

Константинов Ю.М., Гіжа О.О.

ІНЖЕНЕРНА ГІДРАВЛІКА

*Затверджено Міністерством освіти і науки України
як підручник для студентів вищих навчальних закладів*



Київ – 2006

**Присвячується пам'яті видатних українських гідравліків
Даденкова Юрія Миколайовича
Смислова Віктора Вікторовича
Сухомела Георгія Йосиповича**

ПЕРЕДМОВА

У підручнику викладені питання інженерної гідравліки систем водопостачання, водовідведення, гідротехнічних і гідро-меліоративних споруд, шляхового водовідводу.

Зміст підручника спирається на закони механіки рідини, що були висвітлені у підручнику авторів "Технічна механіка рідини і газу" (Видавництво "Вища школа", 2002 р.), а також в інших гідромеханічних й гідравлічних виданнях.

Підручник призначено для студентів вищих технічних закладів, що навчаються за спеціальностями напрямків "Будівництво" та "Водні ресурси", для яких передбачено поглиблене вивчення гідравліки.

В підручнику наведено результати досліджень останніх років, зокрема авторів. Звернено також увагу на недостатньо вивчені питання, що стимулює студентів для самостійних досліджень.

В роботі наведено багато прикладів гідравлічних розрахунків трубопроводів й споруд, а також графіків і таблиць, що дозволяє студентам якісно виконувати навчальні завдання та застосовувати отримані знання в практичній діяльності.

В підручнику використано досвід педагогічної роботи в Київському національному університеті будівництва і архітектури (колишньому Київському інженерно-будівельному інституті), досвід в організації та проведенні Міжнародних та Українських олімпіад з гідравліки.

Автори із вдячністю сприймуть відгуки та пропозиції фахівців, колективів кафедр гідравліки вищих навчальних закладів, що спрямовані на подальше удосконалення підручника.

Вступ

Коротка історія розвитку інженерної гідравліки

Термін „гідравліка” походить від двох грецьких слів „хюдор” – вода та „аулос” – труба, що означає рух води по трубах. Сучасна інженерна гідравліка базується на технічній механіці рідини і є прикладною наукою, яка розглядає розрахунки різних інженерних споруд, де протікає вода. Це системи трубопроводів водопостачання, водовідведення, відкриті русла, гідротехнічні й меліоративні споруди, фільтри, відстійники, дренажі тощо.

Розвиток інженерної гідравліки пов'язаний із використанням людиною води. Вода з давніх часів застосовувалася людством для водопостачання, зрошування земель, судноплавства, для гідравлічних пристроїв, що обслуговували млини, лісоплавні галузі тощо.

Стародавні міста та населені пункти створювалися біля річок, морів, озер. Вже в V тисячоріччі до н.е. в Месопотамії будували невеликі дамби й канали для зрошування земель.

Залишки древніх цивілізацій знаходяться в Індії, Китаї, Єгипті, Закавказзі, Центральній Азії.

У Древній Греції та Італії будували водопроводи, акведуки, водоймища. Залишки таких водопроводів існують і в наші часи.

В Росії в XVII сторіччі н.е. була побудована Вишневолоцька водна система, що через низку річок і каналів з'єднувала Балтійське та Каспійське моря.

В XII сторіччі в Києво-Печерській Лаврі вже існував канал для відведення стічних вод у Дніпро. В Україні, точніше в Києві, на косі, що відділяла р. Почайну від Дніпра, в 1712 р. було утворено канал, що скорочував шлях суден до Київської гавані. Пізніше ця коса була розмита водами Дніпра.

В XVIII сторіччі в Києві також були споруджені берегові дренажні галереї в нижній частині правого високого берега Дніпра. В ті ж часи в місті було побудовано водопровід. Вода дерев'яними трубами з району Сирця подавалася до фонтану „Самсон”, що був розташований на Подолі. На річці Сирець були утворені штучні водосховища та водяні млини. За допомогою

вибухів було проведено розчищення форватера Дніпра, що значно покращило судноплавство в районі порогів [22].

Ці й багато інших прикладів показують, що людство мало достатньо знань та певні технічні засоби в галузі інженерної гідравліки для розв'язання практичних задач.

Вимоги практики призвели до створення відповідних наукових праць та рекомендацій. Першою відомою нам роботою стала праця Архімеда „Про тіла, що плавають”, яка була написана за 250 років до н.е. В епоху Відродження з розвитком математики, фізики, механіки з'явилися видатні роботи з гідравліки. Це праці Леонарда да Вінчі „Про рух і вимірювання рідини”, Г.Галілея „Міркування про тіла, що перебувають у воді і про ті, що в ній рухаються”. Е.Торрічеллі визначив швидкість витікання рідини з отворів, І.Ньютон сформулював особливості внутрішнього тертя в рідині.

Водночас з окремими практичними досягненнями почався розвиток теоретичної гідравліки або гідромеханіки. Значний внесок в її розвиток зробили члени Петербурзької Академії наук М.В.Ломоносов (закони збереження речовини та енергії для рідини), Л.Ейлер (диференціальні рівняння рівноваги і руху рідини), Д.Бернуллі (класична робота „Гідродинаміка”).

В інженерну гідравліку значний внесок зробили А. Шезі, А.Дарсі, Д.Вентурі, Д.І.Менделєєв, А.Базен, О.Рейнольдс, Ф.Форхгеймер, Л.Прандтль (гідравлічні опори в каналах та трубах), М.Є.Жуковський (гідравлічний удар у трубах), Б.О.Бахметев, М.М.Павловський (рух у каналах та гідротехнічних спорудах, фільтрація).

За часів Радянського Союзу відомі роботи М.Д.Чертоусова, Р.Р.Чугаєва, А.І.Богомолова, Й.І.Агроскіна, Д.В.Штеренліхта (відкриті русла й споруди), А.Д.Альтшуля, Б.Т.Ємцева, Б.Й.Єсьмана тощо.

В Україні значний внесок в інженерну гідравліку зробили Г.Й.Сухо-мел, Ю.М.Даденков, О.А.Угінчус, В.В.Смислов, І.Л.Розовський, М.М.Біляшевський, О.Я.Олійник, В.О.Большаков, І.А.Шеренков, О.М.Грабовський, М.Г.Пивовар, О.М.Яхно, І.І.Науменко та інші.

Короткі відомості з технічної механіки рідини

Вище було вказано, що інженерна гідравліка ґрунтується на законах технічної механіки рідини. Аби не повторювати їх обґрунтування та зміст, автори вважають за доцільне навести в запропонованому підручнику основні відомості з гідромеханіки (технічної механіки рідини), які використовуються при розгляданні розділів інженерної гідравліки.

До цих відомостей можна віднести:

Рівняння нерозривності для нестисливої рідини (рис. 0.1):

$$V_1 \omega_1 = V_2 \omega_2, \quad (0.1)$$

де V_1, V_2 – середні швидкості в перерізах відповідно 1–1 і 2–2; $\omega_1 = \omega_2$ – площі відповідних живих перерізів.

Витрата потоку:

$$Q = V \omega. \quad (0.2)$$

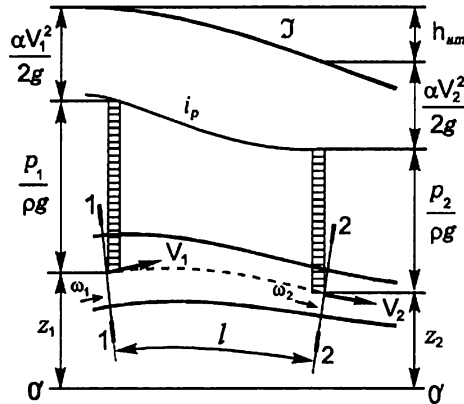


Рис. 0.1

Рівняння Бернуллі для потоку в'язкої рідини (рис. 0.1):

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + h_{ам}, \quad (0.3)$$

де z_1, z_2 – геометричні відмітки точок у перерізах відповідно 1–1 і 2–2; p_1, p_2 – тиски в цих перерізах; V_1, V_2 – середні швидкості в цих перерізах; α – коефіцієнт кінетичної енергії (Коріоліса), який враховує нерівномірність розподілу швидкостей за перерізом і в разі турбулентного режиму руху зазвичай $\alpha = 1,05 \dots 1,1$; в разі ламінарного $\alpha = 2$; $h_{ам}$ – втрати напору (енергії) між перерізами 1–1 і 2–2, які складаються із місцевих h_m втрат напору і втрат за довжиною h_l ;

$$h_m = \zeta \frac{V^2}{2g}, \quad (0.4)$$

ζ – коефіцієнт місцевих опорів, який залежить від їх вигляду і визначається за дослідними даними, що наводяться в довідниках;

$$h_l = \lambda \frac{l V^2}{D 2g}, \quad (0.5)$$

l – довжина труби; D – її діаметр; λ – гідравлічний коефіцієнт тертя, що залежить від відносної шорсткості труби $\frac{\Delta_{ek}}{D}$, числа Рейнольдса $Re = \frac{VD}{\nu}$ (ν – кінематична в'язкість рідини); Δ_{ek} – еквівалентна шорсткість, що має такі значення, мм:

труби сталеві суцільнотягнуті – 0,15...0,3;
чавунні і сталеві зварені ненові – 0,8...0,5;
азбестоцементні ненові – 0,6;
азбестоцементні нові – 0,05...0,1;
бетонні і залізобетонні – 0,3...0,8.

Якщо числа Рейнольдса $Re < 2320$, в трубі встановлюється ламінарний режим руху (шаруватий режим руху без перемішування частинок). У цьому разі:

$$\lambda = \frac{64}{Re}, \quad (0.6)$$

і

$$h_l = \frac{32\nu}{gD^2} l V. \quad (0.7)$$

З формули (0.7) бачимо, що при ламінарному русі втрати напору пропорційні швидкості в першому степені.

Якщо числа Рейнольдса $Re > 2320$, в трубі встановлюється турбулентний режим руху з перемішуванням частинок. Взагалі гідравлічний коефіцієнт тертя можна визначити за формулою Альтшуля

$$\lambda = 0,11 \left(\frac{\Delta_{ek}}{D} + \frac{68}{Re} \right)^{0,25}, \quad (0.8)$$

або за графіком (рис. 0.2).

Якщо $Re > 500 \frac{D}{\Delta_{ek}}$, вплив числа Рейнольдса на значення λ і втрати напору, обчислені за формулою (0.5), незначний і останні залежать від швидкості в другому степені (це область гідравлічно шорстких труб, або квадратичного опору).

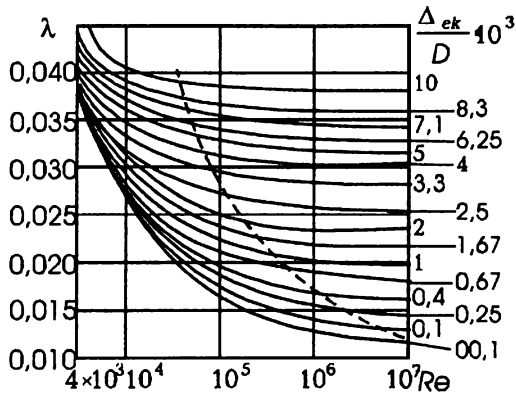


Рис. 0.2

Якщо $Re < 10 \frac{D}{\Delta_{ek}}$, значення $\frac{68}{Re}$ значно більші, ніж $\frac{\Delta_{ek}}{D}$, тому

шорсткість практично не впливає на гідравлічний коефіцієнт тертя і втрати напору. Це область гідравлічно гладких труб.

Якщо $Re = (10 \dots 500) \frac{D}{\Delta_{ek}}$, параметри $\frac{\Delta_{ek}}{D}$ і $\frac{68}{Re}$ у формулі (0.8)

мають однаковий порядок. Це перехідна область опору. В ній і в області гідравлічно гладких труб втрати напору пропорційні швидкості в степені, меншому, ніж 2 (зазвичай 1,75...2). В довідниках наводяться емпіричні формули або таблиці для знаходження гідравлічного коефіцієнта тертя λ , який мають водопровідні та інші труби.

Основне рівняння рівномірного руху рідини:

$$i_p = \frac{\tau_0}{\rho g R}, \quad (0.9)$$

де i_p – п'єзометричний похил; τ_0 – дотичні напруження на стінці труби

(русла); R – гідравлічний радіус, $R = \frac{\omega}{\chi}$, χ – змочений периметр.

Швидкість під час рівномірного руху рідини:

$$V = W \sqrt{i_p}, \quad (0.10)$$

де W – швидкісна характеристика, яка обчислюється за емпіричними формулами. Найпоширенішою з них є формула М.М. Павловського

$$W = \frac{1}{n} R^z, \quad (0.11)$$

де n – коефіцієнт шорсткості, що залежить від характеру поверхні стінок русла (деякі значення n можна знайти в табл. 0.1); z – показник степеня, який залежить від R і n і перебуває в межах 0,64...0,83.

Таблиця 0.1.

Коефіцієнт шорсткості n для труб, водоводів і каналів

Характеристика поверхні	n
Нові гончарні і сталеві труби, що добре укладені та з'єднані	0,011
Водопровідні труби в нормальних умовах, дуже чисті водопровідні труби	0,012
Водовідвідні труби в нормальних умовах, трохи забруднені водопровідні труби	0,013
Забруднені водопровідні та водовідвідні труби	0,014
Залізобетонні й бетонні тунелі та трубопроводи:	
без штукатурки	0,012...0,020
із штукатуркою	0,012...0,014
Бетонування каналів у середніх умовах утримання	0,014
Порівняно грубе бетонування; добра бутова кладка	0,017
Бруківка	0,020
Канали, що чисто висічені в скелі, канали у щільному льосі, мілкому піску або в землі, де частково почищені дно і укоси після землерийної машини	0,0225
Земляні канали при порівняно поганих умовах утримання, що помітно заросли травою, з місцевими обвалами укосів, місцями з водоростями, булижником або гравієм на дні	0,03

На графіку (рис. 0.3) наведені значення W , обчислені за формулою (0.11).

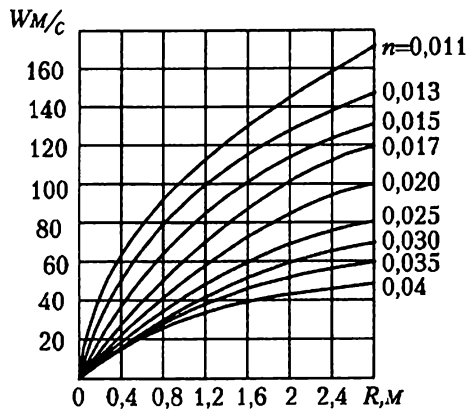


Рис. 0.3

Витікання рідини з малих отворів у тонкій стінці при сталому напорі (рис. 0.4). Отвір є малим при його висоті $\alpha \leq (0,2 \dots 0,1)H$, де H – напір над отвором.

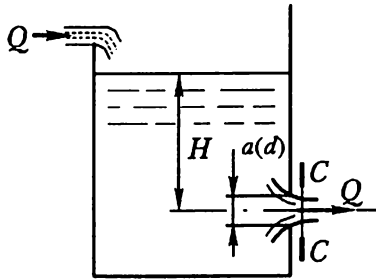


Рис. 0.4

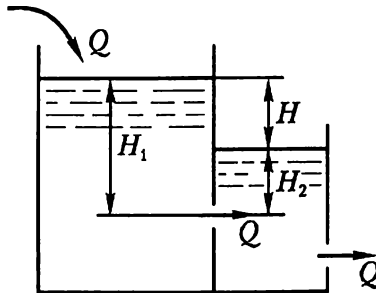


Рис. 0.5

Швидкість витікання рідини з отвору:

$$V = \varphi \sqrt{2gH_0}. \quad (0.12)$$

Витрата:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH_0}. \quad (0.13)$$

В цих формулах $\varphi = \frac{1}{\sqrt{1+\zeta}}$ – коефіцієнт швидкості, ζ – коефіцієнт

опору отвору; H_0 – повний напір:

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}; \quad (0.14)$$

V_0 – швидкість підходу води до отвору;

μ – коефіцієнт витрати:

$$\mu = \varphi \varepsilon; \quad (0.15)$$

ε – коефіцієнт стиснення струменя:

$$\varepsilon = \frac{\omega_c}{\omega}; \quad (0.16)$$

ω_c – площа стисненого перерізу струменя;

ω – площа отвору.

Для затоплених отворів (рис. 0.5), нехтуючи швидкостями до і після отвору, формула має вигляд:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2g(H_1 - H_2)}. \quad (0.17)$$

При витіканні рідини крізь великі прямокутні отвори (рис. 0.6) витрата:

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}), \quad (0.18)$$

де b – ширина отвору, H_1 і H_2 – напори над нижньою і верхньою кромками отвору.

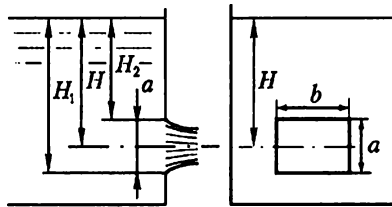


Рис. 0.6

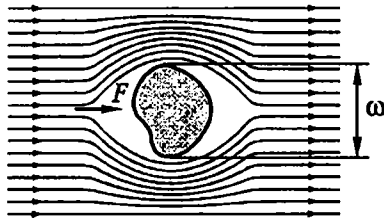


Рис. 0.7

При відносному русі тіла і рідини (рис. 0.7) сила опору визначається за формулою:

$$F = C_T \omega \rho \frac{V^2}{2}, \quad (0.19)$$

де ω – площа міделєвого перерізу, тобто проекція тіла на площину, що нормальна до напрямку руху тіла (або рідини); C_T – коефіцієнт опору тиску, який залежить від форми обтічного тіла і числа Рейнольдса Re .

При обтіканні невеликих куль, коли числа $Re = \frac{Vd}{\nu} \leq 1$ (де d – діаметр кулі) коефіцієнт C_T визначається за теоретичною формулою Стокса:

$$C_T = \frac{24}{Re}. \quad (0.20)$$

Рівняння зміни кількості руху в загальному вигляді:

$$\Delta K.P = \sum I.C, \quad (0.21)$$

де $\Delta K.P = K.P_2 - K.P_1$ – зміна кількості руху між другим та першим перерізами; зазвичай

$$K.P = \alpha_0 \rho QV; \quad (0.22)$$

α_0 – коефіцієнт кількості руху (Буссінеска), яких враховує нерівномірність розподілу швидкостей за перерізом; при турбулентному русі $\alpha_0 \approx 1,03 \dots 1,04$; $I.C$ – імпульс сили; при плавномітному русі $I.C = \rho g \omega y$; y – глибина занурення центра ваги перерізу.

Розділ 1

УСТАЛЕНИЙ РУХ РІДИНИ В НАПІРНИХ ТРУБОПРОВОДАХ

1.1. Короткі та довгі трубопроводи

Розрахунки трубопроводів виконують за рівнянням Бернуллі (0.3) з урахуванням місцевих втрат напору та втрат за довжиною. Трубопровід може складатися з кількох ділянок, що мають різні діаметри труб, або з труб з різних матеріалів, а також мати різні місцеві опори. В цьому разі в праву частину рівняння Бернуллі слід вводити суму втрат напору за довжиною на різних ділянках і суму місцевих втрат напору (0.5) та (0.6):

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + \Sigma \lambda \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g} + \Sigma \zeta \frac{V^2}{2g}. \quad (1.1)$$

Якщо довжина трубопроводу велика, то втрати напору за довжиною можуть виявитися значно більшими, ніж місцеві втрати напору. В цьому разі місцевими втратами можна знехтувати. Такі трубопроводи називаються довгими.

У коротких трубопроводах місцеві втрати напору сумірні із втратами напору за довжиною, і тому в розрахунках слід брати до уваги обидва види втрат напору.

На практиці трубопровід вважають коротким, якщо місцеві втрати становлять більше ніж 5–10% втрат за довжиною.

Для орієнтовних розрахунків водопроводів можна приблизно вважати трубопровід коротким, якщо його довжина $l < 50$ м, і довгим, якщо його довжина $l > 100$ м. Якщо $l \approx 50 \dots 100$ м, трубопровід може бути як довгим, так і коротким.

1.2. Розрахунки коротких трубопроводів

Ці розрахунки виконують за рівнянням (1.1). Розглянемо конкретні приклади коротких трубопроводів.

Всмоктуюча лінія насоса. Мета розрахунків – визначення висоти всмоктування насоса h_{ec} (рис. 1.1). Для розрахунку h_{ec} беремо перерізи на поверхні рідини в резервуарі 1–1 і перед входом в насос 2–2. Площина порівняння проходить через переріз 1–1.

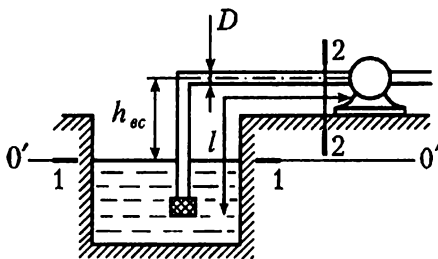


Рис. 1.1

Складасмо рівняння Бернуллі для перерізів 1–1 і 2–2, зважаючи на всі втрати напору:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + \sum h_m + \sum h_f. \quad (1.2)$$

У цьому разі:

$$p_1 = p_a, \quad z_1 = 0, \quad V_1 = 0, \quad z_2 = h_{ec}, \quad \alpha \approx 1, 0, \quad V_2 = \frac{Q}{\omega}.$$

З урахуванням цього, рівняння (1.2) набере вигляду

$$\frac{p_a}{\rho g} = h_{ec} + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{Q^2}{2g\omega^2} + \lambda \frac{l}{D} \frac{Q^2}{2g\omega^2} + \sum \zeta \frac{Q^2}{2g\omega^2}.$$

Оскільки $\frac{p_a - p_2}{\rho g} = h_{vak}$, висота всмоктування насоса

$$h_{ec} = h_{vak} - \frac{Q^2}{2g\omega^2} \left(1 + \lambda \frac{l}{D} + \sum \zeta \right). \quad (1.3)$$

Рівняння (1.3) показує, що висота всмоктування завжди менша, ніж вакуумметрична. Це пояснюється тим, що частина вакууму витрачається на створення швидкісного напору $\frac{Q^2}{2g\omega^2}$ (тобто на створення руху рідини), а також на подолання гідравлічних опорів. Щоб забезпечити надійну роботу насосів і запобігти переходу води в пароподібний стан при низьких тисках, найчастіше приймають $h_{\text{вас}} \leq 6 \dots 7$ м. Тому гранична висота всмоктування насоса має бути не більшою за $4 \dots 6$ м.

Скидальна труба з резервуара. Така труба встановлюється для того, щоб запобігти переповненню резервуара (рис. 1.2).

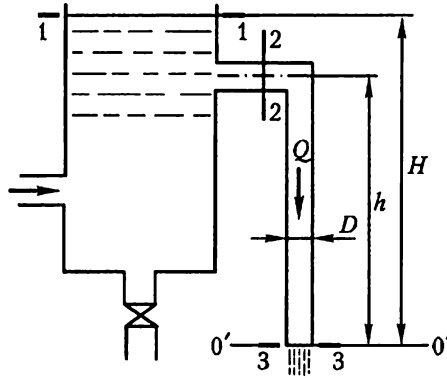


Рис. 1.2

Вибираємо розрахункові перерізи 1–1 на поверхні води в резервуарі та 3–3 – на виході води з труби. Площина порівняння проходить через переріз 3–3; $p_1 = p_3 = 0$ (манометричний тиск); $z_1 = H$; $V_1 = 0$.

Тоді рівняння Бернуллі для перерізів 1–1 і 3–3 запишеться так:

$$H = \frac{Q^2}{2g\omega^2} \left(1 + \lambda \frac{l}{D} + \zeta_{\text{вх}} + \zeta_{\text{пов}} \right), \quad (1.4)$$

де $\zeta_{\text{вх}}$, $\zeta_{\text{пов}}$ – коефіцієнти місцевих опорів на вході в трубу і на повороті.

Рівняння показує, що чим більша скидальна витрата Q , тим більшою має бути різниця відміток виходу з труби і поверхні резервуара H . Якщо скидальну трубу обрізати на вищій позначці, то вона пропустить меншу

витрату. Це явище пояснюється тим, що в скидальній трубі виникає вакуум, який має найбільше значення в перерізі 2-2. Величину вакууму можна визначити з рівняння Бернуллі для перерізів 2-2 і 3-3:

$$h + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} = \frac{V_3^2}{2g} \left(1 + \lambda \frac{l}{D} + \zeta_{nos}\right) + \frac{p_a}{\rho g},$$

Оскільки $V_2 = V_3 = V$ і $l \approx h$, то

$$\frac{p_a - p_2}{\rho g} = h + \frac{V^2}{2g} - \frac{V^2}{2g} - \lambda \frac{h}{D} \frac{V^2}{2g} - \zeta_{nos} \frac{V^2}{2g}$$

$$i \quad h_{\text{вак}} = h \left(1 - \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g}\right) - \zeta_{nos} \frac{V^2}{2g}. \quad (1.5)$$

З рівняння бачимо, що чим нижчим буде кінець труби, тим більшим буде вакуум, і тим меншим тиск і більшими швидкість та витрата в трубі. Вакууметрична висота має бути не більшою за допустиму ($h_{\text{вак}} \leq 7 \text{ м}$).

Напірний резервуар із трубопроводом, який складається з двох ділянок різного перерізу. Посередині другої ділянки встановлений вентиль. Площину порівняння проведемо через вісь труби (рис. 1.3). Рівняння Бернуллі (1.1) запишемо для перерізів 0-0 на поверхні резервуара і 2'-2' в кінці другої ділянки:

$$H = \frac{\alpha V_2^2}{2g} + \zeta_{\text{вак}} \frac{V_1^2}{2g} + \lambda_1 \frac{l_1}{D_1} \frac{V_1^2}{2g} + \zeta_{\text{розш}} \frac{V_2^2}{2g} + \lambda_2 \frac{l_2}{D_2} \frac{V_2^2}{2g} + \zeta_{\text{вент}} \frac{V_2^2}{2g}.$$

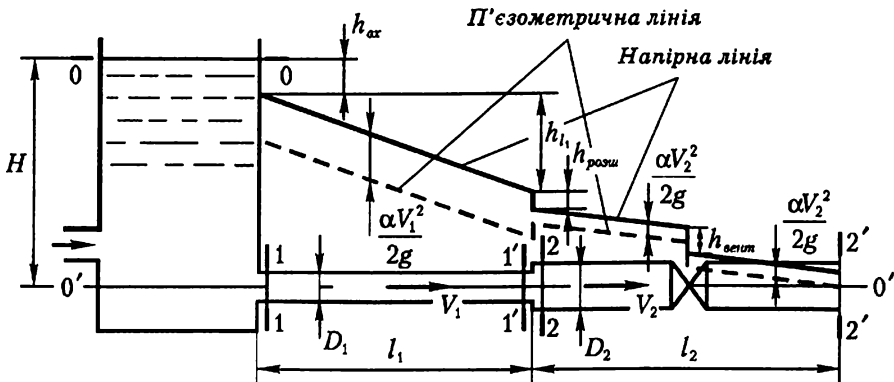


Рис. 1.3

Згідно з рівнянням нерозривності (1):

$$V_1 = V_2 \frac{\omega_2}{\omega_1} = V_2 \frac{D_2^2}{D_1^2}.$$

Тоді:

$$H = \frac{V_2^2}{2g} \left(\alpha + \zeta_{ex} \frac{D_2^4}{D_1^4} + \lambda_1 \frac{l_1}{D_1} \frac{D_2^4}{D_1^4} + \zeta_{розши} + \lambda_2 \frac{l_2}{D_2} + \zeta_{вент} \right). \quad (1.6)$$

Із рівняння (1.5), якщо відомий напір H , можна визначити швидкість на другій ділянці труби V_2 і витрату $Q = V_2 \omega_2$. Якщо задана витрата, то можна визначити швидкість $V_2 = \frac{Q}{\omega_2}$, а потім напір у резервуарі H . Із рівняння (0.1) за швидкістю на другій ділянці труби знаходять швидкість V_1 на першій ділянці.

У разі відомих швидкостей V_1 і V_2 та напору H можна побудувати напірну і п'єзометричну лінії, які найповніше характеризують умови протікання води в трубі. Для цього слід заздалегідь обчислити втрати напору на кожній ділянці й на кожному місцевому опорі. Щоб побудувати напірну лінію при вході в трубу із резервуара, від відмітки напору H відкладають униз втрати напору на вході h_{ex} . У кінці першої ділянки напір зменшується ще й на величину h_f , причому поступово на всій довжині ділянки. Аналогічно відкладаються й величини інших втрат напору. П'єзометричну лінію будують паралельно напірній, нижче від неї на величину швидкісного напору $\frac{\alpha V^2}{2g}$ для кожної ділянки.

В місцях раптового розширення труби п'єзометрична лінія може підніматися через зменшення швидкості та збільшення тиску.

Приклад. Вода витікає з закритого резервуара при сталому напорі $H=7\text{м}$ по горизонтальному трубопроводу, що складається з двох ділянок (рис. 1.4).

Довжини ділянок відповідно $l_1 = 25\text{м}$, $l_2 = 35\text{м}$; діаметри $D_1 = 70\text{мм}$, $D_2 = 150\text{мм}$; гідравлічні коефіцієнти тертя $\lambda_1 = 0,026$, $\lambda_2 = 0,022$. Манометричний тиск на вільній поверхні води в резервуарі $p_{ман} = 80\text{кПа}$. Посередині першої ділянки труби встановлена засувка. Визначити витрату води, побудувати напірну та п'єзометричну лінії.

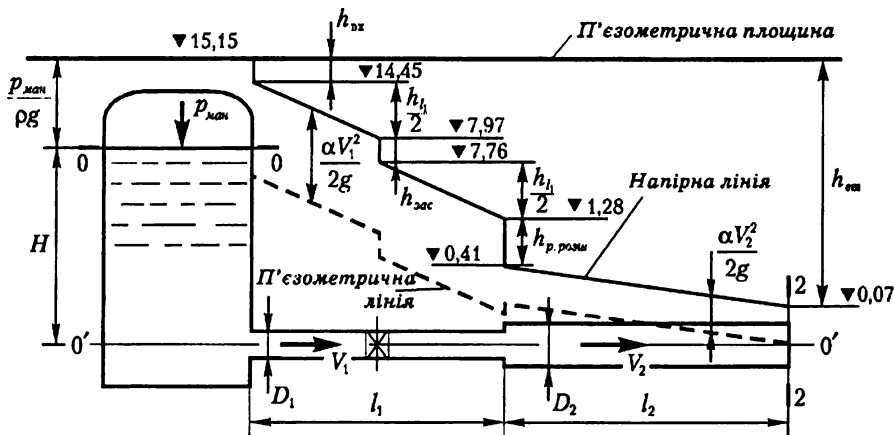


Рис. 1.4

Розв'язання

Запишемо рівняння Бернуллі для перерізів 0-0 та 2-2 відносно площини порівняння 0'-0', що проведена через вісь труби:

$$z_0 + \frac{p_0}{\rho g} + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + \sum h_{вт},$$

де

$$\alpha \approx 1; p_0 = p_{мин}; V_0 \approx 0; p_2 = 0; z_0 = H.$$

Тоді:

$$H + \frac{p_{мин}}{\rho g} = \frac{\alpha V_2^2}{2g} + \sum h_{вт},$$

де $\sum h_{вт}$ – сума всіх втрат напору:

$$\sum h_{вт} = \xi_{вх} \frac{V_1^2}{2g} + \lambda_1 \frac{l_1}{D_1} \frac{V_1^2}{2g} + \xi_{зас} \frac{V_1^2}{2g} + \xi_{р.розши} \frac{V_2^2}{2g} + \lambda_2 \frac{l_2}{D_2} \frac{V_2^2}{2g}.$$

Коефіцієнти місцевих опорів визначасмо за довідниковими даними [8, 16, 17]:

$$\xi_{вх} = 0,5 - \text{коефіцієнт входу з резервуара в трубу};$$

$$\xi_{зас} = 0,15 - \text{коефіцієнт опору засувки};$$

$\xi_{р.розши}$ – коефіцієнт опору при раптовому розширенні труби визначасмо із співвідношення діаметрів [8, 17].

При

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{150}{70} = 2,14,$$

$$\xi_{p,розш} = 12,9 \cdot \alpha_1,$$

де α_1 – коефіцієнт кінетичної енергії до розширення труби, $\alpha_1 \approx 1,02$

Тоді

$$\xi_{p,розш} = 12,9 \cdot 1,02 = 13,14.$$

Середні швидкості V_1 і V_2 пов'язані між собою рівнянням нерозривності

$$V_1 \omega_1 = V_2 \omega_2.$$

Звідси:

$$V_1 = \frac{\omega_2}{\omega_1} V_2 = \left(\frac{D_2}{D_1} \right)^2 V_2 = \left(\frac{150}{70} \right)^2 V_2 = 4,59 V_2,$$

$$V_1^2 = 21,08 V_2^2.$$

Підставимо вихідні дані та обчислимо втрати напору:

$$\begin{aligned} \sum h_{em} &= \left(0,5 + 0,026 \frac{25}{0,07} + 0,15 \right) \frac{21,08}{2 \cdot 9,81} V_2^2 + \\ &+ \left(13,14 + 0,022 \frac{35}{0,15} \right) \frac{V_2^2}{2 \cdot 9,81}, \\ \sum h_{em} &= 10,68 V_2^2 + 0,93 V_2^2 = 11,61 V_2^2. \end{aligned}$$

Підставляючи $\sum h_{em}$ в рівняння Бернуллі, визначимо середню швидкість V_2 :

$$7 + \frac{80000}{1000 \cdot 9,81} = \frac{1,0 V_2^2}{2 \cdot 9,81} + 11,61 V_2^2;$$

$$V_2 = 1,14 \text{ м/с}; \quad V_1 = 4,59 V_2 = 5,23 \text{ м/с}.$$

Обчислюємо витрату потоку:

$$Q = V_1 \frac{\pi D_1^2}{4} = 5,23 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,07^2}{4} = 0,02 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Для побудови напірної лінії підрахуємо всі втрати напору:

$$h_{\alpha} = \xi_{\alpha} \frac{V_1^2}{2g} = 0,5 \frac{5,23^2}{2 \cdot 9,81} = 0,7 \text{ м},$$

$$h_{\lambda} = \lambda_1 \frac{l_1}{D_1} \frac{V_1^2}{2g} = 0,026 \frac{25}{0,07} \frac{5,23^2}{2 \cdot 9,81} = 13,04 \text{ м},$$

$$h_{\text{вс}} = \xi_{\text{вс}} \frac{V_1^2}{2g} = 0,15 \frac{5,23^2}{2 \cdot 9,81} = 0,21 \text{ м},$$

$$h_{p,роз} = \xi_{p,роз} \frac{V_2^2}{2g} = 13,14 \frac{1,14^2}{2 \cdot 9,81} = 0,87 \text{ м,}$$

$$h_i = \lambda_2 \frac{l_2}{D_2} \frac{V_2^2}{2g} = 0,022 \frac{35}{0,15} \frac{1,14^2}{2 \cdot 9,81} = 0,34 \text{ м.}$$

Відкладаємо від рівня води в резервуарі величину п'єзометричної висоти:

$$h = \frac{P_{ман}}{\rho g} = \frac{80000}{1000 \cdot 9,81} = 8,15 \text{ м.}$$

Отримуємо п'єзометричну площину. Тепер від п'єзометричної площини відкладаємо вниз послідовно всі втрати напору. Відмітки напірної лінії показані на рис. 1.4. Напірна лінія має більший похил на тих ділянках трубопроводу, де швидкість є більшою (див. рис. 1.4). П'єзометричну лінію відкладаємо паралельно напірній лінії, але нижче її на величину швидкісного напору $\frac{\alpha V^2}{2g}$.

