0311	0,84	0,477
0,44	0,0371	0,86	0,535
0,46	0,0440	0,88	0,605
0,48	0,0518	0,90	0,690
0,50	0,0606	1,00	∞

phụ lục 9-3 (bảng ngang) (1/6 trang)

phụ lục 9-3 (bảng ngang) (2/6 trang)

phụ lục 9-3 (bảng ngang) (3/6 trang)

phụ lục 9-3 (bảng ngang) (4/6 trang)

phụ lục 9-3 (bảng ngang) (5/6 trang)

phụ lục 9-3 (bảng ngang) (6/6 trang)

phụ lục 9-4 (bảng ngang) (1/6 trang)

phụ lục 9-4 (bảng ngang) (2/6 trang)

phụ lục 9-4 (bảng ngang) (3/6 trang)

phụ lục 9-4 (bảng ngang) (4/6 trang)

phụ lục 9-4 (bảng ngang) (5/6 trang)

phụ lục 9-4 (bảng ngang) (6/6 trang)

phụ lục 9-5 (bảng ngang) (1/7 trang)

phụ lục 9-5 (bảng ngang) (2/7 trang)

phụ lục 9-5 (bảng ngang) (3/7 trang)

phụ lục 9-5 (bảng ngang) (4/7 trang)

phụ lục 9-5 (bảng ngang) (5/7 trang)

phụ lục 9-5 (bảng ngang) (6/7 trang)

phụ lục 9-5 (bảng ngang) (7/7 trang)

Giá trị độ sâu phân giới (h_k) của kênh chữ nhật

q (m ³ /s.m)	h_k (m)		q (m ³ /s.m)	h_k (m)	
	$\alpha = 1,0$	$\alpha = 1,1$		$\alpha = 1,0$	$\alpha = 1,1$
0,05	0,064	0,066	1,60	0,639	0,660
0,10	0,100	0,104	1,65	0,652	0,673
0,15	0,132	0,136	1,70	0,665	0,687
0,20	0,160	0,165	1,75	0,678	0,700
0,25	0,186	0,192	1,80	0,692	0,714
0,30	0,209	0,216	1,85	0,704	0,727
0,35	0,232	0,240	1,90	0,716	0,740
0,40	0,254	0,262	1,95	0,729	0,753
0,45	0,274	0,283	2,00	0,742	0,765
0,50	0,295	0,304	2,05	0,754	0,778
0,55	0,314	0,323	2,10	0,766	0,790
0,60	0,332	0,343	2,15	0,778	0,803
0,65	0,350	0,362	2,20	0,790	0,815
0,70	0,368	0,380	2,25	0,802	0,829
0,75	0,385	0,397	2,30	0,814	0,840
0,80	0,402	0,415	2,35	0,826	0,852
0,85	0,419	0,432	2,40	0,837	0,861
0,90	0,35	0,449	2,45	0,848	0,876
0,95	0,451	0,465	2,50	0,861	0,889
1,00	0,467	0,482	2,55	0,812	0,900
1,05	0,483	0,498	2,60	0,883	0,912
1,10	0,497	0,513	2,65	0,894	0,924
1,15	0,512	0,529	2,70	0,906	0,934
1,20	0,527	0,544	2,75	0,917	0,946
1,25	0,542	0,559	2,80	0,928	0,958
1,30	0,556	0,574	2,85	0,939	0,969
1,35	0,570	0,589	2,90	0,950	0,980
1,40	0,584	0,604	2,95	0,961	0,991
1,45	0,598	0,618	3,00	0,972	1,003
1,50	0,612	0,632	3,05	0,983	1,014
1,55	0,626	0,646	3,10	0,993	1,025

q (m ³ /s.m)	h _k (m)		q (m ³ /s.m)	h _k (m)	
	α = 1,0	α = 1,1		α = 1,0	α = 1,1
3,15	1,004	1,035	4,90	1,348	1,390
3,20	1,014	1,047	4,95	1,357	1,400
3,25	1,025	1,058	5,00	1,366	1,410
3,30	1,035	1,069	5,05	1,375	1,420
3,35	1,046	1,080	5,10	1,384	1,429
3,40	1,056	1,090	5,15	1,393	1,438
3,45	1,068	1,100	5,20	1,402	1,447
3,50	1,077	1,110	5,25	1,411	1,456
3,55	1,087	1,122	5,30	1,420	1,465
3,60	1,096	1,130	5,35	1,428	1,474
3,65	1,107	1,143	5,40	1,437	1,484
3,70	1,118	1,153	5,45	1,446	1,493
3,75	1,128	1,164	5,50	1,455	1,502
3,80	1,137	1,174	5,55	1,464	1,511
3,85	1,147	1,183	5,60	1,473	1,520
3,90	1,157	1,194	5,65	1,482	1,529
3,95	1,167	1,204	5,70	1,491	1,538
4,00	1,176	1,214	5,75	1,500	1,549
4,05	1,186	1,224	5,80	1,509	1,557
4,10	1,196	1,235	5,85	1,518	1,566
4,15	1,206	1,245	5,90	1,527	1,575
4,20	1,216	1,255	5,95	1,534	1,584
4,25	1,225	1,265	6,00	1,543	1,593
4,30	1,235	1,275	6,05	1,551	1,601
4,35	1,246	1,285	6,10	1,559	1,609
4,40	1,255	1,294	6,15	1,568	1,618
4,45	1,264	1,304	6,20	1,577	1,628
4,50	1,274	1,314	6,25	1,586	1,637
4,55	1,282	1,323	6,30	1,595	1,646
4,60	1,292	1,333	6,35	1,601	1,653
4,65	1,301	1,343	6,40	1,615	1,662
4,70	1,310	1,352	6,45	1,618	1,670
4,75	1,320	1,362	6,50	1,627	1,680
4,80	1,330	1,372	6,55	1,636	1,689
4,85	1,338	1,381	6,60	1,644	1,698

q (m ³ /s.m)	h _k (m)		q (m ³ /s.m)	h _k (m)	
	α = 1,0	α = 1,1		α = 1,0	α = 1,1
6,65	1,653	1,705	8,40	1,930	1,993
6,70	1,661	1,714	8,45	1,938	2,000
6,75	1,670	1,723	8,50	1,945	2,009
6,80	1,677	1,731	8,55	1,953	2,018
6,85	1,686	1,740	8,60	1,961	2,023
6,90	1,694	1,749	8,65	1,969	2,032
6,95	1,703	1,758	8,70	1,977	2,040
7,00	1,710	1,765	8,75	1,983	2,018
7,05	1,717	1,773	8,80	1,990	2,055
7,10	1,726	1,782	8,85	1,998	2,062
7,15	1,735	1,790	8,90	2,003	2,070
7,20	1,743	1,799	8,95	2,013	2,077
7,25	1,750	1,806	9,00	2,020	2,085
7,30	1,759	1,815	9,05	2,028	2,093
7,35	1,767	1,823	9,10	2,036	2,102
7,40	1,774	1,831	9,15	2,043	2,109
7,45	1,782	1,839	9,20	2,051	2,116
7,50	1,790	1,847	9,25	2,058	2,124
7,55	1,798	1,856	9,30	2,066	2,132
7,60	1,806	1,865	9,35	2,073	2,140
7,65	1,813	1,872	9,40	2,080	2,148
7,70	1,821	1,880	9,45	2,089	2,155
7,75	1,830	1,888	9,50	2,097	2,162
7,80	1,838	1,896	9,55	2,105	2,171
7,85	1,845	1,905	9,60	2,111	2,179
7,90	1,853	1,913	9,65	2,119	2,188
7,95	1,861	1,920	9,70	2,125	2,194
8,00	1,868	1,928	9,75	2,132	2,200
8,05	1,876	1,936	9,80	2,139	2,208
8,10	1,885	1,945	9,85	2,146	2,215
8,15	1,893	1,953	9,90	2,154	2,223
8,20	1,900	1,961	9,95	2,161	2,230
8,25	1,908	1,970	10,00	2,168	2,237
8,30	1,915	1,977	10,05	2,175	2,245
8,35	1,923	1,985	10,10	2,182	2,252

q (m ³ /s.m)	h _k (m)		q (m ³ /s.m)	h _k (m)	
	α = 1,0	α = 1,1		α = 1,0	α = 1,1
10,15	2,190	2,260	11,85	2,428	2,506
10,20	2,198	2,268	11,90	2,434	2,512
10,25	2,205	2,276	11,95	2,441	2,519
10,30	2,212	2,283	12,00	2,448	2,529
10,35	2,219	2,290	12,1	2,460	2,541
10,40	2,226	2,298	12,2	2,479	2,558
10,45	2,233	2,305	12,3	2,490	2,571
10,50	2,240	2,312	12,4	2,502	2,584
10,55	2,247	2,319	12,5	2,518	2,598
10,60	2,258	2,331	12,6	2,533	2,619
10,65	2,265	2,338	12,7	2,543	2,625
10,70	2,272	2,345	12,8	2,554	2,640
10,75	2,275	2,348	12,9	2,570	2,653
10,80	2,282	2,356	13,0	2,587	2,670
10,85	2,289	2,363	13,1	2,593	2,681
10,90	2,296	2,370	13,2	2,608	2,692
10,95	2,303	2,377	13,3	2,622	2,706
11,00	2,319	2,384	13,4	2,638	2,721
11,05	2,317	2,391	13,5	2,649	2,736
11,10	2,324	2,399	13,6	2,662	2,749
11,15	2,330	2,405	13,7	2,673	2,761
11,20	2,338	2,413	13,8	2,686	2,775
11,25	2,345	2,420	13,9	2,699	2,789
11,30	2,352	2,427	14,0	2,718	2,803
11,35	2,358	2,434	14,1	2,728	2,819
11,40	2,366	2,441	14,2	2,742	2,831
11,45	2,373	2,448	14,3	2,751	2,843
11,50	2,379	2,455	14,4	2,765	2,858
11,55	2,386	2,453	14,5	2,779	2,871
11,60	2,393	2,470	14,6	2,792	2,882
11,65	2,400	2,477	14,7	2,806	2,898
11,70	2,407	2,483	14,8	2,819	2,908
11,75	2,414	2,491	14,9	2,831	2,922
11,80	2,421	2,498	15,0	2,843	2,937

Phụ lục 6-2

Bảng tính K ở khu bình phương sức cản ứng với ba loại ống: ống thường, ống gang mới, ống thép mới

d (mm)	ω (dm ² · 10)	Ống thường			Ống gang mới			Ống thép mới		
		K (l/s)	K ² /1000	1000/ K ²	K (l/s)	K ² /1000	1000/ K ²	K (l/s)	K ² /1000	1000/ K ²
50	1,963	8,313	0,0691	14,472	9,947	0,0980	10,111	10,10	0,1020	9,804
75	4,418	24,77	0,6136	1,6297	29,27	0,8567	1,1672	29,10	0,8824	1,1337
100	7,854	53,61	2,874	0,34795	62,85	3,950	0,25316	63,73	4,061	0,24624
125	12,272	97,39	9,485	0,10543	113,5	12,882	0,07763	115,1	13,248	0,07548
150	17,671	158,4	25,091	0,03985	183,9	33,819	0,02957	186,3	34,708	0,02881
200	31,416	340,8	116,15	0,00861	393,0	154,45	0,00647	398,0	158,40	0,00631
250	49,087	616,4	379,9	0,00263	707,6	500,70	0,00200	716,3	513,09	0,00195
300	70,686	999,3	998,6	0,00100	1143	1306	0,766.10 ⁻³	1157	1339	0,747.10 ⁻³
350	96,212	1503	2259	0,443.10 ⁻³	1715	2941	0,340.10 ⁻³	1735	3007	0,333.10 ⁻³
400	125,664	2140	4580	0,218.10 ⁻³	2435	5929	0,169.10 ⁻³	2463	6066	0,165.10 ⁻³
450	159,043	2920	8526	0,117.10 ⁻³	3316	10996	0,909.10 ⁻⁴	3354	11249	0,889.10 ⁻⁴
500	196,350	3857	14876	0,672.10 ⁻⁴	4374	19132	0,523.10 ⁻⁴	4423	29563	0,511.10 ⁻⁴
600	282,743	6239	38925	0,257.10 ⁻⁴	7053	49745	0,201.10 ⁻⁴	7131	10851	0,197.10 ⁻⁴
700	384,845	9362	87647	0,114.10 ⁻⁴	10560	111514	0,897.10 ⁻⁵	10674	113934	0,878.10 ⁻⁵
800	502,655	13301	176917	0,565.10 ⁻⁵	14937	224194	0,446.10 ⁻⁵	15132	228977	0,437.10 ⁻⁵
900	636,173	18129	328661	0,304.10 ⁻⁵	20373	415059	0,241.10 ⁻⁵	20587	423825	0,236.10 ⁻⁵
1000	785,398	23911	571736	0,175.10 ⁻⁵	26832	719956	0,139.10 ⁻⁵	27111	735006	0,136.10 ⁻⁵
1100	950,334	30709	943043	0,106.10 ⁻⁵	34416	1184461	0,844.10 ⁻⁶	34769	1208883	0,827.10 ⁻⁶
1200	1130,976	38601	1940037	0,671.10 ⁻⁶	43211	1867191	0,536.10 ⁻⁶	43650	1905323	0,525.10 ⁻⁶
1300	1327,326	47004	2266140	0,441.10 ⁻⁶	53232	2833646	0,353.10 ⁻⁶	53769	2891105	0,346.10 ⁻⁶
1400	1539,384	57807	3341649	0,299.10 ⁻⁶	64581	4470705	0,240.10 ⁻⁶	65226	4254431	0,235.10 ⁻⁶

