

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О. М. БЕКЕТОВА**

Т. О. Шевченко, М. М. Яковенко

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ
з дисципліни
«Інженерна гідравліка»

*(для студентів 3 курсу денної і заочної форм навчання напрямів підготовки
6.060103 «Гідротехніка (Водні ресурси)» та 6.060101 «Будівництво»
(спеціальності «Водопостачання та водовідведення»))*

Шевченко Т. О. Конспект лекцій з дисципліни «Інженерна гідравліка» (для студентів 3 курсу денної і заочної форм навчання напрямів підготовки 6.060103 «Гідротехніка (Водні ресурси)» та 6.060101 «Будівництво» (спеціальності 7.06010108, 8.06010108 «Водопостачання та водовідведення»)) / Т. О. Шевченко, М. М. Яковенко; Харк. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Х.: ХНУМГ, 2014. – 90 с.

Автори: канд. техн. наук, доцент Т. О. Шевченко,
ст. викл. М. М. Яковенко

Рецензент доц. І. М. Чуб

Затверджено на засіданні кафедри водопостачання, водовідведення і очищення вод, протокол № 1 від 28.08. 2012 р.

ЗМІСТ

	стор.
Вступ	5
Змістовий модуль 1. Рух рідини у відкритих руслах	6
Тема 1. Витікання рідини з отворів і насадків	6
1.1. Класифікація отворів.....	6
1.2. Витікання рідини з малих отворів при постійному напорі..	8
1.3. Витікання рідини з великих отворів при постійному рівні рідини в резервуарі.....	10
1.4. Витікання рідини з отворів при змінному напорі.....	11
1.5. Витікання рідини через насадки.....	12
Тема 2. Усталений рух рідини у відкритих руслах	18
2.1. Класифікація безнапірних потоків.....	18
Тема 3. Рівномірний рух рідини у відкритих руслах	21
3.1. Умови рівномірного руху в відкритому руслі.....	21
3.2. Основне рівняння безнапірного рівномірного руху.....	21
3.3. Питома енергія потоку й перерізу.....	22
3.4. Критична глибина, спокійні й бурхливі потоки.....	24
3.5. Критичний ухил.....	27
Тема 4. Гідравлічно найвигідніший переріз каналів	29
4.1. Розрахункові швидкості води в каналі.....	30
4.2. Визначення нормальної глибини потоку.....	33
4.3. Розрахунок русел трапецієподібного поперечного перерізу.....	35
Тема 5. Нерівномірний рух у відкритих руслах	37
5.1. Основні поняття й визначення.....	37
5.2. Диференційне рівняння нерівномірного руху рідини у непризматичних руслах.....	38
5.3. Питома енергія перерізів, критична глибина.....	40
5.4. Бурхливий і спокійний стан потоку, критичний ухил.....	42
5.5. Основне диференційне рівняння сталого нерівномірного руху, що плавно змінюється, для призматичних русел.....	43
5.6. Можливі випадки співвідношень між глибиною нерівномірного руху h_1 , глибиною рівномірного руху h_0 і критичною глибиною h_k	46
5.7. Дослідження форм вільної поверхні потоку.....	47
Тема 6. Водозливи, їх класифікація	51
6.1. Водозлив з тонкою стінкою. Коефіцієнт витрати водозливу.....	54
6.2. Водозливи з тонкою стінкою практичного профілю.....	55
Змістовий модуль 2. Сполучення б'єфів	59
Тема 7. Сполучення б'єфів	59
7.1. Загальні поняття про сполучення б'єфів.....	59
7.2. Задачі про сполучення б'єфів.....	61
Тема 8. Гідравлічний стрибок	65

8.1. Основні поняття та визначення.....	65
8.2. Довжина гідравлічного стрибка. Геометричні розміри хвилястого стрибка.....	68
8.3. Визначення найменшої глибини за спорудою в нижньому б'єфі.....	70
8.4. Гідравлічний розрахунок водобійної стінки.....	72
8.5. Гідравлічний розрахунок водобійного колодязя.....	75
Змістовий модуль 3. Рух ґрунтових вод.....	79
Тема 9. Види фільтрації. Основний закон фільтрації.....	79
9.1. Види фільтрації.....	79
9.2. Основний закон фільтрації.....	80
9.3. Коефіцієнт фільтрації.....	81
9.4. Приплив води до водозабірної галереї.....	83
КОНТРОЛЬНІ ЗАВДАННЯ.....	85
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	89

ВСТУП

Конспект лекцій написано відповідно до програми курсу «Інженерна гідравліка» і навчального плану для студентів денної і заочної форм навчання напрямів підготовки 6.060103 «Гідротехніка (Водні ресурси)» та 6.060101 «Будівництво» (спеціальності «Водопостачання та водовідведення»). В конспекті наведені загальні відомості про рух рідини у відкритих руслах, розглянуті питання рівномірного й нерівномірного руху рідини у відкритих руслах, розрахунок каналів, основні емпіричні формули розрахунків безнапірного руху рідини в закритих руслах, визначення нормальної глибини потоку.

Також у конспекті розглянуті питання сполучення б'єфів, гідравлічний стрибок, рівняння стрибкової функції, методи інтегрування диференціального рівняння встановленого плавного нерівномірного руху рідини в призматичному руслі.

Метою вивчення дисципліни «Інженерна гідравліка» є:

- 1) вивчення гідравлічних законів руху рідини, їх застосування у практиці водопостачання та водовідведення;
- 2) підготовка фахівця, який володітиме знаннями, пов'язаними з вирішенням технічних питань у галузі водопостачання, водовідведення та очистки води.

Основними **завданнями** вивчення дисципліни «Інженерна гідравліка» є теоретична і практична підготовка студентів з питань: встановлення законів розподілу швидкостей і тиску під час руху рідини; вивчення взаємодії між рідиною і твердими тілами, розміщеними в ній.

Згідно з вимогами освітньо-професійної програми студенти повинні:

знати:

- основні закони гідравліки;
- використання цих законів в розрахунках та при вирішенні практичних задач;
- класифікацію водозливів;
- закони рівномірного і нерівномірного руху рідини у відкритих руслах;
- форми сполучення б'єфів;
- закони руху ґрунтових вод.

вміти:

- скласти схему рішення задачі;
- знайти потрібні формули;
- користуватись довідковою літературою і використовувати емпіричні формули;
- керуючись необхідними методиками, порівнювати втрати напору по довжині та місцеві втрати напору, зіставляти їх величини;
- керуючись необхідними методиками, виконувати гідравлічний розрахунок будь-якого трубопроводу;
- продемонструвати здатність засвоєння нових знань, роботу з літературними джерелами та використовувати прогресивні технології.

Конспект лекцій призначений для студентів 3 курсів вищих навчальних закладів, які готують спеціалістів у галузі водопостачання, каналізації, раціонального використання та охорони водних ресурсів.

ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 1. РУХ РІДИНИ У ВІДКРИТИХ РУСЛАХ

ТЕМА 1. ВИТІКАННЯ РІДИНИ З ОТВОРІВ І НАСАДКІВ

1.1. Класифікація отворів

Питання витікання рідини через отвори є одним з вузлових моментів гідравліки. Вчені й інженери вивчали це питання починаючи з XVII ст.

Рівняння Д. Бернуллі вперше було виведене при вирішенні одного із завдань на витікання рідини з отвору. При розрахунках діафрагм, дірчастих змішувачів, наповненні і спорожненні резервуарів, басейнів, водосховищ, шлюзових камер і інших ємкостей вирішуються завдання на витікання рідин через отвори. При вирішенні цих завдань визначають швидкості і витрати рідин.

Отвори класифікують наступним чином:

1. *За розміром:*

- а) малі отвори;
- б) великі отвори.

2. *За товщиною стінки, в якій зроблено отвір:*

- а) отвори в тонкій стінці;
- б) отвори в товстій стінці.

3. *За формою* розрізняють круглі, квадратні, прямокутні, трикутні та інші отвори.

Відповідно до особливостей гідравлічного розрахунку отвори поділяються на великі і малі.

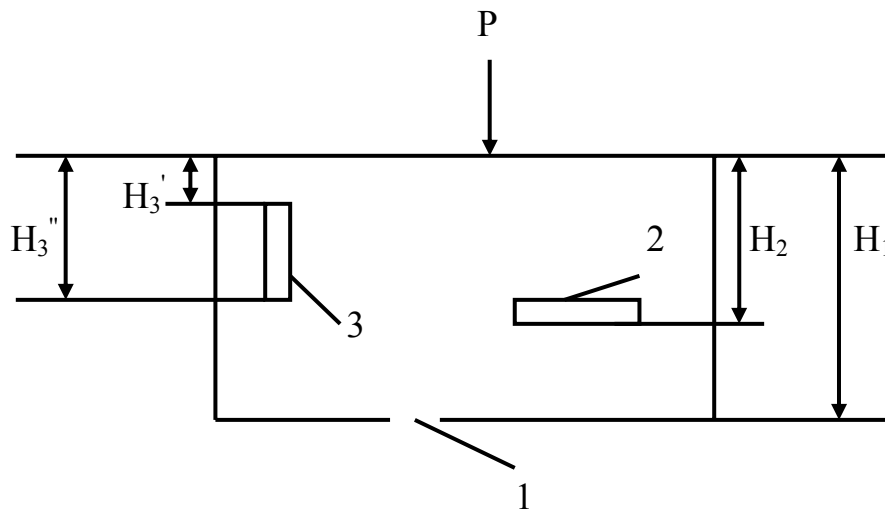


Рис. 1.1 – Резервуар з різними видами отворів
1 – отвір у дні резервуара (малий отвір); 2 – вузька горизонтальна щілина (малий отвір); 3 – вузька вертикальна щілина (великий отвір)

Малий отвір - отвір, у різних точках якого геометричний напір (відстань по вертикалі від вільної поверхні рідини до певної точки отвору) практично однаковий. Висота такого отвору, розташованого у вертикальній стінці, не перевищує $0,1 H$.

Великим називають отвір, в якому геометричний напір в різних точках по висоті не однаковий.

Таким чином, вузька вертикальна щілина є великим отвором, а отвір будь-якого розміру в дні резервуару – малим.

Отвір може бути в тонкій і товстій стінці.

Стінка вважається *тонкою*, якщо її товщина менше 0,67 Н. У цьому випадку товщина стінки не впливає на характер витікання з отвору.

Товстою називається стінка при товщині $\geq 0,67$ Н, тут товщина стінки впливає на витікання рідини. Крім того, на характер витікання рідини з отворів істотно впливає стиснення струменя при підході до отвору, постійність або зміна напору і рівень рідини за отвором.

Стиснення називається *досконалим*, коли бічні стінки і дно судини не впливають на витікання. Якщо отвір знаходиться від бічної стінки або дна на відстані трьох розмірів отвору (для круглого отвору $3d$, для квадратного – $3a$), то витікання відбувається з *недосконалим* стисненням. У цьому випадку бічні стінки або дно судини впливають на характер витікання.

Стиснення струменя при підході до отвору може бути повним по всьому периметру і неповним, коли з однієї або декількох сторін рідина при підході до отвору не зазнає стиснення.

Якщо при витіканні рівень рідини в судині не змінюється, то спостерігається сталий рух і вважається, що витікання відбувається при постійному напорі.

При зміні рівня рідини спостерігається несталий рух, оскільки витікання відбувається при змінному напорі і гідравлічні елементи потоку змінюються за часом.

Розрізняють витікання за наявності притоку рідини і при його відсутності. В останньому випадку відбувається спорожнення судини.

Якщо рівень рідини за отвором не впливає на умови витікання, воно називається *вільним*.

При впливі рівня рідини на характер витікання такі отвори називаються *підтопленими* (при частковому затопленні) або *затопленими* (витікання відбувається під рівень прилеглої нижче рідини).

Пропускна спроможність отвору залежить від умови стиснення струменя, для оцінки якого вводиться поняття коефіцієнта стиснення струменя:

$$\varepsilon = \frac{\omega_c}{\omega_0}, \quad (1.1)$$

де: ω_c – площа стисненого живого перетину;
 ω_0 – площа отвору.

1.2. Витікання рідини з малих отворів при постійному напорі

Розглянемо великий резервуар з рідиною під тиском P_0 , який має малий круглий отвір в стінці на доволі великій глибині H_0 від вільної поверхні. Якщо у бічній стінці судини з рідиною на глибині H під рівнем є круглий отвір діаметром d та площею ω , то струмінь, що витікає, зазнає стиснення (рис. 1.2).

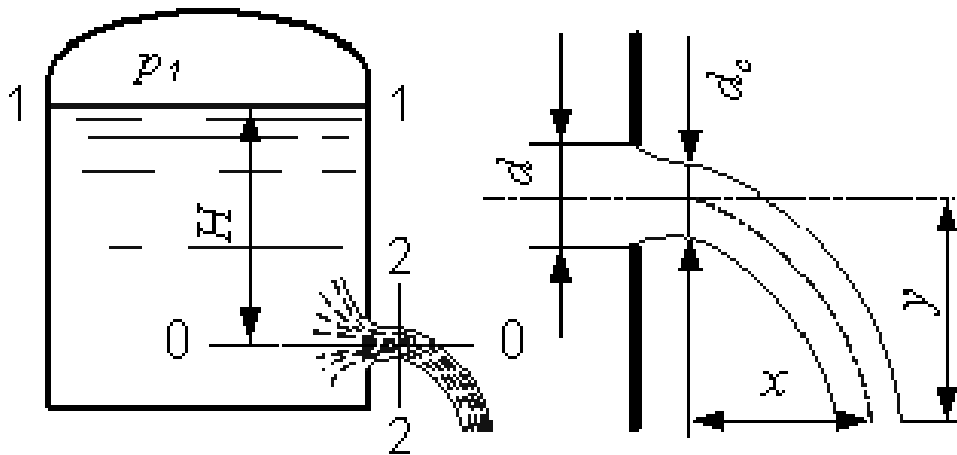


Рис. 1.2 – Витікання рідини з малих отворів при постійному напорі

Рух струменя у стисненому перерізі близький до паралельно-струменевого. На деякій відстані від отвору, яка близька до $d/2$, витікаючий струмінь зазнає стиснення поперечного перерізу, що характеризується зменшенням діаметра і перерізу струменя до величини $\omega_c \approx \xi\omega$, де ω_c – площа перерізу струменя у стисненому перерізі (рис. 1.2).

У бічній тонкій вертикальній стінці судини є малий отвір. Витікання вільне в атмосферу відбувається при постійному напорі, тобто рівень рідини в резервуарі не змінюється.

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + \Sigma h_w;$$

$$P_1 = P_2 = P_{\text{атм}}; z_1 - z_2 = H.$$

Оскільки площа поперечного перерізу судини значно перевищує площу перерізу струменя, то $V_1 = 0$.

$$H = \frac{\alpha V_2^2}{2g} + \Sigma h_w;$$

$$\Sigma h_w = \xi \frac{V_2^2}{2g};$$

$$H = \frac{V_2^2}{2g} (\alpha + \xi);$$

$$V_2 = \sqrt{\frac{H2g}{(\alpha + \xi)}};$$

$$\frac{1}{(\alpha + \xi)} = \varphi, \quad (1.2)$$

де: φ – коефіцієнт швидкості.

$V_2 = \varphi\sqrt{H2g}$ - швидкість при витіканні з малих отворів у тонкій стінці при постійному напорі.

$$Q = W_2V_2; W_2 = \varepsilon\omega_0;$$

$$Q = \varepsilon\varphi\omega_0\sqrt{H2g};$$

$$\varepsilon\varphi = \mu,$$

$Q = \mu\omega_0\sqrt{H2g}$ – витрата при витіканні з малих отворів у тонкій стінці при постійному напорі.

Зазвичай при вільному витіканні води з малих отворів у тонкій вертикальній стінці приймають такі середні значення коефіцієнтів:

$$\varphi = 0,97; \xi = 0,06; \varepsilon = 0,64; \mu = 0,62.$$

Одержані залежності справедливі для будь-яких інших малих отворів за умови, що витікання відбувається при постійному напорі.

Мінятися будуть тільки значення коефіцієнтів, які приводяться в спеціальних довідниках.

Загалом коефіцієнти, які характеризують витікання з отворів, залежать від роду рідини, товщини стінки, температури, форми і розміру отвору, величини напору.

Отвори можуть бути правильної і неправильної форми. Форма отвору впливає на витікання рідини і у багатьох випадках змінює поперечний перетин витікаючого струменя.

Залежно від форми отвору, через який відбувається витікання, форма поперечного перерізу струменя має найрізноманітніший вигляд (рис. 1.3).

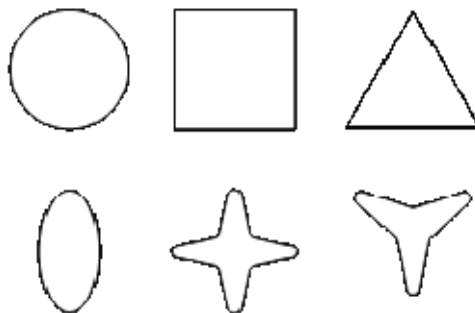


Рис. 1.3 – Форма поперечного перерізу струменя

Так, наприклад, поперечний переріз струменя, який витікає через квадратний отвір, має вигляд хреста з чотирма тонкими ребрами, через круглий – еліптичну форму. Це явище називається *інверсією* струменя.

Форма витікаючого струменя у вертикальній площині (див. рис. 1.2) визначається рівняннями:

$$x = Vt; y = \frac{gt^2}{2}, \quad (1.3)$$

де: t – час;

V – швидкість витікання, яка визначається за формулою $V_2 = \varphi\sqrt{H_2g}$.

Виключивши t , отримаємо рівняння осі струменя

$$x^2 = 4\varphi^2 H_0 y, \quad (1.4)$$

тобто рівняння параболи.

1.3. Витікання рідини з великих отворів при постійному рівні рідини в резервуарі

Нехай в тонкій вертикальній бічній стінці резервуару є великий отвір довільної форми. Напір до верхньої кромки отвору H_1 , до нижньої – H_2 .

Виділимо в межах великого отвору елементарні смужки завтовшки dz і завширшки bz , які знаходяться на глибині Z від вільної поверхні рідини. Тоді для цієї смужки як для малого отвору можна обчислити витрату.

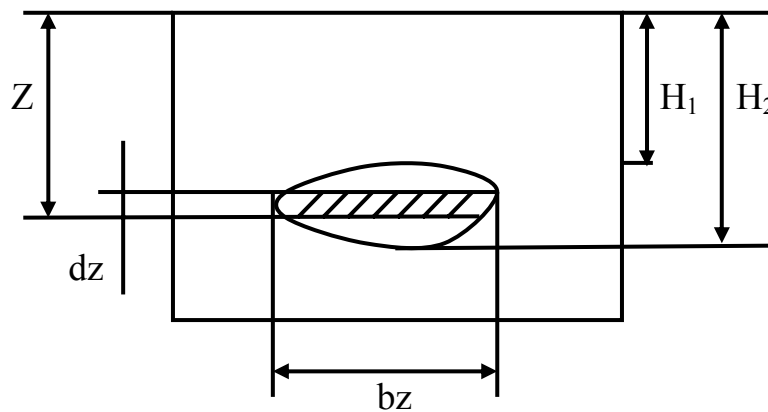


Рис. 1.4– Витікання рідини з великих отворів при постійному рівні рідини в резервуарі

$$dQ = \mu dV \sqrt{2gz};$$

$$dQ = \mu dz bz \sqrt{2gz}.$$

Оскільки коефіцієнт витрати для отворів визначається дослідним шляхом і береться за довідковими даними, при інтеграції виразу його можна винести за знак інтеграла. Тоді в загальному випадку витікання рідини з великого отвору в тонкій вертикальній стінці при постійному рівні рідини в резервуарі витрата може бути обчислена за формулою:

$$dQ = \mu_6 \sqrt{2g} \int_{H_1}^{H_2} Z^{1/2} dz bz, \quad (1.5)$$

де μ_6 – коефіцієнт витрати для великого отвору.

Окремий випадок.

Для великого прямокутного отвору в тонкій вертикальній стінці при постійному рівні рідини в судині $bz = b$, тоді

$$dQ = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} (H_2^{3/2} - H_1^{3/2}). \quad (1.6)$$

Для визначення витрати при витіканні з великого круглого отвору при постійному рівні рідини в резервуарі використовують формулу:

$$dQ = \mu_6 \omega \sqrt{2gH}. \quad (1.7)$$

1.4. Витікання рідини з отворів при змінному напорі

Витікання рідини з отворів при змінному напорі відбувається тоді, коли рівень води в резервуарах підвищується або знижується. Розрахунки для визначення витікання рідини при змінному напорі зазвичай зводяться до визначення часу спорожнення або наповнення, величини початкового напору і розміру отвору.

Непризматичний резервуар – резервуар з непостійною площею горизонтального перерізу на рівні H , який при зміні глибини має різну площу вільної поверхні.

Призматичний – резервуар з постійним перерізом на будь-якому рівні води.

Витікання рідини при змінному напорі – це несталий рух, тому в цьому випадку рівняння Бернуллі непридатне.

Розглянемо витікання рідини з резервуару при витраті витікання, не рівній притоку в резервуар.

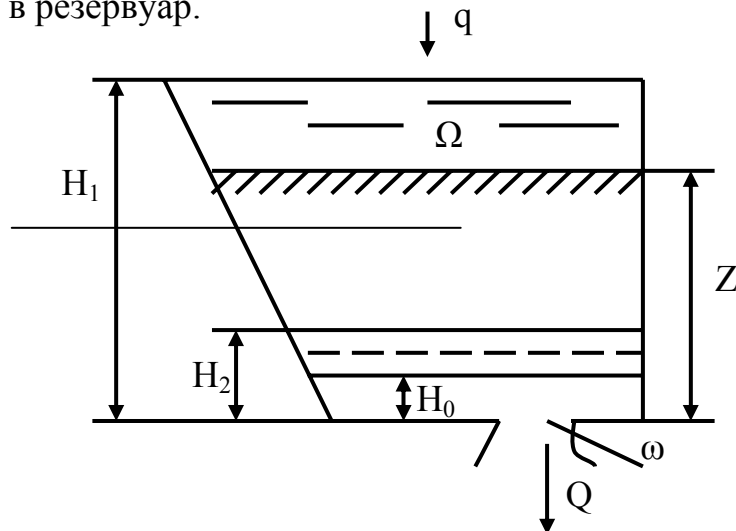


Рис. 1.5 – Витікання рідини з резервуару при витраті витікання, не рівній притоку в резервуар

Рівень води в резервуарі підвищується, якщо $q > Q$ і, навпаки, знижується, якщо $q < Q$.

Витікання рідини нестале. За час dt об'єм рідини змінюється на величину Ωdz .

Ω – площа поверхні рідини в резервуарі на відмітці z .

dz – зміна відмітки z за час dt .

Зміна в об'ємі дорівнює різниці об'єму, що надійшов у резервуар, і об'єму, що витік з резервуару, тобто

$\Omega dz = q dt - Q dt$ – рівняння балансу води або рівняння несталого руху в резервуарі.

При постійному притоку такий несталий рух прагне стати сталим, тобто у будь-який момент часу витрата з резервуарі:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gz}.$$

Для визначення напору, при якому $q = Q$, використовують формулу:

$$H_0 = \frac{q^2}{\mu^2 \omega^2 2g}. \quad (1.8)$$

Час, необхідний для зміни рівня рідини в резервуарі на величину dz , складає:

$$dt = \frac{\Omega \cdot dz}{\mu \omega \sqrt{2g} (\sqrt{H_0} - \sqrt{z})}. \quad (1.9)$$

Для рідини з невеликою в'язкістю (води) можна вважати, що коефіцієнт $\mu = \text{const}$, тоді час зміни рівня води від H_1 до H_2 складе:

$$t = \frac{1}{\mu \omega \sqrt{2g}} \int_{H_1}^{H_2} \frac{\Omega dz}{\sqrt{H_0} - \sqrt{z}}. \quad (1.10)$$

Для вирішення цього рівняння необхідно знати: закон зміни площі поверхні води в резервуарі, який залежить від її відмітки.

1.5. Витікання рідини через насадки

За характерними особливостями гідравлічного розрахунку труби діляться на наступні види:

- довгі труби – це такі труби, в яких втрати по довжині більше місцевих втрат;

- короткі труби – це труби, в яких втрати по довжині майже рівні з місцевими втратами;

- дуже короткі труби (патрубки) – це такі труби, в яких втрати по довжині менше місцевих втрат;

- насадки – це приєднані до отвору короткі патрубки зазвичай завдовжки $2-4 d$, які дозволяють істотно змінювати швидкість і витрату при витіканні рідини.

Як правило, насадки є незатопленими, тобто витікання рідини відбувається в газове середовище. При цьому рух рідини в насадках напірний. Насадки бувають:

- зовнішні та внутрішні;
- циліндрові;
- що конічно сходяться і розходяться;
- коноїдальні.

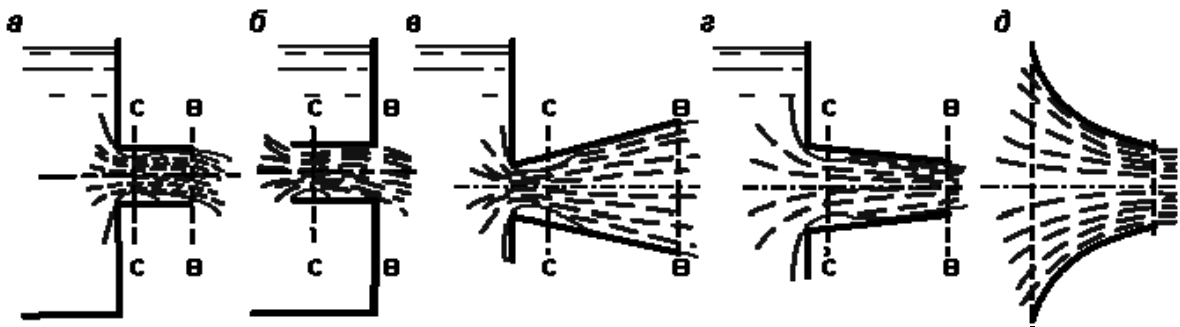


Рис. 1.6 – Форми насадків

а – зовнішній циліндровий; б – внутрішній циліндровий; в – насадок, що конічно розходиться; г – насадок, що конічно сходиться; д – коноїдальний.

До насадків вдаються у разі, коли потрібно збільшити пропускну спроможність отвору або для збільшення (зменшення) кінетичної енергії витікаючого струменя.

В насадку потік складається з двох самостійних частин: центральної, де частинки рідини переміщуються тільки поступально, та коловоротної зони, яка знаходиться навколо неї, де частинки рідини здійснюють обертовий рух, а вся зона становить собою завихрений простір (рис. 1.7).

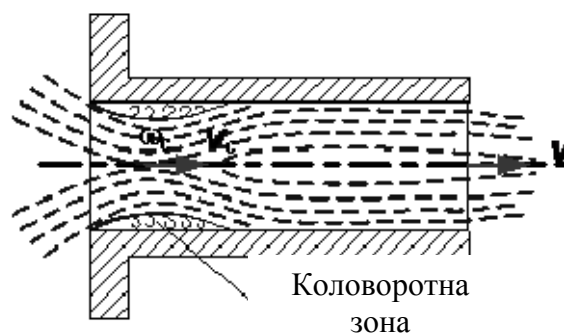


Рис. 1.7 – Схема руху потоку в насадку

У коловоротній зоні знаходяться рідина, пара, яка виділилася з рідини, та розчинені гази. Завихрена зона утворюється в результаті вигину ліній токів, що викликаний умовами входу рідини в отвір. Струмінь заповнює весь переріз насадку не зразу, а лише на деякій відстані від вхідного отвору. Затиснуте у завихреній зоні повітря доволі швидко захоплюється потоком, і на вхідній ділянці насадку утворюється вакуум, величина якого залежить від швидкості руху рідини або, по суті, від напору. Внаслідок розрідження (вакууму) рідина підсмоктується з резервуару: швидкість протікання рідини збільшується через збільшення повного напору, який складається з напору над центром тяжіння вхідного отвору і величини вакууму в стиснутому перерізі. Вакуум, в свою чергу, трохи розширює стиснений переріз. Підвищення швидкості протікання рідини через вхідний отвір та збільшення площі стисненого перерізу викликають зростання витрати через насадок у порівнянні з витіканням через отвір. При насадках завдовжки більше $40-50d$ ефект підсмоктування не компенсує гідравлічні втрати за довжиною насадка, що зростають, й витрата рідини через такий насадок тоді дорівнює або менше витрати через отвір.

Розрахункові залежності при витіканні з насадок аналогічні залежностям для малого отвору.

$$V_2 = \varphi \sqrt{H2g} ; \quad (1.11)$$

$$Q = \mu \omega_0 \sqrt{H2g} . \quad (1.12)$$

Відмінність одержаних формул полягає у величинах коефіцієнтів швидкості та витрати. Середнє значення коефіцієнтів для найбільш поширених насадок приведені в табл. 1.1.

На підставі табл. 1.1 можна зробити висновки про застосування насадок різного типу: зовнішній циліндровий насадок потрібно застосовувати тоді, коли метою є швидке спорожнення резервуару без необхідності великої швидкості витікання.

Таблиця 1.1 – Середнє значення коефіцієнтів для найбільш поширених насадок

№№	Тип насадка	Коефіцієнти		
		φ (швидкості)	ε (стиснення струму)	μ (витрати)
1	Зовнішній циліндричний при $l = 3-4d$	0,82	1	0,82
	При $l = 20d$	0,73	1	0,73
2	Внутрішній циліндричний при $l = 0,5d$	0,98	0,52	0,51
	При $l = 3-4d$	0,71	1	0,71
3	Конічний, що сходиться, при $\alpha = 5^\circ$	0,92	1	0,92
4	Конічний, що розходиться, при $\alpha = 5^\circ$	0,48	1	0,48
5	Коноїдальний	0,96	1	0,96

Насадки, що конічно сходяться, і коноїдальні насадки забезпечують отримання максимальної витрати при великій швидкості, отже, великого кінетичного струменя (пожежні брандспойти, фонтани, гідромонітори).

При використанні насадок, що конічно розходяться, кут конусності обмежений. Інакше струмінь не заповнює насадку і витікання відбувається як з отвору в тонкій стінці.

Втрати в насадках більші, ніж втрати напору при витіканні з малих отворів у тонкій стінці. Тому всі насадки мають менший коефіцієнт швидкості.

Зовнішні циліндричні насадки. На підставі рівняння Д. Бернуллі для двох перерізів (рис. 1.8): 1-1 по вільній поверхні у резервуарі та 2-2 по вхідному перерізу насадка відносно площини порівняння 0-0, яка проходить через вісь насадка, отримаємо

$$H_0 = \frac{V^2}{2g} (\alpha + \Sigma \xi), \quad (1.13)$$

де $\Sigma \xi$ – сума всіх коефіцієнтів опору, які характеризують втрати напору при протіканні рідини через насадок.