Сифонний трубопровід. Сифонним називається трубопровід, який працює в умовах вакууму. Частина такого трубопроводу розміщена вище від відміток водоймища *A* і резервуара *B* (рис. 1.5). Особливістю розрахунку є необхідність перевірки величини вакууму в найвищій точці сифона. Проведемо площину порівняння по поверхні резервуара *B* і запишемо рівняння Бернуллі для перерізів 1–1 і 2–2 :

$$H + \frac{P_a}{\rho g} = H + h + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V^2}{2g} \left(1 + \lambda \frac{l}{D} + \sum_1^2 \zeta \right),$$

де h – перевищення найвищої точки сифона над поверхнею водоймища *A*;

l – відстань від цієї точки до початку сифона; $\sum_1^2 \zeta$ – сума коефіцієнтів місцевих опорів від початку трубопроводу до перерізу 2–2 .

З урахуванням того, що $\frac{P_a - P_2}{\rho g} = h_{\text{вак}}$, отримаємо:

$$h_{\text{вак}} = h + \frac{V^2}{2g} \left(1 + \lambda \frac{l}{D} + \sum_1^2 \zeta \right). \quad (1.7)$$

Потім запишемо рівняння Бернуллі для перерізів 1–1 і 3–3 :

$$H = \frac{V^2}{2g} \left(\lambda \frac{L}{D} + \sum \zeta \right), \quad (1.8)$$

де L – повна довжина сифона; $\sum \zeta$ – сума коефіцієнтів усіх місцевих опорів.

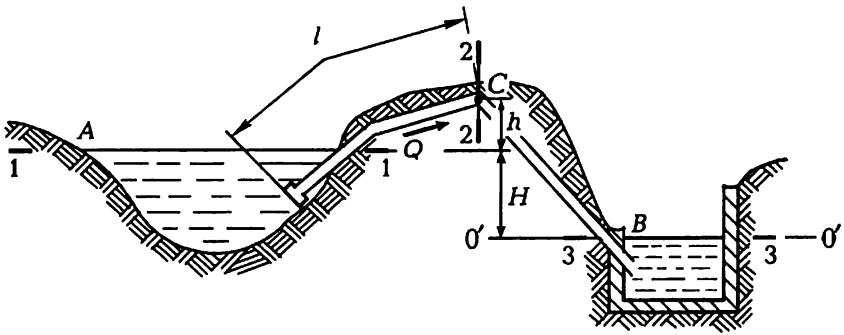


Рис. 1.5

Визначивши з рівняння (1.8) швидкісний напір $\frac{V^2}{2g}$ і підставивши його в формулу (1.7), дістанемо:

$$h_{\text{вак}} = h + H \frac{1 + \lambda \frac{l}{D} + \sum \zeta}{\lambda \frac{L}{D} + \sum \zeta}. \quad (1.9)$$

Вакуумметрична висота звичайно має бути не більшою за 7 м. У протилежному разі робота сифона може стати нестійкою і виникне загроза так званого зриву вакууму. Щоб усунути цей недолік, потрібно змінити геометричні параметри сифона (як правило, h або H) так, щоб зазначена вище умова ($h_{\text{вак}} \leq 7 \text{ м}$) зберігалася.

Приклад. Перевірити можливість якісної роботи сифонного трубопроводу (рис. 1.5) при довжини $L = 50 \text{ м}$, відстані від його початку до найвищої точки $l = 30 \text{ м}$, діаметрі $D = 200 \text{ мм}$, різниці рівнів у водоймищі і резервуарі $H = 4 \text{ м}$, відмітки найвищої точки сифона $C = 14,5 \text{ м}$, відмітки поверхні водоймища $A = 10 \text{ м}$. Визначити також пропускну здатність сифона при гідравлічному коефіцієнті тертя $\lambda = 0,025$; коефіцієнтах місцевих опорів: на вході з сіткою $\xi_{\text{вх}} = 5$, поворотах $\xi_{\text{пов1}} = 0,3$; $\xi_{\text{пов2}} = 0,5$, на виході $\xi_{\text{вих}} = 1$.

Розв'язання

Визначасмо вакуумметричну висоту в найвищій точці сифона за формулою (1.9) при

$$h = C - A = 14,5 - 10 = 4,5 \text{ м};$$

$$\begin{aligned}
 h_{\text{вук}} &= h + H \frac{1 + \lambda \frac{l}{D} + \xi_{\text{вх}} + \xi_{\text{нов1}}}{\lambda \frac{L}{D} + \xi_{\text{вх}} + \xi_{\text{нов1}} + \xi_{\text{нов2}} + \xi_{\text{вух}}} = \\
 &= 4,5 + 4 \cdot \frac{1 + 0,025 \cdot \frac{30}{0,2} + 5 + 0,3}{0,025 \cdot \frac{50}{0,2} + 5 + 0,3 + 0,5 + 1} = 7,58 \text{ м.}
 \end{aligned}$$

Вакуумметрична висота $h_{\text{вук}}$ більше, ніж допустима ($h_{\text{вук}} > 7$), тому зменшуємо найвищу відмітку сифона:

$$C^* = C - 0,58 \text{ м} = 14,5 - 0,58 = 13,92 \text{ м.}$$

Пропускну здатність сифона визначаємо з умови, що різниця напорів H у водоймищі і резервуарі витрачається згідно формули (1.8) на подолання втрат напору:

$$H = \frac{V^2}{2g} \left(\lambda \frac{L}{D} + \xi_{\text{вх}} + \xi_{\text{нов1}} + \xi_{\text{нов2}} + \xi_{\text{вух}} \right).$$

Звідси:

$$\begin{aligned}
 Q &= \frac{\pi D^2}{4} V = \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{\frac{2gH}{\lambda \frac{L}{D} + \xi_{\text{вх}} + \xi_{\text{нов1}} + \xi_{\text{нов2}} + \xi_{\text{вух}}}} = \\
 &= \frac{3,14 \cdot 0,2^2}{4} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 4}{0,025 \cdot \frac{50}{0,2} + 5 + 0,3 + 0,5 + 1}} = 0,077 \text{ м}^3/\text{с} = 77 \text{ л/с}.
 \end{aligned}$$

1.3. Розрахунки довгих трубопроводів

Основні положення. Питомій опір труби. При розрахунках довгих трубопроводів місцевими втратами напору в рівнянні Бернуллі можна знехтувати через їх незначну величину порівняно з втратами напору за

$$\text{довжиною} \left(\sum \zeta \frac{V^2}{2g} \ll \lambda \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g} \right).$$

Якщо для водопровідних мереж взяти z як відмітку землі над даним перерізом трубопроводу, то величина $\frac{p}{\rho g}$ – п'єзометрична висота в цьому

перерізі – називається вільним напором $H_e = \frac{p}{\rho g}$ (тобто напором над поверхнею землі).

Тоді п'єзометричний напір:

$$H = z + H_e.$$

Вільні напори для водопроводу вибирають залежно від кількості поверхів приміщення, але не менше як 10м. Тому п'єзометричні напори теж будуть більшими за 10м.

Швидкісні напори при звичайних швидкостях руху води в трубі $V = 1...3 \frac{м}{с}$ змінюватимуться в діапазоні

$$\frac{\alpha V^2}{2g} = \frac{1,05(1...3)^2}{2 \cdot 9,81} = 0,05...0,48 м.$$

Звідси бачимо, що швидкісними напорами також можна знехтувати, оскільки вони дуже малі порівняно з п'єзометричним напором $H = z + \frac{p}{\rho g}$.

Отже, рівняння Бернуллі матиме вигляд

$$H_1 = H_2 + \lambda \frac{l V^2}{D 2g}.$$

При вирішенні практичних завдань частіше потрібно знайти витрату, або діаметр труби, або втрати напору. Для цього зручно подати останні в такому вигляді:

$$h_l = \lambda \frac{l V^2}{D 2g} = \lambda \frac{l 16Q^2}{D 2g\pi^2 D^4} = S_0 Q^2 l, \quad (1.10)$$

де S_0 – питомий опір труби, який залежить від її діаметра і гідравлічного коефіцієнта тертя λ :

$$S_0 = \frac{8\lambda}{g\pi^2 D^5}.$$

З урахуванням викладеного довгі трубопроводи розраховують за формулою:

$$H_1 - H_2 = \sum S_0 Q^2 l. \quad (1.11)$$

Як і λ , питомий опір залежить також від відносної еквівалентної шорсткості труби $\frac{\Delta_{ек}}{D}$ і числа Рейнольдса Re .

В окремому випадку для водопровідних труб S_0 можна подати залежно від матеріалу труби і діаметра D , а також від середньої швидкості.

При швидкості руху води в сталевих і чавунних трубах $V < 1,2 \frac{м}{с}$ (перехідна область опору) питомі опори таких труб обчислюють за формулою:

$$S_0 = S_{0кв} \theta, \quad (1.12)$$

де $S_{0кв}$ – питомий опір в квадратичній області опору (табл. 1.1),

θ – коефіцієнт, що визначають залежно від швидкості руху води V :

швидкість $V, м/с$	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,6	0,4	0,2
коефіцієнт θ	1,0	1,015	1,03	1,04	1,06	1,11	1,2	1,41

Більш істотно швидкість впливає на питомі опори азбестоцементних та поліетиленових труб (табл. 1.2), які в практичних умовах працюють у перехідній області опору або навіть в області гідравлічно гладких труб.

В літературі наведено також метод розрахунку довгих труб, заснований на формулі середньої швидкості при рівномірному русі. За цим методом швидкість руху води в трубі за формулою (0.10):

$$V = W \sqrt{i_p}.$$

Звідси

$$Q = \omega W \sqrt{i_p} = K \sqrt{i_p}, \quad (1.13)$$

де K – витратна характеристика труби: $K = \omega W = f(D; n)$.

Тоді:

$$Q^2 = K^2 i_p = K^2 \frac{h_l}{l}. \quad (1.14)$$

Порівнюючи залежності (1.11) і (1.14), можна записати:

$$S_0 = \frac{1}{K^2}. \quad (1.15)$$

Таблиця 1.1

Питомі опори сталевих і чавунних труб при швидкості $V \geq 1,2 \frac{м}{с}$

Діаметр умовного проходу, $D, мм$	Сталеві труби		Чавунні труби	
	Розрахунковий внутрішній діаметр $D_p, мм$	$S_{0_{ка}}, \frac{с^2}{м^6}$	Розрахунковий внутрішній діаметр $D, мм$	$S_{0_{ка}}, \frac{с^2}{м^6}$
50	64	3686		11540
60	70	2292	-	-
75	83	929	-	-
80	95	454	82,6	953
100	114	173	102,0	312
125	133	76,4	127,2	96,7
150	158	30,7	152,4	37,1
175	170	20,8	-	-
200	209	6,96	202,6	8,09
250	260	2,19	253,0	2,53
300	311	0,85	304,4	0,95
350	363	0,373	352,4	0,437
400	414	0,186	401,4	0,219
450	466	0,099	450,6	0,199
500	516	0,058	500,8	0,0678
600	616	0,0226	600,2	0,026
700	706	0,011	699,4	0,0115
800	804	0,00551	799,8	0,00567
900	904	0,00296	899,2	0,00305
1000	1004	0,0017	998,4	0,00175
1200	1202	0,000654	1199,2	0,000663
1400	1400	0,000292	-	-
1500	1500	0,000202	-	-
1600	1600	0,000144	-	-

Питомі опори азбестоцементних і поліетиленових труб

Діаметр умовного проходу, D , мм	Розрахунковий внутрішній діаметр D_p , мм	Питомий опір $S_o, \frac{c^2}{m^6}$ при швидкості $V, \frac{m}{c}$				
		0,5	0,75	1	1,5	2
Азбестоцементні труби						
50	50	7640	7160	6850	6470	6230
75	75	931	873	835	788	760
100	100	210	196	188	177	171
125	119	84,9	79,5	76,1	71,8	69,3
150	141	35,1	32,9	31,5	29,7	28,7
200	189	8,81	8,26	7,9	7,46	7,19
250	235	2,49	2,33	2,23	2,11	2,03
300	279	1,01	0,95	0,91	0,86	0,83
350	322	0,48	0,45	0,43	0,41	0,39
400	368	0,242	0,227	0,217	0,205	0,198
500	456	0,079	0,074	0,071	0,067	0,065
600	576	0,024	0,022	0,021	0,02	0,019
700	672	0,0106	0,0099	0,0095	0,009	0,0086
800	768	0,0054	0,005	0,0048	0,0045	0,0044
900	864	0,0029	0,0027	0,0026	0,0025	0,0024
1000	960	0,0017	0,0016	0,0015	0,0014	0,0014
Поліетиленові труби						
50	57,2	7070	6460	6051	5525	5170
60	68,1	2843	2594	2431	2220	2076
80	81,8	1084	990	927	847	792
100	100	379	346	324	296	277
125	127,2	108	99	93	85	79
150	145,4	53,7	49	45,9	41,9	39,3
200	212,2	5,94	5,41	5,07	4,63	4,33
250	269,2	1,53	1,4	1,31	1,19	1,12
300	302,8	0,83	0,76	0,71	0,65	0,61

Як приклад у табл. 1.3 наведено значення витратної характеристики труби $K_{кв}$ для деяких діаметрів сталевих (при коефіцієнті шорсткості $n = 0,013$), бетонних та залізобетонних ($n = 0,015$) труб, що працюють у квадратичній області опору.

Таблиця 1.3

Витратна характеристика $K_{кв}$ для деяких діаметрів труб

$D, мм$	$K_{кв}, м^3/с$, для труб		$D, мм$	$K_{кв}, м^3/с$, для труб	
	сталевих	бетонних та залізобетонних		сталевих	бетонних та залізобетонних
100	0,0763	-	700	9,57	7,99
125	0,115	-	800	13,49	11,42
150	0,18	-	900	18,37	15,65
175	0,19	-	1000	28,24	20,75
200	0,378	-	1100	-	26,77
250	0,679	-	1200	39,01	33,78
300	1,089	0,75	1300	-	41,83
350	1,637	-	1400	58,01	50,99
400	2,268	1,79	1500	70,4	61,31
450	3,165	-	1600	83,35	72,84
500	4,16	3,25	1700	-	85,64
600	6,649	5,29	1800	-	99,77

Примітка: Розрахунковий діаметр D сталевих труб беруть згідно з даними табл. 1.1; для залізобетонних труб $D_p = D$.

При роботі сталевих труб у перехідній області опору ($V < 1,2 м/с$) витратну характеристику визначають за формулою:

$$K = K_{кв} \frac{1}{\sqrt{\theta}}. \quad (1.16)$$

Значення K для труб з інших матеріалів наводяться в довідниках.

Таблиці для розрахунку водопровідних труб. У проектних організаціях для розрахунків водопровідних мереж використовують таблиці Шевелева, які ґрунтуються на формулі:

$$h_l = H_1 - H_2 = S_0 Q^2 l,$$

зведений до вигляду:

$$1000i_p = 1000 \frac{h_l}{l} = 1000 S_0 Q^2, \quad (1.17)$$

тобто $1000i_p = f(D, Q, \text{матеріал труби})$.

Величина $1000i_p$ є втратами напору в трубі довжиною 1000 м, які підраховані для різних витрат, діаметрів, матеріалів.

Якщо довжини труби більші або менші 1000 м, втрати напору пропорційно збільшуються або зменшуються.

Зменшення пропускної здатності труби в процесі експлуатації. У нових чавунних та сталевих трубах виникають менші втрати напору. З часом стінки труби зазнають корозії, на них утворюються відкладення, що призводить до збільшення λ і S_0 та зменшення витратної характеристики K .

В результаті цього для чавунних труб пропускна здатність труби з часом зменшується до 6–30%. Ці обставини враховуються в таблицях Шевелева та інших.

1.4. Основні типи задач на розрахунки трубопроводів

Визначення витрати, діаметра трубопроводу або напору на його початку.

Для трубопроводів, що складаються з однієї ділянки, можна виділити такі розрахункові випадки:

Відомі величини:

Величини, що визначаються:

1) П'єзометричні напори на початку H_1 і

Витрата Q

в кінці H_2 труби; довжина l ;

діаметр труби D

2) H_2 ; l ; Q ; D

H_1

3) H_2 ; l ; Q ; H_1

D

Перший випадок спостерігається, коли перевіряється пропускна здатність труби, другий і третій – під час проектування нового трубопроводу, коли потрібно визначити необхідний напір на початку H_1 або діаметр D

для забезпечення заданої пропускної здатності та напору в кінці трубопроводу.

Розрахунки виконують за формулами (1.11) або (1.14):

У третьому випадку із цих формул визначають S_0 або K , а потім за таблицями знаходять D . Вибирають найближчий більший діаметр, бо в протилежному разі в кінці трубопроводу не забезпечуватиметься необхідний вільний напір.

Економічний діаметр трубопроводу. Під час проектування і розрахунків нових водопроводів можуть бути невідомі дві величини: діаметр труби D і напір на початку водопроводу H_1 . В цьому випадку з точки зору гідравліки може бути стільки вирішень, скільки є труб з різними діаметрами, які випускає промисловість. Найоптимальніше рішення можна знайти при спільному розв'язанні задач гідравліки та економіки.

Із збільшенням діаметра труби збільшується вартість будівництва $C_{\text{буд}}$ (рис. 1.6) і водночас зменшуються втрати напору в трубопроводі, що вимагає меншої потужності насоса для подачі води, і, відповідно, меншої витрати електроенергії. Завдяки цьому зменшується щорічна вартість експлуатації $C_{\text{екс}}$.

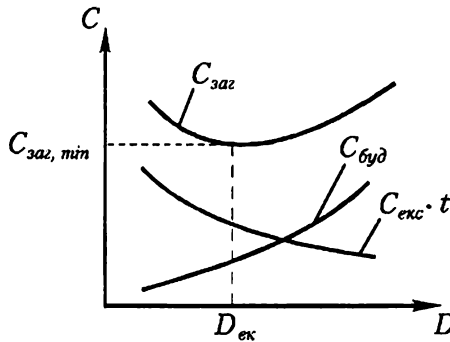


Рис. 1.6

Будівельні витрати є одноразовими, а експлуатаційні – щорічними, тому загальні витрати на будівництво і експлуатацію трубопроводу за t років (строк окупності трубопроводу) будуть:

$$C_{\text{заг}} = C_{\text{буд}} + C_{\text{екс}} \cdot t. \quad (1.18)$$

Мінімум функції $C_{\text{заг}} = f(D)$ відповідає економічному діаметру трубопроводу.

Для двох сусідніх за сортаментом діаметрів труб існує гранична витрата Q_{zp} і гранична швидкість V_{zp} , при яких ці діаметри будуть економічно рівноцінними. Деякі значення граничних витрат $Q_{zp}, \frac{\text{л}}{\text{с}}$, наведені в табл. 1.4.

Визначивши рекомендований діаметр трубопроводу, знаходять необхідний напір H_1 на його початку:

$$H_1 = H_2 + S_0 Q^2 l.$$

Таблиця 1.4

Граничні витрати $Q_{zp}, \frac{\text{л}}{\text{с}}$, для водопровідних труб (в умовах України)

Умовний прохід $D, \text{мм}$	Т р у б и			
	Сталеві	Чавунні	Азбестоцементні	Пластмасові
100	6,7...11,7	4,4...7,3	7	3,4...5,7
125	11,7...16,6	7,3...11,6	-	5,7...9,1
150	16,6...21,8	11,6...19,6	7...15,2	9,1...15,8
175	21,8...29,2	-	-	-
200	29,2...46	19,6...35,5	15,2...28,5	15,8...30,7
250	46...71	35,5...57	28,5...45,6	30,7...48,3
300	71...103	57...83,8	45,6...68,7	48,3...64,1
350	103...140	83,8...116	68,7...96,4	64,1...85,6
400	140...184	116...174	96,4...140	85,6...114
450	184...226	-	-	114...150
500	226...301	174...273	140	150...195
550	-	-	-	195...250
600	301...424	273...402	-	250
700	424...571	402...560	-	-
800	571...751	560...749	-	-
900	751...959	749...970	-	-
1000	959...1199	970	-	-

Трубопроводи з послідовно з'єднаних труб. Витрати на ділянках 1–2, 2–3, 3–4 можуть бути однаковими або різними залежно від того, є чи відсутня витрата води у вузлах (рис. 1.7).

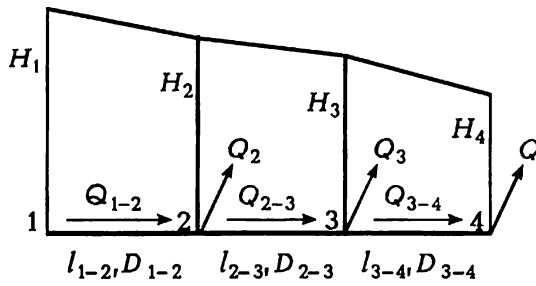
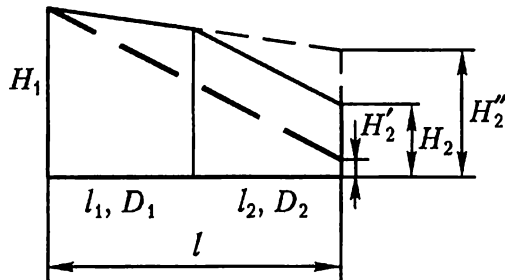


Рис. 1.7

Втрати напору в таких трубопроводах слід додавати:

$$H_1 - H_4 = (S_0 Q^2 l)_{1-2} + (S_0 Q^2 l)_{2-3} + (S_0 Q^2 l)_{3-4}. \quad (1.19)$$

Трубопровід з двох послідовних ділянок з двома різними сусідніми стандартними діаметрами можна застосовувати замість одиничного трубопроводу, якщо при визначенні найближчого більшого стандартного діаметра такого трубопроводу вільний напір у кінці його значно більший, ніж заданий.



H_2' – напір у кінці трубопроводу при $D = D_2$

H_2'' – напір у кінці трубопроводу при $D = D_1$

Рис. 1.8

У цьому разі трубопровід розбивають на дві частини (рис. 1.8) з довжиною l_1 при діаметрі D_1 (найближчому більшому) і довжиною $l_2 = l - l_1$ при діаметрі D_2 (найближчому меншому).

Застосовуючи рівняння (1.11), отримаємо:

$$H_1 - H_2 = S_0 Q^2 l_1 + S_0 Q^2 (l - l_1). \quad (1.20)$$

Звідси обчислюємо значення l_1 і l_2 .

Приблизне врахування місцевих втрат напору. У процесі розрахунків довгих трубопроводів місцевими втратами напору нехтують. Але це не дає певного запасу в розрахунках, а навпаки, дещо занижує величину загальних втрат напору і завищує пропускну здатність трубопроводу.

Тому для більшої надійності здобутих результатів рекомендується розрахункову довжину трубопроводу брати на 5...10% більшою за її фізичну довжину, тобто:

$$l_p = (1,05 \dots 1,10)l.$$

Формула для розрахунку довгих трубопроводів у цьому випадку матиме вигляд:

$$H_1 - H_2 = S_0 Q^2 l_p = (1,05 \dots 1,10) l S_0 Q^2. \quad (1.24)$$

Приклад. Визначити діаметр чавунного трубопроводу довжиною $l = 1000$ м для подачі води з витратою $Q = 15 \frac{\text{л}}{\text{с}}$, якщо напір на його початку $H_{\text{н}} = 28$ м, вільний напір на його кінці $H_{\text{к}} = 12$ м, а геодезична відмітка $z_{\text{к}} = 2$ м.

Розв'язання

Вважаючи трубопровід довгим, знайдемо за формулою (1.11) питомий опір труби. Візьмемо наближено місцеві втрати напору такими, що становлять 5% від втрат напору за довжиною. Тоді:

$$S_0 = \frac{H_{\text{н}} - H_{\text{к}}}{Q^2 l \cdot 1,05} = \frac{28 - (12 + 2)}{0,015^2 \cdot 1000 \cdot 1,05} = 59,2 \frac{\text{с}^2}{\text{м}^6}.$$

За табл. 1.1 вибираємо (найближчий більший) діаметр умовного проходу трубопроводу $D = 150$ мм, якому відповідає $S_{0_{\text{кв}}} = 37,1 \frac{\text{с}^2}{\text{м}^6}$ (при швидкості $V \geq 1,2 \frac{\text{м}}{\text{с}}$). Знаходимо фактичну швидкість у трубопроводі:

$$V = \frac{4Q}{\pi D_p^2} = \frac{4 \cdot 0,015}{3,14 \cdot 0,152^2} = 0,82 \frac{\text{м}}{\text{с}}.$$

У разі такої швидкості $\theta = 1,057$, тоді питомий опір:

$$S_0 = S_{0_{\text{кв}}} \theta = 37,1 \cdot 1,057 = 39,21 \frac{\text{с}^2}{\text{м}^6}.$$

Уточнюємо напір на кінці трубопроводу:

$$H_{\text{к}} = H_{\text{н}} - S_0 Q^2 l \cdot 1,05 = 28 - 39,21 \cdot 0,015^2 \cdot 1000 \cdot 1,05 = 18,74 \text{ м}.$$

Тоді вільний напір

$$H_n = H_k - z_k = 18,74 - 2 = 16,74 > 12 \text{ м.}$$

Щоб зменшити надлишковий запас вільного напору, трубопровід можна поділити на дві ділянки з різними діаметрами. Візьмемо діаметри ділянок $D_1 = 150 \text{ мм}$ і $D_2 = 125 \text{ мм}$ та позначивши довжини ділянок l_1 і $l_2 = l - l_1$, дістанемо:

$$H_n - H_k = S_{0_1} Q^2 l_1 \cdot 1,05 + S_{0_2} Q^2 (l - l_1) \cdot 1,05.$$

Швидкість на другій ділянці:

$$V_2 = \frac{4 \cdot 0,015}{3,14 \cdot 0,1272^2} = 1,18 \text{ м/с};$$

питомій опір:

$$S_{0_2} = S_{0_{кв}} \theta = 96,7 \cdot 1,003 = 96,99 \text{ с}^2/\text{м}^6.$$

Тоді за формулою (1.20):

$$28 - (2 + 12) = 39,21 \cdot 0,015^2 \cdot l_1 \cdot 1,05 + 96,99 \cdot 0,015^2 (1000 - l_1) \cdot 1,05.$$

Звідси: $l_1 = 653 \text{ м}$ і $l_2 = 1000 - 653 = 347 \text{ м}$.

Приклад. Визначити напір у точці B та витрату в точці C горизонтального чавунного трубопроводу, що складається з двох послідовних ділянок з довжинами $l_{AB} = l_{BC} = 250 \text{ м}$, (рис. 1.9) діаметрами $D_{AB} = 200 \text{ мм}$, $D_{BC} = 150 \text{ мм}$. П'єзометричний напір у точці A становить $H_A = 20 \text{ м}$, у точці C $H_C = 9 \text{ м}$, витрата в точці B $Q_B = 10 \text{ л/с}$.

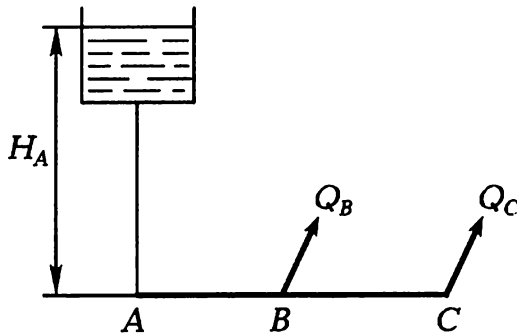


Рис. 1.9

Розв'язання

Застосуємо рівняння (1.20) для розрахунків довгих трубопроводів для ділянок AB та BC :

$$H_A - H_B = (S_0 q^2 l)_{AB},$$

$$H_A - H_C = (S_0 q^2 l)_{AB} + (S_0 q^2 l)_{BC},$$

де витрата на ділянці AB :

$$q_{AB} = Q_B + Q_C.$$

Тоді:

$$H_A - H_C = (S_0 l)_{AB} (Q_B + Q_C)^2 + (S_0 l)_{BC} Q_C^2. \quad (a)$$

За табл. 1.1 для чавунних труб у залежності від діаметра визначасмо питомі опори труб ($V \geq 1,2 \text{ м/с}$).

$$D_{AB} = 200 \text{ мм} \rightarrow S_{0AB} = 8,09 \frac{\text{с}^2}{\text{м}^6},$$

$$D_{BC} = 150 \text{ мм} \rightarrow S_{0BC} = 37,1 \frac{\text{с}^2}{\text{м}^6}.$$

Підставляємо всі дані в рівняння (а):

$$20 - 9 = 8,09 \cdot 250 (0,01 + Q_C)^2 + 37,1 \cdot 250 \cdot Q_C^2.$$

Розв'язуємо квадратне рівняння відносно Q_C :

$$Q_{C_1} = Q_C = 0,029 \frac{\text{м}^3}{\text{с}},$$

$Q_{C_2} = -0,033 \frac{\text{м}^3}{\text{с}} < 0$ – не підходить, витрата не може бути від'ємною.

Напір у точці B знаходимо як:

$$H_B = H_A - (S_0 q^2 l)_{AB} = 20 - 8,09 (0,01 + 0,029)^2 \cdot 250 = 16,93 \text{ м}.$$

Паралельне з'єднання трубопроводів. Такі трубопроводи мають спільні вузлові точки на початку і в кінці (рис. 1.10), що підвищує надійність водопостачання, оскільки, якщо одна ділянка труби буде виведена з експлуатації, то вода надходитиме по інших ділянках. У точці A для всіх паралельних ділянок напір однаковий, оскільки в одній точці тиск однаковий у всіх напрямках.

Однаковим для всіх трубопроводів буде напір у точці B . Тому і втрати напору на всіх паралельних ділянках будуть однаковими:

$$h_l = H_A - H_B.$$

Якщо довжини і діаметри на всіх ділянках будуть однаковими, то однаковими будуть і витрати на ділянках. Але в загальному випадку:

$$H_A - H_B = (S_0 Q^2 l)_1 = (S_0 Q^2 l)_2 = \dots = (S_0 Q^2 l)_n. \quad (1.21)$$

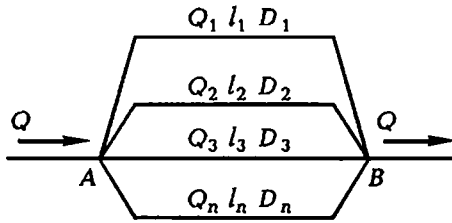


Рис. 1.10

Звідси можна визначити залежність між витратами на паралельних ділянках:

$$\left. \begin{aligned}
 Q_2 &= Q_1 \sqrt{\frac{S_{01} l_1}{S_{02} l_2}} = Q_1 \frac{K_2}{K_1} \sqrt{\frac{l_1}{l_2}}; \\
 Q_3 &= Q_1 \sqrt{\frac{S_{01} l_1}{S_{03} l_3}} = Q_1 \frac{K_3}{K_1} \sqrt{\frac{l_1}{l_3}}; \\
 &\dots \dots \dots \dots \dots; \\
 Q_n &= Q_1 \sqrt{\frac{S_{01} l_1}{S_{0n} l_n}} = Q_1 \frac{K_n}{K_1} \sqrt{\frac{l_1}{l_n}};
 \end{aligned} \right\} (1.22)$$

$$Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n = Q.$$

Розв'язуючи систему рівнянь, можна знайти витрати на всіх паралельних ділянках. Втрати напору між точками *A* і *B* визначають як втрати напору на одній з ділянок.

Приклад. Визначити необхідну кількість паралельних гілок для заміни одного залізобетонного трубопроводу діаметром 1200 мм, трубами 900 мм (рис. 1.11).

Розв'язання

Трубопроводи, що мають паралельні ділянки, розраховуються з врахуванням того, що втрати напору на всіх паралельних ділянках однакові (1.20).

Тоді для першого випадку:

$$H_A - H_B = \frac{Q^2}{K_1^2} l.$$

Для другого випадку витрата в кожній з паралельних ділянок буде: $\frac{Q}{n}$.

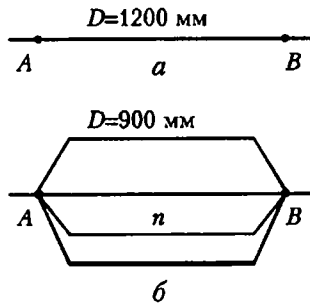


Рис. 1.11

Тоді:

$$H_A - H_B = \frac{\left(\frac{Q}{n}\right)^2}{K_2^2} l.$$

За табл. 1.3 знаходимо:

$$\text{для } D_1 = 1200 \text{ мм, } K_1 = 33,78 \text{ м}^3/\text{с},$$

$$\text{для } D_2 = 900 \text{ мм, } K_2 = 15,62 \text{ м}^3/\text{с},$$

де K_1 і K_2 – відповідно витратні характеристики трубопроводів.

Оскільки ліві частини рівнянь однакові, то прирівняємо і праві частини

$$\frac{Q^2}{K_1^2} l = \frac{Q^2}{n^2 K_2^2} l.$$

Звідси визначаємо кількість труб діаметром $D_2 = 900$ мм, що необхідно прокласти для заміни:

$$n = \sqrt{\frac{K_1^2}{K_2^2}} = \frac{K_1}{K_2},$$

підставимо значення K_1 і K_2 :

$$n = \frac{33,78}{15,62} = 2,16.$$

Кількість паралельних гілок не може бути дробовим числом. Тому приймаємо 3 ділянки трубопроводів $D_2 = 900$ мм.

Особливості розрахунку довгих сифонних трубопроводів. У практиці водопровідного будівництва часто використовують довгі сифонні трубопроводи, по яких вода з водоймища A подається в приймальний

резервуар B насосної станції. Резервуар значно віддалений від водоймища (див. рис. 1.5).