Phụ lục 8-1

$$\text{Trị số } f(R_{\ln}) = \frac{4m_0\sqrt{i}}{Q} = \frac{1}{(CR^{2,5})_{\ln}} \quad (\text{C tính theo công thức Agorótskin})$$

m	0	0,5	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,0	2,5	3,0
4m ₀	8,0	6,944	7,00	7,312	7,828	8,424	9,128	9,88	11,54	13,1

f(R _{ln}) R _{ln} (m)	n = 0,01	n = 0,012	n = 0,014	n = 0,017	n = 0,02	n = 0,0225	n = 0,025	n = 0,0275	n = 0,03
	K = 5,65	K = 4,7	K = 4	K = 3,25	K = 2,8	K = 2,5	K = 2,25	K = 2	K = 1,9
0,025	141,3	184,5	235	332,7	468,8	631	873	1271	2046
03	87,9	113,8	144,2	201,4	279,3	367,3	493,2	683,9	1012
035	58,8	75,9	95,5	132,1	180,3	233,9	307,6	413	579,4
04	41,5	53,3	67	91,8	123,9	158,9	205,1	269,8	364,8
045	30,6	39,2	49	66,7	91,1	113,2	144,5	186,2	246
05	23,2	29,6	37	50	64,4	83,6	105,7	134,3	174,2
055	18,2	23,1	28,7	38,6	50,9	63,7	79,8	100,5	127,9
06	14,5	18,4	22,8	30,5	40,	49,8	61,8	77,1	97,1
065	11,8	14,9	18,4	24,5	32,1	39,6	49	60,5	75,5
0,070	9,7	12,3	15,2	20,1	25,5	32,1	39,5	48,5	60
075	8,11	10,2	12,6	16,3	21,6	26,5	32,4	39,5	48,4
08	6,86	8,65	10,6	14	18,1	22,1	26,9	32,7	39,8
085	5,86	7,38	9,06	11,9	15,3	18,6	22,6	27,3	33
09	5,06	6,35	7,78	10,2	13,1	15,9	19,2	23,1	27,8
095	4,4	5,52	6,74	8,83	11,3	16,3	16,5	19,7	23,7

f (R _{in}) R _{in} (m)	n = 0,01	n = 0,012	n = 0,014	n = 0,017	n = 0,02	n = 0,0225	n = 0,025	n = 0,0275	n = 0,03
	K = 5,65	K = 4,7	K = 4	K = 3,25	K = 2,8	K = 2,5	K = 2,25	K = 2	K = 1,9
0,1	3,85	4,82	5,89	7,34	9,8	11,8	14,2	17	20,3
11	3	3,76	4,58	5,96	7,55	9,08	10,8	12,9	15,2
12	2,4	3	3,64	4,75	5,96	7,15	8,45	10	11,8
13	1,95	2,43	2,95	3,81	4,79	5,71	6,76	7,94	9,3
14	1,61	2	2,43	3,13	3,92	4,66	5,78	6,43	7,5
15	1,34	1,67	2,02	2,6	3,24	3,84	4,52	5,27	6,13
16	1,14	1,39	1,7	2,18	2,72	3,22	3,78	4,39	5,08
17	0,972	1,14	1,45	1,86	2,31	2,72	3,18	3,69	4,26
18	0,839	1,04	1,25	1,6	1,99	2,34	2,72	3,15	3,57
19	0,728	0,901	1,08	1,38	1,71	2,01	2,33	2,58	2,96
0,2	0,638	0,789	0,947	1,21	1,49	1,74	2,02	2,33	2,67
21	0,562	0,694	0,833	1,06	1,3	1,52	1,77	2,03	2,32
22	0,499	0,615	0,738	0,935	1,16	1,34	1,56	1,75	2,03
23	0,444	0,547	0,656	0,83	1,02	1,19	1,37	1,57	1,79
24	0,398	0,491	0,587	0,741	0,91	1,04	1,22	1,4	1,59
25	0,358	0,44	0,527	0,665	0,814	0,947	1,09	1,24	1,41
26	0,328	0,413	0,475	0,598	0,733	0,851	0,970	1,12	1,28
27	0,294	0,36	0,43	0,542	0,661	0,768	0,882	1	1,13
28	0,264	0,324	0,386	0,498	0,593	0,687	0,787	0,897	1,01
29	0,244	0,299	0,357	0,448	0,546	0,632	0,725	0,822	0,927
0,3	0,22	0,27	0,326	0,404	0,491	0,569	0,652	0,738	0,832
31	0,205	0,252	0,299	0,375	0,456	0,528	0,603	0,684	0,769

f (R _{in}) R _{in} (m)	n = 0,01	n = 0,012	n = 0,014	n = 0,017	n = 0,02	n = 0,0225	n = 0,025	n = 0,0275	n = 0,03
	K = 5,65	K = 4,7	K = 4	K = 3,25	K = 2,8	K = 2,5	K = 2,25	K = 2	K = 1,9
0,32	0,189	0,231	0,275	0,344	0,419	0,483	0,552	0,625	0,702
33	0,175	0,214	0,254	0,318	0,386	0,445	0,508	0,574	0,644
34	0,162	0,199	0,237	0,294	0,357	0,411	0,468	0,528	0,59
35	0,15	0,183	0,218	0,272	0,329	0,379	0,432	0,488	0,546
36	0,14	0,171	0,202	0,252	0,306	0,352	0,4	0,451	0,505
37	0,13	0,159	0,188	0,235	0,284	0,326	0,371	0,418	0,467
38	0,122	0,15	0,178	0,22	0,266	0,305	0,348	0,393	0,438
39	0,113	0,138	0,164	0,204	0,246	0,283	0,321	0,361	0,403
0,4	0,107	0,13	0,154	0,191	0,231	0,269	0,301	0,338	0,377
41	0,0997	0,121	0,144	0,179	0,215	0,247	0,28	0,315	0,351
42	0,0942	0,115	0,136	0,168	0,203	0,232	0,264	0,296	0,327
43	0,0882	0,107	0,127	0,158	0,19	0,217	0,246	0,276	0,305
0,44	0,0834	0,101	0,12	0,148	0,179	0,202	0,229	0,256	0,285
45	0,0784	0,0953	0,113	0,14	0,168	0,192	0,217	0,243	0,267
46	0,074	0,09	0,106	0,132	0,157	0,186	0,21	0,235	0,251
47	0,0701	0,0852	0,101	0,125	0,149	0,171	0,193	0,216	0,238
48	0,0664	0,0805	0,0951	0,117	0,141	0,161	0,185	0,204	0,226
49	0,0629	0,0765	0,0902	0,112	0,134	0,153	0,172	0,193	0,214
0,5	0,0597	0,0783	0,0856	0,104	0,124	0,142	0,16	0,179	0,199
52	0,054	0,0655	0,0772	0,0953	0,114	0,13	0,147	0,164	0,181
54	0,049	0,0594	0,07	0,0863	0,103	0,118	0,132	0,148	0,163
56	0,0446	0,054	0,0637	0,0784	0,0936	0,107	0,12	0,134	0,148

$f(R_{in})$	n = 0,01	n = 0,012	n = 0,014	n = 0,017	n = 0,02	n = 0,0225	n = 0,025	n = 0,0275	n = 0,03
R_{in} (m)	K = 5,65	K = 4,7	K = 4	K = 3,25	K = 2,8	K = 2,5	K = 2,25	K = 2	K = 1,9
0,58	0,0407	0,0493	0,0581	0,0715	0,0853	0,097	0,109	0,121	0,134
6	0,0373	0,0452	0,0531	0,0653	0,0778	0,0885	0,0993	0,111	0,122
62	0,0343	0,0415	0,0488	0,0599	0,0713	0,081	0,091	0,101	0,111
64	0,0316	0,0382	0,0449	0,0551	0,0656	0,0745	0,0835	0,0927	0,102
66	0,0292	0,0353	0,0414	0,0508	0,0604	0,0685	0,0768	0,0852	0,0937
68	0,027	0,0326	0,0383	0,0469	0,0558	0,0632	0,0708	0,0786	0,0864
0,7	0,0251	0,0303	0,0355	0,0435	0,0518	0,0585	0,0635	0,0726	0,0798
72	0,0233	0,0281	0,033	0,0404	0,0479	0,0543	0,0607	0,0672	0,0738
74	0,0217	0,0262	0,0307	0,0376	0,0445	0,0504	0,0563	0,0624	0,0684
76	0,0203	0,0245	0,0287	0,0350	0,0415	0,0469	0,0524	0,058	0,0636
0,78	0,019	0,0229	0,0268	0,0327	0,0387	0,0438	0,0489	0,054	0,0592
8	0,0178	0,0214	0,0251	0,0306	0,0361	0,0409	0,0456	0,0505	0,0552
82	0,0167	0,0201	0,0235	0,0287	0,0339	0,0383	0,0427	0,0471	0,0516
84	0,0157	0,0189	0,0221	0,0269	0,0318	0,0359	0,04	0,0442	0,0484
86	0,0143	0,0177	0,0208	0,0253	0,0299	0,0337	0,0376	0,0414	0,0453
88	0,0139	0,0167	0,0196	0,0239	0,0282	0,0318	0,0355	0,0391	0,0428
0,9	0,0131	0,0158	0,0185	0,0224	0,0265	0,0299	0,0332	0,0366	0,04
92	0,0124	0,0149	0,0174	0,0212	0,025	0,0281	0,0313	0,0345	0,0377
94	0,0117	0,0141	0,0165	0,02	0,0236	0,0266	0,0295	0,0325	0,0355
96	0,0111	0,0133	0,0156	0,0189	0,0223	0,0251	0,0279	0,0307	0,0335
98	0,0105	0,0126	0,0148	0,0179	0,0211	0,0238	0,0264	0,0291	0,0317
1,0	0,01	0,012	0,014	0,017	0,02	0,0225	0,025	0,0275	0,03

f (R _{in}) R _{in} (m)	n = 0,01	n = 0,012	n = 0,014	n = 0,017	n = 0,02	n = 0,0225	n = 0,025	n = 0,0275	n = 0,03
	K = 5,65	K = 4,7	K = 4	K = 3,25	K = 2,8	K = 2,5	K = 2,25	K = 2	K = 1,9
1,02	0,00951	0,0114	0,0133	0,01611	0,019	0,0213	0,0237	0,0261	0,0284
04	0,00904	0,0108	0,0126	0,0153	0,018	0,0203	0,0225	0,0247	0,027
06	0,00861	0,0103	0,012	0,0146	0,0171	0,0193	0,0214	0,0235	0,0256
08	0,0082	0,00983	0,0115	0,0139	0,0163	0,0183	0,0203	0,0223	0,0243
1,1	0,00782	0,00933	0,0109	0,0131	0,0155	0,0174	0,0193	0,0217	0,0231
12	0,00747	0,00894	0,0104	0,0126	0,0148	0,0166	0,0184	0,0202	0,022
14	0,00714	0,00855	0,00995	0,012	0,0141	0,0159	0,0176	0,0193	0,021
16	0,00682	0,00817	0,00951	0,0115	0,0135	0,0151	0,0168	0,0184	0,02
18	0,00653	0,00782	0,00909	0,011	0,0129	0,0145	0,016	0,0176	0,0191
1,2	0,00624	0,00743	0,00867	0,0105	0,0123	0,0137	0,0151	0,0166	0,0182
22	0,00599	0,00717	0,00834	0,0101	0,0118	0,0132	0,0147	0,0161	0,0175
24	0,00575	0,00683	0,00799	0,00966	0,0113	0,0127	0,014	0,0154	0,167
26	0,00551	0,0066	0,00766	0,00926	0,0108	0,0121	0,0134	0,0147	0,016
28	0,00529	0,00633	0,00736	0,00889	0,0104	0,0116	0,0129	0,0141	0,0153
1,3	0,00509	0,00605	0,00703	0,00851	0,00998	0,0114	0,0125	0,0137	0,0149
32	0,00489	0,00584	0,00679	0,0082	0,00958	0,0107	0,0119	0,013	0,0141
34	0,00471	0,00562	0,00653	0,00788	0,00921	0,0103	0,0114	0,0125	0,0135
36	0,00453	0,00541	0,00638	0,00758	0,00886	0,0099	0,0109	0,012	0,013
38	0,00436	0,00521	0,00605	0,00729	0,00852	0,00952	0,0105	0,0115	0,0125
1,4	0,00421	0,005	0,00582	0,00702	0,0082	0,00916	0,0102	0,0111	0,012
42	0,04405	0,00484	0,00561	0,00677	0,0079	0,00883	0,00975	0,0107	0,0116
44	0,00391	0,00467	0,00541	0,00652	0,00761	0,0085	0,00939	0,0103	0,0111

