

**TRƯỜNG ĐẠI HỌC CẦN THƠ
KHOA CÔNG NGHỆ**

-----*****-----

GIÁO TRÌNH

THỦY LỰC CÔNG TRÌNH



Ths **TRẦN VĂN HÙNG**

2005

LỜI NÓI ĐẦU

Thủy lực công trình là môn học được giảng dạy cho nhiều ngành học: Thủy công, Xây dựng, Công thôn, Kỹ thuật môi trường...được biên soạn trên cơ sở tổng hợp nhiều tài liệu của các tác giả.

Các bài toán về thủy lực thường phải tra bảng rất mất thời gian và công sức, với sự phát triển nhanh của tin học, trong giáo trình giới thiệu cho sinh viên cách vận dụng kiến thức để tính toán không phụ thuộc vào bảng tra nhằm mục đích dễ ứng dụng lập trình.

Giáo trình gồm có 7 chương về dòng chảy đều; không đều ổn định, không ổn định trong lòng dẫn hở và thấm. Cuối các chương có câu hỏi gợi ý những kiến thức cơ bản cần nắm, theo cách học mới sinh viên dựa trên cơ sở đó để thảo luận. Ngoài ra, các bài tập được biên soạn lựa chọn chủ yếu từ sách “Bài tập Thủy lực-tập 2” của tác giả Nguyễn Cảnh Cầm, nhằm giúp sinh viên nắm bắt kiến thức cơ bản có thể ứng dụng phù hợp tình hình ở vùng Đồng Bằng Sông Cửu Long.

Trong quá trình biên soạn, mặc dù đã có nhiều cố gắng, song không thể tránh khỏi những sai sót. Tác giả rất mong nhận được sự góp ý phê bình của cán bộ, đặc biệt sinh viên học tập môn học này.

Cần Thơ, tháng 12-2005

Tác giả

TRẦN VĂN HÙNG

CHƯƠNG I

DÒNG CHẢY ỔN ĐỊNH ĐỀU KHÔNG ÁP

(*steady uniform flow in an open channels*)

- ♦ Đây là chương quan trọng làm cơ sở tính toán dòng chảy ổn định không đều và không ổn định.
- ♦ Trong thực tế, chúng ta thường gặp các bài toán thiết kế mặt cắt lòng dẫn như kênh, đường ống, cống ngầm ... ở các ngành kỹ thuật Thủy lợi, môi trường, cầu đường, thoát nước đô thị ...
- ♦ Cơ sở tính toán là công thức Chezy (1769). Tính toán chủ yếu là hình thang theo 2 cách là giải tích và tra bảng của Agorôtskin. Ngoài ra tính mặt cắt hình tròn.

1.1 KHÁI NIỆM

Dòng chảy ổn định đều là vận tốc không phụ thuộc thời gian và không đổi từ mặt cắt này sang mặt cắt khác.

Điều kiện để dòng chảy đều không áp:

1. Lưu lượng không đổi theo thời gian và dọc theo dòng chảy, $Q(t,l)=\text{Const}$.
2. Hình dạng mặt cắt, chu vi và diện tích mặt cắt ướt không đổi dọc theo dòng chảy. Nên độ sâu mực nước trong kênh không đổi; $h(l)=\text{const}$ hay $\frac{dh}{dl}=0$.
3. Độ dốc đáy không đổi, $i=\text{const}$.
4. Hệ số nhám cũng không đổi, $n=\text{const}$.
5. Sự phân bố lưu tốc trên các mặt cắt là không đổi dọc theo dòng chảy.

Nếu một trong các điều kiện trên không thỏa thì dòng chảy sẽ không đều.

Dòng chảy đều trong kênh hở thường là dòng chảy rối, đồng thời thường ở khu vực cân bằng phương, theo Chezy công thức tính vận tốc (**mean flow velocity**) :

$$v = C\sqrt{RJ}, \text{ m/s} \quad (1-1)$$

Trong đó:

J Độ dốc thủy lực (**slope of energy grade line**);

C Hệ số Chezy (**Chezy coefficient**), được xác định theo một trong các công thức sau:

$$C = \frac{1}{n} R^y, \text{ m}^{0,5}/\text{s} \quad (1-2)$$

với y xác định như sau:

$$\text{➤ Theo công thức Poocorâyme: } y = \frac{1}{5} \quad (1-3)$$

$$\text{➤ Theo công thức Manning: } y = \frac{1}{6} \quad (1-4)$$

$$\text{➤ Theo công thức Pavolôpski:}$$

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0.1) \quad (1-5)$$

➤ Theo Công thức Agorôtskin (1890):

$$C = 17,72(k + \lg R), m^{0,5}/s \quad (1-6)$$

$$k = \frac{1}{17,72n} = \frac{0,05643}{n} \quad (1-7)$$

Ở đó:

n là hệ nhám ;

R là bán kính thủy lực (*The hydraulic Radius*), xác định theo công thức:

$$R = \frac{A}{P}, (m) \quad (1-8)$$

Với: A , P diện tích mặt cắt ướt (m^2) và chu vi ướt (m).

Gọi: i là độ dốc đáy kênh (*slope of channel bed*), là góc lập bởi đáy kênh và đường nằm ngang, được xác định $i = \sin \alpha$

Theo điều kiện dòng đều, thì ta có:

Vì dòng chảy không áp, nên áp suất tại tất cả các mặt cắt như nhau.

Độ sâu dòng đều không đổi dọc theo dòng chảy, nên mặt nước song song với đáy kênh (độ dốc đo áp và dốc đáy kênh bằng nhau).

Vận tốc trong dòng chảy cũng không đổi, nên cột nước lưu tốc cũng không đổi. Điều đó chứng minh rằng: $J = i$, vì vậy công thức Sedi dùng cho dòng đều trong kênh hở viết dưới dạng:

$$V = C\sqrt{Ri}, (m/s) \quad (1-9)$$

Công thức tính lưu lượng (*discharge of flow ; flowrate*) :

$$Q = AC\sqrt{Ri}, (m^3/s) \quad (1-10)$$

Gọi môđun lưu lượng :

$$K = AC\sqrt{R}, (m^3/s) \quad (1-11)$$

Nên lưu lượng:

$$Q = K\sqrt{i}, (m^3/s) \quad (1-12)$$

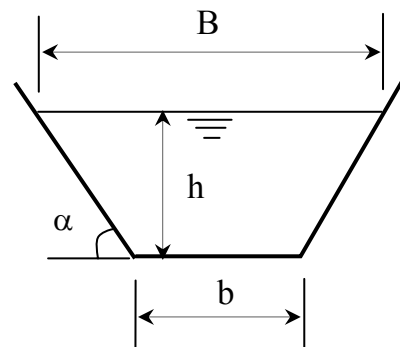
Do i thường nhỏ nên độ sâu trong kênh được xem như là khoảng cách thẳng đứng từ một điểm trên mặt nước tự do đến đáy kênh. Như vậy mặt cắt ướt cũng xem là đứng chứ không vuông góc đáy kênh.

1.2 CÁC YẾU TỐ THỦY LỰC CỦA MẶT CẮT ƯỚT

1.2.1 Mặt cắt hình thang đối xứng (hình 1-1)

Hình thang là hình tổng quát cho hình chữ nhật và hình tam giác. Hơn nữa, trong thực tế khi thiết kế kênh đất tính theo mặt hình thang để ổn định hơn những loại mặt cắt hình dạng khác. Vì vậy trong chương này, nghiên cứu khá kỹ về các bài toán về mặt cắt ướt hình thang. Ta gọi

$m = \cot \alpha$ là hệ số mái dốc. Xác định theo tính toán ổn định của bờ kênh.



Hình 1-1

$$\text{Hệ số:} \quad \beta = \frac{b}{h} \quad (1-13)$$

Diện tích mặt cắt ướt (*flow Area*):

$$A = (b + mh)h, (m^2) \quad (1-14)$$

hay

$$A = (\beta + m)h^2, (m^2) \quad (1-15)$$

Chu vi mặt cắt ướt (*wetted Perimeter*):

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}, (m) \quad (1-16)$$

hay

$$P = \left(\beta + 2\sqrt{1 + m^2} \right) h, (m) \quad (1-17)$$

Chiều rộng mặt thoáng (*free surface width*):

$$B = b + 2mh, (m) \quad (1-18)$$

Trong đó :

b là chiều rộng đáy kênh (*bed width of channel*); (m)

h là chiều sâu mực nước kênh (*flow depth*) . (m)

1.2.2 Mặt cắt hình chữ nhật

Hình chữ nhật là một trường hợp riêng của hình thang khi :

Hệ số mái dốc $m=0$.

Diện tích mặt cắt ướt (m^2): $A = bh$ (1-19)

Chu vi mặt cắt ướt (m): $P = b + 2h$ (1-20)

Chiều rộng mặt thoáng (m): $B = b$ (1-21)

1.2.3 Mặt cắt hình tam giác

Hình tam giác là một trường hợp riêng của hình thang khi:

Chiều rộng $b=0$

Diện tích mặt cắt ướt (m^2): $A = mh^2$ (1-22)

Chu vi mặt cắt ướt (m): $P = 2h\sqrt{1 + m^2}$ (1-23)

Chiều rộng mặt thoáng (m): $B = 2mh$ (1-24)

1.3 MẶT CẮT CÓ LỢI NHẤT VỀ THỦY LỰC

Trong cùng một điều kiện: n, i, m và ω không đổi, nếu mặt cắt nào dẫn lưu lượng lớn nhất thì mặt cắt đó có lợi nhất về thủy lực.

Ta nhận thấy rằng ứng với cùng một diện tích của mặt ướt, lưu lượng sẽ càng lớn khi bán kính thủy lực R càng lớn. Như vậy để mặt cắt lợi nhất về thủy lực, khi bán kính thủy lực lớn nhất, cũng có nghĩa là khi chu vi ướt nhỏ nhất.

Trong những kênh có diện tích bằng nhau thì hình tròn có chu vi bé nhất. Nhưng trong thực tế rất ít khi xây dựng kênh như vậy vì thi công khó khăn và không đảm bảo, lúc sử dụng dễ bị sạt lở; mà chỉ sử dụng với kênh bằng bê tông, gạch đá ...

Đối kênh mặt cắt hình thang ta hay sử dụng, nên xét điều lợi nhất về thủy lực, tức xem quan hệ các đại lượng: n, Q, i, ω, R .

Từ công thức (1-14), suy ra:

$$b = \frac{A}{h} - mh \quad (1-25)$$

Thay vào (1-16), ta có:

$$P = \frac{A}{h} + (2\sqrt{1+m^2} - m)h \quad (1-26)$$

Để $P_{\min}$ ta tính:

$$\begin{aligned} \frac{dP}{dh} &= 0 \\ \Leftrightarrow \frac{dP}{dh} &= -\frac{A}{h^2} + 2\sqrt{1+m^2} - m = 0 \\ \Leftrightarrow -\left(\frac{b}{h}\right)_{\ln} + 2\sqrt{1+m^2} - 2m &= 0 \\ \Leftrightarrow -\beta_{\ln} + 2\sqrt{1+m^2} - 2m &= 0 \\ \boxed{\beta_{\ln} = 2(\sqrt{1+m^2} - m)} \end{aligned} \quad (1-27)$$

Tính: $n, Q, i, \beta_{\ln}$

$$\begin{aligned} R_{\ln} &= \frac{(\beta_{\ln} + m)h^2}{\left(\beta_{\ln} + 2\sqrt{1+m^2}\right)h} \\ \Leftrightarrow R_{\ln} &= \frac{\left[2(\sqrt{1+m^2} - m) + m\right]h^2}{\left(2(\sqrt{1+m^2} - m) + 2\sqrt{1+m^2}\right)h} \\ \Leftrightarrow R_{\ln} &= \frac{2(\sqrt{1+m^2} - m)h^2}{2(2\sqrt{1+m^2} - m)h} \\ R_{\ln} &= \frac{h}{2} \end{aligned} \quad (1-28)$$

Với mặt cắt chữ nhật n, Q, i, ω , tức bề rộng bằng hai lần độ sâu.

Chú ý:

Mặt cắt kênh 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, vì ta thấy:

- Đối với kênh có b nhỏ nên h cũng nhỏ, khi đó lợi nhất về thủy lực cũng có thể lợi về kinh tế và kỹ thuật.
- Nhưng đối với kênh có b lớn nên h cũng lớn, khi đó kênh phải đào sâu nên khó thi công và không kinh tế.

1.4 CÁC BÀI TOÁN CƠ BẢN KÊNH HỎ HÌNH THANG.

Ta xét thấy: $Q=f(n, i, b, h, m)$

1.4.1 Tính kênh đã biết.

Bài toán 1: khi có n, i, b, h, m ta cần tìm Q

Ta tính những trị số A, C, R rồi thay vào (1-10) tìm được Q .

Bài toán 2: khi có n, Q, b, h ta cần tìm i .

Ta tính những trị số A, C, R rồi thay vào (1-9) tìm được theo công thức:

$$i = \frac{Q^2}{A^2 C^2 R} \quad (1-29)$$

Bài toán 3: Khi có Q, i, b, h ta cần tìm n.

1.4.2 Thiết kế kênh mới.

Khi thiết kế kênh, cần tính chiều rộng và độ sâu mực nước kênh (b, h), cần thu thập các số liệu sau:

- Xác định độ dốc đáy kênh i, từ tuyến kênh theo bản đồ địa hình.
- Xác định hệ số nhám n và hệ số mái dốc m, căn cứ vào vật liệu lòng dẫn.
- Xác định lưu lượng Q, căn cứ vào nhu cầu sử dụng nước hay tiêu thoát nước được xác định ở các bài toán thủy nông, thủy văn công trình, cân bằng nước, v.v...

Sau khi xác định Q, m, n, i và chọn một trong các thông số, tùy từng trường hợp, thường gặp các bài toán có cách giải khác nhau như sau :

Bài toán 1 : Chọn β .

Từ công thức (1-10), tính theo Manning ta được:

$$Q = \frac{A}{n} R^{\frac{2}{3}} \sqrt{i}, \text{ (m}^3/\text{s)} \quad (1-30)$$

Kết hợp các công thức(1-15), (1-17) và (1-8) thay vào ta tính được:

$$h = \left(\frac{nQ}{\sqrt{i}} \right)^{\frac{3}{8}} \frac{(\beta + 2\sqrt{1+m^2})^{0.25}}{(\beta + m)^{\frac{5}{8}}}, \text{ (m)} \quad (1-31)$$

$$b = \beta h, \text{ (m)} \quad (1-31a)$$

Bài toán 2 : Chọn R hay v.

Từ (1-14) và (1-16), ta có:

$$\begin{cases} A = (b + mh)h & (a) \\ P = b + 2h\sqrt{1+m^2} & (b) \end{cases}$$

Để giải bài toán, tìm nghiệm b và h từ hệ phương trình trên, cần xác định A và P

+ Nếu biết R, từ (1-28) ta tính :

$$A = \frac{nQ}{R^{\frac{2}{3}} \sqrt{i}}, \text{ (m}^2\text{)} \quad (1-32)$$

$$P = \frac{A}{R}, \text{ (m)} \quad (1-33)$$

+ Nếu biết v, từ (1-9) theo Manning ta có:

$$v = \frac{R^{\frac{2}{3}}}{n} \sqrt{i}, \text{ (m/s)} \quad (1-34)$$

$$\text{Nên:} \quad R = \left(\frac{nv}{\sqrt{i}} \right)^{\frac{3}{2}}, \text{ (m)} \quad (1-35)$$

$$A = \frac{Q}{v}, \text{ (m}^2\text{)} \quad (1-36)$$

Từ hệ phương trình, dùng phương pháp suy ra được như (1-26), sau đó khử h , ta được phương trình bậc hai:

$$m_0 h^2 - Ph + A = 0 \quad (1-37)$$

ở đó: $mo = 2\sqrt{1+m^2} - m$

Giải phương (1-35) ta tìm được h .

$$h_{1,2} = \frac{P \pm \sqrt{P^2 - 4m_0 A}}{2m_0} \quad (1-38)$$

Từ h_1 và h_2 thay vào (1-26), ta chọn nghiệm dương, chiều rộng b và độ sâu mực nước hợp lý làm nghiệm.

Chú ý : Bài toán có nghiệm khi :

- Điều kiện của (1-38) là $P^2 > 4m_0 A$
- Ngoài ra ta biết rằng khi mặt cắt có lợi nhất về thủy lực, thì bán kính thủy lực và vận tốc là lớn nhất và diện tích mặt cắt là nhỏ nhất. Như vậy bài toán chỉ có lời giải khi R và v cho trước nhỏ hơn R và v lợi nhất về thủy lực.

Bài toán 3 : Chọn b (hay h). Tính h (hay b)

Từ (1-12), ta tính $K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} \quad (1-39)$

Từ (1-11) ta cũng có thể truy tìm nghiệm bằng cách lập bảng hoặc bằng đồ thị. Dùng cách lập trình trong Visual basic, Pascal hay dùng phần mềm Mathcad để tính.

1.5 TÍNH TOÁN THEO PHƯƠNG PHÁP ĐỐI CHIẾU MẶT CẮT CÓ LỢI NHẤT VỀ THỦY LỰC. (Phương pháp của AGORÔTSKIN)

Bài toán có b tìm h hay có h tìm b , thường phải giải đúng dần, cho nên việc tính toán dùng máy tính tay gặp khó khăn về thời gian và mức độ chính xác phụ thuộc người tính. Vì vậy trong phần này giới thiệu phương pháp tính của Agorôtskin bằng cách lập bảng tra đối với mặt cắt hình thang.

Agorôtskin đặt **hệ số đặc trưng mặt cắt hình thang**, không thứ nguyên, biểu thị quan hệ giữa b , h , m , nghĩa là biểu thị hình dạng mặt cắt.

Từ đó xác định các yếu tố thủy lực theo đặc trưng mặt cắt, điều quan trọng mặt cắt hình thang lợi nhất về thủy lực, có giá trị đặc trưng mặt cắt lợi nhất bằng một.

Từ đó xác định được bán kính lợi nhất thủy lực, đặc biệt quan hệ mặt cắt lợi nhất về thủy lực và mặt cắt bất kỳ là hàm số phụ thuộc vào đặc trưng mặt cắt.

1.5.1 Quan hệ hình dạng mặt cắt.

Từ (1-14), đặt bề rộng trung bình hình thang:

$$\bar{b} = b + mh \quad (1-40)$$

nên: $A = \bar{b}h \quad (1-41)$

Từ (1-40) rút b thay vào (1-16) sắp xếp lại ta được :

$$A = \bar{b} + m_0 h \quad (1-42)$$

ở đó đặt : $\boxed{m_0 = 2\sqrt{1+m^2} - m}$ (1-43)

Tính bán kính thủy lực theo (1-41) và (1-42), ta được

$$R = \frac{\bar{b}h}{\bar{b} + m_0 h} = \frac{h}{1 + \sigma} \quad (1-44)$$

ở đó đặt: $\sigma = \frac{m_0 h}{\bar{b}}$ (1-45)

Từ các công thức trên, nếu ta biết hệ số đặc trưng mặt cắt, thì quan hệ giữa các yếu tố của mặt cắt sẽ được xác định như sau:

Từ (1-44) rút h ta được :

$$h = (1 + \sigma)R \quad (1-46)$$

Từ (1-45) rút chiều rộng trung bình và thay (1-46) vào, ta được:

$$\bar{b} = \frac{m_0 h}{\sigma} = \frac{m_0}{\sigma} (1 + \sigma)R \quad (1-47)$$

Từ (1-40) rút chiều rộng và thay (1-47) vào, ta được :

$$b = \bar{b} - mh = \left(\frac{m_0}{\sigma} - m \right) (1 + \sigma)R \quad (1-48)$$

Từ (1-41) thay (1-46) và (1-47) tính lại diện tích theo công thức :

$$A = \frac{(1 + \sigma)^2}{\sigma} m_0 R^2 \quad (1-49)$$

Suy ra $R^2 = \frac{A\sigma}{m_0(1 + \sigma)^2}$ (1-50)

Từ (1-46) và (1-48) ta tính được hệ số:

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

hay $\boxed{\sigma = \frac{m_0}{\beta + m}}$ (1-51)

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

Cũng như ở 1.3, xét mặt cắt lợi nhất, theo (1-50) ta biết rằng diện tích mặt cắt và mái dốc cho trước, nên mặt cắt lợi về thủy lực khi có R lớn nhất. Để R đạt giá trị lớn nhất ta xét đạo hàm sau :

$$\frac{d}{d\sigma} \left[\frac{\sigma}{(1 + \sigma)^2} \right] = \frac{(1 + \sigma)^2 - 2\sigma(1 + \sigma)}{(1 + \sigma)^4} = 0$$

Tính đạo hàm và giải ra ta được $\sigma = 1$. Vậy điều kiện để có mặt cắt lợi nhất về thủy lực của hình thang là khi :

$$\sigma_{Ln} = 1 \quad (1-52)$$

Từ (1-51) cho bằng 1, và chú ý công thức (1-43), ta sẽ tìm được công thức (1-27). Điều này cho thấy mặt cắt lợi nhất thủy lực hình thang có thể biểu thị quan hệ khác nhau nhưng bản chất là như nhau.

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

Xét phương trình cơ bản, ta có:

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

Ta tính hệ số C theo công thức (1-5) của Pavolôpski; còn A tính theo (1-49) thay vào công thức trên, chú ý thay $\sigma_{Ln}=1$ ứng với mặt cắt lợi nhất. Sau đó, tính tỉ số bán kính bất kỳ trên mặt cắt lợi nhất về thủy lực và rút gọn ta được:

$$\frac{R}{R_{ln}} = \left[\frac{4\sigma}{(1+\sigma)^2} \right]^{\frac{1}{y+2.5}} = f(\sigma) \quad (1-53)$$

Nếu xem y là hằng số, ứng với σ cho trước, ta tính được công thức (1-52). Nếu chia hai vế công thức (1-46) và (1-48) cho R_{Ln} ta được:

$$\frac{h}{R_{ln}} = (1+\sigma) \frac{R}{R_{ln}} = f(\sigma) \quad (1-54)$$

$$\frac{b}{R_{ln}} = \left(\frac{m_0}{\sigma} - m \right) \frac{h}{R_{ln}} = f(\sigma, m) \quad (1-55)$$

Theo Phoocorâyme lấy $y = 0.2$, ta sẽ lập bảng các quan hệ giữa các đại lượng không thứ nguyên $\frac{R}{R_{Ln}}$, $\frac{h}{R_{Ln}}$, $\frac{b}{R_{Ln}}$ theo σ , từ (1-53), (1-54), (1-55) ở **(Phụ lục 1-2)**.

Bảng này tự chúng ta cũng có thể lập bảng trên excel.

Từ phụ lục, nếu biết một trong các đại lượng, tra ra các đại lượng còn lại. Do đó, có thể tính các kích thước hình thang như b, h, R nếu biết bán kính lợi nhất về thủy lực.

1.5.4 Xác định bán kính thủy lực.

Theo lưu lượng cho mặt cắt lợi nhất về thủy lực, ta có:

$$Q = (\omega C \sqrt{R})_{Ln} \sqrt{i} = \frac{(1+\sigma_{Ln})^2}{\sigma_{Ln}} m_0 R_{Ln}^2 C \sqrt{R_{Ln}} \sqrt{i}$$

$$\Leftrightarrow Q = 4m_0 R_{Ln}^{2.5} C_{Ln} \sqrt{i}$$

$$\Leftrightarrow \frac{4m_0 \sqrt{i}}{Q} = \left(\frac{1}{CR^{2.5}} \right)_{Ln} = f(R_{Ln})$$

Agorôtskin đã tính sẵn quan hệ:

$$f(R_{ln}) = \frac{4m_0 \sqrt{i}}{Q} \quad (1-56)$$

Trong đó hệ số Chezy được tính theo công thức của tác giả và lập thành bảng **(Phụ lục 1-1)**

Nếu tính C theo công thức của Maninh hay Phoocorâyme, thì có thể tính rút trực tiếp ra R_{Ln} :

➤ Theo Maninh:
$$R_{ln} = \left(\frac{nQ}{4m_0 \sqrt{i}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (1-57)$$

➤ Theo Phoocorâyme:
$$R_{ln} = \left(\frac{nQ}{4m_0 \sqrt{i}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (1-58)$$

1.5.5 Cách vận dụng cụ thể

Bài toán 1: Tìm h khi biết: Q, m, n, i và b.

+ Trước tiên xác định bán kính lợi nhất về thủy lực: R_{Ln} có thể dùng các công thức (1-57), (1-58) hoặc dùng phụ lục (1-1).

+ Lập tỉ: $\frac{b}{R_{Ln}}$ tra phụ lục (1-2) suy ra được: $\frac{h}{R_{Ln}}$

+ Tính h theo công thức:

$$h = \frac{h}{R_{Ln}} R_{Ln} \quad (1-59)$$

Bài toán 2: Tìm b khi biết: Q, m, n, i và h.

+ Trước tiên xác định R_{Ln} như trên

+ Lập tỉ: $\frac{h}{R_{Ln}}$ tra phụ lục (1-2) suy ra được: $\frac{b}{R_{Ln}}$

+ Tính b theo công thức:

$$b = \frac{b}{R_{Ln}} R_{Ln} \quad (1-60)$$

Bài toán 3: Tìm b và h, khi biết: Q, m, n, i và β

+ Xác định R_{Ln} như trên.

+ Tính đặc trưng mặt cắt hình thang theo công thức (1-51), tra phụ lục (1-2) suy ra được $\frac{h}{R_{Ln}}, \frac{b}{R_{Ln}}$

+ Tính h và b theo công thức: (1-59) và (1-60)

Bài toán 4: Tìm b và h, khi biết: Q, m, n, i và R hoặc v.

+ Xác định R_{Ln} như trên.

+ Nếu có R thì lập tỉ số, tra phụ lục (8-3) suy ra được: $\frac{h}{R_{Ln}}, \frac{b}{R_{Ln}}$

+ Tính h và b theo công thức: (1-59) và (1-60)

➤ Nếu biết v: Tính vận tốc theo Chezy, hệ số Chezy xác định theo Manning. Do đó tính bán kính thủy lực R theo công thức (1-35), tính ra b và h như trên.

1.6 DÒNG CHẢY TRONG ỐNG

1.6.1 Các yếu tố thủy lực

Công thức tính diện tích và chu vi mặt cắt hình tròn chảy lưng ống, tuy đơn giản nhưng ít được các tài liệu chứng minh.

Tính diện tích, xét 2 phần: diện tích cung tròn MHG và diện tích tam giác OMN, tức là:

$$A = A_{MHG} + A_{OMN} = \frac{1}{8}(2\theta - \sin 2\theta)d^2$$

trong đó:

d là đường kính mặt cắt hình tròn;

θ là góc được ghi chú trên hình 3. (rad)

Diện tích cung tròn MHG: $A_{MGH} = \frac{\pi}{4}d^2 \frac{2\theta}{2\pi} = \frac{\theta}{4}d^2$

Diện tích phần tam giác OMG: $A_{OMG} = 2A_{OMN} = ON \cdot MN = -\frac{d^2}{4} \sin \theta \cos \theta$

Vì xét tam giác vuông OMN, ta có:

$$MN = \frac{d}{2} \sin(\pi - \theta) = \frac{d}{2} \sin \theta$$

$$ON = \frac{d}{2} \cos(\pi - \theta) = -\frac{d}{2} \cos \theta$$

ta lại có:

$$ON = h - \frac{d}{2}$$

Do đó:

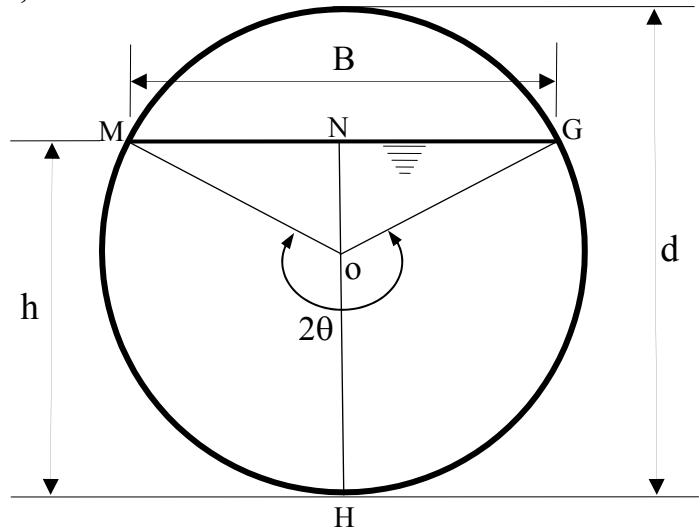
$$\cos \theta = 1 - 2 \frac{h}{d}$$

Hay:

$$\cos \theta = 1 - 2a \quad (1-61)$$

Đặt:

$$a = \frac{h}{d} \quad (1-61a)$$



Hình 3

Công thức (1-65) và (1-66), giúp chúng ta thiết lập mối quan hệ giữa độ sâu mực nước chảy lưng ống với đường kính ống tròn và góc θ đã đặt, để từ tính diện tích ướt và chu vi ướt.

$$\text{Diện tích:} \quad A = k_A d^2 \quad (1-62)$$

$$\text{Đặt:} \quad k_A = \frac{1}{8} (2\theta - \sin 2\theta) \quad (1-62a)$$

$$\text{Chu vi ướt} \quad P = \theta \cdot d \quad (1-63)$$

$$\text{Chiều rộng mặt thoáng} \quad B = d \sin \theta \quad (1-64)$$

$$\text{Bán kính thủy lực} \quad R = \frac{k_A}{\theta} d \quad (1-65)$$

1.6.2 Công thức tính lưu lượng

Tính lưu lượng theo công thức Manning (1-30), thay (1-62) và (1-65), ta được:

$$Q = \frac{k_A^{\frac{5}{3}}}{\theta^{\frac{2}{3}}} \frac{\sqrt{i}}{n} d^{\frac{8}{3}} \quad (1-66)$$

$$h(\theta) = \frac{nQ}{\sqrt{i} \cdot d^{\frac{8}{3}}} = \frac{k_A^{\frac{5}{3}}}{\theta^{\frac{2}{3}}} \quad (1-67)$$

1.6.3 Mặt cắt lợi nhất về thủy lực

Với i , n và d cho trước, ứng độ sâu mực nước trong ống là bao nhiêu để có lưu lượng lớn nhất khi:

$$\frac{d}{d\theta} \left(\frac{k_A^{\frac{5}{3}}}{\theta^{\frac{2}{3}}} \right) = \frac{d}{d\theta} \left[\frac{(2\theta - \sin 2\theta)^{\frac{5}{3}}}{\theta^{\frac{2}{3}}} \right] = 0$$

Sau khi lấy đạo hàm hàm số trên, ta được phương trình:

$$2\theta - 5\theta \cos 2\theta + \sin 2\theta = 0$$

Giải phương trình, ta được: $\theta=151^0$ hay $a=0,94$.

Tính vận tốc theo (1-34), thay bán kính thủy lực (1-64), ta được:

$$v = \frac{\sqrt{i}}{n} \left(\frac{k_A}{\theta} \right)^{\frac{2}{3}} d^{\frac{2}{3}} \quad (1-68)$$

Với i , n và d cho trước, ứng độ sâu mực nước trong ống là bao nhiêu để có vận tốc lớn nhất khi:

$$\frac{d}{d\theta} \left[\left(\frac{k_A}{\theta} \right)^{\frac{2}{3}} \right] = \frac{d}{d\theta} \left[\left(\frac{2\theta - \sin 2\theta}{\theta} \right)^{\frac{2}{3}} \right] = 0$$

Sau khi lấy đạo hàm hàm số trên, ta được phương trình:

$$-2\theta \cos 2\theta + \sin 2\theta = 0$$

Giải phương trình, ta được: $\theta=129^0$ hay $a=0,81$

1.6.4 Các bài thường gặp

Bài toán 1: Bài toán thiết kế, có Q , n và i . Xác định đường kính ống.

Giải.

Từ công thức (1-66), cho thấy $Q=f(n, i, d, a)$, vì vậy bài toán có 2 ẩn số là d và a , nhưng chỉ có một phương trình, nên tùy yêu cầu thực tế ta cần lưu lượng lớn thì lấy $a=0,94$, còn tính theo vận tốc lớn nhất lấy $a=0,81$.

Khi có a ta kính được θ và k_A , tính theo công thức sau:

$$d = \left(\frac{n \cdot Q}{\sqrt{i}} \right)^{\frac{3}{8}} \frac{\theta^{\frac{1}{4}}}{k_A^{\frac{5}{8}}} \quad (1-69)$$

Bài toán 2: Bài toán kiểm tra, có Q , d , n và i . Xác định độ sâu mực nước.

Giải.

Từ (1-67), ta tính được:

$$h_0(\theta) = \frac{n \cdot Q}{\sqrt{i} \cdot d^{\frac{8}{3}}} \quad (1-70)$$

Có 2 cách để tìm nghiệm h :

- **Cách 1:** Phương pháp thử dần (mò nghiệm), tự chọn a tính θ và k_A , ta vào biểu thức sau:

$$h(\theta) = \frac{k_A^{\frac{5}{3}}}{\theta^{\frac{2}{3}}} \quad (1-71)$$

Tính đến khi nào $h_0(\theta) \approx h(\theta)$ thì giá trị a đó cần tìm.

- **Cách 2:** Tra bảng, từ công thức (1-61), (1-62) và (1-71) ta lập bảng tra

Từ công thức (1-70) tính được $h_0(\theta)$ dựa vào bảng ta tra ra giá trị cần tìm a , tính h theo công thức sau:

$$h = a \cdot d \quad (1-72)$$

Từ các công thức (1-61a), (1-61), (1-62a) và (1-71), tiến hành lập bảng bằng excel **Phụ lục 1-3** để tra, thuận tiện trong việc tính toán bằng máy tính tay. Ta cũng thể dựa vào các công thức trên lập trình tính toán hay dùng phần mềm Mathcad.

1.7 LƯU TỐC CHO PHÉP KHÔNG LẮNG VÀ KHÔNG XÓI CỦA KÊNH

Trong thiết kế cần phải xét đến vấn đề kinh tế kỹ thuật sao cho đáp ứng nhu cầu sử dụng được lâu dài, không bị xói lở hoặc bồi lắng. Do đó kênh thiết kế khi làm việc với mọi cấp lưu lượng, đều có vận tốc thỏa điều kiện không lắng không xói:

$$v_{kl} < v < v_{kx}$$

Để tránh bồi lắng và xói lở lòng kênh, trong tất cả các chế độ làm việc từ $Q_{\min}$ đến $Q_{\max}$, vận tốc trung bình trong kênh phải thỏa mãn :

$$v_{\min} > v_{kl} \quad (1-73)$$

$$v_{\max} < v_{kx} \quad (1-74)$$

1.7.1 Vận tốc không xói

Vận tốc cho phép không xói là vận tốc lớn nhất mà dòng chảy đạt tới trị số ấy không gây ra sự xói lở lòng kênh (1-74). Vận tốc không xói cho phép phụ thuộc :

- Tính chất cơ lý của đất nơi tuyến kênh đi qua để dùng đắp kênh hoặc làm vật liệu gia cố kênh ;
- Lượng ngậm phù sa và tính chất phù sa của dòng chảy trong kênh ;
- Lưu lượng của kênh, kích thước mặt cắt ngang của kênh và các yếu tố thủy lực của dòng chảy trong kênh.

Khi không biết bán kính thủy lực, vận tốc không xói cho phép được xác định theo công thức :

$$v_{kx} = Kx \cdot Q^{0,1} \quad (1-75)$$

Trong đó :

Kx Hệ số phụ thuộc vào đất lòng kênh, xác định theo bảng 1 ;

Q Lưu lượng của kênh, m^3/s

$[v_{kx}]$ cho trong phụ lục (8-4) và (8-5) đối với đất rời và dính do Miêcxulava lập ra, có thể dùng cho việc tính toán kênh tưới và tiêu.

1.7.2 Vận tốc không lắng

Để không gây ra bồi lắng lòng dẫn, thì vận tốc thực tế trong kênh cần phải lớn hơn vận tốc cho phép không lắng (1-73)

Trong đó vận tốc cho phép không lắng, ứng với nó dòng chảy đủ sức tải số lượng bùn cát với thành phần tổ hợp đã định. Có thể xác định theo công thức sau:

$$v_{kl} = 0,01 \frac{W}{\sqrt{d_{tb}}} \sqrt[4]{\frac{\rho}{0,01} \frac{0,0225}{n} \sqrt{R}} ; (m/s) \quad (1-76)$$

Trong đó:

W Độ thô thủy lực (mm/s) của hạt có đường kính trung bình d_{tb} (mm) ;

d_{tb} Đường kính trung bình của đại bộ phận các hạt phù sa lơ lửng (mm) ;

R Bán kính thủy lực (m) ;

n Hệ số nhám của kênh ;

ρ Tỷ lệ phần trăm tính theo trọng lượng của các hạt phù sa lơ lửng có đường kính xấp xỉ 0,25mm.

Mặt khác các hạt rắn có thể bị bồi lắng xuống không phải do kích thước quá lớn mà do số lượng của chúng trong nước quá nhiều. Vì vậy cần kiểm tra điều kiện :

$$\rho_0 < \rho_k \quad (1-76)$$

Trong đó:

ρ_0 số lượng chất lơ lửng trong một đơn vị thể tích của dòng chảy gọi là độ đục dòng chảy;

ρ_k độ đục phân giới dòng chảy.

CÂU HỎI LÝ THUYẾT

1. Phân biệt dòng chảy ổn định và không ổn định.
2. Phân biệt dòng chảy đều và không đều.
3. Như thế nào là dòng chảy có áp và không áp.
4. Điều kiện dòng chảy ổn định đều là gì.
5. Cơ sở tính toán dòng ổn định đều không áp trong kênh, là công thức nào.
6. Tại sao ta phải nghiên cứu tính toán, kênh mặt cắt hình thang.
7. Mặt cắt như thế nào là lợi nhất về thủy lực. Giải thích.

8. Công thức tính mặt cắt lợi nhất hình thang (Hệ số β_{Ln}).
9. Hệ số β_{Ln} của hình nhật.
10. Mặt cắt lợi nhất, được ứng dụng cho trường hợp nào.
11. Các công thức tính hệ số Sedi.
12. Điều kiện thiết kế kênh thoả mãn vận tốc không lắng không xói.
13. Vận tốc không lắng không xói phụ thuộc vào cái gì.
14. Công thức kinh nghiệm xác định hệ số β hình thang.
15. Thiết kế kênh hình thang (tính b, h) theo phương pháp giải tích, biết Q, m, n, i và β .
16. Thiết kế kênh hình thang (tính b, h) theo phương pháp giải tích, biết Q, m, n, i và v .
17. Thiết kế kênh hình thang (tính b, h) theo phương pháp Agorotskin, biết Q, m, n, i và β .
18. Thiết kế kênh hình thang (tính b, h) theo phương pháp Agorotskin, biết Q, m, n, i và v .
19. Tính b (hay h) theo phương pháp Agorotskin, biết Q, m, n, i và h (hay b).
20. Thiết kế mặt cắt hình tròn (chọn d), biết Q, n, i .
21. Xác định độ sâu mực nước h , biết Q, n, i và d .
22. Các bước thiết kế kênh hình thang theo vận tốc không lắng không xói, biết $Q_{max}, Q_{min}, Q_{tk}, m, n$ và i .

BÀI TẬP

(Giải theo hai cách tra bảng và không tra bảng)

Bài 1: Cho kênh hình thang có $b = 12\text{m}$, mái dốc $m = 1,5$, độ nhám $n = 0,025$ và độ dốc $i = 0,0002$, dẫn lưu lượng $Q = 41\text{m}^3/\text{s}$. Tính độ sâu mực nước trong kênh.