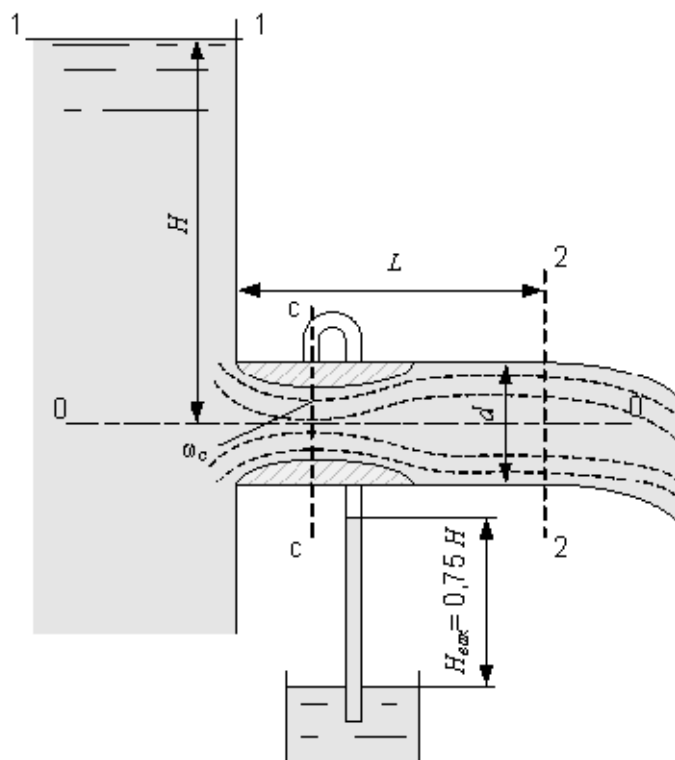


Рис. 1.8 – Гідравлічна схема роботи зовнішнього циліндричного насадка

Ці втрати складаються з втрат напору на звуження струменя до його стисненого перерізу, втрат на розширення струменя за стисненим перерізом і на тертя по довжині насадка. Тому сумарний коефіцієнт опору:

$$\Sigma \xi = \zeta_{bx} + \lambda \frac{l}{d} = 0,5 + \lambda \frac{l}{d}. \quad (1.14)$$

Підставивши в рівняння значення $\Sigma\xi$, знайдемо швидкість витікання

$$V = \frac{1}{\sqrt{1,5 + \lambda \frac{l}{d}}} \cdot \sqrt{2gH_0} = \varphi \sqrt{2gH_0}, \quad (1.15)$$

де коефіцієнт швидкості

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{1,5 + \lambda \frac{l}{d}}}. \quad (1.16)$$

Оскільки на виході насадок працює повним перерізом, коефіцієнт стиснення струменя ε буде дорівнювати одиниці, а коефіцієнт витрати $\mu = \varphi\varepsilon = \varphi$.

Витрата визначається за формулою:

$$Q = V \cdot \omega = \varepsilon \cdot \varphi \cdot \omega \cdot \sqrt{2gH_0} = \mu \cdot \omega \cdot \sqrt{2gH_0}.$$

Найбільшими значеннями коефіцієнтів витрати та швидкості зовнішній циліндричний насадок володіє при довжині $3-4d$. В цьому випадку ці величини дорівнюють 0,82. Зовнішній циліндричний насадок такої довжини називається насадком Вентурі. Вакуум у насадку досягає найбільшого значення в стисненому перерізі, що можна встановити дослідним шляхом та теоретично. Якщо до зони стиснення струменя приєднати рідинний вакуумметр, то рідина в трубці підніметься на висоту $h_v \approx 0,75 H$.

Для визначення величини вакууму теоретично складемо рівняння Д. Бернуллі для стисненого перерізу с-с і вихідного перерізу 2-2 відносно площини порівняння 0-0 за віссю насадка:

$$\frac{p_c}{\rho g} + \frac{V_c^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + \Sigma\xi \cdot \frac{V_2^2}{2g}. \quad (1.17)$$

Після всіх перетворень отримаємо

$$\frac{p_2}{\rho g} + \frac{p_c}{\rho g} + \frac{p_v}{\rho g} = h_{\text{вак}} = 2\varphi^2 H_0 \cdot \frac{1-\varepsilon}{\varepsilon} \approx 0,75 H_0, \quad (1.18)$$

де H_0 – повний напір при витіканні.

Однак, як показують дослідні дані, при вакуумі більше 8,0 м вод. ст. починається засмоктування повітря в насадок через вихідний переріз; відбувається зрив вакууму за рахунок часткового або повного відриву струменя рідини від внутрішньої стінки насадка. Діючий напір знижується, зменшується коефіцієнт витрати μ , а отже, і витрата, що пропускається. Насадок починає працювати як простий отвір. Циліндричні насадки широко застосовуються на практиці. Так, насадки цього типу використовуються в якості випусків води у дамбах та водопровідних труб під насипами і т. д.

Насадки, що конічно розходяться. В насадках, що конічно розходяться, в області стисненого перерізу утворюється вакуум більшої величини, але величина вакууму залежить від кута конусності. При великому куті конусності можливий відрив струменя від стінок насадка, і отже, зрив

вакууму. Дослідженнями встановлено, що оптимальний кут конусності складає $5-7^\circ$, коефіцієнт витрати μ та швидкості φ дорівнюють 0,5.

Насадки, що конічно розходяться, за рахунок розширення потоку відрізняються від всіх інших видів насадків значно більшими втратами напору, малими швидкостями виходу. Отже, їхніми характерними особливостями є: значний вакуум, більша пропускна здатність (більша витрата Q) при відносно малих вихідних швидкостях. Використовують ці насадки у водоструменевих та пароструменевих насосах (ежектор і інжектор), гідроелеваторах і т. п.

Насадки, що конічно сходяться. Насадки, що конічно сходяться, мають форму конуса, який сходиться за напрямом до вихідного перерізу. Для цих насадків коефіцієнти μ і φ не тотожні між собою та залежать від кута конусності насадка. Найбільше значення коефіцієнта витрати $\mu = 0,946$ відповідає куту конусності $\theta = 13^\circ 24'$.

Коефіцієнт швидкості φ по мірі збільшення кута конусності безперервно зростає від 0,829 до 0,984. При куті конусності $13-14^\circ$ втрати напору на розширення зникають, тому що стиснений переріз наближається за величиною до вихідного. Вакууму немає, оскільки швидкість струменя у стисненому перерізі не більше вихідної швидкості. Основне призначення цих насадків – збільшувати швидкість виходу рідини, тобто створювати струмінь, який володіє великою питомою кінетичною енергією. Струмінь, який виходить з насадка, відрізняється компактністю та здатністю на тривалій відстані зберігати свою форму, не розпадаючись. Тому їх застосовують в якості сопел гідромоніторів, гідравлічних турбін, наконечників пожежних брандспойтів і т. п.

Коноїдальні насадки. Коноїдальний насадок окреслюється за формою витікаючого струменя. Його вхідна ділянка виконується за складною поверхнею двоякої кривизни, а вихідна має циліндричну форму. Коефіцієнти витрати μ і швидкості φ рівні між собою і приймаються у інтервалі 0,97–0,99 залежно від напору і якості обробки внутрішньої поверхні насадка.

КОНТРОЛЬНІ ЗАПИТАННЯ

1. Наведіть класифікацію отворів.
2. Дайте визначення явища інверсії.
3. Охарактеризуйте досконале і недосконале стиснення потоку при витіканні через отвір.
4. Наведіть схеми вільних, підтоплених та затоплених отворів.
5. Дайте визначення коефіцієнта стиснення струменя.
6. Наведіть схему витікання рідини з малих отворів при постійному напорі.
7. Наведіть схему витікання рідини з великих отворів при постійному рівні рідини в резервуарі.
8. Наведіть схему витікання рідини з отворів при змінному напорі.
9. Наведіть класифікацію насадків, галузі їхнього використання.

ТЕМА 2. УСТАЛЕНИЙ РУХ РІДИНИ У ВІДКРИТИХ РУСЛАХ

У попередніх лекціях розглядався в основному напірний рух рідини, при якому форма й розміри живого перерізу потоку визначалися формою й розмірами перерізу самого русла.

При русі у відкритому руслі будь-яка місцева зміна умов руху неминуче призведе до деформації живого перерізу потоку на деякій його довжині.

У цій лекції ми розглянемо сталий рух рідини, що плавно змінюється, у відкритих руслах, при якому зміна основних параметрів потоку по його довжині відбувається плавно. Тому при виведенні рівнянь руху можна знехтувати складовими місцевих швидкостей у площині живого перерізу потоку й прийняти розподіл тиску в цій площині відповідно до гідростатичного закону. Будемо вважати, що робота сил опору при нерівномірному й рівномірному русі практично однакова.

В інженерній практиці відкриті русла розділяють на дві категорії – **призматичні й непризматичні**.

До *призматичних* русел належать русла, в яких основні геометричні параметри потоку залишаються постійними по всій довжині.

Площа живого перерізу потоку призматичного русла залежить від глибини наповнення русла:

$$W=f(h). \quad (2.1)$$

У випадку *непризматичного* русла площа живого перерізу потоку є функцією двох змінних:

$$W=f(h,S), \quad (2.2)$$

де: h – глибина наповнення русла;

S – характерний поперечний розмір для певної форми русла.

Рух рідини в каналі називається **безнапірним рухом**. Особливістю його є наявність вільної поверхні з однаковим тиском по всій її довжині.

З точки зору гідравліки безнапірні потоки можна розділити на усталені потоки з рівномірним рухом рідини та неусталені потоки, які часто називають швидкотоками.

Характер і швидкості руху рідини, ухил і форма вільної поверхні, глибина потоку залежить від форми перерізу русла, його розмірів та ухилу дна. Ухили дна таких потоків зазвичай невеликі, тому живі перерізи у відкритих руслах умовно приймаються вертикальними і глибина потоку вимірюється по вертикалі.

2.1. Класифікація безнапірних потоків

Русла розділяють за параметрами, що визначають зміну площі живого перерізу за довжиною потоку, на непризматичні та призматичні (циліндричні). У **непризматичних русел** форма і (або) геометричні розміри поперечного профілю міняються за довжиною русла. Тому площа живого

перерізу потоку є функцією довжини русла і функцією глибини потоку вздовж русла. В такому руслі рух нерівномірний. В **призматичних руслах** форма і розміри елементів поперечного профілю за довжиною зберігаються незмінними. Площа живого перерізу потоку може змінюватися тільки у зв'язку зі зміною глибини потоку.

За формою профілю поперечного перерізу русла можуть бути правильної та неправильної форми. Призматичні русла мають **правильну** форму. Вони можуть бути прямокутні, трикутні, трапецієподібні (рис. 2.1, а, б, в). Якщо поперечний профіль русла правильної форми окреслений кривою лінією, колом (рис. 2.1, д) або параболою (рис. 2.1, г), яка визначається за всією довжиною русла одним рівнянням, то таке русло називається **циліндричним** (рис. 2.1, г, д). Правильну форму найчастіше мають штучні русла. До русел неправильної форми належать полігональні (складні) русла (рис. 2.1, ж) і русла природних потоків (рис. 2.1, е).

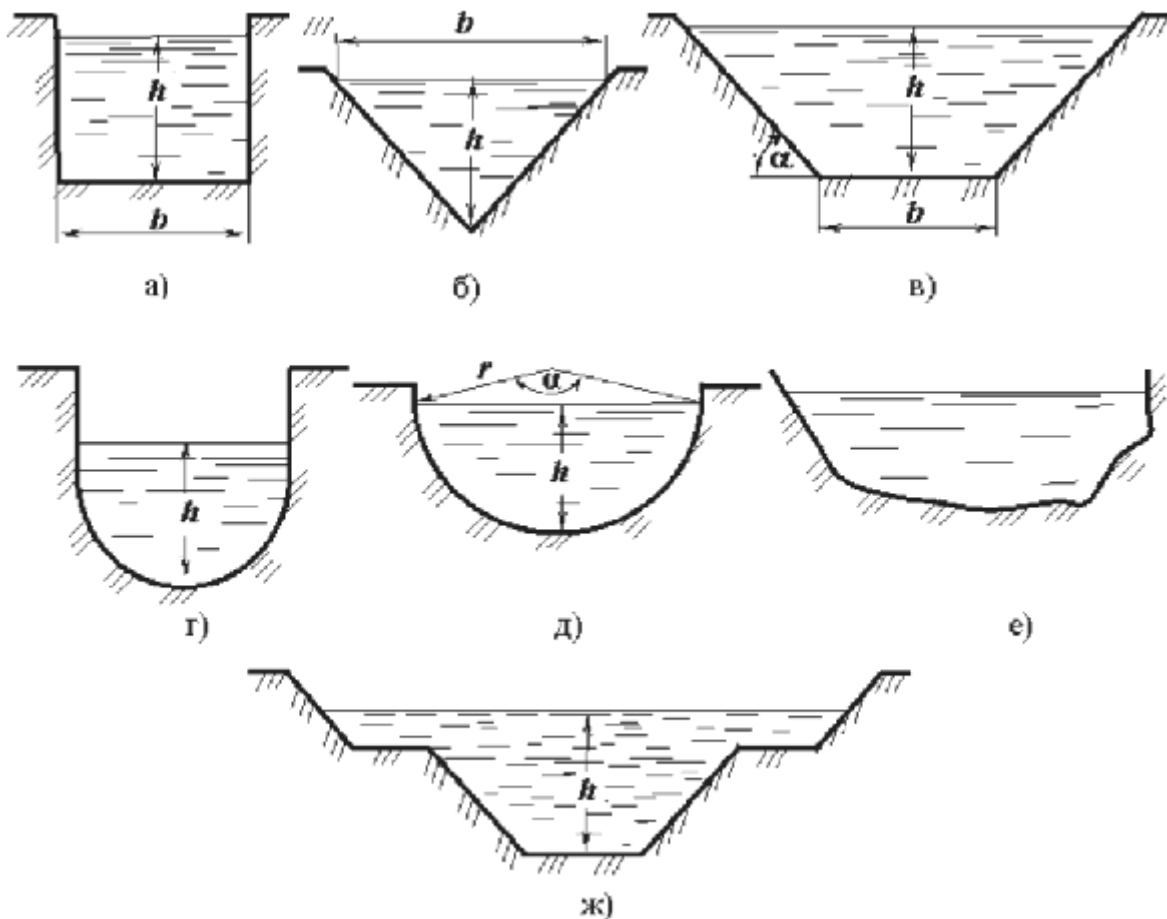


Рис. 2.1 – Типи відкритих русел

Відкриті русла залежно від повздовжнього ухилу дна поділяються на русла з **позитивним (прямим)** геометричним ухилом $i > 0$, коли дно русла понижується в напрямку руху потоку; **горизонтальні** русла при $i = 0$ і русла з **негативним (зворотним)** ухилом дна $i < 0$, коли дно русла підвищується у напрямку руху рідини.

Переважна частина наземних потоків є відкритими, тобто сполучаються з атмосферою, однак, в тих випадках, коли необхідно попередити втрати рідини, що транспортується, від випаровування (в країнах зі спекотним кліматом), водоводи перекривають. У ряді випадків водоводи монтуються над поверхнею землі на спеціальних опорах і мостових переходах, утворюючи тим самим акведуки.

Усталений потік у відкритому руслі може бути або рівномірним, або нерівномірним.

Рівномірний потік за всією довжиною має однакову середню швидкість. Тому за всією довжиною потоку залишається однаковою і площа живого перерізу.

У нерівномірному потоці уздовж потоку змінюється середня швидкість, тому, хоча витрата і залишається постійною, за довжиною потоку змінюються площі живих перерізів.

КОНТРОЛЬНІ ЗАПИТАННЯ

1. Дайте визначення призматичних та непризматичних русел, у чому полягає відмінність їхніх гідравлічних параметрів?
2. Наведіть основні типи форми поперечного перерізу відкритих русел та поясніть їхні гідравлічні особливості.
3. Як розділяються відкриті русла залежно від повздовжнього ухилу дна?

ТЕМА 3. РІВНОМІРНИЙ РУХ РІДИНИ У ВІДКРИТИХ РУСЛАХ

3.1. Умови рівномірного руху в відкритому руслі

Рівномірний рух рідини характеризується прямими паралельними лініями токів (траєкторіями), а також постійністю місцевої усередненої у часі швидкістю уздовж кожної лінії току. Отже, для існування рівномірного руху необхідно виконання кількох умов.

На вільній поверхні безнапірних потоків встановлюється постійний, як правило, атмосферний тиск. Тому п'єзометричний ухил I_p для таких потоків відповідає ухилу вільної поверхні I_c , тобто $I_p = I_c$. Раніше було встановлено, що для рівномірних потоків п'єзометричний ухил дорівнює гідравлічному, тобто $I_p = I$. Отже, рівномірний безнапірний рух можливий при дотриманні рівності:

$$I_p = I = I_c. \quad (3.1)$$

Для цього (рис. 3.1) необхідно, щоб величина швидкісного напору за довжиною потоку також залишалася постійною. Цим диктується дотримання наступних умов:

- русло – призматичне;
- витрата води постійна ($Q = const$);
- глибина h , а відповідно, форма і площа живого перерізу ω і χ , R постійні;
- лінія дна не має перелому, тобто $i = \sin \alpha = const$, при цьому $i > 0$;
- шорсткість дна і стінок русла постійні за довжиною ($n = const$);
- місцеві опори в руслі відсутні.

Повністю задовольнити всі умови можна тільки в штучних руслах.

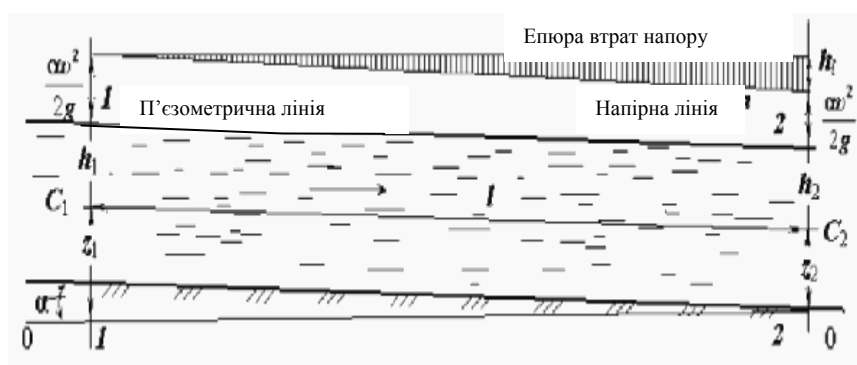


Рис. 3.1 – Діаграма рівняння Бернуллі для безнапірного рівномірного руху потоку

3.2. Основне рівняння безнапірного рівномірного руху

Рівняння Бернуллі для двох проведених вертикально перерізів (1-1 і 2-2) відкритого потоку при рівномірному русі (рис. 3.1) буде виглядати таким чином:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_{w1-2},$$

(значення параметрів записані для центрів живих перерізів потоку)

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha; h_1 = h_2 = h;$$

$$p_1 = p_2 = p_A + \rho g h; h_{w1-2} = h_l = \lambda \frac{l}{4R} \cdot \frac{U^2}{2g},$$

$$z_1 = z_2 + \lambda \frac{l}{4R} \cdot \frac{U^2}{2g}; z_1 - z_2 = \lambda \frac{l}{4R} \cdot \frac{U^2}{2g}; \frac{z_1 - z_2}{l} = \lambda \frac{1}{4R} \cdot \frac{U^2}{2g},$$

де $\frac{z_1 - z_2}{l} = i$ – геометричний ухил.

Для визначення середньої швидкості безнапірного рівномірного потоку отримана формула Шезі, в якій у якості розрахункового береться геометричний ухил:

$$U = C\sqrt{R \cdot i}, \quad (3.2)$$

де C – коефіцієнт Шезі, який розраховується за формулами Маннінга:

$$C = \sqrt{\frac{8g}{l}}; C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}, \quad (3.3)$$

або М. М. Павловського:

$$C = \frac{1}{n} R^y, \quad (3.4)$$

та за багатьма іншими формулами (Гангільє-Куттера, І. І. Агроскіна та ін.).

В цих формулах:

n – коефіцієнт шорсткості, який визначається за довідковими даними;

y – змінний показник ступеня

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 1). \quad (3.5)$$

Витрата в перерізі русла визначається за формулою:

$$Q = U\omega = \omega \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot i}, \quad (3.6)$$

$$Q = K\sqrt{i}, \quad (3.7)$$

де K – модуль витрати або витратна характеристика $K = \omega \cdot C \cdot \sqrt{R}$.

3.3. Питома енергія потоку й перерізу

Механічна енергія маси рідини, що протікає за одиницю часу через обраний живий переріз потоку, віднесена до одиниці ваги й обумовлена щодо довільної горизонтальної площини, називається **питомою енергією потоку E** .

При русі, що плавно змінюється, для будь-якої точки живого перерізу потоку можна записати (рис. 3.2):

$$E = z + \frac{P}{\rho g} + \frac{\alpha V^2}{2g} = a + h + \frac{\alpha V^2}{2g}, \quad (3.8)$$

де P – надлишковий тиск.

Униз за течією питома енергія E для усталеного руху повинна зменшуватися, тому що сам рух відбувається за рахунок витрати цієї енергії.

Проведемо площину порівняння через нижню точку цього перерізу 0-0 (рис. 3.2).

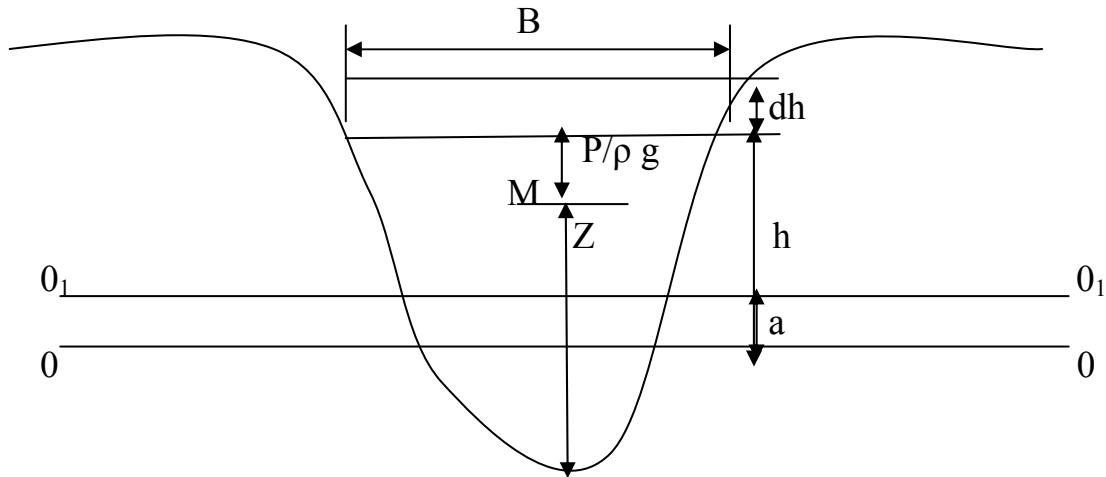


Рис. 3.2 – Переріз потоку при русі рідини, що плавно змінюється

Питому енергію в цьому живому перерізі, яку визначено відносно горизонтальної площини, що проходить через нижню точку цього перерізу, називають **питомою енергією перерізу** й позначають символом \mathcal{E} .

$$\mathcal{E} = h + \frac{\alpha V^2}{2g} = h + \frac{\alpha Q^2}{2gW^2}. \quad (3.9)$$

Помітимо, що \mathcal{E} обчислюють в кожному перерізі потоку відносно своєї горизонтальної площини порівняння.

З рівнянь (3.8) і (3.9) виходить:

$$\mathcal{E} = E - a = E - il.$$

Знаючи, що $\frac{dE}{dl} = -I = -\frac{Q^2}{W^2 C^2 R}$, одержимо:

$$\frac{d\mathcal{E}}{dl} = \frac{dE}{dl} + i = -\frac{Q^2}{W^2 C^2 R} + i, \quad (3.10)$$

якщо $i > 0$, то

$$\frac{d\mathcal{E}}{dl} = i - \frac{Q^2}{W^2 C^2 R} = i \left(1 - \frac{W_0^2 C_0^2 R_0}{W^2 C^2 R}\right) = i \left(1 - \frac{K_0^2}{K^2}\right). \quad (3.11)$$

З рівняння (3.11) видно, що при рівномірному русі $d\mathcal{E}/dl=0$, тому що $K_0 = K$, а при нерівномірному русі $d\mathcal{E}/dl \neq 0$ залежно від співвідношення K_0/K .

Зміст останнього положення полягає в тому, що при рівномірному русі робота сили тяжіння повністю витрачається на подолання сил опору й зміни питомої енергії перерізу не спостерігається. Якщо ж $K_0 > K$, середня швидкість потоку буде менше, ніж при рівномірному русі, гідравлічні опори зменшуються й частина роботи сил тяжіння дасть поступове нагромадження питомої енергії перерізу вниз за течією. При $K_0 < K$ дія буде зворотна, тобто

на подолання опору витрачається більше енергії, ніж може дати сила тяжіння і додаткова енергія, що вимагається, буде запозичуватися з питомої енергії перерізів, які є наступними, тобто $d\mathcal{E}/dl < 0$.

3.4. Критична глибина, спокійні й бурхливі потоки

Розглянемо залежність питомої енергії перерізу \mathcal{E} від глибини наповнення h при заданій формі поперечного перерізу русла й при $Q = const$.

З раніше викладеного питома енергія перерізу \mathcal{E} складається з двох частин: $\mathcal{E}_{ном} = h$ і $\mathcal{E}_{кін} = \frac{\alpha V^2}{2g} = \frac{\alpha Q^2}{2gW^2}$. Помітимо, що тенденція їхньої зміни зі

зміною глибини діаметрально протилежна:

При $h \rightarrow 0$ $\mathcal{E}_{ном} \rightarrow 0$ $\mathcal{E}_{кін} \rightarrow \infty$

При $h \rightarrow \infty$ $\mathcal{E}_{ном} \rightarrow \infty$ $\mathcal{E}_{кін} \rightarrow 0$

Отже, функція $\mathcal{E}=f(h)$ на графіку питомої енергії (рис. 3.3) має вигляд кривої з двома відгалуженнями, що йдуть у нескінченність.

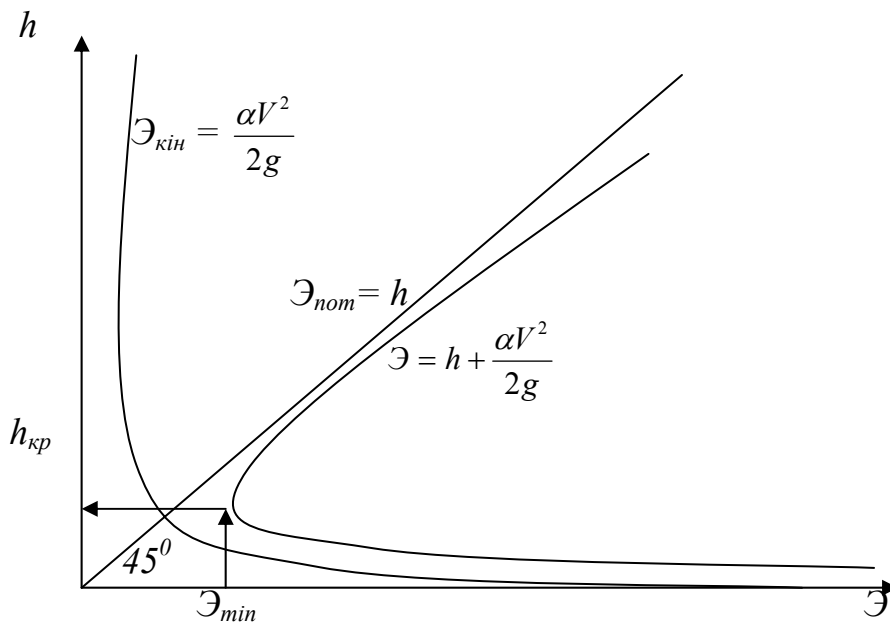


Рис. 3.3 – Графік питомої енергії

При цьому $\mathcal{E}_{ном}$ відобразиться у вигляді прямої – бісектрисою координатного кута, а $\mathcal{E}_{кін}$ – у вигляді деякої кривої другого порядку.

Лінія, що характеризує зміну питомої енергії перерізу залежно від h , асимптотично наближається до бісектриси координатного кута й до осі абсцис і має екстремальну точку при деякому значенні глибини наповнення.

Глибина потоку, при якій питома енергія перерізу для заданої витрати в цьому руслі досягає мінімального значення, називається **критичною глибиною** й позначається $h_{кр}$.

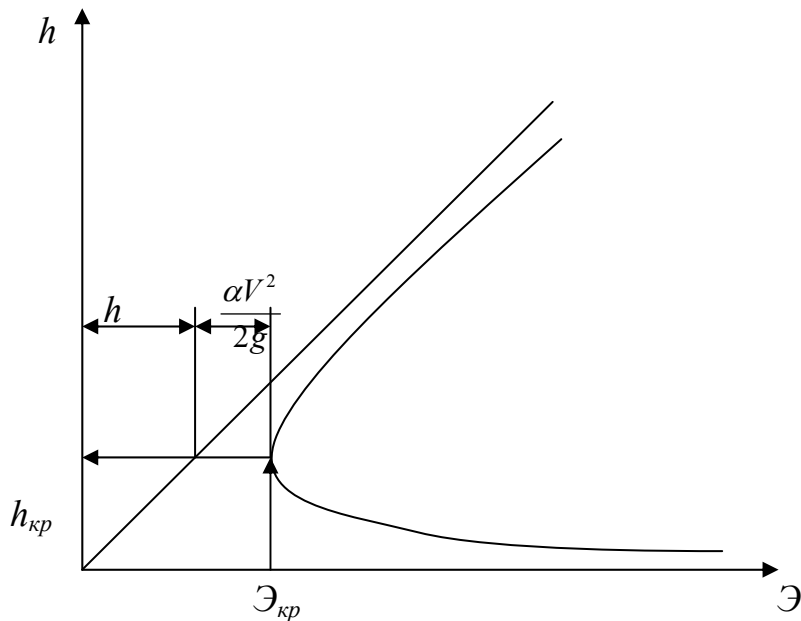


Рис. 3.4 – Графік складових питомої енергії

Екстремальна точка на графіку ділить криву питомої енергії на дві частини: верхню, де $h > h_{кр}$, і нижню, де $h < h_{кр}$. Відповідно розрізняють три стани потоку:

1) *спокійний стан*, при якому $h > h_{кр}$, а питома енергія перерізу збільшується зі збільшенням h ;

2) *бурхливий стан*, коли $h < h_{кр}$, а питома енергія перерізу зі збільшенням зменшується;

3) *критичний стан* при $h = h_{кр}$ і $Э = Э_{min}$.

За графіком (рис. 3.4) можна наочно простежити за зіставленням $Э_{пот} = h$ і $Э_{кін} = \frac{\alpha V^2}{2g}$ для даного русла при $Q = const$. На рис. 3.4 частка внеску глибини h і коефіцієнта $\frac{\alpha V^2}{2g}$ в значенні питомої енергії перерізу $Э$ відбита горизонтальними відрізками.