f (R _{in}) R _{in} (m)	n = 0,01	n = 0,012	n = 0,014	n = 0,017	n = 0,02	n = 0,0225	n = 0,025	n = 0,0275	n = 0,03
	K = 5,65	K = 4,7	K = 4	K = 3,25	K = 2,8	K = 2,5	K = 2,25	K = 2	K = 1,9
1,46	0,00377	0,0045	0,00522	0,00629	0,00734	0,0082	0,00905	0,00989	0,0107
48	0,00364	0,00435	0,00504	0,00607	0,00708	0,00791	0,00873	0,00953	0,0103
1,5	0,0034	0,00405	0,00471	0,00574	0,00661	0,00731	0,00828	0,00889	0,00964
55	0,00323	0,00386	0,00447	0,00538	0,00627	0,00699	0,00771	0,00841	0,00911
1,6	0,00296	0,00356	0,00411	0,00494	0,00575	0,00643	0,00708	0,00773	0,00836
65	0,00275	0,00328	0,0038	0,00456	0,00531	0,00592	0,00652	0,00711	0,00769
1,7	0,00255	0,00303	0,00352	0,00422	0,00491	0,00547	0,00603	0,00656	0,0071
75	0,00237	0,00282	0,00326	0,00391	0,00435	0,00506	0,00557	0,00607	0,00656
1,8	0,0022	0,00262	0,00303	0,00363	0,00422	0,0047	0,00516	0,00562	0,00608
85	0,00205	0,00244	0,00282	0,00338	0,00393	0,00437	0,0048	0,00523	0,00564
1,9	0,00191	0,00228	0,00263	0,00315	0,00366	0,00408	0,00447	0,00487	0,00525
95	0,00179	0,00213	0,00246	0,00294	0,00342	0,0038	0,00417	0,00454	0,00489
2,0	0,00168	0,002	0,0023	0,00276	0,0032	0,00355	0,0039	0,00424	0,00467
05	0,00157	0,00187	0,00216	0,00253	0,00299	0,00333	0,00365	0,00397	0,00428
1	0,00148	0,00176	0,00203	0,00248	0,00281	0,00312	0,00343	0,00372	0,00401
15	0,00139	0,00165	0,00191	0,00228	0,00264	0,00293	0,00322	0,00349	0,00376
2	0,00131	0,00156	0,0018	0,00215	0,00249	0,00276	0,00303	0,00328	0,00353
25	0,00124	0,00147	0,0017	0,00202	0,00234	0,0026	0,00285	0,00309	0,00333
3	0,00117	0,00139	0,0016	0,00191	0,00221	0,00245	0,00269	0,00292	0,00313
35	0,00111	0,0013	0,00151	0,00181	0,00209	0,00232	0,00254	0,00275	0,00296
4	0,00105	0,00125	0,00143	0,00171	0,00198	0,00219	0,0024	0,002	0,0028
45	0,000996	0,00118	0,00136	0,00162	0,00187	0,00207	0,00227	0,00246	0,00265

f (R _{in}) R _{in} (m)	n = 0,01	n = 0,012	n = 0,014	n = 0,017	n = 0,02	n = 0,0225	n = 0,025	n = 0,0275	n = 0,03
	K = 5,65	K = 4,7	K = 4	K = 3,25	K = 2,8	K = 2,5	K = 2,25	K = 2	K = 1,9
2,5	0,000946	0,00112	0,00129	0,00154	0,00177	0,00197	0,00215	0,00233	0,00251
55	0,000898	0,00106	0,00122	0,00146	0,00168	0,00186	0,00204	0,00221	0,00238
6	0,000885	0,00101	0,00116	0,00139	0,0016	0,00177	0,00194	0,0021	0,00225
65	0,000814	0,000963	0,00111	0,00232	0,00152	0,00168	0,00181	0,00199	0,00214
2,7	0,000776	0,000918	0,00106	0,00125	0,00145	0,0016	0,00175	0,0019	0,00204
75	0,00074	0,000876	0,00101	0,0012	0,00138	0,00153	0,00167	0,00181	0,00194
8	0,000706	0,000836	0,000959	0,00114	0,00131	0,00146	0,00159	0,00176	0,00185
85	0,000675	0,000798	0,000917	0,00109	0,00126	0,00139	0,00152	0,00164	0,00176
9	0,000646	0,000762	0,000877	0,00104	0,0012	0,00133	0,00145	0,00157	0,00168
95	0,000618	0,00073	0,000839	0,000996	0,00115	0,00127	0,00138	0,0015	0,00161
3,0	0,000398	0,000698	0,000804	0,000953	0,0011	0,00121	0,00133	0,00143	0,00154
1	0,000544	0,000642	0,000737	0,000876	0,00101	0,00111	0,00121	0,00131	0,00141
2	0,000501	0,000592	0,000679	0,000806	0,000926	0,00102	0,00112	0,0012	0,00129
3,3	0,000463	0,000546	0,00063	0,000743	0,000855	0,000943	0,00103	0,00111	0,00119
4	0,000429	0,000506	0,00058	0,00688	0,00079	0,000871	0,00095	0,00102	0,0011
3,5	0,000398	0,00047	0,000538	0,000635	0,000731	0,000808	0,000879	0,000948	0,001
6	0,00037	0,000436	0,0005	0,000592	0,00068	0,000749	0,000816	0,00088	0,000942
7	0,000345	0,000423	0,000466	0,000551	0,000633	0,000697	0,000758	0,000818	0,000875
8	0,000322	0,00038	0,000435	0,000514	0,00059	0,000649	0,000707	0,000762	0,000814
9	0,000301	0,000355	0,000407	0,000481	0,000551	0,000606	0,00066	0,000711	0,00076
4,0	0,000282	0,000333	0,00038	0,00045	0,000515	0,000587	0,000617	0,000663	0,00071
2	0,000249	0,000293	0,000335	0,000396	0,000453	0,000499	0,000542	0,000583	0,000623

f (R _{in}) R _{in} (m)	n = 0,01	n = 0,012	n = 0,014	n = 0,017	n = 0,02	n = 0,0225	n = 0,025	n = 0,0275	n = 0,03
	K = 5,65	K = 4,7	K = 4	K = 3,25	K = 2,8	K = 2,5	K = 2,25	K = 2	K = 1,9
4,4	0,000221	0,00026	0,000297	0,00351	0,000401	0,000441	0,000479	0,000516	0,000551
6	0,000198	0,000232	0,000266	0,000313	0,000358	0,000394	0,000428	0,000458	0,000491
8	0,000177	0,000208	0,000237	0,00279	0,000319	0,000351	0,000381	0,000409	0,000436
5,0	0,000159	0,000187	0,00213	0,000247	0,000287	0,000303	0,000341	0,000366	0,000391
25	0,00014	0,000165	0,000188	0,000221	0,000252	0,000277	0,0003	0,000322	0,000344
5	0,000123	0,000147	0,000168	0,000198	0,000226	0,000248	0,000269	0,000283	0,000308
75	0,000111	0,00013	0,000149	0,000175	0,000199	0,000218	0,000236	0,000253	0,00027
6,0	0,0000997	0,000116	0,000133	0,000156	0,000178	0,000195	0,000211	0,000226	0,000241
25	0,0000897	0,000105	0,00012	0,00014	0,00016	0,000175	0,000180	0,000203	0,000216
5	0,0000728	0,0000916	0,000118	0,000123	0,00014	0,000153	0,000166	0,000178	0,000189
75	0,0000733	0,0000862	0,0000981	0,000115	0,000131	0,000143	0,000154	0,000165	0,000176
7,0	0,0000672	0,0000785	0,0000893	0,000101	0,000118	0,00013	0,000142	0,00015	0,000161
25	0,0000613	0,0000717	0,0000815	0,000054	0,000109	0,000118	0,000128	0,000137	0,000145
5	0,0000565	0,0000658	0,0000752	0,0000879	0,0001	0,000109	0,000118	0,000127	0,000134
75	0,0000517	0,0000604	0,0000686	0,0000802	0,000091	0,0000993	0,000107	0,000115	0,000122
8,0	0,0000473	0,0000555	0,0000632	0,0000738	0,0000838	0,0000914	0,0000987	0,000105	0,000112
5	0,0000408	0,000076	0,0000541	0,0000632	0,0000714	0,0000779	0,0000841	0,0000898	0,0000953
9,0	0,0000318	0,0000411	0,0000466	0,0000513	0,0000775	0,0000671	0,0000723	0,0000774	0,0000818
5	0,0000306	0,0000357	0,0000405	0,0000472	0,0000531	0,0000582	0,0000627	0,0000669	0,000071
10	0,0000269	0,0000313	0,0000355	0,0000428	0,0000167	0,0000508	0,0000548	0,0000585	0,000062

Bảng dùng để tính những kênh hình thang

σ	$\frac{R}{R_{ln}}$	$\frac{h}{R_{ln}}$	$\frac{\bar{b}}{m_0 R_{ln}}$	$\frac{b}{R_{ln}}$ với m									
				m = 0	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3
0,05	0,581	0,558	11,16	22,32	19,09	19,11	19,84	21,09	22,67	24,49	26,47	30,8	35,43
055	549	579	10,527	21,05	17,99	17,99	18,67	19,83	21,3	23,14	24,87	28,92	33,27
06	565	598	9,967	19,93	17,	16,99	17,62	18,71	20,	21,7	23,44	27,26	31,35
065	58	617	9,992	18,98	16,17	16,15	16,74	17,76	19,07	20,58	22,23	25,84	29,71
07	594	635	9,071	18,14	15,43	16,4	15,95	16,91	18,15	19,59	21,15	24,58	28,26
075	607	652	8,603	17,39	14,77	14,72	15,24	16,15	17,33	18,7	20,19	23,45	26,95
08	619	669	8,363	16,78	14,18	14,13	14,62	15,49	16,61	17,91	19,33	22,45	25,8
085	631	685	8,059	16,12	13,65	13,59	14,05	14,87	15,94	17,94	18,55	21,54	24,74
09	643	7	7,778	15,56	13,15	13,09	13,52	14,31	15,33	16,52	17,83	20,19	23,76
075	655	715	7,526	15,05	12,71	12,63	13,04	13,8	14,78	15,92	17,17	19,93	22,88
0,1	664	73	7,3	14,6	12,31	12,23	12,61	13,34	17,28	15,38	16,59	19,24	22,08
11	683	758	6,891	13,78	11,58	11,49	11,84	12,5	13,28	14,4	15,52	17,99	20,64
12	701	785	6,342	13,09	10,96	10,86	11,17	11,79	12,6	13,55	14,6	16,91	19,39
13	717	81	6,231	12,48	10,43	10,32	10,58	11,15	11,91	12,8	13,78	15,95	18,29
14	732	834	5,957	11,91	9,92	9,8	10,06	10,59	11,29	12,13	13,06	15,1	17,81
15	746	858	5,72	11,45	9,5	9,37	9,6	10,09	10,76	11,55	12,42	14,36	16,45
16	759	881	5,506	11,01	9,12	8,98	9,18	9,65	10,28	11,02	11,85	13,68	15,17
17	772	903	5,312	10,62	8,77	8,62	8,81	9,24	9,83	10,54	11,82	13,07	14,95

σ	$\frac{R}{R_{ln}}$	$\frac{h}{R_{ln}}$	$\frac{\bar{b}}{m_0 R_{ln}}$	$\frac{b}{R_{ln}}$ với m									
				m = 0	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3
0,18	0,783	0,924	5,133	10,27	8,45	8,29	8,46	8,87	9,43	10,1	10,84	12,5	14,3
19	794	945	4,974	9,94	8,16	7,99	8,15	8,53	9,06	9,7	10,4	11,99	13,7
0,2	804	965	4,825	9,65	7,89	7,72	7,86	8,21	8,71	9,32	10	11,51	13,15
21	814	985	4,69	9,38	7,65	7,47	7,59	7,92	8,4	8,98	9,63	11,07	12,64
22	823	1,004	4,564	9,2	7,42	7,23	7,34	7,65	8,1	8,86	9,27	10,65	12,16
23	832	1,023	4,448	8,9	7,21	7,02	7,11	7,4	7,83	8,66	8,95	10,28	11,72
24	84	1,041	4,338	8,68	7,01	6,81	6,89	7,17	7,57	8,08	8,64	9,91	11,3
25	848	1,06	4,24	8,49	6,84	6,63	6,7	6,96	7,35	7,83	8,37	9,59	10,93
26	855	1,077	4,142	8,29	6,63	6,44	6,49	6,74	7,11	7,57	8,09	9,26	10,54
27	862	1,095	4,056	8,1	6,49	6,28	6,32	6,55	6,9	7,34	7,84	8,96	10,2
28	869	1,112	3,971	7,94	6,34	6,16	6,15	6,36	6,7	7,12	7,59	8,68	9,87
29	875	1,129	3,893	7,79	6,19	5,97	5,99	6,19	6,5	6,91	7,36	8,41	9,56
0,3	881	1,145	3,817	7,63	6,05	5,82	5,83	6,02	6,32	6,71	7,14	8,15	9,25
31	887	1,161	3,745	7,49	5,92	5,68	5,69	5,86	6,15	6,52	6,94	7,9	8,97
32	892	1,178	3,681	7,36	5,8	5,56	5,55	5,71	5,99	6,34	6,74	7,68	8,71
33	897	1,193	3,615	7,23	5,68	5,43	5,42	5,57	5,82	6,16	6,55	7,45	8,44
34	902	1,209	3,556	7,11	5,57	5,32	5,29	5,43	5,68	6,	6,37	7,24	8,2
35	907	1,224	3,497	7,	5,46	5,2	5,17	5,3	5,53	5,84	6,2	7,03	7,96