Bài 2: Xác định chiều rộng kênh hình thang, cho $h = 1\text{m}$; $m = 1,5$; $n = 0,0275$; $i = 0,0006$; $Q = 1,1\text{m}^3/\text{s}$.

Bài 3: Xác định kênh hình thang lợi nhất về thủy lực, cho $m = 1,5$; $n = 0,0275$; $i = 0,0006$; $Q = 1,1\text{m}^3/\text{s}$.

Bài 4: Xác định kích thước kênh hình thang b, h cho biết $m = 2$; $n = 0,0225$; $i = 0,00031$; $Q = 75\text{m}^3/\text{s}$ và $v = 0,9\text{m/s}$.

CHƯƠNG II

DÒNG CHẢY ỔN ĐỊNH KHÔNG ĐỀU TRONG KÊNH

(A steady, non-uniform flow)

Làm thế nào biết được đường mực nước (đmn) sẽ thay đổi ra sao dọc theo dòng chảy trong kênh. Qua chương này, sẽ hình dung được và xác định chính xác đmn tăng hay giảm độ sâu dọc theo dòng chảy.

Cơ sở tính toán theo năng lượng thay đổi dọc theo dòng chảy. Do đó để xét sự biến đổi mực nước chủ yếu là tính các phương trình vi phân.

2.1 NHỮNG KHÁI NIỆM

2.1.1 Dòng chảy không đều

Xuất hiện dòng chảy không đều khi:

- ◆ Về mặt động lực học, khi lực cản và trọng lực không cân bằng nhau.
- ◆ Các đường dòng không song song nhau.
- ◆ Vận tốc trung bình tại hai mặt cắt kế tiếp nhau không bằng nhau.

Nguyên nhân làm cho dòng chảy không đều xảy ra khi:

- a) Kênh có độ dốc bằng không ($i = 0$) hoặc độ dốc nghịch ($i < 0$).
- b) Đối với kênh có độ dốc thuận ($i > 0$), có nhiều nguyên nhân, trong thực tế thường gặp nhất là:

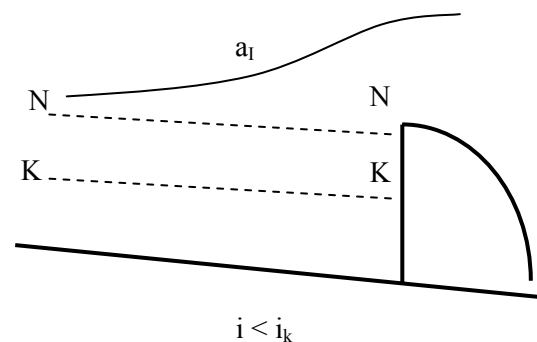
- Có chướng ngại trên lòng dẫn, ví dụ như đập tràn (**Hình 2-1**), bậc nước.
- Sự thay đổi độ dốc kênh dọc theo dòng chảy.
- Kích thước và hình dạng mặt cắt thay đổi dọc theo dòng chảy.

Nghiên cứu dòng chảy không đều hay còn gọi là đường mực nước không đều, quan trọng nhất là cần biết quy luật thay đổi của chiều sâu mực nước dọc theo dòng chảy.

$$h=f(l)$$

Có 2 dạng chuyển động không đều:

Dòng chảy không đều thay đổi dần và dòng chảy không đều thay đổi gấp.



Hệnh 2-1

2.1.2 Kênh lắng trụ và phi lắng trụ

Lòng dẫn được chia ra làm 2 loại:

- ♦ **Kênh lăng trụ** có hình dạng, kích thước của mặt cắt ướt không thay đổi dọc theo lòng kênh:

$$A = f(h), \text{ trong đó: } h = f(l).$$

nên:
$$\frac{dA}{dl} = \frac{\partial A}{\partial h} \frac{dh}{dl} \quad (2-1)$$

- ♦ **Kênh phi lăng** có hình dạng, kích thước của mặt cắt ướt thay đổi dọc theo lòng kênh:

$$A = f(h, l), \text{ trong đó: } h = f(l).$$

nên:
$$\frac{dA}{dl} = \frac{\partial A}{\partial l} + \frac{\partial A}{\partial h} \frac{dh}{dl} \quad (2-2)$$

2.2 NĂNG LƯỢNG ĐƠN VỊ CỦA MẶT CẮT (*Specific energy*)

Năng lượng đơn vị của dòng chảy tại mặt cắt bất kỳ, đối với trục chuẩn (0-0) là:

$$E = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha \cdot v^2}{2g} \quad (2-3)$$

Tại một mặt cắt, bất kỳ điểm nào trên đó đều có năng lượng là như nhau. Xét hai điểm: 1 và A1. Tại mặt cắt (1-1), ta có:

$$E_1 = z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2g} = a_1 + h_1 + \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2g} \quad (2-4)$$

Nếu dời mặt chuẩn (0-0) lên A1, năng lượng đơn vị của dòng chảy tại (1-1) sẽ là:

$$e_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2g} \quad (2-5)$$

Tương tự, tại mặt cắt (2 - 2), ta có:

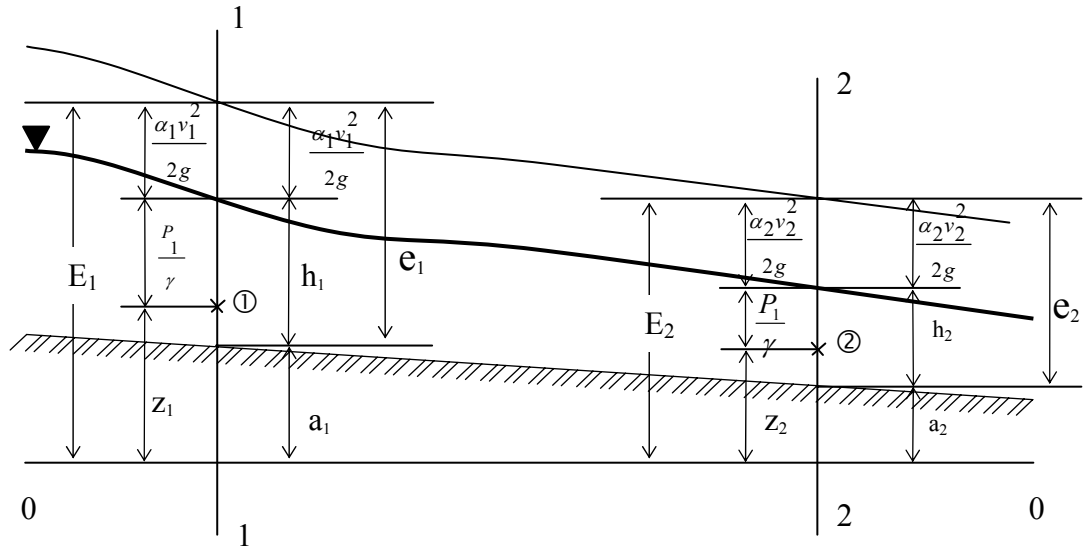
$$E_2 = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{\alpha_2 \cdot v_2^2}{2g} = a_2 + h_2 + \frac{\alpha_2 \cdot v_2^2}{2g} \quad (2-6)$$

và
$$e_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2g} \quad (2-7)$$

Từ các công thức (2-5) và (2-7) ta có thể viết dưới dạng tổng quát như sau:

$$e = h + \frac{\alpha \cdot v^2}{2g} \quad (2-8)$$

Đại lượng e gọi là năng lượng đơn vị của mặt cắt, được định nghĩa:



Hình 2-2

“*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*”.

Ta có: $v = \frac{Q}{A}$ thay vào (2-8), ta được :

$$e = h + \frac{\alpha Q^2}{2gA^2} \quad (2-9)$$

Bây giờ ta xét xem e thay đổi như thế nào dọc theo dòng chảy, từ các công thức (2-3) đến (2-8), ta có thể rút ra:

$$e = E - a \quad (2-10)$$

Ta lấy đạo hàm theo l , ta được:

$$\frac{de}{dl} = \frac{dE}{dl} - \frac{da}{dl} \quad (2-11)$$

$$\text{Ta lại có: } \frac{dE}{dl} = -J \quad (2-12)$$

$$\frac{da}{dl} = -i \quad (2-13)$$

Thay (2-12) và (2-13) vào (2-11), nên ta có:

$$\frac{de}{dl} = i - J \quad (2-14)$$

Từ công thức (2-14), ta thấy:

- e tăng theo dòng chảy khi $i > J$.
- e giảm theo dòng chảy khi $i < J$.
- e không đổi dọc theo dòng chảy khi $i = J$.

Ta biết rằng E luôn luôn giảm dọc theo dòng chảy, còn ở đây e thay đổi tùy thuộc vào quan hệ i và J . Nghĩa là e phụ thuộc vào sự tương quan giữa lực cản và trọng lực. Mặt khác phụ thuộc diện tích mặt cắt, hay ta có:

$$e = e(h, l); h = h(l)$$

2.3 ĐỘ SÂU PHÂN GIỚI (*Critical depth*)

2.3.1 Định nghĩa về độ sâu phân giới

Ta xét xem, tại một mặt cắt nhất định, (sẽ thay đổi như thế nào theo h .

Do dòng chảy ổn định nên $Q = \text{const}$, còn diện tích mặt cắt là hàm số của h , nên (cũng là hàm số của h . Nên ta có thể viết:

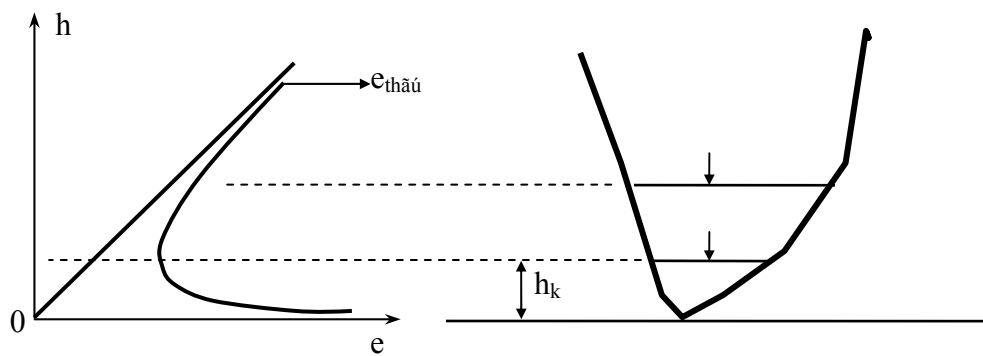
$$e = h + \frac{\alpha}{2g} \frac{Q^2}{A_k^2} = f(h).$$

Nếu ta đặt:

$$e_{\text{thế}} = h \quad (2-15)$$

và

$$e_{\text{động}} = \frac{\alpha}{2g} \frac{Q^2}{A_k^2} \quad (2-16)$$



Hình 2-3

Rõ ràng, $e_{\text{thế}}$ đồng biến với h , còn $e_{\text{động}}$ thì nghịch biến với h .

Vậy: $e = e_{\text{thế}} + e_{\text{động}} \quad (2-17)$

Lúc $h \rightarrow 0$ thì $e_{\text{thế}} \rightarrow 0$, còn $e_{\text{động}} \rightarrow \infty$, do đó: $e \rightarrow \infty$

Lúc $h \rightarrow \infty$ thì $e_{\text{thế}} \rightarrow \infty$, còn $e_{\text{động}} \rightarrow 0$, do đó: $e \rightarrow \infty$

Như vậy trên đồ thị hàm số e sẽ có hai nhánh tiến đến vô cùng. Lúc $h \rightarrow 0$ đường e nhận đường $e_{\text{thế}} = h$ làm đường tiệm cận xiên. Lúc $h \rightarrow \infty$ thì đường e nhận trục hoành làm đường tiệm cận ngang. Nên e sẽ nhận một giá trị cực trị nhỏ nhất, ứng với độ sâu nhất định gọi là độ sâu phân giới h_k .

$$e_{\min} = h_k + \frac{\alpha}{2g} \frac{Q^2}{A_k^2}$$

trong đó: A_k diện tích ứng với độ h_k

Vậy có thể định nghĩa độ sâu phân giới: “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”.

Ta thấy $h_k = f(Q, w)$; không phụ thuộc n và i

- Khi $h > h_k$ thì $\frac{de}{dh} > 0$; e đồng biến với h , nên dòng chảy êm.
- Khi $h < h_k$ thì $\frac{de}{dh} < 0$; e nghịch biến với h , nên dòng chảy xiết.

2.3.2 Cách xác định h_k

Cách thứ 1: Căn cứ vào định nghĩa ta vẽ quan hệ $e=f(h)$, ta dùng phương pháp thử dần theo công thức (2-9), tìm ra giá trị h sao cho $e_{\min}$, đó là h_k cần tìm.

Cách thứ 2: Tìm công thức giải tích tính h_k

Ta biết: khi $h = h_k$ thì $e_{\min}$; hay $\frac{de}{dh} = 0$ khi $h = h_k$

Lấy đạo hàm (2-9), ta được:

$$\frac{de}{dh} = \frac{d}{dh} \left(h + \frac{\alpha Q^2}{2gA^2} \right) = 1 - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{\partial A}{\partial h}$$

Lấy gần đúng ta lại có: $\frac{\partial A}{\partial h} = B$ (2-18)

Nên: $\frac{de}{dh} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} B = 0$ (2-19)

Vậy: $\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{A_k^3}{B_k}$ (2-20)

a. Cách tìm h_k dạng tổng quát

Ta có: Q tính được giá trị của $\frac{\alpha Q}{g}$

- Giả định h tính A và B ; suy ra $\frac{A^3}{B}$
- Theo công thức (2-20), ta so sánh $\frac{\alpha Q}{g}$ và $\frac{A^3}{B}$. Khi hai giá trị bằng nhau thì h tương ứng chính là h_k .

Để cho việc tính toán được nhanh và sau này có thể sử dụng, ta có thể lập thành bảng hoặc vẽ đồ thị quan hệ $\frac{A^3}{B}$ và h .

b. Tính h_k đối với mặt cắt hình chữ nhật

Ta có: $B_k = b$; $A_k = bh_k$

Thay các giá trị trên vào (2-20), ta được:

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

Nên: $h_k^3 = \frac{\alpha}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2$

Đặt: $q = \frac{Q}{b}$ (2-21)

Ở đó:

q : gọi là lưu lượng đơn vị, m^2/s

Vậy ta được: $h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$ (2-22)

c. Tính h_k đối với mặt cắt hình thang

Ta có: $B_k = b + 2mh_k$; $A_k = (b + mh_k)h_k$

Thay các giá trị trên vào (2-20), ta được:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{A_k^3}{B_k} = \frac{(b + mh_k)^3 h_k^3}{b + 2mh_k} = \frac{b^3 h_k^3 \left(1 + \frac{mh_k}{b}\right)^3}{b \left(1 + 2\frac{mh_k}{b}\right)}$$

Đặt: $\sigma_T = \frac{mh_k}{b}$

và $\sigma_N = \frac{mh_{kCN}}{b}$

Lập tỉ số hai công thức trên ta được :

$$\frac{\sigma_T}{\sigma_N} = \frac{h_k}{h_{kCN}}$$

công thức trên cũng có thể viết lại :

$$h_k = \frac{\sigma_T}{\sigma_N} h_{kCN} \quad (2-23)$$

Ở đó :

σ_T là hệ số đặc trưng hình dạng mặt cắt hình thang;

σ_N là hệ số đặc trưng hình dạng mặt cắt hình chữ nhật;

Giả sử mặt cắt chữ nhật có cùng chiều rộng b với hình thang và cùng lưu lượng, nên độ sâu phân giới mặt cắt chữ nhật tương ứng ta có thể viết:

$$h_{kCN}^3 = \frac{\alpha}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2 \quad (2-24)$$

Thay các giá trị trên vào biến đổi, ta được :

$$\sigma_N = \frac{\sigma_T (1 + \sigma_T)}{\sqrt[3]{1 + 2\sigma_T}} \quad (2-25)$$

Xác định độ sâu phân giới theo công thức (2-23), cần tính h_{kCN} theo (2-24) và $\frac{\sigma_T}{\sigma_N}$ theo (2-25). Tuy nhiên để tính được $\frac{\sigma_T}{\sigma_N}$ theo (2-25) là bài toán đúng dần, từ (2-24) tính h_{kCN} , rồi thay vào (*) ta tính σ_N sau đó mới dùng công thức (2-25) để tìm σ_T .

Để đơn giản Agorôtskin dựa đề nghị công thức:

$$h_k = \left(1 - \frac{\sigma_N}{3} + 0,105\sigma_N^2\right) h_{kCN} \quad (2-29)$$

d. Mặt cắt hình tròn.

Từ các công thức (1-61) và (1-64) trong chương 1, tính diện tích và chiều rộng mặt thoáng về mặt cắt hình tròn chảy lưng ống, thay vào (2-20) rút gọn ta được :

$$\frac{\alpha Q^2}{g d^5} = \frac{k_A^3}{\sin \theta} = h_k(\theta) \quad (2-30)$$

Để xác định độ sâu phân giới hình tròn h_k có 2 cách:

Cách thứ 1: Từ (2-30) dùng cách thử dần tìm θ hay a , cách này có thể lập trình hay dùng những phần mềm tính toán như Mathcad.

Cách thứ 2: Khi dùng máy tính tay, ta lập bảng tra theo công thức:

$$\frac{k_A^3}{\sin \theta} = h_k(\theta) \quad (2-30a)$$

Có thể tham khảo bảng tra trong **Phụ lục 1-3**.

Khi tính toán, ta có lưu lượng Q và đường kính ống d , tính theo công thức

$$h_k(\theta) = \frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot d^5} \quad (2-30b)$$

Từ đó tra bảng tìm được a , sau đó tính độ sâu phân giới theo công thức:

$$h_k = a \cdot d \quad (2-31)$$

2.4 ĐỘ DỐC PHÂN GIỚI (*Critical slope*)

2.4.1 Định nghĩa

Trong một kênh lắng trụ, dẫn một lưu lượng xác định thì độ dốc nào tại của kênh tạo nên dòng chảy đều có độ sâu bằng độ sâu phân giới ($h_0 = h_k$), độ dốc đó gọi là **độ dốc phân giới**, kí hiệu i_k

2.4.2 Cách xác định i_k

Theo định nghĩa trên, ta thay $h_0 = h_k$ vào công thức (1-10), ta được

$$Q = A_k C_k \sqrt{R_k i_k} \quad (2-32)$$

Từ công thức trên tìm được i_k

$$i_k = \frac{Q^2}{\omega_k^2 \cdot C_k^2 \cdot R_k} \quad (2-32a)$$

2.4.3 Tính chất của độ dốc phân giới

Trong dòng chảy, nếu lưu lượng là hằng số ($Q = \text{const}$), ta thấy:

- $i = i_k$ thì $h = h_k$; lúc đó dòng đều bằng độ sâu phân giới.
- $i > i_k$ thì $h_0 < h_k$; lúc đó dòng đều nhỏ hơn độ sâu phân giới.
- $i < i_k$ thì $h_0 > h_k$; lúc đó dòng đều lớn hơn độ sâu phân giới.

2.5 TRẠNG THÁI CHẢY (*Type of flows*)

- Quan sát dòng chảy ta thấy:
 - Khi $h = h_k$: dòng chảy ở trạng thái chảy phân giới (*critical flow*).
 - Khi $h > h_k$: dòng chảy ở trạng thái chảy êm (*tranquil flow*).
 - Khi $h < h_k$: dòng chảy ở trạng thái chảy xiết (*rapid flow*).
- Tiêu chuẩn phân biệt trạng thái chảy :

Đặt:
$$Fr = \frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} B \quad (2-40)$$

Fr là hệ số Froude

và thay vào (2-19), ta được:

$$\frac{de}{dh} = 1 - Fr \quad (2-41)$$

Do đó ta thấy:

- $Fr = 1$ hay $\frac{de}{dh} = 0$ thì $h = h_k$: dòng chảy ở trạng thái phân giới.
- $Fr < 1$ hay $\frac{de}{dh} > 0$ thì $h > h_k$: dòng chảy ở trạng thái chảy êm.
- $Fr > 1$ hay $\frac{de}{dh} < 0$ thì $h < h_k$: dòng chảy ở trạng thái chảy xiết.

Từ (2-40) có thể viết dưới dạng:

$$Fr = \frac{\alpha}{g} \frac{Q^2}{\omega^2 \frac{\omega}{B}} = \frac{\alpha}{g} \frac{v^2}{h_{tb}} = 2 \frac{\alpha \cdot v^2}{h_{t,b}}$$

Nên: $Fr = 2 \frac{dn}{tn} \quad (2-42)$

Như vậy ta có thể nhận xét về các trạng thái chảy liên quan với động lực học:

- Chảy phân giới khi $Fr = 1$ hay $2 \frac{dn}{tn} = tn$.
- Chảy êm khi $Fr < 1$ hay $2 \frac{dn}{tn} < tn$.
- Chảy xiết khi $Fr > 1$ hay $2 \frac{dn}{tn} > tn$.

Với mặt cắt chữ nhật ta có:

$$Fr = \frac{\alpha}{g} \cdot \frac{v^2}{h} \quad (2-43)$$

Khi $Fr_k = 1$ thì ta được:

$$v_k = \sqrt{gh_k} \quad (2-44)$$

2.6 PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN CƠ BẢN CỦA DÒNG CHẢY ỔN ĐỊNH THAY ĐỔI DẦN.

2.6.1 Phương trình dạng thứ 1

Chọn trục tọa độ zOL , xét năng lượng tại điểm bất kỳ trong dòng chảy ta có:

$$E = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha \cdot v^2}{2g}$$

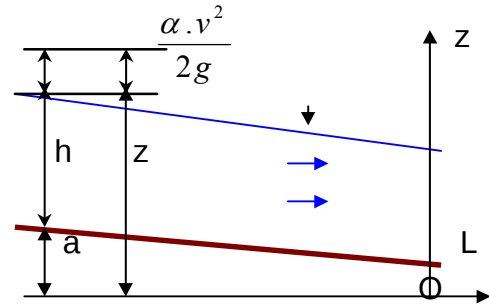
Lấy đạo hàm năng lượng dọc theo dòng chảy, ta được:

$$\frac{dE}{dl} = \frac{d}{dl} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{\alpha \cdot v^2}{2g} \right)$$

Theo dòng chảy đều ổn định ta có:

$$\frac{dE}{dl} = -J \quad (2-45)$$

Xét năng lượng tại mặt thoáng chất lỏng, thì ta có: $\frac{p_a}{\gamma} = \text{const}$, giải phương trình đạo hàm trên ta được:



Hình 2-4

$$-\frac{dz}{dl} = \frac{d}{dl} \left(\frac{\alpha \cdot v^2}{2g} \right) + J \quad (2-46)$$

Đây là phương trình biểu diễn sự thay đổi cao trình mực nước trong dòng chảy ổn định thay đổi dần. Được nghiên cứu đối với kênh thiên nhiên.

2.6.2 Phương trình dạng thứ 2

Lấy đạo hàm như trên nhưng nếu xét đến năng lượng đơn vị tại mặt cắt thì ta cũng có công thức như (2-14) là :

$$\frac{de}{dl} = i - J \quad (2-47)$$

2.6.3 Phương trình dạng thứ 3

Đối với kênh phi lăng trụ, thì $A=f(l,h)$ theo (2-9) nên $e=f(l, h)$ và $h=f(l)$, phương trình vi phân toàn phần của năng lượng đơn vị là

$$de = \frac{\partial e}{\partial l} dl + \frac{\partial e}{\partial h} dh$$

Phương trình trên có thể viết :

$$\frac{de}{dl} = \frac{\partial e}{\partial l} + \frac{\partial e}{\partial h} \frac{dh}{dl} \quad (2-48)$$

Đạo hàm phương trình (2-9) dọc theo l, ta có :

$$\frac{\partial e}{\partial l} = -\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot A^3} \frac{\partial A}{\partial l}$$

Thay phương trình trên và các phương trình (2-41), (2-47) vào (2-48) biến đổi ta được :

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - J + \frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot A^3} \frac{\partial A}{\partial l}}{1 - Fr} \quad (2-48)$$

Đây là phương trình tổng quát đúng cho mọi loại kênh.

Đối với kênh lăng trụ có: $A = f(h)$, nên: $\frac{\partial A}{\partial l} = 0$ thay vào (2-48), ta có thể viết theo độ dốc thủy lực và hệ số Fr là :

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - J}{1 - F_r} \quad (2-48a)$$

48a)

Giải phương trình trên tìm được quy luật biến đổi h theo l .

2.7 CÁC DẠNG ĐƯỜNG MẶT NƯỚC TRONG KÊNH LẮNG TRỤ

Để xác định được các dạng đường mực nước (đmnc), ta sử dụng các công thức (2-14) và (2-48a). Trong tính toán, cần phải biết được qui luật biến thiên của các dạng đường mực nước hay biến thiên miền nghiệm của các phương trình vi phân này.

2.7.1 Khái niệm chung.

- Nếu mực nước có độ sâu tăng dần gọi là đường nước dâng: $\frac{dh}{dl} > 0$.
- Nếu mực nước có độ sâu giảm dần gọi là đường nước hạ: $\frac{dh}{dl} < 0$.
- Nếu mực nước có độ sâu không đổi gọi là dòng đều: $\frac{dh}{dl} = 0$.

Đặt: $TS = i - J$ (2-49)

và $MS = 1 - Fr$ (2-50)

Nên: $\frac{dh}{dl} = \frac{TS}{MS}$ (2-51)

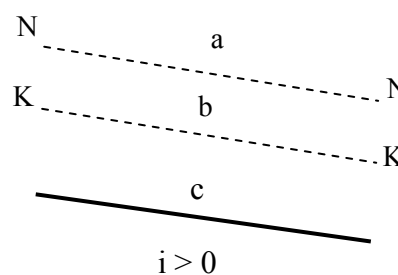
Gọi $h_0, A_0, K_0, \dots$ là độ sâu, diện tích, đặc trưng lưu lượng, ... của dòng đều.

Gọi $h, w, K, \dots$ là độ sâu, diện tích, đặc trưng lưu lượng, ... của dòng không đều.

- ◆ Từ (2-49) ta có 3 trường hợp xảy ra :
 - Khi $h = h_0$ thì $i = J$; nên $TS = 0$
 - Khi $h > h_0$ thì $i > J$; nên $TS > 0$
 - Khi $h < h_0$ thì $i < J$; nên $TS < 0$
- ◆ Từ (2-50) cũng có 3 trường hợp xảy ra :
 - Khi $h = h_k$ thì $Fr = 1$; nên $MS = 0$
 - Khi $h > h_k$ thì $Fr < 1$; nên $MS > 0$
 - Khi $h < h_k$ thì $Fr > 1$; nên $MS < 0$

Như vậy rõ ràng ta thấy đường mực nước phụ thuộc vào h_0, h_k, h (dòng không đều).

Để tiện nghiên cứu ta vẽ mặt cắt dọc kênh, có đường N - N ứng với dòng đều, K - K ứng với độ sâu phân giới. Như vậy ta có thể chia làm ba khu: a, b, c (Hình 2-5).



Hình 2-5

2.7.2 Cách xác định các dạng đường mặt nước

Độ dốc kênh chia ra các trường hợp là $i > 0$, $i = 0$ (*horizontal slope*) và $i < 0$ (*adverse slope*). Riêng trường hợp $i > 0$ chia ra 3 trường hợp:

- $i < i_k$ (*mild slope*)
- $i > i_k$ (*steep slope*)

$$\blacksquare i = i_k \text{ (critical slope)}$$

■

a. Đối với kênh độ dốc thuận: $i > 0$

Trường hợp 1: $i < i_k$ nên $h_0 > h_k$

Khảo sát dấu của (2-51), ta biết h biến thiên trong khoảng $(0, \infty)$, như vậy h chạy từ 0 đến h_k , rồi đến h_0 và ∞ , kết hợp với việc xét dấu của tử số TS và mẫu số MS như trên tiến hành lập bảng dưới đây

Bảng 2.1 Biến thiên đường mực nước trường hợp $i < i_k$

h	0	h_k	h_0	∞
TS= i- J	-		-	+
MS=1-Fr	-	0	+	
$\frac{dh}{dl}$	+		-	0
Biến thiên				

Qua bảng biến thiên trên cuối cùng có 3 dạng đường mực nước ở 3 khu gọi là a_I , b_I và c_I , xét giới hạn của đường các đường mực nước này:

- Đường mực nước a_I là dâng và có bề lõm quay lên trong khoảng (h_0, ∞) , có 2 giới hạn sau:
 - Khi h tiến đến ∞ , ta tính giới hạn sau

$$\lim_{h \rightarrow \infty} \frac{dh}{dl} = \lim_{h \rightarrow \infty} \frac{i - J}{1 - Fr} = \lim_{h \rightarrow \infty} \frac{i - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g A^3} B} = i$$

$\frac{dh}{dl}$ tiến đến i có nghĩa là đường mực

nước tiến tới đường nằm ngang.

- Khi h tiến đến h_0 , ta tính giới hạn:

$$\lim_{h \rightarrow h_0} \frac{dh}{dl} = \lim_{h \rightarrow h_0} \frac{TS}{MS} = \lim_{h \rightarrow h_0} \frac{0}{B} = 0$$

$\frac{dh}{dl}$ tiến đến không, từ đó cho thấy

đường mực nước nhận đường N-N làm tiệm cận.

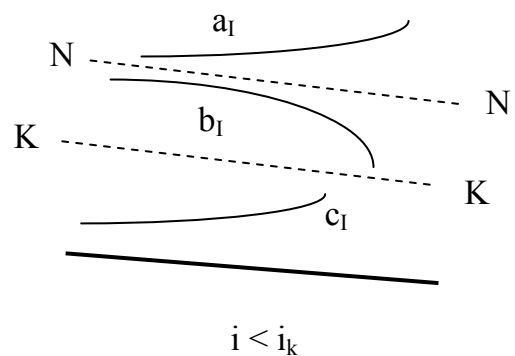
Ví dụ về dạng đmn a_I , trong trường hợp có đập tràn trên kênh xem **Hình 2-1**

- Đường mực nước b_I trong khoảng (h_k, h_0) là hạ và bề lõm quay xuống, có 2 giới hạn sau
 - Khi h tiến đến h_k ($h \rightarrow h_k^-$), ta xét giới hạn sau:

$$\lim_{h \rightarrow h_k} \frac{dh}{dl} = \lim_{h \rightarrow h_k} \frac{TS}{MS} = \lim_{h \rightarrow h_k} \frac{TS}{0} = \infty$$

$\frac{dh}{dl}$ tiến đến vô cùng lớn, điều này cho thấy khi khoảng cách giữa 2 mặt cắt vô

cùng nhỏ vẫn tồn tại chênh lệch mực nước. Do đó đường b_I cắt đường K-K và có tiếp tuyến tại điểm cắt vuông góc với đường ấy



Hình 2-6

- Khi h tiến đến h_0 , ta tính giới hạn tương tự như trên cho thấy *đường mực nước nhận đường N-N làm tiệm cận*
- *Đường mực nước c_I trong khoảng $(0, h_k)$ là dâng và có bề lõm quay lên, có 2 giới hạn sau*
 - Khi h tiến đến 0, trong trường hợp này dòng chảy xiết ($h < h_k$), sẽ tồn tại lớp nước khác không.
 - Khi h tiến đến h_k , xét giới hạn tương tự như trên, nhưng *đường c_I dâng cắt đường K-K và có tiếp tuyến tại điểm cắt vuông góc với đường ấy*. Tuy nhiên nếu xét kỹ giới hạn này là h tiến đến bên phải h_k ($h \rightarrow h_k^+$), thì đmn mất liên tục khi đến gần K-K.

Trường hợp 1 $i < i_k$ sau khi khảo sát sự tăng giảm và các giới hạn của phương trình (2-51), vẽ các dạng đmn như trong hình (2-6)

♦ **Trường hợp 2:** $i > i_k$ nên $h_0 < h_k$

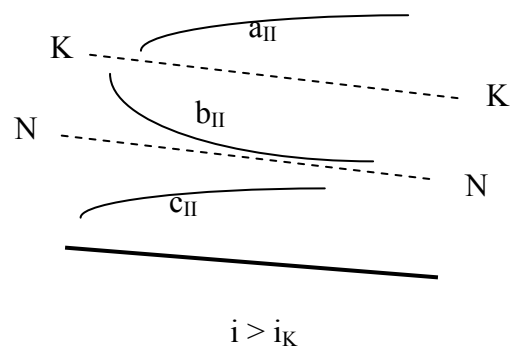
Tương tự như *trường hợp 1*, ta có bảng xét dấu của $\frac{dh}{dl}$ là sự biến thiên các dạng đường mực nước.

Bảng 2.2 Biến thiên đường mực nước trường hợp $i > i_k$

h	0	h_0	h_k	∞
TS= $i - J$	-	0	-	+
MS= $1 - Fr$	-		+	0
$\frac{dh}{dl}$	+	0	-	
Biến thiên				

Qua bảng biến thiên ta cũng xét giới hạn từng đmn có tên là a_{II} , b_{II} và c_{II} như sau

- *Đường mực nước a_{II} là dâng và bề lõm quay xuống dưới trong khoảng (h_k, ∞) , có 2 giới hạn sau:*
 - Khi h tiến đến ∞ , ta tính giới hạn như trên, kết quả là *đường mực nước tiến tới đường nằm ngang*.
 - Khi h tiến đến h_k ($h \rightarrow h_k^-$), ta cũng xét giới hạn như trên, có *đường a_{II} cắt đường K-K và có tiếp tuyến tại điểm cắt vuông góc với đường ấy*.
- *Đường mực nước b_{II} trong khoảng (h_0, h_k) là hạ và bề lõm quay lên trên, có 2 giới hạn sau*
 - Khi h tiến đến h_k ($h \rightarrow h_k^+$), *đường a_{II} cắt đường K-K và có tiếp tuyến tại điểm cắt vuông góc với đường ấy*. Nhưng khi h tiến đến bên phải h_k ($h \rightarrow h_k^+$), thì đmn mất liên tục khi đến gần K-K.
 - Khi h tiến đến h_0 , *đường mực nước nhận đường N-N làm tiệm cận*.



Hình 2-7

- Đường mực nước c_{II} trong khoảng $(0, h_0)$ là dâng và bề lõm quay xuống, có 2 giới hạn sau
 - Khi h tiến đến 0, trong trường hợp này dòng chảy xiết ($h < h_k$), sẽ tồn tại lớp nước khác không.
 - Khi h tiến đến h_0 , đường mực nước nhận đường $N-N$ làm tiệm cận.

Trường hợp 2 $i < i_k$ sau khi khảo sát sự tăng giảm và các giới hạn của phương trình (2-51), vẽ các dạng đmn như trong (hình 2-7).

♦ **Trường hợp 3:** $i = i_k$ nên $h_0 = h_k$

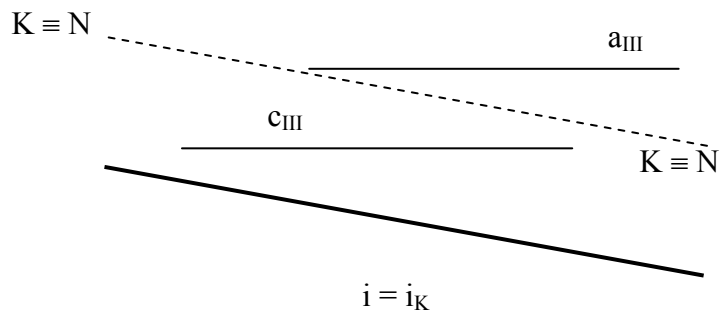
Tương tự như hai trường hợp, nhưng đặc biệt là $h_0 = h_k$, nên không có khu b, ta cũng lập bảng xét dấu của $\frac{dh}{dl}$ xem sự biến thiên các dạng đường mực nước.

Bảng 2.2 Biến thiên đường mực nước trường hợp $i > i_k$

h	0	h_k	∞
$TS = i - J$	-	0	+
$MS = 1 - Fr$	-	0	+
$\frac{dh}{dl}$	+		+
Biến thiên			

Qua bảng biến thiên ta cũng xét giới hạn từng đmn có tên là a_{III} và c_{III} như sau

- Đường mực nước a_{III} là dâng nhưng nằm ngang trong khoảng (h_k, ∞) , có 2 giới hạn sau:
 - Khi h tiến đến ∞ , ta tính giới hạn như trên, kết quả là đường mực nước tiến tới đường nằm ngang
 - Khi h tiến đến $h_k = h_0$ ta thấy giới hạn là dạng vô định $\frac{0}{0}$. Như vậy, cần phải khử dạng vô định này, để tính giá trị $\frac{dh}{dl}$, ta tính như sau :



Hình 2-8

$$\lim_{h \rightarrow h_k = h_0} \frac{dh}{dl} = \lim_{h \rightarrow h_k = h_0} \frac{i - J}{1 - Fr} = \lim_{h \rightarrow h_k = h_0} \frac{i - \frac{Q^2}{A^2 C^2 R}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g A^3} B}$$

Thay các công thức (2-20) và (2-32), chú ý đến công thức về bán kính thủy lực và xem gần đúng: $P \approx B$ và $C_k \approx C$, biến đổi ta được:

$$\lim_{h \rightarrow h_k = h_0} \frac{dh}{dl} = \lim_{h \rightarrow h_k = h_0} \frac{i_k - \frac{A_k^2 C_k^2 R_k i_k}{A_k^3 \frac{B}{A^3}}}{1 - \frac{A_k^3 B}{B_k A^3}} = \lim_{h \rightarrow h_k = h_0} i_k \frac{1 - \frac{A_k^2 P}{P_k A^3}}{1 - \frac{A_k^3 B}{B_k A^3}} = i_k$$

Rõ ràng ta thấy 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 thực tế đường a_{III} được xem là đường nằm ngang.

- Đường mực nước c_{III} là dâng, trong thực tế có xem là đmn nằm ngang trong khoảng $(0, h_k)$, các giới cũng xét như trên.

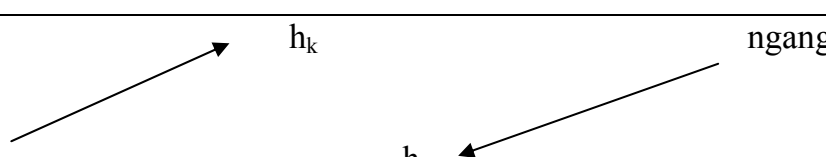
Như vậy: ta đã xét 8 loại đường mực nước trường hợp $i > 0$.

b. Đối với kênh độ dốc bằng: $i = 0$

Lúc $i = 0$, vì không có chảy đều nên không tồn tại dòng chảy đều (không có h_0), chỉ còn lại hai khu b và c. Do đó dòng chảy được là do một nguyên nhân khác chứ không phải do tác dụng của trọng lực.

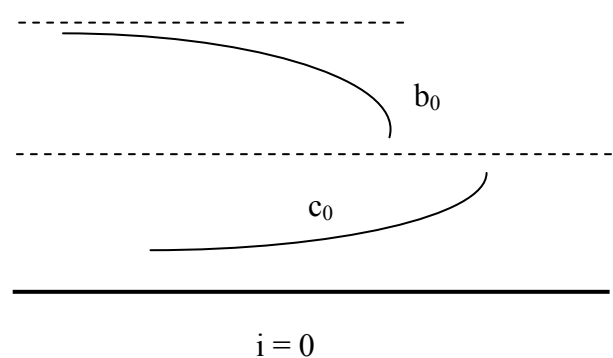
Ta cũng lập bảng xét dấu như trên, nhưng chú ý là tử số luôn âm vì $i=0$.