Вважаючи у цьому випадку в формулі (1.9), що величина $\lambda \frac{l}{D}$ значно більша від $1 + \sum_1^2 \zeta$, а $\lambda \frac{L}{D}$ – від $\sum \zeta$ і нехтуючи меншими з цих величин, дістанемо умову стійкої роботи довгого сифонного трубопроводу:

$$h + H \frac{l}{L} \leq h_{\text{вак}}. \quad (1.23)$$

З цього рівняння при заданих (за умовами місцевості) значеннях h, l і L можна визначити граничне зниження H рівня води у приймальному резервуарі B порівняно з відміткою води у водоймищі A , при якій вакуум у сифоні буде допустимий. Далі за формулою (1.10) при $H_1 - H_2 = H$ знаходять необхідний питомий опір S_0 і за таблицями – відповідний йому діаметр сифона D (найближчий більший).

Приклад. Визначити необхідний діаметр сталевого сифонного трубопроводу (рис. 1.5), що пропускає витрату $Q = 400 \text{ л/с}$, при позначці рівня води у водосховищі $A = 10 \text{ м}$, загальній довжині сифона $L = 1500 \text{ м}$, якщо найвища точка сифона з позначкою $C = 13 \text{ м}$ розташована на відстані $l = 1100 \text{ м}$ від його початку, допустима вакуумметрична висота $h_{\text{вак}} \leq 7 \text{ м}$.

Розв'язання

Довгий сифонний трубопровід працює за умови, що згідно з (1.23) вакуумметрична висота в точці C повинна бути:

$$h + H \frac{l}{L} \leq 7, \quad (*)$$

де h – різниця позначок точок C і A

$$h = 13 - 10 = 3 \text{ м.}$$

Тоді з рівняння (*) визначимо напір H :

$$H = (7 - h) \frac{L}{l} = (7 - 3) \cdot \frac{1500}{1100} = 5,45 \text{ м.}$$

Тепер скористаємося рівнянням (1.11):

$$H = S_0 Q^2 L.$$

Звідси визначимо необхідний питомий опір труби:

$$S_0 = \frac{H}{Q^2 L} = \frac{5,45}{0,4^2 \cdot 1500} = 0,0227 \frac{c^2}{m^6}.$$

Далі за табл. 1.1 для сталевих труб приймасмо найближчій найбільший діаметр труби:

$$D = 600 \text{ мм} \quad (S_0 = 0,0226 \frac{m^2}{c^6}).$$

Перевіряємо середню швидкість у трубі

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,4}{3,14 \cdot 0,6^2} = 1,415 \frac{m}{c}.$$

Оскільки швидкість більше, ніж $1,2 \frac{m}{c}$, то даний трубопровід працює в квадратичній області опору, і питомий опір уточнювати не потрібно.

1.5. Трубопроводи із змінною вздовж шляху витратою

Загальні відомості. В системах водопостачання, водовідведення, дренажних спорудах широко використовуються трубопроводи з приєднанням або відділенням води вздовж шляху. Такі перфоровані трубопроводи є важливими елементами споруд для очищення споживаної та стічної води (відстійники, фільтри тощо), труби поверхневого та підземного зрошування, збірні трубопроводи підземних водозаборів та ін. Для розв'язання цих завдань потрібно розглянути умови руху рідини із змінною масою, тобто зі змінною витратою води вздовж шляху.

Диференціальне рівняння усталеного руху води із змінною витратою в трубопроводі. Розглянемо нескінченно малу ділянку потоку в трубопроводі (рис. 1.12), на якій відбувається зміна витрати вздовж шляху (зменшення або збільшення). На цій ділянці dl витрата Q змінюється на величину dQ , а швидкість V на величину dV . До потоку на ділянці dl приєднується (або відділяється) витрата dQ зі швидкістю v , а її напрям руху з віссю труби становить кут φ .

Застосуємо для частини потоку на ділянці dl рівняння зміни кількості руху, згідно з яким ця зміна ($\Delta K.P$) має дорівнювати сумі імпульсів діючих зовнішніх сил ($\sum I.C$) на цій ділянці (0.21). Тоді, згідно з (0.22), кількості рухів для перерізів 1–1 і 2–2 будуть:

$$K.P_1 = \alpha_0 \rho Q V, \quad (1.25)$$

$$K.P_2 = \alpha_0 \rho (Q + dQ)(V + dV), \quad (1.26)$$

де α_0 – коефіцієнт кількості руху.

Проекція кількості руху приєднуваної (відділюваної) маси на вісь основного потоку:

$$K \cdot P_{dQ} = \alpha_0 \rho \cdot dQ \cdot v \cos \varphi = \alpha_0 \rho \cdot dQ \cdot \theta, \quad (1.27)$$

де $\theta = v \cos \varphi$ – проекція швидкості вказаної маси на вісь основного потоку.

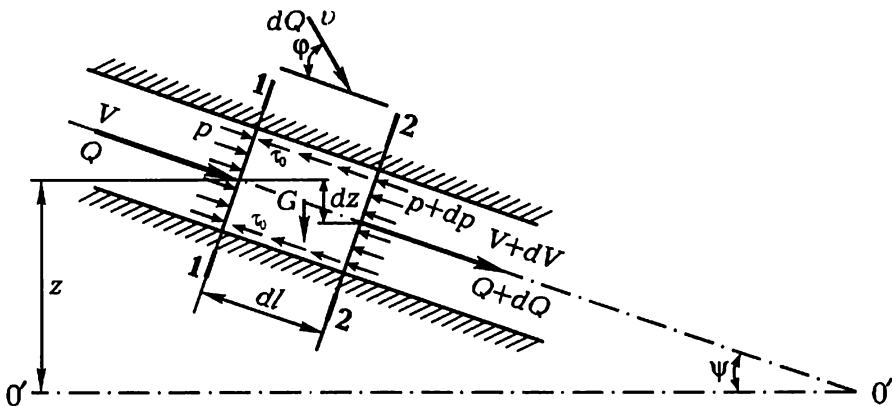


Рис. 1.12

Імпульси сил тиску в розрахункових перерізах за 1 секунду становлять згідно з (1.24):

$$P_1 = p\omega, \quad (1.28)$$

$$P_2 = (p + dp)\omega, \quad (1.29)$$

де p і $p + dp$ тиски в центрах ваги перерізів 1–1 і 2–2.

Проекція імпульсу сили ваги рідини за 1с на вісь основного потоку:

$$G = \rho g \omega \cdot dl \cdot \sin \psi = -\rho g \omega \cdot dz, \quad (1.30)$$

де ψ – кут нахилу осі потоку до горизонту. Знак "–" вказує на те, що додатному приросту dl відповідає від'ємний приріст dz .

Імпульс сили тертя на стінках труби:

$$F = \tau_0 \chi dl_1, \quad (1.31)$$

де згідно з (9) $\tau_0 = \rho g R i_p$ – дотичні напруження на стінках труби,

$J = i_p = \frac{dh_l}{dl}$ – гідравлічний похил, $R = \frac{\omega}{\chi}$ – гідравлічний радіус, χ – змочений периметр, dh_l – втрати напору на ділянці 1–2. Тоді:

$$F = \rho g \omega h_l. \quad (1.32)$$

Враховуючи викладене, в цьому випадку рівняння (21) має вигляд:

$$\begin{aligned} \alpha_0 \rho (Q + dQ)(V + dV) - \alpha_0 \rho QV - \alpha_0 \rho \cdot dQ \cdot \theta = \\ = p\omega - (p + dp)\omega - \rho g \omega dz - \rho g \omega dh_l. \end{aligned}$$

Поділивши всі члени цього рівняння на $\rho g \omega$, нехтуючи нескінченно малими величинами другого порядку, а також враховуючи, що $\alpha_0 \approx 1$, отримаємо після перетворень:

$$\frac{VdV}{g} + \frac{(V - \theta)V}{g} \frac{dQ}{Q} + dz + d \frac{p}{\rho g} + dh_l = 0. \quad (1.33)$$

Позначивши $\frac{\theta}{V} = e$, враховуючи, що $\frac{Q}{V} = \omega$, $dQ = Vd\omega$,

$d \frac{p}{\rho g} + dz = dH$ (H – п'єзометричний напір), дістанемо:

$$(2 - e) \frac{VdV}{g} + dH + dh_l = 0. \quad (1.34)$$

Це диференціальне рівняння усталеного руху води із змінною витратою в трубопроводі. Від звичайного рівняння Бернуллі в диференціальній формі воно відрізняється коефіцієнтом $(2 - e)$. Цей коефіцієнт досягає 2 при приєднанні або відділенні маси під прямим кутом ($\varphi = 90^\circ$) і має дещо менше значення при $\varphi < 90^\circ$. Останнє частіше буває при від'єднанні маси за рахунок впливу швидкості основного потоку і конструктивних особливостей отворів у стінці труби. Коефіцієнт $(2 - e)$ має суттєве значення при розрахунках коротких труб зі змінною масою, коли значення інтеграла $\int (2 - e) \frac{VdV}{g}$ може бути більше, ніж $\int dH + \int dh_l$.

Особливості течії рідини зі змінною масою розглядаються в роботах А.М.Кравчука та спеціальній літературі [9, 11]. В цьому підручнику наводяться розрахунки водопровідних ліній з роздачею води.

Довгі трубопроводи з рівномірною роздачею води вздовж шляху.
 З трубопроводів, прокладених уздовж вулиць населених пунктів, вода подається до окремих будинків. Такі зосереджені роздачі у багатьох точках при розрахунках схематично можна замінити на рівномірну роздачу $Q_{ш}$ вздовж всього трубопроводу. Аналіз показує, що ця заміна призводить до незначної похибки у визначенні втрат напору.

Вважатимемо, що до початкового перерізу надходить витрата Q_0 , а на ділянці довжиною l забирається шляхова витрата:

$$Q_{ш} = q_0 l.$$

Частина витрати, яка залишилася без змін і надійшла до наступної ділянки, називається транзитною витратою $Q_{тр}$.

Розглянемо горизонтальний трубопровід з рівномірною роздачею витрати на одиницю довжини труби q_0 (питома шляхова витрата) (рис. 1.13).

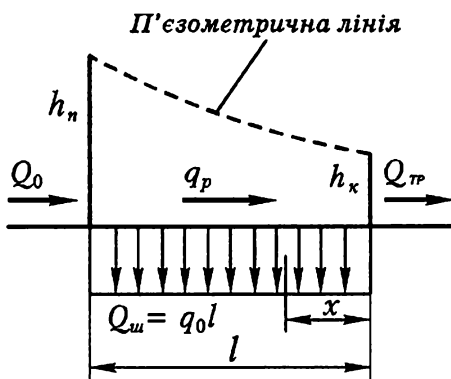


Рис. 1.13

В довгих трубопроводах встановлюються значні втрати напору по довжині, які значно більші, ніж $(2 - e) \int \frac{V dV}{g}$, тому останньою величиною

можна нехтувати. Тоді з (1.34) дістанемо, що зниження напору ($-H$) в такому трубопроводі:

$$-H = \int dh_l = \int S_0 Q^2 dx, \quad (1.35)$$

де Q витрата в перерізі на відстані x від кінця трубопроводу (рис.1.13):

$$Q = Q_{тр} + q_0 x, \quad (1.36)$$

де $Q_{тр}$ – транзитна витрата, яка проходить крізь трубопровід до наступної ділянки; S_0 – питомий опір труби.

Вважаючи, що течія в трубі відповідає квадратичній області опору ($S_0 = const$), після інтегрування рівняння (1.35) в межах $x = 0..l$ отримаємо:

$$h_l = S_0 \int_0^l (Q_{тр} + q_0 x)^2 dx = S_0 \left(Q_{тр}^2 l + 2 \frac{Q_{тр} q_0 l^2}{2} + \frac{q_0^2 l^3}{3} \right);$$

$$h_l = S_0 \left(Q_{тр}^2 + Q_{тр} Q_{ш} + \frac{Q_{ш}^2}{3} \right) l.$$

Вираз у дужках визначається як q_p^2 , де q_p – розрахункова витрата. Тоді приходимо до рівняння:

$$h_l = h_n - h_k = S_0 q_p^2 l. \quad (1.37)$$

Розрахункову витрату можна подати у вигляді

$$q_p = \sqrt{Q_{тр}^2 + Q_{тр} Q_{ш} + \frac{Q_{ш}^2}{3}}. \quad (1.38)$$

На практиці при розрахунках водопровідних мереж користуються спрощеною формулою:

$$q_p = Q_{тр} + \beta Q_{ш} = Q_{тр} + \beta q_0 l. \quad (1.39)$$

Прирівнявши вирази (1.38) і (1.39), знаходять коефіцієнт

$$\beta = \frac{1}{Q_{ш}} \sqrt{Q_{тр}^2 + Q_{тр} Q_{ш} + \frac{Q_{ш}^2}{3}} - \frac{Q_{тр}}{Q_{ш}}.$$

У граничних випадках:

$$1) \text{ коли } Q_{тр} = 0; \beta = \sqrt{\frac{1}{3}} = 0,58,$$

2) коли $Q_{TP} \gg Q_{ш}$,

$$\beta = \frac{Q_{TP}}{Q_{ш}} \sqrt{1 + \frac{Q_{ш}^2}{Q_{TP}^2} + \frac{Q_{ш}^2}{3Q_{TP}^2}} - \frac{Q_{TP}}{Q_{ш}}$$

Враховуючи, що $\frac{Q_{ш}^2}{3Q_{TP}^2} \ll 1 + \frac{Q_{ш}^2}{Q_{TP}^2}$, нехтуючи меншою з цих величин і

розклавши вираз $\sqrt{1 + \frac{Q_{ш}^2}{Q_{TP}^2}}$ у степеневий ряд, дістанемо:

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{Q_{TP}}{Q_{ш}} \left(\sqrt{1 + \frac{Q_{ш}^2}{Q_{TP}^2}} - 1 \right) = \\ &= \frac{Q_{TP}}{Q_{ш}} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{Q_{ш}^2}{Q_{TP}^2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{4} \frac{Q_{ш}^4}{Q_{TP}^4} + \dots - 1 \right) \approx 0,5. \end{aligned}$$

Отже, β змінюється в межах $0,5 \dots 0,58$ ($\beta_{сер} \approx 0,55$). Формула (1.39) набирає вигляду

$$q_p = Q_{TP} + 0,55q_0l, \quad (1.40)$$

що рівнозначно заміні безперервної роздачі води на умовну схему (рис. 1.14), коли вода забирається на початку ділянки ($45\% Q_{ш}$) та в її кінці ($55\% Q_{ш}$). Іноді дозволяється і подальше спрощення розрахунків, при цьому приймають $\beta = 0,5$.

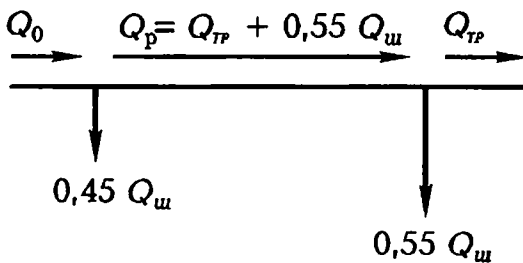


Рис. 1.14

Приклад. Водопровідна мережа складається з трьох послідовних ділянок з довжинами $l_{AB} = 300\text{м}$, $l_{BC} = 200\text{м}$, $l_{CD} = 400\text{м}$. Позначки землі в точках: $z_A = 15\text{м}$, $z_B = 23\text{м}$, $z_C = 23\text{м}$, $z_D = 21\text{м}$. Витрати води в точках $Q_B = 10\text{л/с}$, $Q_C = 12\text{л/с}$, $Q_D = 15\text{л/с}$, на ділянці CD питома шляхова витрата $q_0 = 0,02\text{л/с}\cdot\text{м}$ (рис. 1.15). Вільний напір у вузлових точках водопроводу має бути не менш, ніж 12м . Визначити діаметри труб на всіх ділянках, необхідний тиск, а також потужність насоса в точці A . Труби чавунні, коефіцієнт корисної дії $\eta = 0,7$.

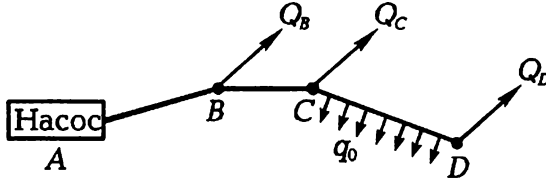


Рис. 1.15

Розв'язання

Визначаємо витрати на кожній ділянці:

$$q_{CD} = Q_D + 0,55q_0l_{CD} = 15 + 0,55 \cdot 0,02 \cdot 400 = 19,4\text{л/с},$$

$$q_{BC} = Q_C + Q_D + q_0l_{CD} = 12 + 15 + 0,02 \cdot 400 = 35\text{л/с},$$

$$q_{AB} = Q_B + Q_C + Q_D + q_0l_{CD} = 10 + 12 + 15 + 0,02 \cdot 400 = 45\text{л/с}.$$

Згідно з рекомендаціями табл. 1.4 в залежності від розрахункової витрати приймаємо діаметри труб:

$$D_{AB} = 250\text{мм}; D_{ABp} = 253\text{мм};$$

$$D_{BC} = 200\text{мм}; D_{BCp} = 202,6\text{мм};$$

$$D_{CD} = 150\text{мм}; D_{CDp} = 153,2\text{мм}.$$

Уточнюємо середні швидкості руху води у відповідності з прийнятими стандартними діаметрами труб за формулою:

$$V = \frac{4Q}{\pi D_p^2};$$

$$V_{AB} = \frac{4 \cdot 0,045}{3,14 \cdot 0,253^2} = 0,9\text{м/с};$$

$$V_{BC} = \frac{4 \cdot 0,035}{3,14 \cdot 0,2026^2} = 1,1\text{м/с};$$

$$V_{CD} = \frac{4 \cdot 0,0194}{3,14 \cdot 0,1532^2} = 1,05 \text{ м/с}.$$

За табл. 1.1 в залежності від діаметра чавунних труб і з урахуванням поправкового коефіцієнта θ визначаємо питомі опори труб S_0 :

$$S_{0AB} = 2,53 \cdot 1,045 = 2,64 \text{ с}^2/\text{м}^6;$$

$$S_{0BC} = 8,09 \cdot 1,015 = 8,23 \text{ с}^2/\text{м}^6;$$

$$S_{0CD} = 37,1 \cdot 1,025 = 38,03 \text{ с}^2/\text{м}^6.$$

Далі застосовуємо рівняння (1.11) для розрахунку довгих трубопроводів та знаходимо п'єзометричні напори у вузлах.

Для ділянки CD :

$$H_C - H_D = (S_0 q^2 l)_{CD}.$$

П'єзометричний напір у точці D :

$$H_D = z_D + H_g = 21 + 12 = 33 \text{ м};$$

$$H_C = H_D + (S_0 q^2 l)_{CD} = 33 + 38,03 \cdot 0,0194^2 \cdot 400 = 38,72 \text{ м}.$$

Перевіряємо вільний напір у точці C :

$$H_{Ca} = H_C - z_C = 38,72 - 23 = 15,72 \text{ м} > 12 \text{ м}.$$

Для ділянки BC :

$$H_B - H_C = (S_0 q^2 l)_{BC};$$

$$H_B = H_C + (S_0 q^2 l)_{BC} = 38,72 + 8,23 \cdot 0,035^2 \cdot 200 = 40,73 \text{ м};$$

$$H_{Ba} = H_B - z_B = 40,73 - 23 = 17,73 \text{ м} > 12 \text{ м}.$$

Для ділянки AB :

$$H_A - H_B = (S_0 q^2 l)_{AB};$$

$$H_A = H_B + (S_0 q^2 l)_{AB} = 40,73 + 2,64 \cdot 0,045^2 \cdot 300 = 42,33 \text{ м}.$$

Визначаємо тиск, що створює насос, розташований у точці A :

$$p_{нас} = (H_A - z_A) \rho g;$$

$$p_{нас} = (42,33 - 15) \cdot 1000 \cdot 9,81 = 267126 \text{ Па} = 267,126 \text{ КПа}.$$

Знаходимо потужність насоса за формулою:

$$\begin{aligned} N_{нас} &= \frac{\rho g Q H_{нас}}{10^3 \eta} = \frac{\rho g Q (H_A - z_A)}{10^3 \eta} = \\ &= \frac{1000 \cdot 9,81 \cdot 0,045 \cdot (42,33 - 15)}{10^3 \cdot 0,7} = 17,24 \text{ кВт}. \end{aligned}$$

1.6. Розрахунок тупикових (розгалужених) водопровідних мереж

Тупикова (розгалужена) водопровідна мережа складається з основної (головної) магістралі і відгалужень (гілок) від неї (рис. 1.16).

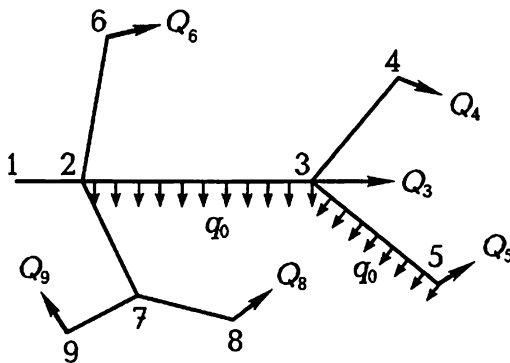


Рис. 1.16

Вибір і розрахунок основної магістралі. Звичайно в розрахунках задають довжини ділянок мережі, геодезичні відмітки z і вільні напори H_v у вузлах (точках розгалуження окремих ділянок), споживання на окремих ділянках Q_{1-2}, Q_{2-3}, \dots і вузлах Q_1, Q_2, \dots . При цьому витрата на ділянці називається шляховою витратою, а у вузлі – вузловою.

Розрахункові витрати на окремих ділянках мережі називаються лінійними і позначаються q_{1-2}, q_{2-3} тощо (індекси позначають номери вузлів на початку і в кінці ділянки). Розрахунок полягає у визначенні діаметрів усіх ділянок і напорів у вузлових точках.

Порядок розрахунку тупикової мережі такий.

Попередньо вибирають головну магістраль, яка з'єднує початкову точку мережі 1 з кінцевою точкою, в яку найважче подати воду із заданою витратою і вільним напором. Це може бути найвіддаленіша від початку мережі точка з найвищою відміткою z та найбільшим водоспоживанням Q . Якщо для однієї точки всі ці умови не збігаються, то необхідно зробити порівняльні розрахунки.

Наприклад, вважаємо, що в точці 4 найбільше споживання води Q_4 і найбільша геодезична відмітка z_4 , однак точка 5 найвіддаленіша від початкової точки 1.

Знаходимо лінійні витрати для ділянок 3–4 і 3–5:

$$q_{3-4} = Q_4;$$

$$q_{3-5} = Q_5 + 0,55(q_0 l)_{3-5}.$$

Залежно від лінійних витрат визначаємо економічні діаметри відповідних ділянок (див. табл. 1.4), а потім – питомі опори S_0 для них (див. табл. 1.1 або 1.2). Необхідний напір у точці 3 для подачі води в точку 4:

$$H_{3(4)} = H_4 + h_{3-4} = (z + H_e)_4 + (S_0 q^2 l)_{3-4};$$

в точку 5:

$$H_{3(5)} = (z + H_e)_5 + (S_0 q^2 l)_{3-5}.$$

Порівнюючи два значення напору в точці 3, вибираємо більше. Якщо, наприклад, $H_{3(5)} > H_{3(4)}$, то основною є магістраль з напрямом 1–2–3–5 та остаточно приймаємо $H_3 = H_{3(5)}$.

Витрата на ділянці 2–3 основної магістралі:

$$q_{2-3} = Q_3 + Q_4 + Q_5 + (q_0 l)_{3-5} + 0,55(q_0 l)_{2-3}.$$

Далі, за аналогією з попереднім визначаємо діаметр ділянки і напір на її початку:

$$H_2 = H_3 + (S_0 q^2 l)_{2-3}.$$

Так само розраховуємо і ділянку 1–2. Вільний напір у початковій точці мережі

$$H_e = H_1 - z_1.$$

Якщо на початку основної магістралі споруджується водонапірна башта, то її розрахункова висота має дорівнювати H_e . Якщо ж у точці 1 встановлений насос, то тиск, який ним створюється,

$$p_1 = \rho g(H_1 - z_1). \quad (1.41)$$

Розрахунок гілок (розгалужень) мережі аналогічний розрахунку трубопроводу із заданими початковим і кінцевим напорами. Так, для ділянки 3 – 4 необхідний питомий опір:

$$S_0 = \frac{H_3 - H_4}{(q_0^2 l)_{3-4}}.$$

Залежно від значення S_0 (наприклад, за табл. 1.1) відшукується необхідний діаметр ділянки (найближчий більший).

Якщо розгалуження складається з кількох ділянок (наприклад, 2 – 7 – 8), то рекомендується, по-перше, визначити середній п'єзометричний похил:

$$i_{p, \text{ср}} = \frac{H_2 - H_8}{l_{2-7} + l_{7-8}}, \quad (1.41)$$

по-друге, орієнтовний напір у точці 7: $H_7 = H_2 - i_{p, \text{ср}} l_{2-7}$,

і необхідний питомий опір на ділянці 2 – 7:

$$S_{0_{2-7}} = \frac{H_2 - H_7}{(q_0^2 l)_{2-7}}.$$

Використовуючи дані табл. 1.1, за значенням S_0 знаходять діаметр ділянки і для нього уточнюють питомий опір, потім - напір у точці 7.

Розрахунок розгалужень 7 – 8 і 7 – 9 виконується аналогічно ділянці 3 – 4.

Якщо напір у початковій точці мережі заданий, то рекомендується виконувати розрахунок аналогічно розрахунку розгалуження 2 – 7 – 8 за середнім п'єзометричним похилом.

Наприклад, для основної магістралі 1 – 2 – 3 – 5:

$$i_p = \frac{H_1 - H_5}{l_{1-2} + l_{2-3} + l_{3-5}}.$$

Потім визначають орієнтовний напір у точці 2, діаметр ділянки 1 – 2, уточнене значення напору. Аналогічно обчислюють напір у точці 3 і діаметри ділянок 2 – 3 і 3 – 5.

Приклад. Розгалужена водопровідна мережа (рис. 1.17) характеризується такими даними: довжини ділянок $l_{1-2} = 300\text{м}$, $l_{2-3} = 250\text{м}$, $l_{2-4} = 200\text{м}$; геодезичні позначки $z_1 = 35\text{м}$, $z_2 = 34\text{м}$, $z_3 = 36\text{м}$, $z_4 = 35,5\text{м}$. Вузлові витрати: $Q_2 = 6\text{л/с}$,

$Q_3 = 10 \text{ л/с}$, $Q_4 = 11,5 \text{ л/с}$; питома шляхова витрата на ділянці 2–4 складає $q_0 = 0,02 \text{ л/с}\cdot\text{м}$. Вільний напір у вузлах має бути не менше $H_e \geq 16 \text{ м}$. Труби азбестоцементні. Визначити діаметри ділянок та напори в точках 1 і 2.

Розв'язання

Визначаємо розрахункові витрати на всіх ділянках:

$$q_{1-2} = Q_2 + Q_3 + Q_4 + (q_0 l)_{2-4} = 6 + 10 + 11,5 + (0,02 \cdot 200) = 31,5 \text{ л/с};$$

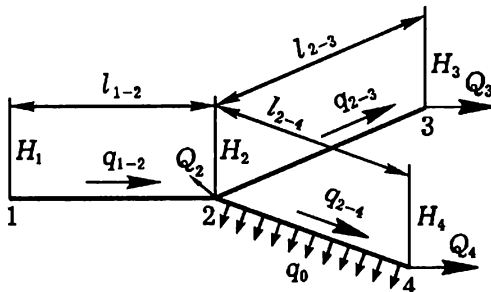


Рис. 1.17

$$q_{2-4} = Q_4 + 0,55(q_0 l)_{2-4} = 11,5 + 0,55 \cdot 0,02 \cdot 200 = 13,5 \text{ л/с};$$

$$q_{2-3} = Q_3 = 10 \text{ л/с}.$$

В залежності від матеріалу труби та витрати за табл. 1.4 приймаємо стандартні діаметри труб. Для ділянки 2–4:

$$D_{2-4} = 150 \text{ мм}, \quad D_{2-4p} = 141 \text{ мм}.$$

Уточнюємо середню швидкість:

$$V_{2-4} = \frac{4q_0}{\pi D_p^2} = \frac{4 \cdot 0,0135}{3,14 \cdot 0,141^2} = 0,855 \text{ м/с}.$$

За табл. 1.2 знаходимо питомий опір труби:

$$S_{0,2-4} = 32,3 \text{ с}^2/\text{м}^6.$$

Аналогічні розрахунки виконуємо для інших ділянок. Ділянка 1–2:

$$D_{1-2} = 250 \text{ мм}, \quad D_{1-2p} = 235 \text{ мм},$$

$$V_{1-2} = \frac{4 \cdot 0,0315}{3,14 \cdot 0,235^2} = 0,72 \text{ м/с},$$

$$S_{0,1-2} = 2,35 \text{ с}^2/\text{м}^6.$$

Ділянка 2–3:

$$D_{2-3} = 150 \text{ мм}, D_{2-3p} = 141 \text{ мм},$$

$$V_{2-3} = \frac{4 \cdot 0,010}{3,14 \cdot 0,141^2} = 0,64 \text{ м/с},$$

$$S_{0,3} = 33,9 \frac{\text{с}^2}{\text{м}^6}.$$

Для того, щоб визначити головну магістраль, знаходимо напір у точці 2 для подачі в точку 4:

$$H_{2(4)} = H_4 + (S_0 q^2 l)_{2-4} = (z_4 + H_*) + (S q^2 l)_{2-4};$$

$$H_{2(4)} = 35,5 + 16 + 32,3 \cdot 0,0135^2 \cdot 200 = 51,5 + 1,18 = 52,68 \text{ м}.$$

Визначаємо вільний напір у точці 2:

$$H_{2B} = H_2 - z_2 = 52,68 - 35,5 = 17,18 \text{ м} > 16,03 \text{ м}$$

(напір допустимий).

Визначаємо напір у точці 2 для подачі в точку 3:

$$H_{2(3)} = H_3 + (S_0 q^2 l)_{2-3} = (z_3 + H_*) + (S q^2 l)_{2-3};$$

$$H_{2(3)} = (36 + 16) + 33,9 \cdot 0,01^2 \cdot 250 = 52,0 + 0,84 = 52,84 \text{ м}.$$

Порівнюємо $H_{2(4)}$ та $H_{2(3)}$. Оскільки напір у точці 2 для подачі в точку 3 виявився більшим, ніж для подачі в точку 4, тобто $H_{2(4)} < H_{2(3)}$, то головною магістраллю буде напрямок 1–2–3 і $H_2 = H_{2(3)}$.

Визначаємо тепер напір у точці 1:

$$H_1 = H_2 + (S_0 q^2 l)_{1-2} = 52,84 + 2,35 \cdot 0,0315^2 \cdot 300 = 53,54 \text{ м}$$

Вільний напір у точці 1:

$$H_{1*} = H_1 - z_1 = 53,54 - 35,0 = 18,54 \text{ м} > 16,00 \text{ м} \text{ (напір допустимий).}$$

Уточнюємо напір у точці 4:

$$H_4 = H_2 - (S_0 q^2 l)_{2-4},$$

$$H_4 = 52,84 - 32,3 \cdot 0,0315^2 \cdot 200 = 52,84 - 1,177 = 51,66 \text{ м}.$$

Перевіряємо вільний напір у точці 4:

$$H_{4*} = H_4 - z_4 = 51,66 - 35,5 = 16,16 \text{ м} > 16,00 \text{ м} \text{ (напір допустимий).}$$

Визначення витрат, які надходять у кінцеві точки мережі. У цьому випадку задані довжини і діаметри ділянок, а також напори в точках 1, 3, 4 (рис. 1.18). Потрібно визначити витрати, які надходять у точки 3 і 4:

$$Q_3 = q_{2-3} \text{ і } Q_4 = q_{2-4}, \text{ загальну витрату з точки 1 } q_{1-2} \text{ і напір у точці 2 } H_2.$$

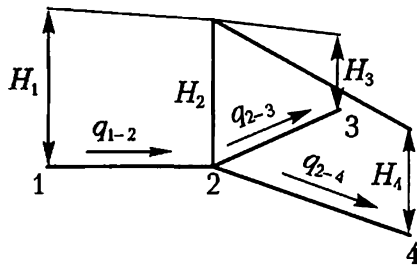


Рис. 1.18

Щоб визначити ці чотири невідомі величини, необхідно скласти і розв'язати систему рівнянь (попередньо вважаючи, що труби працюють у квадратичній області опору і питомі опори не залежать від швидкості):

$$\left. \begin{aligned} H_1 - H_2 &= (S_0 q^2 l)_{1-2} \\ H_2 - H_3 &= (S_0 q^2 l)_{2-3} \\ H_2 - H_4 &= (S_0 q^2 l)_{2-4} \\ q_{1-2} &= q_{2-3} + q_{2-4} \end{aligned} \right\} \quad (1.43)$$

Визначивши витрати q_{1-2} ; q_{2-3} ; q_{2-4} , слід уточнити швидкості на ділянках та питомі опори і, якщо необхідно, зробити перерахунки.

Приклад. Визначити витрати, що надходять у кінцеві точки водопровідної мережі (рис. 1.19), яка характеризується такими даними: геодезичні позначки $z_1 = 25\text{ м}$, $z_2 = 24\text{ м}$, $z_3 = 22\text{ м}$, $z_4 = 23\text{ м}$; довжини ділянок $l_{1-2} = 1000\text{ м}$, $l_{2-3} = 500\text{ м}$, $l_{2-4} = 350\text{ м}$. Висота водонапірної башти $h_6 = 23\text{ м}$. Вільні напори в точках 3 і 4 $H_3 = 12\text{ м}$. Діаметри ділянок $D_{1-2} = 300\text{ мм}$, $D_{2-3} = 200\text{ мм}$, $D_{2-4} = 150\text{ мм}$, труби азбестоцементні.