σ	$\frac{R}{R_{ln}}$	$\frac{h}{R_{ln}}$	$\frac{\bar{b}}{m_0 R_{ln}}$	$\frac{b}{R_{ln}}$ với m									
				m = 0	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3
0,36	0,911	1,24	3,444	6,89	5,36	5,1	5,06	5,17	5,39	5,69	6,04	6,84	7,74
37	916	1,255	3,392	6,78	5,26	4,99	4,95	5,05	5,26	5,54	5,88	6,65	7,51
38	92	1,269	3,339	6,67	5,16	4,89	4,84	4,93	5,13	5,4	5,72	6,46	7,3
39	924	1,284	3,292	6,58	5,07	4,8	4,73	4,82	5,01	5,27	5,57	6,29	7,09
0,4	928	1,299	3,248	6,49	4,99	4,71	4,64	4,72	4,89	5,14	5,43	6,12	6,9
41	931	1,313	3,204	6,4	4,91	4,62	4,54	4,61	4,78	5,01	5,29	5,96	6,71
42	935	1,327	3,16	6,32	4,82	4,53	4,45	4,51	4,66	4,89	5,16	5,8	6,52
43	938	1,341	3,12	6,24	4,75	4,46	4,36	4,41	4,56	4,77	5,03	5,65	6,35
44	941	1,355	3,08	6,16	4,67	4,37	4,28	4,32	4,45	4,66	4,9	5,5	6,18
45	944	1,369	3,043	6,08	4,6	4,3	4,19	4,23	4,35	4,55	4,78	5,36	6,01
46	947	1,383	3,007	6,01	4,53	4,23	4,11	4,14	4,26	4,44	4,67	5,22	5,85
47	95	1,386	2,971	5,94	4,46	4,15	4,03	4,05	4,16	4,34	4,55	5,08	5,69
48	952	1,409	2,935	5,87	4,39	4,08	3,96	3,97	4,07	4,23	4,44	4,94	5,53
49	954	1,422	2,903	5,81	4,33	4,01	3,88	3,89	3,98	4,14	4,33	4,82	5,39
0,5	957	1,436	2,872	5,74	4,27	3,95	3,81	3,81	3,89	4,04	4,23	4,7	5,24
52	962	1,462	2,812	5,62	4,75	3,82	3,68	3,66	3,73	3,86	4,03	4,46	4,96
54	966	1,488	2,856	5,51	4,04	3,71	3,55	3,52	3,57	3,68	3,84	4,23	4,7
56	0,97	1,513	2,702	5,4	3,43	3,59	3,43	3,38	3,12	3,52	3,65	4,01	4,45

σ	$\frac{R}{R_{ln}}$	$\frac{h}{R_{ln}}$	$\frac{\bar{b}}{m_0 R_{ln}}$	$\frac{b}{R_{ln}}$ với m									
				m = 0	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3
0,58	0,973	1,538	2,652	5,3	3,83	3,49	3,31	3,25	3,28	3,36	3,48	3,81	4,2
6	976	1,562	2,603	5,21	3,74	3,38	3,2	3,13	3,14	3,21	3,31	3,61	3,97
62	979	1,586	2,558	5,12	3,65	3,29	3,09	3,01	3,01	3,06	3,15	3,42	3,75
64	982	1,61	2,516	5,03	3,56	3,2	2,99	2,9	2,89	2,93	3,	3,23	3,54
66	984	1,634	2,476	4,95	3,48	3,11	2,89	2,79	2,76	2,79	2,85	3,06	3,33
68	986	1,657	2,437	4,87	3,4	3,02	2,8	2,68	2,64	2,66	2,71	2,88	3,13
0,7	988	1,68	2,4	4,8	3,33	2,94	2,71	2,59	2,54	2,54	2,57	2,79	2,94
72	99	1,703	2,365	4,66	3,25	2,86	2,62	2,49	2,43	2,42	2,44	2,57	2,76
74	992	1,725	2,331	4,63	3,18	2,78	2,54	2,39	2,32	2,3	2,31	2,41	2,57
0,76	993	1,748	2,3	4,61	3,13	2,73	2,47	2,32	2,22	2,19	2,19	2,27	2,41
78	9945	1,770	2,269	4,57	3,05	2,64	2,37	2,21	2,12	2,08	2,07	2,12	2,24
0,8	9954	1,792	2,24	4,48	2,99	2,58	2,3	2,13	2,03	1,98	1,95	1,98	2,07
85	9975	1,884	2,216	4,35	2,85	2,42	2,1	1,94	1,81	1,73	1,68	1,65	1,69
0,9	9989	1,898	2,109	4,21	2,71	2,26	1,95	1,74	1,59	1,49	1,42	1,34	1,32
95	9996	1,949	2,052	4,09	2,58	2,12	1,79	1,56	1,4	1,27	1,18	1,05	0,98
1,0	1	2	2	4	2,47	2	1,66	1,4	1,21	1,06	0,94	0,77	0,65
05	0,9998	2,05	1,952	3,9	2,36	1,88	1,52	1,25	1,04	0,87	0,72	0,51	0,34
1	9992	2,098	1,907	3,81	2,26	1,76	1,39	1,1	0,87	0,68	0,52	0,86	0,05

σ	$\frac{R}{R_{ln}}$	$\frac{h}{R_{ln}}$	$\frac{\bar{b}}{m_0 R_{ln}}$	$\frac{b}{R_{ln}}$ với m									
				m = 0	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3
1,15	0,9982	2,146	1,867	3,73	2,17	1,66	1,27	0,96	0,71	0,5	0,38	0,2	-
2	997	2,193	1,827	3,65	2,07	1,55	1,15	0,82	0,56	0,33	0,13	-	-
25	9954	2,24	1,792	3,58	1,99	1,46	1,03	0,7	0,41	0,17	-	-	-
3	9937	2,286	1,758	3,52	1,91	1,36	0,93	0,57	0,27	0,01	-	-	-
35	9916	2,33	1,727	3,45	1,83	1,27	0,83	0,46	0,14	-	-	-	-
4	9896	2,375	1,696	3,39	1,76	1,19	0,72	0,34	0,01	-	-	-	-
45	9873	2,419	1,669	3,34	1,69	1,11	0,63	0,23	-	-	-	-	-
5	9849	2,462	1,642	3,28	1,62	1,03	0,54	0,13	-	-	-	-	-
55	9824	2,505	1,616	3,23	1,55	0,95	0,45	0,02	-	-	-	-	-
6	98	2,548	1,593	3,18	1,49	0,88	0,36	-	-	-	-	-	-
65	9773	2,59	1,57	3,14	1,43	0,81	0,28	-	-	-	-	-	-
7	9746	2,631	1,547	3,09	1,37	0,73	0,2	-	-	-	-	-	-
75	9748	2,672	1,256	3,05	1,31	0,67	0,12	-	-	-	-	-	-
8	9689	2,713	1,508	3,02	1,26	0,6	0,64	-	-	-	-	-	-
1,85	9661	2,753	1,489	2,98	1,21	0,54	-	-	-	-	-	-	-
9	9632	2,793	1,469	2,94	1,15	0,48	-	-	-	-	-	-	-
95	9603	2,833	1,453	2,91	1,11	0,42	-	-	-	-	-	-	-
2,0	9573	2,872	1,436	2,87	1,07	0,36	-	-	-	-	-	-	-

Hàm số $\varphi(\eta)$ để tính dòng không đều trong kênh dốc thuận $i > 0$

$\eta \backslash x$	2,00	2,50	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,05	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050
0,10	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100
0,15	0,151	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150
0,20	0,202	0,201	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
0,25	0,255	0,252	0,251	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
0,30	0,309	0,304	0,302	0,301	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300
0,35	0,365	0,357	0,354	0,352	0,351	0,351	0,351	0,350	0,350	0,350
0,40	0,423	0,411	0,407	0,404	0,403	0,403	0,402	0,401	0,400	0,400
0,45	0,484	0,468	0,461	0,458	0,456	0,455	0,454	0,452	0,451	0,450
0,50	0,549	0,527	0,517	0,513	0,510	0,508	0,507	0,504	0,502	0,501
0,55	0,619	0,590	0,575	0,570	0,566	0,564	0,561	0,556	0,554	0,552
0,60	0,693	0,657	0,637	0,630	0,624	0,621	0,617	0,610	0,607	0,605
0,61	0,709	0,671	0,650	0,642	0,636	0,632	0,728	0,621	0,618	0,615
0,62	0,725	0,685	0,663	0,654	0,648	0,644	0,640	0,632	0,629	0,626
0,63	0,741	0,699	0,676	0,667	0,660	0,656	0,652	0,644	0,640	0,637
0,64	0,758	0,714	0,689	0,680	0,678	0,668	0,664	0,656	0,651	0,648
0,65	0,775	0,729	0,703	0,693	0,686	0,681	0,676	0,668	0,662	0,659
0,66	0,792	0,744	0,717	0,706	0,699	0,694	0,688	0,680	0,674	0,670
0,67	0,810	0,760	0,731	0,720	0,712	0,707	0,700	0,692	0,686	0,681
0,68	0,829	0,776	0,746	0,734	0,725	0,720	0,713	0,704	0,698	0,692
0,69	0,848	0,792	0,761	0,748	0,739	0,733	0,726	0,716	0,710	0,704

$\eta \backslash x$	2,00	2,50	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
0,70	0,867	0,809	0,776	0,763	0,753	0,746	0,739	0,728	0,722	0,716
0,71	0,887	0,826	0,791	0,778	0,767	0,760	0,752	0,741	0,734	0,728
0,72	0,907	0,843	0,807	0,793	0,781	0,774	0,766	0,754	0,747	0,740
0,73	0,928	0,861	0,823	0,808	0,796	0,788	0,780	0,767	0,760	0,752
0,74	0,950	0,830	0,840	0,823	0,811	0,802	0,794	0,780	0,773	0,764
0,75	0,972	0,899	0,857	0,839	0,827	0,816	0,808	0,794	0,786	0,776
0,76	0,996	0,919	0,874	0,855	0,843	0,832	0,823	0,808	0,799	0,788
0,77	1,020	0,935	0,892	0,872	0,860	0,848	0,838	0,822	0,812	0,801
0,78	1,045	0,960	0,911	0,890	0,877	0,865	0,854	0,837	0,826	0,814
0,79	1,071	0,982	0,930	0,908	0,895	0,882	0,870	0,852	0,840	0,828
0,80	1,098	1,006	0,950	0,927	0,913	0,900	0,787	0,867	0,854	0,842
0,81	1,127	1,031	0,971	0,947	0,932	0,918	0,904	0,882	0,869	0,857
0,82	1,156	1,056	0,993	0,968	0,951	0,937	0,922	0,898	0,884	0,872
0,83	1,188	1,082	1,016	0,990	0,971	0,956	0,940	0,915	0,900	0,888
0,84	1,221	1,110	1,040	1,013	0,992	0,976	0,960	0,933	0,917	0,904
0,85	1,256	1,139	1,065	1,037	1,015	0,997	0,980	0,952	0,935	0,921
0,86	1,293	1,170	1,092	1,062	1,039	1,019	1,002	0,972	0,953	0,938
0,87	1,333	1,203	1,120	1,088	1,065	1,043	1,025	0,993	0,972	0,956
0,88	1,375	1,238	1,151	1,116	1,092	1,069	1,049	1,015	0,992	0,975
0,89	1,421	1,276	1,183	1,146	1,121	1,097	1,075	1,039	1,014	0,995
0,90	1,472	1,316	1,218	1,179	1,152	1,127	1,103	1,065	1,038	1,017
0,905	1,499	1,338	1,237	1,197	1,169	1,143	1,117	1,079	1,050	1,028
0,910	1,527	1,361	1,257	1,216	1,186	1,159	1,132	1,093	1,063	1,040
0,915	1,557	1,385	1,278	1,236	1,204	1,176	1,148	1,108	1,077	1,053
0,920	1,589	1,411	1,300	1,257	1,223	1,194	1,165	1,124	1,091	1,066

$\eta \backslash x$	2,00	2,50	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
0,925	1,622	1,439	1,323	1,279	1,243	1,214	1,184	1,141	1,106	1,080
0,930	1,658	1,469	1,348	1,302	1,265	1,235	1,204	1,159	1,122	1,095
0,935	1,696	1,501	1,374	1,326	1,288	1,257	1,225	1,178	1,139	1,111
0,940	1,738	1,535	1,403	1,352	1,312	1,280	1,247	1,198	1,157	1,128
0,945	1,782	1,571	1,434	1,380	1,338	1,305	1,271	1,219	1,176	1,146
0,950	1,831	1,610	1,467	1,411	1,367	1,332	1,297	1,241	1,197	1,165
0,955	1,885	1,635	1,504	1,445	1,399	1,362	1,325	1,265	1,220	1,186
0,960	1,945	1,701	1,545	1,483	1,435	1,395	1,356	1,292	1,246	1,209
0,965	2,013	1,756	1,591	1,526	1,475	1,432	1,391	1,324	1,275	1,235
0,970	2,092	1,820	1,544	1,575	1,521	1,475	1,431	1,362	1,308	1,265
0,975	2,184	1,895	1,707	1,632	1,575	1,525	1,479	1,407	1,347	1,300
0,980	2,297	1,985	1,683	1,703	1,640	1,587	1,537	1,460	1,394	1,344
0,985	2,412	2,100	1,881	1,795	1,727	1,666	1,611	1,525	1,455	1,400
0,990	2,646	2,264	2,018	1,921	1,844	1,777	1,714	1,614	1,538	1,474
0,995	3,000	2,544	2,250	2,137	2,043	1,965	1,889	1,770	1,680	1,605
1,00	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞
1,005	2,997	2,139	1,647	1,477	1,329	1,218	1,107	0,954	0,826	0,730
1,010	2,652	1,863	1,419	1,265	1,138	1,031	0,936	0,790	0,680	0,598
1,015	2,450	1,704	1,291	1,140	1,022	0,922	0,836	0,702	0,603	0,525
1,020	2,307	1,591	1,193	1,053	0,910	0,847	0,766	0,641	0,546	0,474
1,025	2,197	1,504	1,119	0,986	0,879	0,789	0,712	0,594	0,503	0,435
1,030	2,107	1,432	1,061	0,931	0,827	0,742	0,668	0,555	0,468	0,402
1,035	2,031	1,372	1,010	0,885	0,784	0,702	0,632	0,522	0,439	0,375
1,040	1,966	1,320	0,967	0,845	0,747	0,668	0,600	0,494	0,415	0,353
1,045	1,908	1,274	0,929	0,810	0,716	0,638	0,572	0,469	0,394	0,334