Bảng 2.2 Biến thiên đường mực nước trường hợp $i > i_k$

h	0	h_k	∞
TS= - J	-		-
MS=1-Fr	-	0	+
$\frac{dh}{dl}$	+		-
Biến thiên			

Qua bảng biến thiên, xét giới hạn từng của hai đmn là b_0 và c_0 như sau

- Đường mực nước b_0 trong khoảng (h_k, ∞) là hạ và bề lõm quay xuống, có 2 giới hạn sau:
 - Khi h tiến đến ∞ , thì đường mực nước tiến tới đường nằm ngang, trong thực tế đmn nhận đường nằm ngang làm tiệm cận.
 - Khi h tiến đến h_k ($h \rightarrow h_k^-$), đường b_0 cắt đường K-K và có tiếp tuyến tại điểm cắt vuông góc.



Hình 2-9

- Đường mực nước c_0 trong khoảng $(0, h_k)$ là dâng và bề lõm quay lên trên, có 2 giới hạn sau:
 - Khi h tiến đến h_k ($h \rightarrow h_k^+$), đường c_0 cắt đường K-K và có tiếp tuyến tại điểm cắt vuông góc với đường ấy. Nhưng khi h tiến đến h_k , thì đmn mất liên tục khi đến gần K-K.
 - Khi h tiến đến 0, trong trường hợp này dòng chảy xiết ($h < h_k$), sẽ tồn lớp nước khác không.

Hai dạng đmn trường hợp $i=0$, thể hiện (hình 2-9).

c. Kênh dốc nghịch: $i < 0$.

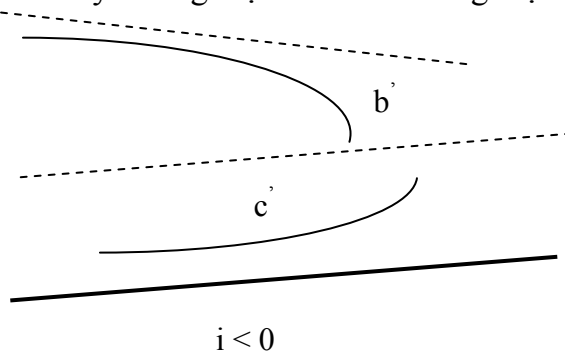
Cũng như $i = 0$, ở đây không có độ sâu chảy đều, do đó cũng chỉ có 2 khu c và b.

- Khu b: $h > h_K$ Xét tương tự như trên ta thấy đường mực nước là đường mực nước hạ, gọi là b' , có dạng giống như là b_0 .
- Khu c: $h < h_K$

Xét tương tự như trên ta thấy đường mực là đường mực nước dâng, gọi là c' , có dạng giống như là c_0 .

Các đmn dốc nghịch thể hiện vẽ ở hình 2-10.

Trên ta đã xét tất cả các loại đường mặt nước có thể xảy ra trong kênh lắng trụ lúc chảy không đều. Xem bảng tóm tắt sau.



Hình 2-10

Bảng 2-1: Tóm tắt các loại đường mực nước

i		Loại đường mặt nước		
		Khu a	Khu b	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	c _{III}
i = 0		không	b ₀	c ₀
i < 0		không	b'	c'

Trong 12 loại đường mực nước, có 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.

Qua các dạng đường mực nước, ta có thể rút ra những kết luận:

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 mực nước chỉ có thể 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 trút.

Ghi chú: Ta có thể tóm tắt việc nghiên cứu 12 loại đường mực nước nói trên bằng cách nghiên cứu trên đồ thị, vẽ cho kênh lắng trụ có mặt cắt ngang cho trước và ứng với một lưu lượng Q cho trước.

a. Ta vẽ đồ thị trên đó chú ý 2 đường: đường cong $h_0 = f(i)$ và $h = h_K$, ta thấy:

- Với h ở cao hơn đường $h_0=f(i)$ thì tử số dương và ngược lại thì tử số âm.
- Với h ở cao hơn đường $h=h_K$ thì mẫu số dương và ngược lại thì mẫu số âm.

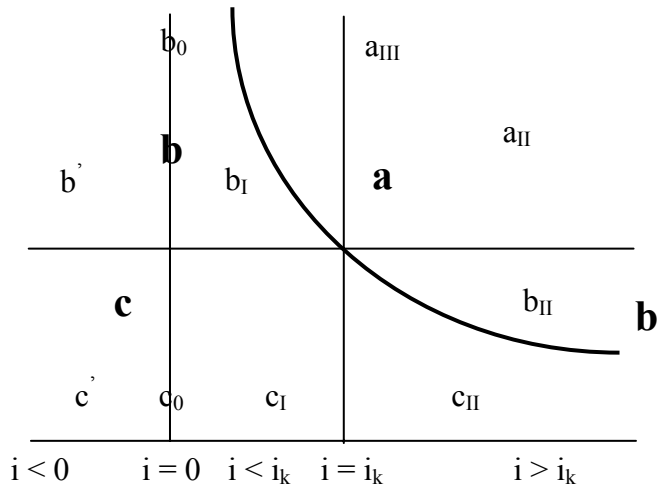
Do đó: hai đường $h_0=f(i)$ và $h=h_K$ đã chia đồ thị thành ba khu.

- Khu a: Nước dâng chảy êm.
- Khu c: Nước dâng chảy xiết.
- Khu b: Nước hạ chảy êm và nước hạ chảy xiết.

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. Kết hợp với ba khu a, b, c ta có đủ 12 đường mặt nước trên đồ thị.

c. Nếu biết tọa độ của một điểm (h, i) trên đồ thị này, sẽ xác định được tên đường mặt nước tương ứng.

Ngoài ra đồ thị này có thể dùng để nghiên cứu hình dạng nối tiếp đường mặt nước khi có độ dốc kênh thay đổi.



Hình 2-11

2.8 CÁCH TÍNH VÀ VẼ ĐƯỜNG MẶT NƯỚC TRONG KÊNH

Trên ta mới chỉ xác định đường mực 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.

Tính và vẽ đường mực nước trong kênh, ta cần giải một trong hai phương trình là (2-14) hay (2-48a) có dạng như sau:

$$\frac{de}{dl} = i - J \quad \text{hay} \quad \frac{dh}{dl} = \frac{i - J}{1 - F_r^2}$$

Khi ta có Q, m, n, i, b , nên xác định được h_0, h_k , vì vậy xác định được dạng đường mực nước. Giải phương trình trên tìm được nghiệm dưới dạng $h = h(l)$, nếu biết một điều kiện biên, chẳng hạn biết độ sâu tại một mặt cắt bất kỳ.

Có nhiều phương pháp giải các phương trình trên, ở đây chỉ giới thiệu một hai phương pháp đơn giản.

2.8.1 Phương pháp cộng trực tiếp

Ta sử dụng phương trình vi phân (2-14) chuyển phương trình trên thành phương trình sai phân:

$$\frac{\Delta e}{\Delta L} = i - \bar{J} \quad (2-53)$$

$$\text{hay} \quad \Delta L = \frac{\Delta e}{i - \bar{J}} \quad (2-54)$$

Chia kênh thành từng đoạn nhỏ, tính cho từng đoạn một xong cộng lại sẽ có kết quả cho toàn đoạn kênh.

$$L = \sum_{i=1}^n \Delta L_i = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta e_i}{i - \bar{J}_i} \quad (2-55)$$

Trong đó:

$$\Delta e = e_{i+1} - e_i \quad (2-56)$$

Ký hiệu:

i chỉ mặt cắt thượng lưu đoạn thứ i .

$i+1$ chỉ mặt cắt hạ lưu đoạn thứ $i+1$.

$\bar{J}$: độ dốc thủy lực trung bình của một đoạn, tính theo công thức dòng chảy đều:

$$\bar{J} = \frac{Q^2}{K^2} = \frac{\bar{v}^2}{C^2 R^2} \quad (2-57)$$

$\bar{K}$ hệ số đặc trưng lưu lượng được tính theo trị số trung bình độ sâu mực nước:

$$\bar{h} = \frac{h_{i+1} + h_i}{2} \quad (2-58)$$

Nghĩa là lấy độ sâu trung bình để

$\bar{A}$, $\bar{P}$, suy ra $\bar{R}$ rồi tính $\bar{C}$ và $\bar{K}$ hoặc lấy trị số trung bình của A , v , C , R , ... của hai mặt cắt hai đầu, tức là:

$$\bar{C} = \frac{C_{i+1} + C_i}{2} \quad (2-59)$$

$$\bar{R} = \frac{R_{i+1} + R_i}{2} \quad (2-60)$$

$$\bar{v} = \frac{v_{i+1} + v_i}{2} \quad (2-61)$$

Phương pháp này tính đơn giản, nhanh, mức độ chính xác phụ thuộc vào cách chia đoạn và sự biến đổi của độ dốc thủy lực. Nếu J không thay đổi nhiều lắm dọc theo dòng chảy thì kết quả khá chính xác. Tại những chỗ J thay đổi khá nhanh, ta cần chia nhiều đoạn hơn, để tăng độ chính xác.

Lợi điểm của phương pháp này dùng được cho cả kênh lắng trụ và phi lắng trụ, ngoài ra không phải tra bảng như phương pháp tích phân gần đúng. Tuy nhiên mức độ sai số rất phụ thuộc vào cách chia của người tính.

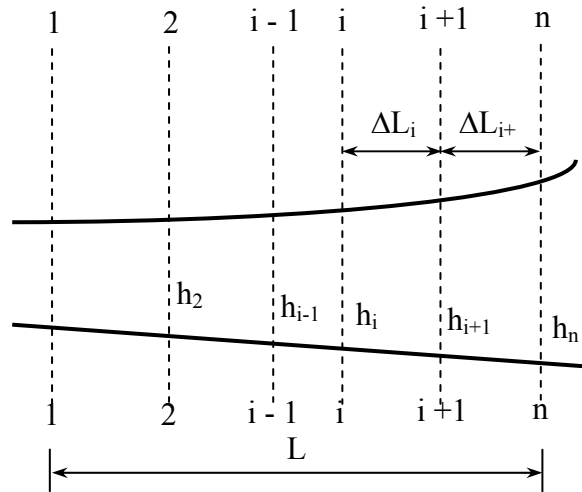
Dưới đây giới thiệu phương pháp tích phân gần đúng, ta sử dụng phương pháp này cho việc lập trình hay dùng các phần mềm như Mathcad ... tính trên máy tính để bàn chứ nếu tính tay dùng bảng tra rất mất thời gian, thêm nữa cùidùng cho kênh lắng trụ.

2.8.2 Phương pháp tích phân gần đúng

Ta sử dụng phương trình vi phân (2-48a), chia làm 3 trường hợp tính như sau:

- ◆ Khi $i > 0$, ta biến đổi công thức thành dạng:

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - j \left(\frac{K_0}{K}\right)^2} \quad (2-62)$$



Hình 2-12

Ở đó:
$$j = \frac{\alpha i C^2 B}{g P} \quad (2-63)$$

- ◆ Khi $i = 0$, ta lấy $i = i_n > 0$ tùy ý trong phạm vi độ dốc dương thường gặp, biến đổi phương trình vi phân với $Q = K_n \sqrt{i}$

Ta được:
$$\frac{dh}{dl} = -i_n \frac{1 - \left(\frac{K_n}{K}\right)^2}{1 - j_n \left(\frac{K_n}{K}\right)^2} \quad (2-64)$$

ở đó: j_n tính như j theo công thức (2-63) nhưng thay $i = i_n$

- ◆ Khi $i < 0$, ta lấy $i' = -i$, biến đổi phương trình với $Q = K'_o \sqrt{i'}$

Ta được:
$$\frac{dh}{dl} = -i' \frac{1 - \left(\frac{K'_o}{K}\right)^2}{1 - j' \left(\frac{K'_o}{K}\right)^2} \quad (2-65)$$

ở đó j' tính như j theo công thức (2-63) nhưng thay $i' = i$

Hiện nay, các phương trình trên thường được giải theo hai phương pháp: số mũ thủy lực x và số mũ z .

2.8.2.1 Phương pháp số mũ thủy lực x

Ta thấy:
$$\frac{dh}{dl} = f(h)$$

Ta xem $j = \text{const}$ trong khi lấy tích phân và biến đổi $f(h)$ thành một hàm số lũy thừa nào đó.

Với kênh lăng trụ:

$$K = \omega C \sqrt{R} = K(h) \quad (2-66)$$

Đường biểu diễn số 1 của nó là đường liền nét. Nó có thể gần trùng với đường biểu diễn số 2 của một hàm số lũy thừa nào đó như sau :

$$K = D h^x = D h^{x/2} \quad (2-67)$$

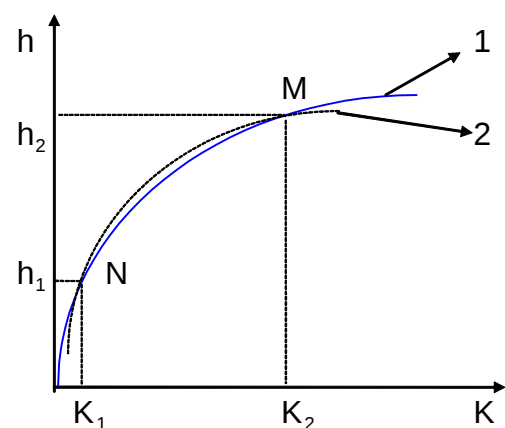
Nên ta có hai ẩn số x và A , ta cần thiết lập hai phương trình. Muốn thế ta lấy hai điểm trên đường số 1, sao cho:

$$K_1 = D h_1^{\frac{x}{2}} \quad \text{và} \quad K_2 = D h_2^{\frac{x}{2}}$$

Lập tỉ số 2 phương trình trên, khử D sau đó lấy logarit 2 vế và giải ra ta được:

$$x = \frac{\lg K_2 - \lg K_1}{\lg h_2 - \lg h_1} \quad (2-68)$$

Từ công thức trên ta thấy giá trị x phụ thuộc vào tọa độ hai điểm chọn trước, nhưng với mặt cắt hoàn chỉnh thì khi ta chọn bất kỳ điểm nào trên đường 1.



Hình 2-13

Giá trị x thay đổi rất ít và trong tính toán thực tế có thể xem như không đổi.

a. Với $i > 0$: Ta xét K, K_0 theo hàm số lũy thừa tương ứng của h, h_0 :

$$\left(\frac{K}{K_0}\right)^2 = \left(\frac{h}{h_0}\right)^x \quad (2-69)$$

Ta đặt: $\eta = \frac{h}{h_0}$ (2-70)

Thay (2-70) vào (2-69) ta được:

$$\left(\frac{K}{K_0}\right)^2 = \eta^x \quad (2-71)$$

Lấy đạo hàm (2-70), ta được :

$$dh = h_0 \cdot d\eta \quad (2-72)$$

Thay (2-71) và (2-72) vào công thức (2-62) sắp xếp ta được:

$$\frac{i}{h_0} dl = d\eta - (1-j) \frac{d\eta}{1-\eta^x} \quad (2-73)$$

Lấy tích phân từ mặt cắt (1-1) đến (2-2), trong đó xem j là hằng số, bằng trị số trung bình:

$$\bar{j} = \frac{\alpha i \bar{C}^2 \bar{B}}{g \bar{P}} \quad (2-74)$$

Ta được: $\frac{i}{h_0} l_{1-2} = \eta_2 - \eta_1 - (1-\bar{j})[\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)]$ (2-75)

Ở đây: $\varphi(\eta) = \int \frac{d\eta}{1-\eta^x} + const$ (2-76)

$\varphi(\eta)$ trong các tài liệu về thủy lực đều có bảng tra tính giá trị theo (2-76). Vì tích phân trên không có nguyên hàm, bằng phương tính có thể giải được. Do vậy tích trên có thể dùng cách lập trình hay phần mềm Mathcad để tính thuận tiện hơn.

Giá trị x tính theo (2-68), tùy theo dạng đường mực nước ở khu a; b hay c, thường với:

$$\begin{aligned} h_1 &= h_0 & \text{nên} & K_1 = K_0 \\ h_2 &= \bar{h} & \text{nên} & K_2 = \bar{K} \end{aligned}$$

$\bar{h}$ là độ sâu trung bình trong dòng không đều ta xét.

b. Với $i = 0$: Ta xét K, K_n theo hàm số lũy thừa tương ứng của h, h_n :

$$\left(\frac{K}{K_n}\right)^2 = \left(\frac{h}{h_n}\right)^x \quad (2-77)$$

Ta đặt: $\xi = \frac{h}{h_n}$ (2-78)

Thay (2-77) vào (2-76), ta được:

$$\left(\frac{K}{K_n}\right)^2 = \xi \quad (2-79)$$

$$dh = h_n \cdot d\xi \quad (2-80)$$

Thay (2-78) và (2-79) vào công thức (2-64) sau khi rút gọn và lấy tích phân từ mặt cắt (1-1) đến mặt cắt (2-2), ta được:

$$\frac{i_n}{h_n} l_{1-2} = \bar{j}_n (\xi_2 - \xi_1) - \frac{\xi^{x+1} - \xi^x}{x+1} \quad (2-81)$$

Giá trị x tính có thể lấy với $h_1 = h_n$ và $h_2 = \bar{h}$, còn giá trị $\bar{j}_n$ xác định theo công thức:

$$\bar{j}_n = \frac{\alpha \cdot i_n}{g} \frac{\bar{C}^2 \bar{B}}{\bar{P}} \quad (2-82)$$

Nếu lấy $i_n = i_k$ và sắp xếp lại ta có:

$$\frac{i_k}{h_k} l_{1-2} = (\bar{j}_k - 1)(\xi_2 - \xi_1) - [\psi(\xi_2) - \psi(\xi_1)] \quad (2-83)$$

Trong đó: $\bar{j}_k = \frac{P_k}{P} \frac{\bar{C}^2 \bar{B}}{C_k^2 B_k} \quad (2-84)$

Tính sơ bộ có thể lấy $\bar{j}_k = 1$

Vậy ta được:

$$\frac{i_k}{h_k} l_{1-2} = -[\psi(\xi_2) - \psi(\xi_1)] \quad (2-85)$$

trong đó: $\psi(\xi) = \frac{\xi^{x+1}}{x+1} - \xi + const \quad (2-86)$

Giá trị của (2-86) chúng ta có thể tính được trực tiếp không cần tra bảng, không như tích phân (2-76) không có nguyên hàm

c. Với $i < 0$: Ta xét K, K_0 theo hàm số lũy thừa tương ứng của h, h_0

$$\left(\frac{K}{K_0} \right)^2 = \left(\frac{h}{h_0} \right)^x \quad (2-87)$$

Ta đặt: $\zeta = \frac{h}{h_0} \quad (2-88)$

Thay (2-88) vào (2-87) nên ta được:

$$\left(\frac{K}{K_0} \right)^2 = \zeta^x \quad (2-89)$$

lấy đạo hàm (2-88) ta được:

$$dh = h_0 \cdot d\zeta \quad (2-90)$$

Thay (2-89) và (2-90) vào công thức (2-65) biến đổi và lấy tích phân ta được:

$$\frac{i}{h_0} L_{1-2} = -(\zeta_2 - \zeta_1) + (1 + \bar{j}) [\Phi(\zeta_2) - \Phi(\zeta_1)] \quad (2-91)$$

trong đó: $\bar{j} = \frac{\alpha \cdot i}{g} \frac{\bar{C}^2 \bar{B}}{P} \quad (2-92)$

$$\Phi(\zeta) = \int \frac{d\zeta}{\zeta^x + 1} + C. \quad (2-93)$$

Giá trị x tính với $h_1 = h_0$; $h_2 = h$

Giá trị của tích phân theo công thức (2-93) như đã nói ở trên trường hợp không có nguyên, ta dùng phương tính hay dùng phần mềm thích hợp sẽ giải được.

2.8.2.2 . Phương pháp số mũ thủy lực z

Cũng như phương pháp số mũ thủy lực x , phương pháp số mũ z biến đổi các phương trình (2-63), (2-64) và (2-65) về dạng đơn giản hơn. Ở đây dùng phương pháp đổi biến số, từ h sang τ (được xác định từ quan hệ:

$$\left(\frac{K}{K_0} \right)^2 = \tau^z \quad (2-94)$$

$$\text{hay} \quad \tau = \left(\frac{K}{K_0} \right)^{\frac{2}{z}} \quad (2-95)$$

z là một hằng số tùy ý chọn, thường lấy từ 2 đến 5.5 (N. N. Pavolópski $z=2$; I. Agorótkin lấy $z=5.5$; M.Đ. Tréctouxốp lấy $z=4$ v.v...)

Còn quan hệ giữa τ và h là:

$$dh = a \cdot d\tau \quad (2-96)$$

ở đây a là hệ số, được xác định một cách gần đúng bằng tỷ số:

$$a = \frac{\Delta h}{\Delta \tau} = \frac{h_2 - h_1}{\tau_2 - \tau_1} \quad (2-97)$$

trong đó:

- h_1, h_2 là hai độ sâu trong đoạn đang xét;
- τ_1, τ_2 là hai trị số tương ứng với độ sâu h_2, h_1 .
- a. **Với $i > 0$** , thay (2-95) và (2-96) vào (2-62), sau khi sắp xếp lại và tích phân ta được:

$$\frac{i}{a} L_{1-2} = \tau_2 - \tau_1 - (1 - \bar{j}) [\varphi(\tau_2) - \varphi(\tau_1)] \quad (2-98)$$

$$\text{Ở đây:} \quad \varphi(\tau) = \int \frac{d\eta}{1 - \tau^z} + const \quad (2-99)$$

$\varphi(\tau)$ cũng không có nguyên từ khi ta chọn $z=2$.

b. Với $i = 0$, thay

$$\tau_n = \left(\frac{K}{K_n} \right)^{\frac{2}{z}} \quad (2-100)$$

$$dh = a_n \cdot d\tau_n \quad (2-101)$$

vào công thức (2-64) sau khi rút gọn và lấy tích phân ta được:

$$\frac{i_n}{a_n} L_{1-2} = \bar{j}_n (\tau_{n2} - \tau_{n1}) - \frac{\tau_{n2}^{X+1} - \tau_{n1}^{X+1}}{X+1} \quad (2-102)$$

$$\text{ở đây:} \quad a_n = \frac{h_2 - h_1}{\tau_{n2} - \tau_{n1}} \quad (2-103)$$

Còn $\bar{j}_n$ lấy theo công thức (2-82).

Nếu lấy $i_n = i_k$, thì một cách gần đúng cho $j_k=1$ công thức (2-102) sắp xếp lại ta có:

$$\frac{i_k}{a_k} L_{1-2} = -[\psi(\tau_2) - \psi(\tau_1)] \quad (2-104)$$

$$\psi(\tau) = \frac{\tau^{z+1}}{z+1} - \xi + const \quad (2-105)$$

Giá trị $\psi(\tau)$ ta có thể tính trực tiếp được.

c. Với $i < 0$: thay

$$\tau' = \left(\frac{K}{K_0'} \right)^{\frac{2}{z}} \quad (2-106)$$

$$\text{và} \quad dh = a' \cdot \tau' \quad (2-107)$$

vào công thức (2-65) biến đổi và lấy tích phân ta được:

$$\frac{i'}{a'} L_{1-2} = -(\tau'_2 - \tau'_1) + \left(1 + \overline{j'}\right) [\Phi(\tau'_2) - \Phi(\tau'_1)] \quad (2-108)$$

ở đây:
$$a' = \frac{h_2 - h_1}{\tau'_2 - \tau'_1} \quad (2-109)$$

$\overline{j'}$ tính theo công thức (2-92)

$$\Phi(\tau') = \int \frac{d\tau'}{\tau'^z + 1} + const. \quad (2-110)$$

giá trị $\Phi(\tau')$ không có nguyên hàm, ta có thể chọn $z=2$ để tính.

CÂU HỎI LÝ THUYẾT

1. Dòng chảy như thế nào gọi là ổn định không đều.
2. Năng lượng đơn vị tại một mặt cắt khác năng lượng toàn dòng chảy như thế nào.
3. Định nghĩa độ sâu phân giới.
4. Ý nghĩa của độ sâu phân giới đối với trạng thái chảy.
5. Cách xác định độ sâu phân giới, trường hợp tổng quát có mấy cách và tính theo phương tính gì.
6. Trình bày một cách giải tổng, xác định độ sâu phân giới.
7. Công thức tính độ sâu phân giới hình chữ nhật.
8. Công thức tính độ sâu phân giới hình thang.
9. Cách tính độ sâu phân giới hình tròn.
10. Có mấy dạng đường mực nước, mấy dạng đường mực nước cơ bản.
11. Các khu đường mực nước dâng hạ là gì. Xác định như thế nào.
12. Có mấy trường hợp độ dốc đáy kênh chia ra để xác định các dạng đường mực nước và kể ra.
13. Công thức xác định hệ số Fr (Froude).
14. Ý nghĩa của hệ số Fr đối với trạng thái chảy.
15. Quan hệ giữa độ dốc đáy kênh và mực nước trong kênh theo tỉ lệ gì.
16. Độ dốc phân giới là gì.
17. Có mấy dạng phương trình vi phân.
18. Viết phương trình vi phân dạng 1, dạng 2 hay dạng 3.
19. Vẽ định tính đường mực nước (các bài 7 a, b, c, d, e).
20. Cách nào để kiểm soát được kết quả, lập bảng tính vẽ đường mực nước.
21. Cho số liệu h_{o1} , h_{o2} (có thể h_{o3}) và h_k , yêu cầu vẽ định tính đường mực nước.
22. Cũng bài đó cho biết cách lập bảng tính và cách kiểm soát số liệu như thế nào.
23. Cho tiếp tục tính toán ra một giá trị ΔL .

BÀI TẬP

BÀI 1: Cho lòng dẫn mặt cắt hình thang có $b = 8\text{m}$; $m = 1$; $Q = 12 \text{ m}^3/\text{s}$.

- a./ Vẽ quan hệ $e(h)$. Từ quan đó, tìm trị số cực tiểu $e_{\min}$ và độ sâu phân giới h_K .
- b./ Tính lại độ sâu phân giới bằng công thức tổng quát.
- c./ Tính lại độ sâu phân giới bằng công thức gần đúng của mặt cắt hình thang.

BÀI 2: Cho lòng dẫn mặt cắt hình thang có $b = 12\text{m}$; $m = 0,5$; $Q = 22 \text{ m}^3/\text{s}$.

- a./ Vẽ quan hệ $e(h)$. Từ quan đó, tìm trị số cực tiểu $e_{\min}$ và độ sâu phân giới h_K .
- b./ Tính lại độ sâu phân giới bằng công thức tổng quát.
- c./ Tính lại độ sâu phân giới bằng công thức gần đúng của mặt cắt hình thang.

BÀI 3: Cho một kênh hình thang có $b = 3\text{m}$; $m = 1,5$; $Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$; $i = 0,002$; $n = 0,025$. Tính độ dốc phân giới i_K và từ đó cho biết kênh này có độ sâu chảy đều lớn hơn hay bé hơn độ sâu phân giới.

BÀI 4: Cho kênh lăng trụ mặt cắt hình thang có $b = 10\text{m}$; $m = 1,5$; $n = 0,0225$; $i = 0,0003$; $Q = 90 \text{ m}^3/\text{s}$. Tại một mặt cắt kênh, người ta đo được độ sâu $h = 3\text{m}$. Xác định loại đường mặt nước và vẽ định tính đường mặt nước.

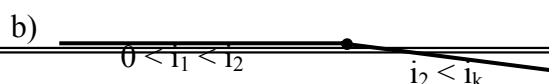
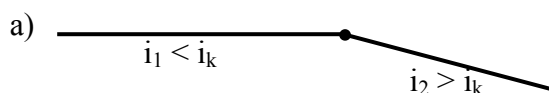
BÀI 5: Cho kênh lăng trụ mặt cắt hình thang có $b = 8\text{m}$; $m = 1$; $Q = 12 \text{ m}^3/\text{s}$; $n = 0,025$; $i = 0,0001$. Trên kênh có một cống điều tiết. Vẽ định tính đường mặt nước ở trước cống khi độ sâu nước trước cống là $h = 3\text{m}$.

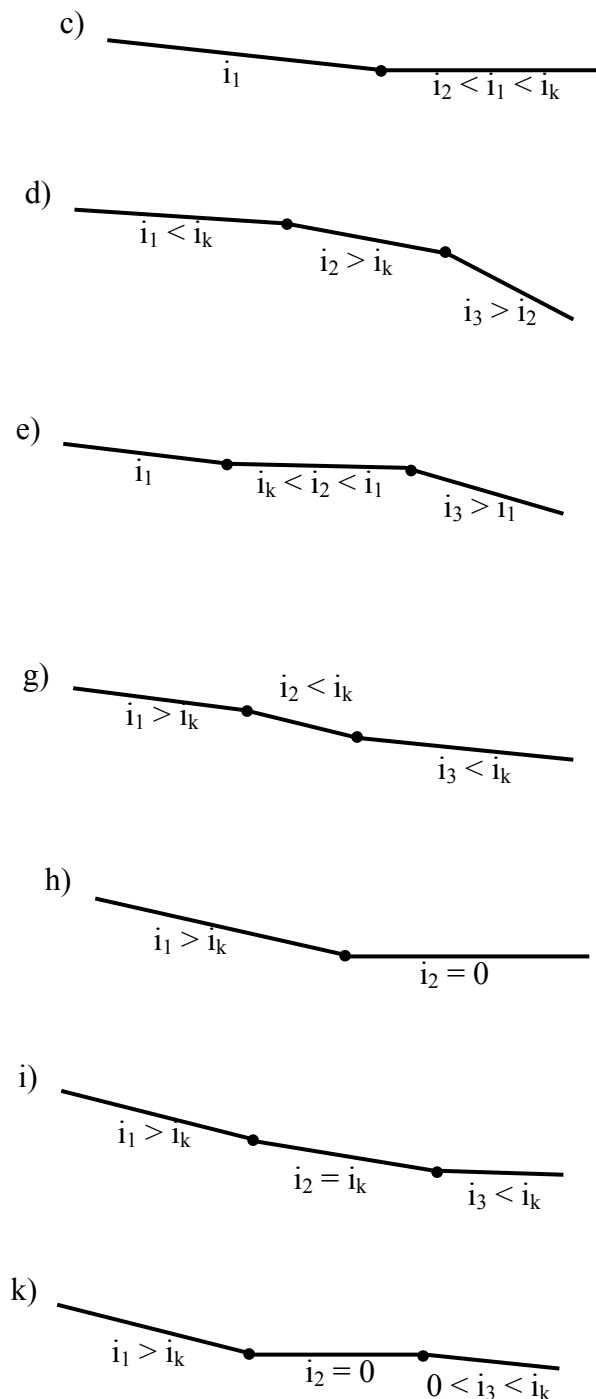
BÀI 6: Dòng chảy đi từ một cửa cống chảy vào đoạn kênh bê tông mặt cắt chữ nhật đáy rộng $b = 20\text{m}$. Lưu lượng $Q = 60 \text{ m}^3/\text{s}$. Dòng chảy sau khi ra khỏi cửa cống, tại mặt cắt c-c có độ sâu bằng $h_c = 0,7\text{m}$. Vẽ định tính đường mực nước trong ba trường hợp sau:

- a./ Độ dốc của kênh $i = 0,0036$; độ nhám $n = 0,017$.
- b./ Độ dốc của kênh $i = 0,01$; độ nhám $n = 0,014$.
- c./ Độ dốc của kênh $i = 0,0$; độ nhám $n = 0,017$.

Đoạn kênh sau cống này có chiều dài l , và cuối nó là một bậc nước. Biện luận một cách định tính tùy theo chiều dài l .

BÀI 7: Một số đoạn kênh lăng trụ đủ dài, nối tiếp với nhau như hình vẽ. Kênh có kích thước hình dạng như nhau nhưng độ dốc khác nhau. Yêu cầu vẽ định tính đường mặt nước trong các trường hợp sau:





BÀI 8: Để có thể tích phân phương trình vi phân của dòng không đều trên kênh lắng trụ, người ta đã thay một cách gần đúng quan hệ $K = K(h)$ bằng quan hệ $K = Ahx/2$, x gọi là số mũ thủy lực. Hãy tính trị số x sao cho hai đường quan hệ ấy đúng bằng nhau tại hai trị số độ sâu h' và h'' cho trước, và gần bằng nhau ở các trị số h lân cận h' và h'' . Tính cho các trường hợp sau:

a./Kênh mặt cắt hình thang: $b = 13\text{m}$; $m = 1,5$; $Q = 42 \text{ m}^3/\text{s}$; $n = 0,0225$; $h' = 2\text{m}$; $h'' = 3\text{m}$.

Vẽ hai đường quan hệ nói trên với độ sâu h trong phạm vi $0 < h < 4\text{m}$.

b./Kênh mặt cắt hình thang có $b = 10\text{m}$; $m = 2$; $n = 0,02$; $h' = 2,5\text{m}$; $h'' = 3\text{m}$.

c./Kênh nói trên với $h' = 3\text{m}$; $h'' = 3,5\text{m}$.

d./Kênh nói trên với $h' = 3,5\text{m}$; $h'' = 4\text{m}$.

c./Kênh nói trên với $h' = 2,5\text{m}$; $h'' = 4\text{m}$.

BÀI 9: Một kênh có lưu lượng $Q = 40 \text{ m}^3/\text{s}$, mặt cắt hình thang $b = 10\text{m}$; $m = 1,5$; $n = 0,025$; $I = 0,0003$. Đến một cống điều tiết chắn ngang kênh, người ta giữ cho độ sâu trước cống là $h = 4\text{m}$

Vẽ đường mặt nước trên kênh. Tính độ sâu ở cách cống 3000m về phía thượng lưu.

BÀI 10: Một kênh bằng đất nối với một dốc bằng đá xây. Đoạn kênh đất có mặt cắt hình thang $b = 8\text{m}$; $i_1 = 0,0001$; $n = 0,025$. Đoạn dốc bằng đá xây có mặt cắt cũng như trên, và $i_2 = 0,01$; $n = 0,017$. Lưu lượng $Q = 12 \text{ m}^3/\text{s}$.

Vẽ đường mặt nước trên hai đoạn đó, tính độ sâu tại mặt cắt trên kênh cách điểm chuyển tiếp sang dốc một khoảng cách 1000m về phía thượng lưu, và độ sâu tại mặt cắt ở chân dốc, cách điểm chuyển tiếp 30m về phía hạ lưu.

BÀI 11: Một kênh tiêu có lưu lượng $Q = 55 \text{ m}^3/\text{s}$, mặt cắt hình thang $b = 25\text{m}$; $m = 2$; $n = 0,025$ và dốc $i = 0,0004$. Cuối kênh này có một đoạn dài 2000m, mặt cắt cũng như trên nhưng $i = 0$, dẫn đến trạm bơm. Độ sâu ở trạm bơm giữ bằng 2m.

Vẽ đường mặt nước trên kênh. Tính độ sâu tại chỗ thay đổi độ dốc.

BÀI 12: Kênh đất, lưu lượng $Q = 2 \text{ m}^3/\text{s}$, mặt cắt hình thang $b = 1,2\text{m}$; $m = 1$; $n = 0,0225$; $i = 0,005$. Kênh này đi vào một cống dưới đường, độ sâu ở trước cống $H = 1,2\text{m}$.

Vẽ đường mặt nước trên đoạn kênh ở thượng lưu cống.

BÀI 13: Một kênh đất dẫn lưu lượng $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ có mặt cắt hình thang $b = 6\text{m}$; $m = 1$; $n = 0,025$; $i = 0,0004$. Cuối kênh là đoạn chuyển tiếp dài 20m thu hẹp dần từ $b = 6\text{m}$ đến $b = 2\text{m}$, mái dốc không đổi $m = 1$; $n = 0,017$; $I = 0,0004$. Tiếp đến là dốc nước $b = 2\text{m}$, $m = 1$, $n = 0,017$, $i = 0,09$, dài 50m. Vẽ đường mặt nước trên các đoạn kênh đất, đoạn chuyển tiếp và dốc nước.

BÀI 14: Một kênh đất hình thang có $Q = 16 \text{ m}^3/\text{s}$, $b_1 = 7\text{m}$; $m = 1,5$; $n_1 = 0,02$; $i_1 = 0,0001$ vắt qua cầu máng dài 60m, mặt cắt chữ nhật đáy rộng $b_2 = 3\text{m}$; $n_2 = 0,014$; $i_2 = 0,002$.

Từ kênh đi vào cầu máng là đoạn phi lăng trụ thu hẹp dần với $i = -0,01$; $n = 0,017$, dài 20m, mái dốc biến đổi từ $m = 1,5$ đến $m = 0$. Và ngược lại đối với đoạn từ cầu máng ra kênh.

Vẽ đường mặt nước cầu máng và vùng kênh ở thượng lưu cầu máng. Biết rằng phần kênh thượng hạ lưu cầu coi như kéo dài vô tận.

Chương III

NƯỚC NHẢY

(Hydraulic jump)

3.1 KHÁI NIỆM CHUNG

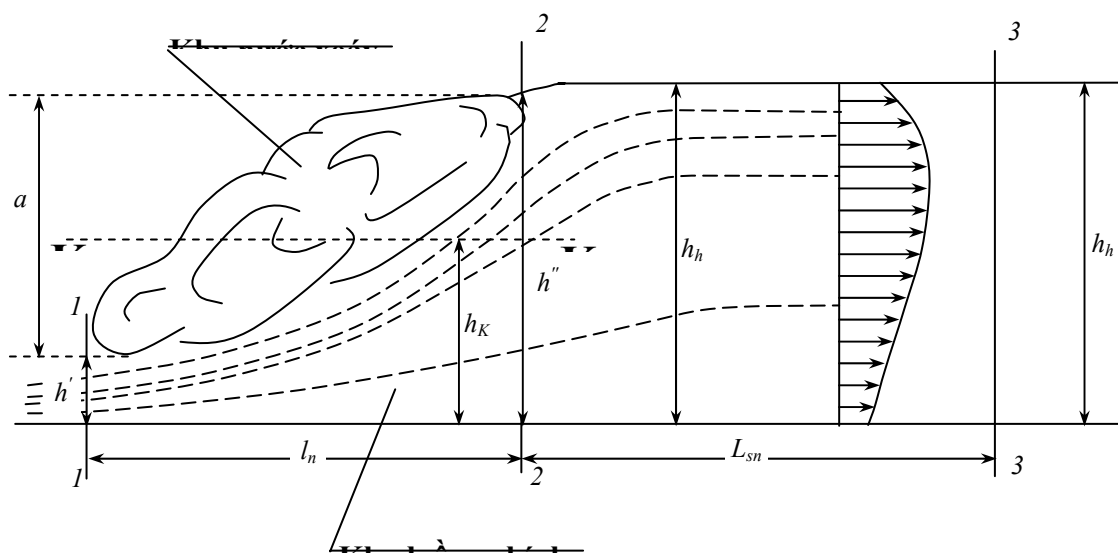
Ta thấy khi h tiến đến h_k thì $\frac{dh}{dl} \rightarrow \infty$, có hai trường hợp:

- Dòng chảy chuyển từ êm sang xiết, tức khi h từ $h > h_k$ nhỏ dần dọc theo dòng chảy chuyển sang $h < h_k$.
- Dòng chảy từ trạng thái xiết sang êm, tức khi $h < h_k$ tăng dần dọc theo dòng chảy chuyển sang $h > h_k$.

Xét trường hợp thứ nhất ta thấy dòng chảy liên tục, nhưng trong trường hợp thứ hai dòng chảy mất liên tục, bị gián đoạn trong một đoạn ngắn bởi khu nước xoáy. Hiện tượng thủy lực trong trường hợp thứ hai gọi là nước nhảy.

Như vậy: Nước nhảy là sự mở rộng đột ngột của dòng chảy từ độ sâu nhỏ hơn độ sâu phân giới sang độ sâu lớn hơn độ sâu phân giới.