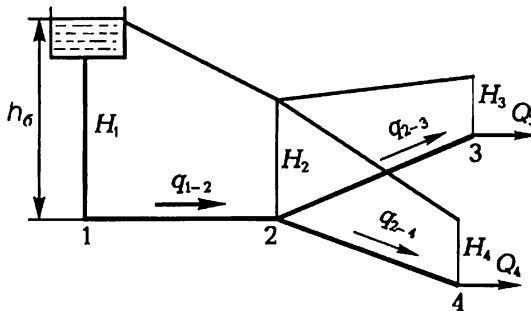


Рис. 1.19

Розв'язання

1. Визначасмо п'єзометричні напори в точках:

$$H_1 = h_6 + z_1 = 23 + 25 = 48 \text{ м};$$

$$H_3 = z_3 + H_6 = 22 + 12 = 34 \text{ м};$$

$$H_4 = z_4 + H_6 = 23 + 12 = 35 \text{ м}.$$

2. Складаємо систему рівнянь, що зв'язують напори в усіх точках мережі та витрати Q_3 і Q_4 :

$$\begin{cases} H_1 - H_2 = (S_0 q^2 l)_{1-2}; \\ H_2 - H_3 = (S_0 q^2 l)_{2-3}; \\ H_2 - H_4 = (S_0 q^2 l)_{2-4}; \\ q_{1-2} = Q_3 + Q_4, \end{cases}$$

де витрати

$$q_{2-3} = Q_3, \quad q_{2-4} = Q_4.$$

Задача розв'язується способом підбору. Задасмося різними значеннями напору H_2 . Підставляємо його в рівняння:

$$\left. \begin{aligned} q_{1-2} &= \sqrt{\frac{H_1 - H_2}{(S_0 l)_{1-2}}} \\ q_{2-3} &= \sqrt{\frac{H_2 - H_3}{(S_0 l)_{2-3}}} \\ q_{2-4} &= \sqrt{\frac{H_2 - H_4}{(S_0 l)_{2-4}}} \\ q_{1-2} &= Q_3 + Q_4 \end{aligned} \right\} (*)$$

Далі визначасмо таке значення напору H_2 , при якому:

$$q_{1-2} = Q_3 + Q_4.$$

3. За табл. 1.2 для азбестоцементних труб у залежності від діаметра при швидкості $V = 1,0 \text{ м/с}$ визначасмо питомі опори труб S_0 :

$$D_{1-2} = 300 \text{ мм}; \quad S_{0-2} = 0,91 \text{ с}^2 / \text{м}^6;$$

$$D_{2-3} = 200 \text{ мм}; \quad S_{2-3} = 7,9 \text{ с}^2 / \text{м}^6;$$

$$D_{2-4} = 150 \text{ мм}; \quad S_{0-4} = 31,5 \text{ с}^2 / \text{м}^6.$$

Приймасмо в першому наближенні напір $H_2 = 47 \text{ м}$. Підставляємо його в рівняння (*) та розв'язуємо систему.

$$q_{1-2} = \sqrt{\frac{48-47}{0,91 \cdot 1000}} = 0,03315 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{2-3} = \sqrt{\frac{47-34}{7,9 \cdot 500}} = 0,05737 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{2-4} = \sqrt{\frac{47-35}{31,5 \cdot 350}} = 0,03300 \text{ м}^3/\text{с}.$$

$$q_{2-3} + q_{2-4} = 0,05737 + 0,0330 = 0,09036 \text{ м}^3/\text{с} > q_{1-2} = 0,03315 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Це значення напору $H_2 = 47 \text{ м}$ - не підходить. В другому наближенні приймаємо $H_2 = 46 \text{ м}$. Виконуємо аналогічні розрахунки:

$$q_{1-2} = \sqrt{\frac{48-46}{0,91 \cdot 1000}} = 0,0469 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{2-3} = \sqrt{\frac{46-34}{7,9 \cdot 500}} = 0,0551 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{2-4} = \sqrt{\frac{46-35}{31,5 \cdot 350}} = 0,0316 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Порівнюємо:

$$q_{2-3} + q_{2-4} \text{ та } q_{1-2}$$

$$q_{2-3} + q_{2-4} = 0,0867 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{1-2} = 0,0469 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Оскільки $q_{1-2} < q_{2-3} + q_{2-4}$, то напір $H_2 = 46 \text{ м}$ також не підходить.

Приймаємо в третьому наближенні $H_2 = 43 \text{ м}$

$$q_{1-2} = \sqrt{\frac{48-43}{0,91 \cdot 1000}} = 0,0741 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{2-3} = \sqrt{\frac{43-34}{7,9 \cdot 500}} = 0,0477 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{2-4} = \sqrt{\frac{43-35}{31,5 \cdot 350}} = 0,0269 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Знову порівнюємо:

$$q_{2-3} + q_{2-4} = 0,0746 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{1-2} = 0,0741 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Оскільки $q_{1-2} \cong q_{2-3} + q_{2-4}$, то приймаємо напір у точці 2 $H_2 = 43,0 \text{ м}$.

5. Уточнюємо середні швидкості на всіх ділянках з урахуванням отриманих витрат:

$$V_{1-2} = \frac{4q_{1-2}}{\pi D_{1-2}^2} = \frac{4 \cdot 0,0741}{3,14 \cdot 0,3^2} = 1,04 \text{ м/с};$$

$$V_{2-3} = \frac{4 \cdot 0,0477}{3,14 \cdot 0,2^2} = 1,52 \text{ м/с};$$

$$V_{2-4} = \frac{4 \cdot 0,0269}{3,14 \cdot 0,15^2} = 1,52 \text{ м/с}.$$

Оскільки на ділянках 2–3 і 2–4 швидкості змінилися, вийшли більше, ніж $1,0 \text{ м/с}$, то потрібно уточнити питомі опори труб S_0 з урахуванням нових швидкостей. За таблицею 1.2:

$$S_{0_{2-3}} = 7,46 \text{ с}^2/\text{м}^6;$$

$$S_{0_{2-4}} = 29,7 \text{ с}^2/\text{м}^6.$$

З урахуванням нових значень S_0 перераховуємо витрати. Уточнюємо напір у точці 2, $H_2 = 42,8 \text{ м}$:

$$q_{1-2} = \sqrt{\frac{48 - 42,8}{0,91 \cdot 1000}} = 0,0756 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{2-3} = \sqrt{\frac{42,8 - 34}{7,46 \cdot 500}} = 0,0485 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$q_{2-4} = \sqrt{\frac{42,8 - 35}{29,7 \cdot 350}} = 0,0273 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Оскільки $q_{1-2} \approx q_{2-3} + q_{2-4}$, то остаточно приймаємо $H_2 = 42,8 \text{ м}$. При цьому напорі витрати, що поступають у кінцеві точки мережі будуть:

$$q_{2-3} = Q_3 = 48,5 \text{ л/с};$$

$$q_{2-4} = Q_4 = 27,3 \text{ л/с}.$$

Водопостачання об'єктів з двох резервуарів. Вода подається споживачеві в точку 3 з двох резервуарів, розмішених у точках 1 і 2 (рис. 1.20). Необхідно встановити умови роботи резервуарів 1 і 2 та трубопроводів 1–3 і 2–3 при різних водопостачаннях у точці 3. Можливі кілька випадків.

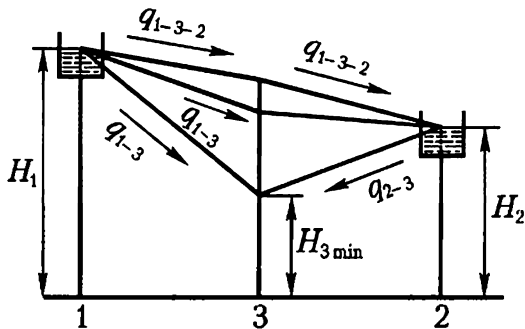


Рис. 1.20

1. Максимальний забір води в точці 3 можна визначити, якщо заданий мінімальний напір у цій точці $H_{3\min}$, із залежності:

$$Q_{3\min} = q_{1-3} + q_{2-3}, \quad (1.44)$$

де

$$q_{1-3} = \sqrt{\frac{H_1 - H_{3\min}}{(S_0 l)_{1-3}}};$$

$$q_{2-3} = \sqrt{\frac{H_2 - H_{3\min}}{(S_0 l)_{2-3}}}.$$

2. Якщо $H_{3\min} < H_3 < H_2$, вода подається в точку 3 з двох резервуарів з витратою $Q_3 < Q_{3\max}$. Цей випадок можливий, коли засувка у споживача в точці 3 частково зачинена і напір відповідно підвищений.

3. У разі подальшого закриття засувки в точці 3 напір у ній може дорівнювати напіру в точці 2 ($H_3 = H_2$). При цьому резервуар 2 виключається з роботи, а вода подається в точку 3 тільки з резервуара 1 з витратою:

$$Q_3 = q_{1-3} = \sqrt{\frac{H_1 - H_2}{(S_0 l)_{1-3}}},$$

4. При ще більшому закритті засувки і напорі $H_3 > H_2$ резервуар 2, як і досі, не працює, вода подається з резервуара 1 у точку 3 з витратою:

$$Q_3 = \sqrt{\frac{H_1 - H_3}{(S_0 l)_{1-3}}} - \sqrt{\frac{H_3 - H_2}{(S_0 l)_{3-2}}},$$

а також частково в резервуар 2 для його наповнення з витратою

$$q_{2-3} = \sqrt{\frac{H_3 - H_2}{(S_0 l)_{3-2}}}.$$

5. Якщо засувка у точці 3 повністю зачинена, то забір води припиниться, а резервуар 1 живитиме резервуар 2. Витрата, яка подається в нього, визначиться з рівнянь:

$$q_{1-3-2} = \sqrt{\frac{H_1 - H'_3}{(S_0 l)_{1-3}}}, \quad q_{1-3-2} = \sqrt{\frac{H'_3 - H_2}{(S_0 l)_{3-2}}},$$

Звідси:

$$\frac{H_1 - H'_3}{(S_0 l)_{1-3}} = \frac{H'_3 - H_2}{(S_0 l)_{3-2}}. \quad (1.45)$$

Визначивши з рівняння (1.45) напір H'_3 у точці 3, який відповідає припиненню забору води в цій точці, можна знайти витрату q_{1-3-2} , яка надходить з резервуара 1 до резервуара 2. Отже, в разі відсутності водопостачання в точці 3 або при $Q_3 < \sqrt{\frac{H_1 - H_2}{(S_0 l)_{1-3}}}$ резервуар 1 живитиме

резервуар 2, в якому утворюється запас води. Якщо $Q_3 > \sqrt{\frac{H_1 - H_2}{(S_0 l)_{1-3}}}$, цей

запас використовується, і обидва резервуари живлять точку 3. Розподіл витрат залежно від напору H_3 в точці 3 показаний на рис. 1.21. Аналогічно розраховують водопостачання з трьох і більше резервуарів.

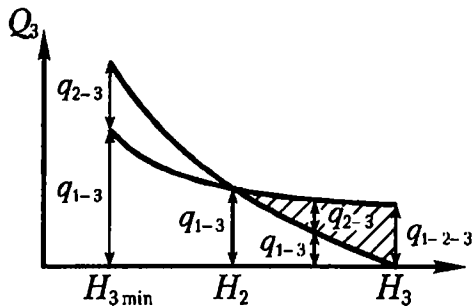


Рис. 1.21

1.7. Розрахунок кільцевих водопровідних мереж

Кільцеві водопровідні мережі є системою замкнених, суміжних кілець – контурів (рис. 1.22). Такі мережі надійніші, ніж тупикові, оскільки в разі виходу з ладу будь-якої ділянки подачу води у вузлові точки можна забезпечити по інших ділянках (хоч і дещо меншу кількість і з меншим вільним напором). Крім того, в кільцевій мережі при різному споживанні води у вузлових точках у різні години на добу можливий рух води по деяких ділянках у різних напрямках, тобто оптимальне використання цих ділянок протягом доби, що є неможливим у тупикових водопровідних мережах.

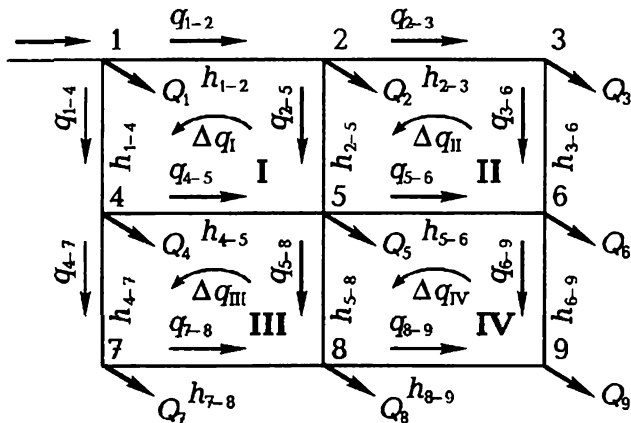


Рис. 1.22

Підготовка мережі до розрахунку та її ув'язка. У кільцевих мережах, на відміну від тупикових, заздалегідь невідомі величини і напрями лінійних витрат, тому при їх розрахунку кількість невідомих значно більша, а сам розрахунок важчий. Звичайно задають довжини всіх ділянок l , геодезичні відмітки вузлових точок z , вільні напори H_g , питомі шляхові витрати q_0 , зосереджені витрати у вузлах Q' , загальну витрату, яка надходить у мережу:

$$Q = \sum q_0 l + \sum Q'.$$

Порядок розрахунку такий.

1. Обчислення шляхових витрат для всіх ділянок:

$$Q_{1-2} = (q_0 l)_{1-2},$$

$$Q_{2-3} = (q_0 l)_{2-3}$$

тощо.

2. Знаходження вузлових витрат у кожному вузлі; розрахункова вузлова витрата складається із зосередженої витрати у вузлі Q' і півсуми шляхових витрат на ділянках, які примикають до даного вузла (див. п.1.5). Наприклад, для вузла 1:

$$Q_1 = Q' + \frac{Q_{1-2} + Q_{1-4}}{2},$$

для вузла 2 (за відсутності зосередженої витрати):

$$Q_2 = \frac{Q_{1-2} + Q_{2-3} + Q_{2-5}}{2}.$$

3. Попереднє призначення величини і напрямку лінійних витрат q на кожній ділянці мережі. При цьому необхідно дотримуватися принципу подачі води найкоротшим шляхом у найвіддаленіші точки мережі. Сума витрат, які надходять до кожного вузла, дорівнює сумі витрат, які відходять від нього, включаючи вузлову витрату. Умовно взявши витрати, які надходять, додатними, а витрати, які відходять, – від'ємними, вважатимемо для кожного вузла

$$\sum q = 0 \quad (1.46)$$

(наприклад, для вузла 1: $Q - Q_1 - q_{1-2} - q_{1-4} = 0$,

для вузла 5: $q_{2-5} + q_{4-5} - Q_5 - q_{5-6} - q_{5-8} = 0$).

4. Визначення діаметрів ділянок за табл. 1.4 з урахуванням намічених лінійних витрат.

5. Безпосередньо гідравлічний розрахунок (ув'язка) мережі, який полягає у визначенні дійсних лінійних витрат на ділянках і п'єзометричних напорів у вузлах. Виходячи з умов руху води на паралельних ділянках трубопроводу (підрозд. 1.3), можна встановити, що в кожному кільці втрати напору на ділянках з рухом води за годинниковою стрілкою мають дорівнювати втратам напору на ділянках з рухом води проти годинникової стрілки. Умовно вважаючи перші втрати напору додатними, а другі – від'ємними для кожного кільця знайдемо:

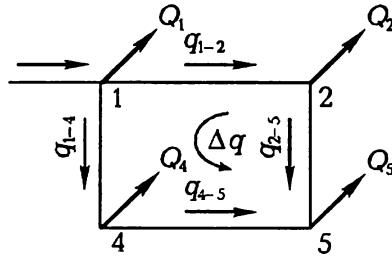


Рис. 1.23

$$\sum h_i = 0, \quad (1.47)$$

або в окремому випадку для кільця 1 (рис. 1.23):

$$h_{1-2} + h_{2-5} - h_{1-4} - h_{4-5} = 0.$$

Однак, зважаючи на суб'єктивність попереднього призначення лінійних витрат і округлення вибраних діаметрів трубопроводів до стандартних, досягти такої умови відразу не можна, і тому:

$$\sum h_i = \Delta h \leq 0, \quad (1.48)$$

де Δh – нев'язка втрат напору в кільці.

Оскільки втрати напору на кожній ділянці згідно з (1.10)

$$h_i = S_0 q^2 l, \quad (1.49)$$

а довжини ділянок l сталі, і майже не змінюються питомі опори S_0 (у першому наближенні вважатимемо, що труби працюють у квадратичній області опору), то ув'язку мережі можна здійснити практично за рахунок уточнення лінійних витрат на ділянках.

Розглянемо ув'язку за методом В.Г.Лобачова. Зміст його полягає в тому, що якщо додатні втрати напору в кільці більші за від'ємні ($\Delta h > 0$), то слід зменшити лінійні витрати на ділянках з рухом води за годинниковою

стрілкою на величину поправочної витрати Δq , і для збереження балансу витрат у вузлах (1.46) на ділянках з рухом води проти годинникової стрілки збільшити лінійні витрати на таку саму величину Δq . Це рівносильне пропусканню по всьому кільцю поправочної витрати проти годинникової стрілки.

подамо формулу (1.49) у вигляді

$$h_i = S q^2, \quad (1.50)$$

де S – опір ділянки трубопроводу, $S = S_0 l$.

Беручи до уваги викладене, визначимо, наприклад, поправочну витрату для кільця 1 (рис. 1.23). Рівняння (1.47) з урахуванням формули (1.50) подамо у вигляді:

$$S_{1-2}(q_{1-2} - \Delta q)^2 + S_{2-5}(q_{2-5} - \Delta q)^2 - S_{1-4}(q_{1-4} + \Delta q)^2 - S_{4-5}(q_{4-5} + \Delta q)^2 = 0.$$

Піднесемо вирази у дужках до квадрата і, нехтуючи величинами $(\Delta q)^2$ внаслідок малого їх значення порівняно з величинами $q^2 \pm 2q\Delta q$, здобудемо:

$$S_{1-2}q_{1-2}^2 + S_{2-5}q_{2-5}^2 - S_{1-4}q_{1-4}^2 - S_{4-5}q_{4-5}^2 - 2(S_{1-2}q_{1-2} + S_{2-5}q_{2-5} + S_{1-4}q_{1-4} + S_{4-5}q_{4-5})\Delta q = 0,$$

або, маючи на увазі, що алгебраїчна сума виразів типу Sq^2 є нев'язкою Δh при попередньому розподілі витрат, запишемо:

$$\Delta h - 2\Delta q \sum S q = 0,$$

Звідси:

$$\Delta q = \frac{\Delta h}{2 \sum S q}. \quad (1.50)$$

Якщо $\Delta h > 0$, поправочну витрату Δq слід спрямовувати проти годинникової стрілки. Якщо $\Delta h < 0$ – за годинниковою стрілкою.

Виправляючи відповідні лінійні витрати на величину Δq , можна легко ув'язати однокільцеву мережу. Оскільки водопровідна мережа складається з кількох кілець, то на всіх суміжних ділянках буде по дві поправочні витрати, які обчислені для кожного кільця. Це ускладнює розрахунок, оскільки поправочна витрата, зменшуючи нев'язку в одному кільці, може збільшувати її у сусідньому, і тому розрахунок складається з ряду послідовних наближень. На практиці нев'язки витрат напору по окремих кільцях доводять до 0,3...0,5 м, і, крім того, перевіряють нев'язку по всьому

контуру мережі. Ця нев'язка має бути не більшою за $1 \dots 1,5$ м. Наприклад, для мережі, показаної на рис. 1.22, необхідно дотримуватися умови:

$$h_{1-2} + h_{2-3} + h_{3-6} + h_{6-9} - h_{1-4} - h_{4-7} - h_{7-8} - h_{8-9} \leq \pm(1 \dots 1,5) \text{ м.}$$

При кожному виправленні витрат змінюється швидкість і, відповідно, відносно незначно питомий опір трубопроводу. Його звичайно враховують у кінці розрахунку після остаточного виправлення витрати.

Якщо відомий необхідний напір у найвіддаленішій точці мережі, то, додаючи до нього послідовно втрати напору, підраховані за уточненими витратами, можна знайти п'єзометричні та вільні напори в кожній точці мережі, у тому числі й на її початку.

Необхідний напір у точці 1 можна визначити з урахуванням середньої втрати напору від точки 1 до точки 9, наприклад, по трьох напрямках:

$$H_1 = H_9 + \frac{h_{1-2-3-6-9} + h_{1-2-5-8-9} + h_{1-4-7-8-9}}{3}.$$

Приклад. Визначити діаметри ділянок горизонтальної двокільцевої водопровідної мережі (рис. 1.24) та знайти лінійні витрати, напори у вузлових точках мережі, якщо довжини ділянок $l_{1-2} = l_{3-4} = l_{5-6} = 300 \text{ м}$, $l_{1-3} = l_{2-4} = 500 \text{ м}$, $l_{3-5} = l_{4-6} = 200 \text{ м}$; питома шляхова витрата на всіх ділянках $q_0 = 0,01 \text{ л/с}\cdot\text{м}$; зосереджені витрати у вузлах $Q'_2 = 12 \text{ л/с}$, $Q'_6 = 12 \text{ л/с}$; п'єзометричний напір у точці 6 $H_6 = 20 \text{ м}$. Труби сталеві.

Розв'язання

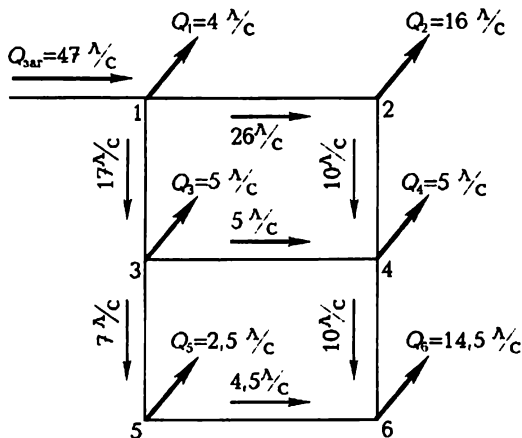


Рис. 1.24

1. Визначаємо шляхові витрати на всіх ділянках:

$$Q_{1-2} = Q_{3-4} = Q_{5-6} = q_0 l_{1-2} = 0,01 \cdot 300 = 3 \text{ л/с};$$

$$Q_{1-3} = Q_{2-4} = q_0 l_{1-3} = 0,01 \cdot 500 = 5 \text{ л/с};$$

$$Q_{3-5} = Q_{4-6} = q_0 l_{3-5} = 0,01 \cdot 200 = 2 \text{ л/с}.$$

2. Знаходимо вузлові витрати:

$$Q_1 = 0,5(Q_{1-2} + Q_{1-3}) = 0,5(3 + 5) = 4 \text{ л/с};$$

$$Q_2 = Q_2' + 0,5(Q_{1-2} + Q_{2-4}) = 12 + 0,5(3 + 5) = 16 \text{ л/с};$$

$$Q_3 = 0,5(Q_{1-3} + Q_{3-4} + Q_{3-5}) = 0,5(5 + 3 + 2) = 5 \text{ л/с};$$

$$Q_4 = 0,5(Q_{2-4} + Q_{3-4} + Q_{4-6}) = 0,5(5 + 3 + 2) = 5 \text{ л/с};$$

$$Q_5 = 0,5(Q_{3-5} + Q_{5-6}) = 0,5(2 + 3) = 2,5 \text{ л/с};$$

$$Q_6 = Q_6' + 0,5(Q_{4-6} + Q_{5-6}) = 12 + 0,5(2 + 3) = 14,5 \text{ л/с}.$$

Загальна витрата, що поступає до двокільцевої водопровідної мережі:

$$Q_{\text{вх}} = \sum Q = 4 + 16 + 5 + 5 + 2,5 + 14,5 = 47 \text{ л/с}.$$

3. Призначаємо лінійні витрати на ділянках мережі (ці витрати показані на схемі);

4. За таблицею 1.4, в залежності від матеріалу труби та витрати, приймаємо стандартні діаметри труб.

Всі дані зводимо в таблицю 1.5.

5. Виконуємо гідравлічний розрахунок водопровідної мережі згідно з рекомендаціями.

Дані розрахунків показують, що після третього виправлення нев'язка в обох кільцях стала менше допустимою ($\Delta h \leq 0,5 \text{ м}$). Наведена поправка за рахунок швидкості на ділянках не призвела до суттєвої зміни втрат напору в кільцях.

6. Визначаємо нев'язку по всьому контуру мережі:

$$\begin{aligned} \Delta h &= h_{1-2} + h_{2-4} + h_{4-6} - h_{1-3} - h_{3-5} - h_{5-6} = \\ &= 3,76 + 6,27 + 2,79 - 5,41 - 2,28 - 4,33 = 0,7 \text{ м}; \end{aligned}$$

$$\Delta h = 0,7 < 1,5 \text{ м}.$$

Таким чином, нев'язка вийшла менше допустимою.

7. Визначаємо п'єзометричні напори у вузлах. Додаючи до п'єзометричного напору в точці 6 послідовно втрати напору, можна знайти п'єзометричні напори в усіх точках:

$$H_5 = H_6 + h_{5-6} = 20 + 4,33 = 24,33 \text{ м};$$

$$H_4 = H_6 + h_{4-6} = 20 + 2,79 = 22,79 \text{ м};$$

$$H_2 = H_4 + h_{2-4} = 22,79 + 6,27 = 29,06 \text{ м};$$

$$H_3 = H_5 + h_{3-5} = 24,33 + 2,38 = 26,71 \text{ м};$$

$$H_1 = H_6 + \frac{h_{1-2-4-6} + h_{1-3-5-6} + h_{1-3-4-6}}{3} =$$

$$= 20 + \frac{3,76 + 6,27 + 2,79 + 5,41 + 2,38 + 4,33 + 5,41 + 4,26 + 2,79}{3} =$$

$$= 20 + 12,47 = 32,47 \text{ м}.$$

Застосування ЕОМ та обчислювальних машин для гідравлічного розрахунку водопровідних мереж. Розрахунки водопровідних мереж досить громіздкі, особливо при безпосередній ув'язці мережі. Їх можна виконувати за допомогою ЕОМ.



Рис. 1.25

Для ув'язки мережі на ЕОМ запропоновано багато методів, розроблені алгоритми і програми, які здебільшого базуються на методі В.Г.Лобачова або на його різновидах.

Таблица 1.5

№ к-лещь	№ д-лянк	Дов-жна на I, м.	Поперелій розподіл витрат						I-е Виправлення				
			q %	D мм	V %	S г/м ³	S = S ₀ ^d	h = Sq ² (м)	Sq	Δq %	q %	h = Sq ² (м)	Sq
I	1-2	300	26	175	1,15	20,9	6284	+4,24	163,4	-1,17	24,83	+3,87	156
	2-4	500	10	100	0,98	178	89095	+8,91	890,9	-1,17	8,83	+6,95	786,7
	1-3	500	17	150	0,87	32	15964	-4,61	271,4	+1,17	18,17	-5,27	290,0
	3-4	300	5	80	0,705	495	148458	-3,71	742,3	+1,17- 0,596=	5,574	-4,61	827,5
			$\Delta h = +4,81$ 2068						$\Delta h = +0,94$ 2060				
			$\Delta q_1 = \frac{-\Delta h}{2 \sum Sq} = \frac{-4,81 \cdot 10^3}{2 \cdot 2068} = -1,17 \text{ \%/c}$						$\Delta q = \frac{0,94 \cdot 10^3}{2 \cdot 2060} = -0,228 \text{ \%/c}$				
II	3-4	300	5	80	0,705	495	148458	+3,71	742,3	+1,17- 0,596=	5,574	+4,61	827,5
	4-6	200	10	100	0,98	178	35600	+3,56	356	-0,596	9,404	+3,15	335,0
	3-5	200	7	100	0,69	188	37600	-1,84	263,2	+0,596	7,596	-2,17	285,6
	5-6	300	4,5	80	0,64	495	148500	-3,01	688,2	+0,596	5,096	-3,86	756,76
			$\Delta h = +2,42$ 2029,7						$\Delta h = +1,73$ 2204,6				
			$\Delta q_{II} = \frac{-2,42 \cdot 10^3}{2 \cdot 2029,7} = -0,596 \text{ \%/c}$						$\Delta q_{II} = \frac{-1,73 \cdot 10^3}{2 \cdot 2204,6} = -0,392 \text{ \%/c}$				

Продовження таблиці 1.5

№ кі- лець	№ ді- ляч- ки	II – виправлення			III – виправлення			Поправка на швидкість		
		Δq п/с	q п/с	$h = Sq^2$ (м)	Δq п/с	q п/с	$h = Sq^2$ (м)	V %/с	$S = S_0 l$	$h = Sq^2$ (м)
I	1-2	+0,228-	24,602	+3,80	154,6	-0,158	24,444	+3,75	6302	+3,76
	2-4	-0,228	8,602	+6,59	766,4	-0,158	8,444	+6,35	88000	+6,27
	1-3	+0,228	18,40	-5,41	293,7	+0,158	18,558	-5,50	15700	-5,41
	3-4	+0,228-	5,41	-4,35	803,2	+0,158-	5,485	-4,47	141650	-4,26
		0,392=-				0,0826=-				
		-0,164				-0,0754				
		$\Delta h = +0,638$			$\Delta h = +0,13$			$\Delta h = +0,36$ м (допустимо)		
		$\Delta q_1 = \frac{-0,638 \cdot 10^3}{2 \cdot 2017,9} = -0,158$ п/с								
II	3-4	+0,228-	5,41	+4,35	803,2	+0,158-	5,485	+4,47	141650	+4,26
		0,392=				0,0826=				
		-0,164				-0,0754				
	4-6	-0,392	9,012	+2,89	320,8	-0,0826	8,929	+2,84	35000	+2,79
	3-5	+0,392	7,988	-2,40	300,4	+0,0826	8,071	-2,45	36534	-2,38
	5-6	+0,392	5,488	-4,47	815	+0,0826	5,571	-4,608	140000	-4,33
				$\Delta h = +0,37$	2239,3			$\Delta h = +0,25$		$\Delta h = +0,34$ м
		$\Delta q_{II} = \frac{-0,37 \cdot 10^3}{2 \cdot 2239,5} = -0,0826$ п/с								

При розрахунках вважаються заданими конфігурація мережі, вузлові витрати, діаметри труб, опори ділянок мережі, геодезичні відмітки та вільні напори в характерних точках. В інших випадках в окремих вузлах можуть бути задані не витрати, а напори (таким вузлам відповідають резервуари із заданими відмітками поверхні води). Всі ці дані вводять до машини.

Попередньо намічені лінійні витрати задовольняють рівнянням балансу витрат у вузлах (1.46), однак звичайно вони не задовольняють умовам рівності нулю алгебраїчної суми витрат напору в кожному кільці (1.48). В результаті в кожному кільці виникає нев'язка, яку можна усунути введенням поправочної витрати Δq згідно із залежністю (1.51). При цьому умова (1.46) не порушується.

Розрахунки виконують на ЕОМ і виправляють лінійні витрати на величину Δq . Потім процес повторюють доти, поки здобуті нев'язки Δh у кожному кільці не стануть допустимими або меншими від них. Поправка на зміну швидкості може бути введена за кожної зміни витрати (програма повинна враховувати залежність $S_0 = f(D, V)$). На рис. 1.25 показаний можливий алгоритм гідравлічного розрахунку кільцевої мережі за методом В.Г.Лобачова.

Деякі різновиди програм передбачають також попередній розподіл на ЕОМ лінійних витрат на ділянках (блок 1). Це ускладнює програму і здебільшого цю її частину виконують ручним способом, а машинні операції починаються з блока 2.

Якщо окремим вузлам відповідають резервуари із заданими відмітками води, то в задачі визначають вузлові витрати в резервуар або з резервуара.

1.8. Гідравлічний удар у трубах

Основні поняття. Гідравлічним ударом називають зміну (підвищення або зниження) тиску в трубопроводі в разі різкої зміни швидкості руху.

Підвищення тиску під час гідравлічного удару може бути настільки великим, що це призведе до розриву трубопроводу.

Вивчення удару розпочалося у зв'язку з частими аваріями на мережах Московського водопроводу в кінці XIX ст. Причини аварій вивчав російський вчений М.Є.Жуковський, який і розробив теорію гідравлічного удару.

При різкому зачиненні засувки рух рідини в трубопроводі зменшується до нуля, і кінетична енергія потоку переходить у потенціальну, що призводить до різкого збільшення тиску.

Чим більша довжина труби, тим більші маса рідини і величина кінетичної енергії, і тим більшим буде зростання тиску.

Якщо в трубопроводі, по якому протікає вода (рис. 1.26), різко закрити засувку, то рух рідини припиниться спочатку не в усій трубі, а тільки безпосередньо перед засувкою. Це можливо тому, що завдяки пружним властивостям рідини та матеріалу труби рідина трохи стискується, а труба розширюється.

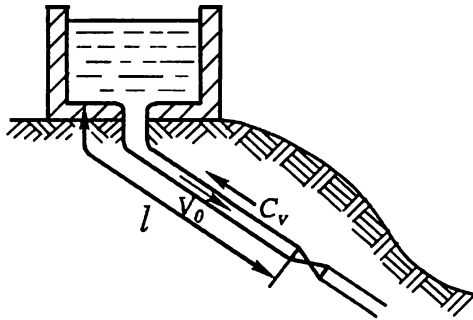


Рис. 1.26

Далі збільшення тиску швидко поширюється по трубопроводу від засувки до резервуара.

Швидкість поширення підвищення тиску називається швидкістю ударної хвилі C_v . Після того, як в усій трубі тиск підвищиться, рідина почне виходити із зони підвищеного тиску назад у резервуар, і тиск у трубі знижуватиметься. Потім у зону зниженого тиску знову піде рідина з резервуара і тиск знову підвищиться. Внаслідок пружних властивостей рідини й стінок труби цей процес поступово затухає (рис. 1.27). Найнебезпечнішим є перше підвищення тиску.

Ударна хвиля пройде по всьому трубопроводу за час $\frac{l}{C_v}$. Час одного циклу, який включає підвищення і зниження тиску, називається фазою удару T . Фазу удару визначають за формулою

$$T = \frac{2l}{C_v}. \quad (1.52)$$

Якщо час закриття засувки менший або дорівнює фазі удару T ($t_3 \leq T$), то удар називається прямим.

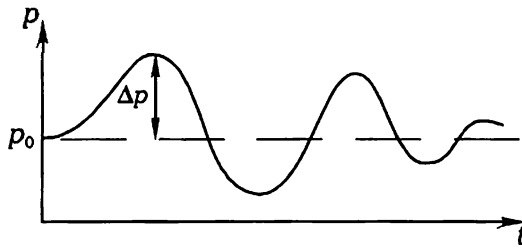


Рис. 1.27

Якщо $t_3 > T$, за час підвищення і зниження тиску засувка ще не буде закритою, рух рідини в трубі не припиниться і не вся кінетична енергія перейде в потенціальну, тобто підвищення буде меншим, ніж при прямому ударі. Такий удар називається непрямим.

Удар може виникати і в разі раптового зупинення насоса, який подає воду по нагнітальному трубопроводу в резервуар (рис. 1.28).

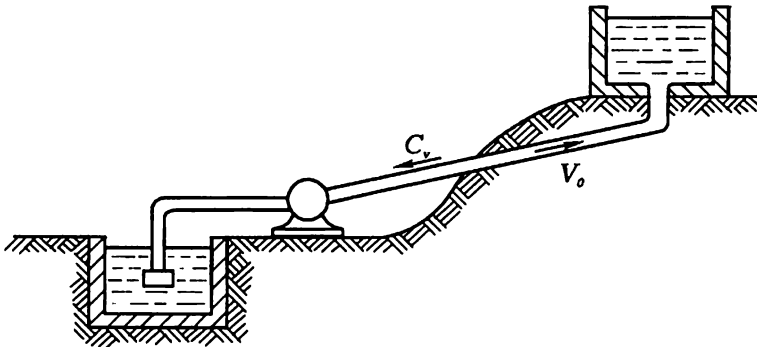


Рис. 1.28

Після ввімкнення насоса рідина за інерцією деякий час рухатиметься, і в трубопроводі тиск зменшиться (безпосередньо біля насоса). Потім починається зворотний рух води з резервуара в область зниженого тиску в трубопроводі, і тиск підвищиться, як це було при прямому ударі (рис. 1.29).