$\eta \backslash x$	2,00	2,50	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
1,05	1,857	1,234	0,896	0,779	0,687	0,612	0,548	0,447	0,375	0,317
1,06	1,768	1,164	0,838	0,726	0,640	0,566	0,505	0,411	0,343	0,290
1,07	1,693	1,105	0,790	0,682	0,600	0,529	0,471	0,381	0,316	0,266
1,08	1,629	1,053	0,740	0,645	0,565	0,497	0,441	0,355	0,292	0,245
1,09	1,573	1,009	0,713	0,612	0,534	0,469	0,415	0,332	0,271	0,226
1,10	1,522	0,969	0,680	0,583	0,506	0,444	0,392	0,3125	0,253	0,210
1,11	1,477	0,933	0,652	0,557	0,482	0,422	0,372	0,293	0,237	0,196
1,12	1,436	0,901	0,626	0,533	0,461	0,402	0,354	0,277	0,223	0,183
1,13	1,398	0,872	0,602	0,512	0,442	0,384	0,337	0,263	0,211	0,172
1,14	1,363	0,846	0,581	0,493	0,424	0,368	0,322	0,250	0,200	0,162
1,15	1,331	0,821	0,561	0,475	0,407	0,353	0,308	0,238	0,190	0,153
1,16	1,301	0,797	0,542	0,458	0,391	0,339	0,295	0,227	0,181	0,145
1,17	1,273	0,775	0,525	0,412	0,377	0,326	0,283	0,217	0,173	0,137
1,18	1,247	0,755	0,510	0,427	0,364	0,314	0,272	0,208	0,165	0,130
1,19	1,222	0,736	0,495	0,413	0,332	0,302	0,262	0,200	0,158	0,124
1,20	1,199	0,718	0,480	0,400	0,341	0,292	0,252	0,192	0,151	0,118
1,21	1,177	0,701	0,467	0,388	0,330	0,282	0,243	0,184	0,144	0,113
1,22	1,156	0,685	0,451	0,377	0,320	0,272	0,235	0,177	0,138	0,108
1,23	1,136	0,670	0,442	0,366	0,310	0,263	0,227	0,170	0,132	0,103
1,24	1,117	0,656	0,431	0,356	0,301	0,255	0,219	0,164	0,126	0,093
1,25	1,098	0,643	0,420	0,346	0,292	0,247	0,212	0,158	0,121	0,094
1,26	1,081	0,630	0,410	0,337	0,284	0,240	0,205	0,152	0,116	0,090
1,27	1,065	0,618	0,400	0,328	0,276	0,233	0,199	0,147	0,111	0,086
1,28	1,049	0,606	0,391	0,320	0,268	0,226	0,193	0,142	0,107	0,082
1,29	1,033	0,594	0,382	0,312	0,261	0,220	0,187	0,137	0,103	0,079

$\eta \backslash x$	2,00	2,50	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
1,30	1,018	0,582	0,373	0,304	0,254	0,214	0,181	0,133	0,099	0,076
1,31	1,004	0,571	0,365	0,297	0,247	0,208	0,176	0,129	0,095	0,073
1,32	0,990	0,561	0,357	0,290	0,241	0,202	0,171	0,125	0,092	0,070
1,33	0,977	0,551	0,349	0,283	0,235	0,197	0,166	0,121	0,089	0,067
1,34	0,961	0,542	0,341	0,277	0,229	0,192	0,161	0,117	0,086	0,064
1,35	0,952	0,533	0,334	0,271	0,224	0,187	0,157	0,113	0,083	0,061
1,36	0,940	0,524	0,328	0,265	0,219	0,182	0,153	0,109	0,080	0,058
1,37	0,928	0,516	0,322	0,259	0,214	0,177	0,149	0,106	0,077	0,065
1,38	0,917	0,508	0,316	0,253	0,209	0,173	0,145	0,103	0,074	0,054
1,39	0,906	0,500	0,310	0,248	0,204	0,169	0,141	0,100	0,072	0,052
1,40	0,896	0,492	0,304	0,243	0,199	0,165	0,137	0,097	0,070	0,050
1,41	0,886	0,484	0,298	0,238	0,195	0,161	0,134	0,094	0,068	0,048
1,42	0,876	0,477	0,293	0,233	0,191	0,157	0,131	0,091	0,066	0,046
1,43	0,866	0,470	0,288	0,229	0,187	0,153	0,128	0,088	0,064	0,045
1,44	0,856	0,463	0,283	0,225	0,183	0,150	0,125	0,085	0,062	0,044
1,45	0,847	0,456	0,278	0,221	0,179	0,147	0,122	0,083	0,060	0,043
1,46	0,838	0,450	0,273	0,217	0,175	0,144	0,119	0,081	0,58	0,042
1,47	0,829	0,444	0,268	0,213	0,171	0,141	0,116	0,079	0,056	0,041
1,48	0,821	0,438	0,263	0,209	0,168	0,138	0,113	0,077	0,054	0,040
1,49	0,813	0,432	0,259	0,205	0,165	0,135	0,110	0,075	0,053	0,039
1,50	0,805	0,426	0,255	0,201	0,162	0,132	0,108	0,073	0,052	0,038
1,55	0,767	0,399	0,235	0,184	0,147	0,119	0,097	0,065	0,045	0,032
1,60	0,733	0,376	0,218	0,170	0,134	0,108	0,087	0,058	0,039	0,027
1,65	0,703	0,355	0,203	0,157	0,123	0,098	0,070	0,052	0,034	0,023
1,70	0,675	0,336	0,189	0,145	0,113	0,090	0,072	0,046	0,030	0,020

$\eta \backslash x$	2,00	2,50	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
1,75	0,650	0,318	0,177	0,134	0,104	0,083	0,065	0,041	0,026	0,017
1,80	0,626	0,303	0,166	0,124	0,096	0,077	0,060	0,037	0,023	0,015
1,85	0,605	0,289	0,156	0,115	0,089	0,071	0,055	0,033	0,020	0,013
1,90	0,585	0,276	0,147	0,108	0,083	0,066	0,050	0,030	0,018	0,011
1,95	0,867	0,264	0,139	0,102	0,078	0,061	0,046	0,027	0,016	0,009
2,0	0,550	0,253	0,132	0,097	0,073	0,057	0,043	0,025	0,015	0,008
2,1	0,518	0,223	0,119	0,086	0,064	0,049	0,037	0,021	0,012	0,007
2,2	0,490	0,216	0,108	0,077	0,057	0,043	0,032	0,018	0,010	0,006
2,3	0,466	0,201	0,098	0,069	0,051	0,038	0,028	0,015	0,008	0,005
2,4	0,444	0,188	0,090	0,063	0,046	0,034	0,024	0,013	0,007	0,004
2,5	0,424	0,176	0,082	0,057	0,041	0,032	0,021	0,011	0,006	0,003
2,6	0,405	0,165	0,076	0,052	0,037	0,028	0,019	0,0095	0,0050	0,0025
2,7	0,389	0,155	0,070	0,048	0,033	0,025	0,017	0,0084	0,0045	0,0020
2,8	0,374	0,146	0,065	0,044	0,030	0,022	0,015	0,0075	0,0040	0,0015
2,9	0,360	0,138	0,060	0,040	0,027	0,020	0,013	0,0067	0,0035	0,0010
3,0	0,346	0,131	0,056	0,037	0,025	0,0185	0,0125	0,0060	0,0030	0,00075
3,5	0,294	0,104	0,041	0,026	0,017	0,0125	0,0075	0,0035	0,0020	0,00050
4,0	0,255	0,084	0,031	0,019	0,012	0,0085	0,0050	0,0020	0,0010	0,00025
4,5	0,226	0,070	0,025	0,014	0,009	0,0065	0,0035	0,0015	0,0005	0
5,0	0,203	0,059	0,020	0,010	0,007	0,0050	0,0025	0,0010	0	0
6,0	0,168	0,047	0,014	0,007	0,004	0,0030	0,0015	0,0005	0	0
8,0	0,126	0,029	0,009	0,004	0,002	0,0015	0,0010	0,0002	0	0
10,0	0,100	0,021	0,005	0,002	0,001	0,0005	0	0	0	0

Hàm số $\psi(\xi)$ để tính dòng không đều trong kênh đáy bằng ($i = 0$)

$\xi \backslash x$	2,00	2,50	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,1000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,05	0,9501	0,9500	0,9500	0,9500	0,9500	0,9500	0,9500	0,9500	0,9500	0,9500
0,10	0,9003	0,9001	0,9000	0,9000	0,9000	0,9000	0,9000	0,9000	0,9000	0,9000
0,15	0,8511	0,8504	0,8501	0,8501	0,8500	0,8500	0,8500	0,8500	0,8500	0,8500
0,20	0,8027	0,8010	0,8004	0,8003	0,8002	0,8001	0,8001	0,8000	0,8000	0,8000
0,25	0,7552	0,7522	0,7509	0,7507	0,8504	0,7503	0,7502	0,7501	0,8500	0,7500
0,30	0,7090	0,7042	0,7020	0,7014	0,7010	0,70,07	0,7005	0,7002	0,7001	0,7001
0,35	0,6643	0,6573	0,6537	0,6527	0,6520	0,6514	0,6511	0,6506	0,6503	0,6502
0,40	0,6213	0,6116	0,6064	0,6048	0,6036	0,6527	0,6021	0,6012	0,6007	0,6004
0,45	0,5804	0,5675	0,5602	0,5579	0,5561	0,5547	0,5537	0,5523	0,5514	0,5509
0,50	0,5417	0,5252	0,5156	0,5124	0,5098	0,5078	0,5063	0,5040	0,5026	0,5017
0,55	0,5054	0,4852	0,4729	0,4685	0,4651	0,4623	0,4601	0,4568	0,4546	0,4532
0,60	0,4720	0,4478	0,4324	0,4268	0,4223	0,4186	0,4156	0,4109	0,4078	0,4056
0,61	0,4656	0,4406	0,4246	0,4188	0,4140	0,4101	0,4069	0,4020	0,3986	0,3962
0,62	0,4594	0,4336	0,4169	0,4100	0,4059	0,4017	0,3983	0,3931	0,3894	0,3869
0,63	0,4533	0,4267	0,4094	0,4030	0,3978	0,3935	0,3898	0,3843	0,3804	0,3776
0,64	0,4474	0,4499	0,4019	0,3953	0,3898	0,3853	0,3815	0,3756	0,3714	0,3685
0,65	0,4415	0,4132	0,3946	0,3877	0,3820	0,3772	0,3732	0,7670	0,3626	0,3594
0,66	0,4358	0,4067	0,3874	0,3802	0,3743	0,3692	0,3650	0,3585	0,3538	0,3503
0,67	0,4303	0,4003	0,3804	0,3729	0,3667	0,3614	0,3570	0,3501	0,3451	0,3414
0,68	0,4248	0,3940	0,3735	0,3657	0,3592	0,3537	0,3491	0,3418	0,3365	0,3625
0,69	0,4195	0,3879	0,3667	0,3586	0,3518	0,3461	0,3413	0,3336	0,3280	0,3238

$\xi \backslash x$	2,00	2,50	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
0,70	0,4143	0,3820	0,3600	0,3517	0,3446	0,3387	0,3336	0,3256	0,3196	0,3151
0,71	0,4093	0,3762	0,3535	0,3449	0,3376	0,3314	0,3261	0,3176	0,3113	0,3066
0,72	0,4044	0,3705	0,3472	0,3382	0,3307	0,3242	0,3187	0,3098	0,3032	0,2982
0,73	0,3997	0,3650	0,3410	0,3318	0,3239	0,3172	0,3115	0,3022	0,2952	0,2899
0,74	0,3951	0,3596	0,3350	0,3254	0,3173	0,3104	0,3044	0,2947	0,2874	0,2817
0,75	0,3906	0,3544	0,3291	0,3193	0,3109	0,3037	0,2975	0,2874	0,2779	0,2737
0,76	0,3863	0,3493	0,3234	0,3133	0,3046	0,2972	0,2907	0,2802	0,2721	0,2658
0,77	0,3822	0,3444	0,3179	0,3075	0,2985	0,2908	0,2841	0,2732	0,2647	0,2581
0,78	0,3782	0,3397	0,3125	0,3018	0,2926	0,2847	0,2777	0,2664	0,2575	0,2506
0,79	0,3743	0,3352	0,3074	0,2964	0,2869	0,2787	0,2715	0,2597	0,2505	0,2432
0,80	0,3707	0,3308	0,3024	0,2911	0,2814	0,2729	0,2655	0,2533	0,2437	0,2361
0,81	0,3672	0,3267	0,2975	0,2861	0,2761	0,2674	0,2597	0,2471	0,2371	0,2291
0,82	0,3638	0,3226	0,2930	0,2812	0,2710	0,2620	0,2541	0,2410	0,2307	0,2223
0,83	0,3606	0,3188	0,2886	0,2766	0,2661	0,2569	0,2488	0,2452	0,2245	0,2158
0,84	0,3576	0,3152	0,2845	0,2722	0,2614	0,2520	0,2436	0,2297	0,2185	0,2095
0,85	0,3547	0,3118	0,2805	0,2679	0,2570	0,2473	0,2387	0,2244	0,2129	0,2035
0,86	0,3520	0,3080	0,2768	0,2639	0,2528	0,2428	0,2341	0,2193	0,2074	0,1977
0,87	0,3495	0,3055	0,2732	0,2602	0,2488	0,2387	0,2297	0,2145	0,2023	0,1922
0,88	0,3472	0,3026	0,2699	0,2567	0,2450	0,2347	0,2256	0,2100	0,1974	0,1870
0,89	0,3450	0,3000	0,2669	0,2534	0,2415	0,2310	0,2217	0,2058	0,1928	0,1821
0,90	0,3430	0,2976	0,2640	0,2504	0,2383	0,2276	0,2181	0,2018	0,1886	0,1776
0,905	0,3421	0,2965	0,2626	0,2489	0,2368	0,2260	0,2164	0,2000	0,1866	0,1754
0,910	0,3412	0,2954	0,2614	0,2476	0,2354	0,2245	0,2148	0,1982	0,1846	0,1733
0,915	0,3404	0,2944	0,2602	0,2463	0,2340	0,2231	0,2133	0,1965	0,1828	0,1714
0,920	0,3396	0,2934	0,2591	0,2451	0,2327	0,2217	0,2118	0,1949	0,1811	0,1695