Ta nghiên cứu dạng xảy ra trong lòng dẫn chữ nhật và độ dốc thuận $i > 0$, gọi là nước nhảy cơ bản. Nước nhảy gồm hai khu: **Hình 3-1**



Hình 3-1

- Khu luồng chính chảy xuôi dòng.
- Khu nước xoáy chuyển động trên mặt khu luồng chính.
- Khoảng cách giữa hai mặt cắt ướn khu nước xoáy, gọi là độ dài nước nhảy L_n .
- h' , h'' gọi là độ sâu trước nước nhảy và sau nước nhảy.
- Gọi độ cao nước nhảy là: $a = h'' - h'$.

- L_{sn} : Từ mặt cắt 2-2 đến mặt cắt 3-3 gọi là sau nước nhảy. Từ mặt cắt 2-2 chảy êm bắt đầu, nhưng phân bố lưu tốc trên chiều sâu và mạch động chưa trở lại bình ổn như dòng chảy ở hạ lưu, từ mặt cắt 3-3 trở đi mới bình ổn.

Tồn thất năng lượng khá lớn ở phạm vi nước nhảy, các nhà nghiên cứu tìm những biện pháp lợi dụng nước nhảy:

- Dùng để tiêu năng cho dòng chảy qua đập tràn.
- Tạo nước nhảy hòa lẫn chất làm sạch nước, khí vào nước để cung cấp khí.
- Tăng lưu lượng qua cống bằng cách giữ dòng chảy không ngập.
- Tăng trọng lượng trên sân tiêu năng để giảm áp lực thấm và áp lực đẩy nổi.

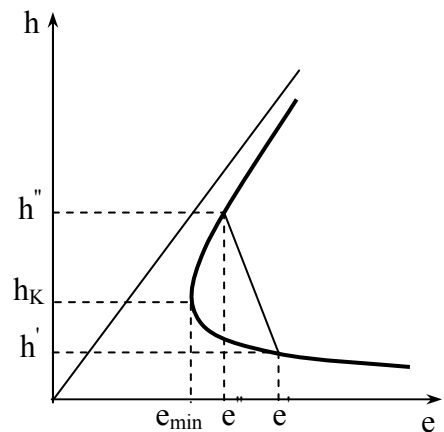
Xét dòng chảy từ xiết sang êm có bắt buộc qua nước nhảy hay không?

Ta khảo sát hàm: $e = f(h)$

Trường hợp $i = 0$, năng lượng đơn vị của mặt cắt trùng với năng lượng đơn vị của toàn dòng chảy. Nên ta có:

$$\Delta E = E'' - E' = e'' - e' = \Delta e$$

Giả sử dòng chảy xiết chuyển từ từ sang dòng chảy êm với sự biến đổi liên tục của chiều sâu từ h' qua h_k sang h'' , ta sẽ thấy năng lượng đơn vị của mặt cắt e từ e' giảm dần cho đến e_{min} , sau đó tăng lên e'' . Trong quá trình biến thiên của e như trên, không thể có được giai đoạn biến thiên liên tục từ h_k đến h'' , vì khi đó không có năng lượng bổ sung, năng lượng đơn vị của mặt cắt e của dòng chảy không thể từ e_{min} tăng lên e'' được. Như vậy dòng chảy xiết không thể từ từ chuyển sang trạng thái chảy êm được, mà còn đường quá độ duy nhất là độ sâu phải nhảy vọt từ $h' < h_k$ có $e' > e_{min}$ sang $h'' > h_k$ có $e'' > e' > e_{min}$, tức là phải qua hình thức nước nhảy.



Hình 3-2

3.2 CÁC DẠNG NƯỚC NHẢY (Type hydraulic jump)

Tùy theo điều kiện biên giới dòng chảy và tỉ số độ sâu trước nước nhảy và sau nước nhảy, ta có:

- Nước nhảy hoàn chỉnh (Hình 3-1): Xảy ra ở những kênh có mặt cắt không đổi, độ dốc đáy không đổi, độ nhám không đổi và tỉ số: $\frac{h''}{h'} \geq 2$

- Nước nhảy dâng (Hình 3-3): Là một hình thức của nước nhảy hoàn chỉnh xảy ra khi có một vật chướng ngại đặt ngang đáy, làm dâng cao mực nước sau nước nhảy tạo nên khu nước xoáy mặt lớn hơn nước nhảy hoàn chỉnh.

- Nước nhảy mặt (Hình 3-4): Xảy ra khi dòng chảy xiết từ một bậc thềm ở chân đập thoát ra để nối tiếp với dòng chảy êm. Dòng chảy có đặc điểm là khu nước xoáy hình thành ở dưới khu luồng chính, làm cho lưu tốc ở mặt tự do lớn.

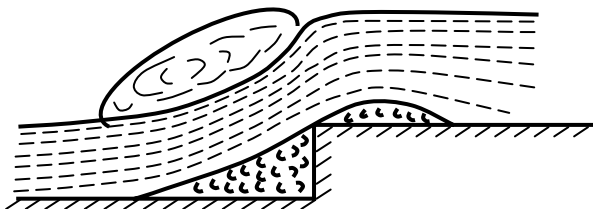
- Nước nhảy sóng (Hình 3-5): Xảy ra khi độ chênh mực nước dòng chảy êm và chảy xiết tương đối nhỏ $\frac{h''}{h'} < 2$

- Nước nhảy phẳng: bề rộng kênh không đổi.
- Nước nhảy không gian: bề rộng thay đổi.

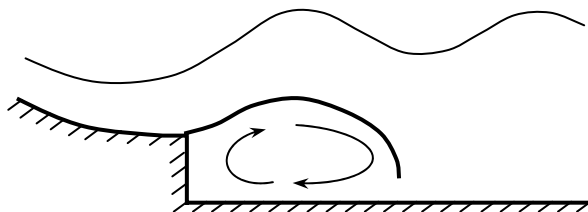
- Nước nhảy ngập (**Hình 3-6**): khi h' bị ngập.

Ngoài ra người ta còn phân loại nước nhảy theo số Fr (**Hình 3-7**). Tại mặt cắt ban đầu:

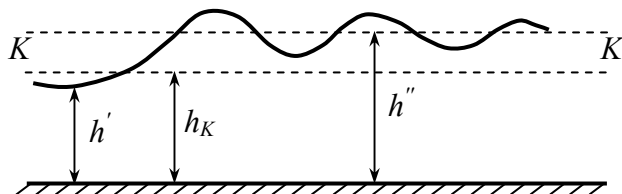
- $Fr = 1 - 3$: Nước nhảy sóng.
- $Fr = 3 - 6$: Nước nhảy yếu.
- $Fr = 6 - 20$: Nước nhảy dao động.
- $Fr = 20 - 80$: Nước nhảy ổn định tổn thất 45% năng lượng.
- $Fr > 80$: Nước nhảy mạnh tổn thất 85% năng lượng.



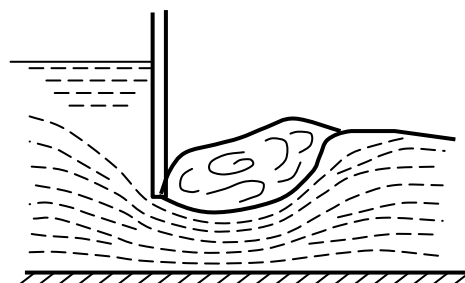
Hình 3-3: Nhảy dâng



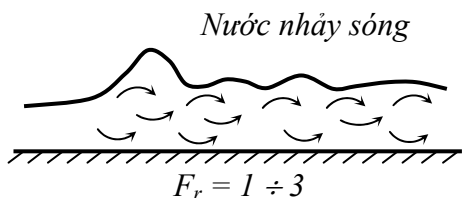
Hình 3-4: Nhảy mặt



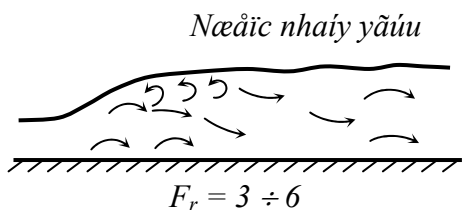
Hình 3-5: Nhảy sóng



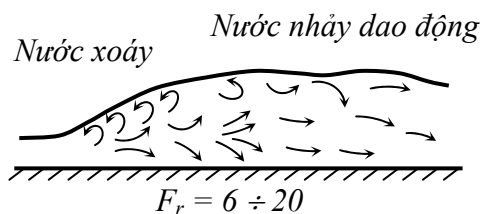
Hình 3-6: Nhảy ngập



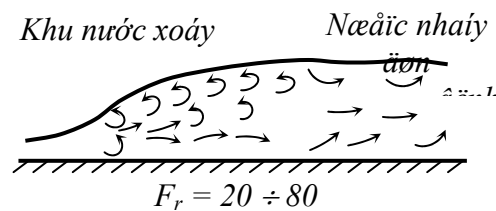
$$Fr = 1 \div 3$$



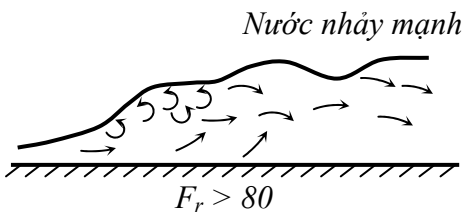
$$Fr = 3 \div 6$$



$$Fr = 6 \div 20$$



$$Fr = 20 \div 80$$



$$Fr > 80$$

Hình 3-7

3.3 NƯỚC NHẢY HOÀN CHỈNH

3.3.1 Phương trình cơ bản

Ta tìm mối liên hệ trước nước nhảy và sau nước nhảy hay gọi là những độ sâu liên hiệp của nước nhảy.

Giả thiết:

- Độ dốc đáy kênh rất nhỏ.
- Dòng chảy ổn định và thay đổi dần.
- Áp suất phân bố theo qui luật thủy tĩnh.
- Những hệ số: $\alpha_{01} = \alpha_{02} = \alpha_0 = \text{const.}$
- Lực ma sát đáy nhỏ không tính đến.

Viết phương trình động lượng theo hướng dòng chảy.

$$\alpha_0 \cdot \rho \cdot Q \cdot (v_2 - v_1) = P_1 - P_2 + G + T.$$

Trong đó:

$$P_1 = \gamma \cdot y_1 \cdot A_1$$

$$P_2 = \gamma \cdot y_2 \cdot A_2$$

y_1, y_2 độ sâu trọng tâm của mặt cắt.

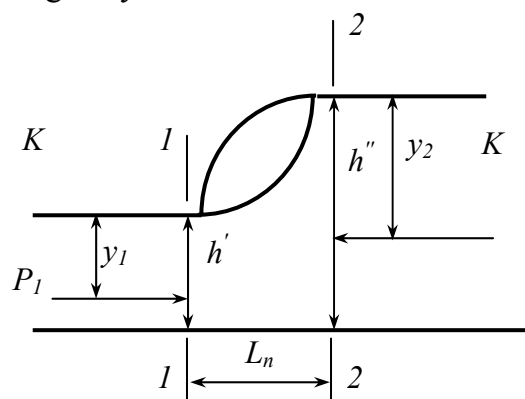
G hình chiếu lên phương dòng chảy, $G = 0$.

T lực ma sát, $T = 0$.

Vậy:

$$\alpha_0 \cdot \rho \cdot Q \left(\frac{Q}{A_2} - \frac{Q}{A_1} \right) = \gamma \cdot y_1 \cdot A_1 - \gamma \cdot y_2 \cdot A_2$$

$$\frac{\alpha_0 \cdot Q^2}{g \cdot A_1} + y_1 \cdot A_1 = \frac{\alpha_0 \cdot Q^2}{g \cdot A_2} + y_2 \cdot A_2 \quad (3-1)$$



Hình 3.8

Phương trình trên là phương trình cơ bản của nước nhảy hoàn chỉnh.

Hệ số α_0 thường lấy bằng 1 đến 1,1.

3.3.2 Hàm số nước nhảy

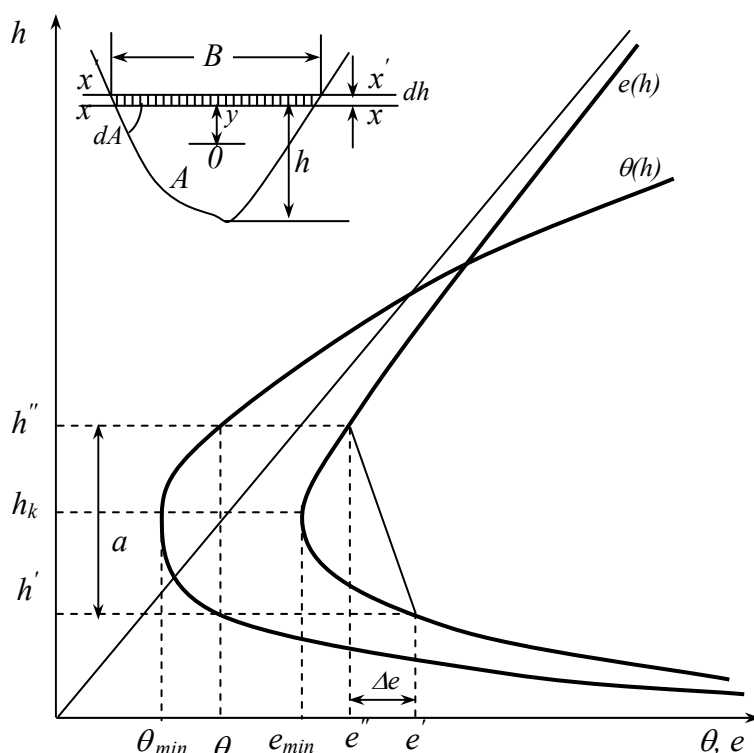
Nếu ta đặt: $\theta(h) = y \cdot A + \frac{\alpha_0 \cdot Q^2}{g \cdot A}$

(3-2)

Gọi $\theta(h)$ là hàm số nước nhảy, thì phương trình cơ bản của nước nhảy có thể viết:

$$\theta(h') = \theta(h'') \quad (3-3)$$

Từ đó ta thấy rằng nếu biết một trong hai độ sâu liên



hiệp thì có thể tìm độ sâu kia. Khảo sát hàm số nước nhảy, ta thấy rằng khi h tiến đến 0 và khi h tiến đến ∞ thì $\theta(h)$ tiến đến ∞ . Như vậy rõ ràng $\theta(h)$ có một giá trị cực tiểu trong phạm vi h biến thiên từ 0 đến ∞ . Để tìm trị số h ứng với $\theta_{\min}$ ta cần tính:

$$\frac{d\theta(h)}{dh} = 0$$

Vậy:

$$\frac{d\theta(h)}{dh} = \frac{\alpha_0 Q^2}{g A^2} B + \frac{d(y.A)}{dh} \quad (*)$$

Trong đó:

$$B = \frac{dA}{dh}$$

Biểu thức yA là moment tĩnh của diện tích đối với trục x-x trùng với mặt tự do.

Khi độ sâu h tăng lên dh , độ tăng của moment tĩnh như sau:

$$d(y.A) = [(y + dh).A + 0,5.dh.d\omega] - y.A = A.dh + 0,5.dh.dA = A.dh$$

ở đó xem: $dh.dA$ là vô cùng bé bậc cao.

$$\text{Vậy:} \quad \frac{d(y.A)}{dh} = A \quad (**)$$

Thay (**) vào (*), sau khi sắp xếp lại ta được:

$$1 - \frac{\alpha_0 Q^2}{g} \frac{B}{A^3} = 0 \quad (3-3)$$

Nhận xét:

- Phương trình này hoàn toàn giống phương trình xác định độ sâu chảy phân giới. Do đó trị số h làm cho $\theta_{\min}$ cũng làm cho $e_{\min}$. Trị số đó là $h = h_k$.
- Vẽ đồ thị $\theta(h)$ và $e(h)$ trên cùng đồ thị.
- Dựa vào $\theta(h)$ ta tìm ra độ sâu liên hiệp.
- Nếu kết hợp với đồ thị hàm số $e(h)$, ta tính được mất năng nước nhảy, xem đồ thị **Hình 3-9**.

$$\Delta E = \Delta e = e' - e'' \quad (3-4)$$

3.3.3 Xác định độ sâu liên hiệp trong kênh lắng trụ.

a. Trường hợp mặt cắt bất kỳ

Xác định độ sâu liên hiệp của nước nhảy hoàn đối với mặt cắt kênh bất kỳ có thể giải theo 2 cách sau:

✚ Giải bằng cách đúng dần.

+ Giả thử ta có h' thay vào hàm số nước nhảy (3-2) được:

$$\theta(h') = \text{const}$$

+ Sau đó thay nhiều trị số h'' vào hàm số nước nhảy, ta được:

$$\theta(h'') = \text{bien}$$

+ Cho đến khi nào ta tìm được trị số : **const** $\approx$ **bien**, điều đó có nghĩa là $\theta(h') \approx \theta(h'')$ giá trị h'' tương ứng cần tìm.

✚ Giải bằng đồ thị.

+ Ta vẽ đường cong hàm số $\theta(h)$.

+ Dựa vào đồ thị ta sẽ suy ra giá trị còn lại, như ở (Hình 3-9).

b. Trường hợp mặt cắt chữ nhật có chiều rộng là b

Ta có: $A = b.h$; $y = h/2$; $q = Q/b$.

Thay vào $\theta(h) = \theta(h'')$, ta được:

$$\begin{aligned} \frac{\alpha_0 Q^2}{g.b.h'} + \frac{1}{2} h' . b . h' &= \frac{\alpha_0 Q^2}{g.b.h''} + \frac{1}{2} h'' . b . h'' \\ \frac{\alpha_0 q^2}{g.h'} + \frac{h'}{2} &= \frac{\alpha_0 q^2}{g.h''} + \frac{h''}{2} \\ \frac{h_k^3}{h'} + \frac{h'^2}{2} &= \frac{h_k^3}{h''} + \frac{h''^2}{2} \\ h_k^3 &= h' . h'' . h'''' \end{aligned} \quad (3-7)$$

ở đó:
$$h''' = \frac{h' + h''}{2} \quad (3-8)$$

Ta có thể viết dưới dạng:
$$h''^2 + h' . h'' - 2 \frac{h_k^3}{h'} = 0$$

Giải phương trình đối với h' , ta được:

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{2h_k}{h'} \right)^3} - 1 \right] \quad (3-9)$$

Giải phương trình đối với h'' , ta được:

$$h' = \frac{h''}{2} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{2h_k}{h''} \right)^3} - 1 \right] \quad (3-10)$$

Tính h' và h'' theo hệ số Fr, ta xét:

$$Fr_1 = \frac{\alpha . Q^2}{g . A_1^3} B = \frac{\alpha . Q^2}{g . b^3 h'^3} b = \frac{\alpha . q^2}{g . h'^3} = \left(\frac{h_k}{h'} \right)^3 \quad (3-11)$$

$$Fr_2 = \frac{\alpha . Q^2}{g . \omega_2^3} B = \frac{\alpha . Q^2}{g . b^3 h''^3} b = \frac{\alpha . q^2}{g . h''^3} = \left(\frac{h_k}{h''} \right)^3 \quad (3-12)$$

Ta được:

$$h' = \frac{h''}{2} \left[\sqrt{1 + 8Fr_1} - 1 \right] \quad (3-13)$$

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8Fr_2} - 1 \right] \quad (3-14)$$

Từ (3-13) và (3-14), ta thấy điều kiện tồn tại nước nhảy hoàn chỉnh là: $\frac{h'}{h''} \geq 2$, sẽ thỏa mãn với $Fr_1 \geq 3$ và $Fr_2 \leq 0,375$

b. Mặt cắt hình thang.

Đối với mặt cắt hình thang cách giải như mặt cắt bất kỳ, tuy nhiên cần chú ý công thức xác định độ sâu trọng tâm mặt cắt:

$$y = \frac{h}{3} \frac{B + 2b}{B + b} = \frac{h}{3} \frac{3b + 2mh}{2b + 2mh} \quad (3-15)$$

Ngoài ra có thể áp dụng công thức gần đúng của A.N. Ra-kho-ma-nốp.

$$\xi_k = \frac{1.2}{\xi_k''} - 0.2 \quad (3-16)$$

$$\xi'_k = \frac{6}{1 + 5 \cdot \xi'_k} \quad (3-17)$$

Ở đó: $\xi' = \frac{h'}{h_k}; \quad \xi'' = \frac{h''}{h_k}$

3.3.4 Tổn thất năng lượng (*energy loss*)

Tổn thất năng lượng trong kênh đáy bằng ($i = 0$), tính theo phương trình Bernoulli cho mặt cắt (1-1) và (2-2). Ta được:

$$h_w = \left(h' + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2 \cdot g} \right) - \left(h'' + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2 \cdot g} \right) \quad (3-18)$$

Đối với mặt cắt chữ nhật, ta có:

$$\frac{\alpha_1 v_1^2}{2 \cdot g} = \frac{\alpha_1 q^2}{2 \cdot g \cdot h'^2} = \frac{h_k^3}{2 \cdot h'^2} = \frac{h''}{4 \cdot h'} \cdot (h' + h'')$$

$$\frac{\alpha_2 v_2^2}{2 \cdot g} = \frac{\alpha_2 q^2}{2 \cdot g \cdot h''^2} = \frac{h_k^3}{2 \cdot h''^2} = \frac{h'}{4 \cdot h''} \cdot (h' + h'')$$

Do đó:
$$h_w = \frac{(h'' - h')^3}{4h'h''} = \frac{a^3}{4h'h''} \quad (3-19)$$

Vậy tổn thất năng lượng tỉ lệ bậc ba với độ cao nước nhảy.

3.3.5 Chiều dài nước nhảy (*length of jump*)

Chiều dài nước nhảy, khoảng cách giữa hai mặt cắt ướt trước và sau nước nhảy, được xác định bằng nhiều công thức thực nghiệm hay kinh nghiệm.

Kí hiệu: L_n

Dưới đây nêu một số công thức thường sử dụng trong tính toán thiết kế.

a. Đối với kênh hình chữ nhật

- Công thức Pavolópki: $L_n = 2,5(1,9h'' - h') \quad (3-20)$

- Công thức tréctôn-xôp: $L_n = 10,3h' \left(\sqrt{Fr_1} - 1 \right)^{0,81} \quad (3-21)$

- Công thức Saphoranet: $L_n = 4,5h'' \quad (3-22)$

- Công thức Picalôp: $L_n = 4h' \sqrt{1 + 2Fr_1} \quad (3-23)$

Những công thức trên đều tìm ra với những thí nghiệm tiến hành trong phạm vi $Fr_1 > 10$.

Công thức O.M.Aivadian: $3 < Fr_1 < 400$

$$L_n = \frac{8(10 + \sqrt{Fr_1})}{Fr_1} \frac{h'' - h'}{4h'h''} \quad (3-24)$$

Công thức lý thuyết của M.A.Mikhalép:

$$L_n = 2,3a_0 \lg \frac{(a_0 + h'')(a_0 - h')}{(a_0 - h'')(a_0 + h')} \quad (3-25)$$

Với $a_0 = h' \sqrt{1 + 2Fr_1}$

Đối với kênh hình thang

Công thức thường dùng cho hình thang là

$$L_n = 5h''(1 + 4\sqrt{\frac{B_2 - B_1}{B_1}}) \quad (3-26)$$

Trong đó: B_1 và B_2 là bề rộng mặt thoáng trước nước nhảy và sau nước nhảy.

3.3.6 Chiều dài đoạn sau nước nhảy

Độ dài sau nước nhảy, tính từ mặt cắt sau nước nhảy đến mặt cắt ở đó mạch động lưu tốc lại có những trị số thường thấy ở dòng chảy đều.

Kí hiệu: L_{sn}

Dưới đây là một số công thức thường dùng.

- Công thức Vurđogô: $L_{sn} = \frac{0,4}{n} h_h \quad (3-27)$

trong đó : n là hệ số và h_h là độ sâu thường xuyên ở hạ lưu.

- Công thức Trectôxôp: $L_{sn} = (2,5 \div 3) L_{nn} \quad (3-28)$

- Công thức Cumin: $L_{sn} = 32,5 h_h - L_n \quad (3-29)$

Chú ý: Những công thức trên về độ dài sau nước nhảy đều dùng với những đáy kênh không bị xói.

3.3.7 Vị trí sau nước nhảy

Khi dòng chảy có sự thay đổi độ dốc hay qua đập tràn, mà ở đó dòng chảy từ xiết sang êm (từ động năng sang thế năng), sinh ra hiện tượng nước nhảy. Vấn đề là chúng ta cần phải biết hiện tượng nước nhảy xảy ra ở đâu:

- Trên độ dốc phía trên; phía dưới hay tại vị trí thay đổi độ dốc
- Còn đối với đập tràn tại trên đập tràn; tại ngay cuối ngưỡng tràn hay là cách xa ngưỡng tràn bao xa.

Để giải vấn đề vừa nêu chúng ta gọi là *biện luận vị trí nước nhảy*.

Ví dụ như đối với đập tràn, sau khi dòng chảy qua đập có vị trí co hẹp, gọi là h_c .

Thực hiện các bước tính toán như sau:

- Giả định độ sâu trước nước nhảy bằng với độ sâu co hẹp ($h' = h_c$), sau đó áp dụng công thức độ sâu liên hiệp tính ra h_c'' . Tùy theo h_c'' ta có:
- $h_c'' > h_h$: Nước nhảy phóng xa, lúc này vị trí nước nhảy không ở ngay vị trí co hẹp h_c mà cách xa đó một đoạn lùi về phía sau hạ lưu, gọi là *đoạn phóng xa*. Trong trường hợp này, dòng chảy thượng lưu không thể tiêu hao hết năng lượng thừa bằng cách nhảy tại chỗ, nên phải tiêu hao một phần bằng tổn thất dọc đường nước dâng kiểu c. Khi đó xem một cách gần đúng độ sâu hạ lưu bằng độ sâu sau nước nhảy, tức là:

$$h'' = h_h$$

Theo công thức độ sâu liên hiệp xác định độ sâu trước nước nhảy. Dựa vào độ sâu co hẹp và độ sâu trước nước nhảy, đường nước dâng dạng c, áp dụng phương trình vi phân dòng chảy không đều tính ra đoạn phóng xa.

- $h_c'' = h_h$: Nước nhảy tại chỗ.
- $h_c'' < h_h$: Nước nhảy ngập.

3.4 Nước nhảy ngập

3.4.1 Độ sâu liên hiệp

Viết phương trình động lượng cho hai mặt cắt (1-1) và (2-2), chiếu lên phương dòng chảy (**Hình 3-10**) với các giả thiết:

- Bỏ qua lực ma sát đáy.
- Áp suất phân bố theo qui luật thủy tĩnh.
- $\alpha_{01} = \alpha_{02} = \alpha_0 = \text{const}$

Ta có:

$$\rho \alpha_{02} \cdot q \cdot v_2 - \rho \alpha_{01} \cdot q \cdot v_c = 0.5 \cdot \gamma \cdot h_z^2 - 0.5 \cdot \gamma \cdot h_h^2$$

Chia hai vế cho γ , đồng thời thay $v_2 = \frac{q}{h_h}$

và $v_c = \frac{q}{h_c}$, ta được:

$$\frac{\alpha_0 \cdot q^2}{g \cdot h_h} - \frac{\alpha_0 \cdot q^2}{g \cdot h_c} = 0.5 \cdot h_z^2 - 0.5 \cdot h_h^2$$

Ta có :

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

Nên:

$$\frac{h_k^3}{h_h} - \frac{h_k^3}{h_c} = 0.5 \cdot (h_z^2 - h_h^2)$$

Chia hai vế cho h_c , ta được:

$$\frac{h_k^3}{h_h \cdot h_c^2} - \frac{h_k^3}{h_c^3} = \frac{1}{2} \left(\frac{h_z^2}{h_c^2} - \frac{h_h^2}{h_c^2} \right)$$

Đặt: $S = \frac{h_h}{h_c}$; $K = \frac{h_z}{h_c}$; $Fr_c = Fr_c = \left(\frac{h_k}{h_c} \right)^3$

Như vậy ta được:

$$Fr_c \cdot \frac{1}{S} - Fr_c = 0.5 \cdot (K^2 - S^2)$$

hay

$$K^2 = S^2 - 2Fr_c \left(1 - \frac{1}{S} \right) \quad (3-30)$$

Nếu đặt $K = 1$ thì $h_z = h_c$. Ta có công thức giống nước nhảy hoàn chỉnh.

Như vậy phương trình cơ bản của nước nhảy hoàn chỉnh tự do là trường hợp riêng của phương trình nước nhảy ngập.

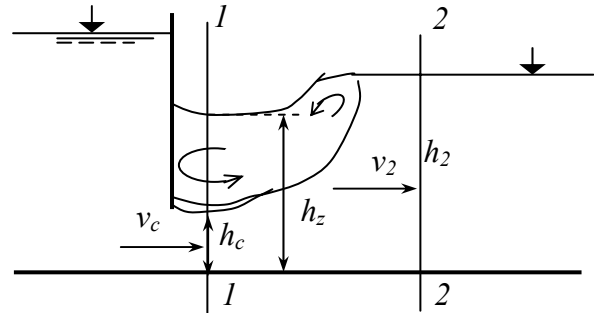
Hệ số ngập của nước nhảy được xác định xác định bởi:

$$\sigma = \frac{h_h}{h_c} \quad (3-31)$$

trong đó h_c'' là độ sâu liên hiệp của h_c trong nước nhảy tự do.

3.4.2 Chiều dài nước nhảy ngập

Chiều dài nước nhảy ngập, kí hiệu: L_{ng}



Hình

Đặt:
$$\lambda_{ng} = \frac{L_{ng}}{h_c} \quad (3-32)$$

Công thức J.Smêta:

$$\lambda_{ng} = 6(S - 1) \quad (3-33)$$

Công thức kinh nghiệm A.N.Rakhomanốp:

Với $S < 12.5$ thì $\lambda_{ng} = 6,5(S - 1,3) \quad (3-34)$

Với $S > 12.5$ thì $\lambda_{ng} = 3,5(S + 8,3) \quad (3-35)$

Công thức lý luận Lêvi:

$$\lambda_{ng} = 4,2.S.\lg\left(\frac{2}{\pi}.S^2.\sin\frac{\pi}{S}\right) \quad (3-36)$$

CÂU HỎI LÝ THUYẾT

1. Khi nào thì xảy ra hiện tượng nước nhảy.
2. Các giá trị tính nước nhảy, chủ yếu là gì.
3. Nghiên cứu nước nhảy để làm gì.
4. Phân loại nước nhảy.
5. Trường hợp nào thì nguy hiểm nhất.
6. phương trình nước nhảy.
7. Đồ thị hàm số nước nhảy.
8. Hàm số nước nhảy.
9. Hàm số nước nhảy, đạt giá cực trị khi nào.
10. Hàm số nước nhảy biến thiên ra sao.
11. Phương pháp tính độ sâu liên hiệp nước nhảy.
12. Miền xác định nghiệm các độ sâu nước nhảy.
13. Công tính độ sâu liên hiệp đối với hình chữ nhật.
14. Công tính chiều dài nước nhảy.
15. Công thức tính chiều dài sau nước nhảy.
16. Biện luận nước nhảy để làm gì, cách làm như thế nào.
17. Vẽ hình hiện tượng nước nhảy ngập, tính như thế nào.
18. Khi nước nhảy phóng xạ tính như thế nào.
19. Công thức tính lý thuyết khác công thức thực nghiệm và kinh nghiệm như thế nào.
20. Bài tập định tính nước có hiện tượng nước nhảy (Bài 7: f , g , h , I , k)

BÀI TẬP

Bài 1: Nước nhảy trong kênh lắng trụ mặt cắt chữ nhật : $b = 10 \text{ m}$; $Q = 36 \text{ m}^3/\text{s}$. Biết độ sâu trước nước nhảy $h' = 0,4\text{m}$.

- a./ Tính độ sâu liên hiệp sau nước nhảy.
- b./ Tính chiều dài nước nhảy;
- c./ Tính tổn thất năng lượng trong nước nhảy.

Bài 2: Kênh hình thang : $Q = 16 \text{ m}^3/\text{s}$; $b = 7\text{m}$; $m = 1,5$.

- a./ vẽ đường biểu diễn hàm số nước nhảy (h (và từ đó xác định độ sâu liên hiệp sau nước nhảy , biết độ sâu trước nước nhảy bằng $h' = 0,3\text{m}$.
- b./ Tính thử lại h'' bằng công thức gần đúng của Rakhomanốp;
- c./ Tính chiều dài nước nhảy.

Bài 3: Dòng chảy từ đập tràn xuống sân bậc có $q = 4 \text{ m}^3/\text{s}$.

- a./ Biết độ sâu trước nước nhảy là $h' = 0,6\text{m}$, tính độ sâu sau nước nhảy;
- b./ Biết độ sâu sau nước nhảy $h'' = 2,5\text{m}$, tính độ sâu trước nước nhảy.

Bài 4: Kênh mặt cắt hình thang : $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$; $b = 2\text{m}$; $m = 1,5$.

- a./ Vẽ đường biểu diễn hàm số nước nhảy. Tính độ sâu liên hiệp sau nước nhảy , biết độ sâu trước nước nhảy bằng $h' = 0,6\text{m}$;
- b./ Tính chiều dài nước nhảy.

Bài 5: Tính độ sâu sau nước nhảy h'' của kênh mặt cắt chữ nhật : $Q = 36 \text{ m}^3/\text{s}$; $b = 10\text{m}$. Biết $h' = 0,7\text{m}$. Tính tổn thất năng lượng và chiều dài nước nhảy.

Bài 6: Kênh mặt cắt hình thang : $b = 5\text{m}$; $m = 1$; $Q = 22 \text{ m}^3/\text{s}$. Tính h' ; biết $h' = 1,5\text{m}$.

Bài 7: Dòng chảy có lưu lượng $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ chảy từ một công trình xuống đoạn kênh bê tông (sân công trình) có độ sâu tại mặt cắt co hẹp bằng $h_c = 0,25\text{m}$. Kênh này rộng $b = 20\text{m}$ mặt cắt chữ nhật , $n = 0,014$, đáy nằm ngang $i = 0$. Tiếp theo đoạn kênh bê tông là đoạn lát bảo vệ bằng đá hộc , rồi đến kênh đất ở hạ lưu. Kênh đất mặt cắt hình thang : $m = 1$; $b = 20\text{m}$ $n = 0,0225$; $i = 0,0004$. Kênh coi như kéo dài vô tận về phía hạ lưu , không có ảnh hưởng của các công trình khác. Vẽ đường mực nước ở khu vực sân công trình và kênh. Xác định vị trí nước nhảy và chiều dài nước nhảy để định chiều dài cần thiết của sân công trình bê tông , và chiều dài sau nước nhảy để định chiều dài đoạn bảo vệ bằng đá lát , trong điều kiện không có thiết bị tiêu năng.

Bài 8: Kênh dẫn từ đập tràn đến bậc nước mặt cắt chữ nhật $b = 20\text{m}$; $i = 0,0001$; $n = 0,014$ Lưu lượng $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$.

Dòng chảy từ đập rơi xuống đầu kênh tại mặt cắt c-c , có độ sâu bằng $h_c = 0,5\text{m}$. Đến cuối kênh nước rơi tự do xuống bậc , không ảnh hưởng của dòng chảy hạ lưu. Chiều dài kênh tính từ mặt cắt c-c đến bậc nước.

Vẽ đường mặt nước trên đoạn kênh ấy; Xác định hình thức và vị trí của nước nhảy , nếu có ba trường hợp :

- a./ $L = 50\text{m}$

b./ $L = 100\text{m}$

c./ $L = 420\text{m}$.

Bài 9: Kênh chữ nhật $b = 10\text{m}$; $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$; $n = 0,014$. Đoạn trên có $i_1 = 0,047$, có độ sâu chảy đều $h_{01} = 0,29\text{m}$. Đoạn dưới có $i_2 = 0,00076$, có độ sâu chảy đều $h_{02} = 1,09\text{m}$. Hai đoạn nối với nhau tại mặt cắt c-c.

Xác định hình thức nối tiếp tại khu thay đổi độ dốc. Vẽ đường mặt nước trên và dưới mặt cắt c-c. Phía thượng và hạ lưu coi như xa vô tận, không chịu ảnh hưởng của công trình khác.

Bài 10: Cũng như Bài 8. Nhưng đoạn kênh thứ hai có $n = 0,02$; $i = 0,00013$; $h_{02} = 2,5\text{m}$.

Bài 11: Kênh có mặt cắt hình thang: $b = 2,5\text{m}$; $m = 0,5$; $n = 0,02$; $Q = 8 \text{ m}^3/\text{s}$, có hai đoạn làm với độ dốc khác nhau.

Đoạn trên có độ dốc $i_1 = 0,225$, độ sâu chảy đều $h_{01} = 0,325\text{m}$. Đoạn dưới có độ dốc $i_2 = 0,0025$, độ sâu chảy đều $h_{02} = 1,25\text{m}$. Hai đoạn nối với nhau tại mặt cắt c-c.

Xác định hình thức nối tiếp của dòng chảy.

Bài 11: Một dòng kênh có mặt cắt hình thang: $b = 8\text{m}$; $m = 1$; $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$; $I = 0,04$; $n = 0,03$.

Đập chặn dòng kênh làm dâng nước, tạo nên ở thượng lưu đập một độ sâu bằng $h = 2,25\text{m}$

Vẽ đường mặt nước trên đoạn kênh ở thượng lưu.

CHƯƠNG IV

ĐẬP TRÀN

(Spillways)

4.1 KHÁI NIỆM CƠ BẢN

4.1.1 Định nghĩa

Vật kiến trúc ngăn một dòng không áp làm cho dòng đó chảy tràn qua đỉnh gọi là đập tràn.

- b gọi là chiều rộng đập tràn hay chiều dài đoạn tràn nước. (Nếu đập có nhiều đoạn tràn mà bằng nhau, thì b là chiều rộng của một đoạn tràn và n là số cửa tràn. Như vậy chiều rộng nước tràn qua một đập có nhiều cửa bằng $n.b$)

- P_1 gọi là chiều cao đập so với đáy hoặc đáy sông thượng lưu.

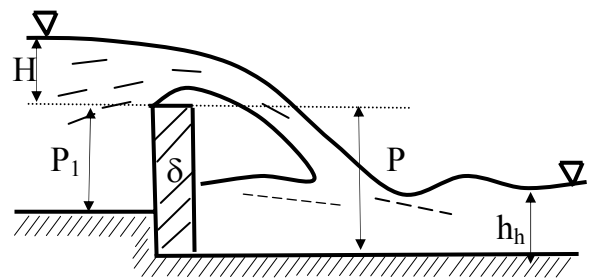
- P gọi là chiều cao đập so với đáy hạ lưu.

- δ gọi là chiều dày đỉnh đập.

- H gọi là cột nước tràn, chiều cao mặt nước thượng lưu so với đỉnh đập. Đo tại mặt cắt 0-0 cách đập từ $(3 \div 5)H$.

- h_h gọi là chiều sâu hạ lưu. (Mức nước có thường xuyên ở hạ lưu)

- $h_n = h_h - P$ gọi là độ ngập hạ lưu.