Для висновку рівняння критичного стану використовуємо $Э = Э_{min}$, тобто $(dЭ/dl)_{кр} = 0$ маємо:

$$\frac{dЭ}{dl} = \frac{d}{dh} \left(h + \frac{\alpha Q^2}{2gW^2} \right) = 1 - \frac{\alpha Q^2}{gW^3} \frac{dW}{dh} - 1 = 1 - \frac{\alpha Q^2 B}{gW^3}.$$

Раніше було показано $d/dh = B$, тоді для призматичних русел $d/dh = B$.

$$\left(\frac{dЭ}{dh} \right)_{кр} = 1 - \frac{\alpha Q^2 B_{кр}}{gW_{кр}^3} = 0,$$

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{W_{кр}^3}{B_{кр}}. \quad (3.12)$$

Рівняння (3.12) називається **рівнянням критичного стану**.

Для русла довільної форми воно вирішується підбором або графічно.

Для русла правильного поперечного перерізу рішення більш прості. З рівняння (3.12) маємо:

$$\frac{\alpha V^2}{2g} = \left(\frac{W^3}{2B}\right)_{кр}.$$

І після перетворень:

$$(h_{кр})_{кр} = 2\left(\frac{\alpha V^2}{2g}\right)_{кр}.$$

Це можна записати – $\frac{\alpha V^2}{2g} = \frac{h_{кр}}{2}$.

Підставляючи у вираз для питомої енергії перерізу, одержуємо:

$$\mathcal{E}_{min} = h_{кр} + \left(\frac{\alpha V^2}{2g}\right)_{кр} = 3/2 h_{кр}. \text{ або } h_{кр} = \mathcal{E}_{min}.$$

Для прямокутного перерізу з формули (3.12) маємо:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}, \quad (3.13)$$

де $q=Q/B$ – питома витрата, тобто витрата на одиницю ширини прямокутного русла. При $\alpha = 1$ і $g=9,81$ маємо $h_{кр}=0,467 g^{2/3}$.

Для трапецієподібного русла критичну глибину розраховують аналітичним шляхом, запропонованим І. І. Агроськіним.

$$\begin{aligned} W &= bh + mh = (b+mh) h; \quad B = b + 2mh; \\ X &= b+2h \sqrt{1+m^2}; \\ R &= W/X = (b+mh)h/(b+2h \sqrt{1+m^2}); \quad B=b/h \end{aligned}$$

Рівняння (3.12) перепишемо у вигляді:

$$\begin{aligned} \alpha Q^2/g &= (b_{h_{кр,m}} + mh_{кр,m})/b+2h_{кр,m} = \\ &= h_{кр,m} (1+mh_{кр,m}/b)/1+2mh_{кр,m}/b. \end{aligned} \quad (3.14)$$

Позначимо відношення $mh_{кр,m}$ через z :

$$h_{кр,m} = h_{кр} (1+z)/1+z. \quad (3.15)$$

І. І. Агроськін запропонував наближену залежність:

$$h_{кр,m} = h_{кр} (1-zn/3+0,105zn), \quad (3.16)$$

де $z_n = mh_{кр,m}/b$.

Для русла із трикутним перерізом:

$$W = mh; \quad B = 2mh.$$

Тоді рівняння (3.12) набуває вигляду:

$$\begin{aligned} \alpha Q^2/g &= (mh_{кр.мп.})/2mh_{кр.пт} = 0,5m h, \\ h_{кр.мп} &= \alpha Q^2/g(Q/m). \end{aligned} \quad (3.17)$$

При $\alpha = 1 \text{ г} = 9,81 \text{ м/с}^2$;

$$h_{кр.мп} = 0,73 (Q/m).$$

Для сегментного русла:

На підставі критичного стану потоку можна одержати вираз для критичної глибини. Для цього використовуємо геометричні величини.

$$w = 1/2(-\sin \varphi)r;$$

$$B - 2r \sin \varphi / 2 = 2r 1 - \cos \varphi,$$

де φ – центральний кут сегмента, рад.;

r – радіус кругового поперечного перерізу.

Для сегментного русла:

$$h_{кр.с} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gz^2}}. \quad (3.18)$$

Порядок визначення $h_{кр.с}$ за способом І. І. Агроськіна наступний. На початку визначають допоміжний параметр – критичну глибину прямокутного русла із шириною, що дорівнює r , тобто

$$h_{кр.з} = \alpha Q^2/gr. \quad (3.19)$$

Далі знаходимо значення відношення $h_{кр.з}/r$. За знайденим значенням у таблицях знаходимо відношення шуканої критичної глибини сегментного русла до r , тобто $h_{кр.с}/r$. Помноживши це значення на r , одержуємо значення $h_{кр.с}$.

При спільному розгляді рівнянь (3.12) і $Pk = \alpha Q^2 B/gw^3$ дійдемо висновку про рівність параметра кінетичності одиниці, при критичному стані потоку може бути зроблений висновок за значеннями параметра кінетичності:

$Pk < 1$ – спокійний стан потоку;

$Pk > 1$ – бурхливий стан потоку.

3.5. Критичний ухил

З вище викладеного ми бачимо, що критична глибина залежить тільки від геометричної форми поперечного перерізу русла й витрат, та не залежить від ухилу i .

При рівномірному русі рідини нормальна глибина залежить саме від ухилу. Очевидно, для будь-якого призматичного русла можна підібрати таке значення ухилу, при якому нормальна глибина h_0 дорівнюватиме $h_{кр}$.

Критичний ухил – це ухил, при якому нормальна глибина дорівнює критичній.

Для визначення $h_{кр}$ будемо спільно вирішувати рівняння (3.7) і (3.12), при цьому $h_0 = h_{кр}$.

$$\frac{\alpha W_{кр}^2 C_{кр}^2 \sqrt{R_{кр} i_{кр}}}{g} = \frac{W_{кр}^3}{B_{кр}}, \text{ звідки } i_{кр} = \frac{g X_{кр}}{\alpha C_{кр}^2 B_{кр}}, \quad (3.20)$$

тому що $W_{кр} = R_{кр} X_{кр}$.

Розглянемо співвідношення X і B , наприклад, для прямокутного русла:

$$X = b + 2h; \quad B = b.$$

Тоді: $X/B = 1 + 2h/b$ або $B/x = B/B + 2$, де $B = b/h$

Для випадків, коли можна прийняти $X_{кр} = B_{кр}$,

$$i_{кр} = g/\alpha C_{кр}^2,$$

$$\alpha = 1 \quad g = 9,81 \text{ м/с}^2, \quad \alpha = 1,1 \quad g = 9,81 \text{ м/с}^2,$$

$$i_{кр} = 9,81/\text{с} \quad i_{кр} = 8,92/\text{с}$$

КОНТРОЛЬНІ ЗАПИТАННЯ

1. Які русла відносяться до призматичних і непризматичних?
2. Напишіть диференціальне рівняння сталого руху рідини у відкритому руслі, що плавно змінюється. Чому таке рівняння для непризматичного русла відрізняється від рівнянь для призматичного русла?
3. Як можна розтлумачити параметр кінетичності з енергетичної точки зору?
4. Що таке питома енергія потоку й чим вона відрізняється від питомої енергії перерізу?
5. Як змінюється по довжині питома енергія перерізу й питома енергія потоку? Чи може питома енергія перерізу бути постійною по довжині потоку?
6. У чому полягає трактування зміни питомої енергії перерізу з погляду співвідношення роботи сил опору й роботи сил тяжіння при русі рідини?
7. Які особливості питомої енергії перерізу і її зміни по довжині в руслах з нульовим і зворотним ухилом?
8. Яка глибина в цьому руслі називається критичною? Як визначити критичну глибину в руслах прямокутного й трапецієподібного поперечних перерізів?
9. Як визначити критичну глибину в трикутному руслі? Чому дорівнює $h_{кр}$ у руслі з параболічним поперечним перерізом?

ТЕМА 4. ГІДРАВЛІЧНО НАЙВИГІДНІШИЙ ПЕРЕРІЗ КАНАЛІВ

При рівних умовах $\alpha = const$, $i = const$ витрата у перерізі буде зростати при збільшенні гідравлічного радіуса, тобто канал буде пропускати тим більшу витрату, чим меншим буде змочений периметр χ . Крім того, при χ_{\min} знижуються і можливі втрати на фільтрацію через борти і дно каналу.

Гідравлічно найвигіднішим перерізом каналу є переріз, який здатний при заданій площині забезпечити максимальну пропускну здатність.

Як відомо з геометрії, найменший периметр (зі всіх можливих) має коло, і гідравлічно найвигіднішим перерізом для відкритих каналів був би переріз, який має форму напівкола. Далі при цій площині менші периметри мають правильні багатокутники, причому довжина їхнього периметра буде тим меншою, чим більша кількість сторін.

Отже, далі за вигідністю йдуть різні перерізи у формі половин правильних багатокутників, наприклад, половина шестикутника, тобто рівнобічна трапеція з кутом нахилу бокових сторін $\alpha = 60^\circ$. Зпоміж прямокутних профілів найвигіднішим є переріз у вигляді половини квадрата. Величина гідравлічного радіуса для всіх цих перерізів дорівнює половині найбільшої глибини наповнення.

Гідравлічно найвигідніший переріз часто не є економічно найвигіднішим. Наприклад, напівкруглий отвір гідравлічно вигідніший прямокутного, але завдяки вищій своїй вартості він не використовується при будівництві каналів.

На практиці найбільше застосовуються канали **трапецієподібного перерізу** (рис. 2.1, в) з наступними елементами гідравлічної характеристики:

$$\omega = (b + mh)h, \quad (4.1)$$

$$\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2}, \quad (4.2)$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{(b + mh)h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}}, \quad (4.3)$$

де $m = \operatorname{ctg} \alpha$ – коефіцієнт закладання відкосу русла.

Напівкруглі або багатогранні перерізи застосовуються значно рідше через важкість їх виконання і значну вартість. Однак у випадках, які найбільш часто зустрічаються, земляні стінки трапецієподібних перерізів рідко отримують форму найвигіднішого профілю у вигляді половини правильного шестикутника з кутом $\alpha = 60^\circ$, оскільки при цьому потрібне кріплення бокових стінок каналу. Зазвичай цей кут обирається згідно з кутом природного відкосу ґрунта, і завдання зводиться до визначення при заданих площі перерізу та куті відкосу співвідношення між шириною і глибиною, при якому змочений периметр буде найменшим.

З формули площі $\omega = (b + mh)h$, випливає $b = \frac{\omega}{h} \cdot mh$.

При підстановці значення b у формулу та взявши похідну, значення якої при мінімальному α буде дорівнювати нулю, для співвідношення b/h буде отримано:

$$\frac{b}{h} = 2(\sqrt{1+m^2} - m). \quad (4.4)$$

Для трапецієподібного гідравлічно найвигіднішого профілю значення відносної ширини по дну наведені в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 – Значення відносної ширини по дну для трапецієподібного гідравлічно найвигіднішого профілю

m	0	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3	4
b/h	2	1,56	1,1236	1	0,828	0,606	0,472	0,385	0,325	0,246

Таким чином, канали гідравлічно найвигіднішого профілю представлені відносно вузькими та глибокими.

У зв'язку з цим крупні канали не проектуються з гідравлічно найвигіднішим профілем. Малі канали, особливо меліоративні, доцільно проектувати з гідравлічно найвигіднішим профілем (перерізом) або з профілем, близьким до гідравлічно найвигіднішого.

4.1. Розрахункові швидкості води в каналі

При проектуванні каналів допустимі швидкості течії, так само як і при проектуванні напірних трубопроводів, мають велике економічне значення, бо вибір швидкості течії визначають розміри каналу.

Крайні значення швидкостей (мінімальні та максимальні) обмежуються двома причинами. При малих швидкостях переріз каналу виходить великим, що, збільшуючи об'єм земляних робіт, здорожує будівництво. Крім того, при малих швидкостях відбувається замулювання каналу внаслідок осідання завислих у рідині часток. При великих швидкостях переріз виходить меншим. Це зменшує об'єм земляних робіт, однак при цьому потрібно міцніше покриття стінок каналу, що потребує додаткових витрат. Тому правильний вибір розрахункової швидкості має велике значення. В кожному окремому випадку це питання має вирішуватися конкретно з урахуванням усіх місцевих умов.

Розрахункові швидкості не мають бути більше допустимих. В якості допустимих приймаються швидкості, які **не розмивають** ґрунт або одержу (укріплення відкосів і дна) каналів. Значення їх залежить від глибини і матеріалу, з якого складені стінки каналів.

Для визначення швидкості, що не розмиває, може бути рекомендована формула Б. І. Студенічнікова, отримана за даними лабораторних і натурних досліджень в широкому діапазоні крупностей частинок незв'язного ґрунту:

$$V_{нерозм} = 1,15\sqrt{gd}\left(\frac{h}{d}\right)^{1/4}, \quad (4.5)$$

де: h – глибина;

d – середній діаметр частинок ґрунту (приймається в метрах).

Водночас швидкості не повинні бути нижче критичних значень швидкостей, при яких починається випадіння наносів і відбувається замулювання каналів, що призводить до їх заростання. Ці швидкості називаються **незамулюючими**.

Незамулюючі швидкості в каналах можуть бути орієнтовно визначені за формулою Гіршкана:

$$V_{незам} = 0,2kQ, \quad (4.5)$$

де k – коефіцієнт, який змінюється від 0,33 до 0,55 залежно від гідравлічної крупності частинок (1,5–3,5 мм/с).

Гідравлічна крупність – це швидкість рівномірного падіння частинки у воді, що не рухається.

Для безперебійної роботи відкритих русел та інших штучних водопропускних споруд велике значення має правильне призначення розрахункової швидкості $V_{розр}$. Ця швидкість повинна бути

$$V_{min} < V_{розр} < V_{дон}, \quad (4.6)$$

де V_{min} – мінімальна припустима (незамулююча) середня в перерізі швидкість, тобто швидкість, при незначному зниженні якої можна чекати замулювання русла наносами;

$V_{дон}$ – максимальна припустима швидкість (та, що не розмиває русло) – середня в перерізі швидкість, тобто найвище значення середньої швидкості руху води, при якій для обраного типу кріплення або ґрунту потік викликає розмиви русла.

Максимальні припустимі середні в перерізі швидкості $V_{дон}$ визначають на основі натурних спостережень і заносять до таблиці. Їх можна знайти в довідниках з гідравліки.

Мінімальні припустимі середні в перерізі швидкості протікання води V_{min} залежать від кількості й розмірів зважених частинок. Для їх визначення існують залежності й таблиці, складені на основі натурних спостережень і дослідних даних.

Транспортуюча здатність потоку – обмежена витрата наносів, яка здатна переносити річний потік. Залежить від гідравлічних характеристик потоку (глибини, ухилу, швидкості та ін.) та складу наносів. Зміна транспортуючої здатності потоку за довжиною потоку або у часі призводить до утворення надлишку наносів або до дефіциту насичення ними потоку. Завдяки цьому відбувається саморегулювання системи «потік – русло», яке супроводжується, відповідно, акумуляцією надлишкової відносно транспортуючої здатності потоку кількості наносів або розмивом русла, які

призводять до збільшення стоку наносів до величини транспортуючої здатності потоку. При надлишку наносів збільшується частка наносів у потоці рідини в загальному стоці наносів; у випадку дефіциту наносів частка наносів у потоці рідини зменшується. Дефіцит наносів виникає при різкому збільшенні стоку річки (нижче злиття приток або рукавів річки, при скиданні колекторних вод в зонах зрошення, в річках – прийомниках вод каналів); у нижніх б'єфах він зумовлений перехватом водосховищами стоку наносів та надходженням сюди освітленого, без наносів, потоку. Надлишок наносів є наслідком надходження в русло додаткової кількості твердого матеріалу (наприклад, продуктів змиву ґрунтів на водоскиді, скидання в річки відвалів пустої породи при розробці родовищ корисних копалин), підпору річки водосховищем.

Якщо насиченість потоку наносами з діаметром часток більше 0,25 мм не перевищує 0,01 % по вазі, то

$$V_{min} = a \sqrt{R}, \quad (4.7)$$

де: R – гідравлічний радіус, м;

a – множник, що залежить від середнього діаметра часток, що переважає у масі зважених наносів.

Наприклад, $d_{cp.} = 0,1$ мм, $a = 0,22$ м/с, а при $d_{cp.} = 1,0$ мм, $a = 0,95$ м/с.

Мінімальна припустима швидкість може бути визначена відповідно до залежності:

$$V_{min} = \alpha h^{0,64}, \quad (4.8)$$

де α – коефіцієнт, що залежить від характеристики наносів; для великих піщаних мулистих наносів $\alpha = 0,63$, для середніх піщано-мулистих наносів $\alpha = 0,56$.

Припустима незамулююча швидкість може бути також визначена за залежністю А. С. Гіршкана

$$V_{min} = A Q^{0,2}, \quad (4.9)$$

де Q – витрата, м³/с;

A – коефіцієнт, що залежить від гідравлічної крупності наносів м³/с; $A = 0,33$ при $U_0 < 1,5$ мм/с.

У трубах дощової й загальносплавної каналізації при періоді повторюваності розрахункового дощу $P = 0,5$ допускається значення самоочищувальної швидкості, $V_{min} = 0,6$ м/с.

При русі стічних вод у дюкері $V_{min} = 0,9$ м/с.

Для попередження заростання каналу достатньо підтримувати в ньому середню швидкість течії води не нижче 0,5 м/с. В звичайних водопровідних каналах розрахункові швидкості знаходяться в межах 0,5 – 3 м/с в залежності від типу ґрунтів або одежі каналу.

В умовах зимнього режиму великою небезпекою на каналах може стати глибинний лід – шуга. Основна причина появи в каналі шуги – переохолодження води. Після утворення льодового покриву подальше зниження температури повітря викликає лише збільшення товщини льоду, але не відокремлення шуги. Для швидкого утворення поверхневого льоду

необхідно швидкість течії води у каналі на цей період зменшити до 0,5 м/с. Для запобігання розмиву льоду нормальні швидкості під ним не повинні перевищувати 1,2 – 1,5 м/с. При швидкостях, які більше 2,25 м/с, поверхневий лід в каналах не утворюється.

Вибір допустимих швидкостей має велике економічне значення при проектуванні та експлуатації штучних водотоків.

4.2. Визначення нормальної глибини потоку

Нормальною або побутовою глибиною протікання потоку h називається глибина рівномірного руху в цьому конкретному руслі при відповідній розрахунковій витраті.

При визначенні нормальної глибини заданими є: форма й розміри поперечного перерізу, поздовжній ухил дна i , стан (коефіцієнт шорсткості n) поверхні дна й стінок русла, а також розрахункова витрата Q .

Нормальна глибина не може бути встановлена безпосередньо, аналітичним шляхом, з основного рівняння або основних формул рівномірного руху. При її визначенні доводиться звертатися до універсального, але доволі кропіткого способу підбору або використовувати наближені методи вирішення, допоміжні графіки або таблиці, звертатися до комп'ютера.

Спосіб підбору застосуємо при визначенні нормальної глибини в руслі будь-якого поперечного перерізу. При цьому задають глибинами h_1, h_2, \dots, h_m , обчислюють відповідні їм значення площі живого перерізу потоку ω , змоченого периметра χ , гідравлічного радіуса R , знаходять (за таблицями) значення швидкісних характеристик W і підраховують витратні характеристики $K = \omega W$, які порівнюють із розрахунковим значенням витратної характеристики.

$$K_0 = Q/\sqrt{i}. \quad (4.10)$$

Якщо $K_m = K_0$, то шукана нормальна глибина $h_0 = h_m$.

Підбір значно можна спростити **побудовою графіка витратних характеристик**. За декількома довільними значеннями глибин будують графік залежності $K = f(h)$ (рис. 4.1), за яким знаходять глибину, що відповідає розрахунковій характеристиці K_0 .

Нормальну глибину можна знайти, використавши так званий «показовий закон», відповідно до якого

$$K_2/K_1 = (h_2/h_1)^{x_1}, \quad (4.11)$$

де x_1 – гідравлічний показник русла.

Узявши дві довільні глибини h_1 і h_2 , підраховують відповідні їм значення витратних характеристик K_1 і K_2 і визначають гідравлічний показник русла

$$x_1 = (\lg K_2/K_1) / \lg h_2/h_1 \quad (4.12)$$

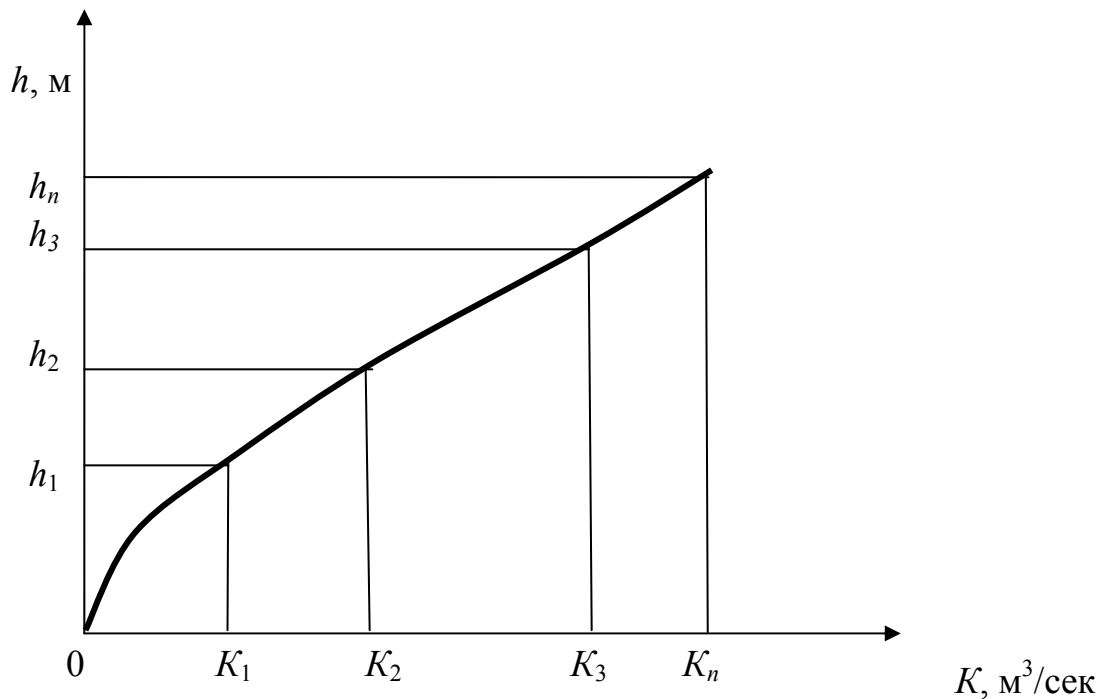


Рис. 4.1 – Графік залежності $K = f(h)$

Знаючи розрахункове значення витратної характеристики K_0 , шукану нормальну глибину можна знайти за залежністю:

$$h_o = h_1(K_0/K_1)^{1/x_1}. \quad (4.13)$$

Найпоширеніший поперечний переріз відкритих русел – трапецієподібний.

Доволі ефективно для визначення нормальної глибини використовують ЕОМ.

Із цією метою загальну залежність для визначення витрати при рівномірному русі вирішимо відносно нормальної шуканої глибини.

$$Q = wW \sqrt{i}. \quad (4.14)$$

Позначивши відносну ширину русла по дну

$$B/h_o = \beta, \quad (4.15)$$

отримаємо площу живого перерізу

$$\omega = (b + mh_o)h = (\beta + m)h_o^2. \quad (4.16)$$

Змочений периметр

$$x = b + 2h_o \sqrt{1 + m^2} = (\beta + 2) \sqrt{1 + m^2} h_o^2. \quad (4.17)$$

Швидкісну характеристику

$$W=1/nR^z=1/n(\omega/x)^z = 1/n((\beta+m)/\beta+2 \sqrt{1+m^2})^z h_o^z. \quad (4.18)$$

Витрату

$$Q = (\beta+m)1/n((\beta+m)/(\beta+2 \sqrt{1+m^2}))^z h_o^z \sqrt{i}. \quad (4.19)$$

Отже, шукана глибина рівномірного руху

$$h_o = [Q_n/ \sqrt{i} ((\beta+2 \sqrt{1+m^2})/(\beta+m))^z 1/\beta+m]^{1/2+z}. \quad (4.20)$$

Звідси h_o знаходимо методом послідовних наближень у такій послідовності.

1. Задаються будь-яким значенням глибини h_1 .
2. Визначають відношення $\beta=b/h_1$.
3. Обчислюють h_2 у другому наближенні.
4. Якщо $|h_2 - h_1| < E$, де E – наперед задана точність визначення h_o , то розрахунок закінчений. У протилежному випадку обчислюють $\beta_2=b/h_2$ і розрахунок повторюють, починаючи з п. 3. Розрахунок триває доти, поки настає нерівність $|h_{n+1} - h_n| < E$

5. Визначивши h_o , знаходять площу живого перерізу потоку

$$\omega_o=(b+m h_o)h_o \text{ і середню швидкість } V_o=Q/\omega_o.$$

4.3. Розрахунок русел трапецієподібного поперечного перерізу

На співвідношеннях, отриманих для русел гідравлічно найвигіднішого профілю, заснований спосіб визначення нормальної глибини протікання й інших елементів потоку з використанням **відносних характеристик живого перерізу**.

Визначимо залежність геометричних характеристик русел, що відрізняються від гідравлічно найвигідніших, від максимального гідравлічного радіуса R_{max} . З цією метою розділимо всі члени рівняння

$$w - wR/n=(2 \sqrt{1+m^2} - m)h/R, \quad (4.21)$$

$$\psi_{z.n.} = m_o=8 \sqrt{1+m^2} - 4m, \quad (4.22)$$

та запишемо в такому вигляді:

$$1 - R/h_o - h_o/R \psi_{z.n/w}=0, \quad (4.23)$$

З урахуванням попередніх розрахунків одержимо:

$$\psi_{z.n}/\omega=(R/R_{max}). \quad (4.24)$$

Помножимо вираз (4.23) на R_{max}/h_o .

$$\text{Отримаємо: } (R_{max}/h_o) - R_{max}/h_o R + 1/4(R/R_{max})=0 \quad (4.25)$$

Введемо такі позначення:

$$\text{відносна глибина потоку } - h=h_o/R_{max}, \quad (4.26)$$

$$\text{відносний гідравлічний радіус } - r=R/R_{max}, \quad (4.27)$$

$$\text{відносна ширина живого перерізу по дну } - b=b/R_{max}, \quad (4.28)$$

$$\text{відносна площа живого перерізу} - \omega = \omega / \psi_{z.h.}, \quad (4.29)$$

З урахуванням зазначених відносних величин вираз (4.25) можна записати:

$$\frac{1}{h} - \frac{1}{r} \cdot \frac{1}{h} + \frac{1}{4} r = 0. \quad (4.30)$$

Вирішуючи це рівняння відносно h , знаходимо нормальну глибину:

$$h = -\frac{4(1 - \frac{1}{r})}{r}. \quad (4.31)$$

Кожному значенню R у загальному випадку можуть відповідати два значення h_o . Одне виходить при $R = R_{max}$, тобто при $R = 1$ у цьому випадку русло є гідравлічно найвигіднішим і $h_o = 2R_{max}$, тобто $R < 1$, то зі знаком «+» перед коренем $h_o < 2R$ русло розширене, а зі знаком «-» $h_o > 2R$, що відповідає названому перерізу.

Використовуючи дані таблиць «Основні геометричні співвідношення для каналів трапецієподібного поперечного перерізу», в яких площа менш ніж на 5% відрізняється від мінімальної, можна вважати областю гідравлічно найвигідніших перерізів. Ці таблиці дозволяють при відомій одній із чотирьох величин b , ω , h_o , R віднести її до R_{max} і знайти три інші. Наприклад, якщо задано ширину русла по дну $b = B/R$, знайдено близькі до обчислених її значень для заданого коефіцієнта закладення укосів m , одержимо у відповідному рядку R , h , ω , знаходимо:

$$\text{Гідравлічний радіус } R = R \cdot R_{max}. \quad (4.32)$$

$$\text{Нормальну глибину потоку } h_o = h \cdot R_{max}. \quad (4.33)$$

$$\text{Площу живого перерізу } \omega = \omega \psi_{z.h.} \cdot R_{max}. \quad (4.34)$$

КОНТРОЛЬНІ ЗАПИТАННЯ

1. Які фактори впливають також на значення коефіцієнтів Шезі?
2. Що називається допустимою швидкістю, що не розмиває, й допустимою незамулюючою середньою швидкістю в руслі?
3. Що таке гідравлічна крупність наносів?
4. Що таке транспортуюча здатність потоку?
5. Як можна визначити незамулюючу швидкість у відкритому потоці?
6. Які основні типи завдань розглядають при розрахунку каналів?
7. Укажіть співвідношення між основними характерними елементами русла, що розраховують, і руслом з гідравлічно найвигіднішим профілем?
8. Які характеристики живого перерізу каналу трапецієподібного, параболічного й сегментного перерізу гідравлічно найвигіднішого профілю?
9. Як розраховують канали в завданнях різного типу?

ТЕМА 5. НЕРІВНОМІРНИЙ РУХ У ВІДКРИТИХ РУСЛАХ

5.1. Основні поняття й визначення

Нерівномірний рух – це рух, при якому швидкості частинок рідини змінюються уздовж їхньої траєкторії.

У відкритих руслах нерівномірний рух спостерігається, коли ширина або глибина потоку, або одночасно й те, й інше по довжині русел є величинами змінними.

Ширина й глибина потоку змінюються в зв'язку зі зміною поздовжнього ухилу русла, будовою різних споруд (греблі, мости), що звужують русло. Нерівномірний рух у відкритих руслах може бути викликаний зміною шорсткості русла.

Сталий нерівномірний рух представляє практичний інтерес тільки для відкритих русел, тому що трубопроводи зазвичай мають постійний за довжиною переріз, а відносно короткі перехідні ділянки (конфузори та дифузори) враховуються як місцеві опори у основному розрахунковому рівнянні Бернуллі.

Нерівномірний рух у відкритому руслі може бути плавно змінним або відносно різко змінним. В першому випадку конвективна сила інерції відіграє незначну роль і найчастіше нею можна знехтувати у порівнянні з силою тертя, у протилежному випадку ці сили щонайменше рівні між собою.

Значне збільшення швидкості на ділянці малої довжини досягається у випадку водозливів, перепадів, швидкотоків; таке ж зменшення швидкості можливе у випадку гідравлічного стрибка.

Неусталений рівномірний рух практично можливий лише в трубах постійного перерізу. Наприклад, у трубопроводі, який обладнаний поршневым насосом; у трубопроводі, який подає воду до турбіни при коливаннях навантаження ГЕС.

Перед інерційним напором ставиться знак плюс, якщо швидкість у трубі з плином часу збільшується, і мінус, якщо швидкість зменшується. Втрачений напір h_T при неусталеному русі відрізняється від його значень у відповідних умовах (при однакових шорсткості, в'язкості, швидкості, діаметрі) усталеного руху, причому і при позитивному, і при негативному прискоренні h_T збільшується у порівнянні з усталеним рухом.

При дуже великому локальному прискоренні в трубах виникає особливе явище, яке називається *гідравлічним ударом*.