$\xi \backslash x$	2,00	2,50	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
0,925	0,3388	0,2925	0,2580	0,2439	0,2315	0,2204	0,2104	0,1934	0,1794	0,1677
0,930	0,3381	0,2916	0,2570	0,2429	0,2303	0,2191	0,2091	0,1920	0,1778	0,1660
0,935	0,3375	0,2908	0,2561	0,2418	0,2292	0,2180	0,2079	0,1906	0,1764	0,1644
0,940	0,3369	0,2901	0,2552	0,2409	0,2282	0,2169	0,2068	0,1894	0,1750	0,1629
0,945	0,3363	0,2894	0,2544	0,2400	0,2273	0,2159	0,2057	0,1882	0,1737	0,1615
0,950	0,3358	0,2888	0,2536	0,2592	0,2264	0,2150	0,2048	0,1871	0,1725	0,1602
0,955	0,3353	0,2882	0,2529	0,2385	0,2256	0,2142	0,2039	0,1861	0,1714	0,1591
0,960	0,3349	0,2877	0,2523	0,2378	0,2249	0,2134	0,2031	0,1853	0,1705	0,1580
0,965	0,3345	0,2872	0,2518	0,2372	0,2243	0,2128	0,2024	0,1815	0,1696	0,1570
0,970	0,3342	0,2868	0,2513	0,2367	0,2238	0,2122	0,2017	0,1838	0,1688	0,1562
0,975	0,3339	0,2865	0,2509	0,2363	0,2233	0,2117	0,2012	0,1832	0,1642	0,1555
0,980	0,3337	0,2862	0,2506	0,2359	0,2229	0,2113	0,2008	0,1827	0,1677	0,1549
0,985	0,3336	0,2860	0,2503	0,2357	0,2226	0,2110	0,2005	0,1823	0,1672	0,1545
0,990	0,3334	0,2858	0,2502	0,2355	0,2224	0,2107	0,2002	0,1821	0,1669	0,1541
0,995	0,3334	0,2857	0,2500	0,2353	0,2224	0,2106	0,2000	0,1819	0,1667	0,1539
1,000	0,3333	0,2857	0,2500	0,2353	0,2222	0,2105	0,2000	0,1818	0,1667	0,1539
1,005	0,3334	0,2857	0,2500	0,2353	0,2223	0,2106	0,2001	0,1819	0,1667	0,1539
1,010	0,3334	0,2858	0,2501	0,2355	0,2224	0,2107	0,2002	0,1821	0,1669	0,1541
1,015	0,3336	0,2860	0,2504	0,2357	0,2226	0,2110	0,2005	0,1823	0,1673	0,1545
1,020	0,3337	0,2862	0,2506	0,2360	0,2229	0,2113	0,2008	0,1827	0,1677	0,1550
1,025	0,3340	0,2865	0,2509	0,2363	0,2233	0,2117	0,2013	0,1833	0,1683	0,1556
1,030	0,3343	0,2869	0,2514	0,2368	0,2238	0,2123	0,2019	0,1839	0,1690	0,1564
1,035	0,3346	0,2873	0,2519	0,2373	0,2244	0,2129	0,2025	0,1847	0,1699	0,1574
1,040	0,3349	0,2877	0,2525	0,2380	0,2251	0,2136	0,2033	0,1856	0,1709	0,1585
1,045	0,3354	0,2883	0,2531	0,2387	0,2259	0,2145	0,2042	0,1866	0,1721	0,1598

$\xi \backslash x$	2,00	2,50	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
1,05	0,3359	0,2889	0,2539	0,2395	0,2268	0,2154	0,2052	0,1878	0,1734	0,1613
1,06	0,3370	0,2904	0,2556	0,2414	0,2289	0,2177	0,2077	0,1905	0,1764	0,1647
1,07	0,3384	0,2921	0,2577	0,2437	0,2313	0,2203	0,2105	0,1938	0,1801	0,1688
1,08	0,3399	0,2940	0,2601	0,2463	0,2342	0,2234	0,2138	0,1976	0,1815	0,1737
1,09	0,3417	0,2963	0,2629	0,2494	0,2375	0,2270	0,2177	0,2021	0,1895	0,1754
1,10	0,3437	0,2988	0,2660	0,2528	0,2412	0,2311	0,2221	0,2071	0,1953	0,1858
1,11	0,3459	0,3017	0,2695	0,2566	0,2454	0,2356	0,2270	0,2128	0,2017	0,1932
1,12	0,3483	0,3048	0,2734	0,2609	0,2501	0,2407	0,2325	0,2191	0,2000	0,2014
1,13	0,3510	0,3082	0,2776	0,2655	0,2552	0,2462	0,2385	0,2261	0,2170	0,2105
1,14	0,3539	0,3119	0,2822	0,2706	0,2607	0,2523	0,2451	0,2338	0,2258	0,2205
1,15	0,3570	0,3160	0,2873	0,2762	0,2668	0,2589	0,2523	0,2422	0,2355	0,2316
1,16	0,3603	0,3203	0,2927	0,2822	0,2734	0,2661	0,2601	0,2513	0,2461	0,2437
1,17	0,3639	0,3250	0,2985	0,2886	0,2804	0,2738	0,2685	0,2612	0,2575	0,2569
1,18	0,3677	0,3299	0,3047	0,2954	0,2880	0,2821	0,2775	0,2718	0,2699	0,2711
1,19	0,3717	0,3352	0,3114	0,30,28	0,2961	0,2910	0,2873	0,2833	0,2833	0,2866
1,20	0,3760	0,3408	0,3184	0,3106	0,3048	0,3005	0,2977	0,2956	0,2977	0,3032
1,21	0,3805	0,3468	0,3259	0,3190	0,3140	0,3107	0,3088	0,3088	0,3131	0,3211
1,22	0,3853	0,3531	0,3338	0,3278	0,3238	0,3214	0,3205	0,3228	0,3296	0,3403
1,23	0,3903	0,3597	0,3422	0,3372	0,3341	0,3323	0,3331	0,3377	0,3472	0,3609
1,24	0,3955	0,3666	0,3510	0,3470	0,3450	0,3449	0,3463	0,3535	0,3659	0,3828
1,25	0,4010	0,3739	0,3004	0,3574	0,3566	0,3576	0,3604	0,3704	0,3858	0,4062
1,26	0,4068	0,3815	0,3701	0,3683	0,3687	0,3711	0,3752	0,3881	0,4069	0,4310
1,27	0,4128	0,3895	0,3803	0,3798	0,3815	0,3852	0,3908	0,4069	0,4293	0,4574
1,28	0,4191	0,3979	0,3911	0,3918	0,3949	0,4001	0,4072	0,4268	0,4530	0,4855
1,29	0,4256	0,4066	0,4023	0,4044	0,4089	0,4157	0,4245	0,4477	0,4781	0,5152

$\xi \backslash x$	2,00	2,50	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
1,30	0,4223	0,4157	0,4140	0,4175	0,4236	0,4320	0,4426	0,4697	0,5044	0,5466
1,31	0,4394	0,4251	0,4262	0,4313	0,4390	0,4492	0,4616	0,4928	0,5323	0,5799
1,32	0,4467	0,4350	0,4390	0,4457	0,4551	0,4671	0,4815	0,5171	0,5616	0,6149
1,33	0,4542	0,4452	0,4522	0,4606	0,4719	0,4858	0,5023	0,5426	0,5925	0,652
1,34	0,4620	0,4558	0,4660	0,4762	0,4894	0,5053	0,5240	0,5693	0,6248	0,691
1,35	0,4701	0,4667	0,4803	0,4924	0,5076	0,5257	0,5468	0,5972	0,659	0,732
1,36	0,4785	0,4781	0,4953	0,5033	0,5266	0,5470	0,5705	0,6265	0,695	0,775
1,37	0,4871	0,4899	0,5107	0,5267	0,5463	0,5691	0,5952	0,657	0,732	0,821
1,38	0,4960	0,5021	0,5267	0,5449	0,5668	0,5922	0,621	0,689	0,771	0,868
1,39	0,5052	0,5146	0,5432	0,5637	0,5880	0,616	0,648	0,722	0,812	0,918
1,40	0,5147	0,5276	0,5604	0,5832	0,610	0,641	0,676	0,757	0,855	0,971
1,41	0,5244	0,5410	0,5781	0,603	0,633	0,667	0,705	0,793	0,900	1,026
1,42	0,5344	0,5548	0,597	0,624	0,657	0,694	0,735	0,831	0,946	1,083
1,43	0,5447	0,5691	0,615	0,646	0,681	0,721	0,766	0,870	0,995	1,143
1,44	0,5553	0,584	0,635	0,668	0,707	0,750	0,798	0,911	1,046	1,206
1,45	0,5660	0,599	0,655	0,691	0,733	0,780	0,832	0,953	1,099	1,272
1,46	0,577	0,614	0,676	0,715	0,760	0,810	0,867	0,997	1,154	1,341
1,47	0,589	0,630	0,697	0,740	0,788	0,842	0,903	1,043	1,212	1,412
1,48	0,601	0,647	0,719	0,765	0,817	0,875	0,940	1,091	1,272	1,487
1,49	0,613	0,664	0,742	0,791	0,847	0,909	0,979	1,140	1,334	1,565
1,50	0,625	0,681	0,766	0,818	0,878	0,945	1,019	1,191	1,398	2,646
1,55	0,691	0,775	0,893	0,965	1,047	1,138	1,239	1,475	1,761	2,106
1,60	0,765	0,881	1,038	1,134	1,243	1,363	1,497	1,812	2,196	2,665
1,65	0,847	0,999	1,203	1,327	1,466	1,622	1,796	2,206	2,713	3,338
1,70	0,938	1,130	1,388	1,544	1,720	1,918	2,140	2,666	3,323	4,142

$\xi \backslash x$	2,00	2,50	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
1,75	1,037	1,276	1,595	1,788	2,007	2,254	2,533	3,198	4,037	5,096
1,80	1,144	1,435	1,824	2,061	2,330	2,631	2,979	3,809	4,869	6,220
1,85	1,260	1,611	2,078	2,364	2,690	3,062	3,484	4,509	5,831	7,539
1,90	1,386	1,801	2,358	2,700	3,092	3,540	4,052	5,305	6,941	9,076
1,95	1,521	2,008	2,665	2,070	3,537	4,073	4,689	6,208	8,213	10,86
2,0	1,667	2,232	3,000	3,477	4,028	4,665	5,400	7,228	9,670	12,93
2,1	1,987	2,734	3,762	4,408	5,163	6,043	7,068	9,66	13,9	18,02
2,2	2,349	3,312	2,656	5,512	6,521	7,709	9,11	12,70	17,70	24,67
2,3	2,756	3,972	5,696	6,809	8,131	9,70	11,57	16,45	23,37	33,24
2,4	3,208	4,719	6,894	8,316	10,2	12,07	14,53	21,03	30,45	44,15
2,5	2,708	5,559	8,266	10,06	12,23	14,85	18,03	26,58	39,19	57,89
2,6	4,259	6,497	9,82	12,05	14,77	18,10	22,16	33,23	49,88	75,03
2,7	4,861	7,540	11,58	14,33	17,70	21,87	17,00	41,17	62,87	96,23
2,8	5,517	8,70	13,57	16,91	21,06	26,21	32,62	50,56	78,52	122,3
2,9	6,23	9,97	15,78	19,82	24,87	31,19	38,19	61,61	97,24	153,9
3,0	7,00	11,36	18,25	23,08	29,18	36,87	46,60	74,53	119,5	192,3
3,5	11,79	20,42	35,02	45,80	59,89	78,34	102,6	176,2	303,9	526,6
4,0	18,33	33,57	61,00	82,18	110,8	149,4	197,1	369,4	679,7	1257,0
4,5	26,88	51,73	99,0	137,0	189,8	163,2	365,5	708,2	1380,0	2706,0
5,0	37,67	75,86	152,0	215,9	306,6	436,0	621,0	1267,0	2600,0	5371,0
6,0	67,0	146,2	319,9	472,2	700,4	1041,1	1550,0	3458,0	7771,0	17575,0
7,0	108,3	253,3	594,0	192,9	1406,0	2169,0	3355,0	8079,0	19604,0	47884,0
8,0	163,7	406,7	1017,0	1614,0	2567,0	4005,0	6547,0	16843,0	43683,0	114093,0
9,0	234,0	617,0	1632,0	2666,0	4366,0	7169,0	11802,0	32202,0	88561,0	245291,0
10,0	324,3	894,0	2491,0	4175,0	7018,0	11831,0	19991,0	57491,0	166691,0	486491,0

Hàm số $\Phi(\zeta)$ để tính dòng không đều trong kênh dốc nghịch ($i < 0$)