Hình 4-1

4.1.2 Phân loại đập tràn

a. Theo chiều dày đỉnh đập

- Đập tràn thành mỏng:

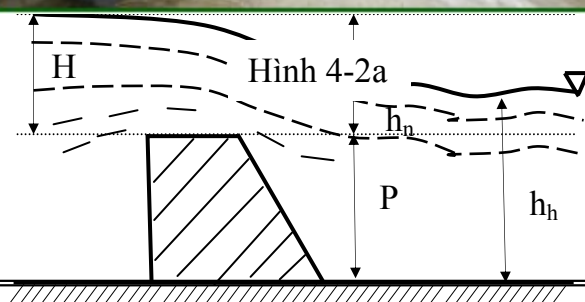
$$0 < \delta < 0,67H.$$

Chiều dày và hình dạng không ảnh hưởng đến làn nước tràn và lưu lượng. **Hình 4-2a**



- Đập tràn mặt cắt thực dụng:

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



Hình 4-2b

Khi đó chiều dày đỉnh đập ảnh hưởng đến làn nước tràn, nhưng không quá lớn. Mặt cắt đập có thể là đa giác hoặc hình cong. **Hình 4-2b và Hình 4-2c**

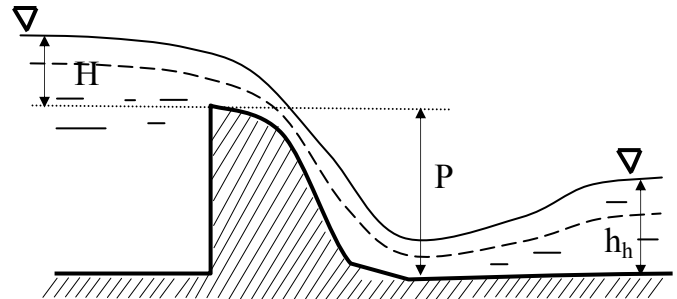
- Đập tràn đỉnh rộng:

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

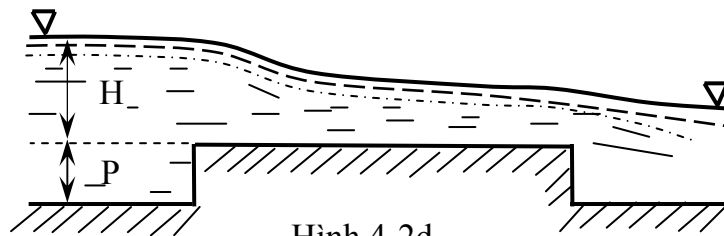
Trên đỉnh đập hình thành dòng chảy thay đổi dần. **Hình 4-2d**

- Đoạn kênh :

$$\delta > (8 \div 10)H$$

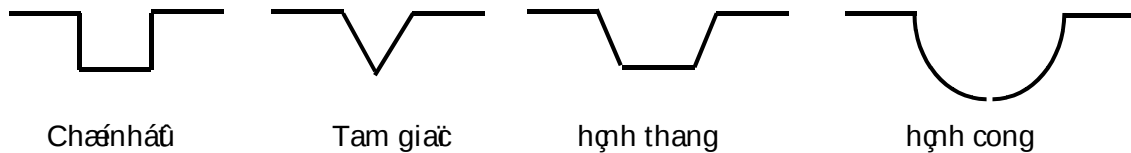


Hình 4-2c



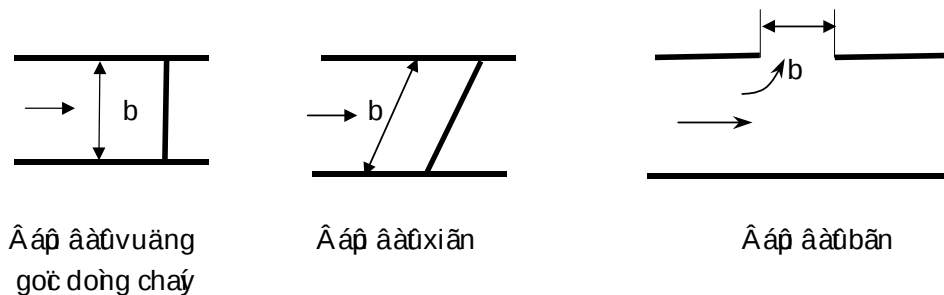
Hình 4-2d

b. Phân loại theo dạng cửa tràn



Hình 4-3.

c. Theo hướng đập so với dòng chảy chính



Hình 4-4

d. Tùy theo ảnh hưởng của mực nước hạ lưu đối với khả năng tháo nước của đập, có thể có một trong hai chế độ chảy:

- Chảy không ngập: Q, H không ảnh hưởng đến hh
- Chảy ngập: Q, H ảnh hưởng hh

Ngoài ra còn có chảy co hẹp và không co hẹp... Còn có thể nhiều cách phân loại khác nhau.

4.2 CÔNG THỨC CHUNG ĐẬP TRÀN

4.2.1 Chảy không ngập

Trong chế độ chảy không ngập, lưu lượng chảy qua đập tràn Q có quan hệ như sau:

$$Q = f(A, g, H_0)$$

Trong đó:

$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot v_0^2}{2g}; \quad (4-4)$$

A diện tích cửa tràn;

H_0 cột nước toàn phần. (bao gồm cả cột nước lưu tốc đi đến)

Trường hợp thường gặp là cửa tràn chữ nhật, thì kích thước cửa tràn biểu thị:

b là chiều rộng đập. Nên ta có quan hệ:

$$Q = f(b, H_0, g)$$

Ta có thể viết viết quan hệ này dưới dạng:

$$Q = c \cdot b^x \cdot g^y \cdot H_0^z$$

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

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

$$[Q] = [b] \cdot [g]^y \cdot [H_0]^z$$

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

Cân bằng thứ nguyên hai vế, ta được:

$$L: 3 = 1 + y + z$$

$$T: -1 = -2y$$

Giải ra ta được:

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

Vậy:

$$Q = cb\sqrt{g}H_0^{\frac{3}{2}}$$

Đặt: $m = \frac{c}{\sqrt{2}}$, ta được:

$$Q = mb\sqrt{2g}H_0^{\frac{3}{2}} \quad (4-5)$$

m là hệ số lưu lượng phụ thuộc đặc tính, cấu tạo từng loại đập.

4.2.2 Chảy ngập

Trong trường hợp chảy ngập, mực nước hạ lưu ảnh hưởng đến khả năng tháo nước của đập, làm giảm lưu lượng qua đập (khi cột nước toàn phần không đổi). Công thức tổng quát có thể viết thành:

$$Q = \sigma_n \cdot m b \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \quad (4-5)$$

σ_n là hệ số ngập ($\sigma_n < 1$), phụ thuộc chủ yếu vào mức độ ngập, tức quan hệ giữa h_n và H . Điều kiện chảy ngập và trị số ngập sẽ được xét cho từng loại đập cụ thể.

4.2.3 Ảnh hưởng co hẹp bên

Thường chiều rộng đập tràn nhỏ hơn chiều rộng của kênh, sông vì trong thực tế, một là cần hết sức rút ngắn chiều dài phần tràn nước của công trình ngăn sông; hai là do yêu cầu củng cố hai bên bờ sông ở hai đầu đập thường có mố. Do đó, dòng chảy bị thu hẹp ở hai bên, chiều rộng thực tế của dòng chảy trên đỉnh đập nhỏ hơn chiều rộng đập.

Hiện tượng đó gọi là co hẹp bên. Co hẹp làm giảm lưu lượng chảy qua đập. Công thức tổng quát đập tràn trong trường hợp có co hẹp bên có thể viết :

$$Q = \varepsilon m b \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \quad (4-6)$$

Với:

ε Hệ số co hẹp bên, phụ thuộc mức độ co hẹp và hình dạng cửa vào trên mặt bằng. Trị số co hẹp sẽ được xét riêng từng loại đập cụ thể.

4.3 ĐẬP TRÀN THÀNH MỎNG (Sharp-crested weir)

4.3.1 Các dạng nước chảy

Đối với đập tràn thành mỏng, ngoài hai chế độ chảy không ngập và chảy ngập, thì riêng trong trường hợp chảy không ngập, còn có thể có ba dạng chảy khác nhau sau đây, tùy theo tình hình thông khí cho phần không gian dưới làn nước tràn:

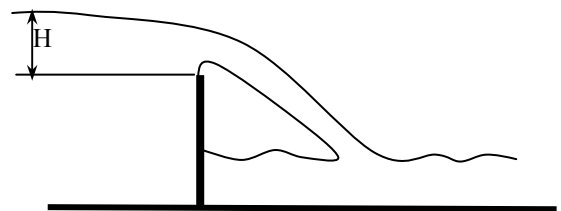
a. Chảy tự do (hình 4-5)

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

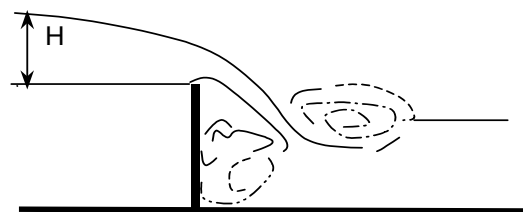
b. Chảy bị ép (hình 4-6)

Khi ở phần không gian dưới làn nước tràn, không khí bị làn nước cuốn đi mà không bổ sung đầy đủ, sinh ra chân không, làm cho làn nước không đổ được tự do mà bị ép vào gần thành đập.

c. Chảy bị ép sát (hình 4-7)



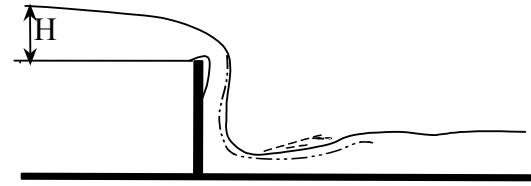
Hình 4-5



Hình 4-6

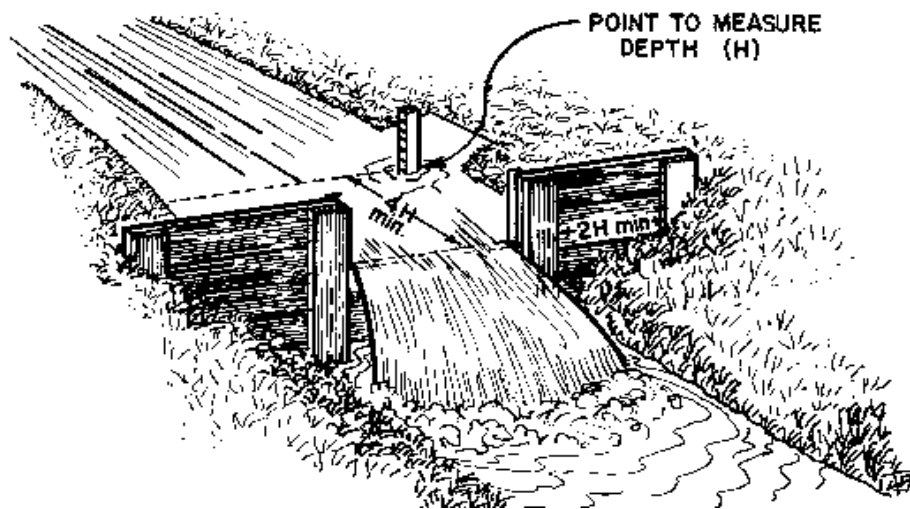
Khi cột nước H tràn nhỏ mà dưới làn nước tràn không khí không vào được tự do, thì làn nước tràn bám sát vào thành đập mà rơi xuống.

Ghi chú: Hai loại chảy bị ép và chảy bị ép sát tuy có hệ số lưu lượng m lớn hơn chảy tự do, nhưng không ổn định, làn nước lay động, hệ số lưu lượng m thay đổi. Trong chảy tự do thì làn nước tràn ổn định, hệ số lưu lượng m không đổi nên đập chảy tự do được dùng làm một công cụ đo lưu lượng trên kênh. Do đó, ở đây ta đi sâu xét cho trường hợp chảy tự do. Đập tràn thành mỏng chảy tự do không có co hẹp bên được gọi là **đập tiêu chuẩn**.



Hình 4-7

4.3.2 Công thức tính lưu lượng của đập tràn thành mỏng tiêu chuẩn



Hình 4-8

Theo công thức tổng quát :

$$Q = mb\sqrt{2g}H_0^{\frac{3}{2}}$$

Thay công thức (4-5), ta có:

$$Q = mb\sqrt{2g}\left(H + \frac{\alpha v_0^2}{2g}\right)^{\frac{3}{2}}$$

Rút H ra ngoài ngoặc, ta được:

$$Q = mb\sqrt{2g}\left(1 + \frac{\alpha v_0^2}{2gH}\right)^{\frac{3}{2}}H^{\frac{3}{2}}$$

$$Q = m_0b\sqrt{2g}H^{\frac{3}{2}} \quad (4-7)$$

với:

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

Trị số m_0 được xác định bằng thực nghiệm:

- Theo Ba-danh:

$$m_0 = \left(0.405 + \frac{0.003}{H}\right)\left[1 + 0.55\left(\frac{H}{H + P_1}\right)^2\right] \quad (4-8)$$

Phạm vi chính xác của công thức trên:

$$\begin{aligned} 0.2 \text{ m} < b < 2 \text{ m} \\ 0.24 \text{ m} < P_1 < 1.13 \text{ m} \\ 0.05 \text{ m} < H < 1.24 \text{ m} \end{aligned}$$

- Theo Tru-ga-ep : (Quy định dùng trong quy phạm tạm thời):

$$m_0 = 0.402 + 0.054 \frac{H}{P_1} \quad (4-9)$$

Phạm vi chính xác: $P_1 > 0.5H$ và $H > 0.1 \text{ m}$

Trong các phạm vi nói trên, lưu lượng tính bằng công thức đập tràn thành mỏng có thể chính xác đến 1%, do đó đập tràn thành mỏng tiêu chuẩn được dùng làm một công cụ đo lưu lượng trên kênh, chỉ cần đo cột nước H trên đập là có thể tính ngay ra lưu lượng.

4.3.3 Ảnh hưởng co hẹp bên

Ta tính theo công thức:

$$Q = m_c b \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \quad (4-10)$$

Trong đó:

$$m_c = \varepsilon m_0 = A_1 A_2 \quad (4-11)$$

Trị số m_c có thể lấy theo thực nghiệm của Ba-danh.

$$A_1 = 0.405 + \frac{0.0027}{H} - 0.03 \frac{B-b}{B} \quad (4-12)$$

$$A_2 = 1 + 0.55 \left(\frac{b}{B} \right)^2 \left(\frac{H}{H+P_1} \right)^2 \quad (4-13)$$

4.3.4 Chảy ngập

Điều kiện chảy ngập:

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

$$h_n > P \text{ hay } h_n > 0$$

ở đó: $h_n = h_n - P \quad (4-14)$

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

Điều kiện thứ 2 là:

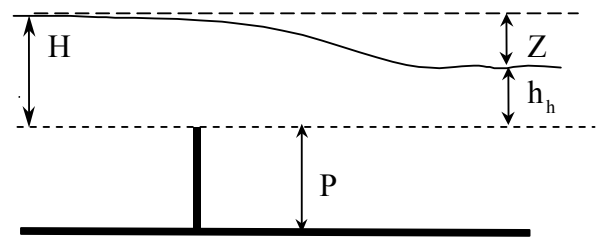
$$\frac{z}{P} < \left(\frac{z}{P} \right)_{pg}$$

trong đó:

$$\begin{aligned} z &= H - h_n; \\ \left(\frac{z}{P} \right)_{pg} &= f \left(\frac{H}{P} \right) \end{aligned} \quad (4-15)$$

Tra bảng hay đồ thị thực nghiệm, cũng có thể lấy gần đúng :

$$\left(\frac{z}{P} \right)_{pg} = 0.7 \div 0.75$$



Hình 4-8a

Nếu điều kiện thứ 2 không thỏa mãn thì *chảy tự do*, mặc dù mực nước cao hơn đỉnh đập tràn, nhưng mực nước hạ lưu không ảnh hưởng lưu lượng tràn.

Cả hai điều kiện trên thỏa, tính công thức chảy ngập như sau:

$$Q = \sigma_n m_0 b \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \quad (4-16)$$

Trong đó hệ số ngập tính theo Ba-danh:

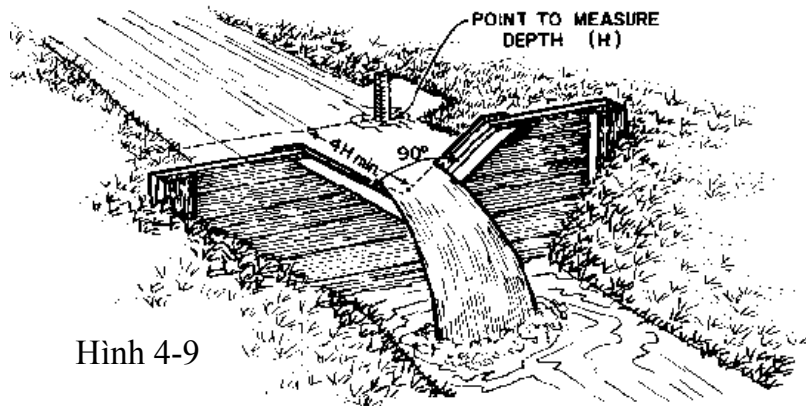
$$\sigma_n = 1.05 \left(1 + 0.2 \frac{h_n}{P} \right) \cdot \sqrt[3]{\frac{Z}{H}} \quad (4-16)$$

Nếu vừa chảy ngập vừa co hẹp bên:

$$Q = \sigma_n m_c b \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \quad (4-16)$$

4.3.5 Đập tràn thành mỏng cửa tam giác và hình thang

a. Đập tràn cửa tam giác



Hình 4-9

Cũng bằng phương pháp phân tích thứ nguyên như đã làm đối với đập cửa chữ nhật, ta được công thức tính lưu lượng của đập tràn cửa tam giác dưới dạng:

$$Q = m_0 t g \frac{\theta}{2} \sqrt{2g} H^{\frac{5}{2}}$$

trong đó :

θ Góc ở đỉnh tam giác.

Thay:

$$m_0 t g \frac{\theta}{2} = m_{tg}$$

Thì:

$$Q = m_{tg} \sqrt{2g} H^{\frac{5}{2}}$$

Đặt:

$$M_{tg} = m_{tg} \sqrt{2.g}$$

Ta được:

$$Q = M_{tg} H^{\frac{5}{2}} \quad (4-17)$$

Thường làm đập với $\theta=90^\circ$, theo thực nghiệm của Tomson trị số M_{tg} lúc đó bằng:

$$M_{tg}=0,316$$

Thay vào ta có:

$$Q=1,4H^{2,5} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (\text{H tính theo đơn vị là mét}) \quad (4-18)$$

$$Q=4,427H^{2,5} \quad (\text{l/s}) \quad (\text{H tính theo đơn vị là dm}) \quad (4-19)$$

Độ chính xác là 1% trong phạm vi $0,05\text{m} < H < 0,25\text{m}$. Trường hợp H lớn hơn dùng cửa tràn hình thang.

b) Đập tràn cửa hình thang

Đập tràn cửa hình thang được dùng để đo lưu lượng lớn quá phạm vi đập cửa tam giác, khi không thể làm được đập cửa chữ nhật không co hẹp bên.

Bằng cách phân tích thứ nguyên ta có thể thấy rằng lưu lượng qua đập cửa hình thang vẫn có dạng như cửa chữ nhật:

$$Q = m_{th} b \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}} \quad (4-20)$$

trong đó:

m_{th} : Hệ số lưu lượng của đập cửa hình thang, tất nhiên phụ thuộc góc θ ;
b là chiều rộng đáy hình thang.

Thường làm đập có $\tan(\theta)=0,25$. Gọi là đập Xipoletti, theo thực nghiệm của có:
 $m_{th}=0,42$

Nên:

$$Q = 0,42 b \sqrt{2g} H^{\frac{3}{2}}$$

Hay là:

$$Q = 1,86 b H^{\frac{3}{2}} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (4-21)$$

Công thức này được áp dụng trong điều kiện $b > 3H$, $P1 > 0$, chảy tự do và lưu tốc tới gần không đáng kể.

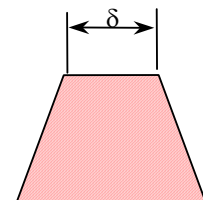
4.4 ĐẬP TRÀN MẶT CẮT THỰC DỤNG

4.4.1 Hình dạng mặt cắt

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

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

Mái dốc thượng hạ lưu khác nhau. Các đập này có cấu tạo đơn giản, dễ xây dựng bằng mọi vật liệu bê tông, gạch đá, gỗ..., nhưng có nhược điểm là có hệ số lưu lượng nhỏ so với các loại mặt cắt hình cong.

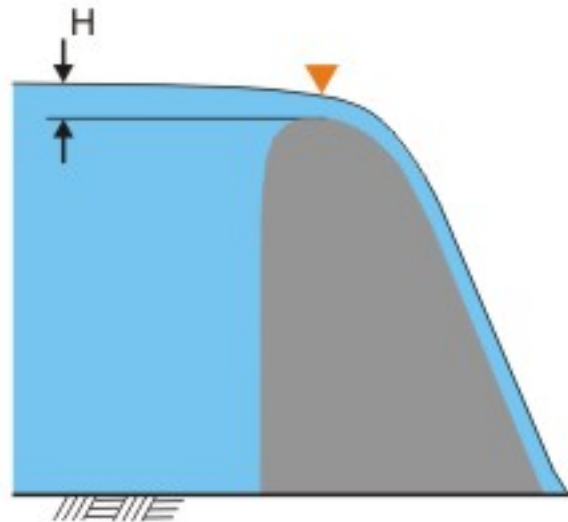


Hình 4-10

b. Mặt cắt hình cong

Có đỉnh đập và mái hạ lưu hình cong, lượn theo làn nước tràn, nên dòng chảy tràn được thuận, hệ số lưu lượng lớn, dễ tháo các vật trôi trong nước, nhưng xây dựng có phức tạp hơn. Đập mặt cắt hình cong thường có hai loại:

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



Hình 4-11

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

4.4.2 Công thức tính lưu lượng

Ta dùng công thức tổng quát(4-5):

$$Q = mb\sqrt{2g}H_0^{\frac{3}{2}}$$

Trong thực tế, các đập hình cong thường được chia thành nhiều nhịp bởi các móng trụ. Trong trường hợp đó, ta quy ước kí hiệu:

b là chiều rộng của một nhịp đập

$\sum b$ là chiều rộng tràn nước của toàn đập.

Vì chia thành nhiều nhịp nên dòng chảy tràn bị thu hẹp bên, ta có công thức tính lưu lượng của toàn đập là:

$$Q = \sigma_n \varepsilon . m \sum b \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \quad (4-22)$$

Theo qui định, nếu thỏa mãn điều kiện sau đây, thì lưu tốc đi tới đủ nhỏ để có thể bỏ qua cột nước lưu tốc $\frac{\alpha . v_0^2}{2.g}$ mà lấy $H=H_0$:

$$\Omega_t > 4. \sum bH \quad (4-23)$$

Trong đó :

Ω_t là diện tích mặt cắt dòng chảy thượng lưu đập.

4.4.3 Điều kiện chảy ngập và hệ số ngập

Điều kiện chảy ngập của đập tràn có mặt cắt thực dụng cũng như của đập tràn thành mỏng:

a. Mục nước hạ lưu cao hơn đỉnh đập.

$$h_h > P \text{ hay } h_n = h_h - p$$

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

Điều kiện này được thỏa mãn khi :

$$\frac{Z}{P} < \left(\frac{Z}{P} \right)_{p.g}$$

$\left(\frac{Z}{P} \right)_{p.g}$ đã được tính sẵn và cho ở bảng (14-1), dưới đây

Bảng 4-1: Trị số phân giới xác định trạng thái chảy đập mặt cắt thực dụng

H/P	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00	1.5	2.00
0.35	0.92	0.89	0.87	0.86	0.84	0.86	0.87	0.96	1.05
0.385	0.91	0.86	0.84	0.82	0.80	0.79	0.80	0.83	0.90
0.42	0.89	0.84	0.80	0.78	0.76	0.75	0.73	0.75	0.72
0.46	0.88	0.82	0.78	0.76	0.74	0.71	0.70	0.73	0.79
0.48	0.86	0.80	0.76	0.74	0.71	0.63	0.67	0.67	0.78

σ_n hệ số thực nghiệm cho ở bảng 14-2:

Bảng 4-2: Hệ số ngập σ_n của đập có mặt cắt thực dụng.

$\frac{h_n}{H_0}$	σ_n	
	Đập không có chân không	Đập có chân không
0.1	0.998	0.971
0.4	0.983	0.845
0.6	0.957	0.723
0.7	0.933	0.642
0.8	0.79	0.538
0.9	0.59	0.39

4.4.4 Ảnh hưởng co hẹp bên

Trong thực tế các đập, thường có chiều rộng tràn nước (b nhỏ hơn chiều rộng sông thượng lưu B, ở hai đầu đập có mố (mố bên) và trên đỉnh đập có các mố trụ, chia đập ra làm nhiều nhịp. Điều đó làm cho dòng chảy đi vào đỉnh đập bị co hẹp, chiều rộng thực tế của làn nước tràn trên mỗi nhịp không phải là b mà là:

$$b_c = \varepsilon b$$

Hệ số co hẹp được xác định bằng thực nghiệm, tính theo công thức :

$$\varepsilon = 1 - 0.2 \frac{\zeta_{m.b} + (n-1)\zeta_{m.t}}{n} \frac{H_0}{b} \quad (4-24)$$

trong đó:

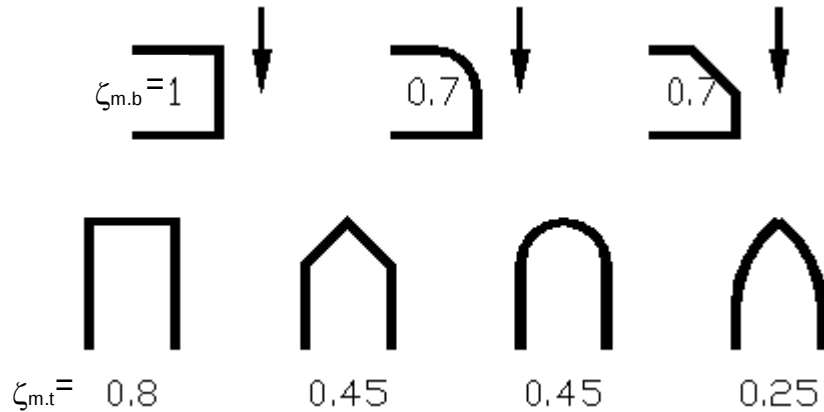
n số nhịp đập;

b chiều rộng mỗi nhịp;

$\frac{H_0}{b} > 1$ thì phải lấy $\frac{H_0}{b} = 1$ để tính;

$\xi_{m,b}$ hệ số hình dạng của mô bên, lấy các trị số ghi ở hình dưới đây;

$\xi_{m,t}$ hệ số hình dạng của mô trụ, lấy các trị số ghi ở hình dưới đây.



4.4.5 Cấu tạo mặt cắt và Hệ số lưu lượng

a. Đập hình cong không có chân không.

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

Tốt nhất và được áp dụng nhiều nhất là mặt cắt do các ông Corigior và Ôphixêrôp nghiên cứu. Corigior nghiên cứu đường cong nước rơi tự do từ đập tràn thành mỏng, rồi vẽ mặt đập hơi lún vào làn nước tràn.

Ôphixêrôp về sau nghiên cứu sửa chữa mặt cắt Corigior, gọi là kiểu Corigior - Ôphixêrôp. Bảng dưới đây cho tọa độ vẽ đường tràn của hai loại.

Bảng 4-3: Tọa độ đường cong mặt đập không có chân không vẽ theo phương pháp Corigior - Ôphixêrôp

$\bar{x} = \frac{x}{H_{tk}}$	$\bar{y} = \frac{y}{H_{tk}}$	
	Đập loại I	Đập loại II
0	0.126	0.043
0.2	0.007	0.00
0.3	0.00	0.005
0.6	0.06	0.098
1.0	0.256	0.321
1.4	0.565	0.665
1.7	0.873	0.992
2.5	1.960	1.14
3.0	2.824	3.06
4.0	4.930	5.24
4.5	6.22	6.58

Nếu đập cao, bản thân đường cong này không đủ thỏa mãn điều kiện ổn định của thân đập thì tiếp theo đường cong này là một đoạn thẳng có độ dốc theo yêu cầu ổn định của thân đập. Phần chân đập, chỗ nối tiếp với sân đập có lượn theo một cung tròn để dòng chảy xuống chân đập được thuận.

Bán kính R cung tròn này lấy theo kinh nghiệm, cho ở bảng. Khi đập thấp hơn 10m thì có thể lấy $R=0.5P$.

Bảng 4-4: Bảng trị số bán kính nối tiếp R ở chân đập

$\begin{matrix} H(m) \\ R(m) \\ P(m) \end{matrix}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	3.0	4.2	5.4	6.5	7.5	8.5	9.5	10.6	11.6
20	4.0	6.0	7.8	8.9	10.0	11.0	12.0	13.3	14.3
30	4.5	7.5	9.7	11.0	14.4	13.5	14.7	15.8	16.8
40	4.7	8.4	11.0	13.0	14.5	15.8	17.0	18.0	19.0
50	4.8	8.8	12.0	14.5	16.5	18.0	19.2	22.3	21.3
60	4.9	8.9	13.0	15.5	18.0	20.0	21.0	22.2	23.2

Phía thượng lưu mặt cắt lý thuyết nói trên, có thể làm thêm một đoạn dày a, phần trên có mặt dốc một góc α để dễ tháo các vật trôi trong nước. Trị số a và α tùy theo yêu cầu kiến trúc của thân đập. Thường $\alpha=45^\circ$.

Đập được thiết kế và xây dựng với cột nước thiết kế cho trước H_{tk} sẽ là đập không có chân không, khi đập làm việc với cột nước bằng hoặc nhỏ hơn H_{tk} . Khi $H < H_{tk}$ thì dòng chảy sẽ ma sát nhiều hơn với mặt đập nên hệ số lưu lượng giảm đi đôi chút. Khi đập làm việc với $H > H_{tk}$ thì do làn nước vòng ra xa hơn, tách khỏi mặt đập, nên đập sẽ thành có chân không, lúc đó hệ số lưu lượng tăng lên.

Do những điều kiện trên, hệ số lưu lượng của một đập cụ thể làm việc với một cột nước nào đó được xác định bằng công thức.

$$m = \sigma_{hd} \cdot \sigma_H \cdot m_{tc} \quad (4-25)$$

trong đó:

- σ_{hd} : Hệ số do thay đổi hình dạng theo cấu tạo khác với đập tiêu chuẩn, chẳng hạn do tăng đoạn a và góc α và góc β ..., tra **Bảng 14-5**;
- σ_H : Hệ số sửa chữa do cột nước H khác với H_{tk} , tra **Bảng 14-6**;
- m_{tc} : Hệ số lưu lượng được xác định cho kiểu đập tiêu chuẩn:
 - + Đập loại I có $m_{tc} = 0,504$.
 - + Đập loại II có $m_{tc} = 0,48$.

Bảng 4-5: Hệ số sửa chữa hình dạng σ_{hd}

α^0	β^0	$\frac{e}{Pl}$				
		0	0.3	0.6	0.9	1.0
15	15	0.888	0.878	0.855	0.850	0.933
	30	0.910	0.908	0.885	0.880	0.974
	60	0.927	0.925	0.902	0.805	1.0

45	15	0.915	0.915	0.911	0.919	0.919
	30	0.953	0.950	0.950	0.950	0.956
	60	0.974	0.974	0.970	0.978	1.0
75	15	0.930	0.930	0.930	0.930	0.933
	30	0.972	0.972	0.972	0.972	0.974
	60	0.998	0.998	0.999	0.999	1.0

Trong đó : e là độ dài phần thẳng đứng của mặt đập phía thượng lưu.

Bảng 4-6: Hệ số sửa chữa do cột nước σ_H

H/H_{tk}	α_0					
	15	30	45	60	75	90
0.2	0.897	0.886	0.875	0.864	0.853	0.842
0.4	0.934	0.928	0.921	0.914	0.907	0.900
0.6	0.961	0.957	0.953	0.949	0.945	0.940
0.8	0.982	0.980	0.978	0.977	0.975	0.973
1.2	1.016	1.017	1.019	1.020	1.022	1.024
1.4	1.029	1.032	1.036	1.039	1.042	1.045
1.6	1.042	1.048	1.051	1.055	1.060	1.064
1.8	1.054	1.059	1.065	1.071	1.076	1.082
2.0	1.064	1.071	1.078	1.085	1.092	1.099

4.4.6 Đập hình đa giác

Có rất nhiều kiểu: Chữ nhật, hình thang, đa giác bất kỳ, có thể có một phần là đường cong.

Các loại đập này cấu tạo đơn giản, dễ làm, nhưng hệ số lưu lượng nhỏ, $m=0,35 \div 0,45$. Thường được dùng nhiều vào các công trình thủy lợi loại nhỏ bằng vật liệu tại chỗ: đá, gạch, gỗ...

Hệ số lưu lượng của đập mặt cắt chữ nhật, theo Ba-danh:

$$m = 0.42 \left(0.70 + 0.185 \frac{H}{\delta} \right) \quad (4-25)$$

4.4.7 Các bài toán về đập tràn mặt cắt thực dụng

Thực tế thường giải quyết các bài toán sau đây về đập tràn:

- Biết chiều rộng đập b , cao trình đỉnh đập, mực nước thượng hạ lưu (tức biết H và h_h), tính lưu lượng Q .
- Biết chiều rộng đập b , lưu lượng Q , mực nước thượng hạ lưu, xác định cao trình đỉnh đập (tính H) hoặc ngược lại xác định H (tính ra cao trình đỉnh đập).
- Biết lưu lượng Q , cao trình đỉnh đập, mực nước thượng hạ lưu, tính chiều rộng đập b .

Nói chung cách giải từ công thức tổng quát.

$$Q = \sigma_n \cdot \varepsilon \cdot m \cdot \sum b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{\frac{3}{2}}$$

Ta có thể dễ dàng rút ra một trong các đại lượng Q , b , H khi biết các đại lượng còn lại. Tuy nhiên vì các hệ số σ_n , ε , m nhiều khi lại phụ thuộc yếu tố chưa biết, nên một số bài toán phải giải bằng cách tính đúng dần.

4.5 ĐẬP TRÀN ĐỈNH RỘNG (Broad-crested weir)

4.5.1 Định nghĩa

Là đập tràn có đỉnh nằm ngang, chiều cao bất kỳ, mép vào thượng lưu có thể xiên hoặc vuông cạnh.

Ngưỡng tràn có hình dạng tùy ý và chiều dày đập thỏa điều kiện.

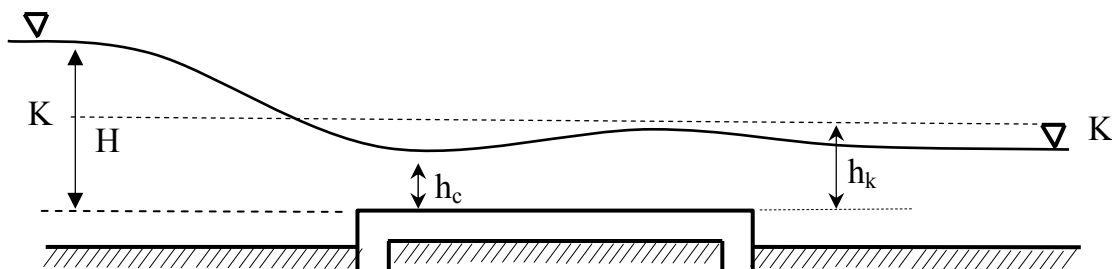
$$(2 - 3)H < \delta < (8 - 10)H$$

Hay khi $P = P_1$, nếu dòng chảy bị thu hẹp, trụ cầu, cống ở đầu kênh khi cửa cống kéo lên khỏi mặt nước ...

4.5.2 Hình dạng dòng chảy trên đỉnh đập

a. Khi chiều dày đỉnh đập thay đổi

Quan sát các dạng dòng chảy qua đập tràn có ngưỡng ($P > 0$), không co hẹp, chảy không ngập và có chiều dài thay đổi như sau:



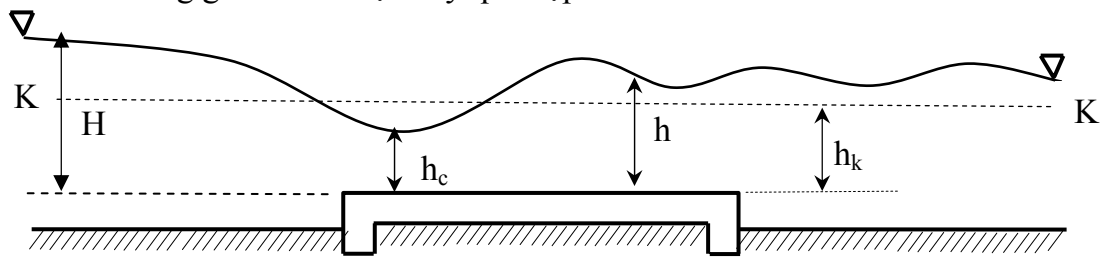
Hình 4-12

- ♦ $2H < \delta < 4H$: mực nước cắt h_k trên đỉnh đập, là trường hợp quá độ từ đập tràn thực dụng sang đập tràn đỉnh rộng.
- ♦ $3H < \delta < 8H$: có mực nước co hẹp thấp hơn độ sâu phân giới ($h_c < h_k$), đường mực nước dâng lên nhưng $h < h_k$. Đây là hình thức chảy điển hình đập tràn đỉnh rộng. (**Hình 4-12**)
- ♦ $\delta = (8 \div 10)H$: dòng chảy không đủ năng lượng để duy trì trạng thái chảy xiết trên toàn bộ chiều dài đập. Nên phần trước là chảy xiết theo đường dâng, có nước nhảy sóng trên đập và phần sau là chảy êm.
- ♦ $\delta > 10H$: Có nước nhảy sóng trên đập dần lên phía thượng lưu đè lên mặt cắt co hẹp. Đây có thể xem trường hợp dạng dòng chảy quá độ chuyển qua đoạn kênh ngắn.

b. Ảnh hưởng của mực nước hạ lưu.

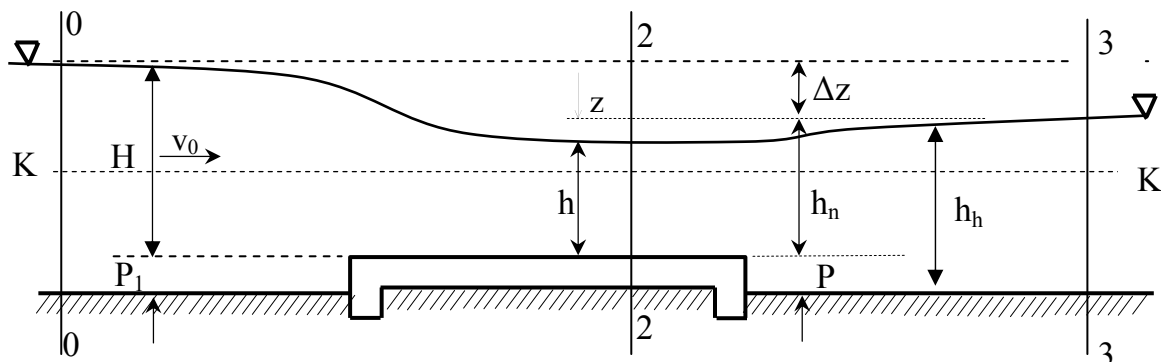
Xét các chế độ chảy ứng với chiều dài đập điển hình, khi mực nước hạ lưu dần tăng lên như sau:

- ◆ Khi mực nước hạ lưu cao hơn ngưỡng, nhưng chưa cao lắm thì dòng chảy có nước nhảy ngập hay nhảy sóng ngoài đập. Lúc này mực nước hạ lưu không ảnh hưởng gì đến chế độ chảy qua đập.