Неусталений нерівномірний рух представляє практичний інтерес лише для відкритих русел, тому що в трубах ділянки змінного перерізу дуже короткі і сила інерції маси рідини, яка заповнює ці ділянки, неістотна у порівнянні з силою інерції мас рідини, які заповнюють ділянки постійного діаметра. Зміна швидкості, а відповідно, і витрата з плином часу тягне за собою зміну глибини наповнення русла, причому воно відбувається не синхронно за всією довжиною потоку, а починається на одному з його кінців і потім розповсюджується у вигляді хвилі, яка є хвилею зміни витрати та

відрізняється від коливальних хвиль (вітрових, корабельних і ін.). Хвилі зміни витрати виникають в річках і каналах при наповненні та спорожненні камер суднохідних шлюзів, при добовому коливанні потужності гідроелектростанцій.

Хвиля зміни витрати може бути:

- хвилею підпору, яка утворюється при зменшенні витрати в кінці ділянки, що розглядається;
- хвилею виліву – виникає при збільшенні витрати в кінці ділянки;
- хвилею попуску – утворюється при збільшенні витрати на початку ділянки, що розглядається;
- хвилею відливу – утворюється при зменшенні витрати на початку ділянки.

5.2. Диференційне рівняння нерівномірного руху рідини у непризматичних руслах

При безнапірному русі рідини тиск на вільній поверхні дорівнює атмосферному, тому гідравлічний ухил визначаємо за виразом:

$$J_e = -\frac{dE}{dl} = -\frac{d}{dl}\left(z + \frac{P_a}{\gamma} + \frac{\alpha V^2}{2g}\right). \quad (5.1)$$

Так, $\frac{P_a}{\gamma}$ – постійна величина, то

$$J_e = -\frac{dz}{dl} - \frac{d}{dl}\left(\frac{\alpha V^2}{2g}\right). \quad (5.2)$$

Відповідно до визначення гідравлічного ухилу $J = dh_l/dl$, де h_l – втрата напору за довжиною потоку. Величина $J = -dz/dl$ становить собою ухил поверхні води. Тоді формула набуває наступного вигляду:

$$J_e = \frac{d}{dl}\left(\frac{\alpha V^2}{2g}\right) + \frac{dh_l}{dl}. \quad (5.3)$$

Перемноживши члени цієї формули на dl , отримаємо

$$-dz = d\left(\frac{\alpha V^2}{2g}\right) + dh_l. \quad (5.4)$$

Видно, що зміна геометричної висоти z (рівня води – відмітки поверхні води) дорівнює сумі зміни швидкісного напору та зміни втрати напору на опір рухові. Приймаємо допущення – втрати напору на тертя при плавно змінному нерівномірному русі дорівнюють втратам напору при рівномірному русі. Це дає підставу формулу Шезі записати у вигляді

$$V = C\sqrt{R \cdot \frac{dh_l}{dl}}, \quad (5.5)$$

звідки

$$\frac{dh_l}{dl} = \frac{V^2}{C^2 \cdot R}. \quad (5.6)$$

Отже,

$$J_e = \frac{d}{dl} \left(\frac{\alpha V^2}{2g} \right) + \frac{V^2}{C^2 R}. \quad (5.7)$$

Підставляючи сюди $V = Q/\omega$ і враховуючи, що $K = C\omega\sqrt{R}$, отримаємо

$$J_e = \frac{d}{dl} \left(\frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} \right) + \frac{Q^2}{K^2}, \quad (5.8)$$

де K – витратна характеристика при нерівномірному русі (змінюється за довжиною потоку).

Це рівняння називають **першим видом диференційного рівняння нерівномірного руху рідини**. Одним з головних завдань теорії нерівномірного руху є дослідження зміни глибини потоку за довжиною. Тому це рівняння необхідно перетворити так, щоб в нього входила похідна dh/dl . Лінію перетину вільної поверхні потоку з подовжньою (відносно напрямку потоку) вертикальною поверхнею називають **кривою вільної поверхні потоку**. Якщо $dh/dl > 0$, то глибина потоку зростає вниз за течією, крива вільної поверхні називається **кривою підпору**. Якщо $dh/dl < 0$, то глибина потоку за течією убиває, і крива вільної поверхні називається **кривою спаду**.

Другий вид диференційного рівняння нерівномірного руху:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{J_0 - \frac{Q^2}{K^2} \left(1 - \frac{\alpha K^2}{g\omega^3} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial l} \right)}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g\omega^3}}, \quad (5.9)$$

У випадку нерівномірного руху рідини в призматичних руслах $\partial \omega / \partial l = 0$ рівняння спрощується:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{J_0 - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g\omega^3}}, \quad (5.10)$$

Зміна за довжиною потоку його глибини та середньої швидкості супроводжуються відповідною зміною питомої енергії перерізу, яка характеризує стан потоку.

Критичний ухил – це ухил, який необхідно надати руслу, щоб нормальна глибина дорівнювала критичній: $h_0 = h_k$.

Залежно від співвідношення h_0 і h_k , а також від ухилу дна водотоку та критичного ухилу i та i_k на ділянці, що розглядається, визначають форму кривої вільної поверхні.

Швидкотоками називають водотоки, ухил дна яких більше критичного. Швидкотоки поділяються на два типи: швидкотоки зі звичайною шорсткістю, які відповідають звичайним типам одежі дна та відкосів каналів, і з підвищеною, що штучно збільшена. Найчастіше швидкотоки мають призматичну форму русла.

Перепадом називають споруду на водоводі для спряження його безнапірних ділянок, розташованих на різних рівнях, у вигляді східців, труб

при різкій зміні поздовжнього профілю траси. Перепади розділяються на одноступеневі та багатоступеневі.

Для полегшення аналізу форм кривих вільної поверхні на схемах наводять лінії нормальних (N-N) та критичних (K-K) глибин на відстані відповідно h_0 і h_k від дна потоку.

Для нерівномірного руху розрізняють вісім різних вільних поверхонь. Розглянемо лише дві з них – криві спаду (рис. 5.1).

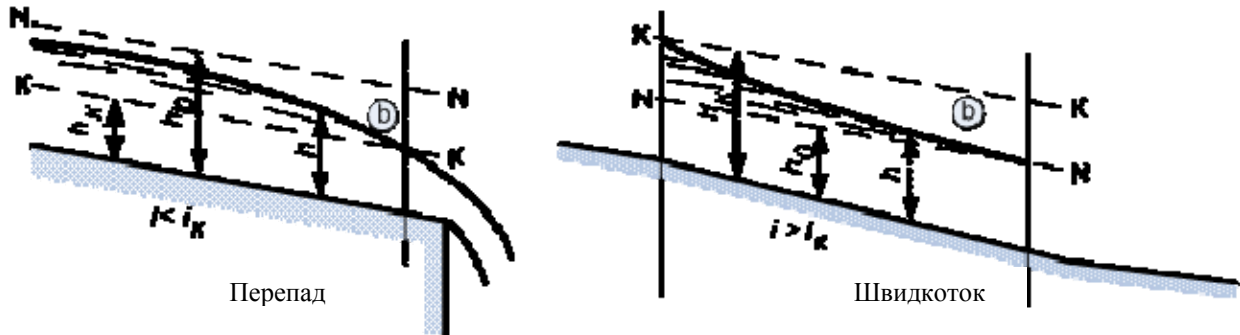


Рис. 5.1 – Криві спаду

При розрахунку кривих вільної поверхні в непризматичних і призматичних руслах можна використовувати рівняння руху в кінцевих різностях (спосіб В. І. Чарномського). Практично це означає, що весь водоток з довжиною l розбивають на елементарні ділянки δl і використовують рівняння Бернуллі. Ділянки мають бути настільки малими, щоб в їх межах русла можна було б розглядати як призматичні, а ухил тертя визначати за формулою рівномірного руху.

5.3. Питома енергія перерізів, критична глибина

Питому енергію потоку визначаємо за формулою, виведеною Бернуллі для елементарного струмка:

$$Z + p/\gamma + V^2/2g = const. \quad (5.11)$$

Це рівняння становить собою кількість енергії, укладеної в частці рідини, що по вазі дорівнює одиниці та переміщується в елементарному струмку:

$$Z + p/\gamma + V^2/2g = \mathcal{E}. \quad (5.12)$$

Це рівняння виражає *питу енергію потоку*.

Питома енергія – це енергія рідини, що рухається, віднесена до одиниці її ваги й до умовної горизонтальної площини, кількісно дорівнює напору.

Для живого перерізу при русі у відкритому руслі, що плавно змінюється $Z + p/\gamma = const.$

Якщо площина порівняння проходить через найбільш знижену точку живого перерізу (рис.5.2), то тоді $z+p/\gamma = h$ і отже,

$$\mathcal{E}_o = h + V^2/2g \quad (5.13)$$

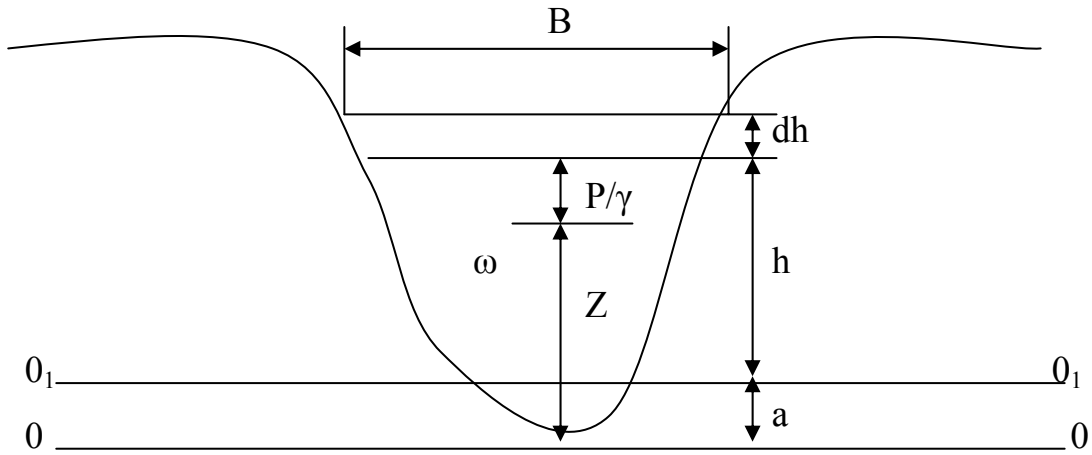


Рис. 5.2 – Переріз русла при нерівномірному русі рідини

Питома енергія (\mathcal{E}_o), яка визначена відносно площини порівняння, що проходить через найнижчу точку живого перерізу, називається *питомою енергією перерізу*, а рівняння 5.13 показує залежність питомої енергії перерізу (\mathcal{E}_o) при постійній витраті ($Q = \text{const}$) від глибини h .

При збільшенні h перший член рівняння, що представляє питому потенційну енергію, збільшується (енергія положення), а другий, що представляє величину питомої кінетичної енергії, зменшується. Глибина потоку при $Q = \text{const}$ може змінюватися в межах від 0 до ∞ .

Зміна величини питомої енергії перерізу залежно від глибини h визначається зміною функції $\mathcal{E}_o = f(h)$. Для цього візьмемо першу похідну від \mathcal{E}_o по h і прирівняємо її до нуля.

$$\mathcal{E}_o = h + \alpha V^2/2g = h + \alpha Q^2/2gw^2. \quad (5.14)$$

При $h \rightarrow 0$, відповідно до рівняння (5.13), питома енергія перерізу $\mathcal{E}_o \rightarrow 0$.

Якщо побудувати криву $\mathcal{E}_o = f(h)$ у прямокутних осях координат, відкладаючи по осі ординат h , а по осі абсцис \mathcal{E}_o , то ця крива асимптотично наближається до осі абсцис. При $h \rightarrow 0$ питома енергія перерізу $\mathcal{E}_o \rightarrow 0$. Однак площа поперечного перерізу швидше наближається до 0 і тому при великих h рівняння буде тотожним рівнянню $\mathcal{E}_o = h$, тобто до прямої, що виходить з початку координат під кутом 45° до осей. Ця пряма є другою асимптотою кривій $\mathcal{E}_o = f(h)$.

Функція $\mathcal{E}_o = f(h)$ має екстремум, для визначення якого знаходимо першу похідну функції, прирівнюємо її до нуля, а потім поставимо знак другої похідної:

$$\frac{d\mathcal{E}_o}{dh} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{2gW^2} \cdot \frac{dW}{dh} = 0, \quad (5.15)$$

$d/dh = B$, B – ширина дзеркала води при глибині h .

$$\text{Тоді } \frac{d\mathcal{E}_0}{dh} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{2gW^2} \cdot B = 0. \quad (5.16)$$

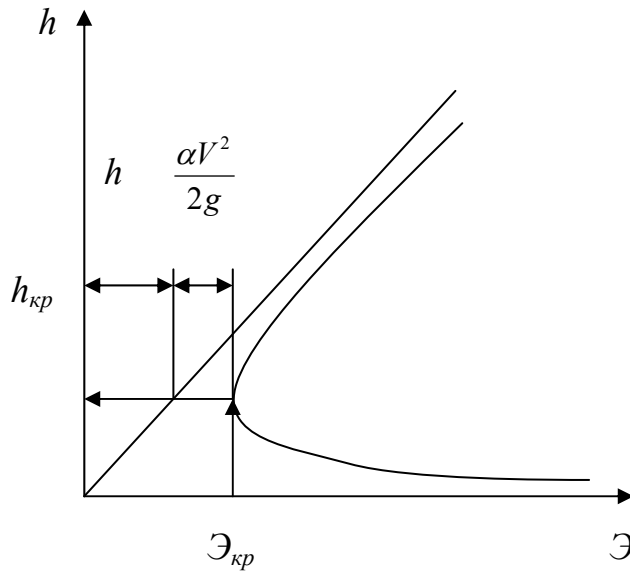


Рис. 5.3 – Зміна величини питомої енергії перерізу залежно від глибини

Взявши другу похідну від \mathcal{E}_0 по h , одержуємо:

$$d^2\mathcal{E}_0/dh^2 > 0. \quad (5.17)$$

Отже, функція $\mathcal{E}_0 = f(h)$ має мінімум, а глибина, при якій питома енергія перерізу мінімальна, визначається з рівняння (5.16). Ця глибина називається **критичною й позначається h_k** . Всі гідравлічні елементи при цій глибині позначаються індексом k . Таким чином, при $\mathcal{E}_0 = \min$ відповідно до рівняння (5.16)

$$\frac{\alpha Q^2}{2g} = \frac{W_k}{B_k}. \quad (5.18)$$

5.4. Бурхливий і спокійний стан потоку, критичний ухил

Для обчислення критичної глибини в трапецієподібних руслах можна скористатися даними таблиць.

Визначення величини h обчислюємо функцію $K(h)$, при цьому:

$$K(h) = (Q/b)^2 (m/b). \quad (5.19)$$

Маючи значення $K(h)$, за таблицями можна обчислити безрозмірну величину, а чисельне значення h так:

$$h = B/m. \quad (5.20)$$

Якщо глибина потоку h_1 менше h_k , то потік рухається доволі швидко; такий стан потоку називається **бурхливим**; при глибинах потоку h_2 більше h_k , потік рухається з відносно малими швидкостями й стан потоку при цьому називають **спокійним**.

Якщо нормальна глибина в каналі дорівнює критичній, то поздовжній ухил такого каналу називається **критичним** і позначається через i .

Величину критичного ухилу можна одержати з рівняння Шезі для рівномірного руху і рівняння (5.18)

$$Q = W_k C_k \sqrt{R_k i_k}, \quad (5.21)$$

$$\frac{\alpha Q^2}{2g} = \frac{W_k}{B_k}. \quad (5.22)$$

Визначимо з обох рівнянь Q і, прирівнявши їх, одержимо:

$$W_k^2 C_k^2 R_k i_k = \frac{2g W_k}{\alpha B_k}. \quad (5.23)$$

Після скорочення на W_k :

$$i_k = \frac{2g W_k}{B_k \alpha C_k^2 R_k}, \quad (5.24)$$

$$W_k / R_k = X_k,$$

$$i_k = \frac{2g X_k}{C_k^2 B_k}. \quad (5.25)$$

Для широких і неглибоких каналів вважають, що $X_k = B_k$, тоді

$$i_k = \frac{2g}{C_k^2}. \quad (5.26)$$

При $i_0 = i_k$ $h_0 = h_k$;

При $i_0 < i_k$ $h_0 > h_k$;

При $i_0 > i_k$ $h_0 < h_k$.

5.5. Основне диференціальне рівняння сталого нерівномірного руху, що плавно змінюється, для призматичних русел

При сталому нерівномірному русі, що плавно змінюється, глибина потоку уздовж русла може збільшуватися або зменшуватися.

При збільшенні глибини уздовж потоку в руслі встановлюється крива підпору (рис. 5.4, а), при зменшенні глибини уздовж потоку встановлюється крива спаду (рис. 5.4, б).

На рис. 5.5 показано ділянку русла з нерівномірним рухом. Для отримання основного диференціального рівняння сталого нерівномірного руху, що плавно змінюється, використовуємо рівняння Бернуллі.

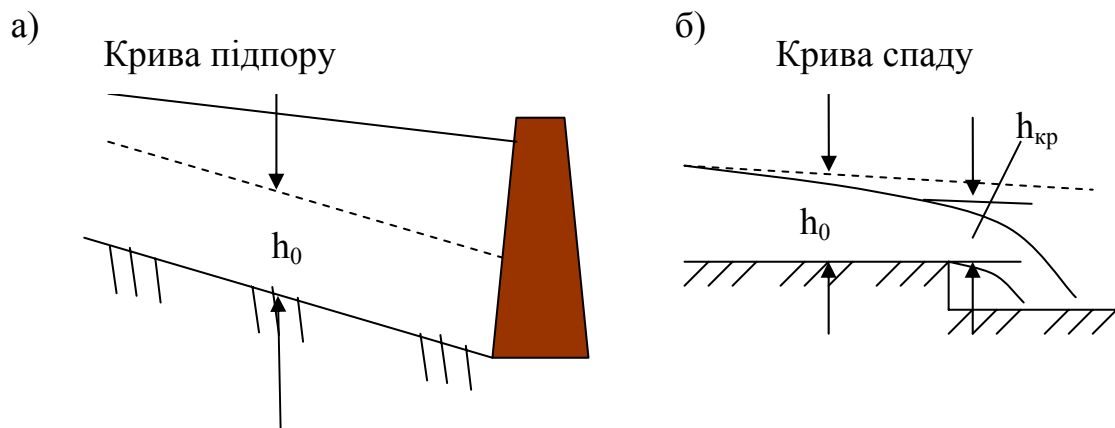


Рис. 5.4 – Створення кривих підпору та спаду при нерівномірному русі рідини у відкритих каналах

Розглядаємо два перерізи, що перебувають на нескінченно малій відстані dS один від одного. Рівняння Бернуллі в диференціальній формі має такий вигляд:

$$dZ + dp/\gamma + d(\alpha V^2/2g) + dh_w = 0, \quad (5.27)$$

де: dZ – зміна координати поверхні рідини в межах перерізів;

dp/γ – зміна висоти, що відповідає тиску між перерізами потоку на відстані dS ;

$d(\alpha V^2/2g)$ – зміна кінетичної енергії потоку між перерізами;

dh_w – втрата енергії на ділянці dS .

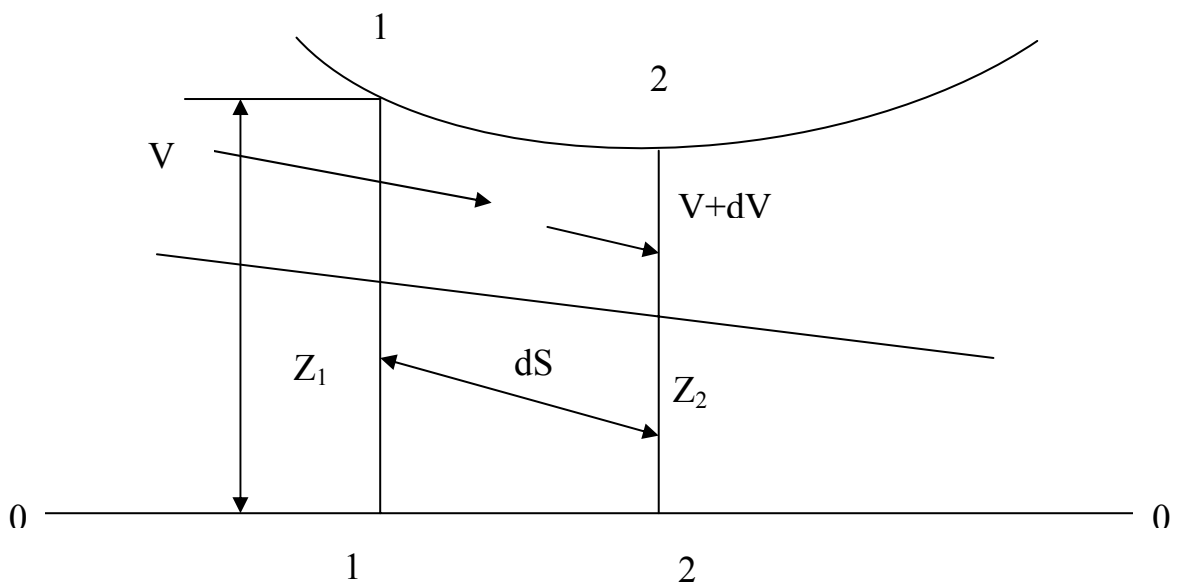


Рис. 5.5 – Ділянка русла з нерівномірним рухом

Розділимо всі члени рівняння Бернуллі на dS і віднесемо таким чином рівняння до одиниці довжини потоку.

$$\frac{dZ}{dS} + \frac{1}{\gamma} \cdot \frac{dp}{dS} + \frac{d}{dS} \cdot \frac{\alpha V^2}{2g} + \frac{dh_w}{dS} = 0, \quad (5.28)$$

де dZ/dS – ухил вільної поверхні в розглянутому перерізі, тобто $I = -dZ/dS$, знак мінус прийнятий для того, щоб зниженню вільної поверхні, тобто зменшенню координати z , відповідало позитивне значення ухилу;

$\frac{1}{\gamma} \cdot \frac{dp}{dS}$ – зміна тиску уздовж потоку на одиницю його довжини; через те,

що тиск на вільній поверхні дорівнює атмосферному і залишається постійним, то $\frac{1}{\gamma} \cdot \frac{dp}{dS} = 0$;

$d/dS(\alpha V^2/2g)$ – зміна кінетичної енергії на одиницю довжини уздовж потоку.

Зробимо диференціювання, виразивши попередньо V через Q , помноживши чисельник і знаменник на w .

$$\frac{d}{dS} \cdot \frac{\alpha V^2}{2g} = \frac{d}{dS} \frac{\alpha Q^2}{2gw^2} = -\frac{\alpha Q^2}{2gw^2} \left(\frac{dw}{dS} + \frac{dw}{dh} \cdot \frac{dh_w}{dS} \right), \quad (5.29)$$

де dh_w/ds – втрата енергії (напору) на одиницю довжини.

Втрати напору складаються з втрат по довжині (h_{wl}) та місцевих втрат (h_{wm}).

З огляду на те, що відстань між перерізами дуже мала, то h_{wm} можна знехтувати. Тоді $h_w = h_{wl}$

$$dh_w/ds = dh_{wl}/ds.$$

Для умов нерівномірного руху, як і для рівномірного, можна допустити

$$dh_{wl}/ds = I = Q^2/K^2$$

Підставивши цей вираз в рівняння (5.18), одержуємо:

$$-I - \frac{\alpha Q^2}{2gw^2} \left(\frac{dw}{dS} + \frac{dw}{dS} \cdot \frac{dh}{dS} \right) + \frac{Q^2}{K^2} = 0. \quad (5.30)$$

Внаслідок малого ухилу будемо вважати всі перерізи вертикальними.

$$Z = h + a - i_0 s,$$

де a – вертикальна відстань від дна водотоку до площини порівнянь 0-0. Якщо записати диференціал останнього вираження, одержимо

$$dZ/ds = dh/dS - i_0$$

Тому що $dZ/dS = -I$,

$$I = i_0 - dh/dS. \quad (5.31)$$

При рівномірному русі глибина уздовж потоку постійна $dh/dS = 0$, а $I = i_0$.

При кривій підпорі глибина уздовж потоку підвищується, dh/ds – величина позитивна, $I < i_0$, тобто ухил поверхні потоку менше ухилу дна.

При кривій спаду dh/ds – величина негативна, глибина уздовж потоку зменшується, $I > i_0$ – ухил вільної поверхні більше ухилу дна.

Підставимо в рівняння (5.30) значення за формулою (5.31), одержимо:

$$i - \frac{dh}{dS} = \alpha \frac{d}{dS} \left(\frac{Q^2}{2gw^2} \right) + \frac{Q^2}{K^2}. \quad (5.32)$$

У випадку рівномірного руху dh/ds і dw/ds дорівнюють 0, а отже, рівняння (5.32) перетворюється в

$$i_0 = Q^2/K^2.$$

З рівняння (5.32) визначемо dh/ds , тобто як змінюється глибина потоку уздовж потоку.

$$\begin{aligned} \frac{dh}{dS} \left(1 - \frac{\alpha Q^2}{2gw^2} \cdot \frac{dw}{dh}\right) &= i_0 + \frac{\alpha Q^2}{2gw^2} \cdot \frac{dw}{dS} - \frac{Q^2}{K^2}, \\ \frac{dh}{dS} &= \frac{i_0 + \frac{\alpha Q^2}{2gw^2} \cdot \frac{dw}{dS} - \frac{Q^2}{K^2}}{\left(1 - \frac{\alpha Q^2}{2gw^2} \cdot \frac{dw}{dh}\right)}. \end{aligned} \quad (5.33)$$

У випадку призматичного русла, розміри якого постійні по довжині русла $dw/ds = 0$; $dw/dh = B$

$$\frac{dh}{dS} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \cdot \frac{B}{w^3}}. \quad (5.34)$$

Рівняння (5.34) і є основним диференціальним рівнянням для призматичного русла.

5.6. Можливі випадки співвідношень між глибиною нерівномірного руху h_1 , глибиною рівномірного руху h_0 і критичною глибиною h_k

Співвідношення між глибинами h_0 і h_k залежать від ухилу дна каналів. Останній може бути більше нуля й менше нуля; в першому випадку при $i_0 > 0$ ухил дна каналу називається *прямим*, у другому випадку при $i_0 = 0$ дно каналу горизонтальне, і в третьому випадку, при $i_0 < 0$ ухил дна каналу *зворотний*. На практиці переважно ми зустрічаємо канали з прямим ухилом ($i_0 > 0$), у межах штучних споруд ухил дна каналу іноді приймають рівним нулю ($i_0 = 0$) і в особливих випадках надають зворотний ухил ($i_0 < 0$).

Розглянемо канали спочатку із прямим ухилом дна $i_0 > 0$.

При $i_0 > 0$ глибина $h_0 > h_k$ при цьому можливі три випадки співвідношень між глибинами.

$$\text{а) } h < h_0 > h_k; \quad \text{в) } h_0 > h > h_k; \quad \text{с) } h_0 < h_k > h.$$

Буквою h позначимо глибину потоку в умовах нерівномірного руху.

При $i_0 > i_k$ глибина $h_k > h_0$. В цьому випадку можливі три варіанти співвідношень між глибинами.

$$\text{а) } h > h_k > h_0; \quad \text{в) } h_k > h > h_0; \quad \text{с) } h_k > h_0 > h.$$

При $i_0 = i_k$ глибина $h_0 = h_k$; у цьому випадку можливі два співвідношення між глибинами

$$\text{а) } h > h_0 = h_k; \quad \text{в) } h_0 = h_k > h.$$

Якщо дно каналу горизонтальне $i_0=0$, рівномірний рух неможливий, тому що нормальна глибина при цьому ухилі дорівнює нескінченності. При $i_0=0$ можливі два випадки:

- а) $h > h_k$; в) $h_k > h$.

У наступному питанні розглянемо всі ці випадки детально.

5.7. Дослідження форм вільної поверхні потоку

Замінюючи в рівнянні (5.34) Q у чисельнику на $K_0 \sqrt{i}$ і виносячи i_0 за межі дробу, а також замінюючи $\alpha Q^2/2g$ на w^2/B_k , одержуємо

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i(1 - \frac{K_0^2}{K^2})}{1 - \frac{w^2}{B_k} \cdot \frac{w}{B}} \quad (5.35)$$

Отримане рівняння (5.35) використовуємо для дослідження форм вільної поверхні потоку. *Мета досліджень* – визначити, чи буде глибина потоку збільшуватися (крива підпору) або зменшуватися (крива спаду), а потім з'ясувати форми сполучення поверхні з верхньою і нижньою ділянками.

При дослідженні рівняння (5.35) можливі три випадки:

1) h наближається до h_0 , тоді $dh/ds > 0$. У цьому випадку вільна поверхня при нерівномірному русі асимптотично наближається до вільної поверхні при рівномірному русі;

2) h наближається до h_k , $dh/ds \rightarrow \infty$. У цьому випадку вільна поверхня потоку при глибинах, близьких до h_k , різко піднімається або різко знижується; різке збільшення глибини потоку називають **гідралічним стрибком**; різке зменшення глибини потоку пов'язане з **водоспадом**.

3) при h дуже великому, або навпаки, що наближається до нуля, dh/ds наближається до i_0 .

Дослідження починаємо із призматичних русел при прямому ухилі дна каналу,

– коли $i_0 < i_k$, тоді $h_0 > h_k$, коли $h > h_0 > h_k$ (рис. 5.6.).

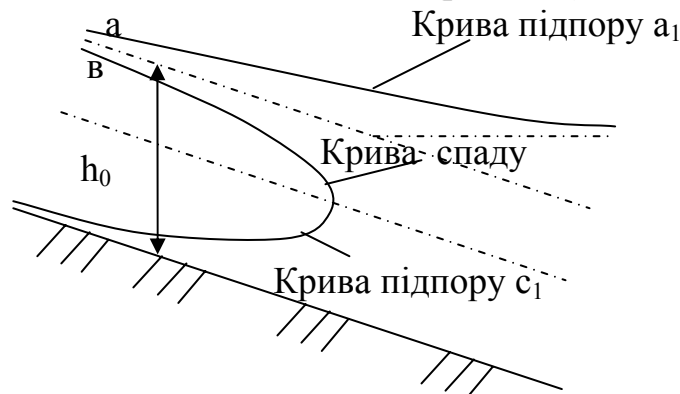


Рис. 5.6 – Призматичне русло при прямому ухилі дна

При цій глибині величини $K > K_0$ і $W/B > W_k/B_k$; тоді відповідно до рівняння (5.35) $dh/ds > 0$. Отже, глибина уздовж потоку збільшується й у руслі встановлюється крива підпору.

– коли $h_0 > h > h_k$, при цій глибині $K_0/K_2 > 1$, а $(W_k/B_k)/W/B < 1$. Тоді $dh/ds < 0$. Отже, глибина потоку знижується, тобто в руслі встановлюється крива спаду. Взагалі ж глибина потоку в умовах нерівномірного руху змінюється в межах від h_0 (уверх за течією) і до h_k (вниз за течією).