$\zeta \backslash x$	2,00	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,05	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050
0,10	0,099	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100
0,15	0,148	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150
0,20	0,197	0,198	0,199	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
0,25	0,241	0,247	0,248	0,249	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250
0,30	0,291	0,295	0,296	0,297	0,298	0,299	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300
0,35	0,336	0,342	0,344	0,346	0,347	0,348	0,384	0,349	0,349	0,350	0,350
0,40	0,380	0,389	0,391	0,393	0,395	0,396	0,396	0,397	0,393	0,400	0,400
0,45	0,422	0,434	0,437	0,440	0,442	0,447	0,445	0,446	0,447	0,443	0,450
0,50	0,463	0,477	0,481	0,485	0,488	0,490	0,492	0,493	0,495	0,497	0,498
0,55	0,502	0,518	0,523	0,528	0,532	0,535	0,537	0,539	0,542	0,545	0,547
0,60	0,540	0,558	0,565	0,571	0,576	0,580	0,583	0,585	0,535	0,595	0,595
0,61	0,547	0,566	0,573	0,579	0,584	0,588	0,591	0,594	0,698	0,602	0,604
0,62	0,554	0,574	0,581	0,587	0,592	0,596	0,600	0,603	0,607	0,611	0,613
0,63	0,562	0,581	0,589	0,595	0,600	0,605	0,609	0,612	0,616	0,620	0,622
0,64	0,569	0,589	0,596	0,602	0,608	0,613	0,617	0,620	0,625	0,629	0,631
0,65	0,576	0,596	0,604	0,610	0,616	0,621	0,625	0,629	0,634	0,638	0,640
0,66	0,583	0,604	0,612	0,618	0,623	0,628	0,633	0,637	0,643	0,647	0,650

$\zeta \backslash x$	2,00	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
0,67	0,590	0,611	0,620	0,626	0,631	0,636	0,641	0,646	0,652	0,656	0,659
0,68	0,597	0,619	0,627	0,634	0,639	0,644	0,649	0,654	0,665	0,665	0,668
0,69	0,603	0,626	0,634	0,641	0,647	0,653	0,657	0,662	0,668	0,674	0,677
0,70	0,610	0,633	0,642	0,649	0,655	0,661	0,665	0,670	0,677	0,682	0,686
0,71	0,617	0,640	0,649	0,657	0,662	0,668	0,673	0,678	0,685	0,690	0,694
0,72	0,624	0,648	0,656	0,664	0,670	0,676	0,681	0,686	0,694	0,699	0,703
0,73	0,630	0,655	0,663	0,672	0,678	0,684	0,689	0,694	0,702	0,707	0,712
0,74	0,637	0,662	0,670	0,679	0,685	0,691	0,697	0,702	0,710	0,716	0,720
0,75	0,643	0,668	0,677	0,686	0,692	0,698	0,704	0,709	0,717	0,724	0,728
0,76	0,649	0,675	0,684	0,693	0,700	0,705	0,711	0,717	0,725	0,731	0,736
0,77	0,656	0,681	0,691	0,700	0,707	0,712	0,718	0,724	0,733	0,739	0,744
0,78	0,662	0,688	0,698	0,707	0,714	0,720	0,725	0,731	0,740	0,747	0,752
0,79	0,668	0,694	0,704	0,713	0,720	0,727	0,732	0,738	0,748	0,754	0,760
0,80	0,674	0,700	0,710	0,720	0,727	0,734	0,740	0,746	0,755	0,762	0,768
0,81	0,680	0,706	0,717	0,727	0,733	0,741	0,748	0,753	0,762	0,770	0,776
0,82	0,686	0,712	0,723	0,733	0,740	0,748	0,754	0,760	0,769	0,777	0,783
0,83	0,692	0,718	0,729	0,740	0,747	0,755	0,761	0,766	0,776	0,784	0,790
0,84	0,698	0,724	0,736	0,746	0,753	0,761	0,767	0,773	0,783	0,794	0,798
0,85	0,704	0,730	0,742	0,752	0,760	0,767	0,774	0,780	0,790	0,798	0,805
0,86	0,710	0,736	0,748	0,758	0,766	0,774	0,781	0,786	0,797	0,804	0,812
0,87	0,715	0,742	0,754	0,764	0,772	0,780	0,787	0,793	0,803	0,811	0,819
0,88	0,721	0,748	0,760	0,770	0,778	0,786	0,793	0,799	0,810	0,818	0,826

$\zeta \backslash x$	2,00	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
0,89	0,727	0,754	0,765	0,776	0,784	0,792	0,799	0,805	0,816	0,825	0,832
0,90	0,732	0,760	0,771	0,781	0,790	0,798	0,805	0,811	0,822	0,831	0,839
0,905	0,735	0,762	0,774	0,784	0,793	0,801	0,808	0,814	0,825	0,834	0,842
0,910	0,738	0,765	0,777	0,787	0,796	0,804	0,811	0,817	0,828	0,837	0,845
0,915	0,741	0,768	0,780	0,790	0,799	0,807	0,814	0,820	0,831	0,840	0,848
0,920	0,743	0,771	0,783	0,793	0,802	0,810	0,817	0,823	0,834	0,844	0,851
0,925	0,746	0,774	0,785	0,796	0,804	0,812	0,820	0,826	0,837	0,847	0,854
0,930	0,749	0,777	0,788	0,799	0,807	0,815	0,823	0,829	0,840	0,850	0,857
0,935	0,751	0,779	0,790	0,801	0,810	0,818	0,826	0,832	0,843	0,853	0,860
0,940	0,754	0,782	0,793	0,804	0,813	0,820	0,828	0,835	0,846	0,856	0,864
0,945	0,757	0,785	0,796	0,807	0,816	0,823	0,831	0,837	0,849	0,859	0,867
0,950	0,759	0,787	0,799	0,809	0,818	0,826	0,834	0,840	0,852	0,861	0,869
0,955	0,762	0,790	0,801	0,812	0,821	0,828	0,836	0,843	0,855	0,864	0,872
0,960	0,764	0,793	0,804	0,815	0,824	0,831	0,839	0,846	0,857	0,867	0,875
0,965	0,767	0,796	0,807	0,818	0,826	0,834	0,842	0,848	0,860	0,870	0,878
0,970	0,770	0,798	0,810	0,820	0,829	0,837	0,845	0,851	0,863	0,872	0,881
0,975	0,772	0,801	0,812	0,822	0,831	0,839	0,847	0,854	0,866	0,875	0,883
0,980	0,775	0,803	0,814	0,825	0,834	0,842	0,850	0,857	0,868	0,878	0,886
0,985	0,777	0,806	0,817	0,827	0,836	0,844	0,852	0,859	0,870	0,880	0,889
0,990	0,780	0,809	0,820	0,830	0,839	0,847	0,855	0,861	0,873	0,883	0,819
0,995	0,782	0,811	0,822	0,832	0,842	0,849	0,858	0,864	0,876	0,885	0,894
1,000	0,785	0,813	0,824	0,834	0,844	0,852	0,860	0,867	0,879	0,887	0,897

$\zeta \backslash x$	2,00	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
1,005	0,788	0,815	0,826	0,837	0,847	0,855	0,862	0,870	0,881	0,890	0,999
1,010	0,790	0,817	0,829	0,840	0,849	0,858	0,865	0,873	0,884	0,893	0,902
1,015	0,793	0,820	0,831	0,843	0,852	0,861	0,868	0,875	0,886	0,896	0,904
1,020	0,795	0,823	0,834	0,845	0,855	0,864	0,871	0,877	0,889	0,898	0,907
1,025	0,798	0,825	0,836	0,848	0,857	0,866	0,874	0,880	0,891	0,900	0,909
1,030	0,800	0,827	0,839	0,850	0,859	0,868	0,877	0,882	0,893	0,902	0,911
1,035	0,803	0,829	0,841	0,853	0,862	0,871	0,879	0,885	0,895	0,905	0,914
1,040	0,805	0,831	0,844	0,855	0,864	0,873	0,882	0,888	0,898	0,907	0,916
1,045	0,808	0,834	0,846	0,857	0,867	0,875	0,884	0,890	0,900	0,909	0,918
1,05	0,810	0,836	0,848	0,859	0,869	0,877	0,886	0,892	0,903	0,911	0,920
1,06	0,815	0,841	0,854	0,864	0,873	0,881	0,890	0,896	0,907	0,915	0,924
1,07	0,819	0,846	0,859	0,869	0,878	0,886	0,894	0,901	0,911	0,919	0,928
1,08	0,824	0,851	0,863	0,873	0,882	0,890	0,898	0,905	0,916	0,923	0,932
1,09	0,828	0,856	0,868	0,877	0,887	0,894	0,902	0,909	0,920	0,927	0,936
1,10	0,833	0,860	0,872	0,881	0,891	0,899	0,906	0,913	0,923	0,931	0,940
1,11	0,837	0,864	0,877	0,886	0,895	0,903	0,910	0,917	0,927	0,935	0,944
1,12	0,842	0,868	0,881	0,891	0,899	0,907	0,914	0,924	0,931	0,939	0,948
1,13	0,846	0,872	0,885	0,895	0,903	0,911	0,918	0,925	0,935	0,943	0,951
1,14	0,851	0,876	0,889	0,899	0,907	0,915	0,922	0,928	0,938	0,947	0,954
1,15	0,855	0,880	0,893	0,903	0,911	0,919	0,926	0,932	0,942	0,950	0,957
1,16	0,859	0,884	0,897	0,907	0,914	0,923	0,930	0,936	0,945	0,953	0,960
1,17	0,864	0,888	0,901	0,911	0,918	0,927	0,933	0,939	0,948	0,957	0,963

$\zeta \backslash x$	2,00	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
1,18	0,868	0,892	0,905	0,915	0,922	0,930	0,937	0,943	0,951	0,960	0,965
1,19	0,872	0,896	0,908	0,918	0,926	0,933	0,940	0,947	0,954	0,963	0,968
1,20	0,876	0,900	0,911	0,921	0,929	0,937	0,944	0,950	0,958	0,966	0,970
1,21	0,880	0,904	0,915	0,925	0,933	0,941	0,947	0,953	0,961	0,969	0,973
1,22	0,884	0,908	0,919	0,929	0,937	0,945	0,950	0,956	0,964	0,972	0,976
1,23	0,888	0,912	0,922	0,932	0,941	0,948	0,953	0,959	0,967	0,974	0,978
1,24	0,892	0,916	0,926	0,935	0,944	0,951	0,956	0,962	0,970	0,977	0,981
1,25	0,896	0,919	0,929	0,938	0,947	0,954	0,959	0,965	0,973	0,979	0,984
1,26	0,900	0,923	0,933	0,942	0,950	0,957	0,962	0,968	0,975	0,982	0,986
1,27	0,904	0,927	0,936	0,945	0,953	0,960	0,965	0,971	0,978	0,984	0,988
1,28	0,908	0,930	0,940	0,948	0,956	0,963	0,968	0,974	0,981	0,987	0,990
1,29	0,911	0,934	0,943	0,952	0,959	0,966	0,971	0,976	0,983	0,989	0,992
1,30	0,915	0,937	0,947	0,955	0,962	0,968	0,974	0,979	0,985	0,991	0,994
1,31	0,919	0,940	0,950	0,958	0,965	0,971	0,977	0,982	0,988	0,993	0,996
1,32	0,922	0,943	0,954	0,961	0,968	0,974	0,979	0,985	0,990	0,995	0,997
1,33	0,926	0,947	0,957	0,964	0,971	0,976	0,982	0,987	0,993	0,997	0,999
1,34	0,930	0,951	0,961	0,967	0,974	0,979	0,984	0,990	0,995	0,999	1,001
1,35	0,933	0,954	0,964	0,970	0,977	0,982	0,987	0,992	0,997	1,001	1,003
1,36	0,937	0,957	0,967	0,973	0,980	0,985	0,989	0,994	0,999	1,002	1,005
1,37	0,940	0,960	0,970	0,976	0,983	0,988	0,992	0,996	1,001	1,004	1,007
1,38	0,944	0,963	0,973	0,979	0,986	0,991	0,994	0,998	1,003	1,006	1,008
1,39	0,947	0,969	0,975	0,981	0,988	0,993	0,997	0,999	1,005	1,008	1,010

$\zeta \backslash x$	2,00	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
1,40	0,951	0,969	0,977	0,984	0,990	0,995	0,999	1,001	1,006	1,009	1,011
1,41	0,954	0,972	0,980	0,986	0,993	0,997	1,001	1,003	1,008	1,011	1,012
1,42	0,957	0,975	0,983	0,989	0,996	1,000	1,003	1,005	1,010	1,012	1,014
1,43	0,960	0,978	0,986	0,992	0,998	1,003	1,006	1,007	1,012	1,014	1,015
1,44	0,964	0,980	0,988	0,995	1,001	1,005	1,008	1,009	1,014	1,016	1,016
1,45	0,967	0,983	0,990	0,997	1,003	1,007	1,010	1,011	1,015	1,017	1,017
1,46	0,970	0,986	0,993	1,000	1,005	1,009	1,012	1,013	1,017	1,019	1,018
1,47	0,973	0,989	0,996	1,003	1,007	1,011	1,014	1,014	1,018	1,020	1,019
1,48	0,977	0,991	0,998	1,005	1,009	1,012	1,016	1,016	1,020	1,020	1,020
1,49	0,980	0,994	1,001	1,007	1,011	1,014	1,017	1,018	1,021	1,021	1,021
1,50	0,983	0,997	1,004	1,009	1,013	1,016	1,018	1,020	1,022	1,022	1,022
1,55	0,997	1,010	1,015	1,020	1,023	1,025	1,027	1,029	1,029	1,028	1,026
1,60	1,012	1,022	1,026	1,030	1,033	1,034	1,035	1,035	1,034	1,032	1,030
1,65	1,026	1,033	1,037	1,039	1,041	1,042	1,042	1,041	1,039	1,036	1,034
1,70	1,039	1,044	1,047	1,048	1,049	1,049	1,048	1,047	1,043	1,039	1,037
1,75	1,052	1,054	1,056	1,057	1,056	1,055	1,054	1,052	1,047	1,042	1,039
1,80	1,064	1,064	1,064	1,065	1,063	1,061	1,059	1,057	1,051	1,045	1,041
1,85	1,075	1,073	1,072	1,072	1,069	1,067	1,064	1,061	1,054	1,047	1,043
1,90	1,086	1,082	1,080	1,079	1,075	1,072	1,068	1,065	1,057	1,049	1,045
1,95	1,097	1,090	1,087	1,085	1,080	1,076	1,072	1,068	1,059	1,051	1,046
2,00	1,007	1,098	1,094	1,090	1,085	1,080	1,076	1,071	1,062	1,053	1,047
2,10	1,026	1,012	1,006	1,000	1,094	1,087	1,082	1,076	1,065	1,056	1,049