З цього видно, що характеристики руху рідини при гідравлічному ударі змінюються з часом. Отже, удар належить до категорії неусталеного руху.

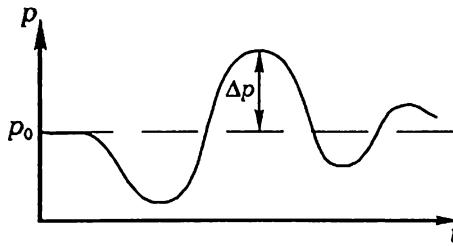


Рис. 1.29

Прямий удар. Швидкість ударної хвилі. Розглянемо гідравлічний удар у трубопроводі при миттєвому закритті засувки в кінці трубопроводу (рис. 1.30).

За нескінченно малий відрізок часу dt після закриття засувки рух рідини припиниться на відстані $C_v dt$ від засувки. На цій нескінченно малій ділянці трубопроводу виникне підвищення тиску на величину Δp , яку можна визначити за законом зміни кількості руху.

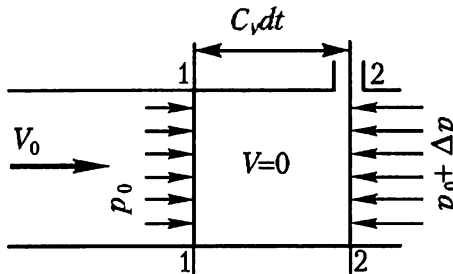


Рис. 1.30

Кількість руху в об'ємі між перерізами 1-1 і 2-2 до закриття засувки була:

$$K.P = \rho \omega C_v dt V_0,$$

де ω – площа перерізу труби; V_0 – швидкість руху рідини в трубі до закриття засувки.

Після закриття засувки рух припинився, швидкість зменшилася до нуля ($V = 0$), тобто в цьому разі зміна кількості руху дорівнює початковій кількості руху. Ця зміна має дорівнювати імпульсу сил, що діють.

У перерізі 1–1 тиск ще не підвищився, його значення дорівнює p_0 , а в перерізі 2–2 тиск підвищився до значення $p_0 + \Delta p$.

Імпульс сил тиску на розглядуваний об'єм:

$$I.C = (p_0 + \Delta p)\omega dt - p_0\omega dt = \Delta p\omega dt.$$

Привіряємо імпульс сил і значення кількості руху і отримаємо

$$\rho\omega C_v dt V_0 = \Delta p\omega dt,$$

Звідки:

$$\Delta p = \rho V_0 C_v. \quad (1.53)$$

Це формула Жуковського для визначення підвищення тиску при прямому ударі.

Гідралічний удар може також характеризуватися підвищенням напору:

$$\Delta H = \frac{\Delta p}{\rho g} = \frac{V_0 C_v}{g}. \quad (1.54)$$

Швидкість поширення ударної хвилі визначимо з умови збереження маси рідини при ударі. До удару між перерізами 1–1 і 2–2 маса рідини була

$$\rho\omega C_v dt.$$

За час dt після закриття засувки в результаті деякого стиснення рідини (збільшення густини) і розширення труби між перерізами 1–1 і 2–2 нагромадилася рідина масою

$$(\rho + d\rho)(\omega + d\omega)C_v dt.$$

Це сталося тому, що після закриття засувки маса рідини, яка надійшла раніше, вже не виходила з цього об'єму, а через переріз 1–1 до нього надійшла додаткова маса $\rho\omega V_0 dt$.

Звідси умова збереження маси при гідралічному ударі:

$$\rho\omega V_0 dt = (\rho + d\rho)(\omega + d\omega)C_v dt - \rho\omega C_v dt.$$

Скорочуючи на dt і нехтуючи нескінченно малою величиною другого порядку, маємо:

$$\rho\omega V_0 = \rho d\omega C_v + d\rho\omega C_v = C_v(\rho d\omega + \omega d\rho). \quad (1.55)$$

Це закон збереження маси при гідралічному ударі, звідки:

$$C_v = \frac{V_0 \rho \omega}{\rho d\omega + d\rho \omega} = \frac{V_0}{\frac{d\omega}{\omega} + \frac{d\rho}{\rho}}. \quad (1.56)$$

Отже, C_V залежить від деформації труби і стиснення рідини, які характеризуються пружними властивостями матеріалу труби й рідини.

Запишемо вираз для відносної деформації площі труби:

$$\frac{d\omega}{\omega} = \frac{d\left(\frac{\pi D^2}{4}\right)}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{dD^2}{D^2} = \frac{2dD}{D}. \quad (1.57)$$

З механіки пружних тіл відомо, що відносну деформацію можна виразити залежно від розтягуючого напруження в матеріалі труби $\Delta\sigma$ і модуля його пружності E_{mp} за законом Гука:

$$\frac{dD}{D} = \frac{\Delta\sigma}{E_{mp}}. \quad (1.58)$$

Напруження $\Delta\sigma$, спричинені ударною хвилею в стінках труби, визначаються як відношення сили, що діє на проекцію криволінійної поверхні (див. „Вступ”) $\Delta p D l$, до площі стінок $2\delta l$:

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta p D l}{2\delta l} = \frac{\Delta p D}{2\delta}, \quad (1.59)$$

δ – товщина стінок труби.

З урахуванням залежності (1.58) і (1.59) вираз (1.57) набуває вигляду:

$$\frac{d\omega}{\omega} = \frac{2dD}{D} = \frac{2\Delta p D}{2\delta E_{mp}} = \frac{\Delta p D}{\delta E_{mp}}. \quad (1.60)$$

Відносна зміна густини $\frac{d\rho}{\rho}$ залежить від підвищення тиску Δp і модуля об'ємної пружності рідини E_{pid} :

$$\frac{d\rho}{\rho} = \frac{\Delta p}{E_{pid}}. \quad (1.61)$$

Підставимо $\frac{d\omega}{\omega}$ і $\frac{d\rho}{\rho}$ у рівняння для C_V (1.56):

$$C_V = \frac{V_0}{\frac{\Delta p D}{\delta E_{mp}} + \frac{\Delta p}{E_{pid}}}.$$

Враховуючи, що $\Delta p = \rho V_0 C_V$, отримаємо:

$$C_V = \frac{V_0}{\frac{\rho V_0 C_V D}{\delta E_{mp}} + \frac{\rho V_0 C_V}{E_{pid}}} = \frac{V_0}{V_0 C_V \left(\frac{\rho D}{E_{mp} \delta} + \frac{\rho}{E_{pid}} \right)}.$$

Звідси:

$$C_V = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{\rho}{E_{pid}} + \frac{\rho D}{E_{mp} \delta} \right)}}.$$

У першому граничному випадку, коли $E_{mp} = \infty$, тобто удар відбувається в трубі з абсолютно непружного матеріалу:

$$C'_V = \frac{1}{\sqrt{\frac{\rho}{E_{pid}}}} = \sqrt{\frac{E_{pid}}{\rho}} \quad (1.62)$$

– це швидкість поширення звуку в рідині (для води $C'_V = 1425$ м/с).

У другому граничному випадку, якщо $E_{pid} = \infty$, можна вважати, що удар відбувається в абсолютно непружній рідині. Тоді:

$$C''_V = \frac{1}{\sqrt{\frac{D \rho}{\delta E_{mp}}}} = \sqrt{\frac{\delta E_{mp}}{D \rho}}. \quad (1.63)$$

З урахуванням C'_V і C''_V матимемо:

$$C_V = \frac{1}{\sqrt{\frac{1}{C'^2_V} + \frac{1}{C''^2_V}}} = \frac{\sqrt{\frac{E_{pid}}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{D E_{pid}}{\delta E_{mp}}}}. \quad (1.64)$$

Для трубопроводу з водою швидкість ударної хвилі, $\frac{M}{c}$:

$$C_v = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{D E_{pid}}{\delta E_{mp}}}}. \quad (1.65)$$

Для води відношення $\frac{E_{pid}}{E_{mp}}$ вибирається залежно від матеріалу труб: сталевих – 0,01; чавунних – 0,02; азбестоцементних – 0,11; бетонних – 0,1...0,14.

Для залізобетонних труб залежно від ступеня їх армування значення $\frac{E_{pid}}{E_{mp}}$ беруть на 13–30% нижче, ніж для бетонних.

Непрямий удар. Якщо час закриття засувки більший за фазу удару ($t_3 > T$), то маємо непрямий гідравлічний удар. У цьому разі за час t , рух води в трубопроводі ще не припинився, і тому не вся кінетична енергія переходить у потенціальну. Це призводить до меншого, ніж при прямому ударі, підвищення тиску.

Під час непрямого удару втрачається не вся початкова швидкість V_0 , а тільки її частина, так звана втрачена швидкість V_{emp} (рис. 1.31):

$$V_{emp} = V_0 - V, \quad (1.66)$$

де V – швидкість при заданому ступені відкриття засувки.

Підставимо V_{emp} у рівняння (1.53) для Δp :

$$\Delta p = \rho C_v (V_0 - V). \quad (1.67)$$

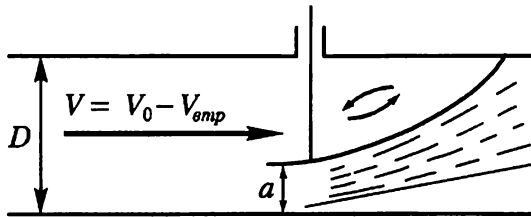


Рис. 1.31

Крім того, при частковому закритті засувки збільшений тиск на початку трубопроводу має дорівнювати збільшеним втратам тиску в ньому.

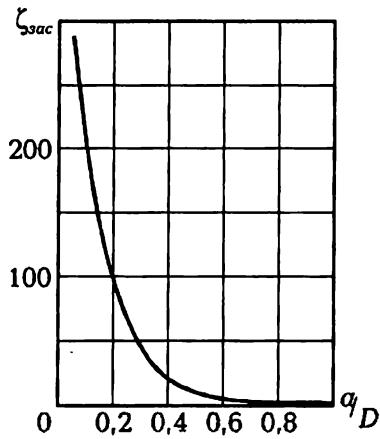


Рис. 1.32

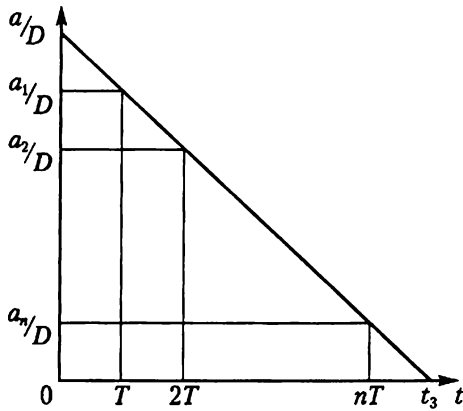


Рис. 1.33

Враховуючи формули:

$$h_l = \lambda \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g} \quad \text{та} \quad h_m = \zeta \frac{V^2}{2g},$$

і переходячи до тисків, матимемо:

$$p_{\text{поч}} + \Delta p = \rho \left(\lambda \frac{l}{D} + \sum \zeta + \zeta_{\text{зас}} \right) \frac{V^2}{2}, \quad (1.68)$$

де $p_{\text{поч}}$ – тиск на початку трубопроводу до закриття засувки; $\sum \zeta$ – сума коефіцієнтів місцевих опорів; $\zeta_{\text{зас}}$ – коефіцієнт опору засувки при даному ступені її відкриття a/D (рис. 1.32).

На рис. 1.33 наведена залежність ступеня відкриття засувки від часу t . Розв'язуючи сумісно рівняння (1.67) і (1.68) знаходять підвищення тиску Δp при непрямому ударі.

Існує також наближена формула для визначення підвищення тиску при непрямому ударі

$$\Delta p = \frac{2\rho V_0 l}{t_3} \quad (1.69)$$

Приклад. Визначити підвищення тиску води при гідравлічному ударі в сталевому трубопроводі довжиною $l = 2$ км, діаметром $D = 209$ мм, товщиною стінок $\delta = 6$ мм, якщо витрата $Q = 28$ л/с, а засувка на кінці труби буде закрита за 3 с.

Розв'язання

Визначимо швидкість ударної хвилі:

$$C_v = \frac{1425}{\sqrt{1 + 0,01 \cdot \frac{209}{6}}} = 1235 \text{ м/с}.$$

Швидкість у трубопроводі до закриття засувки:

$$V_0 = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,028}{3,14 \cdot 0,209^2} = 0,82 \text{ м/с}.$$

Фаза удару $T = \frac{2l}{C_v} = \frac{2 \cdot 2000}{1235} = 3,24 \text{ с} > 3 \text{ с}$, тобто удар є прямим. Підвищення

тиску

$$\Delta p = \rho V_0 C_v = 1000 \cdot 0,82 \cdot 1235 = 1013000 \text{ Па} = 1,013 \text{ МПа}.$$

Приклад. Визначити необхідний час закриття засувки в кінці азбестоцементного водопроводу довжиною $l = 1000$ м та діаметром $D = 300$ мм з товщиною стінок труби $\delta = 11$ мм при витраті $Q = 0,111 \text{ м}^3/\text{с}$, за умови, що додатковий тиск Δp не перевищуватиме $0,4 \text{ МПа}$.

Розв'язання

Знаходимо швидкість руху води в трубі до удару:

$$V_0 = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,111}{3,14 \cdot 0,3^2} = 1,57 \text{ м/с}.$$

Визначаємо за формулою (1.64) швидкість поширення ударної хвилі

$$C_v = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{E}{E_{mp}} \frac{D}{\delta}}},$$

де $\frac{E}{E_{mp}} = 0,11$ – для азбестоцементної труби;

$$C_v = \frac{1425}{\sqrt{1 + 0,11 \cdot \frac{300}{11}}} = 712,5 \text{ м/с}.$$

Визначаємо фазу удару за формулою (1.52):

$$T = \frac{2l}{C_v} = \frac{2 \cdot 1000}{712,5} = 2,81 \text{ с}.$$

Знаходимо підвищення тиску при прямому гідравлічному ударі за формулою (1.53):

$$\Delta p = \rho V_0 C_v = 1000 \cdot 1,57 \cdot 712,5 = 1,12 \text{ МПа}.$$

Отримане підвищення тиску $1,12 \text{ МПа}$ вийшло більше, ніж задане $0,4 \text{ МПа}$. Для того, щоб додатковий тиск не перевищував $\Delta p = 0,4 \text{ МПа}$ час закриття засувки t_3 має бути більшим, ніж фаза удару T . При цьому гідравлічний удар буде непрямым.

Додатковий тиск при непряму ударі можемо визначити за формулою (1.69), з якої отримаємо час закриття засувки t_3 :

$$t_3 = \frac{2\rho V_0 l}{\Delta p} = \frac{2 \cdot 1000 \cdot 1,57 \cdot 1000}{400000} = 7,85 \text{ с}.$$

Засоби боротьби з гідравлічним ударом. Підвищення тиску при гідравлічному ударі залежить від характеру зміни опору засувки. Тому ефективним засобом зменшення впливу удару є підбір такого закону закриття засувки, при якому тиск не перевищуватиме допустимий.

Підвищення тиску буде тим меншим, чим меншою буде втрачена швидкість: $V_{amp} = V_0 - V$. Чим повільніше закривається засувка, тобто чим менша фаза удару T часу повного закриття засувки t_3 , тим меншою буде зміна ступеня відкриття засувки в кожній фазі.

Одним з найдієвіших засобів боротьби з гідравлічним ударом або запобігань його є повільне закриття засувки.

Для трубопроводів малих діаметрів D слід застосовувати вентилі, які закриваються досить повільно.

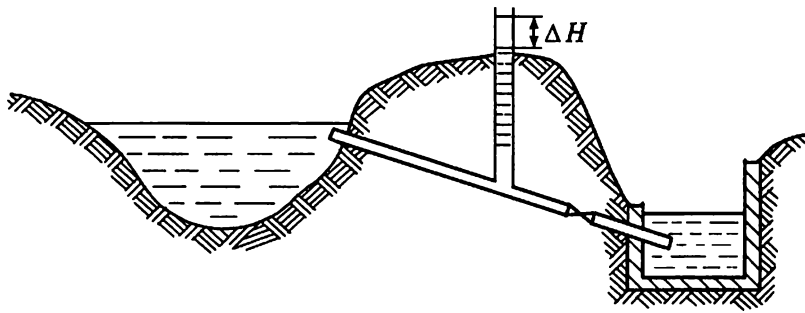


Рис. 1.34

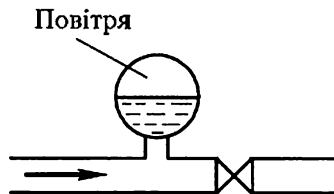


Рис. 1.35

На насосних станціях на початку напірних трубопроводів встановлюють протиударні апарати. Під час зупинки насоса і зниження тиску в трубі клапани апарату автоматично відчиняються, і при зворотньому підході води частина її виливається з клапана без підвищення тиску. Потім клапан закривається.

На трубопроводах можуть бути встановлені зрівняльні резервуари (рис. 1.34). При гідравлічному ударі в резервуар надходить частина води, що знижує додатковий тиск у трубопроводі.

Таке саме явище відбувається і в повітряних ковпаках, де стиснення повітря амортизує підвищення тиску (рис. 1.35).

1.9. Гідравлічний таран

Підвищення тиску при гідравлічному ударі можна використати, наприклад, для підйому води за допомогою гідравлічного тарана (рис. 1.36). При цьому частину води, яка надходить із водойми A з напором H_1 , можна підняти на висоту $H_2 > H_1$.

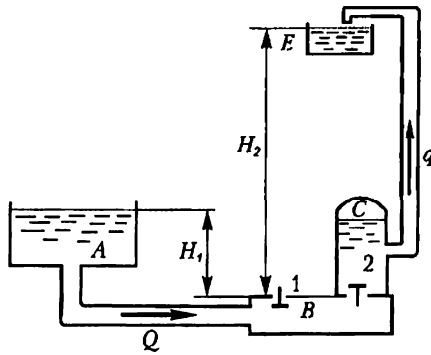


Рис. 1.36

Таран складається з робочої коробки B з ударним клапаном 1 і нагнітальним клапаном 2 та повітряного ковпака C на напірному трубопроводі. Принцип дії тарана такий. Під час відкриття ударного клапана 1 вода надходить з резервуара у коробку тарана. Завдяки тиску обтічного потоку ударний клапан закривається, і в коробці виникає гідравлічний удар. В результаті підвищення тиску відкривається нагнітальний клапан 2 , частина води входить у повітряний ковпак, стискуючи повітря в ньому, а останнє витискує після цього воду по напірному трубопроводу в резервуар E на висоту H_2 . Внаслідок витискування частини води тиск у робочій коробці зменшиться, і клапан 1 під дією власної маси знову відкривається. В цей час клапан 2 під дію тиску повітря в ковпаку буде закритим. Потім знову потік води закриває клапан 1 , і цикл повторюється.

Коефіцієнт корисної дії тарана є відношенням корисної роботи до витраченої, тобто:

$$\eta = \frac{\rho g q H_2}{\rho g Q H_1} = \frac{q H_2}{Q H_1}, \quad (1.70)$$

де q – подача тарана; Q – витрата, яка надходить у таран з водойми.

Висота нагнітання тарана може перебувати в межах $H_2 = (2 \dots 10)H_1$; при цьому подача $q = (0,4 \dots 0,07)Q$, а $\eta = 0,85 \dots 0,4$.

Гідравлічні тарани, які випускає промисловість, можуть піднімати воду на висоту до 60 м при подачі до $20 \dots 22 \frac{\text{л}}{\text{хв}}$. Гідравлічні тарани прості в експлуатації і можуть безперервно працювати довгий час, постачаючи воду в невеликі селища та на підприємства.

Розділ 2

РІВНОМІРНИЙ РУХ РІДИНИ У ВІДКРИТИХ РУСЛАХ

2.1. Особливості руху рідини у відкритих руслах

Загальні відомості. Рух у відкритих каналах характеризується наявністю вільної поверхні, при цьому змочений периметр χ є лише частиною загального периметра живого перерізу (рис. 2.1, а, б). За рівномірного руху у відкритому руслі через сталу середню швидкість сталими за довжиною будуть також площа і форма живого перерізу і, відповідно, глибина, ширина, змочений периметр, гідравлічний радіус та інші характеристики руху. Зазначимо, що крім середньої швидкості мають бути сталими і місцеві швидкості у різних живих перерізах мають бути однаковими. Недотримання останньої умови не дає змоги вважати рух рівномірним, оскільки на переформування швидкісної структури потоку втрачається додаткова енергія, яка не характеризується звичайними втратами енергії за довжиною при рівномірному русі. Переформування швидкісної структури потоку відбувається на так званій ділянці стабілізації [8], довжина якої залежить від шорсткості стінок русла, його розмірів і місцевих опорів, що порушують рівномірний рух.

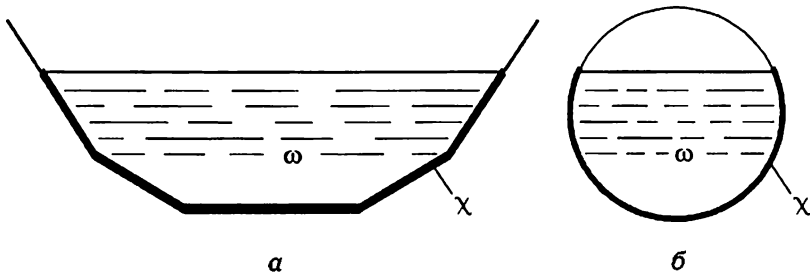


Рис. 2.1

Рівномірний рух зустрічається в каналах, лотках, безнапірних трубах сталого перерізу. Глибина потоку за рівномірного руху називається нормальною і позначається h_0 .

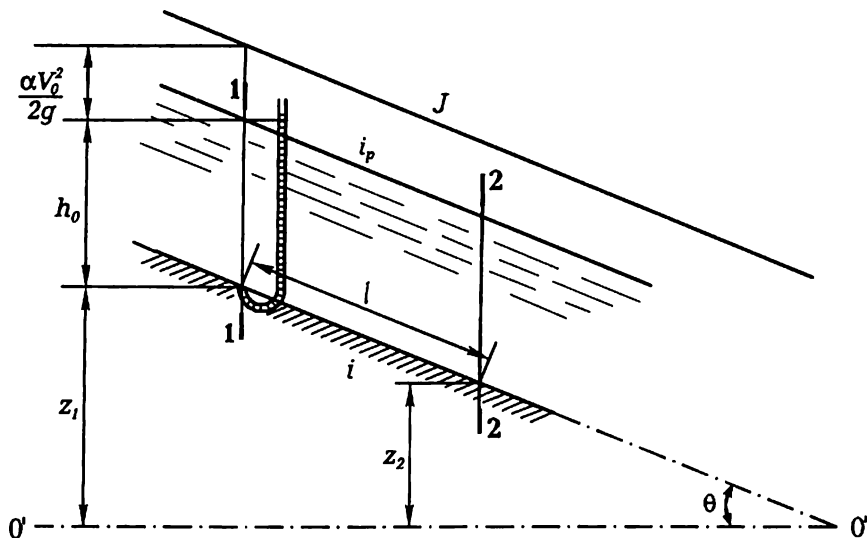


Рис. 2.2

Якщо сталі середня швидкість і глибина (а отже, й тиск $p = \rho g h_0$) уздовж руху потоку, втрати енергії в рівнянні Бернуллі (0.3) можуть відбуватися тільки за рахунок зменшення відмітки Z за рухом (рис. 2.2). Різниця відміток дна $z_1 - z_2$ у двох розрахункових перерізах, що віднесена до віддалі між цими перерізами l , називається похилом дна русла:

$$i = \frac{z_1 - z_2}{l} = \sin \theta, \quad (2.1)$$

де θ – кут нахилу дна русла до горизонту.

Отже, в разі рівномірного руху у відкритих руслах обов'язково має бути додатним похил дна, тобто зниження за довжиною відміток перерізів z , напроти в разі рівномірного руху в напірних трубах зменшується п'єзометричний напір $H = z + \frac{P}{\rho g}$, зокрема, п'єзометрична висота $\frac{P}{\rho g}$ (і,

відповідно, тиск p), а відмітка z може залишатися сталою або навіть збільшуватися (див. підрозд. 1.1.).

Рівняння рівномірного руху рідини у відкритих руслах. Оскільки похил дна зазвичай невеликий, то умовно вважають, що живі перерізи й глибини є вертикальними, а не перпендикулярними до лінії дна. Якщо в дні або в стінках русла в будь-якому перерізі встановити п'езометри, то рівень рідини в них збігається з рівнем води в руслі в тому самому перерізі. Звідси випливає, що п'езометричний похил i_p дорівнює похилу поверхні потоку і відповідно похилу дна русла i . З урахуванням того, що при рівномірному русі п'езометричний похил i_p дорівнює гідравлічному J , можна записати:

$$i = i_p = J. \quad (2.2)$$

Гідравлічний похил J визначається як втрати енергії за довжиною, що віднесені до відстані між розрахунковими перерізами. Рівняння (2.2) називають рівнянням рівномірного руху у відкритих руслах.

Це рівняння дає змогу перетворювати залежності рівномірного руху для розрахунку відкритих русел. З урахуванням залежності (0.10), швидкість

$$V = W\sqrt{i}, \quad (2.3)$$

а витрата

$$Q = \omega W\sqrt{i}, \quad (2.4)$$

де W – швидкісна характеристика, $\frac{m}{c}$;

$$W = C\sqrt{R}, \quad (2.5)$$

C – швидкісний множник (коефіцієнт Шезі), $\frac{m^{0.5}}{c}$.

Для C і W різними дослідниками були запропоновані різні емпіричні формули, багато з яких у наш час має лише історичне значення [1, 2, 8, 17, 19, 21]. Далі наведемо лише найпоширеніші з них.

До таких перед усім належить формула Павловського:

$$C = \frac{1}{n} R^y, \quad (2.6)$$

і виведена з неї формула для швидкісної характеристики:

$$W = \frac{1}{n} R^{y+\frac{1}{2}} = \frac{1}{n} R^z, \quad (2.7)$$

де n – коефіцієнт шорсткості, що залежить від поверхні стінок русла табл. 0.1; R – гідравлічний радіус, м; $z = y + \frac{1}{2}$ – показник степеня, який визначається за видозміненою формулою М.М.Павловського:

$$z = 0,37 + 2,5\sqrt{n} - 0,75(\sqrt{n} - 0,1)\sqrt{R}. \quad (2.8)$$

За рекомендацією В.М.Попова можна приймати осереднені значення Z в залежності від коефіцієнта шорсткості n і гідравлічного радіуса R (табл. 2.1).

Таблиця 2.1

Осереднені значення показника степеня z

Границі зміни коефіцієнта шорсткості n	Осереднені значення показника степеня Z при гідравлічному радіусі R , м			
	0,1–0,5	0,51–1	1,01–2	2,01–3
0,011–0,016	0,65	0,65	0,65	0,65
0,0165–0,017	0,7	0,65	0,65	0,65
0,0175–0,018	0,7	0,7	0,65	0,65
0,019–0,02	0,7	0,7	0,7	0,65
0,021–0,0225	0,7	0,7	0,7	0,7
0,025–0,0275	0,75	0,75	0,7	0,7
0,03–0,04	0,75	0,75	0,75	0,75

Обчислені за (2.7) з урахуванням формули (2.8) значення швидкісної характеристики W наведені на графіку (див. рис. 0.3) та в табл. 2.2.

Застосування готових табличних значень значно полегшує розрахунки, звільняючи проектувальника від необхідності підносити до дробового степеня значення гідравлічного радіуса. Однак, аналізуючи якісні залежності для гідравлічних і геометричних характеристик русла, зручніше користуватися формулою (2.7), але зі сталим показником степеня.

Швидкісні характеристики при різних значеннях коефіцієнта шорсткості

R, м	Коефіцієнт шорсткості μ													
	0,011	0,012	0,013	0,014	0,015	0,017	0,018	0,02	0,0225	0,025	0,0275	0,03	0,035	0,04
0,10	21,3	19,0	17,2	15,6	14,2	12,0	11,2	9,67	8,22	7,09	6,19	5,46	4,35	3,56
0,12	23,9	21,4	19,3	17,6	16,1	13,7	12,7	11,0	9,41	8,15	7,14	6,32	5,07	4,18
0,14	26,3	23,6	21,4	19,5	17,9	15,2	14,1	12,3	10,6	9,17	8,06	7,16	5,77	4,78
0,16	28,6	25,7	23,3	21,3	19,5	16,7	15,5	13,6	11,7	10,2	8,95	7,97	6,45	5,36
0,18	30,8	27,8	25,2	23,0	21,2	18,1	16,9	14,8	12,7	11,1	9,81	8,75	7,12	5,94
0,20	33,0	29,7	27,0	24,7	22,7	19,5	18,2	16,0	13,8	12,0	10,7	9,52	7,78	6,50
0,22	35,0	31,6	28,7	26,3	24,2	20,8	19,4	17,1	14,8	12,9	11,5	10,3	8,42	7,06
0,24	37,0	33,4	30,4	27,5	25,7	22,1	20,7	18,2	15,8	13,8	12,3	11,0	9,05	7,61
0,26	38,9	35,2	32,1	29,4	27,1	23,4	21,9	19,3	16,7	14,7	13,1	11,7	9,67	8,15
0,28	40,8	36,9	33,7	30,9	28,5	24,6	23,0	20,3	17,7	15,6	13,8	12,4	10,3	8,69
0,30	42,6	38,6	35,2	32,3	29,9	25,8	24,2	21,4	18,6	16,4	14,6	13,1	10,9	9,22
0,32	43,5	39,4	36,0	33,1	30,5	26,4	24,7	21,9	19,0	16,8	15,0	13,5	11,2	9,48
0,34	46,1	41,8	38,2	35,1	32,5	28,1	26,4	23,4	20,4	18,0	16,1	14,5	12,1	10,3
0,36	47,8	43,4	39,6	36,5	33,8	29,3	27,5	24,3	21,2	18,8	16,8	15,2	12,6	10,8
0,38	49,4	44,9	41,1	37,8	35,0	30,4	28,5	25,3	22,1	19,6	17,5	15,8	13,2	11,3
0,40	51,1	46,4	42,5	39,1	36,2	31,5	29,5	26,2	22,9	20,3	18,2	16,5	13,8	11,8
0,45	55,0	50,0	45,9	42,3	39,2	34,1	32,1	28,5	25,0	22,2	20,0	18,1	15,2	13,0
0,50	58,8	53,5	49,1	45,3	42,1	36,7	34,5	30,7	27,0	24,0	21,6	19,6	16,5	14,2
0,55	62,4	58,9	52,2	48,3	44,8	39,2	36,9	32,9	28,9	25,8	23,2	21,1	17,8	15,4
0,60	65,9	60,2	55,3	51,1	47,5	41,6	39,1	35,0	30,8	27,5	24,8	22,6	19,1	16,5
0,65	69,3	63,3	58,2	53,9	50,1	43,9	41,4	37,0	32,7	29,2	26,4	24,0	20,4	17,6
0,70	72,6	66,4	61,1	56,6	52,6	46,2	43,5	39,0	34,5	30,8	27,9	25,4	21,6	18,7
0,75	75,8	69,4	63,9	59,2	55,1	48,4	45,0	40,9	36,2	32,4	29,4	26,8	22,8	19,8
0,80	79,0	72,3	66,6	61,7	57,5	50,6	47,7	42,8	37,9	34,8	30,8	28,2	24,0	20,9
0,85	82,1	75,1	69,3	64,2	59,9	52,7	49,7	44,7	39,6	35,6	32,2	29,5	25,2	21,9
0,90	85,1	77,9	71,9	66,7	62,2	54,8	51,7	46,5	41,2	37,1	33,6	30,8	26,3	23,0
0,95	88,0	80,6	74,4	69,1	64,4	56,8	53,7	48,3	42,9	38,5	35,0	32,1	27,5	24,0
1,0	90,9	83,3	76,9	71,4	66,7	58,8	55,6	50,0	44,4	40,0	36,4	33,3	28,6	25,0
1,1	96,5	88,5	81,8	76,0	71,0	62,7	59,3	53,4	47,5	42,8	39,0	35,8	30,7	27,0
1,2	102	93,6	86,5	80,4	75,2	66,5	62,9	56,7	50,5	45,0	41,5	38,2	32,9	28,9
1,3	107	98,5	91,1	84,7	79,2	70,1	66,3	59,9	53,4	48,3	44,0	40,5	34,9	30,7
1,4	112	103	95,5	88,9	83,1	73,7	69,7	60,3	56,3	50,9	46,4	42,7	36,9	32,5
1,5	117	108	99,8	92,9	87,0	77,1	73,0	66,0	59,0	53,4	48,8	44,9	38,8	34,3
1,6	122	112	104	96,9	90,7	80,5	76,2	69,0	61,7	55,9	51,1	47,1	40,7	36,0
1,7	127	117	108	101	94,3	83,8	79,4	71,8	64,3	58,3	53,3	49,1	42,6	37,7
1,8	131	121	112	105	97,9	87,0	82,4	74,6	66,9	60,6	55,5	51,2	44,4	39,3
1,9	136	125	116	108	101	90,1	85,4	77,4	69,3	62,9	57,6	53,2	46,2	40,9
2,0	140	129	120	112	105	93,2	88,4	80,1	71,8	65,1	59,7	55,1	47,9	42,5
2,2	149	137	127	119	111	99,1	94,0	85,3	76,5	69,5	63,7	58,9	51,2	45,5
2,4	157	145	135	126	118	105	99,5	90,3	81,1	73,7	67,6	62,5	54,4	48,4
2,6	165	152	142	132	124	110	105	95,2	85,5	77,7	71,3	66,0	57,5	51,1
2,8	173	160	148	138	130	116	110	99,8	89,7	81,6	74,9	69,3	60,5	53,8
3,0	181	167	155	145	136	121	115	104	93,8	85,3	78,4	72,5	63,3	56,4

Приклад. Визначити середню в перерізі швидкість та витрату потоку при рівномірному русі води у відкритому каналі, якщо задані: ширина русла по дну $b = 2,0\text{ м}$; $n = 0,014$; похил русла $i = 0,036$; коефіцієнт закладання укосів $m = 0$; глибина рівномірного руху $h_0 = 0,56\text{ м}$.