– коли $h_0 > h_k > h$ (витікання з-під щита), при цій глибині K_0/K і $(W_k/B_k)/W/B$ більше одиниці, а чисельник і знаменник правої частини рівняння (5.35) менше нуля, тоді $dh/ds > 0$. Отже, це **крива підпору**. Глибина потоку в умовах нерівномірного руху може змінюватися від дуже малої величини до глибини h_1 . Коли $h < h_k$, тоді $1 - K_0/K$ буде кінцевим позитивним числом, а $(1 - (W_k/B_k)/W/B)$ наблизатиметься до нуля, отже, $dh/ds = h_k$. Це означає: при наближенні глибини нерівномірного руху до h_k глибина потоку різко зростає й утвориться **гідралічний стрибок**.

– коли $h > h_k > h_0$ (рис. 5.7.)

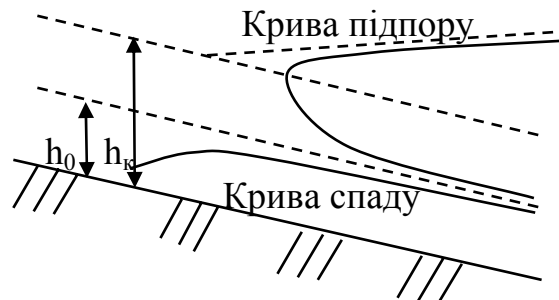


Рис. 5.7 – Форма вільної поверхні при $h > h_k > h_0$

При цих значеннях глибин $K > K_0$, $W/B > W_k/B_k$, тоді $dh/ds > 0$; отже, глибина уздовж потоку збільшується й у руслі встановлюється **крива підпору**. Взагалі ж глибина потоку змінюється від дуже великої глибини H до критичної h_k .

При $h \rightarrow H$ відношення K_0/K та $(W_k/B_k)/W/B$ наближаються до нуля, тоді $dh/ds = i_0$, тобто вільна поверхня потоку асимптотично наближається до горизонтальної прямої. При $h \rightarrow h_k$ і $W/B \rightarrow W_k/B_k$, тобто знаменник правої частини рівняння (5.34) наблизатиметься до нуля, тоді $dh/ds = 1$.

При наближенні до виразу $h > h_k$ відбувається різке зменшення глибини. Форма кривої вільної поверхні паралельна.

– коли $h_k > h > h_0$. При цих глибинах величини $1 - \frac{K_0^2}{K^2} > 0$, а $1 - \frac{\frac{W_k}{B_k}}{\frac{W}{B}} < 0$. Тоді

$dh/ds < 0$, тобто в руслі встановлюється **крива спаду**.

При $h \rightarrow h_0$ величина $1 - \frac{K_0^2}{K^2} = 0$, а $1 - \frac{\frac{W_k}{B_k}}{\frac{W}{B}}$ буде негативною скінченною

величиною, $dh/ds = 0$; отже, глибина потоку наближається до глибини рівномірного руху (паралельну криву показано на рис. 5.7).

– коли $h_k > h_0 > h$, при цих глибинах відношення $1 - \frac{K_0^2}{K^2}$ та $1 - \frac{\frac{W_k}{B_k}}{\frac{W}{B}}$

перетворюються в негативні числа, тоді $dh/ds > 0$; отже, глибина уздовж потоку збільшується (*крива підпору*). Глибина потоку може змінюватися в межах від h_0 до дуже малої глибини h .

При $h \rightarrow h_0$ відношення $1 - \frac{K_0^2}{K^2}$ обертається в нуль, а $1 - \frac{\frac{W_k}{B_k}}{\frac{W}{B}}$ залишається

скінченною величиною, тоді згідно з рівнянням (5.34) $dh/ds = 0$; отже, глибина потоку наближається до глибини рівномірного руху.

При $h \rightarrow 0$ відношення $1 - \frac{K_0^2}{K^2}$ та $1 - \frac{\frac{W_k}{B_k}}{\frac{W}{B}}$ стають нескінченно великими

негативними величинами; тоді $dh/ds = i_0$, тоді вільна поверхня наближається до горизонтальної поверхні. Крива паралельна (рис. 5.7).

– коли $h > h_0 = h_{кр}$, при цих співвідношеннях $1 - \frac{K_0^2}{K^2}$, а також $1 - \frac{\frac{W_k}{B_k}}{\frac{W}{B}}$

будуть позитивними величинами; тоді $dh/ds > 0$, мабуть, глибина потоку буде збільшуватися. У цьому випадку встановлюється *крива підпору*.

У цьому випадку глибина міняється від дуже великої глибини H до глибини $h_0 = h_{кр}$.

При $h \rightarrow H$ відношення $1 - \frac{K_0^2}{K^2}$ та $1 - \frac{\frac{W_k}{B_k}}{\frac{W}{B}}$ обертаються в одиниці (при

доволі великій H); тоді $dh/ds = i_0$; вільна поверхня потоку буде представляти горизонтальну поверхню. Форма вільної поверхні паралельна (рис. 5.8).

– коли $h_0 = h_k > h$ при цьому відношення $1 - \frac{K_0^2}{K^2}$ та $1 - \frac{\frac{W_k}{B_k}}{\frac{W}{B}}$ обертаються в

негативні величини; тоді $dh/ds > 0$; отже, у руслі встановлюється крива підпору. Глибина потоку міняється від $h_0 = h_k$ до доволі малої величини h .

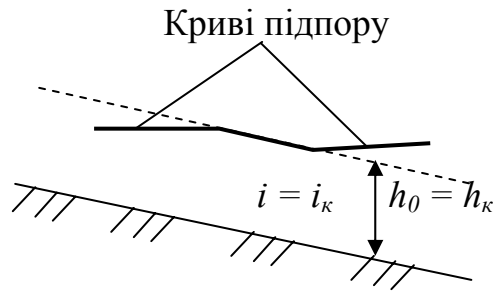


Рис. 5.8 – Форма вільної поверхні при $i = i_k$

Коли $h \rightarrow 0$, тоді $1 - \frac{K_0^2}{K^2}$ та $1 - \frac{B_k}{\frac{W_k}{B}}$ обертаються в нескінченно великі величини, тоді $dh/ds = i_0$, при цьому вільна поверхня горизонтальна.

КОНТРОЛЬНІ ЗАПИТАННЯ

1. Яку енергію потоку називають питомою енергією перерізу?
2. Накресліть графік питомої енергії перерізу.
3. Яку глибину потоку називають критичною?
4. Який ухил дна русла називається критичним?
5. Назвіть стани бурхливості потоків.
6. Коли буде потік бурхливий, а коли спокійний?
7. Накресліть форми кривих вільної поверхні при нерівномірному русі в руслах.

ТЕМА 6. ВОДОЗЛИВИ, ЇХНЯ КЛАСИФІКАЦІЯ

Водозлив – частина гідротехнічної споруди, що перегороджує потік та через яку відбувається перелив рідини з одного рівня на інший. Водозливи мають широке застосування у гідротехніці, а також у гідрометрії, де використовуються для вимірювання витрат води. Теорія водозливу лежить в основі гідравлічного розрахунку гребель та багатьох видів водоспусків.

Водозливом називають перешкоду на шляху руху потоку, через яку відбувається перелив води (рис. 6.1)

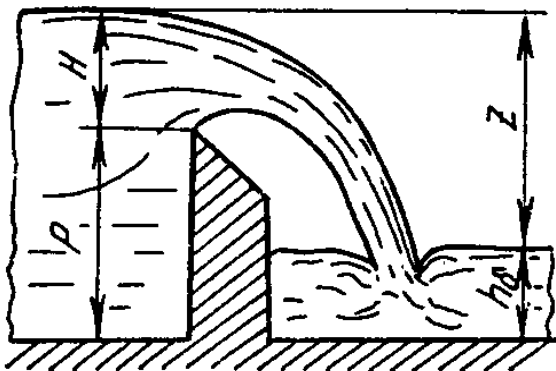


Рис. 6.1 – Схема руху рідини через водозлив

Таким чином, перед водозливом глибина водотоку зростає в порівнянні з глибиною, що була до будови водозливу. Відстань від гребеня водозливу до найвищої позначки вільної поверхні називається **статичним напором** на водозливі.

Уведемо наступні значення:

P – висота водозливу;

H – статичний напір на водозливі, що заміряють вище водозливу на відстані $3H$;

V_0 – швидкість підходу;

h_0 – нормальна глибина в нижньому б'єфі;

z – різниця рівнів води до й після водозливу.

Широке застосування водозливів в інженерній практиці вимагає певної класифікації для них. Їх класифікують за рядом показників.

1. *Класифікація водозливів за типом стінок, через які переливається вода.*

1) водозливи з тонкою стінкою – це водозливи, по периметру отвору яких укріплений металевий лист із гострою крайкою (рис. 6.2, а);

2) водозливи практичного профілю, або гребля, – це такі водозливи, в яких товщина гребеня в межах $0,67-2,0 H$. Часто низова грань таких водозливів має обрис траєкторії вільно падаючого струменя при висоті падіння, що дорівнює висоті водозливу (рис. 6.2, в);

3) водозливи із широким порогом – це такі водозливи, в яких товщина стінки $\delta = 2-3 H$ (рис. 6.2, б).

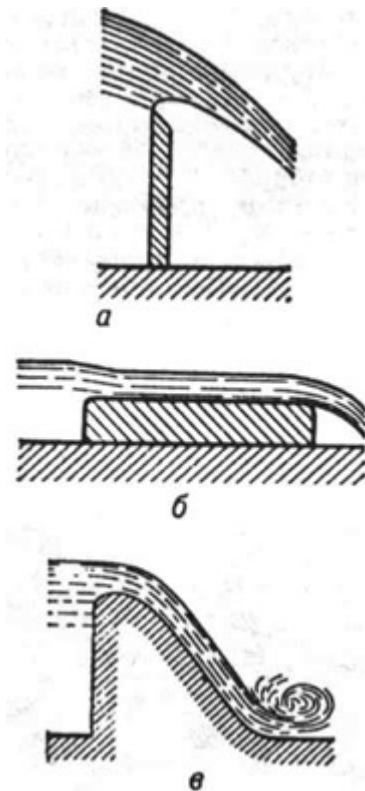


Рис. 6.2 – Схеми водозливів:

а – з тонкою стінкою;
 б – з широким порогом;
 в – практичного профілю.

2. *Класифікація водозливів за формою отвору в стінці*

- 1) водозливи прямокутного перерізу;
- 2) водозливи трикутного перерізу;
- 3) водозливи трапецієподібного перерізу.

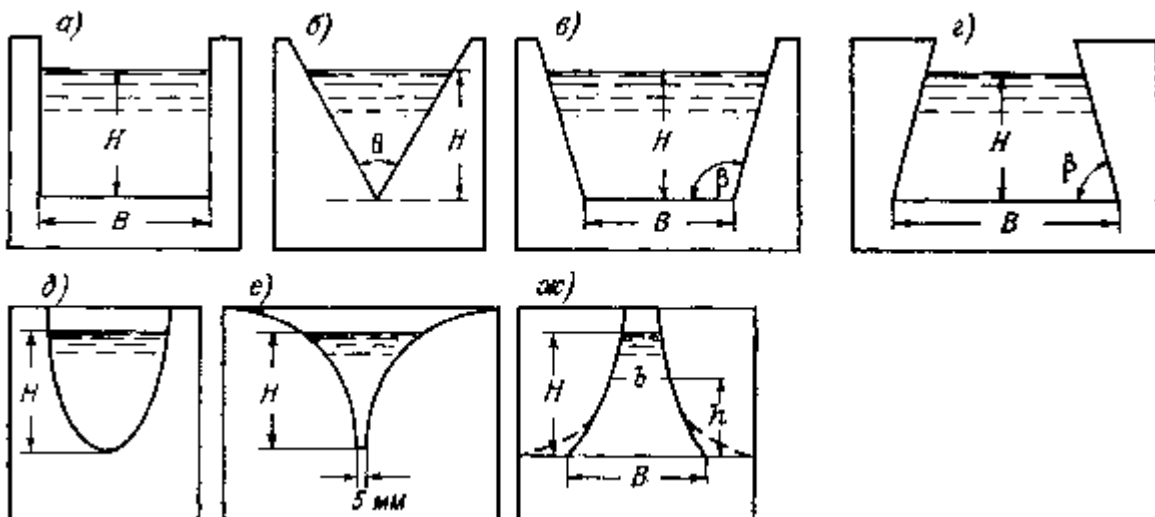


Рис. 6.3 – Форми вирізів водозливів з тонкою стінкою

а – прямокутний; б – трикутний; в, г – трапецієподібні;
 д – параболічний; е – радіальний; ж – пропорційний

Більшість водозливів улаштовують у формі прямокутного перерізу, водозливи трикутного й трапецієподібного перерізу застосовують в особливих випадках.

3. *Класифікація водозливів за формою в плані.*

- прямокутні водозливи;
- ламані водозливи;
- криволінійні водозливи.

Ламані й криволінійні водозливи мають більшу довжину водозливного фронту й пропускають більші витрати в порівнянні з прямолінійними.

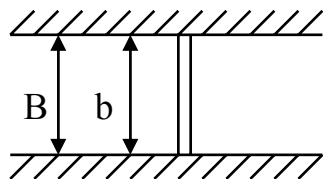
4. *Класифікація водозливів за розташуванням стінок відносно осі потоку.*

- нормальні до осі потоку водозливи;
- косі водозливи;
- бічні водозливи.

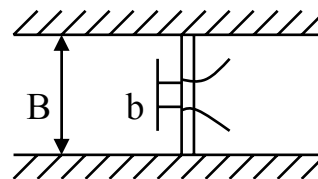
5. *Класифікація водозливів за наявністю в них бічного стиснення.*

- водозливи без бічного стиснення $V = v$ (рис. 6.4 а);
- водозливи з одnobічним бічним стисненням $v < V$ (рис. 6.4 б);
- водозливи з двостороннім бічним стисненням (рис. 6.4 в).

а)



б)



в)

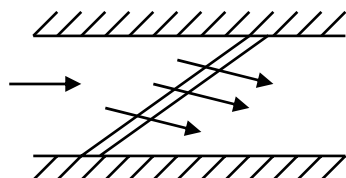


Рис. 6.4 – Форми водозливів за наявністю бічного стиснення

а – водозливи без бічного стиснення; б – водозливи з одnobічним бічним стисненням $v < V$; в – водозливи з двостороннім бічним стисненням

6. *Класифікація водозливів за типом сполучення струменя з нижньою частиною потоку.*

- незатоплені водозливи, в яких рівень нижнього б'єфа не впливає на витрату й умови переливу через поріг;
- затоплені водозливи, в яких рівень нижнього б'єфа впливає на витрату й умови переливу.

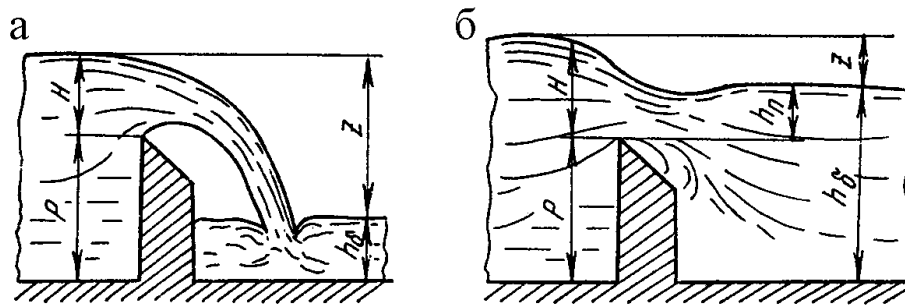


Рис. 6.5 – Схема гідравлічних режимів роботи водозливу: а – незатоплений, б – затоплений.

6.1. Водозлив з тонкою стінкою. Коефіцієнт витрати водозливу

Формулу витрати водозливу з тонкою стінкою (рис. 6.6) можна одержати з формули витрати через великий отвір у тонкій стінці. За рівнянням:

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

У випадку водозливу потік не обмежений зверху; отже, $H_1 = 0$, а $H_2 = H$. Якщо замінити $2/3\mu$ на m , то

$$Q = mb \sqrt{2g} H^{3/2}. \quad (6.1)$$

Отримана формула є загальною формулою витрати через водозлив, при цьому m – коефіцієнт витрати.

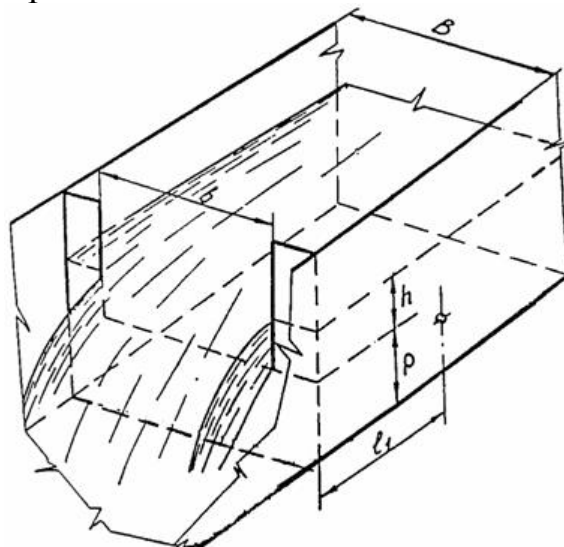


Рис. 6.6 – Водозлив з тонкою стінкою

Величина коефіцієнта витрати m залежить від форми стінки, умов протікання через водозлив і визначається емпіричним шляхом або за формулою Базена.

$$m = 0,405 + \frac{0,003}{H}. \quad (6.2)$$

Для вільного струменя й прямокутного отвору коефіцієнт витрати визначають за формулою Базена:

$$m = (0,405 + \frac{0,0027}{H}) [1 + 0,55 \frac{H^2}{(H + P)^2}], \quad (6.3)$$

де H й p повинні бути в метрах.

У випадку підтопленого водозливу з тонкою стінкою

$$h = (t - p) > 0, \quad z/p < 0,7.$$

У формулу витрати (6.1) вводять коефіцієнт підтоплення σ_n , а саме:

$$Q = \sigma_n m_o b \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (6.4),$$

$$\sigma_n = 1,05(1 + 0,2h/p) \sqrt[3]{\frac{z}{H}}. \quad (6.5)$$

Добуток σ_n , m_o можна назвати коефіцієнтом витрати підтопленого водозливу, тобто

$$m_n = \sigma_n m_o. \quad (6.6)$$

Для заміру малих витрат води застосовуються трикутні водозливи (рис. 6.7).

Формула витрати такого водозливу:

$$Q = m \sqrt{2g} \cdot \text{tg} \theta \cdot H^{3/2}. \quad (6.7)$$

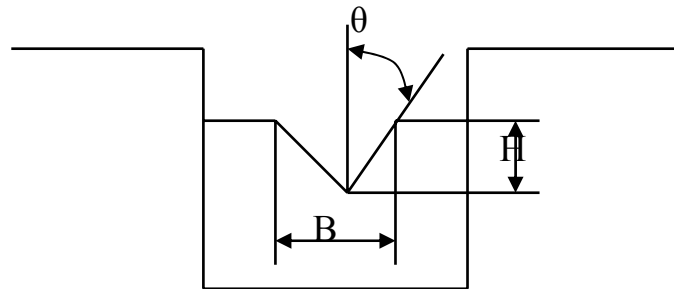


Рис. 6.7 – Схема трикутного водозливу

Зазвичай застосовують трикутні водозливи з кутом при вершині $20-90^\circ$, тоді:

$$Q = m \sqrt{2g} H^{3/2}. \quad (6.8)$$

З дослідів коефіцієнт витрати $m = 0,318$, тоді $m \sqrt{2g} = 1,4$;

$$Q = 1,4 H^{3/2}. \quad (6.9)$$

При цьому Q – $\text{м}^3/\text{с}$, а H у метрах.

6.2. Водозливи з тонкою стінкою практичного профілю

Водозливи практичного профілю розраховують за формулою Павловського, яка становить собою видозміну загальної формули витрати через водозлив з урахуванням ряду особливостей:

$$Q = m \sigma_f \sigma_H \sigma_n b_{\text{сжк}} 2g H_0^{3/2}, \quad (6.10)$$

де: m – коефіцієнт витрати нормального водозливу, що визначається дослідним шляхом;

σ_f – коефіцієнт форми, що враховує вплив зміни форми в межах певного типу;

σ_H – коефіцієнт повного напору;

$b_{ст}$ – ширина потоку, що переливається через водозлив, з урахуванням стиснення;

σ_n – коефіцієнт підтоплення;

H_0 – напір над ребром водозливу з урахуванням швидкості підходу до водозливу.

Наведемо кілька типів водозливів практичного профілю з вказівкою коефіцієнта витрати для кожного з них.

Тип 1 – чистий прямокутний профіль $m = 0,42$ (рис. 6.5)

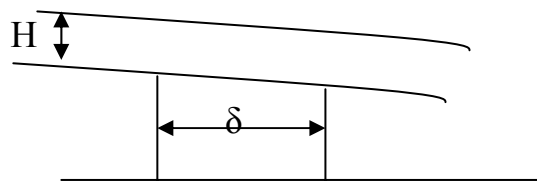


Рис. 6.8 – Чистий прямокутний профіль водозливу

Тип 2 – трапецієподібні профілі (рис. 6.9)

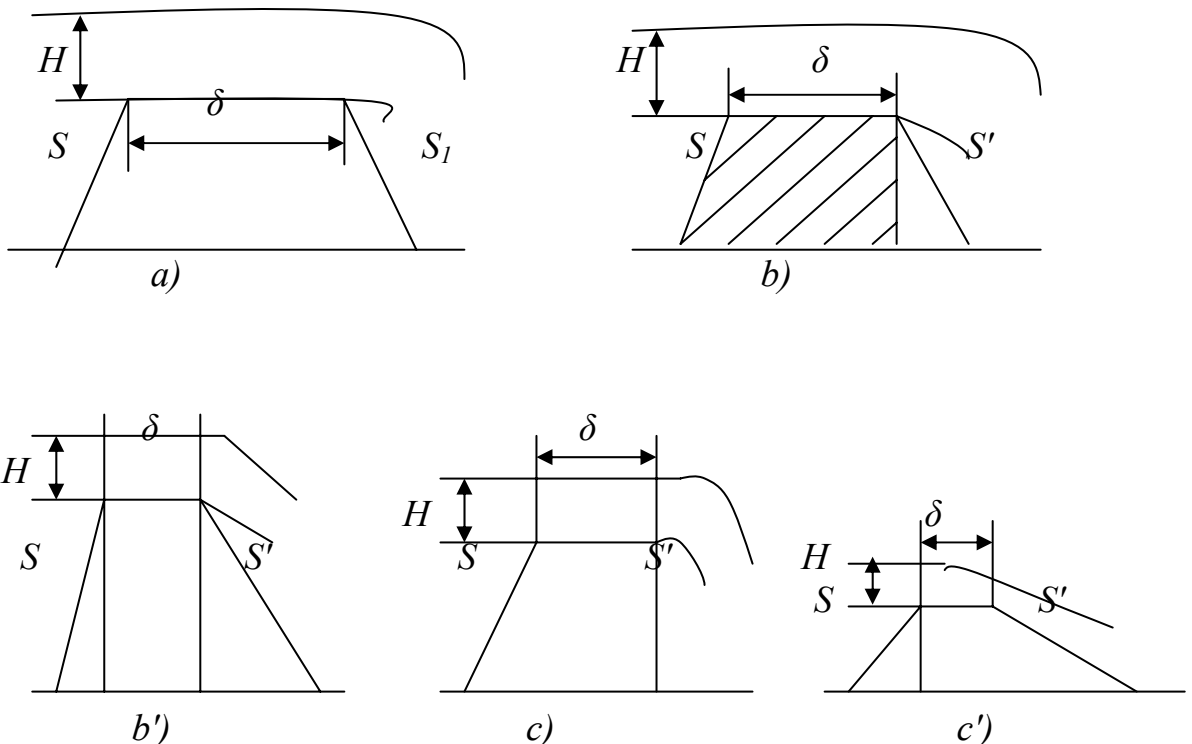


Рис. 6.9 – Трапецієподібні профілі

На рис. 6.10. представлені чотири оголовки високої греблі криволінійного профілю:

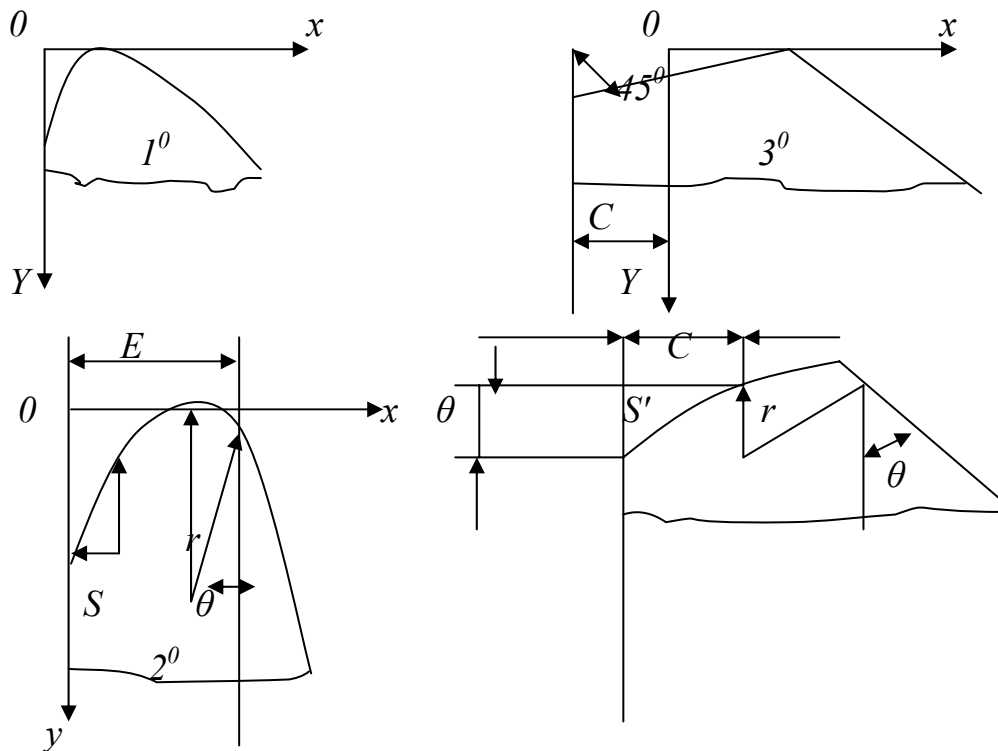


Рис. 6.10 – Оголовки високої греблі криволінійного профілю

- Для оголовка 1..... $m = 0,49$ і $\sigma_f = 1,0$;
 2..... $m = 0,49$ і $\sigma_f = 0,97$;
 3..... $m = 0,48$ і $\sigma_f = 1,0$;
 4..... $m = 0,47$ і $\sigma_f = 1,02$.

Коефіцієнт повноти напору σ_n характерного для цього водозливу відношення $H/H_{пр}$, наприклад, при $H/H_{пр} = 1,5-2,0$ приймають $\sigma_n = 1$. При зменшенні величини відношення $\sigma_n = 1,0$ і, навпаки, при збільшенні відношення $H/H_{пр}$, $\sigma_n > 1,0$.

Для криволінійних профілів М. М. Павловський дає різні формули визначення величини повноти напору σ_n .

При $H/H_{пр}$ у межах $0,1 - 0,8$ $\sigma_n = (0,785 - 0,25)H/H_{пр}$.

При $H/H_{пр} > 0,8$ величина $\sigma_n = (0,88 - 0,12)H/H_{пр}$,

де $H_{пр}$ – напір над водозливом при пропуску розрахункової витрати;

H – напір над водозливом при інших витратах.

При незатопленому водозливі практичного профілю характеристикою пропускну здатності водозливу є добуток - $m \sigma_f \sigma_n$.

Отримані за емпіричними формулами коефіцієнти витрати є попередніми коефіцієнтами витрати. У відповідних випадках вони потребують лабораторної перевірки.

Вплив підтоплення водозливу виражають через коефіцієнт підтоплення σ_n . У випадку підтопленого витікання через водозлив практичного профілю величину коефіцієнта підтоплення σ_n визначають залежно від величини h_n/H .

Вплив бічного стиснення виражають через коефіцієнт бічного стиснення E , тоді

$$B_{стис} = E \cdot B.$$

Таблиця 6.1 – Коефіцієнт підтоплення

h_n/H	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
σ_n	1,0	0,991	0,983	0,972	0,956	0,937	0,907	0,856	0,778	0,62

Для його визначення можна використовувати формулу проф. Є. О. Замаріна:

$$E = \frac{1 - a \cdot H_0}{B + H_0}, \quad (6.11)$$

де: a – коефіцієнт, величина якого залежить від форми русла і стінок;
 H_0 – напір під гребенем водозливу з урахуванням швидкісного напору;
 B – ширина водозливу.

Коефіцієнту a залежно від форми устя і стінок у плані надають наступні значення (рис. 6.11):

- для прямокутної форми $a = 0,2$;
- для напівциркульної форми $a = 0,11$;
- для криволінійної загостреної форми $a = 0,06$.

Останній множник формули (6.10) $H_0 = H + V^2/2g$, при цьому швидкість підходу визначаємо за формулою $V_0 = Q/w_p$, де w_p – площа живого перерізу потоку перед водозливом.

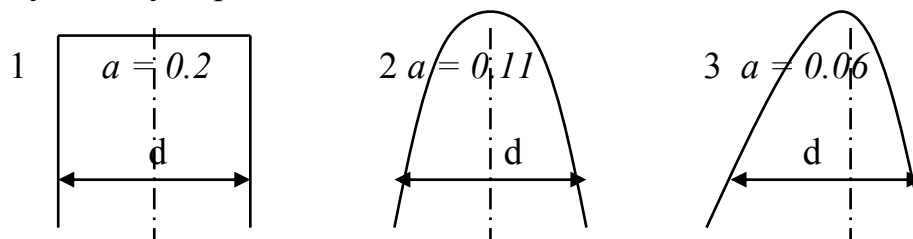


Рис. 6.11 – Форми устя і стінок водозливу в плані

При ширині дзеркала води B і прямокутній формі русла:

$$w_p = B(H+p), \quad (6.12)$$

при параболічній формі перерізу:

$$w_p = 2/3B(H+p), \quad (6.13)$$

КОНТРОЛЬНІ ЗАПИТАННЯ

1. При якій товщині водозливу маємо водозлив з тонкою стінкою, практичного профілю, з широким порогом?
2. Наведіть типи класифікацій водозливів.
3. Запишіть формулу витрати через непідтоплений та підтоплений водозлив з тонкою стінкою.
4. Наведіть формулу Базена для визначення коефіцієнта витрати.
5. Наведіть типи водозливів практичного профілю.
6. Наведіть різні формули визначення величини повноти напору σ_n для криволінійних профілів, які надав М. М. Павловський.

ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 2. СПОЛУЧЕННЯ Б'ЄФІВ ТЕМА 7. СПОЛУЧЕННЯ Б'ЄФІВ

7.1. Загальні поняття про сполучення б'єфів

Питання сполучення б'єфів складають один з основних розділів інженерної гідравліки. Цей розділ пов'язаний з дослідженням потоку за тією або іншою гідротехнічною спорудою: водозливною греблею, перепадом.

Із проходженням води через гідротехнічні споруди різко змінюється величина потенційної енергії потоку, вона переходить у кінетичну енергію, швидкість потоку різко збільшується, стан його стає бурхливим.

Характер сполучення потоку, що пройшов через гідротехнічну споруду, з потоком у нижньому б'єфі залежить від стану потоку в нижньому б'єфі. При спокійному стані потоку в нижньому б'єфі сполучення відбувається за допомогою *гідравлічного стрибка*, при бурхливому стані потоку в нижньому б'єфі – сполучення б'єфів відбувається без стрибка.

Глибині в стисненому перерізі h_e відповідає друга сполучена глибина h_e'' при якій стрибкові функції рівні:

$$\theta(h_e) = \theta(h_e''). \quad (7.1)$$

Глибина h_e'' зможе дорівнювати, бути більшою або меншою глибини t .

Розглянемо ці випадки.

1) $h_e' = t$ – у цьому випадку стрибкові функції рівні $\theta(h_e) = \theta(h_e'') = \theta(t)$ стрибок устанавлюється безпосередньо в стисненій глибині h_e , він насунутий; таке положення гідравлічного стрибка **критичне** (рис. 7.1, а)

2) $h_e' > t$; це свідчить про те, що стрибкова функція $\theta(h_e) > \theta(t)$. У цьому випадку питома енергія перерізу при глибині h_e' більше питомої енергії при глибині t , що викликає відгін стрибка в напрямку руху потоку (рис. 7.1, б). Більші швидкості в нижньому б'єфі на ділянці відгону від глибини h_e до h_e' становлять небезпеку розмиву русла.

3) $h_e' < t$, отже $\theta(h_e) = \theta(h_e') < \theta(t)$, а питома енергія при глибині h_e' буде меншою питомої енергії перерізу при глибині t . У цьому випадку гідравлічний стрибок насувається на стиснений переріз потоку за спорудою і затопить її переріз. Такий стрибок називається **затопленим** (рис. 7.1, в).

Найбільш несприятливою з гідротехнічної точки зору є перша форма спряження. Дійсно, в межах кривої підпору С-1 потік, який знаходиться у бурхливому стані, має великі швидкості і, отже, на цій ділянці, довжина якої іноді може бути вельми значною, потрібне міцне кріплення русла. При третій формі швидкості течії значно менші, хоча вони безпосередньо за водозливом все ж перевищують побутові швидкості, але на порівняно короткій ділянці. Друга форма за своїми перевагами та недоліками займає проміжне положення.

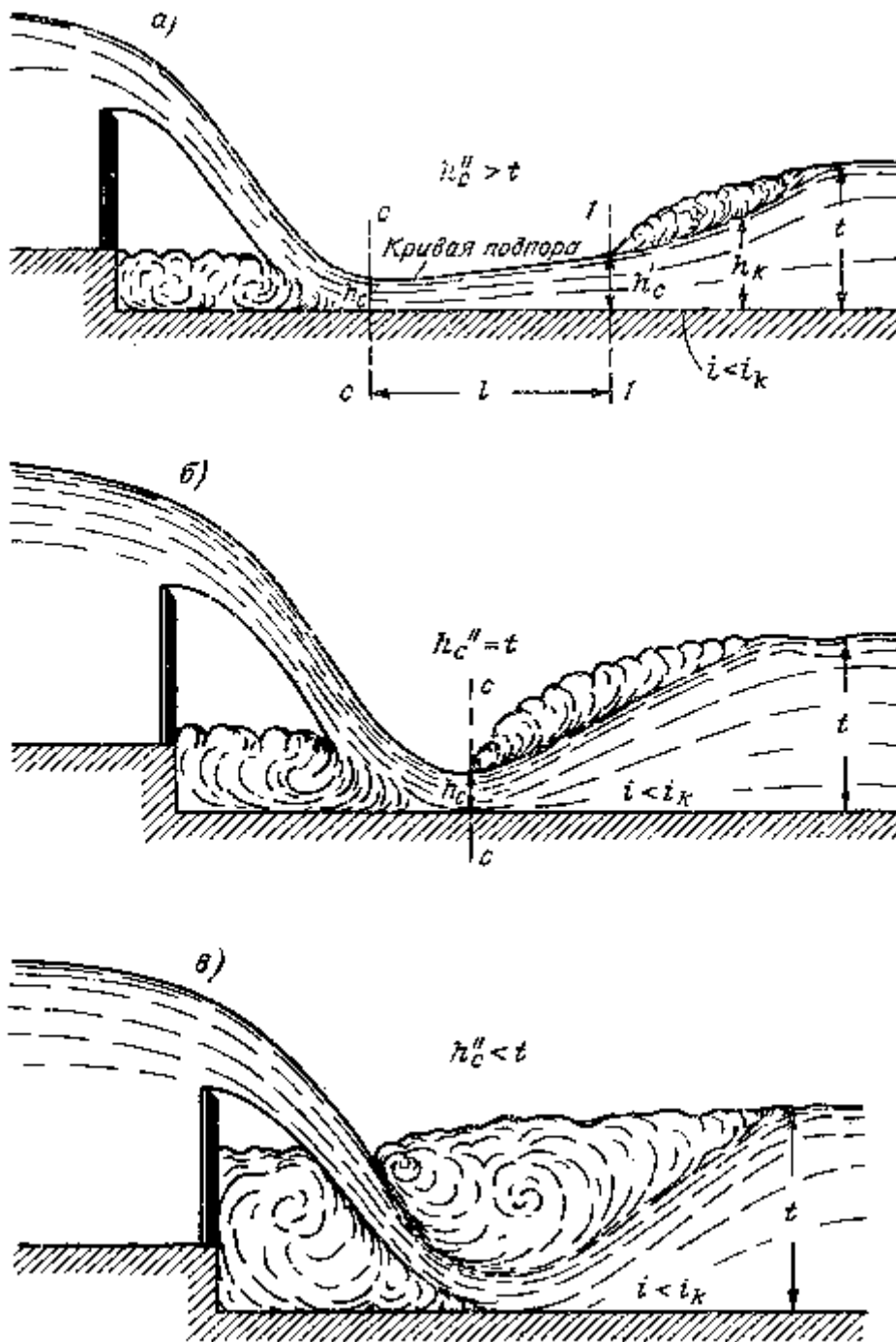


Рис. 7.1 – Форми сполучення б'єфів

а – при $h'_c = t$; б – при $h'_c > t$; в – затоплений гідравлічний стрибок

Отже, при проектуванні водозливу виникає необхідність вирішення таких двох питань:

- 1) якою буде форма спряження б'єфів;
- 2) як закріпити русло в нижньому б'єфі споруди.

Загальний хід розрахунків для визначення форми спряження б'єфів наступний: перевіряємо, чи дійсно пристрій кріплення нижнього б'єфа є витратоміром. Як правило, це кріплення складається з двох частин:

- водобою – жорсткого покриття русла безпосередньо за водозливною стінкою, яке виконується з того ж матеріалу (бетону), з якого робиться несуча конструкція споруди;
- рисберми – яка розташована за водобоем та становить собою гнучке покриття, що складається з кам'яного накиду або інших засобів, які захищають русло від розмиву (фашин, габіонів та ін.).

7.2. Задачі про сполучення б'єфів

Для вирішення задач про сполучення б'єфів використовуємо рівняння Бернуллі.

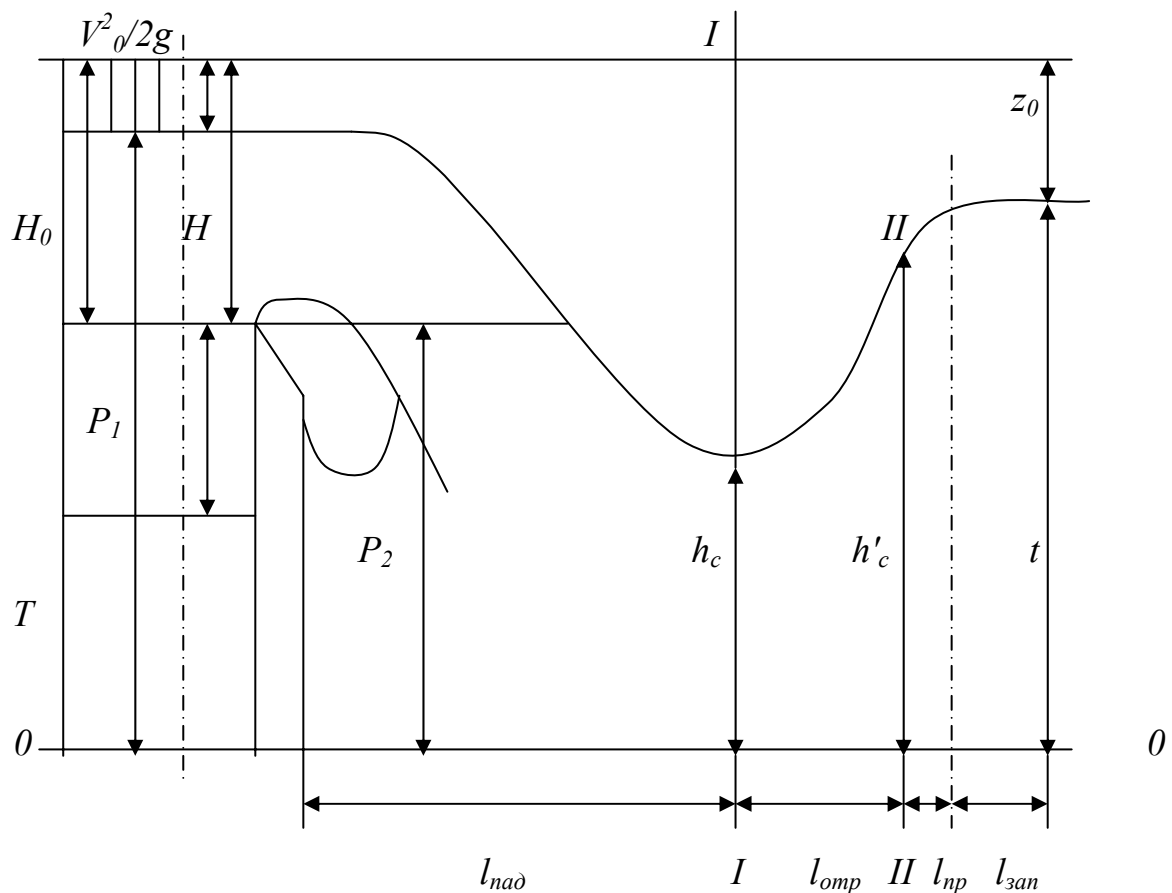


Рис. 7.2 – Схема сполучення б'єфів при проходженні потоку рідини через гідротехнічні споруди

- P_1 – висота водозливу з боку верхнього б'єфа;
- P_2 – висота водозливу з боку нижнього б'єфа;
- H – напір над ребром водозливу;
- S_0 – швидкість у верхньому б'єфі (швидкість підходу);
- $H_0 = H + V^2_0/2g$ – напір над ребром водозливу з урахуванням швидкісного напору;
- h_c – найменша глибина води за водозливом, тобто глибина в стисненому перерізі;
- t – глибина води в нижньому б'єфі;
- h'_c – глибина в місці утворення відігнутого гідравлічного стрибка;

T – питома потенційна енергія верхнього б'єфа відносно площини, проведеної через позначку дна нижнього б'єфа;

T_0 – питома енергія верхнього б'єфа відносно площини, проведеної через відмітки дна нижнього б'єфа, при цьому

$$T_0 = p + H_0 = p + H + V^2/2g.$$

Рівняння Бернуллі для перерізів 0-0 і 1-1 має такий вигляд

$$T_0 = h_c + V^2/2g + h_w, \quad (7.2)$$

де V_c – швидкість потоку в стисненому перерізі;

h_w – втрата напору на ділянці 0-0 і 1-1 дорівнює $\Sigma\xi V^2/2g$.

Замінивши h_w на $\Sigma\xi V^2/2g$, винесемо за дужки множник у другого й третього членів рівняння (7.2), а потім помножимо чисельник і знаменник його на W_c тоді рівняння (7.2) набуде вигляду:

$$T_0 = h_c + \frac{Q^2}{2gW_c^2}(\alpha + \Sigma\xi), \quad (7.3)$$

де $\varphi = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \Sigma\xi}}$ – коефіцієнт швидкості.

$$T_0 = h_c + \frac{Q^2}{\varphi^2 2gW_c^2}. \quad (7.4)$$

У випадку трапецієподібного русла

$$W_c = (b_c + m_c h_c) h_c, \quad (7.5)$$

де b_c – ширина русла по дну в стисненому перерізі;

m_c – величина закладення відкосів у стисненому перерізі, тоді рівняння (7.4) матиме вигляд:

$$T_0 = h_c + \frac{Q^2}{\varphi^2 2g(b_c + m_c h_c)^2 h_c^2}. \quad (7.6)$$

У випадку прямокутного русла обчислення величини глибини в стисненому перерізі за спорудою h_c значно спрощується. Для прямокутного перерізу $W_c = b h_c$.

$$\text{Тоді } T_0 = h_c + \frac{Q^2}{\varphi^2 2g(b_c \cdot h_c)^2},$$

$$Q/b = q, \text{ то } T_0 = h_c + q^2/2g h_c.$$

$$\text{Але } q^2/2g = h_k; \text{ отже, } T_0 = h_c + h_k/h_c,$$

$$(T_0 - h_c)h_c = h_k. \quad (7.7)$$

На рис. 7.2 показане положення початку стрибка від водозливної стінки, обумовлене довжиною падіння струменя $l_{\text{пад}}$ і довжиною відгону стрибка $l_{\text{відг}}$.

Довжина падіння струменя залежить від виду споруди, напор у верхньому б'єфі й висоти падіння p .

Верхній б'єф

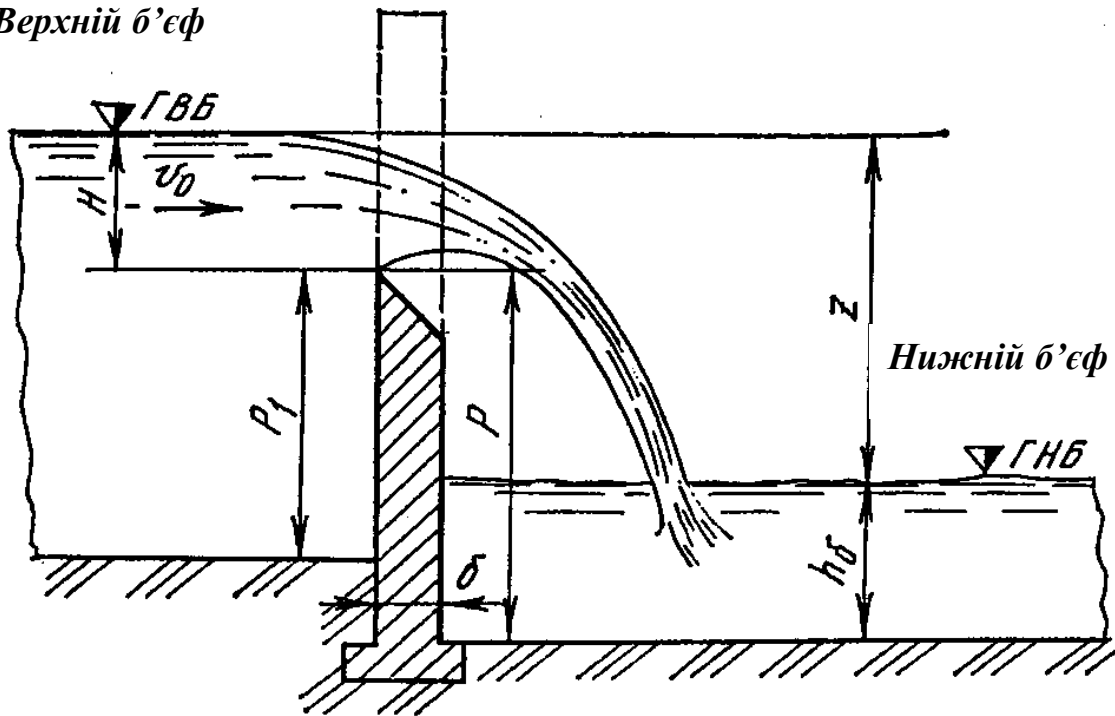


Рис. 7.3 – Витікання струменя через водозлив з тонкою стінкою

На рис. 7.3 показане витікання струменя через водозлив з тонкою стінкою. Падіння струменя відбувається за законом параболи. Початок координат 0 розміщено в центрі стисненого перерізу за водозливною стінкою завглибшки h :

$$x = Vt; y = gt/2.$$

Виключивши час t :

$$x = V \sqrt{2y/g}.$$

При прямокутному перерізі водозливу $V = q/h$; $x = g/h \sqrt{2y/g}$.

Замість y запишемо, $\frac{p+h}{2}$, а замість x – $l_{над}$;

$$l_{над} = \frac{q}{h} \cdot \frac{2(p+h)}{2g}. \quad (7.8)$$

Питома витрата через вільний водозлив визначається за формулою:

$$q = m \sqrt{2g} H_0,$$

де m – коефіцієнт витрати:

$$l_{над} = \frac{2mH_0}{h} \cdot (p+h). \quad (7.9)$$

Уточнимо величину $l_{над}$ при водозливних стінках різного профілю.

1. Водозлив з тонкою стінкою. На підставі дослідних даних:

$$l_{над} = 0,11H_0 \text{ та } h = 0,67H_0, \text{ при } m = 0,42$$

$$l_{над} = 1,25 H_0(p+0,45)H_0. \quad (7.10)$$

2. Водозлив практичного профілю криволінійного обрису $l_{nad} = 0$.
3. Водозлив практичного профілю трапецієподібного обрису

$$l_{nad} = 1,33 H_0(p+0,3H_0). \quad (7.11)$$

4. Водозлив із широким порогом – $m = 0,385$; $h = 0,47H_0$

$$l_{nad} = 1,64 H_0(p+0,24H_0). \quad (7.12)$$

Довжина кріплення русла в нижньому б'єфі

$$l_k = l_{nad} + l_{відг} + l_{стр} + l_{зан}$$

де l_{nad} – довжина падіння, визначається за формулами 6.9 – 6.12;

$l_{відг}$ – довжина відгону стрибка;

$$l_{відг} = h_0/i_0 - (1-j), \quad (7.13)$$

$l_{стр}$ – довжина стрибка, за формулою (7.14);

$$l_{стр} = h (Fr - 1), \quad (7.14)$$

$l_{зан}$ – довжина кріплення в запас;

$$l_{зан} = (2-3) t.$$

КОНТРОЛЬНІ ЗАПИТАННЯ

1. Назвіть основні форми сполучення б'єфів. Чим вони відрізняються одна від одної?
2. Наведіть схему сполучення б'єфів при проходженні потоку рідини через гідротехнічні споруди, дайте пояснення до неї.
3. Наведіть схему витікання струменя через водозлив з тонкою стінкою? У чому полягає розрахунок довжини кріплення русла у нижньому б'єфі?

ТЕМА 8. ГІДРАВЛІЧНИЙ СТРИБОК

8.1. Основні поняття та визначення

Гідравлічним стрибком називається різке зростання глибини потоку з переходом від бурхливого до спокійного стану на відносно невеликій довжині русла.

До стрибка глибина $h_1 < h_k$ (h_k – критична глибина), а в кінці стрибка глибина потоку $h_2 > h_k$ (рис. 8.1).

Експериментальними дослідженнями виявлено, що в гідравлічному стрибку можна виділити 2 зони (рис. 8.1): 1. Основний струмінь; 2. Поверхневий вихор (водоворот). Лінія розмежування цих двох частин ABC – це усереднена у часі лінія, яка умовно відмежовує основний потік з витратою Q від поверхневого водовороту.

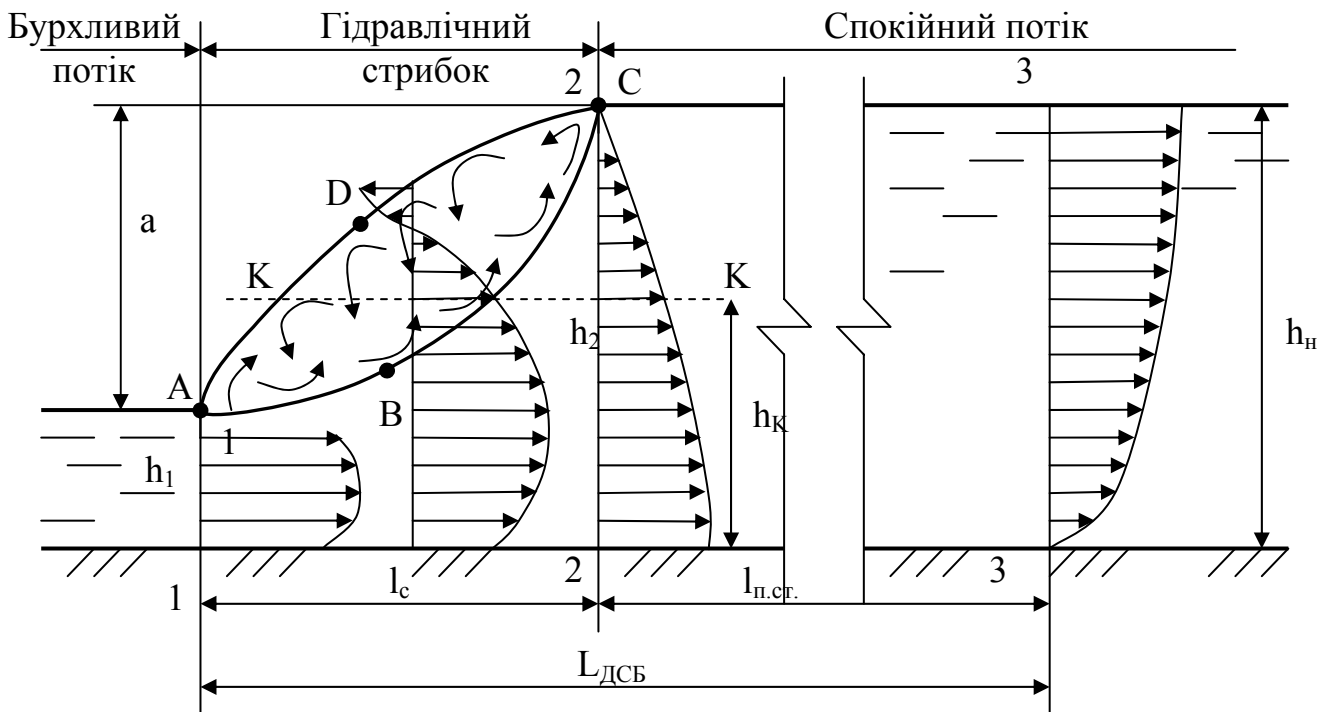


Рис. 8.1 – Схема гідравлічного стрибка і післястрибкової ділянки

Між поверхневим водоворотом і транзитним основним потоком здійснюється постійний обмін масами рідини, що є причиною підвищеної турбулізації потоку, утворення додаткових турбулентних напружень, які спричиняють інтенсивні втрати механічної енергії основного потоку.

При вивченні гідравлічного стрибка будемо користуватися наступними позначеннями (рис. 8.1): h_1 , h_2 – спряжені глибини стрибка; різниця $a = h_2 - h_1$ – називається *висотою стрибка*; горизонтальна проекція поверхневого водовороту, що знаходиться між перерізами 1-1 і 2-2 l_c , називається *довжиною стрибка*.

Уздовж гідравлічного стрибка змінюється еюра швидкостей. На рис. 8.1 зображені схеми еюр усереднених швидкостей в перерізах: на початку

стрибка (де глибина h_1), в середині довжини стрибка та в кінці стрибка (де глибина потоку h_2). Як видно з рис. 8.1 в кінці стрибка осереднені швидкості (точка С) дорівнюють нулю, а біля дна вони максимальні.

Трансформація епюр швидкостей продовжується на деякій довжині $l_{п.ст.}$ (до перерізу 3-3), яка називається *довжиною післястрибкової ділянки*. За перерізом 3-3 вниз за течією епюри швидкостей відповідають розподілам швидкостей при рівномірному або нерівномірному русі. Якщо глибина уздовж потоку в нижньому б'єфі за перерізом 3-3 $h_n = const$, то епюра швидкостей є сталою.

Довжина трансформації епюр швидкостей між перерізами 1-1 і 3-3 називається *ділянкою спряження б'єфів*, яка в загальному випадку дорівнює:

$$L_{дсб} = l_c + l_{пст} = l_c + (10...30)h_n, \quad (8.1)$$

де: l_c – довжина гідравлічного стрибка;

$l_{пст}$ – довжина післястрибкової ділянки;

h_n – глибина потоку в нижньому б'єфі.

Спряжені глибини досконалого гідравлічного стрибка в призматичних руслах з довільною формою поперечного перерізу можна визначити за допомогою графіка стрибкової функції (рис. 8.2).

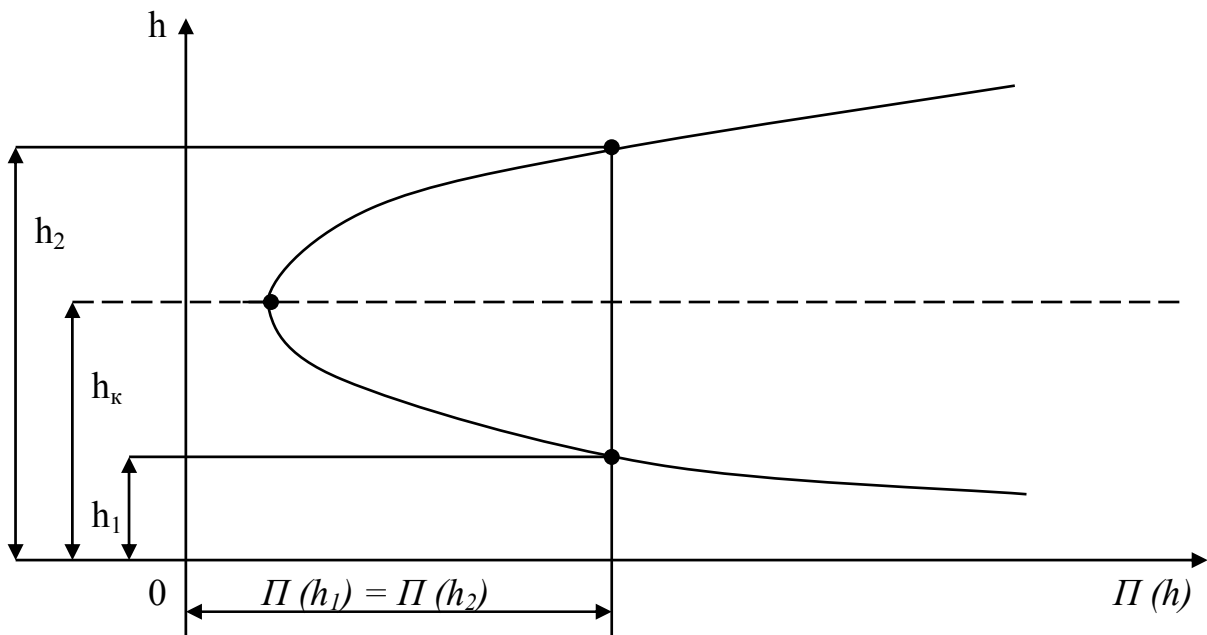


Рис. 8.2 – Схема графіка стрибкової функції

$$\frac{\alpha Q^2}{g\omega} + y_c \cdot \omega = \Pi(h), \quad (8.2)$$

де: ω – площа живого перерізу потоку з глибиною h ,

y_c – глибина занурення геометричного центру площі ω .

Функція $\Pi(h)$ називається *стрибковою функцією*.

Якщо невідома друга спряжена глибина h_2 , то розрахунок виконують таким чином. Визначають критичну глибину h_k . Обчислюють значення стрибкової функції за формулою:

$$\Pi(h_1) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_1} + y_{c1} \cdot \omega_1.$$

Задаються глибинами $h > h_k$, обчислюють за рівнянням (8.2) значення функції $\Pi(h)$ і будують графік (рис. 8.3, а), з якого визначають глибину h_2 .

У разі, коли невідомою є перша спряжена глибина h_1 , то хід розрахунків такий: визначають критичну глибину h_k ; обчислюють значення стрибкової функції $\Pi(h_2) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_2} + y_{c2} \cdot \omega_2$. Задаються глибинами $h < h_k$ і за

рівнянням (8.2) обчислюють значення функції $\Pi(h)$; будують графік $\Pi(h) = f(h)$ (рис. 8.3, б), за допомогою якого визначають невідому глибину стрибка h_1 .

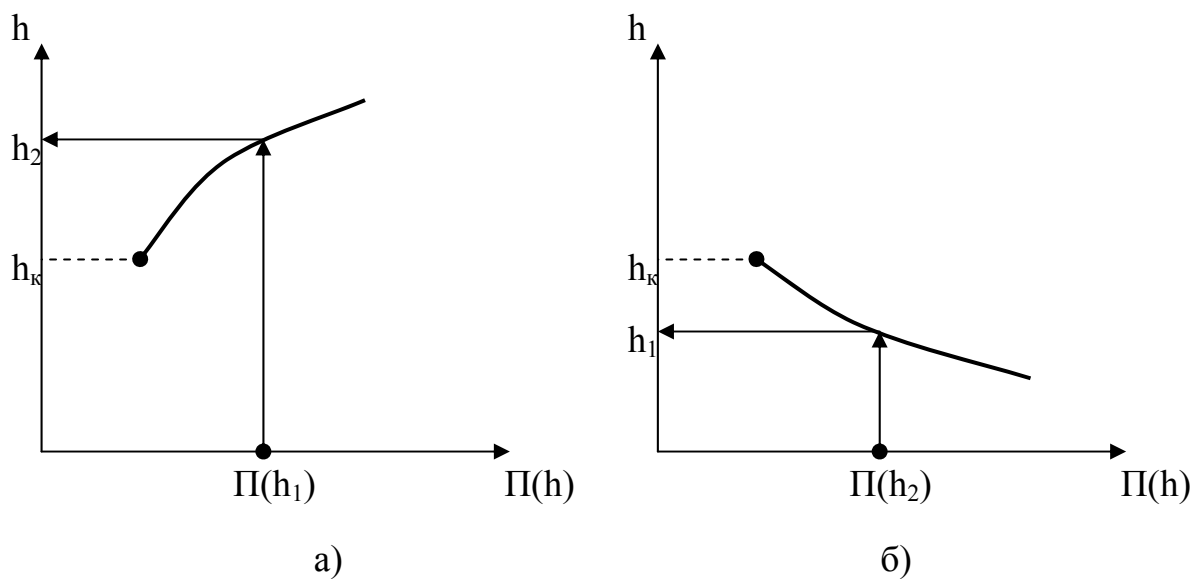


Рис. 8.3 – Графік для визначення спряжених глибин стрибка

Залежності для визначення спряжених глибин стрибка в прямокутному руслі можна отримати безпосередньо з рівняння:

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_1} + y_{c1} \cdot \omega_1 = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_2} + y_{c2} \cdot \omega_2. \quad (8.3)$$

Для прямокутного русла маємо:

$$\omega = b \cdot h; \quad y_c = \frac{h}{2}.$$

Припустимо, що $\alpha_0 = \alpha$, де α – коефіцієнт кінетичної енергії. Тоді, враховуючи вищезазначене рівняння (2.55) набуде вигляду:

$$\frac{\alpha Q^2}{g b h_1} + b \cdot \frac{h_1^2}{2} = \frac{\alpha Q^2}{g b h_2} + b \cdot \frac{h_2^2}{2}. \quad (8.4)$$

Розділимо всі члени рівняння (2.56) на ширину b :

$$\frac{\alpha Q^2}{g b^2 h_1} + \frac{h_1^2}{2} = \frac{\alpha Q^2}{g b^2 h_2} + \frac{h_2^2}{2} \quad (8.5)$$

або

$$\frac{h_K^3}{h_1} + \frac{h_1^2}{2} = \frac{h_K^3}{h_2} + \frac{h_2^2}{2}. \quad (8.6)$$

Рівняння (8.6) – це рівняння досконалого гідравлічного стрибка в прямокутному руслі з постійною шириною b . З рівняння (8.6) одержуємо:

$$h_2 = \frac{1}{2} h_1 \left(\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_K}{h_1} \right)^3} - 1 \right); \quad (8.7)$$

$$h_1 = \frac{1}{2} h_2 \left(\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_K}{h_2} \right)^3} - 1 \right); \quad (8.8)$$

В рівняннях (8.6) – (8.8) h_K – критична глибина, яка визначається за формулою $h_K = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}}$.