Hình 4-13

- ◆ Tăng mực nước hạ lưu tăng đến khi có nhảy sóng lan truyền đến đỉnh đập, phần trước vẫn còn chảy xiết và phần sau chảy êm có sóng. Lúc này dòng chảy tự do mặc dù h_n khá lớn. (Hình 4-13)
- ◆ Tiếp tục tăng mực nước cho đến khi nước nhảy sóng ngập mặt cắt co hẹp, mực nước hạ lưu ảnh hưởng đến lưu lượng chảy qua đập.
- ◆ Sau đó tiếp tục tăng mực nước hạ lưu thì độ sâu trên đỉnh đập tăng dần, biên độ sóng giảm, tiến tới mực nước trên đỉnh đập nằm ngang thấp hơn hạ lưu một độ cao z_2 gọi là độ cao hồi phục. (Hình 4-14)



Hình 4-14

4.5.3 Công thức tính lưu lượng của đập tràn đỉnh rộng chảy không ngập.

Viết phương trình Bernoulli qua hai mặt cắt (0-0) và (2-2) và lấy đỉnh đập làm chuẩn. Theo sơ đồ hình (4-14). Bỏ qua tổn thất cột nước trên đỉnh đập. Ta có :

$$H + \frac{\alpha v_0^2}{2g} = h + \frac{\alpha v^2}{2g} + \sum \zeta \frac{v^2}{2g}$$

thay (4-4) vào được:

$$H_0 = h + \left(\alpha + \sum \zeta \right) \frac{v^2}{2g}$$

Đặt

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \sum \zeta}}$$

Ta được:

$$v = \varphi \sqrt{2g(H_0 - h)}$$

Vậy công thức tính về đập tràn đỉnh rộng là:

$$Q = Av = \varphi A \sqrt{2g(H_0 - h)}$$

Nếu mặt cắt đập là hình chữ nhật:

$$Q = \varphi b h \sqrt{2g(H_0 - h)}$$

Ta có thể biến đổi công thức này để về dạng công thức chung của đập tràn.

$$Q = \varphi \cdot b \cdot \frac{h}{H_0} \sqrt{2g \left(1 - \frac{h}{H_0}\right) H_0^{\frac{3}{2}}}$$

Đặt $k = \frac{h}{H_0}$

Nên $Q = \varphi \cdot k \sqrt{1-k} \cdot b \cdot \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}}$

Và đặt $m = \varphi \cdot k \sqrt{1-k}$

Công thức trở về dạng chung của đập tràn:

$$Q = mb \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}} \quad (4-26)$$

Khi thỏa mãn điều kiện:

$$\Omega_i > 4 \sum bH$$

Có thể bỏ qua cột nước lưu tốc $\frac{\alpha \cdot v_0^2}{2 \cdot g}$ lấy $H_0 = H$.

$m = f(\text{co hẹp, ngưỡng đập, hình dạng mô. . .})$

Theo qui định tạm thời bộ dùng **bảng phụ lục (4-1)** tra m, có m dùng bảng tra ra φ_n như sau:

Bảng 4-7: Quan hệ giữa m và φ_n :

m	0,3	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,38	0,385
φ_n	0,77	0,81	0,84	0,87	0,9	0,93	0,96	0,98	0,99	1

Trị số m lấy trong khoảng 0,32 đến 0,38; thường lấy $m=0,35$.

4.5.4 Đập tràn đỉnh rộng chảy ngập.

a. Điều kiện chảy ngập

$$\frac{h_n}{H_0} > \left(\frac{h_n}{H_0} \right)_{p.g} = 0.75 - 0.85$$

$$\frac{h_n}{h_k} > \left(\frac{h_n}{h_k} \right)_{pg} = 1.2 - 1.4$$

b. Công thức chảy ngập

Viết phương trình Bernoulli mặt cắt (0-0) và (2-2)

Và làm tương tự như không ngập. Ta có:

$$Q = \varphi_n A \sqrt{2g(H_0 - h)}$$

Nếu là hình chữ nhật $A = bh$

và $h = h_n - z_2 \quad (4-27)$

Nên :

$$Q = \varphi_n b (h_n - z_2) \sqrt{2g(H_0 - h_n + z_2)} \quad (4-28)$$

Độ cao hồi phục Z_2 có thể xác định theo cách, viết phương Becnuiy qua hai mặt cắt (2-2) và (3-3). Ta có:

$$\frac{\alpha v^2}{2g} = z_2 + \frac{\alpha_h v_h^2}{2g} + h_w \quad \text{lấy: } \alpha = \alpha_h = 1$$

Theo Borda, ta có:

$$h_w = \frac{(v - v_h)^2}{2g}$$

Vậy:

$$z_2 = \frac{v^2}{2g} - \frac{v_h^2}{2g} - \frac{(v - v_h)^2}{2g}$$

Rút gọn ta được:

$$z_2 = \frac{v_h(v - v_h)}{g} \quad (4-29)$$

Trong trường hợp đơn giản có thể bỏ qua z_2 . Trị số này có thể tra đồ thị của Cumin. Ta có thể tính gần đúng:

$$z_2 = \xi \cdot h_k$$

Trong đó có thể lấy gần đúng $\xi = 0,1$ đến $0,2$.

Ngoài ra theo qui phạm tạm thời, tính cho các cống đồng bằng có thể tính z_2 theo công thức:

$$z_2 = \left[0,3 - \frac{\frac{h_h}{h_k} - 1,3}{3,22 \frac{h_h}{h_k} - 3,65} \right] h_k \quad (4-30)$$

trong đó :

h_h độ mực nước hạ lưu công trình ;

h_k độ sâu phân giới trên ứng với chiều rộng đập tràn.

Đối với cống đồng bằng chênh lệch mực nước $\Delta z = 0,1$ đến $0,3$.

4.5.5 Các bài toán về đập tràn đỉnh rộng

Trong thực tế thường phải giải quyết các dạng toán sau đây:

- 1) Biết chiều rộng đập b , cao trình đỉnh đập và mực nước thượng hạ lưu (P, P_1, H, h_h), tính lưu lượng Q .
- 2) Biết lưu lượng Q , cao trình đỉnh đập, mực nước thượng hạ lưu (P, P_1, H, h_h), tính chiều rộng đập b .
- 3) Biết lưu lượng Q , chiều rộng đập b , mực nước hạ lưu h_h , tính cột nước thượng lưu H (xác định cao trình đỉnh đập khi biết mực nước thượng lưu hoặc xác định mực nước thượng lưu khi biết cao trình đỉnh đập).

CÂU HỎI LÝ THUYẾT

1. Định nghĩa đập tràn.
2. Cơ sở tính toán các loại đập tràn là gì.
3. Công thức tính đập tràn phụ thuộc yếu tố chính nào.
4. Các thông số (tên các biến) tính toán đập tràn.
5. Phân loại đập tràn (theo chiều rộng, hình dạng cửa, hướng tràn, chế độ chảy...)
6. Phân loại chính các loại đập tràn theo là gì.
7. Đập tràn thành mỏng.
 - a. Hình dạng đập, các thông số
 - b. Công thức tính.
 - c. Điều kiện trạng thái chảy và giá trị tính toán.
 - d. Hệ số lưu lượng.
 - e. Công thức đối với tràn cửa tam giác.
 - f. Ứng dụng
8. Đập tràn thực dụng.
 - a. Hình dạng đập, các thông số
 - b. Công thức tính.
 - c. Điều kiện trạng thái chảy và giá trị tính toán.
 - d. Hệ số lưu lượng.
 - e. Công thức tính co hẹp
 - f. ứng dụng
9. Đập tràn đỉnh rộng.
 - a. Hình dạng đập, các thông số.
 - b. Công thức tính.
 - c. Điều kiện trạng thái chảy và giá trị tính toán.
 - d. Hệ số lưu lượng.
 - e. ứng dụng
10. Phân biệt đập tràn thực dụng khác các loại đập tràn khác nhau như thế nào.

BÀI TẬP

BÀI 1: Tính lưu lượng qua đập tràn có chiều dày đỉnh đập $\delta = 0,2\text{m}$. Chiều rộng đập tràn bằng chiều rộng kênh dẫn thượng lưu: $b = B = 1\text{m}$. Độ cao của đập $P = P_1 = 0,5\text{m}$. Cột nước $H = 0,5\text{m}$ và độ sâu sau đập $h_h = 0,7\text{m}$.

BÀI 2: Trên kênh rộng $B = 1,5\text{m}$, người ta xây một đập tràn thành mỏng cửa chữ nhật có $P = P_1 = 0,6\text{m}$. Độ sâu nước ở hạ lưu bằng $h_h = 0,8\text{m}$.

Tìm bề rộng đập b để khi tháo lưu lượng $Q = 300\text{l/s}$ thì cột nước tràn bằng $H = 0,5\text{m}$.

BÀI 3: Cho một đập tràn thành mỏng có $P = P_1 = 0,5\text{m}$; $b = 0,6\text{m}$.

Yêu cầu xác định cột nước H trước đập khi $Q = 0,4\text{ m}^3/\text{s}$ trong hai trường hợp sau :

a./ $B = 1\text{m}$; $h_h = 0,7\text{m}$.

b./ $B = 0,6\text{m}$; $h_h = 0,5\text{m}$.

BÀI 4:

Tính lưu lượng qua đập tràn thành mỏng cửa chữ nhật có $b = B = 0,5\text{m}$; $P = P_1 = 0,35\text{m}$; $H = 0,4\text{m}$. Độ sâu hạ lưu:

a./ $h_h = 0,45\text{m}$.

b./ $h_h = 0,55\text{m}$.

BÀI 5: Để nâng cao mực nước tưới trong kênh rộng $B = 2\text{m}$ có lưu lượng $Q = 1\text{m}^3/\text{s}$, độ sâu tương ứng trong kênh hạ lưu là $h_h = 0,8\text{m}$, người ta thả một hàng phai cao $P = P_1 = 0,4\text{m}$. Phai dày $\delta = 0,1\text{m}$.

a./ Tính chiều rộng tuyến tràn b để nâng mực nước thượng lưu lên độ sâu $h_{\text{thượng}} = 1\text{m}$

b./ Với chiều rộng và chiều cao của phai như trên, tính độ sâu thượng lưu khi lưu lượng là $Q = 0,8\text{ m}^3/\text{s}$ và độ sâu tương ứng trong kênh hạ lưu là $h_h = 0,7\text{m}$.

BÀI 6: Đập tràn thực dụng hình cong không có chân không kiểu Origio-Ôphixêrôp loại I, cao $P = 3,8\text{m}$, $P_1 = 3\text{m}$, có năm nhịp, mỗi nhịp rộng $b = 8\text{m}$. Mố bên và mố trụ vuông cạnh. Sông thượng lưu rộng $B = 70\text{m}$.

a./ Tính lưu lượng khi $H = H_{\text{TK}} = 2\text{m}$; độ sâu hạ lưu $h_h = 4,1\text{m}$;

b./ Tính lưu lượng khi $H = 1,6\text{m}$, độ sâu hạ lưu $h_h = 3,85\text{m}$.

BÀI 7: Đập tràn có $P = P_1 = 8\text{m}$, chia làm bảy nhịp. Mố bên và mố trụ lượn tròn. Lưu lượng thiết kế $Q_{\text{TK}} = 300\text{ m}^3/\text{s}$; cột nước thiết kế $H_{\text{TK}} = 2\text{m}$; mực nước hạ lưu thấp hơn đỉnh đập. Sông thượng lưu rộng $B = 80\text{m}$.

a./ Tính chiều rộng b và vẽ mặt cắt đập hình cong không chân không kiểu Corigio-Ôphixêrôp loại II, có $(= 450$; $(= 600$; $1/P_1 = 0,9$.

b./ Nếu làm đập hình cong có chân không đỉnh enlíp với $a/b = 2$; $r = 1,5\text{m}$ thì rút ngắn được đường tràn là bao nhiêu?

BÀI 8: Để nâng cao mực nước trên sông, ta xây dựng một đập tràn thực dụng hình cong không có chân không gồm 10 nhịp, rộng $b = 10\text{m}$. Cao trình mực nước thiết kế ở thượng lưu là $Z_{\text{TK}} = 20\text{m}$; lưu lượng thiết kế $Q_{\text{TK}} = 1580\text{ m}^3/\text{s}$. Sông rộng trung bình

$B = 160\text{m}$. Mức nước hạ lưu ứng với QTK là $Z_h = 14\text{m}$. Đáy sông thượng, hạ lưu đều ở cao trình là 6m . Đầu mố tròn.

a./ Yêu cầu xác định cao trình đỉnh đập

b./ Với đập đã thiết kế như trên, nếu mức nước thượng lưu ở cao trình $Z_t = 23\text{m}$ và $Z_h = 18\text{m}$, thì lưu lượng là bao nhiêu?

BÀI 9: Như bài 8: 14-14, nhưng đập hình cong có chân không đỉnh êlip $a/b = 2$.

BÀI 10: Tính lưu lượng qua đập tràn hình cong không có chân không kiểu Corrigior-Ôphixêrôp loại I có $P = P_1 = 3,8\text{m}$; tổng chiều rộng các cửa tràn là 90m , chia làm chín nhịp mố đầu tròn. Biết $H = H_{TK} = 2,4\text{m}$, $h_h = 5\text{m}$.

BÀI 11: Đập tràn thực dụng không có chân không loại II, có $\alpha = 750$; $\beta = 600$; $l/P_1 = 1$ có bảy nhịp mỗi nhịp rộng 5m . Mố trụ dày $0,7\text{m}$, mố bên lưng tròn, mố trụ hình nửa tròn. Đập cao $P = P_1 = 8\text{m}$. Mức nước hạ lưu thấp hơn đỉnh đập. Sông thượng lưu rộng $B = 50\text{m}$. Cột nước thiết kế mặt cắt đập là $H_{TK} = 2\text{m}$. Tính cột nước tràn khi tháo $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$.

BÀI 12: Đập tràn chắn ngang một dòng sông rộng $B = 70\text{m}$ để nâng mức nước trong mùa cạn đến cao trình $36,5\text{m}$, lưu lượng tháo lũ lớn nhất $Q_{\max} = 440 \text{ m}^3/\text{s}$, và mức nước lớn nhất cho phép ở thượng lưu là $Z_{\max} = 38\text{m}$. Tính chiều rộng đường tràn bt có thể xây đến cao trình dâng nước bình thường $36,5\text{m}$ và số đoạn đập phải lắp cửa để hạ thấp đỉnh tràn xuống cao trình 34m . Mỗi cửa rộng $b = 6\text{m}$. Mố dày $e = 1\text{m}$, đầu tròn.

Đoạn đập tràn xây đến cao trình dâng nước bình thường làm theo kiểu Corrigior-Ôphixêrôp loại I, $m_{tc} = 0,49$; đoạn lắp cửa có đỉnh dày $\alpha = 2,5$; $m = 0,44$. Đáy sông ở cao trình $29,8\text{m}$. Mức nước hạ lưu ứng với $Q_{\max}$ là $33,6\text{m}$.

BÀI 13: Tính lưu lượng qua đập tràn đỉnh rộng cửa chữ nhật, có $B = b = 3\text{m}$, ngưỡng vuông cạnh cao $P = P_1 = 0,8\text{m}$. Cột nước trước đập $H = 2\text{m}$. Chiều sâu hạ lưu $h_h = 1,3\text{m}$.

BÀI 14: Đập tràn đỉnh rộng, vừa có ngưỡng, vừa có co hẹp bên. Ngưỡng vuông cạnh, $P = P_1 = 0,5\text{m}$, cửa vào lượn tròn bán kính tường cánh $r = 1\text{m}$, rộng $b = 3\text{m}$, cột nước tràn $H = 2,4\text{m}$, Chiều sâu kênh hạ lưu $h_h = 2,5\text{m}$. Kênh thượng lưu rộng $B = 5\text{m}$. Tính lưu lượng khi:

a./Độ sâu kênh hạ lưu $h_h = 2,5\text{m}$

b./Độ sâu kênh hạ lưu $h_h = 2,75\text{m}$

c./Độ sâu kênh hạ lưu $h_h = 2,2\text{m}$.

BÀI 15: Cổng rộng $b = 4\text{m}$, dài 15m , đặt trên kênh rộng $B = 10\text{m}$, đáy cổng ngang bằng đáy kênh. Tường cánh lượn tròn với bán kính $r = 0,4\text{m}$. Khi lưu lượng $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$ thì độ sâu hạ lưu là $h_h = 2,5\text{m}$. Tính độ sâu trước cổng.

BÀI 16: Trên kênh hình thang đáy rộng 12m , $m = 1$, xây một đập tràn đỉnh rộng hai cửa chữ nhật. Tường cánh và mố giữa lượn tròn với $r = 0,4\text{m}$. Đầu ngưỡng cong tròn với $r' = 0,26\text{m}$ - trên mặt cắt dọc, ngưỡng cao $P = P_1 = 0,52\text{m}$.

Xác định chiều rộng cần thiết của mỗi cửa để tháo được lưu lượng $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ với độ sâu thượng lưu $3,12\text{m}$ và độ sâu hạ lưu $2,72\text{m}$.

BÀI 17: Tính lưu lượng qua đập tràn đỉnh rộng cửa chữ nhật, có $B=b=3\text{m}$, ngưỡng vuông cạnh cao $P=P_1=0,8\text{m}$. Cột nước trước đập $H=2,03\text{m}$. Chiều sâu hạ lưu $h_h=1,8\text{m}$.

BÀI 18: Tính lưu lượng qua đập tràn đỉnh rộng có hai cửa chữ nhật, mỗi cửa rộng $b=6\text{m}$, đáy cống ngang bằng đáy kênh, mố giữa đáy 1m , đầu mố hình nửa tròn, tường cánh lượn tròn, kênh thượng lưu rộng 20m . Cột nước trước đập $H=2,6\text{m}$. Chiều sâu hạ lưu $h_h=2,4\text{m}$.

BÀI 19: Đập tràn đỉnh rộng cao $P = P_1 = 1\text{m}$, rộng $b = 24\text{m}$, kênh thượng lưu mặt cắt hình thang, đáy rộng 30m , $m=1,5$. Tường cánh xiên góc 45° với trục dòng chảy. Mặt cắt đập vuông cạnh. Tính độ sâu kênh thượng lưu khi lưu lượng $Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$, và độ sâu kênh hạ lưu là $h_h = 1,75\text{m}$.

BÀI 20: Trên kênh hình thang đáy rộng $b = 8\text{m}$, mái dốc $m=1$, xây một cống chữ nhật không ngưỡng, tường cánh xiên góc 45° . Tính chiều rộng cống sao cho với lưu lượng thiết kế $Q=25 \text{ m}^3/\text{s}$, độ sâu hạ lưu $h_h=2,2\text{m}$, thì tạo nên độ chênh mực nước thượng hạ lưu là $\Delta z = 0,3\text{m}$.

BÀI 21: Cống điều tiết trên kênh có lưu lượng Q , có n cửa mỗi cửa rộng b , đáy cống ngang bằng đáy kênh ở cao trình $3,5\text{m}$. Mực nước thượng lưu 6m , mực nước hạ lưu $5,75\text{m}$. Kênh có mặt cắt hình thang, đáy bằng b_k , mái dốc m . Đầu cống có tường cánh mở rộng với góc $\theta = 45^\circ$. Các mố có đầu nhọn góc 90° . Tính chiều rộng b và số cửa n với các trị số Q, b_k, m , cho ở bảng dưới đây, chú ý mỗi cửa không rộng quá 4m .

TH	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Q	17,2	20,8	21,4	22,4	35,0	39,8	44,0	46,5	63,0	56,5	63,0	70,0	73,5	88,0
b_k	6	5	8	9	10	10	12	13	15	15	15	16	20	20
m	1	2	1,5	1,5	1,5	2	2	2	1,5	1,5	1,5	1,5	2	2

BÀI 22: Trên đập tràn của hồ chứa bố trí một đoạn cửa tràn thấp, rộng b , cao $P = P_1$, ngưỡng vuông cạnh, không có hẹp bên.

a./Biết cao trình đáy kênh trước và sau đập là $(0,00)$, cao trình mực nước tháo lũ thiết kế thượng lưu là Z_{TK} , cao trình mực nước hạ lưu tương ứng là Z'_{TK} , lưu lượng tháo là Q_{TK} . Xác định chiều cao ngưỡng P với các trị số $Q_{TK}, b, Z_{TK}, Z'_{TK}$ cho dưới đây.

b./ Với chiều cao ngưỡng P đã tính ở trên, Tính lưu lượng tháo lớn nhất $Q_{\max}$, biết mực nước thượng lưu lớn nhất là $Z_{\max}$ và mực nước hạ lưu tương ứng là $Z'_{\max}$.

TH	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
b	6,0	6,5	7,0	7,2	7,4	7,5	7,8	8,0	8,2	8,4	8,5	8,8	9,0	9,2
Q_{TK}	54	58	54	67	68,5	47,2	71,0	64,5	78,0	79,5	72,0	125	98,5	95,5
Z_{TK}	4,5	4,6	4,7	4,8	4,9	5,0	5,1	5,2	5,3	5,4	5,5	5,6	5,7	5,8
Z'_{TK}	1,5	1,5	1,5	2,0	2,5	3,0	2,8	3,0	3,0	3,2	3,2	3,8	3,9	3,5
$Z_{\max}$	5,6	5,6	5,8	5,7	6,0	6,4	6,8	6,5	6,4	7,0	6,8	6,3	6,4	6,8
$Z'_{\max}$	2,8	2,7	2,8	3,6	3,8	4,5	4,9	5,0	5,0	5,4	5,2	4,8	4,9	5,2

Chương V

NỐI TIẾP VÀ TIÊU NĂNG

(Transitions and energy dissipators)

5.1 NỐI TIẾP DÒNG CHẢY Ở HẠ LƯU CÔNG TRÌNH

Có hai hình thức nối tiếp:

- Hình thức nối tiếp ở trạng thái chảy đầy. Trạng thái chảy đầy là trạng thái mà lưu tốc lớn nhất của dòng chảy xuất hiện ở gần đáy kênh dẫn.
- Hình thức nối tiếp chảy mặt xảy ra ở hạ lưu có bậc thẳng đứng.

5.1.1 Nối tiếp chảy đầy

Tuỳ theo độ dốc đáy kênh dẫn, dòng chảy bình thường hạ lưu công trình có thể là chảy êm ($i < i_k$) hay chảy xiết ($i > i_k$)

a. Dòng chảy hạ lưu là dòng chảy êm

Dòng chảy đổ xuống hạ lưu hình thành mặt cắt co hẹp (c-c), độ sâu co hẹp luôn nhỏ hơn độ sâu phân giới ($h_c < h_k$). Như vậy dòng chảy qua công trình là chảy xiết nối tiếp hạ lưu là dòng chảy êm, bắt buộc phải qua nước nhảy.

Biện luận vị trí nước nhảy, giả sử $h' = h_c$ ta tính độ sâu liên hiệp h_c'' so sánh với độ sâu hạ lưu h_h , có 3 trường hợp xảy ra:

- ◆ $h_c'' = h_h$ là nước chảy tại chỗ, lúc này năng lượng thừa của dòng chảy thượng lưu sẽ được tiêu hao gần hết bằng nước nhảy. Sau nước nhảy, năng lượng còn lại của dòng chảy thượng lưu sắp xỉ năng lượng của dòng chảy trong lòng dẫn, nên nước nhảy sẽ kết thúc ở mặt cắt có độ sâu liên hiệp bằng độ sâu hạ lưu.
- ◆ $h_c'' < h_h$ là nước nhảy ngập, năng lượng thừa của dòng chảy thượng lưu không đủ để tiêu hao bằng nước nhảy tại chỗ.
- ◆ $h_c'' > h_h$ là nước nhảy phóng xa, dòng chảy thượng lưu không thể tiêu hao hết năng lượng thừa bằng nước nhảy tại chỗ, nên phải tiêu hao phần năng lượng còn lại bằng tổn thất dọc đường qua đoạn đường nước dâng dạng c, và nước nhảy. Sau nước nhảy năng lượng của dòng chảy gần bằng năng lượng của dòng chảy bình thường hạ lưu. Tức là độ sâu liên hiệp sau nước nhảy bằng độ sâu bình thường ở hạ lưu.

Ta có: $h' = h_h$ kết hợp hàm số nước nhảy tính ra $h' = h_h$

b. Dòng chảy ở hạ lưu là dòng chảy xiết

Dòng chảy trong kênh dẫn là dòng chảy xiết, nên dòng chảy qua công trình xuống kênh dẫn sẽ không có nước nhảy. So sánh độ sâu co hẹp và độ sâu hạ lưu công trình, ta có các dạng nối tiếp sau:

- ◆ $h_c = h_h$ hình thành dòng chảy đều
- ◆ $h_c > h_h$ hình thành đường nước hạ b₂

- ♦ $h_C < h_h$ hình thành đường nước dâng c_2 nối tiếp dòng chảy đều. Trường hợp này, lưu tốc thường rất lớn sinh ra xói lở hạ lưu công trình.

5.1.2 Hình thức chảy mặt

Trạng thái chảy mặt là lưu tốc lớn nhất của dòng chảy xuất hiện ở gần mặt tự do. Chỉ xảy ra khi ở chân công trình về phía hạ lưu có bậc thẳng đứng hay mũi cong.

Trong phần dưới đây ta chỉ đề cập đến tiêu năng cho chảy đáy vì gây xói lở nghiêm trọng hơn chảy mặt.

5.2 HỆ THỨC TÍNH TOÁN CƠ BẢN CỦA NỐI TIẾP CHẢY ĐÁY

Tính toán nối tiếp hạ lưu công trình bao gồm

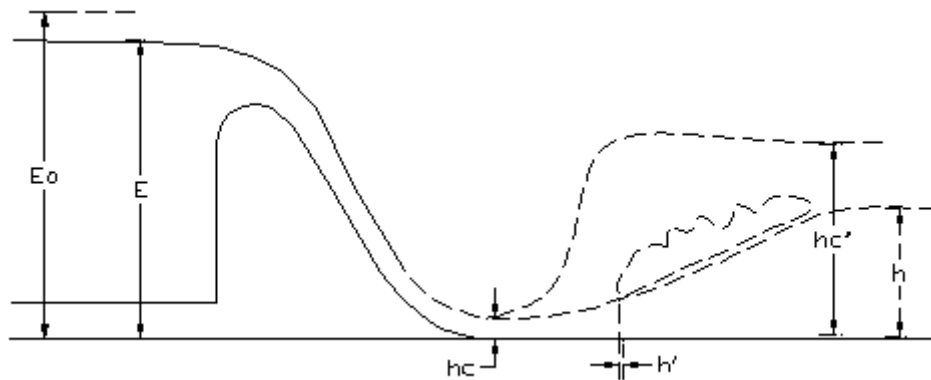
- ♦ Xác định độ sâu co hẹp h_c
- ♦ Xác định độ liên hiệp với h_c là h_c''
- ♦ So sánh h_c'' với h_h để biết tình hình thức nối tiếp.

Nếu là hình thức nhảy phóng xạ thì giải quyết tiêu năng hạ lưu công trình.

5.2.1 Xác định h_c và h_c''

Để đơn giản, ta xét bài toán phẳng và dòng chảy thay đổi dần nên áp suất phân bố theo qui luật thủy tĩnh.

Viết phương trình Bernoulli qua hai mặt cắt (o,o) và (c,c) lấy **đáy kênh hạ lưu công trình làm chuẩn**.



Hình 5-1

$$z_0 + \frac{p_0}{\gamma} + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} = z_c + \frac{p_c}{\gamma} + \frac{\alpha_c v_c^2}{2g} + hw$$

Ta có:

$$z_0 = P + H; z_c = h_c; \frac{p_0}{\gamma} = \frac{p_c}{\gamma} = \frac{p_a}{\gamma}; hw = \sum \xi \frac{v_c^2}{2g}$$

Đặt:

$$E_0 = P + H + \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g}$$

Trong đó:

- E_0 năng lượng đơn vị của dòng chảy thượng lưu so với mặt chuẩn;
- P chiều cao đập so với đáy kênh hạ lưu;
- p_a là áp suất khí quyển;
- $\sum \xi$ là hệ tổn thất năng lượng dòng chảy qua tràn, được xác định bằng thực nghiệm.

Thay tất cả các giá trị trên vào phương trình Bernoulli, ta được

$$E_o = h_c + \frac{\alpha_c v_c^2}{2g} + \sum \xi \frac{v_c^2}{2g} = h_c + (\alpha_c + \sum \xi) \frac{v_c^2}{2g}$$

Đặt: $\frac{1}{\varphi^2} = \alpha_c + \sum \xi$

Nên: $E_o = h_c + \frac{v_c^2}{2g\varphi^2}$ (5-1)

Ta biết: $Q = A_c v_c$

Vậy: $E_o = h_c + E_0 = h_c + \frac{Q^2}{2g\varphi^2 A_c^2}$ (5-2)

Do đó: $Q = \varphi A_c \sqrt{2g(E_o - h_c)}$ (5-3)

Phương trình này là phương trình cơ bản thứ nhất để tính nối tiếp thượng hạ lưu. Từ đó ta có thể xác định độ sâu co hẹp h_c .

Nếu kênh dẫn ở hạ lưu là kênh chữ nhật hay kênh có đáy rất rộng thì có thể đưa về bài toán phẳng.

Ta có: $q = \frac{Q}{b}$ (5-4)

Trong đó : q lưu lượng đơn vị; (m^3/s)

b chiều rộng của kênh dẫn. (m)

Vì vậy (5-2) và (5-3) có thể viết lại:

$$E_o = h_c + \frac{q^2}{2g\varphi^2 h_c^2}$$
 (5-5)

$$q = \varphi h_c \sqrt{2g(E_o - h_c)}$$
 (5-6)

Phương trình cơ bản thứ hai để tính nối tiếp thượng hạ lưu là phương trình nước nhảy, xác định độ sâu liên hiệp nước nhảy.

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g A_1} + y_1 A_1 = \frac{\alpha_0 Q^2}{g A_2} + y_2 A_2$$
 (5-7)

Trong trường hợp mặt cắt chữ nhật là phương trình:

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh'^3}} - 1 \right]$$
 (5-8)

Để xác định độ sâu co hẹp h_c và độ sâu liên hiệp với h_c là h_c'' , sử dụng hai phương trình (5-3) và (5-7), nếu bài toán phẳng thì với hai phương trình (5-6) và (5-8). Khi biết E_o , Q , φ ta có thể tính được h_c và h_c'' .

Biết h_c'' so với h_h ta có thể xác định được hình thức nối tiếp.

Hệ số lưu tốc φ đánh giá tổn thất năng lượng của dòng chảy qua công trình, có thể lấy các trị số theo bảng của Pavolopski. Hay lấy giá trị trung bình $\varphi = 0,95$.

Tính độ sâu co hẹp h_c từ (5-3) hay (5-6) phải làm bằng cách tính đúng dần.

Ở đây giới thiệu phương pháp I.I Agorótskin áp dụng trong bài toán phẳng.

$$\text{Đặt :} \quad \tau_c' = \frac{h_c'}{E_0} \quad (5-9)$$

$$\tau_c'' = \frac{h_c''}{E_0} \quad (5-10)$$

Thay (5-9) vào phương trình (5-6) sau khi biến đổi ta có:

$$q = \varphi \cdot \tau_c \cdot E_0^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g(1-\tau_c)}$$

hay:

$$\frac{q}{\varphi \cdot E_0^{\frac{3}{2}}} = \sqrt{2g} \tau_c \sqrt{1-\tau_c} \quad (5-11)$$

$$\text{Đặt :} \quad F(\tau_c) = \sqrt{2g} \tau_c \sqrt{1-\tau_c} \quad (5-12)$$

Do đó, từ (5-11) viết lại

$$F(\tau_c) = \frac{q}{\varphi \cdot E_0^{\frac{3}{2}}} \quad (5-13)$$

Thay (5-9) và (5-10) vào (5-8) và sau khi giản lược ta được :

$$\tau_c'' = 0.5 \tau_c \left[\sqrt{1 + 16 \cdot \varphi^2 \frac{1-\tau_c}{\tau_c}} - 1 \right] \quad (5-14)$$

Như vậy với hệ số φ xác định, mỗi trị số $F(\tau_c)$ sẽ tương ứng với một trị số τ_c và một trị số τ_c''

I.I.A gorôtskin đã lập thành bảng tính sẵn quan hệ τ_c và τ_c'' theo biểu thức (5-12) và (5-14) ứng với trị số φ thường gặp từ 0.85 đến 1.0 **Phụ lục 5-1**.

5.2.2 Xác định hình thức và vị trí nước nhảy

Với bảng đó, khi biết q , E_0 và φ ta tính $F(\tau_c)$ theo (5-13) rồi tra phụ lục ta sẽ được các giá trị τ_c và τ_c'' , từ đó tính được:

$$h_c = \tau_c \cdot E_0 \quad (5-15)$$

$$h_c'' = \tau_c'' \cdot E_0 \quad (5-16)$$

Có h_c'' ta so sánh với h_h để kết luận về hình thức nước nhảy:

- ◆ Nếu $h_c'' = h_h$ nước nhảy tại chỗ.
- ◆ Nếu $h_c'' < h_h$ nước nhảy ngập.
- ◆ Nếu $h_c'' > h_h$ nước nhảy phóng xa.

Việc xác định vị trí nước nhảy, tính chiều dài đoạn dòng chảy xiết trước nước nhảy có ý nghĩa thực tiễn quan trọng.

Ta biết trong hình thức nước nhảy xa, độ sâu sau nước nhảy chính là độ sâu dòng chảy bình thường ở hạ lưu h_h . Từ phương trình nước nhảy, ta có thể tính được độ sâu trước nước nhảy h_h' .

Như ta đã biết $h_h' > h_c$.

Đoạn dòng chảy xiết trước nước nhảy, có độ sâu ở mặt cắt trên là h_c và độ sâu ở mặt cắt dưới là h_h' . Biết hai độ sâu đó, ta dùng phương pháp tính dòng không đều sẽ xác định được chiều dài l_p (chiều dài phóng xa).

5.2.3 Giải quyết tiêu năng hạ lưu công trình

Khi dòng chảy qua công trình, nối tiếp sau hạ lưu xảy ra hiện tượng nước nhảy phóng thì bắt buộc phải đưa ra giải pháp thích hợp nhằm tiêu hao năng lượng thừa để tránh xói lở hạ lưu công trình gọi là giải quyết tiêu năng.

Giải quyết tiêu năng bằng giải pháp bố trí các công trình sao cho làm tiêu hao năng lượng dòng chảy hay nói cách khác là làm tăng năng lượng ở hạ lưu công trình, tức là làm tăng mực nước hạ lưu. Để làm tăng mực nước hạ lưu giải pháp 3 cách như sau:

- ◆ Hạ thấp đáy kênh hạ lưu phía sau công trình gọi là đào bể tiêu năng.
- ◆ Xây tường cản dòng chảy phía sau công trình gọi là xây tường tiêu năng.
- ◆ Trong trường hợp năng lượng dòng chảy rất lớn hai biện pháp trên không đạt hiệu quả thì kết hợp cả hai gọi là bể tường kết hợp.

Dưới đây trình bày cách xác định độ sâu đào bể, chiều cao tường hay bể tường kết hợp.

5.3 Tính chiều sâu bể tiêu năng

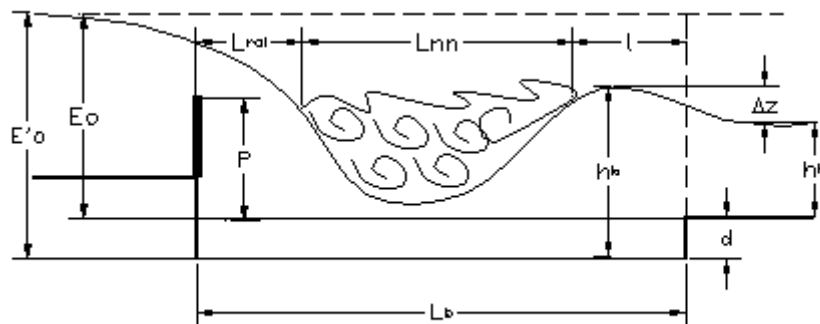
Giả thiết chiều cao công trình, mực nước thượng lưu, lưu lượng đơn vị qua công trình và quan hệ lưu lượng với mực nước hạ lưu là đã biết.

Ta biết rằng lúc chưa đào bể (lòng dẫn hạ lưu công trình Z_1) thì cột nước thượng lưu so với đáy hạ lưu là

$$E_0 = E + \frac{\alpha v_0^2}{2g} \quad (5-17)$$

Ứng với E_0 , ta tính được độ sâu co hẹp h_c và độ sâu liên hiệp với nó h_c'' .

Nếu: $h_c'' > h_b$



Hình 5-2

Ta cần phải đào sâu đáy công trình xuống một độ sâu d (cao trình Z_2) trên một chiều dài l_b , tạo thành một bể tiêu năng. **Hình 5-2**

Đào bể sao cho: $h_b > h_c''$

Trong thực tế để đảm bảo vấn đề về kinh tế và kỹ thuật (nước nhảy trong bể hay nhảy tại chỗ), người ta đào bể (chọn chiều sâu d) sao cho:

$$h_b = \sigma h_c'' \quad (5-18)$$

Trong đó: $\sigma = 1,05 \div 1,1$

Vì nếu lấy σ càng lớn thì bể đào càng sâu, hiệu suất tiêu năng càng kém. Nhưng nếu lấy $\sigma \approx 1$, thì nước nhảy không ổn định về vị trí, khi tiến lên trước gần công trình, khi lùi về phía sau hạ lưu công trình.

Từ sơ đồ (5-2), độ sâu trong bể cũng tăng lên là:

$$h_b = h_h + d + \Delta z$$

Thay (5-18) vào công thức trên rút d ra ta được:

$$d = \sigma h_c'' - h_h - \Delta z \quad (5-19)$$

♦ **Như vậy** xác định độ sâu đào bể d theo công thức (5-19), thì:

- h_c'' đã tính được như đã nói ở trên;
- h_h độ sâu hạ lưu, theo đo đạt hay từ thủy lực thủy văn có được;
- σ lấy giá trị theo hiệu quả kinh tế như trên;
- **Do đó** cần lập công thức xác định Δz .

♦ **Xác định Δz**

Ta xuất phát từ giả thiết gần đúng là coi sơ đồ dòng chảy đi ra khỏi bể như chảy ngập qua đập tràn đỉnh rộng. Δz được coi là độ chênh mực nước thượng lưu đập (là mực nước trong bể) với mực nước trên đập (là mực nước hạ lưu h_h). Vậy áp dụng công thức chảy ngập qua đập tràn đỉnh rộng:

$$q = \varphi' h_h \sqrt{2g \Delta z_0} \quad (5-20)$$

trong đó :

φ' là hệ số lưu tốc ở cửa ra của bể, có thể lấy khoảng: (0.95 - 1.00)

Δz_0 là độ chênh cột nước ở cửa ra của bể, có tính đến cột nước lưu tốc tiến gần (lưu tốc trung bình trong bể)

ta có:
$$\Delta z_0 = \Delta z + \frac{\alpha v_b^2}{2g} \quad (5-21)$$

Từ (5-20) và (5-21) ta có:

$$\Delta z = \frac{q^2}{2g \varphi'^2 h_h^2} - \frac{\alpha v_b^2}{2g}$$

mà lưu tốc trong có thể tính gần đúng bằng:

$$v_b = \frac{q}{h_b} = \frac{q}{\sigma h_c''} \quad (5-22)$$

vậy:

$$\Delta z = \frac{q^2}{2g} \left(\frac{1}{(\varphi h_h)^2} - \frac{1}{(\sigma h_c'')^2} \right) \quad (5-23)$$

♦ **Chú ý:** Khi đào sâu xuống một đoạn $d = Z_1 - Z_2$ thì cột nước thượng lưu so với đáy bể sẽ tăng lên (vì năng lượng thương lưu so với đáy kênh hạ lưu):

$$E_0' = E + d + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$$

Do E_0' tăng lên, nên h_c sẽ giảm đi, h_c'' sẽ tăng lên. Ta ký hiệu h_c'' ứng với khi có bể là (h_c'').