Розв'язання

Визначаємо площу живого перерізу:

$$\omega = bh_0 = 2 \cdot 0,56 = 1,12\text{ м}^2.$$

Змочений периметр:

$$\chi = b + 2h_0 = 2 + 2 \cdot 0,56 = 3,12\text{ м}.$$

Гідралічний радіус:

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{1,12}{3,12} = 0,359\text{ м}.$$

За табл. 2.2 в залежності від гідралічного радіуса R та коефіцієнта шорсткості n знаходимо швидкісну характеристику $W = 36,5\text{ м/с}$. За формулою (2.3) підраховуємо середню швидкість у каналі:

$$V = W \cdot \sqrt{i} = 36,5 \cdot \sqrt{0,036} = 2,19\text{ м/с}.$$

Визначаємо витрату

$$Q = V \cdot \omega = 2,19 \cdot 1,12 = 2,45\text{ м}^3/\text{с}.$$

У літературі наводяться формули типу (2.6) з показником степеня $1/5$ (формула Форхгеймера) і $1/6$ (формула Маннінга). З урахуванням цього окремі формули для швидкісної характеристики набувають вигляду:

$$W = \frac{1}{n} R^{0,7}, \quad W = \frac{1}{n} R^{0,67}.$$

Розраховуючи русла з різними типами укріплень дна і стінок, а отже, із різними коефіцієнтами шорсткості дна і стінок, потрібно в наведені вище формули для C і W вводити усереднений коефіцієнт шорсткості \bar{n} . Існують різні наближені формули усереднення цього коефіцієнта. Наприклад, якщо різниця максимального і мінімального значень коефіцієнтів шорсткості невелика, тобто якщо $n_{\max} \leq (1,5 \dots 2)n_{\min}$, усереднений коефіцієнт шорсткості:

$$\bar{n} = \frac{\chi_1 n_1 + \chi_2 n_2 + \dots + \chi_n n_n}{\chi}, \quad (2.9)$$

де $\chi_1, \chi_2, \dots, \chi_n$ – частини змоченого периметра з відповідними коефіцієнтами шорсткості n_1, n_2, \dots, n_n ; χ – повний змочений периметр живого перерізу.

Наведені для W (або C) формули, а також побудовані за ними таблиці або графіки широко застосовують в інженерній практиці при розрахунках каналів, лотків, безнапірних труб і тунелів. Але ці формули мають і недоліки. З гідромеханіки [8] відомо, що швидкісний множник C залежить від гідравлічного коефіцієнта тертя λ , тобто:

$$C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}, \quad (2.10)$$

відповідно C у загальному випадку залежить – від тих самих факторів, що й λ , тобто від відносної шорсткості й числа Рейнольдса. З урахуванням того, що відкриті русла, на відміну від напірних труб, характеризуються гідравлічним радіусом як лінійним розміром, залежності для C при турбулентному режимі в загальному вигляді можна записати так:

$$C = f\left(\frac{\Delta_{ek}}{R}, Re = \frac{VR}{\nu}\right), \quad (2.11)$$

де Δ_{ek} – еквівалентна висота виступів шорсткості, яка, як і коефіцієнт шорсткості n , залежить від характеристики поверхні (див. стор. 7).

Залежність (2.11), а також аналогічна їй залежність (0.8) для труб при визначенні λ показують, що саме відносна шорсткість $\frac{\Delta_{ek}}{R}$ має впливати на гідравлічні опори і швидкісний множник C . Водночас у формулу (2.6) коефіцієнт шорсткості і гідравлічний радіус вводять у різних степенях, і тому вплив відношення $\frac{R}{n}$ в цій формулі неможливий.

У разі турбулентного режиму руху спостерігаються області гідравлічно гладких русел, перехідна і область гідравлічно шорстких русел (див. „Вступ”).

У двох перших областях на величину λ впливає число Рейнольдса $Re = \frac{VR}{\nu}$. Таким чином, і швидкісний множник C , і швидкісна характеристика W також залежать від числа Re , але формули (2.6) і (2.7) цієї за-

лежності не відображають. Отже, ці формули справедливі тільки для гідравлічно шорстких русел (для області квадратичного опору).

Під час роботи каналів у перехідній області опору значення λ зростають порівняно з гідравлічно шорсткими руслами, а швидкісний множник C , згідно з формулою (2.10), має зменшуватися, що не враховує формула (2.6), тобто вона завищує фактичну швидкість і пропускну здатність каналу.

Звичайно, у перехідній області опору працюють каналізаційні (водо-відвідні) безнапірні труби (див. рис. 2.1,б), що слід враховувати при їх розрахунку. Для таких труб М.Ф.Федоров [7, 11, 17] запропонував формулу:

$$W = -41g \left(\frac{\Delta_2}{13,68R} + \frac{a_2}{Re} \right) \sqrt{2gR}, \quad (2.12)$$

де еквівалентна шорсткість Δ_2 і коефіцієнт a_2 визначають за табл. 2.3.

Таблиця 2.3

Значення Δ_2 і a_2 для формули Федорова

Труби	Δ_2 , мм	a_2
Азбестоцементні	0,6	73
Керамічні	1,35	90
Бетонні та залізобетонні	2	100

Формула відображає залежність швидкісної характеристики від відносної шорсткості $\frac{\Delta_2}{R}$ і числа Re .

Для каналів і лотків довільного перерізу А.Д.Альтшуль запропонував формулу:

$$C = 25 \left[\frac{R}{(80n)^6 + \frac{0,025}{\sqrt{Ri}}} \right]^{1/6}, \quad (2.13)$$

яка опосередковано враховує вплив числа $Re = \frac{VR}{\nu}$, що залежить від

швидкості, пропорційної величині \sqrt{Ri} . Користування формулою ускладнюється через необхідність підносити розрахункові величини до степенів 6 і

$\frac{1}{6}$ (допоміжних таблиць залежностей швидкісного множника від трьох параметрів R , n та i не існує). Вплив похилу відображає також формула Гангіл'є-Куттера, якою в наш час практично не користуються через її громіздкість.

Ряд авторів пропонували визначати швидкісний множник за двочленними формулами. Беручи гідравлічний радіус R , в метрах, з урахуванням рекомендацій Й.І.Агроскіна, швидкісну характеристику можна визначити за формулою:

$$W = \left(\frac{1}{n} + 17,72 \lg R \right) \sqrt{R}, \quad (2.14)$$

яка зводиться до результатів, що близькі до здобутих за формулою (2.7), але також без урахування впливу числа Рейнольдса.

У роботах О.П.Зегжди, О.А.Угінчуса, Н.Д.Касьянової, О.П.Неронової та інших показано, що в деяких випадках рух рідини гідравлічний радіус R не є достатньою характеристикою живого перерізу при визначенні C або W . Так, для русел прямокутного перерізу, якщо ширина $b < 5h_0$, помітне зменшення пропускної здатності в разі сталих гідравлічного радіуса і площі живого перерізу. Аналогічна картина спостерігається для русел трикутного перерізу в разі зміни коефіцієнта закладання укосів. Це свідчить про те, що гідравлічний радіус недостатньо характеризує форму перерізу і співвідношення його розмірів. Згадана обставина є особливо важливою при розрахунках безнапірних труб систем водовідведення, що працюють неповним перерізом, коли форма перерізу потоку істотно впливає на пропускну здатність труби.

Із викладеного можна зробити висновок, що формули, які наводяться в літературі для швидкісного множника або швидкісної характеристики, мають наближений характер.

2.2. Залежності між основними геометричними і гідравлічними характеристиками відкритих русел

Гідравлічно найвигідніший переріз і максимальний гідравлічний радіус. Витрату у відкритому каналі або в лотку можна виразити формулою (2.4) з урахуванням залежності (2.7):

$$Q = \omega \frac{1}{n} R^z \sqrt{i} = \omega \frac{1}{n} \left(\frac{\omega}{\chi} \right)^z \sqrt{i}, \quad (2.15)$$

де χ – змочений периметр.

Русла різних форм поперечного перерізу (рис. 2.3) при однаковій площі ω мають різний змочений периметр χ і, відповідно, гідравлічний

$$\text{радіус } R = \frac{\omega}{\chi}.$$

Гідравлічно найвигіднішим називають такий переріз русла, який при заданих похилі дна, площі перерізу і коефіцієнті шорсткості має найбільшу пропускну здатність. З формули (2.15) випливає, що такому перерізу відповідає мінімальний змочений периметр χ або максимальний гідравлічний радіус R . Можлива й інша характеристика такого перерізу – при заданій витраті Q , похилі i та коефіцієнті шорсткості n русло має найменшу площу живого перерізу.

На спорудження каналів з гідравлічно найвигіднішими перерізами потрібний мінімум земляних робіт (площа перерізу) або мінімум робіт з укріплення дна і берегів (змочений периметр). При цьому слід мати на увазі, що звичайно брівка каналу і рівень укріплення підіймаються над рівнем води (рис. 2.4), тому площу перерізу і змочений периметр беруть з деяким запасом порівняно з гідравлічно найвигіднішим.

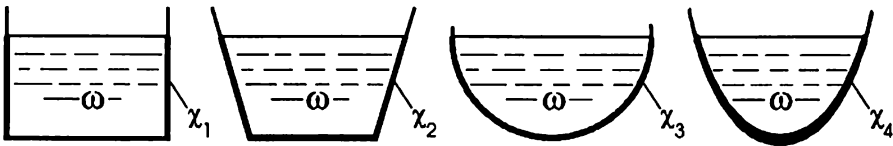


Рис. 2.3

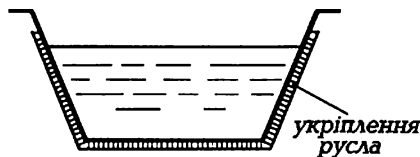


Рис. 2.4

З різних форм живого перерізу (див. рис. 2.3) найвигіднішим буде півкруглий, оскільки в цьому разі при заданій площі буде найменший змочений периметр. На практиці частіше виконують трапецеїдальні або пара-

болічні перерізи, оскільки півколо має у верхній частині вертикальні стінки і вимагає бетонного або залізобетонного укріплення навіть тоді, коли за допустимими швидкостями (див. підрозд. 2.4) у цьому немає потреби.

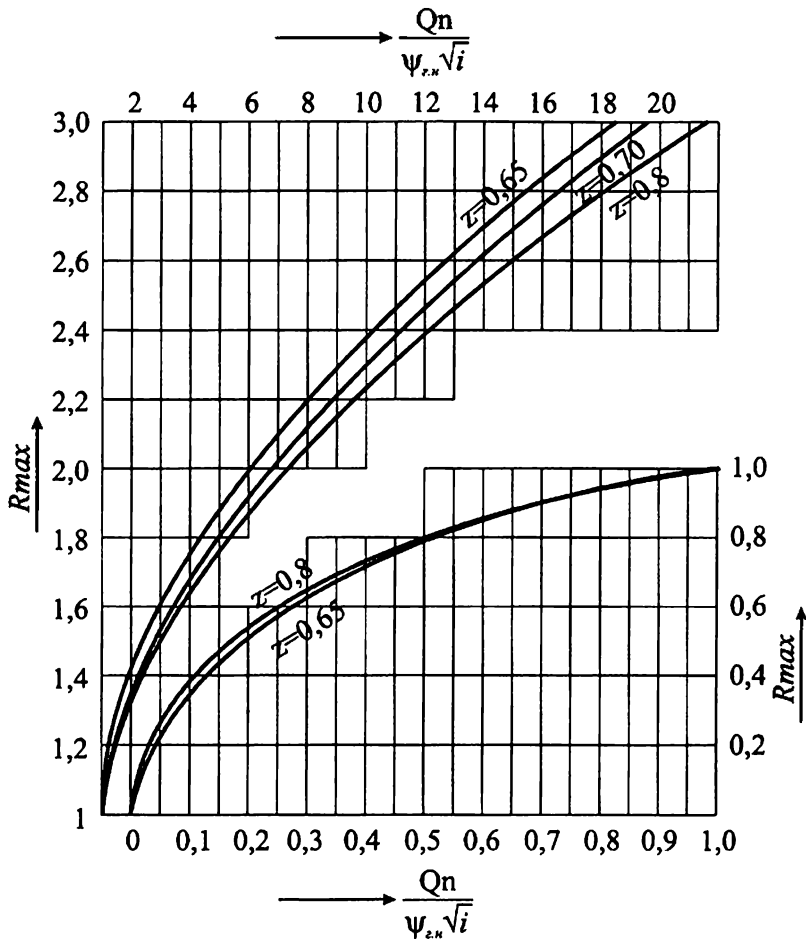


Рис. 2.5

Щоб визначити гідравлично найвигідніший переріз, необхідно знати максимальний гідравлічний радіус.

Помножимо і поділимо праву частину рівняння (2.15) на R^2 . Після перетворень дістанемо:

$$\frac{Qn}{\sqrt{i}\psi} = R^{2+z}, \quad (2.16)$$

де функція ψ є відношенням:

$$\psi = \frac{\omega}{R^2}. \quad (2.17)$$

Для гідравлічно найвигіднішого перерізу $R = R_{\max}$,

а $\psi = \psi_{\min} = \psi_{z,n}$, тоді:

$$\frac{Qn}{\sqrt{i}\psi_{z,n}} = R_{\max}^{2+z}, \quad (2.18)$$

або

$$R_{\max} = \left(\frac{Qn}{\sqrt{i}\psi_{z,n}} \right)^{\frac{1}{2+z}} = f \left(\frac{Qn}{\sqrt{i}\psi_{z,n}}, z \right). \quad (2.19)$$

Загальний вигляд залежності (2.19) наведений на графіку (рис. 2.5). Аналіз показує, що вплив z на R_{\max} виявляється суттєвим лише у відносно великих каналах.

Отже, щоб визначити максимальний гідравлічний радіус R_{\max} необхідно, крім витрати Q , похилу i і коефіцієнта шорсткості n , знати також значення $\psi_{z,n}$ і показника степеня z , який можна обчислити за формулою (2.8).

Величина $\psi_{z,n}$ залежить від форми перерізу русла. Наприклад, для сегментного русла гідравлічно найвигідніше значення $\psi_{z,n} = \psi_{\min}$ відповідає півколу, тоді $\omega = \frac{\pi D^2}{8}$, а $R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{\pi D^2 2}{8 \cdot \pi D} = \frac{D}{4}$;

$$\psi_{z,n} = \frac{\omega}{R^2} = 2\pi = 6,28.$$

Якщо відоме $\psi_{z,n}$, за формулою (2.19) визначають значення R_{\max} , потім у разі потреби за формулою (2.19) уточнюють значення z , а після цього і R_{\max} .

З метою спрощення розрахунків, R_{\max} знаходять за табл. 2.4. залежно

від значень $\frac{Qn}{\sqrt{i}\Psi_{z,n}}$ і z .

Таблиця 2.4

Максимальний гідравлічний радіус, що відповідає руслу гідравлічно найвигіднішого профілю

R_{\max} , м	Значення $\frac{Qn}{\Psi_{z,n}\sqrt{i}}$ при z			R_{\max} , м	Значення $\frac{Qn}{\Psi_{z,n}\sqrt{i}}$ при z		
	0,65	0,70	0,75		0,65	0,70	0,75
0,1	0,0022	0,002	0,0018	0,85	0,65	0,64	0,64
0,12	0,0036	0,0033	0,0029	0,9	0,76	0,75	0,75
0,14	0,0054	0,0049	0,0045	0,95	0,87	0,87	0,87
0,16	0,0078	0,0071	0,0065	1,0	1,0	1,0	1,0
0,18	0,0107	0,0097	0,009	1,1	1,29	1,29	1,3
0,2	0,0123	0,0123	0,0104	1,2	1,62	1,63	1,65
0,22	0,0162	0,0167	0,0137	1,3	2,0	2,03	2,05
0,24	0,023	0,021	0,02	1,4	2,43	2,48	2,52
0,26	0,028	0,026	0,025	1,5	2,9	2,99	3,05
0,28	0,034	0,032	0,03	1,6	3,47	3,56	3,64
0,30	0,041	0,039	0,037	1,7	4,07	4,19	4,3
0,32	0,049	0,046	0,044	1,8	4,74	4,9	5,02
0,34	0,057	0,054	0,052	1,9	5,48	5,65	5,83
0,36	0,067	0,063	0,06	2,0	6,28	6,5	6,73
0,38	0,077	0,074	0,07	2,1	7,14	7,41	7,69
0,40	0,088	0,084	0,08	2,2	8,07	8,42	8,71
0,45	0,12	0,116	0,111	2,3	9,09	9,48	9,88
0,5	0,159	0,154	0,149	2,4	10,16	10,62	11,07
0,55	0,205	0,199	0,193	2,5	11,34	11,87	12,43
0,6	0,258	0,252	0,246	2,6	12,59	13,18	13,87
0,65	0,319	0,313	0,306	2,7	13,9	14,61	15,36
0,7	0,388	0,381	0,375	2,8	15,31	16,11	16,98
0,75	0,467	0,459	0,453	2,9	16,8	17,72	18,69
0,8	0,554	0,547	0,541	3,0	18,38	19,42	20,52

Для русел, що відрізняються від гідравлічно найвигідніших $R < R_{\max}$.

Розв'язуючи спільно рівняння (2.16) і (2.18), дістаємо:

$$\left(\frac{R}{R_{\max}}\right)^{2+z} = \frac{\Psi_{\text{с.н.}}}{\Psi}. \quad (2.20)$$

Основні характеристики русел трапецеїдального перерізу. Площу ω і змочений периметр χ трапецеїдального перерізу (рис. 2.6) можна виразити формулами:

$$\omega = bh_0 + mh_0^2; \quad (2.21)$$

$$\chi = b + 2h_0\sqrt{1+m^2}, \quad (2.22)$$

де $m = \text{ctg}\theta$ – коефіцієнт закладання укосів, який вибирається з конструктивних міркувань для укріплених русел або залежно від категорії ґрунту неукріплених каналів: для дрібнозернистих піщаних ґрунтів $m = 3...3,5$; для супіщаних ґрунтів $m = 2...2,5$; для щільних супісків і легких суглинків $m = 1,5...2$; для важких суглинків $m = 1...1,5$; для важких щільних глин $m = 1$; для скельних порід $m = 0,5...1$.

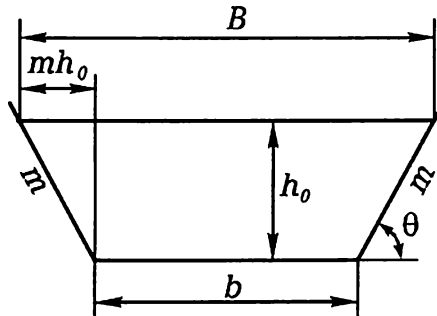


Рис. 2.6

В окремих випадках за формулами (2.21) і (2.22) також розраховують русла прямокутного перерізу (якщо $m = 0$) і трикутного (якщо $b = 0$).

Розв'язуючи спільно рівняння (2.21) і (2.22) відносно χ , дістаємо:

$$\chi - \frac{\omega}{h_0} = h_0(2\sqrt{1+m^2} - m). \quad (2.23)$$

Поділимо обидві частини рівняння (2.23) на R . Тоді з урахуванням

(2.17) і того, що $\chi = \frac{\omega}{R} = \psi R$, матимемо:

$$\psi - \psi \frac{R}{h_0} = \frac{h_0}{R} (2\sqrt{1+m^2} - m). \quad (2.24)$$

Уведемо нову змінну $\eta = \frac{h_0}{R}$ і, позначивши $m' = (2\sqrt{1+m^2} - m)$, знайдемо:

$$\psi = m' \frac{\eta^2}{\eta - 1}. \quad (2.25)$$

Звідси випливає, що при заданому коефіцієнті закладання укосів m величина ψ залежить від η . Щоб визначити $\psi_{z.n} = \psi_{\min}$, дослідимо вираз (2.25) на мінімум. Візьмемо похідну:

$$\frac{d\psi}{d\eta} = m' \frac{2\eta(\eta - 1) - \eta^2}{(\eta - 1)^2} = m' \frac{\eta^2 - 2\eta}{(\eta - 1)^2}. \quad (2.26)$$

Якщо $\psi = \psi_{\min}$, похідна $\frac{d\psi}{d\eta} = 0$ і $\eta_{z.n}^2 - 2\eta_{z.n} = 0$.

Звідси:

$$\eta_{z.n} = \left(\frac{h_0}{R} \right)_{z.n} = 2, \quad (2.27)$$

тобто для всіх гідравлічно найвигідніших перерізів трапецеїдальних русел гідравлічний радіус (а він є максимальним):

$$R_{\max} = \frac{h_{0,z.n}}{2}. \quad (2.28)$$

Підставляючи значення $\eta_{z.n} = 2$ у формулу (2.25), дістаємо:

$$\psi_{z.n} = 4m' = 8\sqrt{1+m^2} - 4m. \quad (2.29)$$

Далі введемо значення $\psi_{z.n}$ обчислені за формулою (2.29) для значень m , що найчастіше зустрічаються:

m	0	0,5	1	1,5	2	2,5
$\psi_{z.n}$	8	6,944	7,312	8,424	9,888	11,54

В літературі з гідравліки можна знайти також гідравлічно найвигідніші відношення ширини по дну до глибини каналу $\beta_{z,n} = \left(\frac{b}{h_0} \right)_{z,n}$.

З формули (2.21) матимемо:

$$\begin{aligned} \beta_{z,n} &= \left(\frac{b}{h_0} \right)_{z,n} = \left(\frac{b}{h_0^2} \right)_{z,n} - m = \frac{\omega_{z,n} R_{\max}^2}{R_{\max}^2 h_{0,z,n}^2} - m = \\ &= (8\sqrt{1+m^2} - 4m) \frac{1}{4} - m = 2\sqrt{1+m^2} - 2m, \end{aligned} \quad (2.30)$$

звідки випливає, наприклад, що, якщо $m = 1$, $b_{z,n} = 0,82h_0$, а якщо $m = 0$ (прямокутне русло), $b_{z,n} = 2h_0$.

Для русел, що відрізняються від гідравлічно найвигідніших, встановимо залежності геометричних характеристик від максимального гідравлічного радіуса R_{\max} . Для цього поділимо всі члени рівняння (2.24) на ψ і згідно з (2.29) запишемо його у вигляді:

$$1 - \frac{R}{h_0} - \frac{h_0 \psi_{z,n}}{R 4\psi} = 0. \quad (2.31)$$

Далі помножимо цей вираз на $\frac{R^2}{h_0 R}$ і з урахуванням (2.20) дістанемо:

$$\left(\frac{R_{\max}}{h_0} \right)^2 - \frac{R_{\max}^2}{h_0 R} + \frac{1}{4} \left(\frac{R}{R_{\max}} \right)^2 = 0. \quad (2.32)$$

Уведемо позначення: $\eta_h = \frac{h_0}{R_{\max}}$ – відносна глибина; $\eta_R = \frac{R}{R_{\max}}$ – відносний гідравлічний радіус.

З огляду на це розв'яжемо рівняння (2.32) відносно η_h ,

$$\eta_h = \frac{2\eta_R}{1 \pm \sqrt{1 - (\eta_R)^{2+z}}}, \quad (2.33)$$

звідки нормальна глибина:

$$h_0 = \frac{2R}{1 \pm \sqrt{1 - (\eta_R)^{2+z}}}. \quad (2.34)$$

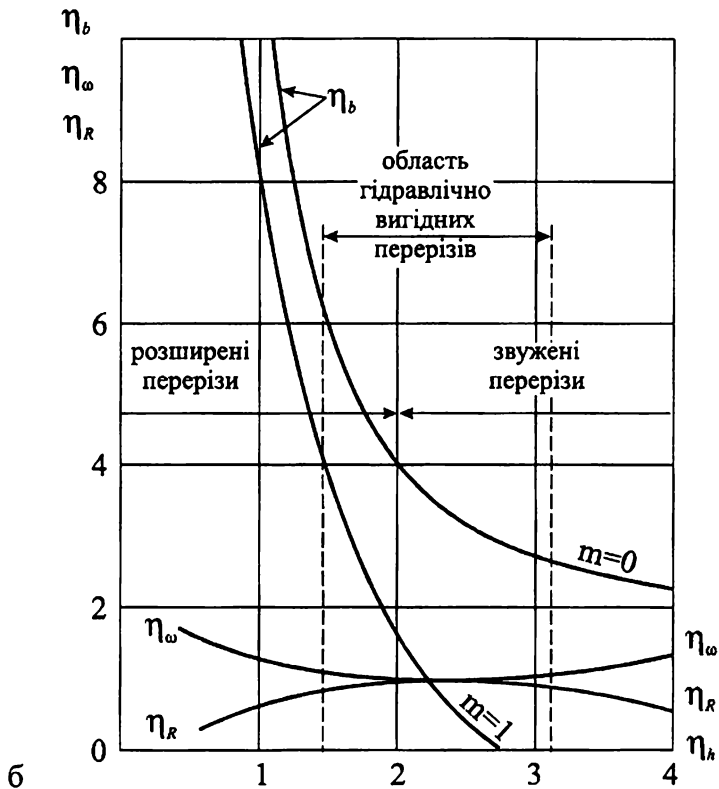
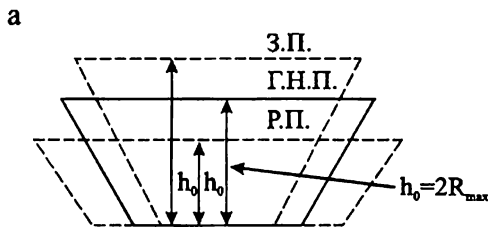


Рис. 2.7

Аналіз формули (2.33) показує, що для кожного значення η_R в загальному випадку може бути два значення η_h (рис. 2.7, а). Один розв'язок збудемо, якщо $R = R_{\max}$ ($\eta_R = 1$), в цьому разі переріз русла є гідравлічно

найвигіднішим (г.н.п) і $h_0 = 2R_{\max}$. Якщо $R < R_{\max}$, тобто $\eta_R < 1$, то в разі знака "+" перед коренем $h_0 < 2R$, що відповідає розширеному (порівняно з гідравлічно найвигіднішим) перерізу (р.п), а в разі знака "-", що відповідає звуженому перерізу (з.п). Як бачимо, вплив показника степеня z у формулах (2.33) і (2.34) істотно не впливає на глибину h_0 і практично можна брати середні значення. З урахуванням цього в табл. 2.5 наведені значення η_h залежно від η_R для звужених і розширених перерізів.

Далі знайдемо залежність площі живого перерізу від відносного гідравлічного радіуса η_R . Для цього поділимо обидві частини рівняння (2.20) на

$\left(\frac{R}{R_{\max}}\right)^2$ і, з урахуванням Ψ за формулою (2.17), отримаємо:

$$\frac{\omega}{\Psi_{z,n} R_{\max}^2} = \left(\frac{R_{\max}}{R}\right)^z, \quad (2.35)$$

або у відносних величинах

$$\eta_\omega = \frac{1}{\eta_R^z}, \quad (2.36)$$

де $\eta_\omega = \frac{\omega}{\Psi_{z,n} R_{\max}^2} = \frac{\omega}{\omega_{z,n}}$ – відносна площа живого перерізу.

Відносну ширину живого перерізу по дну $h_b = \frac{b}{R_{\max}}$ можна знайти з рівняння (2.21) з урахуванням формули (2.35):

$$\begin{aligned} \eta_b &= \frac{\omega}{h_0 R_{\max}} \frac{R_{\max}}{R_{\max}} - m \frac{h_0}{R_{\max}} = \\ &= \Psi_{z,n} \left(\frac{R_{\max}}{R}\right)^z \frac{R_{\max}}{h_0} - m \frac{h_0}{R_{\max}} = \frac{\Psi_{z,n}}{\eta_R^z \eta_h} - m \eta_h. \end{aligned} \quad (2.37)$$

У табл. 2.5 залежно від $\eta_R = \frac{R}{R_{\max}}$ наведені також значення відносної площі живого перерізу η_ω і (для різних коефіцієнтів закладання укосів m)

значення відносної ширини η_b . За табл. 2.5 можна визначити три з чотирьох величин R, h_0, b або ω , якщо одна з них відома.

Аналіз залежності (2.37) показує, що в діапазоні $1 > \eta_R > 0,94$ площа живого перерізу ω менше ніж на 5% перевищує мінімальну, що відповідає гідравлічно найвигіднішому перерізу. Водночас глибина і ширина русла по дну в цьому діапазоні можуть істотно змінюватися.

Таблиця 2.5

Основні геометричні і гідравлічні співвідношення для трапецеїдальних каналів

	$\eta_R = \frac{R}{R_{\max}}$	$\eta_h = \frac{h}{R_{\max}}$	$\eta_\omega = \frac{\omega}{\psi_{z.H} R_{\max}^2}$	$\eta_b = \frac{b}{R_{\max}}$ якщо m					Переріз
				0	0,5	1	1,5	2	
Область гідравлічно вигідних перерізів	0,65	0,71	1,35	15,2	12,9	13,2	15,0	17,4	Розширені
	0,7	0,78	1,28	13,1	11,0	11,2	12,7	14,7	
	0,75	0,86	1,22	11,33	9,43	9,52	10,7	12,3	
	0,8	0,96	1,17	9,8	8,0	7,98	8,88	10,2	
	0,85	1,06	1,12	8,43	6,77	6,64	7,26	8,27	
	0,9	1,2	1,08	7,16	5,62	5,35	5,75	6,46	
	0,92	1,22	1,06	6,67	5,15	4,83	5,13	5,7	
	0,94	1,35	1,044	6,2	4,65	4,31	4,5	4,95	
	0,96	1,44	1,029	5,7	4,23	3,77	3,83	4,16	
	0,98	1,6	1,014	5,07	3,61	3,04	2,95	3,07	
	0,99	1,7	1,017	4,74	3,26	2,63	2,44	2,46	
	0,998	1,87	1,001	4,3	2,8	2,07	1,72	1,58	
	1,0	2,0	1,0	4,0	2,47	1,66	1,21	0,94	г.н.п.
	0,999	2,1	1,001	3,8	2,24	1,37	0,84	0,54	Звузнені
	0,998	2,15	1,001	3,72	2,17	1,25	0,69	0,34	
	0,997	2,190	1,002	3,65	2,07	1,15	0,56	0,13	
	0,99	2,37	1,007	3,39	1,77	0,74	0,04		
	0,98	2,53	1,014	3,21	1,53	0,42			
	0,97	2,7	1,021	3,03	1,29	0,08			
	0,96	2,87	1,029	2,87	1,06				
0,94	3,09	1,044	2,7	0,83					
0,92	3,34	1,06	2,54	0,53					
0,9	3,58	1,08	2,4	0,26					
0,85	4,21	1,12	2,13						

На рис. 2.7,6 наведені зміни відносних розмірів перерізу потоку при $m = 0$ і $m = 1$. Область, у якій $\omega \leq 1,05\omega_{\min} = 1,05\omega_{z.H}$ (тобто $\eta_\omega \leq 1,05$), можна вважати областю гідравлічно вигідних перерізів. У межах цієї області глибину h_0 і ширину по дну b можна брати з конструктивних або експлуатаційних міркувань, а обсяг земляних робіт буде близьким до мінімального.

Значимо, що діапазон звужених перерізів обмежений мінімальною шириною по дну $b = 0$. Такий переріз є трикутним. Тому в табл. 2.5 не для всіх звужених перерізів є значення відносної ширини η_b .

Основні характеристики русел параболічного перерізу. Ширина параболічного русла (рис. 2.8):

$$B = 2\sqrt{2ph_0}, \quad (2.38)$$

де p - параметр параболи.

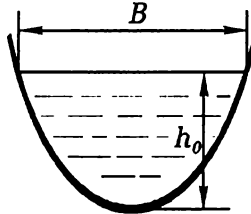


Рис. 2.8

Площа живого перерізу:

$$\omega = \frac{2}{3} Bh_0 = \frac{2}{3} \cdot 2\sqrt{2ph_0} h_0 = \frac{1,8856h_0^2}{\sqrt{p}}. \quad (2.39)$$

Змочений периметр:

$$\chi = p \left[2\sqrt{2\frac{h_0}{p}\left(1+2\frac{h_0}{p}\right)} + \ln \left(\sqrt{2\frac{h_0}{p}} + \sqrt{1+2\frac{h_0}{p}} \right) \right] = pf_1 \left(\frac{h_0}{p} \right), \quad (2.40)$$

де $f_1 = \left(\frac{h_0}{p} \right)$ - вираз у квадратних дужках.

Гідравлічний радіус:

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{1,8856h_0^2}{\sqrt{\frac{h_0}{p}} pf_1 \left(\frac{h_0}{p} \right)} = \frac{1,8856h_0 \sqrt{\frac{h_0}{p}}}{f_1 \left(\frac{h_0}{p} \right)} = f_2 \left(\frac{h_0}{p} \right) h_0, \quad (2.41)$$

де

$$f_2\left(\frac{h_0}{p}\right) = \frac{1,8856\sqrt{\frac{h_0}{p}}}{f_1\left(\frac{h_0}{p}\right)}.$$

Якщо $z = 0,7$, з рівняння (2.20) випливає:

$$\eta_R = \frac{R}{R_{\max}} = 2,7\sqrt{\frac{\Psi_{z,n}}{\Psi}}, \quad (2.42)$$

де функція Ψ знаходиться за формулою (2.43):

$$\Psi = \frac{\omega}{R^2} = \frac{\chi}{R} = \frac{pf_1\left(\frac{h_0}{p}\right)}{f_2\left(\frac{h_0}{p}\right)h_0} = f_3\left(\frac{h_0}{p}\right). \quad (2.43)$$

Досліджуючи функцію Ψ на мінімум, Й.І.Агроскін показав, що $\Psi_{z,n} = \Psi_{\min} = 6,56$ (доведення тут опускаємо).

З формули (2.41) випливає, що $h_0 = \frac{R}{f_2\left(\frac{h_0}{R}\right)}$. Поділивши цей ви-

раз на R_{\max} , дістанемо:

$$\eta_h = \frac{\eta_R}{f_2\left(\frac{h_0}{R}\right)}. \quad (2.44)$$

Отже, відносна глибина η_h залежить від відносного гідравлічного радіуса η_R . Докладніший аналіз показує, що функція $f_2 = \left(\frac{h_0}{R}\right)$ має максимум і відповідно для одного значення η_R є два значення η_h , тобто звужені та розширені перерізи.