8.2. Довжина гідравлічного стрибка. Геометричні розміри хвилястого стрибка

Руйнівна здатність потоку на ділянці гідравлічного стрибка значно більша, ніж спокійного потоку при рівномірному та нерівномірному русі. Тому визначення довжини гідравлічного стрибка має важливе практичне значення.

Приймаємо, що довжина досконалого гідравлічного стрибка – це горизонтальна проекція поверхневого водовороту (рис. 8.1).

Довжину досконалого гідравлічного стрибка в прямокутному руслі при $b = const$ та ухилі дна $i = 0$ можна визначити за формулами:

М. Д. Чертоусова

$$l_c = 10,3 h_1 \left(\sqrt{Fr_1} - 1 \right)^{0,81}, \quad (8.9)$$

С. К. Кузнєцова

$$l_c = 16,7 (h_K - h_1), \quad (8.10)$$

О. М. Айвазяна

$$l_c = \frac{8 \cdot (10 + \sqrt{Fr_1}) \cdot (h_2 - h_1)^3}{Fr_1 \cdot 4 h_1 \cdot h_2}, \quad (8.11)$$

де: h_1, h_2 – перша та друга спряжені глибини стрибка;

Fr_1 – число Фруда, що обчислене за формулою:

$$Fr_1 = \frac{\alpha_1 \cdot V_1^2}{gh_1} > 3, \quad (8.12)$$

при швидкості $V_1 = Q/\omega_1 = Q/(b \cdot h_1)$.

Довжину гідравлічного стрибка в прямокутному руслі, що розширюється, можна визначити за формулою О. Ф. Васильєва:

$$l_{CP} = \frac{l_c}{\left[1 + 0,052 \left(\frac{l_c}{r}\right)\right]}, \quad (8.13)$$

де l_c – довжина стрибка в прямокутному руслі, яку можна обчислити за формулою (8.10) або (8.11) при

$$Fr_1 = \frac{\alpha}{gh_1^3} \left(\frac{Q}{\beta \cdot r}\right)^2, \quad (8.14)$$

де: $r = b_1 / \left[2 \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)\right];$

b_1 – ширина дна при глибині h_1 ;

$\beta = \beta^0 / 57,3$ – кут розширення, рад. При кутах розширення $\beta < 15^\circ$

маємо $\beta r \approx b_1$. Тоді

$$Fr_1 = \frac{Q^2}{gb_1^2 h_1^3} = \left(\frac{h_{K1}}{h_1}\right)^3. \quad (8.15)$$

Довжину стрибка в трапецеїдальному руслі з постійною шириною дна можна визначити за формулою С. Мейєрова:

$$l_{IT} = l_c \left(1 + 1,76 \frac{m(h_2 - h_1)}{\chi_1}\right), \quad (8.16)$$

де: l_c – довжина стрибка в прямокутному руслі, яку можна обчислити за формулою (8.10);

χ_1 – змочений периметр в перерізі з глибиною h_1 ;

m – коефіцієнт закладання відкосів каналу.

Довжину стрибка в руслах з ухилом дна $i > i_k$ наближено можна визначити за формулою:

$$l_{CT} = l_c (1 + k \cdot i), \quad (8.17)$$

де: l_c – довжина стрибка при $i = 0$;

k – коефіцієнт збільшення довжини стрибка при $i > 0$. За даними Г. М. Косяковой $k = 3$, а за даними Г. К. Ілчева $k = 3,75$.

Глибини під гребенем першої хвилі в прямокутному руслі при $b = const$ наближено можна визначити за формулою С. К. Кузнецова:

$$l_{CX} = 13,4(h_K - h_1). \quad (8.18)$$

Якщо число $Fr_1 = (1,5 \dots 3)$, то найбільшу глибину хвилястого стрибка h_{XB} можна визначити за формулою М. С. Краснітського:

$$h_{XB} = h_1 [1 + 0,72(Fr_1 - 1)]. \quad (8.19)$$

Співвідношення між спряженими глибинами хвилястого стрибка $\eta_2 = h_2/h_1$ за дослідженнями О.А. Рябенка можна визначити за формулою

$$\eta_2 = \frac{1}{3} \left[2\beta_1 + Fr_1 - \sqrt{(2\beta_1 + Fr_1)^2 - 3(2\beta_1 + Fr_1 - 1)} \right], \quad (8.20)$$

де β_1 – коефіцієнт, що враховує кривизну елементарних струминок в перерізі з першою спряженою глибиною h_1 хвилястого стрибка.

За дослідженнями О. А. Рябенка при числах $Fr_1 > 2$ можна вважати, що $\beta_1 = 1$, а при $Fr_1 = (1,1 \dots 1,5) - \beta_{1max} = 1,045$.

У разі, коли $\beta_1 = 1$, то

$$\left. \begin{aligned} h_2 &= \frac{1}{3} h_1 (1 + Fr_1) \\ h_{XB} &= h_1 \cdot Fr_1 \end{aligned} \right\} \quad (8.21)$$

8.3. Визначення найменшої глибини за спорудою в нижньому б'єфі

Для визначення глибини h_c в нижньому б'єфі споруд використаємо рівняння Бернуллі, яке запишемо для перерізів 1-1 та С-С відносно площини порівняння 0-0 (рис. 8.4).

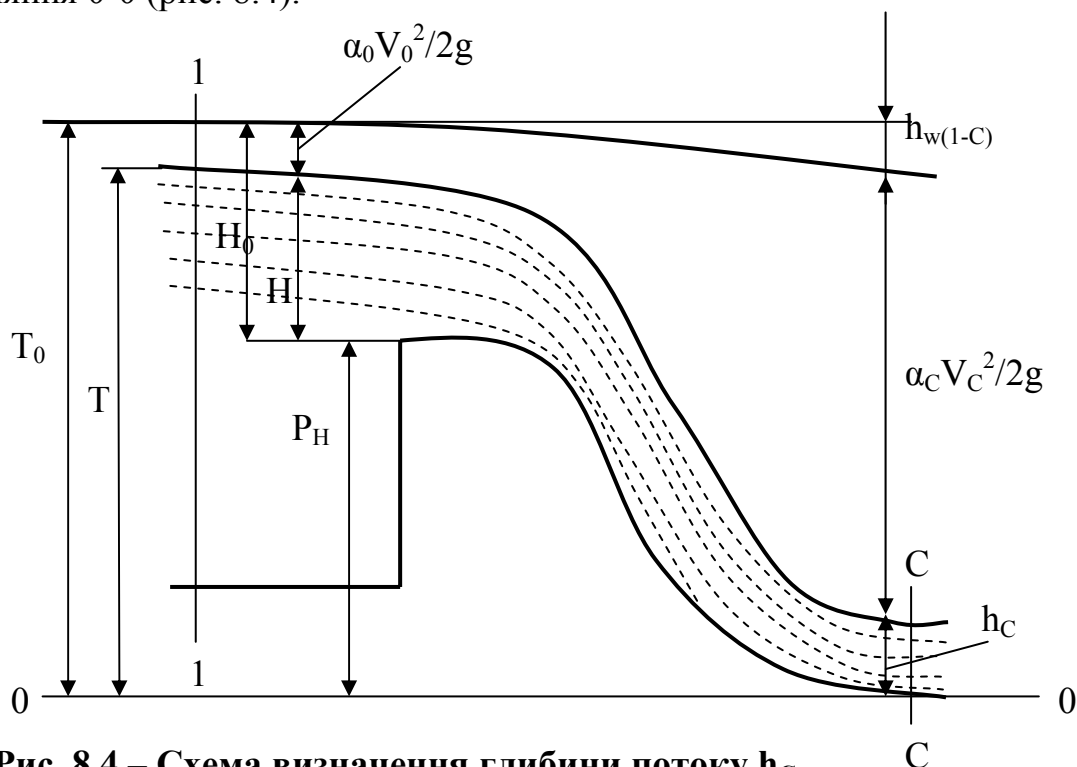


Рис. 8.4 – Схема визначення глибини потоку h_c

Припустимо, що в живих перерізах 1-1 та С-С рух плавномісний і п'єзометричні напори дорівнюють:

$$\left. \begin{aligned} H_{п1} &= z_1 + \frac{P_1}{\rho g} = T; \\ H_{п2} &= z_2 + \frac{P_2}{\rho g} = h_c. \end{aligned} \right\} \quad (8.22)$$

Тоді рівняння Бернуллі відносно площини 0-0 набуває вигляду

$$T + \frac{\alpha_0 V_0^2}{2g} = h_c + \frac{\alpha_c V_c^2}{2g} + h_{w(1-c)}, \quad (8.23)$$

або

$$T_0 = h_c + \frac{V_c^2}{2g} (\alpha_c + \xi), \quad (8.24)$$

де: T_0 – повна питома енергія потоку в перерізі 1-1

$$T_0 = T + \frac{\alpha_0 V_0^2}{2g}, \quad (8.25)$$

V_0 – середня швидкість потоку в перерізі 1-1;

$V_c = Q / \omega_c$ – середня швидкість потоку в перерізі С-С;

ω_c – площа живого перерізу потоку при глибині h_c ;

ξ – коефіцієнт гідравлічних опорів між перерізами 1-1 та С-С.

З рівняння (8.24) одержимо:

$$V_c = \varphi_c \sqrt{2g(T_0 - h_c)}, \quad (8.26)$$

де φ_c – коефіцієнт швидкості

$$\varphi_c = \frac{1}{\sqrt{\alpha_c + \xi}}. \quad (8.27)$$

Величина коефіцієнта φ_c залежить від типу і геометричних розмірів споруди та гідравлічних параметрів потоку. Наприклад, для водозливу з щитом

$$\varphi_1 = 0,98 \cdot \varphi_c, \quad (8.28)$$

де

$$\varphi_c = 0,97 + 0,19 \lg \left(\frac{H_0}{P_H} \right) \quad (8.29)$$

Для перепадів у прямокутному руслі при атмосферному тиску під падаючим струменем:

$$\varphi_c = 0,989 - 0,039 \frac{P}{h_k}, \quad (8.30)$$

де h_k – критична глибина в прямокутному руслі. Формула (8.30) є апроксимацією дослідних даних Ю. С. Алексеєва при $P/h_k = 1..10$.

Для перепадів у прямокутному руслі й атмосферному тиску під падаючим струменем можна використати формулу Ю. С. Алексеєва:

$$\varphi_c = 0,882 + 0,173 \lg \frac{H_0}{P}, \quad (8.31)$$

де $H_0 = H + \alpha V_0^2 / 2g$ – повний напір перед водозливом, висота якого P_B .

Для перепаду без відриву струменя та куті похилу поверхні $\beta = 9-30^\circ$ і $P/h_K = 3..15$ величину φ_c на основі досліджень [1] наближено можна визначити за формулою:

$$\varphi_c = 1,02 - (0,038 - 0,051 \sin \beta) \frac{P}{h_K}, \quad (8.32)$$

де h_K – критична глибина в прямокутному руслі.

Враховуючи, що $V_c = Q / \omega_c$, рівняння (8.27) запишемо у вигляді

$$Q = \varphi_c \omega_c \sqrt{2g(T_0 - h_c)}. \quad (8.33)$$

Вираз (8.33) – це загальне рівняння для визначення глибини h_c в стисненому перерізі в нижньому б'єфі гідротехнічної споруди.

В переважній більшості випадків русло нижнього б'єфа, безпосередньо за спорудою, має прямокутну форму. Для визначення глибини h_c в прямокутному руслі рівняння (8.33) запишемо у вигляді:

$$T_0 = h_c + \frac{Q^2}{\varphi_c^2 2g(h_c B)^2}, \quad (8.34)$$

або

$$T_0 = h_c + \frac{q^2}{\varphi_c^2 2gh_c^2}, \quad (8.35)$$

де: $q = Q / B$ – питома витрата;

B – ширина дна нижнього б'єфа в перерізі С-С.

Рівняння (8.34) та (8.35) це кубічні рівняння відносно h_c з вільним членом. Для визначення дійсного кореня цих рівнянь можна використати спосіб наближень:

$$h_c = \frac{q}{\varphi_c \sqrt{2g(T_0 - h_c)}}. \quad (8.36)$$

Тоді для першого наближення глибину h_c в правій частині рівняння (8.36) можна взяти рівною нулю. В наступних наближеннях під знак кореня потрібно підставляти ті значення h_c , які одержуємо в результаті обчислень після кожного наближення. В переважній більшості випадків ітераційний процес можна закінчувати після двох-трьох наближень.

8.4. Гідравлічний розрахунок водобійної стінки

Для зменшення кінетичної енергії потоку в нижніх б'єфах гідротехнічних споруд використовують спеціальні конструкції, які називаються гасителями енергії. До найпростіших гасителів належать: водобійні стінки (суцільні та прорізні), водобійні колодязі, комбіновані водобійні колодязі (рис. 8.5).

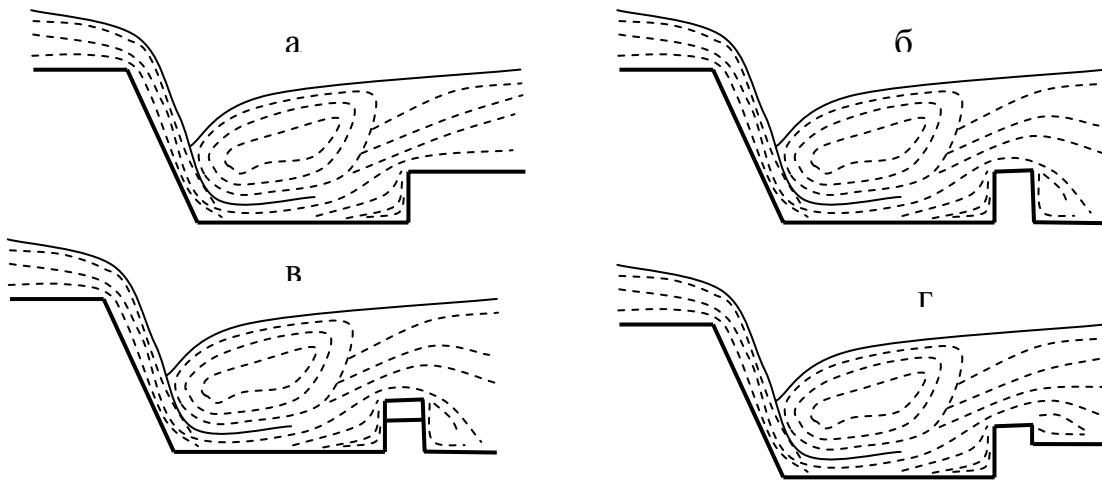


Рис. 8.5 – Схеми простих гасителів енергії:

а – водобійний колодязь; б – суцільна водобійна стінка; в – прорізна водобійна стінка; г – комбінований водобійний колодязь

У разі відігнутого стрибка водобійна стінка повинна утворити глибину $h > h_2$, де h_2 – друга спряжена глибина стрибка, яка відповідає розрахунковій витраті Q_p .

Для визначення висоти водобійної стінки припускають, що вона працює як деякий водозлив. Відповідно цьому висота стінки

$$C = \sigma_3 \cdot h_2 - H_c, \quad (8.37)$$

де: $\sigma_3 = 1,05 \dots 1,1$ – коефіцієнт затоплення гідравлічного стрибка;

h_2 – друга спряжена глибина стрибка при витраті Q_p ;

H_c – напір над водобійною стінкою, який визначають за формулою:

$$H_c = \left(\frac{Q_p}{\sigma_n \cdot m_c \cdot B_{CT} \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3}, \quad (8.38)$$

де: B_{CT} – довжина стінки;

$\sigma_n = f(h_n / H_c)$ – коефіцієнт підтоплення водобійної стінки з боку нижнього б'єфа;

h_n – глибина підтоплення стінки

$$h_n = h_n - C, \quad (8.39)$$

m_c – коефіцієнт витрати водобійної стінки як водозливу. Він залежить від типу водобійної стінки (суцільна, прорізна) та її розмірів і напору H_c .

Коефіцієнт витрати суцільної водобійної стінки можна визначити за формулою Р. Р. Чугаєва $m_0 = 0,402 + 0,054 \frac{H}{P_B}$. Для визначення коефіцієнта підтоплення суцільної водобійної стінки σ_n при $(h_n / H_c) > 0,4$ можна використати формулу:

$$\sigma_n = \sqrt{1 - \left(1,8 \frac{h_n}{H_c} - 0,8 \right)^2}, \quad (8.40)$$

де: H_c , h_n – визначаються за формулами (8.38), (8.40). Якщо $(h_n / H_c) < 0,4$, то $\sigma_n = 1$.

Оскільки перед початком розрахунків невідомо, водобійна стінка підтоплена чи не підтоплена, то невідоме значення і коефіцієнта підтоплення стінки σ_n . Окрім цього, невідоме також значення коефіцієнта витрати m_c , тому що $m_c = f(C, H_c)$. У цьому разі висоту водобійної стінки можна визначити графоаналітичним способом. Хід розрахунків може бути таким:

- задаються кількома значеннями висоти стінки C ;
- обчислюють величини H_c , h_n , m_c , σ_n і за формулою (8.38) визначають витрати

$$Q = \sigma_n \cdot m_c \cdot B_{CT} \sqrt{2g} \cdot H_c^{3/2}. \quad (8.41)$$

Результати розрахунків доцільно зводити в наступну таблицю:

C	$H_c = \sigma_3 \cdot h_2 - C$	$h_n = h_n - C$	σ_n	m_c	Q
C_1					$Q_1 < Q_p$
C_2					Q_2
C_3					$Q_3 > Q_p$

За даними цієї таблиці будують графік $C = f(Q)$ (рис. 8.6), за допомогою якого визначають висоту стінки C .

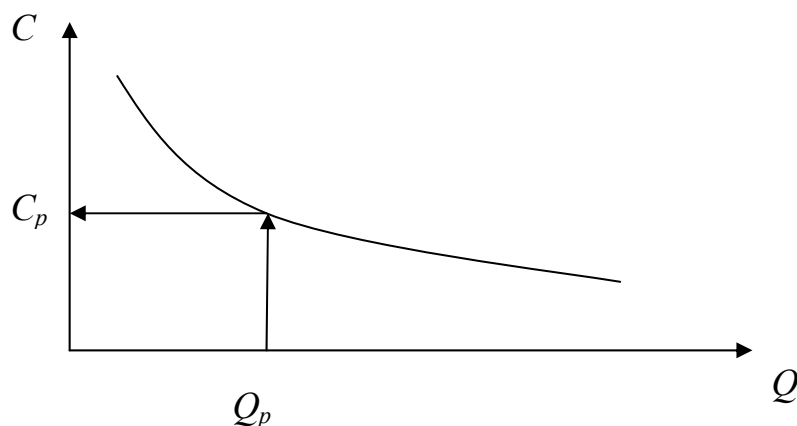


Рис. 8.6 – Схема графіка $C = f(Q)$ для визначення висоти водобійної стінки

Відстань до водобійної стінки від перерізу з глибиною h_1 визначають за формулою:

$$l_K = \beta \cdot l_C, \quad (8.42)$$

де: l_C – довжина гідравлічного стрибка;

$\beta = 0,7 \dots 0,9$ – коефіцієнт зменшення гідравлічного стрибка.

Якщо водобійна стінка висока, то за нею може утворитись відігнаний гідравлічний стрибок. Можливість утворення цього явища перевіряють таким чином: використовуючи наступну формулу, визначають стиснену глибину за стінкою:

$$h_{c1} = \frac{Q}{\varphi_C \cdot B_{CT} \sqrt{2g \cdot (T_{0C} - h_{c1})}}, \quad (8.43)$$

де: φ_C – коефіцієнт швидкості, що враховує втрати енергії при переливі потоку через водобійну стінку, значення якого при $C / h_k = 0,5 \dots 3,5$ можна визначити за формулою:

$$\varphi_C = 1,03 - 0,057 \cdot C / h_k, \quad (8.44)$$

де: h_k – критична глибина. Якщо $C / h_k < 0,5$, то $\varphi_C = 1$;

T_{0C} – повна питома енергія потоку відносно дна нижнього б'єфу за стінкою:

$$T_{0C} = \sigma_3 \cdot h_2 + \frac{\alpha Q_p^2}{2g(B_{CT} \cdot \sigma_3 \cdot h_2)^2}, \quad (8.45)$$

де: $\alpha = 1,1 \dots 1,2$ – коефіцієнт кінетичної енергії потоку в перерізі з глибиною $h = \sigma_3 h_2$;

B_{CT} – довжина водобійної стінки.

Приймаючи, що перша спряжена глибина стрибка $h_1 = h_{C2}$, за рівнянням гідравлічного стрибка визначають другу спряжену глибину стрибка h_2 . Якщо $h_2 > h_n$, то за стінкою стрибок відігнаний і потрібно запроектувати другу водобійну стінку або замість водобійних стінок взяти інший гаситель енергії, наприклад, водобійний колодязь чи комбінований водобійний колодязь.

Слід зазначити, що тип гасителя впливає на вартість ділянки спряження б'єфів та гідротехнічної споруди в цілому. Тому гідравлічні розрахунки спряження б'єфів потрібно виконувати одночасно з оцінкою вартості споруди.

8.5. Гідравлічний розрахунок водобійного колодязя

В результаті гідравлічних розрахунків потрібно визначити глибину колодязя d та його довжину l_k (рис. 8.7).

Глибину водобійного колодязя можна визначити кількома способами:

1) Припускають, що вихід з водобійного колодязя працює як затоплений водозлив з широким порогом (рис. 8.7, а).

Виходячи з того, що колодязь повинен утворити глибину води для затоплення стрибка, згідно зі схемою рис. 8.7, а глибину колодязя можна визначити за формулою:

$$d = \sigma_3 h_2 - h_H - z, \quad (8.46)$$

де: $\sigma_3 = 1,05 \dots 1,1$ – коефіцієнт затоплення стрибка;

h_2 – друга спряжена глибина стрибка при розрахунковій витраті Q_p ;

h_n – глибина води в нижньому б'єфі при витраті Q_p ;

z – гідравлічний перепад, для визначення якого використовують формулу пропускну здатності водозливу з широким порогом, тобто

$$z_0 = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q_p}{\varphi_n B_k h_n} \right)^2, \quad z = z_0 - \frac{\alpha Q_p^2}{2g(\sigma_3 h_2 B_k)^2}, \quad (8.47)$$

де: $\varphi_n = 0,98 \dots 0,99$ – коефіцієнт швидкості;

B_k – ширина водобійного колодязя в площині вертикального уступу.

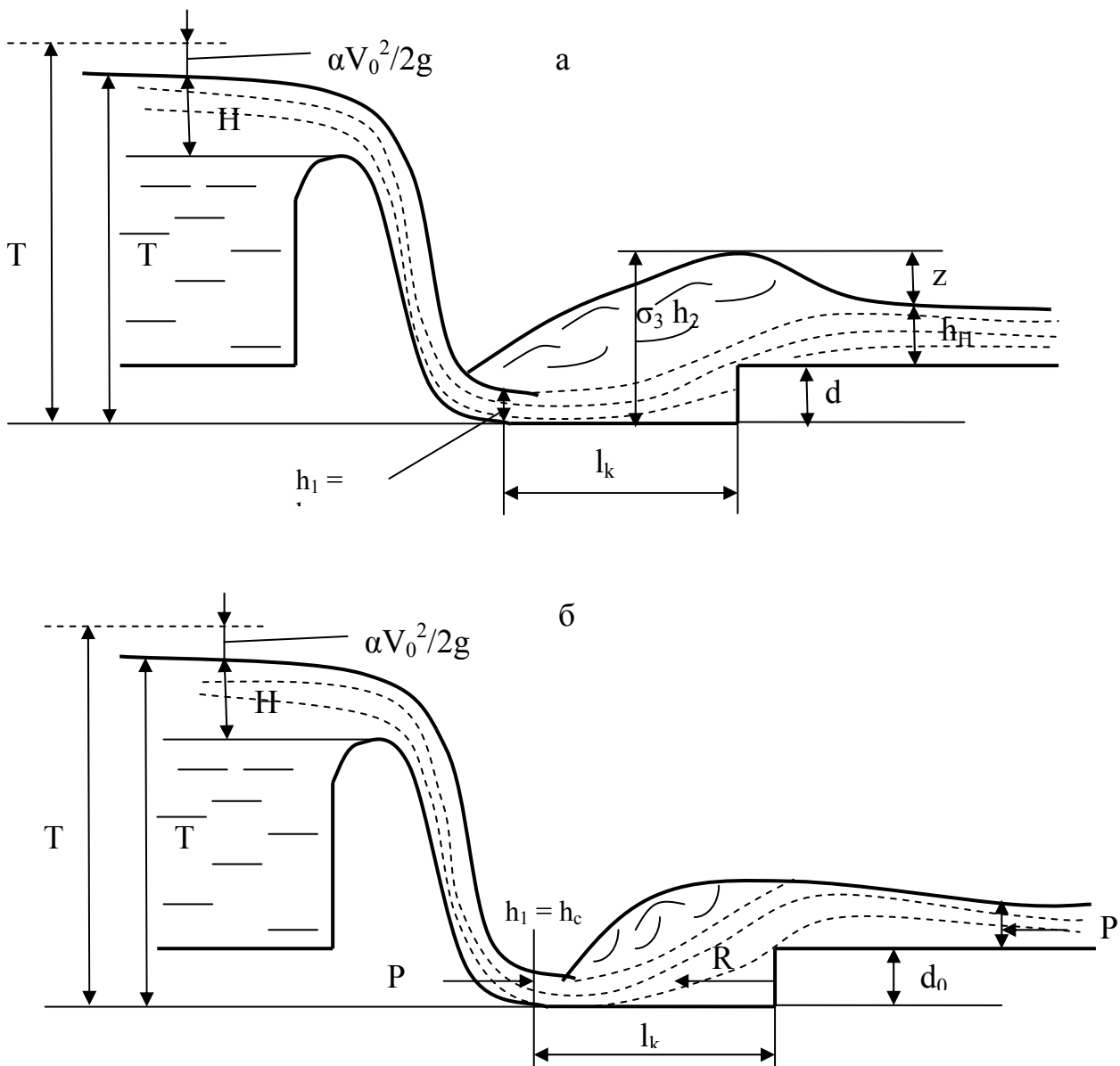


Рис. 8.7 – Схема до розрахунку глибини водобійного колодзя:
 а – за формулою (8.45), б – за формулою (8.55)

Оскільки при влаштуванні водобійного колодзя потенціальна енергія потоку верхнього б'єфа збільшується на величину d , то глибина потоку в перерізі С-С дещо зменшиться, а друга спряжена глибина стрибка трохи збільшиться. Тому потрібно виконати уточнення глибини колодзя. Для цього за наступною формулою уточнюють глибину в стисненому перерізі С-С:

$$h_{c1} = \frac{q}{\varphi_c \sqrt{2g(T_{01} - h_{c1})}}, \quad (8.48)$$

де $T_{01} = T_0 + d$.

Приймаючи, що перша спряжена глибина $h_1 = h_{c1}$ за формулою спряжених глибин визначають нове значення другої спряженої глибини стрибка h_2 і за формулами (8.46), (8.47) обчислюють глибину водобійного колодзя в другому наближенні.

Як правило, третього наближення не виконують.

2) Для визначення глибини колодязя, яка утворює присунутий до перерізу С-С гідравлічний стрибок, складемо рівняння зміни кількості руху в потоці між перерізами з глибинами h_C і h_H в проекціях на горизонтальну вісь:

$$\alpha_0 \rho Q (V_2 - V_1) = P_1 - P_2 - R, \quad (8.49)$$

де: R – реакція водобійного уступу, висота якого дорівнює d_0 (рис. 8.7, б);

P_1, P_2 – сили гідродинамічного тиску в перерізах 1-1, 2-2. Припустимо, що P_1 і P_2 можна визначити за законами гідростатики, тобто:

$$P_1 = \rho g y_{c1} \omega_1 = \rho g \frac{h_C}{2} h_C B = \rho g \frac{h_C^2}{2} B; \quad (8.50)$$

$$P_2 = \rho g y_{c2} \omega_2 = \rho g \frac{h_H}{2} h_H B = \rho g \frac{h_H^2}{2} B, \quad (8.51)$$

де: B – ширина колодязя.

Підставимо значення P_1 і P_2 із (8.50)–(8.51) в рівняння (8.49) і розділимо всі члени рівняння на $\rho g B$. Тоді одержуємо

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g B^2} \left(\frac{1}{h_H} - \frac{1}{h_C} \right) = \frac{h_C^2}{2} - \frac{h_H^2}{2} - \frac{R}{\gamma}, \quad (8.52)$$

де γ – питома вага рідини.

Припустимо, що корегуючий коефіцієнт кількості руху α_0 дорівнює корегуючому коефіцієнту кінетичної енергії α . Тоді вираз $\alpha_0 Q^2 / (g B^2) = h_K^3$, де h_K – критична глибина в прямокутному руслі.

Рівняння (8.52) пишемо в такому вигляді:

$$\frac{h_K^3}{h_C} + \frac{h_C^2}{2} = \frac{h_K^3}{h_H} + \frac{h_H^2}{2} + \frac{R}{\gamma}. \quad (8.53)$$

Рівняння (8.53) – це рівняння підпертого гідравлічного стрибка в прямокутному руслі.