Δz là độ chênh mực nước chỗ ra khỏi bể cũng thay đổi theo h_c''

Tuy nhiên, do h_b tăng nhiều hơn (h_c'') nên với một độ sâu d đủ lớn, ta có thể có:

$$h_b = h_h + d + \Delta z > (h_c'')$$

Hai công thức (5-19) và (5-23) chủ yếu để tính chiều sâu bể tiêu năng. Nói chung phải tính bằng phương pháp thử dần vì Δz và h_c'' lại phụ thuộc d. Có thể tính theo các bước sau đây:

1. Tính d gần đúng lần thứ nhất theo biểu thức:

$$d_1 = h_c'' - h_h$$

hoặc giả định một trị số xấp xỉ trị số trên.

2. Với chiều sâu d_1 đã chọn, tính độ sâu co hẹp (h_c) và độ sâu liên hiệp (h_c'') theo cột nước $E_0' = E_0 + d_1$ bằng các phương pháp đã trình bày.
3. Tính Δz theo (5-23)
4. Tính chiều sâu d của bể theo (5-19)
5. Nếu giá trị d tính ra bằng hay gần bằng trị số d_1 đã chọn thì việc chọn d_1 đã đúng và độ sâu bể cần đào. Nếu hai giá trị chưa bằng nhau, cần lấy giá trị d tính lại lần nữa theo trình tự như trên cho đến khi kết quả hai lần liên tiếp xấp xỉ bằng nhau.

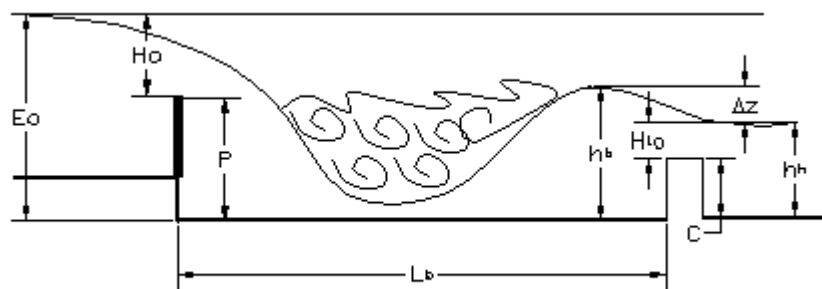
5.4 TÍNH CHIỀU CAO TƯỜNG TIÊU NĂNG

Trong trường hợp này, ta giữ nguyên cao trình đáy kênh hạ lưu và xây một tường chắn ngang dòng chảy, nước trước tường sẽ dâng lên và có độ sâu là $h_b > h_h$. Nếu lúc không làm tường ta có $h_h < h_c''$ (độ sâu liên hiệp với h_c), tức có nước nhảy xa ở hạ lưu công trình thì sau lúc làm tường, ta có thể đạt được $h_b > h_c''$, nghĩa là có nước nhảy ngập trong bể tiêu năng. Như vậy, chiều cao tường C được định ra xuất phát từ điều kiện:

$$h_b = \sigma h_c'' \quad (5-24)$$

Trong đó : $\sigma = 1.05 \div 1.10$

Từ hình vẽ ta thấy:
$$h_b = C + H_1 \quad (5-25)$$



Hình 5-3

Trong đó:

- C chiều cao tường;
- H_1 cột nước trên tường tiêu năng.

Thay (5-24) vào (5-25), ta được:

$$C = \sigma h_c'' - H_1 \quad (5-26)$$

Giả thiết rằng tường tiêu năng làm việc như một đập tràn có mặt cắt thực dụng chảy ngập, ta sẽ xác định được cột nước H_1 trên đỉnh đập bằng công thức của đập tràn.

$$H_{10} = H_1 + \frac{\alpha v_b}{2g} = \left(\frac{q}{\sigma_n m' \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (5-27)$$

trong đó:

- m' hệ số lưu lượng của tường tiêu năng, có thể lấy $m' = 0.40 \div 0.42$
- σ_n hệ số ngập của đập tràn thực dụng phụ thuộc vào $\frac{h_n}{H_{10}}$ **tra bảng 3-14**

Thay (5-22) vào (5-27) biến đổi tính ra cột nước H_1

$$H_1 = \left(\frac{q}{\sigma_n m' \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} - \frac{\alpha}{2g} \frac{q^2}{(\sigma \cdot h_c'')^2} \quad (5-28)$$

Bằng các công thức (5-26) và (5-28), ta có thể xác định được chiều cao tường C. Nhưng vì hệ số ngập σ_n trong công thức (5-28) lại phụ thuộc $h_n = h_h - C$, nên nói chung bài toán phải giải bằng cách tính đúng dần.

Có nhiều cách thử, có thể theo cách tính như sau:

1. Sau khi tính được h_c và h_c'' , ta tính H_1 theo (5-28), trong đó cho $\sigma_n = 1$, rồi tính C theo (5-26).
2. Nếu $C > h_h$ thì kết quả tính trên là đúng.
3. Nhưng thường $C < h_h$ nghĩa là tường làm việc như đập chảy ngập, $\sigma_n < 1$. Lúc đó, ta lấy trị số C hơi nhỏ hơn trị số vừa tính được ở trên, và tính

$$h_n = h_h - C$$
4. Tính $\frac{h_n}{H_{10}}$ để tìm hệ số ngập σ_n theo bảng hệ số ngập của đập tràn có mặt cắt thực dụng (bảng 4-2) và tính lại chiều cao tường.
5. Sau khi tính được C luôn luôn phải chú ý kiểm tra lại dạng nước nhảy sau tường. Nếu sau tường có nước nhảy xa ta phải làm tiếp tường thứ hai và trong trường hợp cần thiết có thể cần đến tường thứ ba, v.v. . . Sao cho tường cuối cùng có được nước nhảy ngập.
6. Việc tính toán các tường tiếp sau tương tự như đối với tường đầu, nhưng trong trường hợp đó thì nên kết hợp vừa đào sâu đáy vừa xây tường, tức làm bề tiêu năng kết hợp sẽ có lợi hơn là xây dựng nhiều tường nối tiếp nhau.

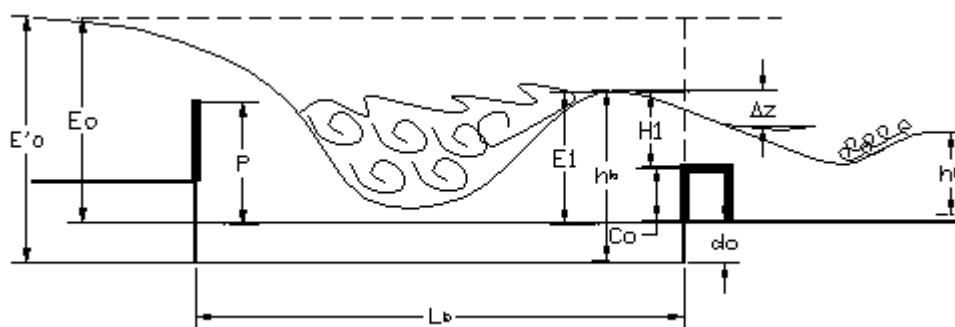
5.5 Tính toán thủy lực bề tiêu năng kết hợp

Trong thực tế, có nhiều trường hợp nếu làm bể tiêu năng chỉ bằng cách hạ thấp đáy kênh hạ lưu hoặc chỉ bằng cách xây tường thì không hợp lý.

Trong trường hợp thứ nhất, bề sẽ rất sâu, đáy kênh hạ lưu phải hạ thấp quá nhiều, như vậy ta đã làm cho chiều cao đập tăng lên. Do đó, điều kiện nổi tiếp và tiêu năng ở hạ lưu đập sẽ nặng nề thêm.

Trong trường hợp thứ hai, tường sẽ phải quá cao, sau tường rất có khả năng xảy ra nước nhảy xa và ta phải làm tiếp tường thứ hai. . . Trong điều kiện như thế, tốt hơn hết là kết hợp cả hai biện pháp trên, vừa hạ thấp đáy kênh vừa làm tường, gọi là bề tiêu năng kết hợp. Thực tế chúng tôi dùng biện pháp này trong nhiều trường hợp rất có lợi về mặt kinh tế và kỹ thuật.

Sau đây trình bày cách xác định hai trị số d và C . Xem sơ đồ ở **hình 5-4**, ta thấy độ sâu trong bể tiêu năng kết hợp tường là:



Hình 5-4

$$h_b = d + C + H_1$$

Ta cần có nước nhảy ngập trong bể, nghĩa là :

$$h_b = \sigma h_c''$$

Vậy :

$$d + C = \sigma h_c'' - H_1 \quad (5-29)$$

H_1 vẫn xác định bằng công thức (5-28) như trường hợp trên.

Trong phương trình (5-29) có hai đại lượng chưa biết là d và C . Có hai cách đặt vấn đề để giải quyết

5.5.1 Tự chọn

Tự định một trong hai đại lượng d hoặc C và tìm ra đại lượng còn lại, sau đó điều chỉnh sao cho chiều sâu đào bể d và chiều cao tường C có một tỷ lệ lợi nhất và hợp lý nhất về kỹ thuật và kinh tế. Như vậy, việc tính toán xác định d khi đã định trước C (hoặc ngược lại) có thể tiến hành bằng cách dùng các công thức (5-28) và (5-29). Bài toán nói chung phải giải bằng cách đúng dần.

5.5.2 Xác định chiều cao tường lớn nhất

Xác định chiều cao tường lớn nhất có thể được miễn là, sao cho dòng chảy qua tường là chảy không ngập còn nước nhảy sau tường là nước nhảy ngập; còn thì đào sâu sân công trình để đảm bảo trong bể có nước nhảy ngập.

Muốn vậy, trước hết ta xét trường hợp làm sao cho sau tường có nước nhảy tại chỗ. Chiều cao tường ứng với trường hợp đó ký hiệu là C_0 .

a. Xác định C_0

Khi có nước nhảy tại chỗ ở sau tường thì độ sâu co hẹp ở sau tường h_{c1} chính là độ sâu liên hiệp với dòng chảy bình thường ở hạ lưu:

$$h_{c1} = \frac{h_h}{2} \sqrt{1 + \frac{8\alpha_0 q^2}{gh_h^3}} - 1 \quad (5-30)$$

Độ sâu co hẹp h_{c1} với cột nước toàn phần E_{01} ở trước tường (trong bể) so với đáy hạ lưu có quan hệ với nhau theo công thức:

$$E_{10} = h_{c1} + \frac{q^2}{\phi'^2 \cdot 2gh_{c1}^2} \quad (5-31)$$

Xem **hình 5-4** vẽ, ta lại có:

$$E_{10} = C_0 + H_{10} \quad (5-32)$$

Trong đó H_{10} là cột nước toàn phần trên đỉnh tường, tính bằng công thức đập tràn thực dụng chảy không ngập:

$$H_{10} = \left(\frac{q}{m' \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (5-33)$$

Từ (5-32), ta có:

$$C_0 = E_{10} - H_{10} \quad (5-34)$$

Thay (5-31) và (5-33) vào (5-34), ta được:

$$C_0 = h_{c1} + \frac{q^2}{\phi'^2 \cdot 2g \cdot h_{c1}^2} - \left(\frac{q}{m' \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (5-35)$$

b. Xác định d_0

Trị số d_0 xác định từ (5-29), ta có

$$d_0 + C_0 + H_1 = \sigma h_c''$$

$$d_0 = \sigma h_c'' - (C_0 + H_1) = \sigma h_c'' - E_1$$

$$d_0 = \sigma h_c'' - \left(E_{10} - \frac{\alpha v_b^2}{2g} \right)$$

thay (5-22), ta được:

$$d_0 = \sigma h_0'' - \left(E_{10} - \frac{\alpha q^2}{2g(\sigma h_c'')^2} \right) \quad (5-36)$$

Vì h_c'' lại phụ thuộc d_0 nên bài toán này cũng phải giải bằng tính đúng dần.

Sau khi có d_0 và C_0 ta giảm C_0 đi một ít, và tăng d_0 lên một ít để có nối tiếp bằng nước nhảy ngập ở trong bể và sau tường. Chú ý là cần tăng d_0 nhiều hơn là giảm C_0 .

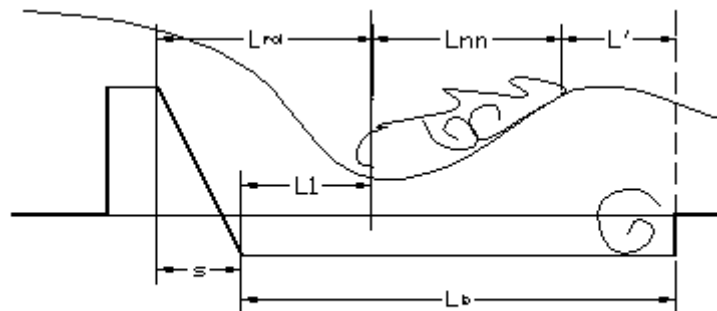
Cuối cùng kiểm tra lại xem có thỏa mãn điều kiện:

$$h_b = d + C + H_1 > \sigma h_c''$$

Ở đây H_1 tính theo công thức (5-28)

5.6 Tính toán chiều dài bể tiêu năng

Cũng như việc xác định chiều sâu của bể tiêu năng (hay chiều cao tường tiêu năng), việc xác định chiều dài của bể tiêu năng là một vấn đề hết sức quan trọng và khó khăn, cho đến nay vẫn chưa có lời giải bằng lý thuyết. Vì vậy, trong thiết kế người ta thường dùng các công thức thực nghiệm mà kết quả tính ra nhiều lúc sai lệch nhau khá lớn.



Hình 5-5

Khi tính chiều dài bể cần phân biệt, hai trường hợp sau:

- ◆ **Trường hợp 1:** Khi bể nằm sau đập có mặt tràn hình cong thuận, chiều dài bể sẽ tính từ mặt cắt co hẹp (C-C). Vị trí của mặt cắt này phụ thuộc vào kết cấu của đập.
- ◆ **Trường hợp 2:** Khi bể nằm sau một tường thẳng đứng hoặc nghiêng thì chiều dài bể không phải tính từ mặt cắt co hẹp mà tính từ chân công trình.

Như vậy, so với trường hợp 1, thì chiều dài bể tăng lên một đoạn l_1 , là khoảng cách từ chân công trình đến mặt cắt co hẹp. Trị số l_1 này hoàn toàn tùy thuộc chiều dài nước rơi và mái dốc hạ lưu công trình, ta sẽ xét sau.

Từ hình vẽ, ta thấy rằng khi trong bể có nước nhảy ngập, sẽ tồn tại hai khu nước có trục nằm ngang. Chiều dài của bể phải được định ra sao cho nước nhảy ngập nằm gọn trong đó, đồng thời sao cho khu nước vật trên và khu nước vật dưới không che lấp lẫn nhau, tức là sao cho dòng chảy đi đến ngưỡng ra của bể tiêu năng được bình thường. Điều đó có nghĩa là bể phải được chọn sao cho mặt cắt (m-m) là mặt cắt cuối của khu nước vật dưới. Nếu cho phép trong bể xảy ra nước nhảy tại vị trí phân giới thì xuất phát từ lý luận trên, ta có:

$$l_b = l_n + l' + l_1 \quad (5-26)$$

trong đó:

l_n chiều dài của nước nhảy hoàn chỉnh, không ngập;

l' chiều dài khu nước vật dưới.

Thực tế thì trong bể là nước nhảy ngập, có chiều dài l_{nn} (chiều dài nước nhảy ngập) bé hơn l_n ở trên, nên chiều dài bể thực ra không cần lớn như tính ở trên. Vì lý do đó, nhiều tác giả đã đề ra công thức tính l_b cho những trị số bé hơn trị số tính toán một ít.

Chẳng hạn theo, giáo sư M.Đ. Tréctouxop đề ra công thức sau:

$$l_b = \beta l_n + l_1 \quad (5-27)$$

trong đó: β một hệ số kinh nghiệm, lấy (0,70 ÷ 0,80)

Theo V.Đ.Durin đưa ra công thức thực nghiệm tính chiều dài bể tiêu năng kết hợp:

$$l_b = 3,2\sqrt{H_0(C+d+0,83H_0)} + l_1 \quad (5-28)$$

I.I. Agorôtskin đưa ra công thức:

$$l_b = 3h_b + l_1 \quad (5 - 29)$$

Cần chú ý rằng tiêu năng quá dài thì không cần thiết, nhưng nếu ngắn quá thì có thể không hình thành nước nhảy ở trong bể mà dòng chảy sẽ diễn ra ở ngoài bể. Khi đó, bể không những không thực hiện được nhiệm vụ tiêu năng mà dòng chảy vọt ra có thể làm xói lở và phá hoại lớp gia cố lòng dẫn hạ lưu sau bể.

Tính l_1

Từ sơ đồ hình, ta có:

$$l_1 = l_{roi} - S \quad (5-30)$$

trong đó:

S là chiều dài nằm ngang của mái dốc hạ lưu công trình;

l_{roi} là chiều dài nằm ngang của dòng nước rơi tính từ cửa công trình đến mặt cắt co hẹp, được tính theo các công thức thực nghiệm sau:

1. Chảy qua đập tràn thực dụng, mặt cắt hình thang.

$$l_{roi} = 1,33\sqrt{H_0(P+0,3H_0)} \quad (5-31)$$

2. Chảy qua đập tràn thực dụng có cửa cống trên đỉnh đập.

$$l_{roi} = 2\sqrt{H_0(P+0,32a)} \quad (5-32)$$

3. Chảy qua đập tràn đỉnh rộng.

$$l_{roi} = 1,64\sqrt{H_0(P+0,24H_0)} \quad (5-33)$$

4. Chảy từ bậc xuống.

$$l_{roi} = P + h_k \quad (5 - 33)$$

5.7 LƯU LƯỢNG TÍNH TOÁN TIÊU NĂNG

Khi công trình làm việc có lưu lượng biến đổi từ giá trị nhỏ nhất $Q_{\min}$ đến lưu lượng $Q_{\max}$. Nên khi tính toán với lưu lượng nào gây ra sự bất lợi nhất, gọi là lưu lượng tiêu năng, kí hiệu Q_{tn} .

Trường hợp bất lợi nhất là lúc năng lượng dòng chảy dư thừa không tiêu hao hết khi qua công trình, sinh ra nước nhảy phóng xa lớn nhất, tức đoạn nước dâng dạng c sau mặt cắt co hẹp là dài nhất. Trong tính toán ta so sánh $(h_c'' - h_h)$ lớn nhất ứng với trường hợp này chính là lưu lượng tiêu năng Q_{tn} .

Cách xác định lưu lượng tiêu năng như sau :

- Ứng với mỗi Q ta tính h_c'' tương ứng, từ đó so với h_h .
- Xác định h_c'' có thể dùng cách tra bảng Agorôt skin, hay thử dần theo công thức (5-6) tìm ra h_c rồi thay vào (5-8) tính ra h_c'' .
- Ta có thể dùng cách lập bảng tính, rồi so sánh tìm ra giá trị $(h_c'' - h_h)_{\max}$.

Thực ra khi lưu lượng thay đổi thì mực nước thượng và hạ lưu cũng thay đổi. Thêm nữa thời đoạn nào để tính toán, nên việc tìm ra lưu lượng tiêu năng cũng rất phức tạp.

CÂU HỎI LÝ THUYẾT

1. Như thế nào là chảy mặt và chảy đáy.
2. Khi nào có nước nhảy sau hạ lưu công (chảy êm hay chảy xiết)
3. Có mấy hình thức nối tiếp, kể ra và trường hợp nào là cần giải quyết tiêu năng.
4. Cơ sở để xác định hình thức nối tiếp.
5. Cách xác định các hình thức nối tiếp.
6. Cách xác định vị trí nước nhảy phóng xa.
7. Lưu lượng tiêu năng là gì, làm thế nào xác định.
8. Các công thức lập bảng tra Agorôtskin để tính độ sâu liên hiệp với độ sâu co hẹp h_c .
9. Khi tính tiêu năng, lấy gì làm chuẩn, tại sao.
10. Công thức tính đào bệ tiêu năng.
11. Cách xác định độ sâu đào bệ tiêu năng, giải thích tại sao lại tính thử dần.
12. Cách xác định chiều cao tường tiêu năng, giải thích tại sao lại tính thử dần
13. Có mấy cách tính bề tường kết hợp, trình bày cách tính từng trường hợp.
14. Phân biệt các lưu lượng Tiêu năng, Thiết kế, Max, Min.
15. Nếu nhảy ngập thì chọn tường tiêu năng cấu tạo là bao nhiêu.
16. Nếu nhảy ngập thì chọn bệ tiêu năng cấu tạo là bao nhiêu.
17. Mục đích của việc xây tường hay đào bệ tiêu năng để làm gì
18. $\square$ lấy là bao nhiêu.
19. Công thức tính chiều dài bệ tiêu năng.
20. Chiều dài nước rơi là gì, công thức tính.

BÀI TẬP

Bài 1: Đập tràn cao $P=12\text{m}$, rộng $b=60\text{m}$, có hệ số lưu lượng $m=0,49$ và hệ số co hẹp bên $\varepsilon=0,97$. Xác định hình thức nối tiếp ở hạ lưu trong hai trường hợp sau:

- Lưu lượng $Q = 860 \text{ m}^3/\text{s}$, độ sâu hạ lưu $h_h = 5\text{m}$;
- Lưu lượng $Q = 860 \text{ m}^3/\text{s}$, độ sâu hạ lưu $h_h = 7\text{m}$.

Bài 2: Dưới chân đập tràn có một sân bằng bê tông, mặt cắt chữ nhật, dốc $i = 0,0004$, $n=0,017$. Tiếp theo sân là một dốc nước. Lưu lượng đơn vị $q = 5 \text{ m}^2/\text{s}$. Cột nước toàn phần trên đập so với mặt sân ở chân đập là $E_0 = 12\text{m}$. Xác định hình thức nối tiếp khi:

- Chiều dài sân $L=40\text{m}$;
- Chiều dài sân $L=300\text{m}$. Tính toán theo bài toán phẳng, lấy $R = h$.

Bài 3: Cho một đập tràn mặt cắt thực dụng cao $P=12\text{m}$, rộng $b=10\text{m}$, hệ số lưu lượng coi như không đổi bằng $m=0,49$. Lưu lượng tháo qua đập thay đổi từ $Q_{\min}=10\text{m}^3/\text{s}$ đến $Q_{\max}=100 \text{ m}^3/\text{s}$, và mực hạ lưu thay đổi tương ứng như sau:

$Q \text{ (m}^3/\text{s)}$	10	20	40	60	80	100
$h_h \text{ (m)}$	0,7	1,11	1,75	2,4	3,1	3,8

Yêu cầu xác định lưu lượng tính toán tiêu năng và tính kích thước bể tiêu năng.

Bài 4: Tính bể tiêu năng ở sau cửa cống, chiều rộng cống bằng chiều rộng đáy kênh $b=3\text{m}$. Cột nước thượng lưu $H_0 = 2\text{m}$. Lưu lượng $Q=7,16\text{m}^3/\text{s}$, độ sâu hạ lưu $h_h=1,16\text{m}$. Hệ số lưu tốc qua cống $\varepsilon = 0,95$.

Bài 5: Đập tràn mặt cắt thực dụng hình cong không có chân không loại I, rộng $b=20\text{m}$, cao $P=P_1=8\text{m}$, trên đỉnh đập không có mố trụ. Sông hạ lưu đập mặt cắt chữ nhật, rộng bằng bằng đập, $n=0,025$, $i=0,00098$. Đáy sông thượng lưu rộng $B=25\text{m}$.

Lưu lượng thiết kế $Q_{\text{tk}}=100 \text{ m}^3/\text{s}$ ứng với độ sâu hạ lưu $h_h=2,5\text{m}$

Lưu lượng nhỏ nhất $Q_{\min}=40 \text{ m}^3/\text{s}$ ứng với độ sâu hạ lưu $h_h=1,5\text{m}$

Lưu lượng lớn nhất $Q_{\max}=130 \text{ m}^3/\text{s}$ ứng với độ sâu hạ lưu $h_h=2,7\text{m}$

a./Xác định hình thức nối tiếp hạ lưu đập ứng với lưu lượng thiết kế. Tính chiều dài đoạn chảy xiết khi không có thiết bị tiêu năng;

b./Tính lưu lượng tính toán tiêu năng.

c./Thiết kế bể tiêu năng.

Bài 6: Tính bể tiêu năng ở hạ lưu đập tràn, với $Q=120 \text{ m}^3/\text{s}$. Đập và kênh hạ lưu rộng $B=12\text{m}$, đập cao $P=7\text{m}$, cột nước tràn $H_0=2,5\text{m}$. Độ sâu hạ lưu $h_h=3\text{m}$. Kênh dẫn mặt cắt chữ nhật. Lấy $\varphi=0,95$; $\varphi'=0,9$.

Chương VII

TÍNH THẨM

6.1 Khái niệm chung

Sự chuyển động của chất lỏng trong môi trường đất, đá nứt nẻ hoặc trong môi trường xốp nói chung, gọi là thẩm. Khi xây dựng công trình thường xuất hiện hiện tượng thẩm trong đất như thẩm dưới đáy, thẩm vòng quanh công trình; thẩm đến các hố móng thi công v.v. . cho nên tính thẩm có tầm quan trọng đặc biệt và là một khâu không thể thiếu được trong thiết kế công trình.

Nhiệm vụ việc tính thẩm thường nhằm xác định những đặc trưng chung hoặc cục bộ của dòng thẩm:

1. Xác định áp lực và cột nước thẩm tại mọi vị trí khác nhau trong vùng thẩm.
2. Xác định trị số gradien và vận tốc của dòng thẩm trong công trình bằng đất, nền công trình và những đoạn nối tiếp giữa công trình với bờ.
3. Xác định vị trí đường bảo hòa (đối với thẩm không áp).
4. Xác định lưu lượng thẩm.

Từ những số liệu về đặc trưng dòng thẩm nói trên mà giải quyết những vấn đề của thiết kế như

1. Kiểm tra độ bền của công trình và nền dưới tác dụng của dòng thẩm (xói ngầm)
2. Kiểm tra độ ổn định về trượt của công trình.
3. Kiểm tra biến dạng cục bộ ở hạ lưu công trình.
4. Xác định kích thước hợp lý của các bộ phận chống thẩm và thoát nước.
5. Xác định thành phần và kích thước tầng lọc ngược.
6. Đánh giá về tổn thất nước do thẩm gây ra.

6.2 ĐỊNH LUẬT THẨM VÀ PHƯƠNG TRÌNH CƠ BẢN

Các bài toán về thẩm là rất phức tạp, nắm vững được các kiến thức cơ bản để tính toán làm cơ sở nghiên cứu thực nghiệm là rất cần thiết. Dưới nêu định luật cơ cũng như phương trình quan trọng cho việc giải các bài toán về thẩm phẳng cũng như không gian.

6.2.1 Định luật thẩm

Quy luật cơ bản về sự chuyển động của dòng thẩm được biểu thị bằng định luật Darcy:

$$v = kJ \quad (6-1)$$

trong đó:

v là lưu tốc thẩm; (cm/s)

J gradien thẩm (độ dốc thủy lực);

k là hệ số thẩm của môi trường. (cm/s)

Trị số v trong công thức là lưu tốc trung bình của dòng thẩm “tượng trưng” khi xem toàn bộ dòng thẩm chứa đầy chất lỏng.

Lưu tốc trung bình dòng thẩm trong lỗ rỗng của đất hoặc khe nứt của đá tính theo công thức:

$$v' = \frac{v}{n} \quad (6-2)$$

trong đó:

v' lưu tốc thẩm trung bình trong lỗ rỗng của môi trường thẩm;

v lưu tốc thẩm trung bình của dòng tượng trưng, tính theo công thức;

n độ rỗng của môi trường (đất hoặc đá nứt nẻ).

$$n = \frac{W'}{W} \quad (6-3)$$

Ở đó, W' thể tích phần rỗng trong toàn bộ thể tích của môi trường W .

Lưu lượng thẩm xác định theo công thức:

$$q = v \cdot A \quad (6-4)$$

trong đó:

q lưu lượng thẩm; (cm³/s)

v lưu tốc thẩm; (cm/s)

A diện tích mặt cắt ngang của dòng thẩm. (cm²)

6.2.2 Phương trình thẩm cơ bản

Đối với trường hợp thẩm ổn định nghĩa là lưu tốc, áp lực thẩm không phụ thuộc thời gian thì thành phần lưu tốc thẩm có dạng:

$$\begin{cases} v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x} \\ v_y = -k \frac{\partial h}{\partial y} \\ v_z = -k \frac{\partial h}{\partial z} \end{cases} \quad (6-5)$$

trong đó: h cột nước thẩm.

Mặt khác, nước thẩm trong đất phù hợp với điều kiện liên tục của chuyển động chất lỏng không nén được cho nên thỏa mãn phương trình liên tục.

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (6-6)$$

từ công thức Darcy và liên tục ta có:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (6-7)$$

Nếu gọi thể lưu tốc thẩm là φ , thì

$$\varphi = -k.h \quad (6-8)$$

Dựa vào (6-5) và (6-8) ta có :

$$\begin{cases} v_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x} \\ v_y = \frac{\partial \varphi}{\partial y} \\ v_z = \frac{\partial \varphi}{\partial z} \end{cases} \quad (6-9)$$

Lấy đạo hàm (6-9) và thay vào (6-6) ta có

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0 \quad (6-10)$$

Từ (6-6) và (6-10) thấy rằng các hàm số cột nước h và thế lưu tốc φ là những hàm điều hòa. Giải các phương trình Lapolaxơ này với những điều kiện biên cụ thể, ta có thể xác định được cột nước h và thế lưu tốc φ tại bất kỳ điểm nào trong môi trường thấm và từ đây xác định được các đường đẳng cột nước $h=\text{const}$ và đường đẳng thế $\varphi=\text{const}$. Trên cơ sở đó mà có thể tính được áp lực và lưu tốc thấm.

6.2.3 Phương trình thẩm phẳng

Trong trường hợp thấm là chuyển động phẳng (không phụ thuộc hướng trục oz) thì phương trình vi phân cơ bản (6-5) trở thành:

$$\begin{aligned} v_x &= -k \frac{\partial h}{\partial x} \\ v_y &= -k \frac{\partial h}{\partial y} \end{aligned} \quad (6-11)$$

và các phương trình Lapolaxơ (6-7), (6-10) có dạng

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (6-12)$$

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = 0 \quad (6-13)$$

Nếu gọi ψ là hàm số dòng thì thành phần lưu tốc thấm biểu thị theo ψ có dạng

$$\begin{aligned} v_x &= \frac{\partial \psi}{\partial y} \\ v_y &= -\frac{\partial \psi}{\partial x} \end{aligned} \quad (6-14)$$

Sự liên hệ giữa hàm số thế (và hàm số số dòng (được biểu thị theo hệ thức côsi-râyman:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \varphi}{\partial x} &= \frac{\partial \psi}{\partial y} \\ \frac{\partial \varphi}{\partial y} &= -\frac{\partial \psi}{\partial x} \end{aligned} \quad (6-15)$$

Cho nên hàm số dòng (cũng là một hàm điều hòa:

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0 \quad (6-16)$$

Phương trình (4-16) có thể xác định được các đường dòng có trị số không đổi $\psi=\text{const}$ và từ đó có thể tính lưu lượng thấm theo công thức

$$Q_{n-m} = \Psi_n - \Psi_m \quad (6-17)$$

trong đó:

q_{n-m} lưu lượng thẩm giữa hai đường dòng thứ n và m ;
 ψ_n, ψ_m trị số của hai đường dòng thứ n và m .
 Hàm số dòng ψ và thế lưu tốc φ còn có liên hệ:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} \frac{\partial \psi}{\partial x} + \frac{\partial \varphi}{\partial y} \frac{\partial \psi}{\partial y} = 0 \quad (6-18)$$

Từ điều kiện trực giao (6-18) cho thấy, hai họ đường đẳng thế và đường dòng trực giao với nhau. Hai họ này tạo thành lưới thủy động hay còn gọi là thẩm.

6.3 MỘT SỐ SƠ ĐỒ HẠ MỨC NƯỚC NGẦM (MNN) TRONG HỒ MÓNG[5]

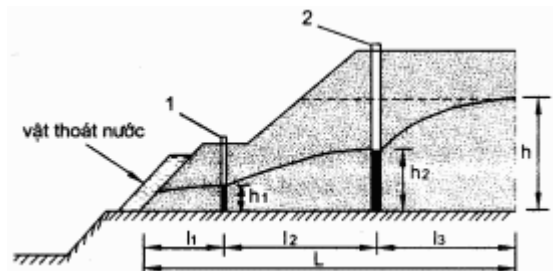
Trong xây dựng cho dù loại công trình nào, lớn hay nhỏ thì công tác đầu tiên khi xây dựng là công tác hồ móng, trong đó vấn đề hút nước và hạ mức nước ngầm chiếm vị trí quan trọng đặc biệt. Hạ mức nước ngầm trong hồ móng ngoài việc đảm bảo cho quá trình thi công được dễ dàng, còn làm giảm áp lực đẩy nổi và gradient áp lực lên đáy hồ móng, tránh được hiện tượng bục nền và xói ngầm đối với đáy móng, điều này rất quan trọng khi thi công hồ móng tại các vùng có nền địa chất là cát mịn. Hạ nước ngầm còn làm giảm áp lực lỗ rỗng trên mái dốc hồ móng và làm cho mái dốc được ổn định hơn, dẫn đến việc tăng hệ số của mái dốc từ đó làm giảm kinh phí cho công tác đào hồ móng, đặc biệt với hồ móng có kích thước lớn và với việc mở các cửa gương lò, các cửa nhận nước .v.v. (thậm chí chỉ giảm đến 1^0)

Căn cứ vào các điều kiện địa chất thủy văn, các sơ đồ hạ mức nước ngầm trong hồ móng thường có các dạng sau:

6.3.1 Hồ móng hoàn chỉnh, trong đất đồng chất.

Trong hình ghi chú: 1- ống kim lọc . 2 - Giếng hút sâu

Đối với loại hình sơ đồ này, đáy hồ móng được đặt trên tầng không thấm (so với đất ở mái dốc hồ móng). Trạm hạ nước ngầm ở đây có thể bao gồm hệ thống các giếng khoan quanh hồ móng, các giếng khoan này được trang bị bơm lọc sâu, hay bơm phun nước. Khi chiều sâu lỗ khoan không lớn, thì có thể thay bằng bơm kim lọc (**hình 6-1**). Tuy nhiên với hồ móng hoàn chỉnh, việc hạ MNN không thể chỉ dựa vào hệ thống giếng khoan (2), hệ thống này không thể ngăn hết dòng thấm đi vào hồ móng, cho dù trong một số trường hợp còn đặt thêm hệ thống kim lọc thì vẫn tồn tại khu nước rỉ ra ở chân dốc. Để bảo vệ chân mái dốc không bị xói, nhất thiết phải có vật tiêu nước bề mặt, dòng thấm vào hồ móng cần được tập trung lại và bơm hút ra ngoài dưới hình thức hút nước kiểu hở.



Hình 4-8

Như vậy việc hạ nước ngầm ở hồ móng hoàn chỉnh, không thể tránh khỏi sự kết hợp giữa hút nước kiểu kín (dưới sâu) và kiểu hở (lộ thiên)

Để giải quyết vấn đề này chúng ta cần phải kết hợp giữa việc lựa chọn lưu lượng của các lỗ khoan ở hàng ngoài với việc xác định lưu lượng bơm của hàng bơm kim lọc.

Trong trường hợp đó, việc hạ mực nước ngầm trong hố móng được tiến hành theo các bước sau:

- Chọn trước khoảng cách giữa các ống kim lọc σ_1 , lưu lượng bơm của các lỗ khoan hàng ngoài (2) và mực nước trong các lỗ khoan này.
- Xác định lưu lượng của hàng ống kim lọc và khoảng cách các lỗ khoan ở hàng ngoài.
- Tính toán theo phương pháp thủ dãn cho đến khi đạt được yêu cầu của thiết kế.

Lưu lượng của hàng ống kim lọc được xác định là:

$$Q_1 = \frac{0,5k \left(h^2 - h_1^2 \frac{L}{l_3} \right) - \frac{Q_2}{\sigma_2} l_1}{l_3} A \sigma \quad (6-19)$$

Trong đó :

h - Mực nước ngầm ban đầu; (m)

h_1, h_2 - Mực nước trong ống kim lọc và giếng hút; (m)

σ_1, σ_2 - Khoảng cách giữa các ống kim lọc và các giếng; (m)

k - hệ số thấm của tầng thấm; (m/h)

Khoảng cách giữa các lỗ khoan ngoài được tính theo:

$$\sigma_2 = 2 \frac{Q_2}{k} \frac{l_1}{L} \frac{l_2 + l_3 - A l_1}{h^2 \frac{l_2}{L} (1 + A) + h_1^2 \left(1 - A \frac{l_2}{l_3} \right) - h_2^2 - 2 \frac{Q_2}{k} \Phi_2} \quad (6-20)$$

Trong đó :

$$A = \frac{l_3}{l_1 + l_2 + \sigma_1 \frac{L}{l_3} \Phi_1} \quad (6-21)$$

Với Φ_1, Φ_2 là nội sức kháng của đường viền dòng thấm tương ứng với hàng lỗ khoan 1 và 2, được xác định theo công thức:

$$\phi = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{\sigma}{\pi d} \quad (6-22)$$

Với: d - đường kính của giếng bơm (m)

Đối với việc xác định σ_2 , sơ bộ ta lấy $\Phi_2 = 0$

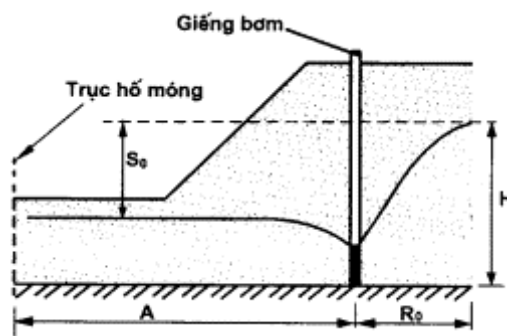
Điều cần quan tâm ở đây là xác định lưu lượng đơn vị của dòng chảy đi ra trên mái dốc của hồ móng. Đối với sơ đồ này, giá trị q_0 được tính theo công thức :

$$q_0 = k \frac{h^2}{2L} - \frac{Q_1}{\sigma_1} \frac{l_1 + l_2}{L} - \frac{Q_2}{\sigma_2} \frac{l_1}{L} \quad (6-23)$$

Trong quá trình tính toán, cùng với việc lựa chọn công suất của trạm hạ MNN, khi dòng thấm đi ra trên mái dốc, cần phải xem xét khu vực lộ ra của nước ngầm để lựa chọn các biện pháp bảo vệ mái dốc hồ móng một cách thích hợp.

6.3.2 Hồ móng không hoàn chỉnh, trong đất đồng chất

Trong trường hợp này, đáy hồ móng chưa đạt tới tầng không thấm . Việc hạ MNN cũng được thực hiện bằng việc bố trí các giếng bơm hay hệ thống kim lọc bao quanh hồ móng. Đối với các hồ móng rộng có kích thước các chiều đến hàng trăm mét, người ta có thể bố trí thêm các hàng giếng khoan bên trong hồ móng, tuy nhiên việc bổ sung giếng này lại có ảnh hưởng tới quá trình đào móng, do vậy biện pháp này được sử dụng rất hạn chế.