За залежностями (2.38) і (2.39) можна обчислити значення:

$$\eta_B = \frac{B}{R_{\max}}; \quad \eta_p = \frac{p}{R_{\max}}; \quad \eta_\omega = \frac{\omega}{\Psi_{z,n}R_{\max}^2}.$$

Основні геометричні і гідравлічні співвідношення
для параболічних каналів

	$\frac{h}{p}$	$\eta_R = \frac{R}{R_{\max}}$	$\eta_h = \frac{h}{R_{\max}}$	$\eta_B = \frac{B}{R_{\max}}$	$\eta_p = \frac{p}{R_{\max}}$	$\eta_\omega = \frac{\omega}{\psi_{z,n} R_{\max}^2}$	Переріз
		0,1	0,75	1,16	10,38	11,6	
	0,15	0,8	1,26	9,17	8,37	1,171	
	0,2	0,83	1,33	8,41	6,65	1,136	
	0,3	0,88	1,44	7,45	4,81	1,093	
	0,4	0,91	1,53	6,85	3,83	1,067	
Область гідравлічно вигідних перерізів	0,5	0,93	1,61	6,43	3,21	1,049	
	0,6	0,95	1,67	6,1	2,79	1,037	
	0,7	0,96	1,73	5,85	2,47	1,027	
	0,8	0,97	1,78	5,64	2,23	1,021	
	0,9	0,98	1,83	5,46	2,03	1,015	
	1,0	0,984	1,88	5,31	1,88	1,011	
	1,2	0,992	1,96	5,06	1,63	1,006	
	1,4	0,996	2,03	4,86	1,45	1,003	
	1,6	0,999	2,1	4,69	1,31	1,001	
	1,885	1,0	2,19	4,5	1,16	1,0	г.н.п.
	2,0	1,0	2,22	4,44	1,11	1,002	Звужені
	2,2	0,998	2,28	4,35	1,04	1,003	
	2,4	0,997	2,32	4,26	0,97	1,004	
	2,6	0,996	2,37	4,18	0,913	1,005	
2,8	0,995	2,42	4,1	0,864	1,006		
3	0,989	2,47	4,03	0,82	1,008		
3,5	0,986	2,566	3,88	0,73	1,011		
4,0	0,978	2,656	3,76	0,66	1,016		
4,5	0,972	2,748	3,67	0,61	1,022		
5,0	0,965	2,825	3,57	0,565	1,028		
5,5	0,957	2,9	3,5	0,527	1,031		
6,0	0,949	2,97	3,43	0,495	1,035		

Результати цих розрахунків наведені в табл. 2.6, в якій також виділена область гідравлічно вигідних перерізів. Аналогічно можна встановити відповідні залежності і для інших форм русел.

2.3. Основні типи задач на розрахунки каналів

Визначення нормальної глибини. У цій задачі звичайно відомі форма й розміри поперечного перерізу, поздовжній похил дна i , характеристика

(і відповідно коефіцієнт шорсткості n) поверхні дна і стінок русла, розрахункова витрата Q .

Визначаючи нормальну глибину для русел довільної форми поперечного перерізу (рис. 2.9), можна скористатися способом підбору, за якого задають глибини h_1, h_2, \dots, h_n , потім обчислюють відповідні значення площ живого перерізу ω , змочених периметрів χ , гідравлічних радіусів R , швидкісних характеристик W і витрат $Q = \omega W \sqrt{i}$. Знайдені значення витрат порівнюють із заданою витратою. Якщо $Q_n = Q_0$, то $h_n = h_0$. Середня

швидкість у живому перерізі $V = \frac{Q_0}{\omega}$. Підбір можна спростити побудувавши

графік залежності $Q = f(h)$ за кількома довільними точками (рис. 2.10).

За графіком знаходять глибину h_0 , що відповідає заданому значенню витрати Q . Залежністю $Q = f(h)$, яку називають кривою витрат, зручно користуватися для визначення глибин, що відповідають різним витратам у руслі. Способи підбору і побудови кривої витрат застосовують також для визначення глибини у природних руслах (рис. 2.11), коли рух води в них умовно вважають рівномірним.

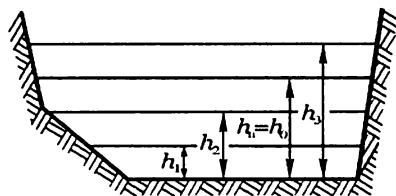


Рис. 2.9

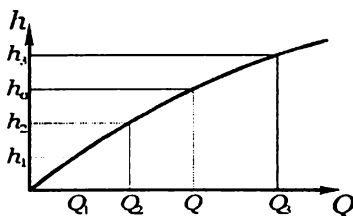


Рис. 2.10

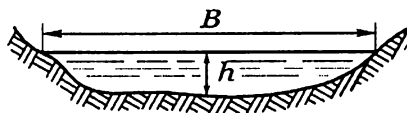


Рис. 2.11

Аналітично нормальну глибину можна знайти за допомогою так званого показникового закону. З формули (2.15) можна дістати:

$$\frac{Q}{\sqrt{i}} = K = \frac{1}{n} \frac{\omega^{1+z}}{\chi^2},$$

де K – витратна характеристика

$$K = \omega W. \quad (2.46)$$

Для різних форм русел є різні залежності $\omega = f(h)$ і $\chi = f(h)$. Наприклад, для трапецеїдальних русел з урахуванням (2.21) і (2.22):

$$K = \frac{1}{n} \frac{(bh + mh^2)^{1+z}}{(b + 2h\sqrt{1+m^2})^z}. \quad (2.47)$$

Формула (2.47) виражає складну залежність $K = f(h)$. Аналіз показує, що для двох довільних значень глибин h_1 і h_2 , значень витратних характеристик, що їм відповідають K_1 і K_2 , можна записати приблизну залежність, яка називається показниковим законом:

$$\frac{K_2^2}{K_1^2} \cong \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^x, \quad (2.48)$$

де x – гідравлічний показник русла:

$$x = \frac{2lg \frac{K_2}{K_1}}{lg \frac{h_2}{h_1}}. \quad (2.49)$$

Гідравлічний показник русла x з урахуванням (2.47) може бути сталим. Наприклад, якщо $z = 0,7$, для русел: трикутних ($b = 0$) можна брати $x = 5,4$; широких прямокутних ($b \gg h$) відповідно $x = 3,4$; вузьких прямокутних ($b \ll h$) отримаємо $x = 2$.

Аналогічні розв'язки можна здобути й для параболічних русел, де x змінюється від 4,4 для широких перерізів до 3,7 для вузьких. Для прямокутних і параболічних русел середньої ширини, а також для трапецеїдальних

русел залежність $2lg \frac{K_2}{K_1} = f\left(lg \frac{h_2}{h_1} \right)$ є криволінійною (приблизний вигляд

її показаний на рис. 2.12) і, отже, гідравлічний показник русла не буде сталим у разі різних глибин.

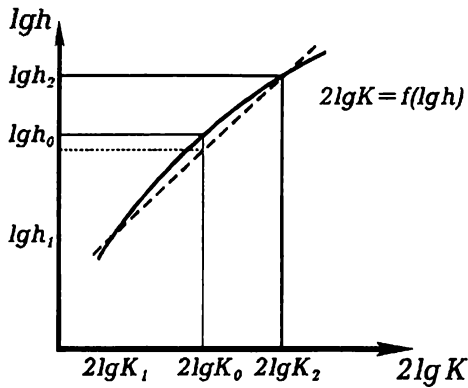


Рис. 2.12

Очевидно, таке наближення може бути прийнятним, коли крива (див. рис. 2.12) буде близькою до прямої. У практичних розрахунках попередньо знаходять значення розрахункової витратної характеристики $K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}$, а потім – нормальну глибину протікання потоку:

$$h_0 = h_1 \left(\frac{K_0}{K_1} \right)^{\frac{2}{x}}. \quad (2.50)$$

Гідравлічний показник русла істотно змінюється в каналах замкненого перерізу і складеного профілю (рис. 2.13), для яких цей метод розрахунку застосовувати не можна.

Для русел правильної форми є різні допоміжні таблиці. За цими таблицями можна визначити глибину h_0 з рівняння (2.4), в яке вона входить у неявній формі, зокрема, для розрахунку русел трапецеїдального, прямокутного (якщо $m = 0$) і трикутного (якщо $b = 0$) перерізів зручно користуватися табл. 2.5, а для русел параболічного перерізу – табл. 2.6. У цьому випадку, крім витрати Q , похилу i і коефіцієнта шорсткості n , задаються також для трапецеїдальних русел ширина по дну b і коефіцієнт закладання укосів m , а для параболічних русел – параметр параболи p . Порядок визначення нормальної глибини такий.

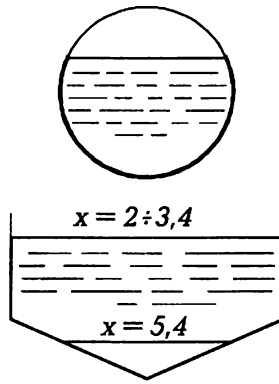


Рис. 2.13

1. За табл. 2.4 або за графіком (див. рис. 2.5) знаходять R_{\max} , враховуючи величину $\frac{Qn}{\sqrt{i}\psi_{z,n}}$.

2. Залежно від відносних величин $\eta_b = \frac{b}{R_{\max}}$ (для трапецеїдальних русел) або $\eta_p = \frac{p}{R_{\max}}$ (для параболічних русел), відповідно за табл. 2.5 або 2.6 знаходять значення η_h , а потім і нормальну глибину $h_0 = \eta_h R_{\max}$, а також значення площі живого перерізу ω , а потім і середньої швидкості протікання води в живому перерізі $V = \frac{Q}{\omega}$.

Приклад. Визначити нормальну глибину і швидкість потоку в руслі трапецеїдального перерізу (рис. 2.6) шириною по дну $b = 1,5$ м, коефіцієнтом закладання укосів $m = 1,5$, при коефіцієнті шорсткості $n = 0,017$, похилу $i = 0,001$, витраті $Q = 5 \text{ м}^3/\text{с}$.

Розв'язання

Визначасмо функції:

$$\psi_{z,n} = 8\sqrt{1+m^2} - 4m = 8\sqrt{1+1,5^2} - 4 \cdot 1,5 = 8,424;$$

$$\frac{Qn}{\sqrt{i}\psi_{z,n}} = \frac{5 \cdot 0,017}{\sqrt{0,001} \cdot 8,424} = 0,319.$$

За табл. 2.4 при $z = 0,65$ (табл. 2.1) визначаємо $R_{\max} = 0,65$.

$$\text{Визначаємо } \frac{b}{R_{\max}} = \frac{1,5}{0,65} = 2,31 \text{ і за табл. 2.5 } \frac{h_0}{R_{\max}} = 1,73.$$

Тоді нормальна глибина

$$h_0 = 1,73 \cdot R_{\max} = 1,73 \cdot 0,65 = 1,12 \text{ м.}$$

Площа живого перерізу

$$\omega = bh_0 + mh_0^2 = 1,5 \cdot 1,12 + 1,5 \cdot 1,12^2 = 3,562 \text{ м}^2.$$

Середня швидкість в живому перерізі

$$V = \frac{Q}{\omega} = \frac{5}{3,562} = 1,4 \text{ м/с.}$$

Визначення розмірів перерізу каналу при відомих глибині або швидкості. Якщо відома нормальна глибина h_0 , то, використовуючи вели-

чину $\eta_h = \frac{h_0}{R_{\max}}$, за таблицями знаходять значення η_b (для трапецеїдальних перерізів), η_p і η_B (для параболічних перерізів), а потім – відповідні значення b і B .

Приклад. Визначити необхідну ширину по дну і середню швидкість течії води в трапецеїдальному каналі з похилом дна $i = 0,0001$, коефіцієнтом закладання укосів $m = 1$, коефіцієнтом шорсткості $n = 0,013$, глибиною течії води $h_0 = 1,15 \text{ м}$, якщо витрата $Q = 15 \text{ м}^3/\text{с}$.

Розв'язання

Для $m = 1$ $\psi_{z,n} = 7,312$. (див. стор. 93)

$$\text{Обчислюємо величину } \frac{Qn}{\sqrt{i}\psi_{z,n}} = \frac{15 \cdot 0,013}{\sqrt{0,0001} \cdot 7,312} = 2,64.$$

За табл. 2.4, якщо $z = 0,65$, $R_{\max} = 1,44 \text{ м}$.

$$\text{За табл. 2.5 при } \eta_h = \frac{h_0}{R_{\max}} = \frac{1,15}{1,44} = 0,8 \text{ знаходимо } \eta_b = 10,78,$$

$$\eta_\omega = 1,26.$$

Необхідна ширина каналу по дну $b = \eta_b R_{\max} = 10,78 \cdot 1,44 = 15,52 \text{ м}$.

Площа живого перерізу $\omega = \eta_\omega \psi_{z,n} R_{\max}^2 = 1,26 \cdot 7,312 \cdot 1,44^2 = 19,1 \text{ м}^2$.

$$\text{Середня швидкість у живому перерізі } V = \frac{Q}{\omega} = \frac{15}{19,1} = 0,78 \text{ м/с}.$$

Якщо в умовах задачі не встановлені значення будь-яких лінійних величин для перерізів русла, то таке русло можна розрахувати як гідравлічно найвигідніше. У цьому випадку, як і у попередніх, визначають максимальний гідравлічний радіус R_{\max} , а потім за табл. 2.5 і 2.6 при $\frac{R}{R_{\max}} = 1$ – необхідні

геометричні характеристики перерізу і середню швидкість V .

При розрахунках відкритих русел може бути обмежена середня швидкість протікання води. Це обмеження пов'язане з недопущенням розмивання земляних або руйнування укріплених каналів. (Докладніше максимальні допустимі швидкості $V_{\text{дон}}$ розглянуто далі).

В цьому разі необхідно визначити розміри перерізу каналу за відомих витраті, похилі, характеристики дна і берегових укосів, їх укріплення, якщо воно є. Послідовність розрахунку при цьому така.

За табл. 2.4 знаходять максимальний гідравлічний радіус R_{\max} . Потім визначають площу живого перерізу каналу $\omega = \frac{Q}{V_{\max}}$ і залежно від відношен-

ня $\frac{\omega}{\Psi_{z,n} R_{\max}^2}$ за табл. 2.5 або 2.6 знаходять геометричні розміри перерізу.

Приклад. Визначити геометричні розміри трапецеїдального перерізу каналу з похилом дна $i = 0,003$, при коефіцієнті шорсткості $n = 0,025$, коефіцієнті закладання укосів $m = 1$, витраті $Q = 6,0 \text{ м}^3/\text{с}$, допустимій швидкості $V_{\text{дон}} = 1,07 \text{ м/с}$.

Розв'язання

Знаходимо значення функції $\Psi_{z,n}$ за формулою (2.29):

$$\Psi_{z,n} = 8\sqrt{1+m^2} - 4m = 8 \cdot \sqrt{1+1^2} - 4 \cdot 1 = 7,312.$$

Тоді за формулою (2.18):

$$R_{\max}^{2+z} = \frac{Qn}{\sqrt{i}\Psi_{z,n}} = \frac{6,0 \cdot 0,0025}{\sqrt{0,003} \cdot 7,312} = 0,684,$$

і за табл. 2.4 при $z = 0,65$ $R_{\max} = 0,87 \text{ м}$.

Необхідна площа живого перерізу

$$\omega = \frac{Q}{V_{\text{дон}}} = \frac{6,0}{1,07} = 5,61 \text{ м}^2$$

та функція

$$\eta_{\omega} = \frac{\omega}{\psi_{\dots} R_{\max}^2} = \frac{5,61}{7,312 \cdot 0,87^2} = 1,014.$$

Цьому значенню η_{ω} відповідає 2 варіанти геометричних розмірів русла (табл. 2.5):

$$\begin{aligned} 1. \quad \eta_h &= \frac{h_0}{R_{\max}} = 1,6; & \eta_b &= \frac{b}{R_{\max}} = 3,04; \\ h_0 &= 1,6 \cdot 0,87 = 1,39 \text{ м}; & b &= 3,04 \cdot 0,87 = 2,64 \text{ м}; \\ 2. \quad \eta_h &= \frac{h_0}{R_{\max}} = 2,53; & \eta_b &= \frac{b}{R_{\max}} = 0,42; \\ h_0 &= 2,53 \cdot 0,87 = 2,20 \text{ м}; & b &= 0,42 \cdot 0,87 = 0,37 \text{ м}. \end{aligned}$$

У першому випадку переріз каналу є розширеним (рис. 2.14, а), у другому – звуженим (рис. 2.14, б). В практичних умовах приймають варіант більш зручний за конструктивними особливостями і експлуатаційними вимогами.

Якщо в умовах задачі швидкість не обмежується, то доцільно прийняти гідравлічно найвигідніший переріз, тоді за табл. 2.5 $h_0 = 2 \cdot R_{\max} = 2 \cdot 0,87 = 1,74 \text{ м}$, $b = 1,66 R_{\max} = 1,66 \cdot 0,87 = 1,44 \text{ м}$.

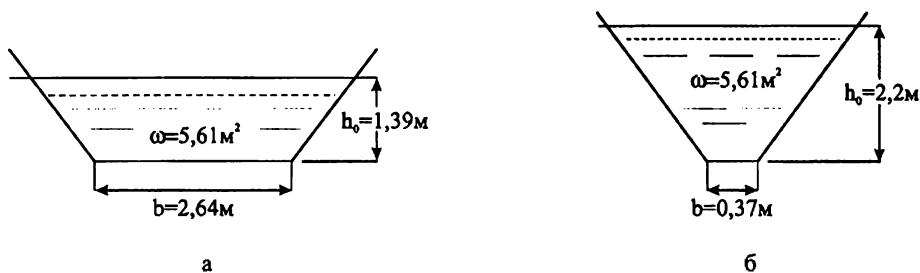


Рис. 2.14

Якщо задані розміри перерізу, витрата або середня швидкість протікання води в живому перерізі, за формулами (2.4) або (2.3) можна обчислити необхідний або допустимий похил дна русла.

Якщо відомі розміри живого перерізу каналу, його похил і витрата потоку можна визначити коефіцієнт шорсткості русла.

Приклад. Встановити коефіцієнт шорсткості русла трикутного перерізу, якщо: коефіцієнт закладання укосів $m = 0,75$; ширина русла по дну $b = 0$; похил дна русла $i = 0,0066$; витрата потоку $Q = 0,158 \text{ м}^3/\text{с}$; глибина рівномірного руху $h_0 = 0,46 \text{ м}$.

Розв'язання

Визначаємо площу живого перерізу русла (при $b = 0$):

$$\omega = (b + mh_0)h_0 = 0,752 \cdot 0,46^2 = 0,16 \text{ м}^2.$$

Знаходимо змочений периметр:

$$\chi = b + 2h_0\sqrt{1+m^2} = 2h_0\sqrt{1+m^2} = 2 \cdot 0,46 \cdot \sqrt{1+0,75^2} = 1,15 \text{ м}.$$

Гідралічний радіус перерізу за формулою $R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{0,16}{1,15} = 0,14 \text{ м}.$

З формули (2.4) визначаємо швидкісну характеристику:

$$W = \frac{Q}{\omega\sqrt{i}} = \frac{0,158}{0,16 \cdot \sqrt{0,0066}} = 2,16 \text{ м/с}.$$

Далі за табл. 2.2, в залежності від гідралічного радіуса та швидкісної характеристики, знаходимо коефіцієнт шорсткості русла $n = 0,02$.

2.4. Допустимі швидкості

Допустимі максимальні швидкості. Залежно від характеристики ґрунтів стінок і дна каналу, здатності його протистояти розмиванню, а також для різних кріплень укріплених каналів встановлюються допустимі максимальні швидкості протікання води у каналі. Різноманітність ґрунтів і штучних укріплень ускладнює встановлення загальних залежностей для граничних максимальних швидкостей у різних випадках. Допустимі швидкості на практиці визначають за емпіричними формулами. Однією з таких формул, яка відповідає теорії розмірностей, є формула І.І.Леві

$$V_{\text{дон}} = A\sqrt{gd} \lg \frac{R}{7d}, \quad (2.51)$$

де A – коефіцієнт, що враховує ущільнення ґрунту (для добре ущільнених ґрунтів $A = 3,2$, для ґрунтів із більш пухкою структурою $A = 2,8$); R – гідралічний радіус; d – середній діаметр частинок ґрунту.

Формулу (2.51) слід застосовувати, якщо $\frac{R}{d} = 50 \dots 5000$.

В орієнтовних розрахунках можна використовувати також формули:

Б.І.Студеничникова (якщо $\frac{h}{d} \leq 600$)

$$V_{\text{дон}} = 3,6\sqrt[4]{hd}, \quad (2.52)$$

та О.М.Латишенкова (якщо $\frac{h}{d} > 600$)

$$V_{дон} = 5d^{0,3}h^{0,2}, \quad (2.53)$$

де середній діаметр частинок ґрунту d і глибина потоку h підставляються в метрах, а $V_{дон}$ визначається в метрах за секунду (м/с). Залежно від призначення та їх ролі в народному господарстві встановлюють значення допустимих максимальних швидкостей, які можна знайти в [16, 17]. Деякі з них наведені в табл. 2.7.

Таблиця 2.7

Максимальні допустимі швидкості для земляних і укріплених каналів

Характеристика стінок і дна каналу	$V_{дон}$ м/с,	Характеристика стінок і дна каналу	$V_{дон}$ м/с,
Пил, мул, рослинна земля	0,15...0,45	Граніти, базальти	15...20
Пісок:		діабази	
дрібний	0,2...0,6	Кам'яна кладка	4...10
великий	0,5...0,9	Мостіння:	
Гравій	0,65...1,3	Поодиноке	2,3...4,5
Суглинок, глина	0,35...2,0	Подвійне	2,8...4,7
Конгломерат, сланці		Бетонне облицювання	9...25
пухкий і шаруватий вапняки	2...4,5	Дерево	25...36

Широкий діапазон зміни максимальних допустимих швидкостей пояснюється різними глибинами потоку в каналі (нижня границя $V_{дон}$ відповідає глибинам $h = 0,4$ м, а верхня $h = 3$ м, а також різними розмірами частинок ґрунту, каміння бруківки, різними марками бетону тощо.

Розподіл швидкостей за перерізом. Зазначимо, що фактично на розмивання впливає тільки швидкість біля берегів і дна русла. Тому розрахунок за середніми в перерізі допустимими швидкостями є умовним і справедливим лише для рівномірного руху, за якого середні і місцеві швидкості пов'язані певними напівемпіричними залежностями. Так, для гладких поверхонь швидкість у точці на відстані y від дна каналу:

$$\bar{u} = 5,75 \frac{\sqrt{gR}}{W} V \lg \frac{gyu}{\nu}, \text{ м/с}, \quad (2.54)$$

а для шорстких поверхонь стінок і дна каналу:

$$\bar{u} = 5,75 \frac{\sqrt{gR}}{W} V \lg \frac{30y}{\Delta}, \text{ м/с}, \quad (2.55)$$

де W – швидкісна характеристика, яка визначається за таблицею 2.2; u_* – динамічна швидкість, $u_* = \sqrt{Rgi}$; ν – кінематична в'язкість рідини; Δ – висота виступів еквівалентної шорсткості.

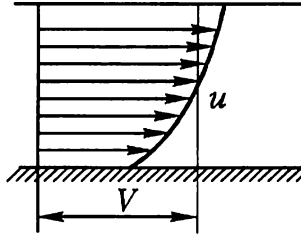


Рис. 2.15

Логарифмічний закон розподілу швидкостей за перерізом показаний на рис. 2.15. Безпосередньо поблизу дна залежності (2.54) і (2.55) не відображають дійсної картини руху, тому донну швидкість можна визначити за формулою:

$$\bar{u}_d = \frac{1,25V}{\lg \frac{6,15h_0}{\Delta}}. \quad (2.56)$$

Якщо через вплив зовнішніх факторів (див. підрозд. 3.7, 3.8) розподіл швидкостей за перерізом не відповідає наведеним залежностям, то за відомою донною швидкістю \bar{u}_d з формули (2.56) визначають умовну середню швидкість:

$$V_{ум} = 0,8u_d \lg \left(\frac{6,15h_0}{\Delta} \right) \quad (2.57)$$

і порівнюють її з допустимою середньою в перерізі швидкістю або підбирають за нею необхідне укріплення.

Мінімальні допустимі середні в перерізі швидкості. Ці швидкості встановлюються за умови недопущення замулювання каналу і залежать від розмірів та кількості завислих у потоці частинок. Мінімальні допустимі швидкості також визначають дослідним шляхом.

Тут наводяться деякі рекомендації щодо визначення мінімальних допустимих швидкостей. У загальному випадку для цього користуються формулою І.І.Леві:

$$V_{\min} = 0,01 \frac{V_{z,k}}{\sqrt{d}} \sqrt[4]{\frac{p}{0,01} \frac{0,0225}{n}} \sqrt{R}, \quad (2.58)$$

де $V_{z,k}$ – швидкість падіння частинок у рідині, що перебуває в рівновазі, яка називається гідравлічною крупністю частинки і залежить від її розмірів, форми, густини та густини рідини (див. п.7.1); d – середній діаметр частинок зважених наносів, маса яких переважає, мм; p – масова насиченість зважених наносів з $d_{cep} \geq 0,25$ мм, %; n – коефіцієнт шорсткості русла; R – гідравлічний радіус, м.

Якщо масова насиченість потоку з діаметром частинок більше як 0,25 мм не перевищує 0,01%, то користуються спрощеною формулою

$$V_{\min} = a\sqrt{R}, \quad (2.59)$$

де a – множник, який береться за табл. 2.8.

Таблиця 2.8

Значення множника a у формулі (2.59) залежно від середнього діаметра частинок переважаючої маси зважених наносів

d , мм	a , $\text{м}^{0,5}/\text{с}$	d , мм	a , $\text{м}^{0,5}/\text{с}$	d , мм	a , $\text{м}^{0,5}/\text{с}$	d , мм	a , $\text{м}^{0,5}/\text{с}$
0,1	0,22	0,6	0,82	1,2	1,00	1,8	1,07
0,2	0,45	0,8	0,90	1,4	1,02	2,0	1,10
0,4	0,67	1,0	0,95	1,6	1,05	3,0	1,11

Допустиму мінімальну незамулюючу швидкість, можна також визначити за формулою О.О.Гіршкана

$$V_{\min} = AQ^{0,2}, \quad (2.60)$$

де Q – витрата, $\text{м}^3/\text{с}$; A – коефіцієнт, що береться залежно від гідравлічної крупності $V_{z,k}$ частинок за такими даними:

$V_{z,x} \frac{mm}{c}$	<1,5	1,5...3,5	> 3,5
A	0,33	0,44	0,55

2.5. Гідравлічний розрахунок водовідвідних труб та інших русел замкненого перерізу

Особливості руху води в руслах замкненого перерізу. Безнапірні русла замкненого перерізу (рис. 2.16) широко застосовуються у різних галузях водного господарства. У системах водовідведення (каналізації) найпоширенішими є круглі водоводи (рис. 2.16, а), а також зворотнояйцеподібні (зворотноовоїдальні), лоткові (рис. 2.16, б, в) та ін. Коритоподібні перерізи (рис. 2.16, г) застосовують при влаштуванні гідротехнічних тунелів.

Усі ці перерізи характеризуються лінійними розмірами, пропорційними радіусу r . Залежно від r , при цілком заповненому перерізі можна обчислити площу перерізу ω_n , змочений периметр χ_n ,

гідравлічний радіус $R_n = \frac{\omega_n}{\chi_n}$ і швидкісну характеристику W_n за формулою (2.7).

У разі рівномірного руху рідини в частково заповненому водоводі, швидкість і витрату потоку визначають за формулами (2.3) і (2.4).

Відповідні характеристики перерізу ω, χ, R, W будуть відрізнятися від їх значень при наповненні щерть, і ця відмінність залежить від ступеня наповнення труби $\Delta = \frac{h_0}{r}$ (для круглих перерізів часто вважають ступінь

наповнення $\frac{h}{D}$). У безнапірних замкнених водоводах найбільш наочно проявляється недолік урахування впливу форми перерізу на пропускну здатність труби. Особливістю замкнених перерізів є зменшення ширини русла по верху, починаючи з деяких глибин.

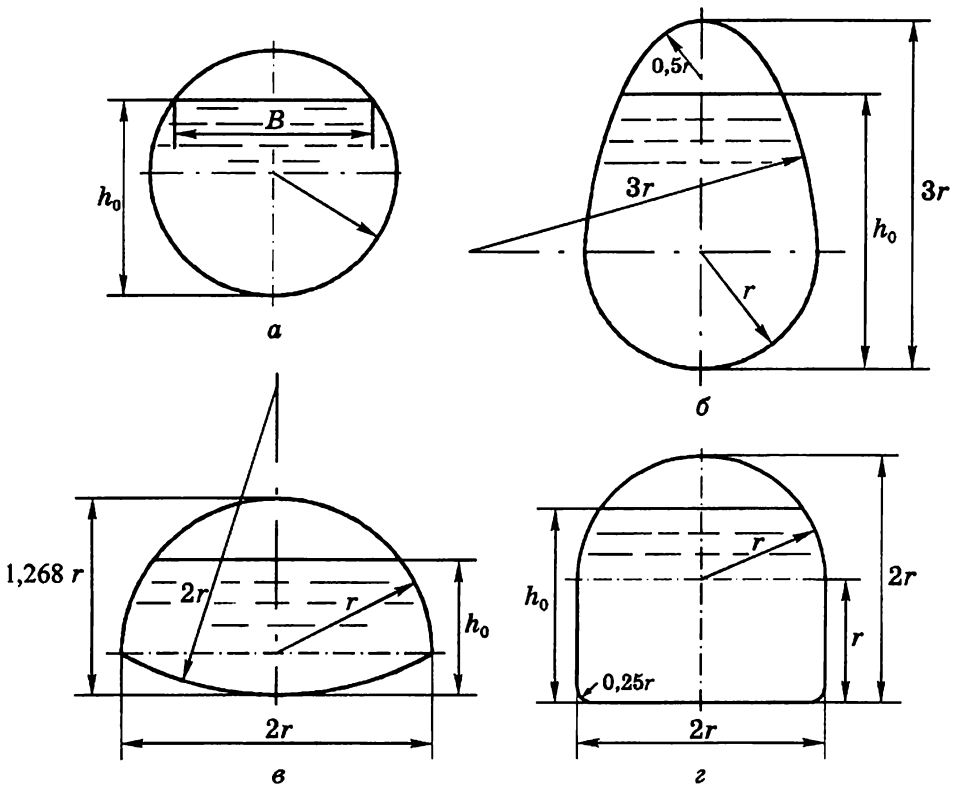


Рис. 2.16

У верхній частині труби із зростанням глибини змочений периметр χ зростає швидше, ніж площа живого перерізу ω , що призводить до зменшення гідравлічного радіуса (це не стосується русел прямокутного, трапецеїдального, трикутного, параболічного та інших перерізів). Отже, в замкнених водоводах у верхній їх частині із зростанням ступеня наповнення мали б зменшуватися згідно з формулою (2.7) швидкісна характеристика W і, відповідно, швидкість V та витрата Q . Однак це не підтверджується дослідженнями багатьох авторів.

У разі неповного наповнення труби над вільною поверхнею утворюється супутній повітряний потік [7], що призводить до зміни розподілу дотичних напружень τ і утворення вторинних поперечних течій (рис. 2.17), а це вимагає додаткових витрат енергії і зменшує пропускну здатність труби. Ці особливості руху свідчать про необхідність застосування для замкнених во-

доводів розрахункових залежностей, що відрізняються від залежностей звичайних відкритих русел. Врахувати окремо вплив кожного із вказаних факторів дуже важко, тому доводиться зважати на зміну швидкості і витрати введенням загального поправочного коефіцієнта $k' = f(\Delta)$ у формулу (2.7) для швидкісної характеристики [7]

$$W = \frac{k'}{n} R^2. \quad (2.61)$$

Зрозуміло, що коефіцієнт k' буде різним для різних форм безнапірних перерізів (див. рис. 2.16).

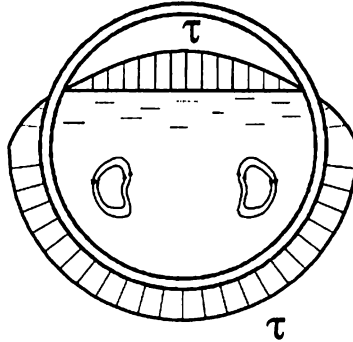


Рис. 2.17

Застосування формул рівномірного руху рідини для розрахунку круглих безнапірних труб. Як вже вказувалося, швидкість і витрату у безнапірних водовідвідних (каналізаційних) трубах можна визначити за формулами (2.3) і (2.4) з урахуванням швидкісної характеристики, знайденої за формулою (2.61). Для спрощення розрахунків геометричні й гідравлічні характеристики потоку можна виразити залежно від радіуса труби і ступеня її наповнення $\omega = \omega' r^2$. В окремому випадку при рівномірному русі

$$\omega = \omega' r^2; \quad (2.62)$$

$$\chi = \chi' r; \quad (2.63)$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{\omega' r^2}{\chi' r} = R' r, \quad (2.64)$$

де відносні величини ω' , χ' , R' залежать від ступеня наповнення Δ і наведені у табл. 2.9.

Основні геометричні і гідравлічні характеристики труб
круглого поперечного перерізу при різних ступенях наповнення

Δ	$\omega' = \frac{\omega}{r^2}$	$\chi' = \frac{\chi}{r}$	$R' = \frac{R}{r}$	k'	A	B
0,2	0,164	1,29	0,127	0,940	0,020	0,385
0,4	0,442	1,86	0,241	0,970	0,084	0,592
0,6	0,793	2,32	0,342	0,875	0,180	0,710
0,8	1,171	2,74	0,429	0,878	0,297	0,794
1,0	1,571	3,14	0,500	0,880	0,440	0,880
1,1	1,771	3,34	0,530	0,881	0,515	0,914
1,2	1,968	3,54	0,555	0,882	0,589	0,945
1,3	2,162	3,75	0,576	0,884	0,670	0,974
1,4	2,349	3,97	0,593	0,885	0,740	0,989
1,5	2,527	4,19	0,603	0,887	0,800	0,995
1,6	2,694	4,43	0,608	0,890	0,870	1,015
1,7	2,846	4,69	0,606	0,892	0,917	1,013
1,8	2,978	5,00	0,596	0,895	0,952	1,010
1,9	3,083	5,38	0,573	0,898	0,993	1,006
2,0	3,142	6,28	0,500	1,000	1,000	1,000

З урахуванням залежностей (2.3) і (2.61) вираз для середньої швидкості в трубі запишеться таким чином:

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{k'}{n} R^z \sqrt{i} = \frac{k'}{n} R'^z r^z \sqrt{i} \frac{R'^z}{R'^z} = \\
 &= k' \left(\frac{R'}{R_n} \right)^z \frac{1}{n} R_n^z \sqrt{i} = BW_n \sqrt{i}, \quad (2.65)
 \end{aligned}$$

де R'_n – значення R' у разі наповнення труби вщерть, $R_n = R'_n r$ – гідравлічний радіус у цьому самому випадку; оскільки $R_n = \frac{\omega_n}{\chi_n} = \frac{\pi r^2}{2\pi r} = \frac{r}{2} = \frac{D}{4}$

(D – діаметр труби), то $R'_n \approx 0,5$; W_n – швидкісна характеристика труби при наповненні вщерть

$$W_n = \frac{1}{n} R_n^z = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4} \right)^z; \quad (2.66)$$

$B = k' \left(\frac{R'}{R_n} \right)^2$ – відносна швидкісна характеристика, що залежить від ступеня наповнення труби Δ і показника степеня z . У разі наповнення труби

вщерть $R' = R'_n$, $k' = 1$, і $B = 1$. Для чавунних, сталевих, азбестоцементних, залізобетонних труб і водоводів, якщо коефіцієнти шорсткості $n = 0,011 \dots 0,017$, можна брати усереднений показник степеня $z = 0,67$. Тоді:

$$B = k' \left(\frac{R'}{R'_n} \right)^{0,67}, \quad (2.67)$$

а швидкість у трубі:

$$V = BW_n \sqrt{i}. \quad (2.68)$$

За формулою (2.66) можна обчислити швидкісну характеристику труби в разі наповнення вщерть для різних діаметрів і матеріалів (або коефіцієнтів шорсткості) труб. Деякі її значення (при $z = 0,67$) наведені у табл. 2.10.