$\zeta \backslash x$	2,00	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,50	5,00	5,50
2,20	1,044	1,025	1,017	1,009	1,002	1,094	1,088	1,080	1,068	1,058	1,050
2,30	1,061	1,037	1,027	1,017	1,009	1,099	1,092	1,084	1,071	1,060	1,051
2,40	1,176	1,148	1,136	1,124	1,115	1,104	1,096	1,087	1,073	1,061	1,052
2,50	1,190	1,157	1,143	1,131	1,119	1,108	1,099	1,090	1,075	1,062	1,053
2,60	1,204	1,166	1,150	1,137	1,123	1,112	1,102	1,092	1,076	1,063	1,054
2,70	1,216	1,174	1,156	1,142	1,127	1,115	1,105	1,094	1,077	1,063	1,054
2,80	1,228	1,181	1,162	1,146	1,131	1,118	1,107	1,096	1,078	1,064	1,054
2,90	1,239	1,188	1,168	1,150	1,134	1,121	1,109	1,098	1,079	1,065	1,055
3,00	1,249	1,194	1,173	1,154	1,137	1,123	1,110	1,099	1,080	1,065	1,055
3,50	1,292	1,218	1,191	1,167	1,148	1,131	1,116	1,103	1,082	1,066	1,055
4,00	1,326	1,237	1,204	1,176	1,155	1,136	1,120	1,106	1,084	1,067	1,056
4,50	1,352	1,251	1,213	1,183	1,160	1,139	1,122	1,108	1,085	1,067	1,056
5,00	1,374	1,260	1,220	1,188	1,163	1,141	1,124	1,110	1,085	1,068	1,056
6,00	1,406	1,272	1,230	1,195	1,167	1,144	1,125	1,111	1,085	1,068	1,056
8,00	1,447	1,290	1,239	1,201	1,170	1,146	1,127	1,111	1,086	1,068	1,056
10,00	1,471	1,298	1,244	1,203	1,172	1,147	1,127	1,111	1,086	1,068	1,056

MỤC LỤC

	Trang
Lời nói đầu	3
Chương I	
MỞ ĐẦU	
§1-1. Định nghĩa khoa học thủy lực. Phạm vi ứng dụng và lĩnh vực nghiên cứu của khoa học thủy lực	5
§1-2. Sơ lược lịch sử phát triển khoa học thủy lực	6
§1-3. Khái niệm chất lỏng trong thủy lực	14
§1-4. Những đặc tính cơ bản của chất lỏng	14
§1-5. Lực tác dụng	20
§1-6. Ứng suất tại một điểm	21
Chương II	
THỦY TĨNH HỌC	
§2-1. Áp suất thủy tĩnh - áp lực	24
§2-2. Hai tính chất cơ bản của áp suất thủy tĩnh	25
§2-3. Phương trình vi phân cơ bản của chất lỏng cân bằng	27
§2-4. Tích phân phương trình vi phân cơ bản của chất lỏng cân bằng	28
§2-5. Mặt đẳng áp	29
§2-6. Sự cân bằng của chất lỏng trọng lực	30
§2-7. Sự cân bằng của chất lỏng trong những bình chứa chuyển động	41
§2-8. Áp lực chất lỏng lên thành phẳng có hình dạng bất kỳ	44
§2-9. Áp lực chất lỏng lên thành phẳng hình chữ nhật có đáy nằm ngang	47
§2-10. Áp lực chất lỏng lên thành cong	50
§2-11. Định luật Acsimét	55
§2-12. Sự cân bằng của vật rắn ngập hoàn toàn trong chất lỏng	56
§2-13. Sự cân bằng của vật rắn nổi trên mặt tự do của chất lỏng	57

Chương III
CƠ SỞ ĐỘNG LỰC HỌC CHẤT LỎNG

	60
§3-1. Những khái niệm chung	60
§3-2. Chuyển động không ổn định và chuyển động ổn định	60
§3-3. Quỹ đạo - đường dòng	61
§3-4. Dòng nguyên tố, dòng chảy	62
A - Môi trường chuyển động coi như một tập hợp của vô số dòng nguyên tố	
§3-5. Những yếu tố thủy lực của dòng chảy	63
§3-6. Phương trình liên tục của dòng chảy ổn định	65
§3-7. Phương trình Bécnuuy của dòng nguyên tố chất lỏng lý tưởng chảy ổn định	67
§3-8. Phương trình Bécnuuy của dòng nguyên tố chất lỏng thực chảy ổn định	69
§3-9. Ý nghĩa năng lượng và thủy lực của phương trình Bécnuuy viết cho dòng nguyên tố chảy ổn định	70
§3-10. Độ dốc thủy lực và độ dốc đo áp của dòng nguyên tố	72
§3-11. Phương trình Bécnuuy của toàn dòng (có kích thước hữu hạn) chất lỏng thực chảy ổn định	73
§3-12. Ứng dụng của phương trình Bécnuuy trong việc đo lưu tốc và lưu lượng	79
§3-13. Phương trình động lượng của toàn dòng chảy ổn định	81
§3-14. Phân loại dòng chảy	86
B - Môi trường chuyển động coi như là tập hợp của vô số phần tử chất lỏng	
§3-15. Hai phương pháp nghiên cứu sự chuyển động của chất lỏng	87
§3-16. Phương trình vi phân của đường dòng	89
§3-17. Đường xoáy, ống xoáy, phương trình vi phân của đường xoáy	91
§3-18. Phân tích chuyển động của một phần tử chất lỏng. Chuyển động thế và chuyển động xoáy	92
§3-19. Chuyển động thế, hàm số thế, hàm số dòng	99
§3-20. Vài thí dụ đơn giản về chuyển động thế	103
§3-21. Phương trình vi phân liên tục của chất lỏng không nén được	109
§3-22. Phương trình vi phân chuyển động của chất lỏng lý tưởng (phương trình Ô-le)	111
§3-23. Phương trình vi phân chuyển động của chất lỏng lý tưởng viết dưới dạng phương trình Gorômécô	115
	419

§3-24. Tích phân hệ thống phương trình vi phân chuyển động của chất lỏng lý tưởng	118
§3-25. Phương trình vi phân chuyển động của chất lỏng nhớt (phương trình Naviê-Stốc)	123

Chương IV

TỔN THẤT CỘT NƯỚC TRONG DÒNG CHẢY

§4-1. Những dạng tổn thất cột nước	132
§4-2. Phương trình cơ bản của dòng chất lỏng chảy đều	132
§4-3. Hai trạng thái chuyển động của chất lỏng	135
§4-4. Trạng thái chảy tầng trong ống	140
§4-5. Sự quá độ từ trạng thái chảy tầng sang trạng thái chảy rối	145
§4-6. Trạng thái chảy rối trong ống	148
§4-7. Công thức tổng quát Đácxy tính tổn thất cột nước h_d trong dòng chảy đều. Hệ số tổn thất dọc đường λ . Thí nghiệm Nicurátso	167
§4-8. Công thức Sedi. Công thức xác định những hệ số λ và C để tính tổn thất cột nước dọc đường của ống chảy đều trong các ống và kênh hở	173
§4-9. Tổn thất cột nước cục bộ - Những đặc điểm chung	185
§4-10. Tổn thất cục bộ khi ống đột ngột mở rộng - Công thức Boócđơ	190
§4-11. Một số dạng tổn thất cục bộ trong ống	193

Chương V

DÒNG CHẢY RA KHỎI LỖ VÀ VÒI - DÒNG TIA

A - Dòng chảy ra khỏi lỗ và vòi

§5-1. Khái niệm chung	196
§5-2. Dòng chảy tự do, ổn định qua lỗ nhỏ thành mỏng	197
§5-3. Dòng chảy ngập, ổn định, qua lỗ thành mỏng	201
§5-4. Dòng chảy tự do, ổn định qua lỗ thành mỏng	203
§5-5. Dòng chảy nửa ngập, ổn định, qua lỗ to thành mỏng	206
§5-6. Dòng chảy không ổn định qua lỗ nhỏ thành mỏng	207
§5-7. Dòng chảy qua vòi	211

B - Dòng tia

§5-8. Phân loại, tính chất dòng tia	217
§5-9. Những đặc tính động lực học của dòng tia	221

Chương VI		
DÒNG CHẢY ỔN ĐỊNH TRONG ỐNG CÓ ÁP		225
§6-1.	Những khái niệm cơ bản về đường ống - Những công thức tính toán cơ bản	225
§6-2.	Tính toán thủy lực về ống dài	229
§6-3.	Tính toán thủy lực về ống ngắn. Tính toán thủy lực về đường ống của máy bơm ly tâm	241
Chương VII		
CHUYỂN ĐỘNG KHÔNG ỔN ĐỊNH TRONG ỐNG CÓ ÁP, HIỆN TƯỢNG NƯỚC VA VÀ SỰ GIAO ĐỘNG CỦA KHỐI NƯỚC TRONG THÁP ĐIỀU ÁP		250
§7-1.	Phương trình liên tục của dòng chảy không ổn định	251
§7-2.	Phương trình cơ bản của dòng chảy không ổn định trong ống có áp	252
A - Hiện tượng nước va		
§7-3.	Đặt vấn đề	257
§7-4.	Nước va khi đóng khóa tức thời	258
§7-5.	Nước va khi đóng khóa từ từ	262
§7-6.	Tốc độ truyền sóng nước va trong ống	267
B - Sự giao động của nước trong tháp điều áp		
§7-7.	Nguyên lý làm việc của tháp điều áp	272
§7-8.	Sự giao động của nước trong tháp hình trụ	273
Chương VIII		
DÒNG CHẢY ĐỀU KHÔNG ÁP TRONG KÊNH		279
§8-1.	Những khái niệm cơ bản về dòng chảy đều không áp trong kênh	279
§8-2.	Những yếu tố thủy lực của mặt cắt ướt của dòng chảy trong kênh	281
§8-3.	Mặt cắt có lợi nhất về thủy lực	283
§8-4.	Những bài toán cơ bản về dòng chảy đều trong ống kênh hở hình thang	285
§8-5.	Tính kênh theo phương pháp đối chiếu với mặt cắt có lợi nhất về thủy lực (Agorótskin)	292
§8-6.	Tính toán kênh có điều kiện thủy lực phức tạp	299
§8-7.	Tính toán thủy lực cho dòng chảy đều không áp trong ống	302
§8-8.	Lưu tốc cho phép không xói và không lắng của kênh hở	305
		421

Chương IX		
DÒNG CHẢY KHÔNG ĐỀU TRONG KÊNH HỎ		308
§9-1.	Những khái niệm mở đầu	308
§9-2.	Năng lượng đơn vị của mặt cắt	310
§9-3.	Độ sâu phân giới	312
§9-4.	Độ dốc phân giới	321
§9-5.	Hai trạng thái chảy	322
§9-6.	Phương trình vi phân cơ bản của dòng chảy ổn định thay đổi dần không có áp	327
A - Tính kênh lắng trụ		
§9-7.	Các dạng đường mặt nước trong kênh	330
§9-8.	Cách tính và vẽ đường mặt nước trong kênh	342
B - Tính kênh không lắng trụ		
§9-9.	Tính kênh không lắng trụ trong trường hợp chung	360
§9-10.	Tính kênh không lắng trụ trong trường hợp riêng khi độ sâu không đổi	361
	Phụ lục	365

Chịu trách nhiệm xuất bản:
NGUYỄN CAO DOANH

Phụ trách bản thảo:
PHẠM KHÔI - HOÀNG NAM BÌNH

Trình bày bìa:
NGỌC NAM

NHÀ XUẤT BẢN NÔNG NGHIỆP

167/6 - Phương Mai - Đống Đa - Hà Nội
ĐT: 8524506 - 8523887 Fax: (04) 5760748
Email: NXB.Nongnghiep.BT3@gmail.com

CHI NHÁNH NXB NÔNG NGHIỆP

58 Nguyễn Bình Khiêm - Q.1, TP. Hồ Chí Minh
ĐT : 8297157 - 8299521 Fax : (08) 9101036

63 - 630 - 657 / 223 - 06
NN - 2006

GIÁO TRÌNH THỦY LỤC - TẬP 1



9 936022 040570

In 3030 bản khổ 19 x 27 cm tại Xưởng in NXB. Nông nghiệp. Giấy chấp nhận đăng ký kế hoạch xuất bản số 08-2006/CXB/657-223/NN do Cục Xuất bản cấp ngày 15/12/2005. In xong và nộp lưu chiểu quý II/2006.