Hình 6- 2. Hồ móng không hoàn chỉnh trong đất đồng chất

Trường hợp này hồ móng được vây bởi hệ thống giếng hoàn chỉnh, độ hạ mực nước ngầm được tính theo:

$$Q = \frac{1,36(2H - S_0)k.S_0}{\lg\left(\frac{R_0}{A}\right)} \quad (6-24)$$

Với: $R_0 = 2S_0\sqrt{H.k} \quad (6-24)$

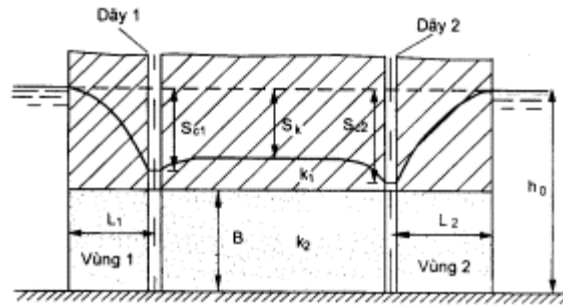
Trong đó

H – Mực nước ngầm ban đầu (m)

k – Hệ số thấm của tầng thấm (m/s)

Ngoài ra, ta xét sơ đồ đặc trưng nhất của loại hồ móng này là sơ đồ hạ MNN một bậc và hai bậc trên nền thấm nhiều lớp (2 hay 3 lớp) . Các hồ khoan được bố trí dọc theo đường viền của hồ móng.

a). Sơ đồ hạ MNN một bậc (Hình 6-3)



Hình 6-3: Sơ đồ hạ mực nước ngầm kiểu một bậc

Với dạng sơ đồ này các điều kiện biên của nguồn cấp của hai phía hố móng là khác nhau, điều kiện thủy cơ địa của hai vùng khác nhau, đáy hố móng nằm trên tầng thấm nước và lỗ khoan được đặt xuống hết tầng thấm (lỗ khoan ở dạng hoàn chỉnh).

Lưu lượng bơm tính cho mỗi lỗ khoan ở dây 1 được tính theo công thức:

$$Q = \frac{k.B.S_k}{L_1} \sigma_1 \quad (6-25)$$

Lưu lượng bơm cho mỗi lỗ khoan ở dây II được tính như sau:

$$Q_{c1} = \frac{k.B.S_k}{L_2} \sigma_2 \quad (6-25)$$

Trong đó :

σ_1, σ_2 là khoảng cách giữa các lỗ khoan của các dây tương ứng.

B - Chiều dày tầng thấm nước

Mực nước hạ thấp trong các lỗ khoan được tính theo:

$$S_c = S_k + \frac{Q}{k.B} \Phi_k \quad (6-26)$$

Đối với trường hợp ta tính cho dòng thấm không áp độ hạ thấp này được lấy theo:

$$S_c = S_k + \frac{Q}{k.h_k} \Phi_k \quad (6-27)$$

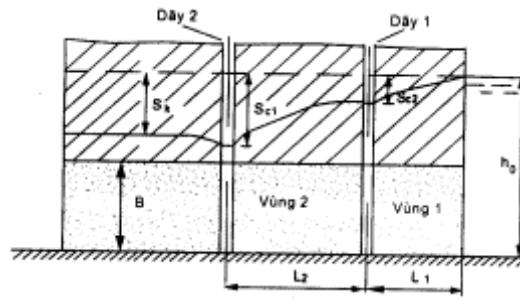
Với: h_k là chiều sâu của đường bão hoà trong tầng thấm.

Để xác định độ hạ thấp MNN tính toán trong miền nằm giữa đường viền nguồn cấp và đường viền hạ MNN, độ hạ thấp này được tính theo phương trình sau:

$$S = S_k \left(1 + \frac{x}{L} \right) \quad (6-28)$$

Trong đó khoảng cách x được tính từ đường viền hạ nước ngầm.

b). Sơ đồ hạ mực nước ngầm hai bậc (Hình 6-4)



Hình 6-4. Sơ đồ hạ MNN hai bậc

Với sơ đồ này, lưu lượng hút của từng lỗ khoan ở dây I được tính theo:

$$Q_{c1} = kB \frac{S_{c1} - S_k \frac{L_1}{L_1 + L_2}}{\frac{L_1 L_2}{\sigma_1 (L_1 + L_2)} + \Phi_{k1}} \quad (6-29)$$

Trong đó S_{c1} là độ hạ thấp tính toán trong các lỗ khoan ở dây I.

Lưu lượng bơm hút của các lỗ khoan ở dây II được tính theo:

$$Q_{c2} = kB \frac{S_k}{L_1 + L_2} \sigma_2 - \frac{L_1}{L_1 + L_2} \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \quad (6-30)$$

Độ hạ thấp S_c trong các lỗ khoan ở dây II được xác định theo:

$$S_{c2} = S_k + \frac{Q_{c2}}{k.B} \Phi_{k2} \quad (6-31)$$

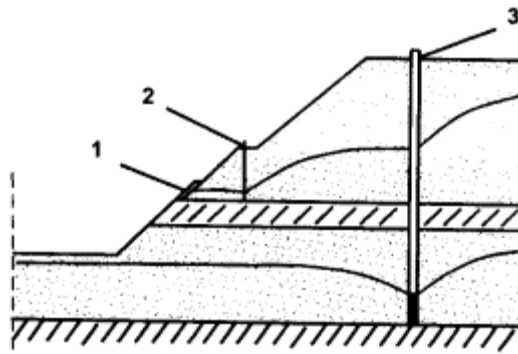
Đối với tầng thấm không áp khi tính lưu lượng bơm cho dây này, ta có:

$$Q_{c2} = k.h_k \frac{S_k}{L_1 + L_2} \sigma_2 - \frac{L_1}{L_1 + L_2} \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \quad (6-32)$$

Với h_k là chiều sâu đường bão hoà so với tầng không thấm.

6.3.3 Hồ móng có lớp đất xen kẹp (Hình 6-5)

Với sơ đồ này, hồ móng có lớp xen kẹp chèn ngang mái dốc, đây là lớp đất ít thấm, khi ở trạng thái bão hoà nước thì lớp này có cường độ chịu lực kém, ngược lại khi ở trạng thái khô thì giữ được mái dốc ở trạng thái ổn định với mái khá dốc. Vì vậy việc hạ nước ngầm trong trường hợp này được tiến hành theo hai sơ đồ với phần hồ móng nằm trên lớp xen kẹp có thể coi như là trường hợp của hồ móng hoàn chỉnh, ngược lại phần bên dưới lại được coi là sơ đồ hồ móng không hoàn chỉnh. Từ đó việc hạ MNN ở lớp trên thường dùng hệ thống kim lọc, đồng thời đắp thêm lớp gia tải thấm nước tại khu vực rỉ nước ở trên mái. Phần hồ móng bên dưới thường dùng hệ thống các lỗ khoan để bơm nước ra, nhằm làm hạ MNN xuống dưới cao trình đáy móng.

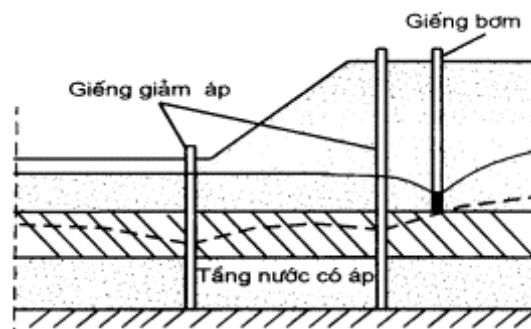


Hình 6-5. Sơ đồ hồ móng có lớp xen kẹp

1- vật thoát nước. 2- ống kim lọc. 3- giếng hút sâu

Trong nhiều trường hợp lớp xen kẹp này có độ dày khá lớn, hệ số nhả nước cao cho nên ở giai đoạn đầu khi bơm làm việc, hầu hết nước sinh ra do sự giảm áp suất trong tầng thấm mà có giếng xuyên qua, sau đó trong quá trình bơm tiếp theo, lượng nước trong lớp xen kẹp cùng với lớp nước ở trên sẽ tham gia vào quá trình bơm, và càng về sau thì lượng nước bơm chủ yếu là do lớp trên và lớp xen kẹp tạo thành.

6.3.4 Hồ móng nằm trên tầng thấm có áp (Hình 6-6)



Hình 6. Sơ đồ hồ móng nằm trên tầng thấm có áp

Đối với sơ đồ hồ móng kiểu này, trong nền của hồ móng tồn tại dòng thấm có áp. Khi tầng thấm có áp lực gần với đáy hồ móng thì có thể xảy ra các hiện tượng như dùn đất (đối với nền cát) hay bục nền (đối với đáy móng là nền ít thấm). Trong trường hợp đó cần phải có các giếng khoan hạ mực nước ngầm trong tầng thấm có áp (thường gọi là các hố khoan giảm áp).

Khi tầng thấm có áp có hệ số thấm nhỏ, thì cần bố trí thêm hệ thống các hàng khoan bên trong hồ móng, trong quá trình đào hồ móng, tuy nhiên biện pháp này cũng gây những khó khăn cho quá trình đào móng .

Với sơ đồ này việc tính thẩm vào hồ móng giống như trường hợp hồ móng hoàn chỉnh(đối với việc hạ mực nước ngầm cho lớp trên) và hạ mức nước ngầm trong tầng thấm nhiều lớp cho các giếng giảm áp.

Phụ lục 1-3**Ổng tròn về hệ số diện tích, hàm tính mực nước trong ống và độ sâu phân giới**

a	θ (Rad)	$K\omega$	$h(\theta)$	$hk(\theta)$	a	θ	$K\omega$	$h(\theta)$	$hk(\theta)$
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.62	1.8029	0.5067	0.2174	0.1337
0.10	0.6435	0.0409	0.0065	0.0001	0.63	1.8297	0.5193	0.2243	0.1449
0.15	0.7954	0.0739	0.0152	0.0006	0.64	1.8567	0.5318	0.2311	0.1568
0.20	0.9273	0.1118	0.0273	0.0017	0.65	1.8839	0.5442	0.2378	0.1694
0.25	1.0472	0.1535	0.0427	0.0042	0.67	1.9113	0.5565	0.2445	0.1829
0.30	1.1593	0.1982	0.0610	0.0085	0.68	1.9391	0.5687	0.2511	0.1972
0.32	1.2025	0.2167	0.0691	0.0109	0.69	1.9671	0.5808	0.2575	0.2124
0.33	1.2239	0.2260	0.0733	0.0123	0.71	1.9954	0.5927	0.2639	0.2285
0.34	1.2451	0.2355	0.0776	0.0138	0.72	2.0242	0.6045	0.2701	0.2457
0.36	1.2766	0.2498	0.0842	0.0163	0.73	2.0533	0.6161	0.2761	0.2640
0.37	1.3036	0.2622	0.0900	0.0187	0.75	2.0829	0.6275	0.2820	0.2835
0.38	1.3305	0.2748	0.0960	0.0214	0.76	2.1130	0.6387	0.2877	0.3042
0.39	1.3572	0.2875	0.1022	0.0243	0.77	2.1436	0.6498	0.2932	0.3264
0.41	1.3837	0.3002	0.1084	0.0275	0.78	2.1749	0.6606	0.2985	0.3502
0.42	1.4101	0.3130	0.1148	0.0311	0.80	2.2068	0.6712	0.3035	0.3758
0.43	1.4364	0.3259	0.1212	0.0349	0.81	2.2395	0.6815	0.3083	0.4034
0.45	1.4626	0.3388	0.1278	0.0391	0.82	2.2731	0.6916	0.3128	0.4333
0.46	1.4887	0.3517	0.1344	0.0437	0.84	2.3077	0.7013	0.3170	0.4658
0.47	1.5148	0.3647	0.1412	0.0486	0.85	2.3434	0.7108	0.3209	0.5015
0.49	1.5408	0.3777	0.1479	0.0539	0.86	2.3804	0.7199	0.3244	0.5410
0.50	1.5668	0.3907	0.1548	0.0596	0.88	2.4189	0.7287	0.3275	0.5851
0.51	1.5928	0.4037	0.1617	0.0658	0.89	2.4591	0.7371	0.3302	0.6350
0.52	1.6188	0.4167	0.1686	0.0724	0.90	2.5014	0.7451	0.3323	0.6926
0.54	1.6449	0.4297	0.1756	0.0795	0.91	2.5463	0.7527	0.3340	0.7604
0.55	1.6710	0.4426	0.1826	0.0871	0.93	2.5944	0.7597	0.3350	0.8427
0.56	1.6971	0.4555	0.1895	0.0953	0.94	2.6467	0.7662	0.3353	0.9469
0.58	1.7234	0.4684	0.1965	0.1040	0.95	2.7045	0.7720	0.3347	1.0870
0.59	1.7497	0.4812	0.2035	0.1133	0.97	2.7707	0.7771	0.3330	1.2948
0.60	1.7762	0.4940	0.2105	0.1231	0.98	2.8507	0.7814	0.3297	1.6635
0.62	1.8029	0.5067	0.2174	0.1337	0.99	2.9625	0.7844	0.3235	2.7093

Phụ lục 1-2**Bảng tra quan hệ mặt cắt lợi nhất và mặt cắt bất kỳ**

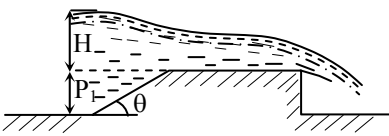
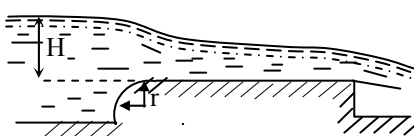
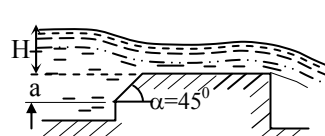
σ	$\frac{R}{R_{ln}}$	$\frac{h}{R_{ln}}$	$\frac{b}{R_{ln}}$ với m								
			0	0.5	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5
0.050	0.581	0.558	22.32	19.09	19.11	19.84	21.69	22.67	24.49	26.47	30.8
0.055	0.549	0.579	21.05	17.99	17.99	18.67	19.83	21.3	23.14	24.87	28.9
0.060	0.565	0.598	19.93	17	16.99	17.62	18.71	20	21.7	23.44	27.2
0.065	0.58	0.617	18.98	16.17	16.15	16.74	17.76	19.07	20.58	22.23	25.8
0.070	0.594	0.635	18.14	15.43	15.4	15.95	16.91	18.15	19.59	21.15	24.5
0.075	0.607	0.652	17.39	14.77	14.72	15.24	16.15	17.33	18.7	20.19	23.4
0.080	0.619	0.669	16.78	14.18	14.13	14.62	15.49	16.61	17.91	19.33	22.4
0.085	0.631	0.685	16.12	13.65	13.59	14.05	14.87	15.94	17.94	18.55	21.5
0.090	0.643	0.7	15.56	13.15	13.09	13.52	14.34	15.33	16.52	17.83	20.4
0.095	0.653	0.715	15.05	12.71	12.63	13.04	13.8	14.78	15.92	17.17	19.9
0.10	0.664	0.73	14.6	12.31	12.23	12.61	13.34	14.28	15.38	16.59	19.2
0.11	0.683	0.758	13.78	11.58	11.49	11.84	12.5	13.28	14.4	15.52	17.9
0.12	0.701	0.785	13.09	10.96	10.86	11.17	11.79	12.6	13.55	14.6	16.9
0.13	0.717	0.81	12.48	10.43	10.32	10.58	11.15	11.91	12.8	13.78	15.9
0.14	0.732	0.834	11.91	9.92	9.8	10.06	10.59	11.29	12.13	13.06	15.1
0.15	0.746	0.858	11.45	9.5	9.37	9.6	10.09	10.76	11.55	12.42	14.3
0.16	0.759	0.881	11.01	9.12	8.98	9.18	9.65	10.28	11.02	11.85	13.6
0.17	0.772	0.903	10.62	8.77	8.62	8.81	9.24	9.83	10.54	11.82	13.0
0.18	0.783	0.924	10.27	8.45	8.29	8.46	8.87	9.43	10.1	10.84	12.5
0.19	0.794	0.945	9.94	8.16	7.99	8.15	8.53	9.06	9.7	10.4	11.9
0.20	0.804	0.965	9.65	7.89	7.72	7.86	8.21	8.71	9.32	10	11.5
0.21	0.811	0.985	9.38	7.65	7.47	7.59	7.92	8.4	8.98	9.63	11.6
0.22	0.823	1.004	9.24	7.42	7.23	7.34	7.65	8.1	8.86	9.27	10.8
0.23	0.832	1.023	8.9	7.21	7.02	7.11	7.4	7.83	8.66	8.45	10.2
0.24	0.84	1.041	8.68	7.01	6.81	6.89	7.47	7.57	8.08	8.64	9.91
0.25	0.848	1.06	8.49	6.84	6.63	6.7	6.96	7.35	7.33	8.37	9.59
0.26	0.855	1.077	8.29	6.63	6.44	6.49	6.74	7.11	7.57	8.09	9.26
0.27	0.862	1.095	8.1	6.49	6.28	6.32	6.55	6.9	7.34	7.84	8.96
0.28	0.869	1.112	7.94	6.34	6.11	6.15	6.36	6.7	7.12	7.51	8.68
0.29	0.875	1.129	7.79	6.19	5.97	5.99	6.19	6.5	6.91	7.26	8.41
0.30	0.881	1.145	7.63	6.05	5.82	5.83	6.02	6.32	6.71	6.14	8.15
0.31	0.887	1.161	7.19	5.92	5.68	5.69	5.86	6.15	6.52	6.94	7.9

σ	$\frac{R}{R_{ln}}$	$\frac{h}{R_{ln}}$	$\frac{b}{R_{ln}}$ với m								
			0	0.5	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5
0.32	0.892	1.178	7.36	5.8	5.56	5.55	5.71	5.98	6.34	6.74	7.69
0.33	0.897	1.193	7.23	5.68	5.43	5.42	5.57	5.82	6.16	6.55	7.45
0.34	0.902	1.209	7.11	5.57	5.32	5.29	5.43	5.68	6	6.37	7.24
0.35	0.907	1.224	7	5.46	5.2	5.17	5.3	5.53	5.84	6.2	7.63
0.36	0.911	1.24	6.89	5.36	5.1	5.06	5.17	5.39	5.69	6.04	6.84
0.37	0.916	1.255	6.78	5.26	4.99	4.95	5.05	5.26	5.54	5.88	6.65
0.38	0.92	1.269	6.67	5.16	4.89	4.84	4.93	5.13	5.4	5.72	6.46
0.39	0.924	1.284	6.58	5.07	4.8	4.73	4.82	5.01	5.27	5.57	6.29
0.40	0.928	1.299	6.49	4.99	4.71	4.64	4.72	4.89	5.14	5.43	6.12
0.41	0.931	1.313	6.4	4.91	4.62	4.54	4.61	4.78	5.01	5.29	596
0.42	0.935	1.327	6.32	4.82	4.53	4.45	4.51	4.66	4.89	5.16	5.8
0.43	0.938	1.341	6.24	4.75	4.46	4.36	4.41	4.56	4.77	5.03	5.65
0.44	0.941	1.355	6.16	4.67	4.37	4.28	4.32	4.43	4.66	4.9	5.5
0.45	0.944	1.369	6.08	4.6	4.3	4.19	4.23	4.35	4.55	4.78	5.36
0.46	0.947	1.383	6.01	4.53	4.23	4.11	4.14	4.26	4.44	4.67	5.22
0.47	0.95	1.386	5.94	4.46	4.15	4.03	4.05	4.16	4.34	4.55	5.08
0.48	0.952	1.409	5.87	4.39	4.08	3.96	3.97	4.07	4.23	4.44	4.91
0.49	0.954	1.423	5.81	4.33	4.01	3.88	3.89	3.98	4.11	4.33	4.82
0.50	0.957	1.436	5.74	4.27	3.95	3.81	3.81	3.89	4.04	4.23	4.7
0.52	0.962	1.462	5.62	4.15	3.82	3.68	3.66	3.73	3.86	4.03	4.46
0.54	0.966	1.488	5.54	4.04	3.71	3.55	3.52	3.57	3.68	3.84	4.23
0.56	0.97	1.513	5.4	3.93	3.59	3.43	3.38	3.32	3.52	3.65	4.01
0.58	0.973	1.528	5.3	3.83	3.49	3.31	3.25	3.28	3.36	3.48	3.34
0.60	0.976	1.562	5.21	3.74	3.38	3.2	2.13	3.14	3.21	3.31	3.61
0.62	0.979	1.583	5.12	3.65	3.29	3.09	3.01	3.01	3.06	3.15	3.42
0.64	0.982	1.61	5.03	3.56	3.2	2.99	2.9	2.89	2.96	3.00	3.23
0.66	0.984	1.684	4.95	3.48	3.11	2.89	2.79	2.75	2.79	2.85	3.06
0.68	0.986	1.657	4.87	3.4	3.02	2.8	2.68	2.64	2.66	2.71	2.88
0.70	0.988	1.68	4.8	3.33	2.94	2.71	2.59	2.54	2.54	2.57	2.79
0.72	0.99	1.703	4.66	3.25	2.86	2.62	2.49	2.43	2.42	2.44	2.57
0.74	0.992	1.725	4.63	3.18	2.78	2.54	2.39	2.32	2.3	2.31	2.41
0.76	0.993	1.748	4.61	3.13	2.73	2.47	2.32	2.22	2.19	2.19	2.27
0.78	0.9945	1.77	4.57	3.95	2.64	3.37	2.21	2.12	2.08	2.07	2.02

σ	$\frac{R}{R_{\text{ln}}}$	$\frac{h}{R_{\text{ln}}}$	$\frac{b}{R_{\text{ln}}}$ với m								
			0	0.5	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2	2.5
0.80	0.9954	1.792	4.48	2.99	2.58	2.3	2.13	2.03	1.98	1.95	1.98
0.85	0.9975	1.884	4.35	2.85	2.42	2.1	1.94	1.81	1.73	1.68	1.65
0.90	0.9989	1.898	4.21	2.71	2.26	1.95	1.74	1.59	1.48	1.42	1.34
0.95	0.9996	1.949	4.09	2.58	2.12	1.79	1.56	1.4	1.27	1.18	1.05
1.00	1	2	4	2.47	2	1.66	1.4	1.21	1.06	0.94	0.77
1.05	0.9998	2.05	3.9	2.36	1.88	1.52	1.25	1.04	0.87	0.72	0.54
1.10	0.9992	2.098	3.81	2.26	1.76	1.39	1.1	0.37	0.68	0.52	0.86
1.15	0.9982	2.146	3.73	2.17	1.66	1.27	0.98	0.71	0.5	0.38	0.2
1.20	0.997	2.193	3.65	2.07	1.55	1.15	0.82	0.56	0.33	0.13	
1.25	0.9954	2.24	3.58	1.99	1.46	1.03	0.7	0.41	0.17		
1.30	0.9937	2.286	3.52	1.91	1.36	0.93	0.57	0.27	0.01		
1.35	0.9916	2.33	3.45	1.83	1.27	0.83	0.46	0.14			
1.40	0.9896	2.375	3.39	1.76	1.19	0.72	0.34	0.01			
1.45	0.9873	2.419	3.34	1.69	1.11	0.63	0.23				
1.50	0.9849	2.462	3.28	1.62	1.03	0.54	0.13				
1.55	0.9824	2.505	3.23	1.55	0.95	0.45	0.02				
1.60	0.98	2.548	3.18	1.49	0.88	0.36					
1.65	0.9773	2.59	3.14	1.43	0.81	0.28					

Hệ số lưu lượng m của đập tràn đỉnh rộng theo Đ.I.Cumin

a) Đập có ngưỡng và không có co hẹp bên

$\eta=P_1/H$	 Cotg θ				 r/H					 a/H		
	0	1	2	>2,5	0,025	0,10	0,40	0,8	1,0	0,025	0,1	2
0,2	0,366	0,377	0,382	0,382	0,372	—	—	—	—	0,371	0,376	—
0,6	0,350	0,370	0,379	0,380	0,360	0,367	0,374	—	—	0,369	0,367	—
1,0	0,342	0,367	0,377	0,378	0,355	0,362	0,371	0,376	—	0,353	0,363	—
2,0	0,333	0,363	0,375	0,377	0,349	0,358	0,368	0,375	0,382	0,347	0,358	—
6,0	0,325	0,360	0,374	0,376	0,344	0,354	0,366	0,373	0,380	0,341	0,354	0,360
∞	0,320	0,358	0,373	0,375	0,340	0,351	0,364	0,372	0,375	0,337	0,352	0,358

b) Đập không ngưỡng và có co hẹp bên

[illegible]

c) Đập vừa có ngưỡng, vừa có co hẹp bên

m tính theo công thức dưới đây:

- khi $m_\beta > m_\eta$:

$$m = m_\eta + (m_\beta - m_\eta) \cdot F_\eta + (0,385 - m_\beta) F_\eta F_\beta$$

- khi $m_\beta < m_\eta$:

$$m = m_\beta + (m_\eta - m_\beta) \cdot F_\beta + (0,385 - m_\eta) F_\eta F_\beta$$

Trong đó:

m (: trị số ở hàng cuối cùng, ứng với $(= P1/H = ($ của phần a.

m (: trị số ở hàng trên cùng, ứng với $(= b/B = 0$ của phần b.

$$F_\eta = \frac{H}{H + 2P_1} = \frac{1}{1 + 2\eta}$$

$$F_\beta = \frac{b}{3,5B - 2,5b} = \frac{\beta}{3,5 - 2,5\beta}$$

Phụ lục 5-1**Bảng tra tính độ sâu liên hiệp nước nhảy nối tiếp hạ lưu công trình
(Theo Agorôtskin)**

F(τ_c)	τ_c	τ_c''					
		0.8	0.85	0.9	0.95	0.98	1
0.0044	0.001	0.050	0.053	0.056	0.060	0.061	0.063
0.0133	0.003	0.086	0.091	0.097	0.102	0.106	0.108
0.0265	0.006	0.121	0.128	0.136	0.144	0.148	0.151
0.0353	0.008	0.139	0.147	0.156	0.165	0.171	0.174
0.0441	0.01	0.154	0.164	0.174	0.184	0.190	0.194
0.0089	0.002	0.070	0.075	0.079	0.084	0.087	0.088
0.1309	0.03	0.258	0.275	0.292	0.309	0.320	0.327
0.0177	0.004	0.099	0.105	0.112	0.118	0.122	0.124
0.0177	0.004	0.099	0.105	0.112	0.118	0.122	0.124
0.2159	0.05	0.325	0.346	0.368	0.390	0.403	0.412
0.2577	0.06	0.351	0.375	0.399	0.422	0.436	0.446
0.2990	0.07	0.375	0.400	0.426	0.451	0.466	0.476
0.3399	0.08	0.396	0.423	0.450	0.477	0.493	0.504
0.3803	0.09	0.415	0.444	0.472	0.501	0.518	0.529
0.0441	0.01	0.154	0.164	0.174	0.184	0.190	0.194
0.6126	0.15	0.501	0.537	0.572	0.608	0.629	0.643
0.7924	0.2	0.548	0.587	0.627	0.667	0.690	0.706
0.9590	0.25	0.579	0.622	0.664	0.707	0.733	0.750
1.1118	0.3	0.598	0.643	0.688	0.734	0.761	0.779
0.1523	0.035	0.277	0.295	0.314	0.332	0.343	0.350
0.1736	0.04	0.294	0.314	0.333	0.353	0.365	0.372
0.2159	0.05	0.325	0.346	0.368	0.390	0.403	0.412
0.2577	0.06	0.351	0.375	0.399	0.422	0.436	0.446
0.2784	0.065	0.363	0.388	0.412	0.437	0.452	0.462
0.2990	0.07	0.375	0.400	0.426	0.451	0.466	0.476
0.3195	0.075	0.386	0.412	0.438	0.464	0.480	0.491
0.3399	0.08	0.396	0.423	0.450	0.477	0.493	0.504
0.3601	0.085	0.406	0.434	0.461	0.489	0.506	0.517
0.3803	0.09	0.415	0.444	0.472	0.501	0.518	0.529
0.4003	0.095	0.424	0.453	0.482	0.512	0.529	0.541
0.4202	0.1	0.433	0.462	0.492	0.522	0.540	0.552
0.6126	0.15	0.501	0.537	0.572	0.608	0.629	0.643
0.7924	0.2	0.548	0.587	0.627	0.667	0.690	0.706
0.9590	0.25	0.579	0.622	0.664	0.707	0.733	0.750
1.1118	0.3	0.598	0.643	0.688	0.734	0.761	0.779
1.2499	0.35	0.608	0.655	0.701	0.748	0.776	0.795
1.3724	0.4	0.609	0.657	0.704	0.752	0.781	0.800
1.4782	0.45	0.602	0.650	0.698	0.747	0.776	0.795
1.5660	0.5	0.588	0.636	0.684	0.732	0.761	0.781
1.6342	0.55	0.567	0.614	0.662	0.709	0.738	0.757
1.6809	0.6	0.539	0.585	0.631	0.678	0.706	0.725
1.7033	0.65	0.504	0.549	0.593	0.638	0.665	0.683

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Nguyễn ngọc Ân và nhiều tác giả- Giáo trình Thủy Lực-Trường Đại Học Kỹ thuật – Tp Hồ Chí Minh 1999.
2. Nguyễn cảnh Cầm, Lưu Công Đào, Nguyễn Như Khuê, Hoàng Văn Quý - Bài tập thủy lực tập 2 - NXBDH THCN- TP Hồ Chí Minh 1979.
3. Nguyễn Văn Cung, Nguyễn Như Khuê-Dòng không ổn định trong kênh hở- NXB Nông Thôn-Hà Nội 1974.
4. Phùng Văn Khương, Phạm Văn Vĩnh-Hướng dẫn giải bài tập thủy lực, dòng chảy hở và thủy lực công trình-NXB Giao Thông Vận tải-Hà Nội 2000.
5. Lưu Tiến Kim- Báo cáo:”Một số sơ đồ hạ mực nước ngầm trong hồ móng”- Trường Đại học xây dựng, 2002
6. Trần văn Hùng - Bài giảng Thủy lực công trình. Đại học Cần Thơ, 1999.
7. Nguyễn Tài, Lê Bá Sơn - Thủy lực tập 2-NXB Xây Dựng- Hà nội 1999.
8. Vũ văn Tảo và Nguyễn cảnh Cầm – Giáo trình Thủy lực - Tập 1. NXBDH THCN. Hà Nội 1968.
9. Lê Anh Tuấn- Open channel hydraulics for Engineers-MHO 5/6 project-Delft 2003
10. V. I. Svây. Bảo vệ các hồ móng công trình thủy công chống nước ngầm. Bản dịch của Vụ kỹ thuật -Bộ thủy lợi- Hà Nội 1974
11. Hoàng văn Quý và Nguyễn Cảnh Cầm. Bài tập thủy lực. - Tập 1.
12. P.G. Kixelep và nhiều tác giả - Người dịch Lưu công Đào và Nguyễn Tài- Sổ tay tính toán thủy lực-NXB Hà Nội và NXB Maxcova-1984.
13. Một số trang Web về thủy lực.

MỤC LỤC

Lời nói đầu	
2	
CHƯƠNG I: DÒNG CHẢY ỔN ĐỊNH ĐỀU KHÔNG ÁP	3
1.1. KHÁI NIỆM	3
1.2. CÁC YẾU TỐ THỦY LỰC CỦA MẶT CẮT ƯỚT	5
1.2.1 Mặt cắt hình thang đối xứng (hình 1-1)	5
1.2.2 Mặt cắt hình chữ nhật	5
Mặt cắt hình tam giác	
1.3. Mặt cắt có lợi nhất về thủy lực	5
1.4. CÁC BÀI TOÁN CƠ BẢN KÊNH HỖ HÌNH THANG	6
1.4.1 Tính kênh đã biết	6
1.4.2 Thiết kế kênh mới	6
1.5. TÍNH TOÁN THEO PHƯƠNG PHÁP ĐỐI CHIỀU MẶT CẮT CÓ LỢI NHẤT VỀ THỦY LỰC. (Phương pháp của AGORÔTSKIN)	8
1.5.1. Quan hệ hình dạng mặt cắt	8
1.5.2. Đặc trưng của mặt cắt có lợi nhất về thủy lực	9
1.5.3. Quan hệ giữa mặt cắt có lợi nhất về thủy lực và mặt cắt bất kỳ	9
1.5.4. Xác định bán kính thủy lực	10
1.5.5. Cách vận dụng cụ thể	10
1.6. DÒNG CHẢY TRONG ỐNG	11
1.6.1. Các yếu tố thủy lực	11
1.6.2. Công thức tính lưu lượng	12
1.6.3. Mặt cắt lợi nhất về thủy lực	12
1.6.4. Các bài thường gặp	12
1.7. LƯU TỐC CHO PHÉP KHÔNG LẮNG VÀ KHÔNG XÓI CỦA KÊNH	13
1.7.1. Vận tốc không xói	13
1.7.2. Vận tốc không lắng	14
CÂU HỎI LÝ THUYẾT & BÀI TẬP	15
 CHƯƠNG II: DÒNG CHẢY ỔN ĐỊNH KHÔNG ĐỀU TRONG KÊNH	16
2.1 NHỮNG KHÁI NIỆM	16
2.1.1 Dòng chảy không đều	16
2.1.2 Kênh lắng trụ và phi lắng trụ	16
2.2 NĂNG LƯỢNG ĐƠN VỊ CỦA MẶT CẮT	17
2.3 ĐỘ SÂU PHÂN GIỚI	18
2.3.1 Định nghĩa về độ sâu phân giới	18
2.3.2 Cách xác định h_k	19
2.4 ĐỘ DỐC PHÂN GIỚI	21
2.4.1 Định nghĩa	21
2.5 TRẠNG THÁI CHẢY	22
2.6 PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN CƠ BẢN CỦA DÒNG CHẢY ỔN ĐỊNH THAY ĐỔI DẦN	22
2.6.1 Phương trình dạng thứ 1	22
2.6.2 Phương trình dạng thứ 2	23

2.6.3	Phương trình dạng thứ 3	24
2.7	CÁC DẠNG ĐƯỜNG MẶT NƯỚC TRONG KÊNH LẮNG TRỤ	24
2.7.1	Khái niệm chung	24
2.7.2	Cách xác định các dạng đường mặt nước	24
2.8	CÁCH TÍNH VÀ VẼ ĐƯỜNG MẶT NƯỚC TRONG KÊNH	30
2.8.1	Phương pháp cộng trực tiếp	30
2.8.2	Phương pháp tích phân gần đúng	31
	CÂU HỎI LÝ THUYẾT	36
	BÀI TẬP	37
	 CHƯƠNG III : NƯỚC NHẢY	40
3.1	KHÁI NIỆM CHUNG	40
3.2	CÁC DẠNG NƯỚC NHẢY	41
3.3	NƯỚC NHẢY HOÀN CHỈNH	42
3.3.1	Phương trình cơ bản	42
3.3.2	Hàm số nước nhảy	43
3.3.3	Xác định độ sâu liên hiệp trong kênh lắng trụ	44
3.3.4	Tổn thất năng lượng	45
3.3.5	Chiều dài nước nhảy	46
3.3.6	Chiều dài đoạn sau nước nhảy	46
3.3.7	Vị trí sau nước nhảy	47
3.4	NƯỚC NHẢY NGẬP	47
3.4.1	Độ sâu liên hiệp	47
3.4.2	Chiều dài nước nhảy ngập	48
	CÂU HỎI LÝ THUYẾT	49
	BÀI TẬP	50
	 CHƯƠNG IV : ĐẬP TRÀN	52
4.1	KHÁI NIỆM	52
4.1.1	Định nghĩa	52
4.1.2	Phân loại đập tràn	52
4.2	CÔNG THỨC CHUNG ĐẬP TRÀN	54
4.2.1	Chảy không ngập	54
4.2.2	Chảy ngập	54
	54	
4.2.3	Ảnh hưởng co hẹp bên	55
4.3	ĐẬP TRÀN THÀNH MỎNG	55
4.3.1	Các dạng nước chảy	55
4.3.2	Công thức tính lưu lượng của đập tràn thành mỏng tiêu chuẩn	56
4.3.3	Ảnh hưởng co hẹp bên	57
4.3.4	Chảy ngập	57
	57	
4.3.5	Đập tràn thành mỏng cửa tamgiác và hình thang	58
4.4	ĐẬP TRÀN THỰC DỤNG	59
4.4.1	Hình dạng mặt cắt	59
4.4.2	Công thức tính lưu lượng	59
4.4.3	Điều kiện chảy ngập và hệ số ngập	60
4.4.4	Ảnh hưởng co hẹp bên	61
4.4.5	Cấu tạo mặt cắt và hệ số lưu lượng	61

4.4.6 Đập tràn đa giác	64
4.4.7 Các bài toán về đập tràn mặt cắt thực dụng	64
4.5 ĐẬP TRẦN ĐỈNH RỘNG	64
4.5.1 Định nghĩa	64
4.5.3 Công thức tính lưu lượng của đập tràn đỉnh rộng chảy không ngập	66
4.5.4 Đập tràn đỉnh rộng chảy ngập	66
4.5.5 Các bài toán về đập tràn đỉnh rộng	67
CÂU HỎI LÝ THUYẾT	68
BÀI TẬP	69
 CHƯƠNG V : NỐI TIẾP VÀ TIÊU NẮNG	72
5.1 NỐI TIẾP CHẢY Ở HẠ LƯU CÔNG TRÌNH	72
5.1.2 Hình thức chảy đáy	72
5.1.2 Hình thức chảy mặt	72
5.2 HỆ THỨC TÍNH TOÁN CƠ BẢN CỦA NỐI TIẾP CHẢY ĐÁY	73
5.2.1 Xác định h_c và h_c''	73
5.2.2 Xác định hình thức và vị trí nước nhảy	75
5.3 TÍNH CHIỀU SÂU BỀ TIÊU NẮNG	75
5.4 TÍNH CHIỀU CAO TƯỜNG TIÊU NẮNG	77
5.5 TÍNH TOÁN THỦY LỰC BỀ TIÊU NẮNG KẾT HỢP	78
5.5.1 Tự chọn	79
5.5.2 Xác định chiều cao tường lớn nhất	79
5.6 TÍNH TOÁN CHIỀU DÀI BỀ TIÊU NẮNG	80
5.7 LƯU LƯỢNG TÍNH TOÁN TIÊU NẮNG	82
CÂU HỎI LÝ THUYẾT	83
BÀI TẬP	84
 CHƯƠNG VI : TÍNH THẨM	85
6.1 KHÁI NIỆM CHUNG	85
6.2 ĐỊNH LUẬT VÀ PHƯƠNG TRÌNH CƠ BẢN	85
6.2.1 Định luật thẩm	85
6.2.2 Phương trình thẩm cơ bản	86
6.2.3 phương trình thẩm phẳng	87
6.3 MỘT SỐ SƠ ĐỒ HẠ MỨC NƯỚC NGẦM TRONG HỒ MÓNG	88
6.3.1 Hồ móng hoàn chỉnh, trong đất đồng chất	88
6.3.2 Hồ móng không hoàn chỉnh, trong đất đồng chất	90
6.3.3 Hồ móng có lớp đất xen kẽ	93
6.3.4 Hồ móng nằm trên tầng thấm có áp	93
 CHƯƠNG VII : CHUYỂN ĐỘNG KHÔNG ỔN ĐỊNH TRONG LÒNG DẪN HỒ	95
7.1 KHÁI NIỆM CHUNG	95
7.1.1 Định nghĩa	95
7.1.2 Phân loại	95
7.2 PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN CƠ BẢN CỦA CHUYỂN ĐỘNG KHÔNG ỔN ĐỊNH THAY ĐỔI DẦN	96
7.2.1 Phương trình liên tục	96
7.2.2 Phương trình động lượng	96
7.3 GIẢI HỆ PHƯƠNG TRÌNH CHUYỂN ĐỘNG KHÔNG ỔN ĐỊNH	

THAY ĐỔI CHẠM	97
Phụ lục 1-1	99