Якщо довжина колодязя $l_K \geq l_C$ (де l_C – довжина вільного досконалого стрибка), то реакцію R можна визначити за гідростатичним законом. Тоді, приймаючи, що перед уступом d_0 глибина води $h = h_2$, одержимо

$$R = \gamma \cdot h_{цв} \cdot \omega_v = \gamma \left(h_2 - \frac{d_0}{2} \right) d_0, \quad (8.54)$$

де $h_{цв}$ – глибина занурення геометричного центру площі перерізу з глибиною h_2 .

Підставляючи значення R із (8.54) в рівняння (8.53), одержимо

$$d_0 = h_2 - \sqrt{h_2^2 - A}, \quad (8.55)$$

де параметр A дорівнює:

$$A = (h_H - h_C) \cdot \left(\frac{2h_K^3}{h_C \cdot h_H} - h_H - h_C \right). \quad (8.56)$$

Якщо довжина стрибка $l_K < l_C$, то реакція водобійного виступу R відрізняється від тієї, що обчислена за формулою (8.54). У цьому разі для визначення реакції колодязя R використовують експериментальні залежності та графіки.

Для утворення затопленого стрибка глибину d_0 потрібно збільшити. З урахуванням затоплення стрибка глибину колодязя пропонують такою:

$$d = \sigma_3 d_0 + (\sigma_3 - 1) \cdot h_H, \quad (8.57)$$

де: $\sigma_3 = 1,05 \dots 1,1$ – коефіцієнт затоплення стрибка;

h_H – глибина води в нижньому б'єфі при розрахунковій витраті Q_p .

Якщо глибину колодязя визначати за формулами (2.46) і (2.57), то довжину колодязя можна призначати в межах:

$$l_K = \beta l_C = (0,8 \dots 1,0) l_C. \quad (8.58)$$

КОНТРОЛЬНІ ЗАПИТАННЯ

1. Запишіть умови утворення відігнутого, затопленого гідравлічного стрибка.
2. Наведіть формули визначення довжини гідравлічного стрибка.
3. Наведіть формули, наведіть схему утворення гідравлічного стрибка.
4. Наведіть формулу стрибкової функції.
5. У чому полягає алгоритм визначення найменшої глибини за спорудою в нижньому б'єфі?
6. Як відбувається гідравлічний розрахунок водобійної стінки?
7. Як відбувається гідравлічний розрахунок водобійного колодязя?

ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 3. РУХ ҐРУНТОВИХ ВОД ТЕМА 9. ВИДИ ФІЛЬТРАЦІЇ. ОСНОВНИЙ ЗАКОН ФІЛЬТРАЦІЇ

9.1. Види фільтрації

Вода в ґрунтах може бути у вигляді пари, капілярної, а також гравітаційної води.

Міжмолекулярні та інші зв'язки для пароподібної і капілярної води перешкоджають їхньому руху під дією сили тяжіння. Тільки гравітаційні води, що називають ґрунтовими, переміщуються під дією сил тяжіння. Рух ґрунтових вод називається *фільтрацією*. Рух ґрунтових вод, так само як у потоках відкритих і напірних, може бути сталим і несталим, рівномірним і нерівномірним, напірним і безнапірним, двомірним (плоским) і тривимірним (просторовим).

Режим руху ґрунтових вод може бути ламінарним і турбулентним.

Якщо рух ґрунтових вод відбувається з вільною поверхнею, на якій тиск дорівнює атмосферному, такий рух є *безнапірним*.

Якщо відбувається рух ґрунтових вод у повністю заповненому водоносному шарі, зверху й знизу обмеженому водонапірними шарами, і всі пори заповнені водою, тобто п'єзометрична лінія розташована вище верху водоносного шару, рух – *напірний*.

Під поруватими матеріалами розуміють тверді тіла, що містять у доволі великій кількості порожнечі, характерний розмір яких малий у порівнянні з характерними розмірами тіла (або простору, зайнятого поруватим середовищем). Порожнечі в ґрунтах розділяються на *пори, тріщини й каверни*.

Фільтруючі властивості ґрунтів залежать від складу й характеристик ґрунтів.

Поруватість – відношення обсягу пор W_n до обсягу ґрунту W :

$$m = W_n/W. \quad (9.1)$$

У механіці ґрунтів використовують поняття коефіцієнта поруватості:

e – відношення обсягу пор W_n до обсягу мінеральної частини (кістяка) в певному обсязі $W_{ск}$.

$$e = W_n/W_{ск}; \quad e = \frac{m}{1-m}; \quad m = \frac{e}{1+e}.$$

Ґрунт характеризується *поверхневою поруватістю*

$$m_w = \Sigma w/W, \quad (9.2),$$

де m_w – сумарна площа пор у межах виділеної площі.

Орієнтовні значення поруватості наведені в табл. 9.1.

Таблиця 9.1 – Орієнтовні значення поруватості

Ґрунти	m	Ґрунти	m
Ґравій (d= 2-20 мм)	0, 3-0,4	Ґлина	0,44 - 0,55
Пісок (d=0, 05-2 мм)	0, 3-0,5	Торф	0,6 - 0,95
Супісь	0,35 - 0,45		
Суглинки	0,35 - 0,5		

За розмірами пори й тріщини розділяють на надкапілярні, по яким відбувається вільне переміщення рідини, капілярні й субкапілярні. Розміри надкапілярних пор – більше 0,5 мм; зверх капілярних тріщин – більше 0,25 мм; капілярних пор – від 0,5 до 0,002 мм; капілярних тріщин – від 0,35 до 0,0001 мм. По капілярним порам і тріщинам рух відбувається при великому впливі сил поверхневого натягу. Ґрунти з дрібнішими порами й тріщинами дуже слабо пропускають рідини і газу.

Ґрунт називається *однорідним*, якщо його фільтраційні властивості не залежать від координат розглянутої точки, і *неоднорідним*, якщо його фільтраційні властивості залежать від місця розташування розглянутої точки.

9.2. Основний закон фільтрації

При вивченні фільтрації, вважаємо, що порувате тіло й рідина утворюють суцільне середовище. Тоді, розглядаючи площі, що значно перевершують розміри частинок ґрунту, можна вважати, що ґрунтовий потік суцільно заповнює весь простір поруватого середовища.

Уведемо поняття *швидкості фільтрації*.

$$U = Q/W, \quad (9.3)$$

де Q – витрата, що проходить через переріз ґрунту, площею W .

При цьому нагадаємо, що $W = W_n + W_{ск}$.

Дійсні швидкості просочування через пори U_n більше, ніж швидкість фільтрації в $1/m$ раз.

Рух рідини в ґрунтах відбувається при наявності дуже великих опорів, які викликані малими розмірами порохівих каналів, їхньою звивистістю, неправильною формою, великою шорсткістю й низкою інших факторів, що значно знижує швидкість фільтрації. У зв'язку із цим у ґрунтовому потоці вважають, що гідравлічний напір H дорівнює п'езометричному напору $z + p/\rho g$, тобто нехтують швидкісним напором.

Тоді питома енергія потоку (напір):

$$H = z + p/\rho g.$$

У результаті вивчення руху води в піщаних фільтрах Дарсі встановив, що швидкість фільтрації лінійно залежить від гідравлічного ухилу:

$$U = K I, \quad (9.4)$$

де K – коефіцієнт фільтрації.

Вираз (9.4) називають *законом Дарсі або лінійним законом фільтрації*.

При виконанні рівності (9.4) втрати напору пропорційні швидкості в першому ступені фільтрації, тобто режим руху – *ламінарний*.

З огляду на те, що $I = -d/dl$, одержуємо:

$$U = KI = -Kd/dl. \quad (9.5)$$

Нагадаємо, що $d/dl < 0$. При лінійному зменшенні напору по довжині.

$$I = \frac{(z_1 + \frac{p_1}{\rho g}) - (z_2 + \frac{p_2}{\rho g})}{l} = \frac{H_1 - H_2}{l}. \quad (9.6)$$

9.3. Коефіцієнт фільтрації

Коефіцієнт фільтрації дорівнює швидкості фільтрації при $I = 1$. Він залежить від властивостей поруватого середовища (форми, розмірів, взаємного розташування, шорсткості частинок), засоленості ґрунту й в'язкості рідини (а отже, від її температури). Коефіцієнт фільтрації може змінюватися під впливом електричних і магнітних полів.

Орієнтовні значення коефіцієнта фільтрації наведені в таблиці 9.2.

Таблиця 9.2 – Орієнтовні значення коефіцієнта фільтрації

Ґрунти	K , м/сут	Ґрунти	K , м/сут
Глина	0,001	Пісок дрібнозернистий	1 - 5
Суглинок важкий	0,05	Пісок середньо зернистий	5 - 20
Суглинок легкий	0,05 - 0,1	Пісок крупнозернистий	20 - 50
Супісок	0,1 - 0,5	Ґравій	20 - 150
Льосс	0,25 - 0,5	Галечник	100 - 500
Пісок пилюватий	0,5 - 1,0	Крупний галечник без піщаного заповнення	500 - 1000 або більше

Властивість поруватого середовища пропускати через себе рідину, газ під дією прикладеного перепаду тиску називається *проникністю*. Проникність оцінюється коефіцієнтом проникності, що залежить не від властивостей рідини, а тільки від властивостей ґрунту й вимірюється в тих же одиницях, що й площа. Його можна представити у вигляді

$$K_n = g K/\nu,$$

де ν – кінематична в'язкість рідини.

Тоді формулу Дарсі можна представити у вигляді:

$$U = gK_n/dl. \quad (9.7)$$

Коефіцієнт фільтрації як середньоарифметичне значення за результатами лабораторних і польових досліджень, отриманих в однакових умовах.

При лабораторних випробуваннях для визначення коефіцієнтів фільтрації нев'язких ґрунтів використовують прилад Дарсі (рис. 9.1).

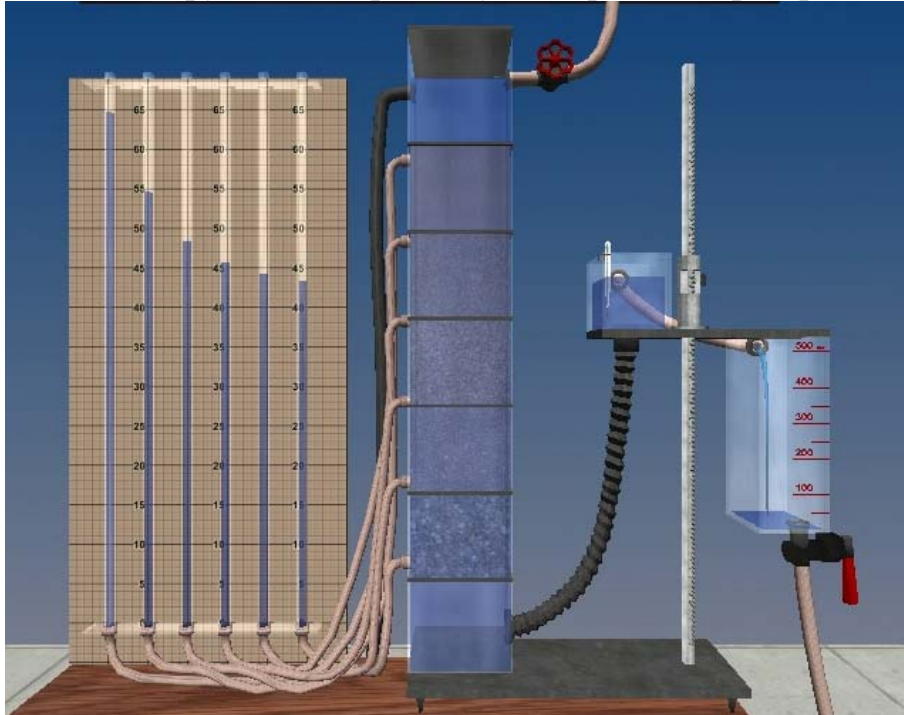


Рис. 9.1 – Прилад Дарсі

Установка (рис. 9.1) представляє собою виконану з прозорого органічного скла вертикальну колону квадратного перерізу, яка заповнена чотирма шарами піщаного ґрунту різної крупності та шаром мілкою гравію. На межах шарів є штуцери, до яких через гумові шланги приєднані скляні п'єзометри для вимірювання напорів.

Вода в колону надходить з бака. Для підтримки постійного рівня води над поверхнею ґрунту в моделі (з метою забезпечення усталеного руху фільтраційного потоку) є переливна трубка.

Зміна в досліді величини градієнта напору (отже, і фільтраційної витрати) досягається зміною висотного розташування зливного пристрою, який з'єднаний гофрованим гумовим шлангом з нижньою частиною колони. При цьому зливний пристрій гвинтом переміщується по стійці, що має шкалу з сантиметровими діленнями. Для закріплення зливного пристрою у потрібному положенні слугує стопорний гвинт.

У вертикальному відкритому циліндрі з площею поперечного перерізу W покладений пісок, що знизу підтримується сіткою. Вода надходить по трубці, сталість рівня підтримується зливом води через трубу (внизу приладу).

Вода, що фільтрується через ґрунт, збирається під решіткою на дні циліндра і витікає назовні через кран. Після того як рух стане сталим,

знаходять витрату Q і вимірюють покази п'езометрів, приєднаних до бічної стінки циліндра в межах частини обсягу, заповненого ґрунтом.

За формулою (9.3) визначають швидкість фільтрації $U = Q/W$, гідравлічний ухил $I = h_{mp}/l$ (h_{mp} – різниця показань у двох п'езометрах на відстані l один від одного). За формулою (9.5) знаходимо коефіцієнт фільтрації k .

У деяких щільних ґрунтах (глини й важкі суглинки) фільтрація починається лише тоді, коли гідравлічний ухил (градієнт напору) перевищить початковий градієнт I_0 . Тоді замість формули (9.5) використовують наступну формулу:

$$U = -k \left(\frac{d}{dl} + I_0 \right) = k(I - I_0). \quad (9.8)$$

Для дуже щільних глин $I_0 = 20-30$.

Експериментально встановлено, що закон Дарсі при числах Re , що перевищують деякі значення $Re_{кр}$, порушується. При $Re < Re_{кр}$ зберігається лінійний закон фільтрації (ламінарна фільтрація). При $Re > Re_{кр}$ (турбулентна фільтрація) залежності U і I інші. Для цих випадків експериментально визначено:

$$I = a + b. \quad (9.9)$$

Або

$$U = c I, \quad (9.10)$$

де a , b , c – коефіцієнти, що отримані дослідним шляхом для конкретних випадків руху ґрунтових вод.

Якщо швидкості такі малі, що можна знехтувати другим членом рівняння (9.9), одержуємо формулу Дарсі. Якщо швидкості значні й можна знехтувати членом a , одержуємо формулу, що нагадує Шезі

$$U = K_{кр} I. \quad (9.11)$$

Формулу (9.10) застосовують для тріщинуватих порід при $n = 1-1,75$.

Іншими словами, турбулентний режим руху води можливий при фільтрації у великих частинках, наприклад, при русі води в кам'яному насипі.

За С. В. Ізбашем $K_{турб}$ складе

$$K_{турб} = \left(20 - \frac{14}{d} \right) m \cdot d_m, \quad (9.12)$$

де d_m – середній діаметр кулі рівновеликого каменю, см;

m – поруватість кам'яного насипу.

9.4. Приплив води до водозабірної галереї

Приплив води до водозабірної галереї при безнапірному русі ґрунтових вод, що плавно змінюється, по горизонтальному водопроникному шару зображений на рис. 9.2. Дно галереї розташоване на водоупорі. До галереї з двох сторін притікає питома витрата, що дорівнює подвоєній питомій витраті, зумовлена за формулою:

$$q = \frac{k}{2} (H + h) i_{cp}.$$

Рівняння вільної поверхні має вигляд

$$Z^2 - h^2 = 2g/K x, \quad (9.13)$$

де x – відстань від зовнішньої стінки галереї до створу з поточною глибиною h .

Якщо ввести поняття довжини впливу галереї $L_{гал}$, при $x = L_{гал}$, можна одержати формулу для підрахунку питомої витрати, що притікає з двох сторін:

$$q = K \frac{(H_0 - h_{гал})}{L}.$$

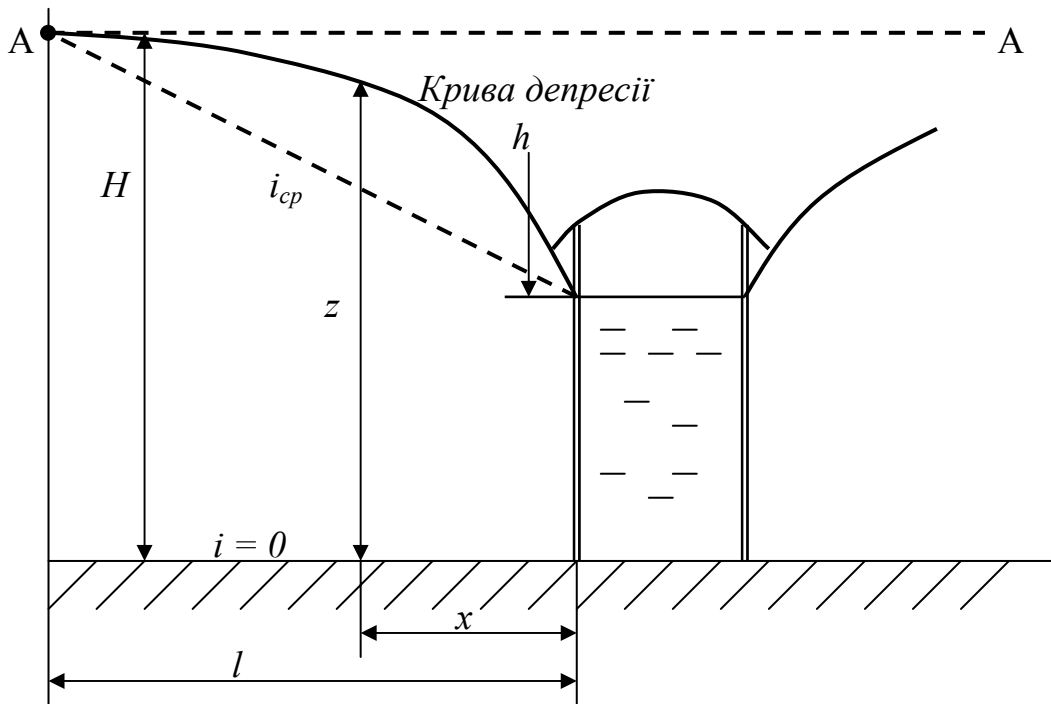


Рис. 9.2 – Водозабірна галерея

Витрата, що надходить у галерею завдовжки B , при двосторонньому надходженні:

$$Q = K \cdot B \frac{(H_0 - h_{гал})}{L}. \quad (9.14)$$

КОНТРОЛЬНІ ЗАПИТАННЯ

1. Назвіть види руху рідин в ґрунтах?
2. Що таке фільтрація?
3. Дайте визначення поруватості ґрунту.
4. Яке рівняння називають законом Дарсі?
5. Наведіть формулу визначення коефіцієнта фільтрації.
6. Наведіть схему приладу Дарсі.
7. Наведіть схему водозабірної галереї.
8. За якою формулою визначають витрату, що надходить у галерею, при двосторонньому надходженні?

КОНТРОЛЬНІ ЗАВДАННЯ

Завданням для контрольної роботи передбачається складання відповідей на контрольні запитання, номери яких указані в конспекті лекцій, а також розв'язання задачі з розрахунку каналу за наведеним алгоритмом.

Таблиця 1 - Варіанти контрольних запитань

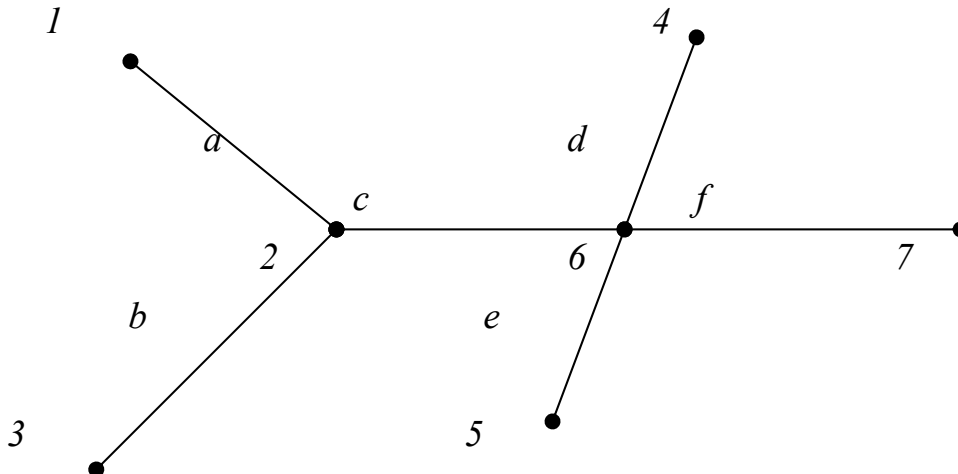
Номер розділу	Номера варіантів (остання цифра номера залікової книжки)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	1	2	5	6	7	8	9	3	4	-
2	-	-	-	-	-	-	-	2	3	1
3	2	1	4	5	6	7	8	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-	9	7	5
5	1	5	7	6	3	4	2	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-	6	3	4
7	1	3	2	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	7	5	6	4	3	1	2
9	1	8	6	5	7	4	3	-	-	2

Таблиця 2 – Варіанти вихідних даних для вирішення задачі

№ n/n	Z ₁ , м	Z ₂ , м	Z ₃ , м	Z _{4,5} , м	Z ₆ , м	Z ₇ , м	Q _a , м ³ /с	Q _b , м ³ /с	Q _c , м ³ /с	Q _d , м ³ /с	Q _e , м ³ /с	Q _f , м ³ /с	l _a , км	l _b , км	l _c , км	l _d , км	l _e , км	l _f , км
1	65	60	64	62	58	52	1,5	2,75	4,25	2,5	2,25	9,0	1,0	2,5	0,75	2,0	2,75	5,0
2	35	31	33	34	28	24	2,5	2,5	5,0	2,5	2,5	10,0	2,5	3,0	3,25	5,0	7,75	10,0
3	110	103	109	104	98	93	3,0	2,0	5,0	2,0	3,0	10,0	1,5	2,5	3,5	4,5	5,5	6,5
4	225	220	225	224	215	210	8,3	6,0	14,0	4,0	6,0	24,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	11,0
5	12	10	13	9	7	4	0,5	1,25	1,75	2,25	3,0	7,0	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	12,0
6	44	40	45	41	38	35	0,7	0,8	1,5	0,9	1,6	4,0	5,0	4,0	3,0	2,0	1,0	7,0
7	58	55	59	54	51	48	1,7	1,8	3,5	1,9	2,6	8,0	2,0	1,2	2,4	3,1	7,5	5,2
8	73	70	75	76	68	64	2,2	3,2	5,4	1,3	3,3	10,0	2,2	3,3	1,1	4,4	5,5	6,6
9	89	85	90	87	82	80	5,7	6,3	11,0	4,6	5,4	21,0	1,25	3,25	4,5	1,3	5,6	8,0
10	95	92	97	94	90,5	87,5	2,5	3,5	6,0	2,2	1,8	10,0	0,75	0,84	2,75	3,48	5,58	6,95
11	68	63	67	66	61	55	2,48	3,12	5,6	3,45	5,55	14,6	0,83	4,51	2,13	6,17	5,64	6,0
12	151	148	153	152	145	140	3,25	1,75	5,0	2,17	2,83	10,0	1,23	4,56	2,34	3,45	5,67	6,78
13	45	41	44	46	38	35	2,12	3,88	6,0	2,0	2,0	10,0	5,13	5,79	2,46	8,46	6,82	4,28
14	135	132	135	133	130	125	5,12	5,88	11,0	3,0	2,0	16,0	1,24	1,25	1,26	1,27	1,28	1,29
15	146	143	145	144	140,5	138	0,79	1,21	2,0	1,5	1,5	5,0	3,12	3,14	3,69	3,58	3,47	3,25

Задача

Визначити розміри осушувальної системи.



Вихідні дані:

- коефіцієнт шорсткості стінок і дна каналів $n = 0,013$ (матеріал стінок і дна каналу – ґрунт – земля);
- коефіцієнт закладення відкосів $m = 2$, $h \leq 2,5$ м, $\frac{h}{b} = 2,1$

Алгоритм вирішення

1. Методом підбору, приймаючи різні значення глибини h , але в межах, що вказані у вихідних даних ($h \leq 2,5$ м), визначаємо всі геометричні параметри трапецієподібного перерізу:

– площу поперечного перерізу $\omega = (b + mh)h$;

для цієї задачі – $\omega = \left(\frac{h}{2,1} + 2h\right)h = 2,48h^2$;

– змочений периметр $\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$;

для цієї задачі – $\chi = \frac{h}{2,1} + 2h\sqrt{1 + 2^2} = 4,95h$;

– гідравлічний радіус $R = \frac{\omega}{\chi}$;

– швидкісну характеристику (W) визначаємо за таблицею залежно від коефіцієнта шорсткості та обчисленого значення гідравлічного радіуса;

Таблиця 3 – Значення швидкісної характеристики залежно від коефіцієнта шорсткості й гідравлічного радіуса ($n = 0,013$)

R, м	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
W, м/с	17,2	27,0	35,2	42,5	49,1	55,3	61,1	66,6	71,9	76,9	81,8	86,5	91,1	95,5	99,8

– витратна характеристика $K = W \cdot \omega$;

Після всіх розрахунків заповнюємо таблицю, наведену нижче.

$h, м$	$\omega, м^2$	$\chi, м$	$R, м$	n	$W, м/с$	$K, м^3/с$
0,5						
1,0						
1,5						
2,0						
2,5						

За знайденими значеннями витратної характеристики K будемо залежність $K = f(h)$, що буде мати наступний вигляд:

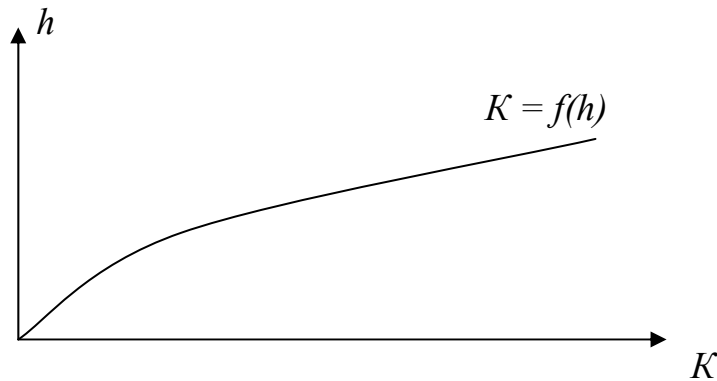


Рис. 1. – Графік залежності витратної характеристики від глибини потоку

2. Заповнюємо наступну таблицю.

№ ділянки	i	\sqrt{i}	$Q, м^3/с$	$K = \frac{Q}{\sqrt{i}}$	$h, м$	$b, м$
<i>a</i>						
<i>b</i>						
<i>c</i>						
<i>d</i>						
<i>e</i>						
<i>f</i>						

i – гідравлічний ухил, $i = \frac{z_1 - z_2}{l}$; Z_1, Z_2 – геодезичні позначки початку й кінця ділянки (задані у вихідних даних), м; l – довжина ділянки, м; Q – витрата на кожній ділянці, $м^3/с$.

На графіку залежності витратної характеристики від глибини потоку (рис. 1) відкладаємо отримані для кожної ділянки значення витратних характеристик і визначаємо глибину води в каналі (піднімаємо перпендикуляр до перетину з графіком, а потім проводимо горизонтальну лінію до перетину зі шкалою глибини), отримані значення глибини записуємо в таблицю для кожної ділянки.

3. Із співвідношення $\frac{h}{b} = 2,1$ визначаємо $b = \frac{h}{2,1}$ для кожної ділянки, записуємо в таблицю.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. **Альтшуль, А. Д.** Гидравлика и аэродинамика / А. Д. Альтшуль, П. С. Шивотовский, П. П. Иванов – М.: Стройиздат. – 1987. – 414 с.
2. **Большаков, В. А.** Гидравлика. Общий курс / В. А. Большаков, В. Н. Попов – К.: Вища школа. – 1989. – 214 с.
3. **Емцев, Б. Т.** Техническая гидромеханика / Б. Т. Емцев – М.: Стройиздат. – 1987. – 440 с.
4. **Науменко, І. І.** Гідравліка. Підручник / І. І. Науменко – Рівне: НУВГП. – 2005. – 475 с.
5. **Константинов, Ю. М.** Гидравлика / Ю. М. Константинов – К.: Вища школа. – 1988. – 398 с.
6. **Штеренлихт, Д. В.** Гидравлика: Уч. пособие для ВУЗов. В 2-х кн. / Д. В. Штеренлихт – М.: Энергоатомиздат. – 1991. – 351 с.
7. **Левицький, Б. Ф.** Гідравліка. Загальний курс / Б. Ф. Левицький, Н. П. Ленін. – Львів: Світ. – 1994. – 264 с.
8. **Гідравліка і нагнітачі: Навч. посібник / О. М. Грабовський, О. М. Щабієв.** – К.: НМКВО. – 1992. – 312 с.
9. **Справочник по гидравлике / В. А. Большаков, Ю. М. Константинов, В. Н. Попов и др.** – 2-е издание. – К.: Вища школа. – 1984. – 343 с.
10. **Айвазян, О. М.** Основы гидравлики равномерных течений / О. М. Айвазян - М.-Ижевск: НИЦ «Регулярная и хаотическая динамика»; Институт компьютерных исследований. – 2006. – 152 с. (Интернет ресурс - http://www.twirpx.com/files/hydro/hidropr/open_channels/).
11. **Барышников, Н. Б.** Гидравлические сопротивления речных русел Учебное пособие / Н. Б. Барышников – СПб: изд. РГГМУ. – 2003. – 147 с. (Интернет ресурс - http://www.twirpx.com/files/hydro/hidropr/open_channels/).
12. **Кравцов, А. М.** Гидравлика. Гидравлика открытых русел и сооружений. Практикум / А. М. Кравцов, В. С. Лахмаков – Минск: БГАТУ. - 2009. – 124 с. (Интернет ресурс - http://www.twirpx.com/files/hydro/hidropr/open_channels/).

Навчальне видання

**ШЕВЧЕНКО ТАМАРА ОЛЕКСАНДРІВНА,
ЯКОВЕНКО МИКОЛА МИХАЙЛОВИЧ**

Конспект лекцій з дисципліни
«ІНЖЕНЕРНА ГІДРАВЛІКА»

(для студентів 3 курсу денної і заочної форм навчання
напрямів підготовки 6.060103 «Гідротехніка (Водні ресурси)»
та 6.060101 «Будівництво» (спеціальності «Водопостачання та
водовідведення»))

Відповідальний за випуск *С. С. Душкін*

Редактор *О. В. Тарасюк*

Комп'ютерний набір *Т. О. Шевченко*
Комп'ютерне верстання *Т. О. Шевченко*

План 2013, поз. 29Л

Підп. до друку 05.09.2013

Друк на ризографі

Тираж 50 пр.

Формат 60×84/16

Ум. друк. арк. 7,24

Зам. №

Виконавець і виготовлювач:

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 4705 від 28.03.2014 р.