Витрата у безнапірній трубі

$$Q = \omega W \sqrt{i} = \omega' r^2 B W_n \sqrt{i} \frac{\omega'_n}{\omega'_n} = \frac{\omega' B}{\omega'_n} \omega'_n r^2 W_n \sqrt{i}. \quad (2.69)$$

Позначимо

$$A = \frac{\omega' B}{\omega'_n}, \quad (2.70)$$

де A – відносна витратна характеристика, яка залежить від ступеня наповнення труби (в разі наповнення вщерть $\omega' = \omega'_n$, $K_n = \omega_n W_n$); K_n – витратна характеристика труби при повному наповненні, яка залежить від діаметра і матеріалу труби, деякі її значення наведені у табл. 2.10.

З урахуванням викладеного:

$$Q = AK_n \sqrt{i}. \quad (2.72)$$

Як вже вказувалося (підрозд. 2.1), водовідвідні (каналізаційні) труби звичайно працюють у перехідній області опору. Тому точніше швидкісну

характеристику в разі наповнення труби вщерть W_n можна визначити за формулою М.Ф.Федорова (2.12)

$$W_n = -4\sqrt{2gRl}g \left(\frac{\Delta_2}{3,42D} + \frac{a_2}{\text{Re}} \right), \quad (2.73)$$

де значення еквівалентної абсолютної шорсткості Δ_2 і коефіцієнта a_2 , що враховує її характер, визначають за табл. 2.3.

Таблиця 2.10

Швидкісні і витратні характеристики при повному наповненні труб

$D, \text{мм}$	$n = 0,013$		$n = 0,014$		$n = 0,015$		$n = 0,017$	
	$W_n,$ м/с	$K_n,$ $\text{м}^3/\text{с}$	$W_n,$ м/с	$K_n,$ $\text{м}^3/\text{с}$	$W_n,$ м/с	$K_n,$ $\text{м}^3/\text{с}$	$W_n,$ м/с	$K_n,$ $\text{м}^3/\text{с}$
500	19,86	3,90	18,07	3,55	16,54	3,25	14,07	2,76
600	22,38	6,33	20,41	5,77	18,71	5,29	15,97	4,52
700	24,75	9,61	22,61	8,70	20,77	7,99	17,78	6,84
800	27,01	13,58	24,71	12,42	22,73	11,42	19,51	9,81
900	29,17	18,56	26,62	16,93	24,61	15,65	21,17	13,47
1000	31,25	24,54	28,66	22,51	26,42	20,75	22,77	17,88
1100	33,26	31,60	30,52	29,01	28,17	26,77	24,32	23,12
1200	35,20	39,81	32,34	36,58	29,87	33,78	25,83	29,21
1300	37,09	49,23	34,10	45,26	31,52	41,83	27,30	36,23
1400	38,93	59,92	35,82	55,13	33,13	50,99	28,73	44,23
1500	40,72	68,79	37,49	66,24	34,70	61,13	30,13	53,25

Таблиця 2.11

Кінематична в'язкість стічних вод, $\text{см}^2/\text{с}$

Температура $t, ^\circ\text{C}$	Значення ν при кількості завислих речовин, $\text{мг}/\text{л}$			
	–	200	400	600
5	0,0152	0,0168	0,0184	0,02
10	0,0131	0,0138	0,0139	0,0143
15	0,0115	0,0116	0,0118	0,0119
20	0,0101	0,0102	0,0103	0,0104
25	0,009	0,0091	0,0091	0,0092

Число $Re = \frac{4RV}{\nu}$ беруть з урахуванням кінематичної в'язкості стічної води (табл. 2.11).

Витратна характеристика при наповненні шцерьт $K_n = W_n \omega_n$.

Як приклад у табл. 2.12 наведені значення K_n для бетонних, залізобетонних і керамічних труб з урахуванням значень W_n , обчислених за формулою (2.73) при різних числах Re , а для порівняння - значення K_n , що підраховані з урахуванням W_n за формулою М.М.Павловського (2.66).

Знайдені значення K_n і W_n підставляють у формули (2.72) для визначення середньої в перерізі швидкості та витрати в трубі.

Щодо відносних витратних A і швидкісних B характеристик, то найповнішими є дослідження, що проведені під керівництвом Ю.М.Константінова, О.О.Сапухіним у Київському інженерно-будівельному інституті, а потім продовжені ним у Вищому інституті з архітектури і будівництва (Болгарія, м. Софія). Дослідження проводилися на великомасштабних установках при діаметрах труб $D = 200 \dots 500$ мм, коефіцієнтах шорсткості $n = 0,0105 \dots 0,013$, похилах $i = 0,00756 \dots 0,0206$ та довжині їх до 40 м, що забезпечувало рівномірний рух і достатню надійність результатів. Внаслідок обробки експериментальних даних, а також з урахуванням досліджень, що проводили раніше М.Ф.Федоров, В.М.Козін, Ф.Бюлов, Ф.Скобей та ін., отримано рекомендації щодо значень відносних витратних і швидкісних характеристик (рис. 2.18). На графіку також наведені значення поправочного

коефіцієнта $k' = B \left(\frac{R'_n}{R'} \right)^{0,67}$, що враховує вплив форми перерізу. Для по-

рівняння пунктиром показані значення A_* і B_* , які обчислені без урахування впливу форми перерізу (при $k' = 1$) і дають завищені значення швидкості та витрати, але зустрічаються у деяких розрахункових рекомендаціях.

Для практичних розрахунків безнапірних труб широко використовують спеціальні таблиці, в яких для різних матеріалів і діаметрів труб, при різних похилах і ступенях наповнення наведені значення швидкості й витрати в трубі.

Витратні характеристики $K_n, \text{м}^3/\text{с}$ в разі наповнення вщерть
для труб з різних матеріалів

D, мм	Значення K_n обчисленні за формулами							М.М. Пав- ловсь- кого
	М.Ф.Федорова при числах Re							
	$50 \cdot 10^3$	$100 \cdot 10^3$	$200 \cdot 10^3$	$500 \cdot 10^3$	$1000 \cdot 10^3$	$5000 \cdot 10^3$		
Залізобетонні і бетонні труби ($n = 0,014$)								
250	0,51	0,54	0,55	0,56	0,57	-	0,56	
300	0,83	0,87	0,9	0,91	0,92	0,93	0,91	
350	1,23	1,3	1,34	1,38	1,39	1,4	1,37	
400	1,73	1,84	1,91	1,96	1,98	1,99	1,95	
500	3,08	3,28	3,42	3,53	3,57	3,6	3,55	
600	-	5,26	5,5	5,7	5,77	5,84	5,76	
700	-	7,81	8,2	8,52	8,64	8,75	8,7	
800	-	11,0	11,59	12,07	12,27	12,45	12,41	
900	-	14,89	15,72	16,42	16,72	16,98	17,0	
1000	-	19,51	20,66	21,64	22,05	22,43	22,44	
1100	-	-	26,38	27,7	28,27	28,79	28,98	
1200	-	-	32,99	34,72	35,47	36,16	36,53	
1300	-	-	40,53	42,74	43,71	44,63	45,25	
1400	-	-	49,01	51,78	53,02	51,2	55,9	
1500	-	-	58,57	62,0	63,55	65,04	66,41	
Керамічні труби ($n = 0,013$)								
150	0,143	0,149	0,152	0,154	0,155	-	0,17	
200	0,301	0,316	0,325	0,332	0,335	-	0,341	
250	0,54	0,57	0,59	0,6	0,6	-	0,62	
300	0,86	0,92	0,94	0,97	0,98	0,99	1,0	
350	1,28	1,36	1,41	1,45	1,47	1,48	1,51	
400	1,8	1,92	2,0	2,07	2,09	2,11	2,15	
450	2,43	2,6	2,72	2,81	2,85	2,88	2,94	
500	3,18	3,41	3,58	3,71	3,76	3,8	3,9	
550	4,06	4,6	4,58	4,76	4,83	4,89	5,02	
600	-	5,45	5,73	5,97	6,06	6,15	6,33	

$$\Delta = \frac{h}{r}$$

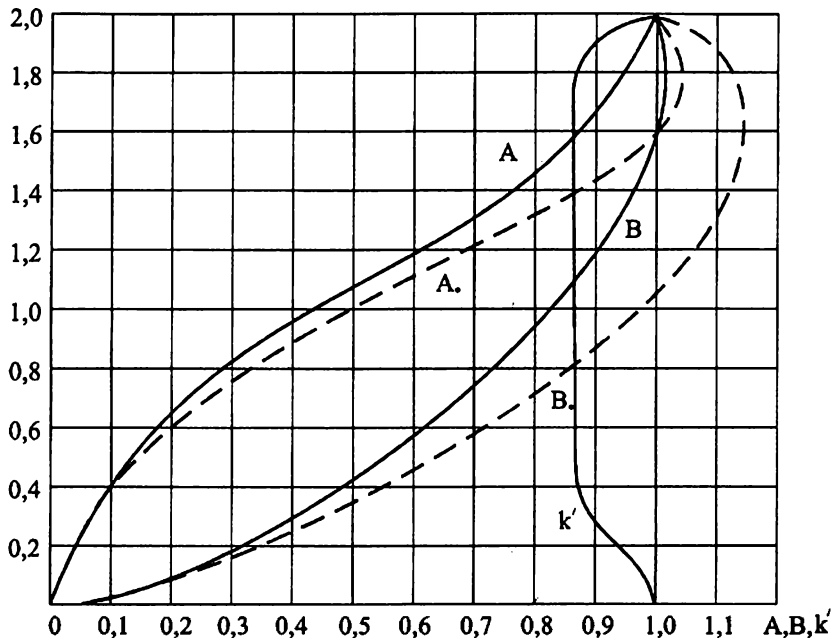


Рис. 2.18

Як приклад, у табл. 2.13 у скороченому вигляді подані вибіркові значення розрахункових параметрів для залізобетонних труб діаметром 500мм взяті за даними Ю.М.Константінова, О.А.Василенка, О.О.Сапухіна [4].

Таблиця 2.13

Вибіркові значення розрахункових параметрів

$\Delta = \frac{h}{r}$	$i = 0,012$		$i = 0,013$		$i = 0,014$		$i = 0,015$...
	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	
...
1,0	52,56	0,54	54,81	0,56	56,97	0,58	59,06	0,60	...
1,2	70,79	0,58	73,81	0,60	76,71	0,62	79,51	0,65	...
1,3	74,75	0,59	83,15	0,62	86,42	0,64	89,57	0,66	...
...

Ці таблиці вважають найбільш повними і достовірними, тому що вони складені з використання формули (2.66) при $k' \leq 1$, тоді як у таблицях М.Ф.Федорова і Л.Є.Волкова взято $k' = 1$, а таблиці А.А.Лукіних і Н.А.Лукіних розраховані за формулами (2.67) і (2.68) при $k' = 1$, що призводить до завищених значень витрати і швидкості або занижених діаметрів труб, за яких можуть виникати аварійні ситуації.

Допустимі наповнення і швидкості у водовідвідних трубах. При розрахунку труб дощового водовідведення допускається наповнення всередині труби $\Delta_0 = \frac{h_0}{r} = 2$, а в трубах для відведення промислових і побутових

стічних вод ступінь наповнення не допускається більш ніж $\Delta_0 = \frac{h_0}{r} = 1,5$ при діаметрах труб $D > 900$ мм. Для менших діаметрів розрахунковий ступінь наповнення беруть в межах 1, 2...1,5.

Мінімальні середні в перерізі швидкості V_{\min} , при яких не замулюються водовідвідні труби, називаються самоочишуваними. Мінімальні допустимі швидкості, $\frac{M}{C}$, можна знайти за формулою С.В.Яковлева:

$$V_{\min} = 12,5 V_{z,k} R^{0,2}, \quad (2.74)$$

або за формулою М.Ф.Федорова (з коректуванням М.І.Алексєєва):

$$V_{\min} = 1,42 \sqrt[m]{R}, \quad (2.75)$$

де $V_{z,k}$ – гідравлічна крупність завислих частинок, $\frac{M}{C}$; R – гідравлічний радіус, m ; m – показник степеня, $m = 4,5 + 0,5R$.

Максимальні допустимі швидкості беруться за умови недопущення руйнування труб; для металевих труб $V_{\text{дон}} = 8 \frac{M}{C}$, для неметалевих $V_{\text{дон}} = 4 \frac{M}{C}$.

Основні розрахункові випадки. При розрахунку труб систем водовідведення можуть бути задані витрата Q , розрахунковий ступінь наповнення Δ_0 , похил труби i . Необхідно знайти діаметр труби. У цьому випадку за графіком (див. рис. 2.18) визначають відносну витратну характеристику A , а

за формулою (2.72) – витратну характеристику в разі наповнення вщерть K_n . Потім за табл. 2.10 або 2.12 знаходять найближчий стандартний діаметр труби. Підставляючи у формулу (2.7) значення K_n , яке відповідає цьому стандартному діаметру, визначають з неї величину A , а потім за графіком (рис. 2.18) – уточнене значення ступеня наповнення Δ_0 і відповідне йому значення B . Визначивши значення швидкісної характеристики при наповненні вщерть W_n , за табл. 2.10 або як відношення $W_n = \frac{K_n}{\omega_n}$, (де K_n вибирають за табл. 2.12), за формулою (2.68) знаходять середню в перерізі швидкість V , яка має бути більшою за мінімальну швидкість і меншою від максимальної допустимої швидкості. Якщо ця умова не збігається, то потрібно змінити похил труби.

Приклад. Визначити діаметр залізобетонної труби системи водовідведення і середню в перерізі швидкість течії стічної води з температурою 10°C , якщо похил труби $i = 0,004$, витрата $Q = 0,55 \text{ м}^3/\text{с}$, відносне наповнення труби $\Delta = 1,5$, кількість завислих речовин $400 \text{ мг}/\text{л}$.

Розв'язання

Обчислюємо за формулою (2.72) K_n , якщо $A = 0,80$ (за графіком на рис. 2.18):

$$K_n = \frac{Q}{A\sqrt{i}} = \frac{0,55}{0,80 \cdot \sqrt{0,004}} = 10,91 \text{ м}^3/\text{с}.$$

За табл. 2.12 (за формулою М.Ф.Федорова) вибираємо діаметр труби 800 мм.

Уточнюємо значення A за формулою (2.72), наближено беручи число Рейнольдса $Re = 1000 \cdot 10^3$ і $K_n = 12,27 \text{ м}^3/\text{с}$:

$$A = \frac{Q}{K_n \sqrt{i}} = \frac{0,55}{12,27 \cdot \sqrt{0,004}} = 0,77.$$

За графіком уточнюємо $\Delta = 1,45$ і $B = 0,99$. За табл. 2.9 знаходимо $R' = 0,599$ і $\omega' = 2,439$.

Кінематична в'язкість стічних вод $\nu = 0,0139 \text{ см}^2/\text{с}$ (див. табл. 2.11).

Уточнюємо число Рейнольдса:

$$\begin{aligned} \text{Re} &= \frac{4RV}{\nu} = \frac{4R'rQ}{\nu\omega'r^2} = \frac{4Q R'}{vr \omega'} = \\ &= \frac{4 \cdot 0,55 \cdot 0,599}{0,0139 \cdot 10^{-4} \cdot 0,4 \cdot 2,439} = 971769 \end{aligned}$$

і $K'' = 12,26 \frac{\text{м}^3}{\text{с}}$ за табл. 2.12.

Визначаємо швидкісну характеристику в разі наповнення швирть

$$W'' = \frac{K'' \cdot 4}{\pi D^2} = \frac{12,2 \cdot 4}{3,14 \cdot 0,8^2} = 24,40 \frac{\text{м}}{\text{с}}$$

і середню в перерізі швидкість за формулою (2.68)

$$V = 0,99 \cdot 24,40 \cdot \sqrt{0,004} = 1,53 \frac{\text{м}}{\text{с}}.$$

Аналогічно за допомогою таблиць і графіків обчислюють ступінь наповнення Δ при відомих витраті, похилі труби та її діаметрі; необхідний похил при заданих витраті, діаметрі труби, ступені наповнення.

При відсутності таблиць для деяких труб з різних матеріалів, або нетипових (наприклад, великих) діаметрів за формулами (2.62) і (2.64) визначають площу живого перерізу і гідравлічний радіус, потім за табл. 2.2 та за формулою (2.61) швидкісну характеристику, і за формулою (2.46) витратну характеристику. Діаметр труби в цьому випадку визначається підбором.

Приклад. Визначити радіус круглого залізобетонного тунелю і середню в перерізі швидкість при рівномірному русі води, якщо задані похил русла $i = 0,0012$; витрата $Q = 12 \frac{\text{м}^3}{\text{с}}$, відносна глибина наповнення труби $\Delta = 1,75$; коефіцієнт шорсткості $n = 0,014$.

Розв'язання

Розв'язуємо цю задачу підбором.

Обчислюємо за формулою (2.45) розрахункову витратну характеристику K_0 :

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{12}{\sqrt{0,0012}} = 346 \frac{\text{м}^3}{\text{с}}.$$

За табл. 2.9 при наповненні $\Delta = 1,75$ приймаємо відносну площу труби $\omega' = 2,915$, та відносний гідравлічний радіус $R' = 0,603$.

В першому наближенні задаємо радіус труби $r_1 = 1\text{м}$ і $D_1 = 2,0\text{м}$, тоді:

$$\omega_1 = \omega'_1 r_1^2 = 2,915 \cdot 1^2 = 2,915 \text{м}^2;$$

$$R_1 = R'_1 r_1 = 0,603 \cdot 1 = 0,603 \text{м}.$$

За табл. 2.2 в залежності від шорсткості труби та гідравлічного радіуса визначаємо швидкісну характеристику

$$W_1 = 51,1 \frac{M}{c}.$$

З врахуванням поправочного коефіцієнта k' (графік на рис. 2.18):

$$W_{mp1} = k' \cdot W_1 = 0,893 \cdot 51,1 = 45,63 \frac{M}{c}.$$

Витратна характеристика

$$K_{mp1} = \omega_1 \cdot W_1 = 2,915 \cdot 45,63 = 133 \frac{M^3}{c}.$$

Порівнюємо значення K_{mp1} і K_0 .

Оскільки $K_{mp1} < K_0$, то діаметр труби треба збільшити.

Приймаємо $D = 3m$ (тобто $r = 1,5m$).

Тоді аналогічно

$$\omega_2 = \omega' r_2^2 = 2,915 \cdot 1,5^2 = 6,65 m^2,$$

$$R_2 = R' r_2 = 0,603 \cdot 1,5 = 0,9 m,$$

$$W_2 = 66,7 \frac{M}{c}; \quad W_{mp2} = 0,885 \cdot 66,7 = 59,03 \frac{M}{c},$$

$$K_{mp2} = \omega_2 \cdot W_{mp2} = 6,56 \cdot 59,03 = 387 \frac{M^3}{c}.$$

Порівнюємо K_{mp2} та K_0 .

Остаточно приймаємо радіус труби $r = 1,5m$, ($D = 3,0m$), оскільки в цьому випадку витратна характеристика є найближчою до величини K_0 .

Уточнюємо відносну глибину наповнення труби Δ .

Оскільки було прийнято найближчий більший стандартний діаметр, то Δ має зменшитися у порівнянні із заданою величиною.

Після ряду спроб приймаємо $\Delta = 1,56$, тоді $\omega' = 2,6292$ $R' = 0,6072$, звідси

$$\omega = 2,6292 \cdot 1,5^2 = 5,92 m^2,$$

$$R = 0,6072 \cdot 1,5 = 0,91 m.$$

Уточнюємо значення швидкісної та витратної характеристик:

$$W = 67,18 \frac{M}{c},$$

$$W_{mp} = k' \cdot W = 0,889 \cdot 67,18 = 59,72 \frac{M}{c},$$

$$K_{mp2} = \omega \cdot W_{mp} = 5,92 \cdot 59,72 = 353,5 \frac{M^3}{c}.$$

Визначаємо середню швидкість в трубі за формулою (2.3)

$$V = W_{mp} \cdot \sqrt{i} = 59,72 \cdot \sqrt{0,0012} = 2,07 m/c.$$

В деяких задачах визначають необхідний похил труби при відомих діаметрі, матеріалі, витраті і глибині.

Приклад. Визначити, який похил треба надати трубі круглого перерізу з радіусом $r = 2\text{ м}$, якщо коефіцієнт шорсткості стінок $n = 0,014$, витрата $Q = 4,7\text{ м}^3/\text{с}$, та глибина рівномірного руху $h_0 = 2,6\text{ м}$.

Розв'язання

Визначаємо ступінь наповнення труби

$$\Delta = \frac{h_0}{r} = \frac{2,6}{2} = 1,3.$$

За графіком (рис. 2.18) знаходимо відносну витратну характеристику $A = 0,67$.

При гідравлічному радіусі $R = \frac{r}{2} = 1\text{ м}$ і $n = 0,014$ за табл. 2.2 знаходимо

швидкісну характеристику при повному наповненні труби $W_n = 71,4\text{ м}^3/\text{с}$.

Витратна характеристика при повному наповненні за формулою (2.46):

$$K_n = \omega_n W_n = \pi r^2 W_n = 3,14 \cdot 2^2 \cdot 71,4 = 896,78\text{ м}^3/\text{с}.$$

За формулою (2.72) визначасмо необхідний похил труби:

$$i = \frac{Q^2}{A^2 K_n^2} = \frac{4,7^2}{0,67^2 \cdot 896,78^2} = 0,000061.$$

Дренажні труби. Такі труби також розраховують як безнапірні, але за умови наповнення вщерть. Взявши $A = 1$, за формулою (2.72) знаходять значення

витратної характеристики $K_n = \frac{Q}{\sqrt{i}}$, залежно від якого визначають

необхідний діаметр труби. Наприклад, для гончарних дренажних труб, якщо коефіцієнт шорсткості $n = 0,012$, витратні характеристики мають такі значення:

$D, \text{мм}$	40	50	65	80	100	130	160	200
$K_n, \text{л}^3/\text{с}$	4,5	8,1	16,4	28,6	52	106,8	184	335

Розділ 3

УСТАЛЕНИЙ НЕРІВНОМІРНИЙ РУХ РІДИНИ У ВІДКРИТИХ РУСЛАХ

3.1. Основні поняття й визначення

У разі нерівномірного усталеного руху рідини у відкритому каналі середня швидкість і глибина потоку h змінюються вздовж руху, але не змінюються в будь-якому перерізі з часом. Нерівномірний рух встановлюється у таких випадках:

– у разі наявності в руслі перепаду (рис. 3.1, *а*), греблі (рис. 3.1, *б*) або іншої споруди, а також у разі зміни похилу дна;

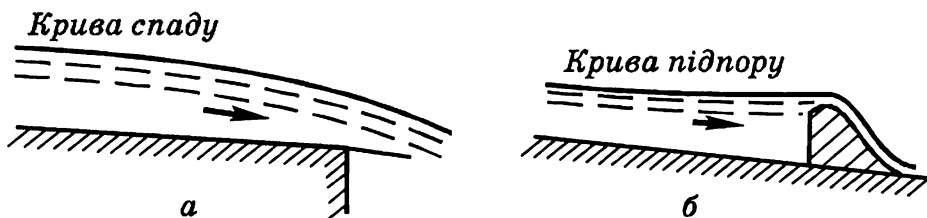


Рис. 3.1

– у руслах з горизонтальним дном ($i = 0$) або із зворотним похилом ($i < 0$);

– у непризматичних руслах, переріз яких змінюється за довжиною.

При нерівномірному русі глибини можуть зменшуватися або збільшуватися. У першому випадку утворюється крива спаду, а у другому – крива підпору. Побудова таких кривих, тобто кривих вільної поверхні, є головним завданням при розрахунку нерівномірного руху.

При цьому у випадках кривих підпору слід визначити відмітки підйому рівня води в руслі і вжити необхідних заходів проти затоплення територій та споруд на них.

При утворенні кривих спаду в результаті зменшення глибини і збільшення швидкостей слід розрахувати необхідні кріплення русла, які запобігають його розмиванню.

Питома енергія перерізу і критична глибина. Для аналізу умов нерівномірного руху потрібно застосовувати рівняння Бернуллі, яке виражає питому енергію відносно довільної горизонтальної площини порівняння $O' - O'$. Залежно від вибору площини порівняння значення питомої енергії будуть різними.

Питоною енергією перерізу \mathcal{E} називається питома енергія, обчислена відносно площини порівняння, яка проведена через найнижчу точку перерізу (рис. 3.2):

$$\mathcal{E} = z + \frac{p}{\rho g} + \frac{\alpha V^2}{2g} = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}. \quad (3.1)$$

Питома енергія перерізу характеризує енергетичні властивості потоку. При сталій витраті Q , зміні глибини нерівномірного руху h і площі перерізу ω змінюється й питома енергія перерізу, яка складається з питомої потенціальної енергії $\mathcal{E}_n = h$ і питомої кінетичної енергії $\mathcal{E}_k = \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}$.

Аналіз рівняння (3.1) показує, що питома енергія перерізу \mathcal{E} , якщо $h \rightarrow \infty$ і $h \rightarrow 0$, тобто $\omega \rightarrow 0$ (рис. 3.3), наближається до нескінченності. Якщо функція при граничних значеннях змінної h наближається до нескінченності, то в неї має бути мінімум. Глибина, за якої питома енергія перерізу \mathcal{E} досягає мінімального значення \mathcal{E}_{\min} , називається критичною h_k .

Залежно від співвідношення глибини нерівномірного руху h і критичної глибини h_k потоки мають різні енергетичні властивості.

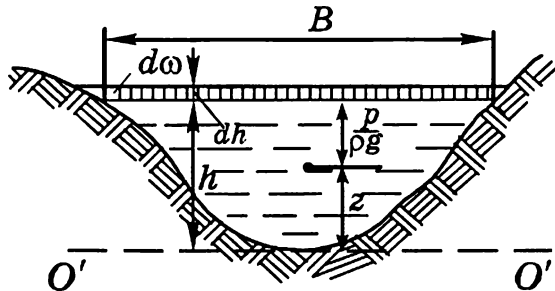


Рис. 3.2

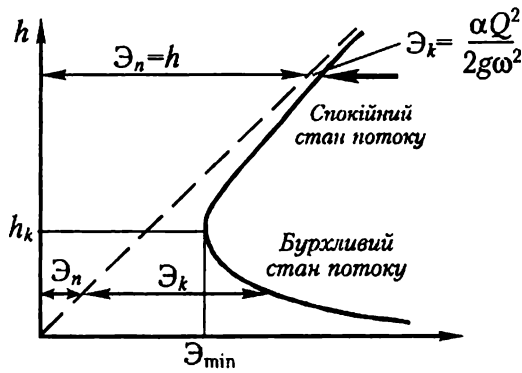


Рис. 3.3

Аналізуючи залежність $\mathcal{E} = f(h)$ (див. рис. 3.3), можна встановити, що при $h < h_k$ питома енергія перерізу збільшується із зменшенням глибини h , тобто $\frac{d\mathcal{E}}{dh} < 0$. Якщо $h > h_k$, то питома енергія збільшується із зростанням глибини h , тобто $\frac{d\mathcal{E}}{dh} > 0$. Можна й візуально простежити якісну відмінність потоків в обох випадках. Якщо $h > h_k$, потік протікає спокійно, такий його стан називається спокійним, якщо $h < h_k$ – бурхливо і його стан називається бурхливим. Якщо глибина $h = h_k$, потік перебуває в критичному стані. При нерівномірному русі глибини потоку змінюються, і тому один і той самий потік на різних його ділянках може бути в спокійному, бурхливому або критичному стані. Аналіз та розрахунки нерівномірного руху рідини мають свої особливості за різних станів потоку і тому встановлення критичної глибини h_k є важливим при дослідженні і розрахунках нерівномірного руху води у відкритих руслах.

Щоб визначити h_k , потрібно дослідити функцію $\mathcal{E} = f(h)$ на мінімум. Для цього слід взяти похідну $\frac{d\mathcal{E}}{dh}$, а потім прирівняти її до нуля:

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

Враховуючи, що $d\omega = Bdh$ (де B – ширина русла зверху), дістаємо:

$$\frac{d\mathcal{E}}{dh} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{B}{\omega^3}. \quad (3.2)$$

Якщо $h = h_k$, $\frac{d\mathcal{E}}{dh} = 0$, тобто $1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{B_k}{\omega_k^3} = 0$ і

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_k^3}{B_k}, \quad (3.3)$$

де ω_k , B_k – відповідно площа перерізу і ширина зверху при $h = h_k$.

Рівняння (3.3) дає змогу визначити h_k для русла будь-якої форми. Оскільки h_k входить у рівняння в неявній формі, то критичну глибину знаходять підбором. Для цього довільно беруть різні значення h_1, h_2, \dots, h_n . Потім обчислюють відповідні їм значення ω і B . Глибина, за якої $\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega^3}{B}$, буде критичною. Підбір можна спростити, якщо побудувати за кількома точками графік функції $\frac{\omega^3}{B} = f(h)$ (рис. 3.4).

Потім, відклавши за віссю абсцис величину $\frac{\alpha Q^2}{g}$, на осі ординат знайдемо значення h_k .

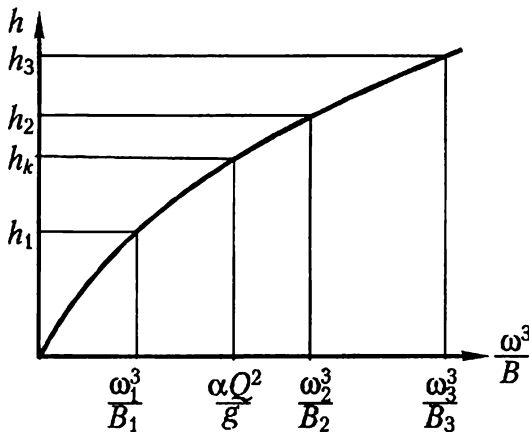


Рис. 3.4

Для деяких форм поперечних перерізів русел критичну глибину можна визначити аналітичним шляхом або за допомогою допоміжних таблиць (або графіків).

Для прямокутного перерізу русла критичну глибину визначають з рівняння (3.3) з урахуванням того, що в цьому випадку $B_k = b$, $\omega_k = bh_k$. Тоді:

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

i

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}}. \quad (3.4)$$

Для русел трапецеїдального перерізу (рис. 3.5) $\omega = bh_k + mh_k^2$, $B_k = b + 2mh_k$ із формули (3.3) дістанемо:

$$\frac{(bh_k + mh_k^2)^3}{b + 2mh_k} = \frac{\alpha Q^2}{g}. \quad (3.5)$$

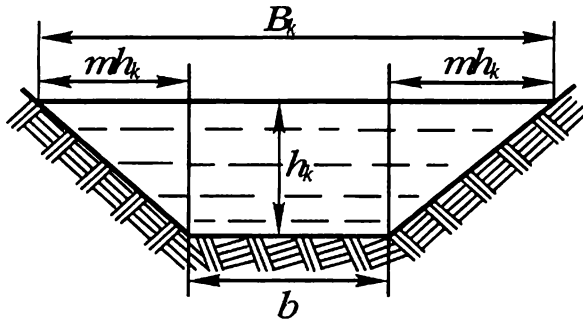


Рис. 3.5

Поділивши чисельник лівої частини цього рівняння на $b^3 h_k^3$, а знаменник – на b , праву частину – відповідно на $b^2 h_k^3$ і позначивши

$$\mu_* = \frac{mh_k}{b}, \quad (3.6)$$

після деяких перетворень матимемо:

$$\mu_*^3 \frac{(1 + \mu_*)^3}{1 + 2\mu_*} = \frac{\alpha Q^2 m^3}{g b^2 b^3},$$

або

$$F_{(\mu_*)} = \mu_* \frac{1 + \mu_*}{\sqrt[3]{1 + 2\mu_*}} = h_{k,n} \frac{m}{b}, \quad (3.7)$$

де $F_{(\mu_*)}$ – допоміжна функція (табл. 3.1); $h_{k,n}$ – критична глибина в руслі прямокутного перерізу, яка визначена з формули (3.4) при ширині b .

Таблиця 3.1.

Параметри для визначення критичної глибини в руслах трапецеїдального перерізу

$F_{(\mu_*)}$	μ_*	$F_{(\mu_*)}$	μ_*	$F_{(\mu_*)}$	μ_*
0,333	0,3	0,738	0,6	1,991	1,32
0,371	0,33	0,920	0,72	2,336	1,44
0,409	0,36	1,113	0,84	2,491	1,56
0,447	0,39	1,316	0,96	2,756	1,68
0,513	0,44	1,531	1,08	3,031	1,8
0,595	0,5	1,755	1,2	3,314	1,92

Визначивши за формулою (3.4) h_k , а потім за формулою (3.7) $F_{(\mu_*)}$, за табл. 3.1 знаходимо μ_* і критичну глибину:

$$h_k = \mu_* \frac{b}{m}. \quad (3.8)$$

Для русел трикутного перерізу з формули (3.5) при $b = 0$ маємо:

$$\frac{m^2}{2} h_k^5 = \frac{\alpha Q^2}{g}$$

і критична глибина:

$$h_k = \sqrt[5]{\frac{2\alpha}{g} \left(\frac{Q}{m}\right)^2} \quad (3.9)$$

або за табл. 3.2.

Для безнапірних труб або русел сегментного перерізу критична глибина визначається за допомогою рівняння (3.3) при $\omega_k = \omega'_k r^2$ і $B_k = B'_k r$, тобто

$$\frac{(\omega'_k r^2)^3}{B'_k r} = \frac{\alpha Q^2}{g}.$$

Таблиця 3.2.

Таблиця для визначення критичної глибини в руслах трикутного перерізу

$\frac{Q}{m}, \frac{m^3}{c}$	h_k, m	$\frac{Q}{m}, \frac{m^3}{c}$	h_k, m	$\frac{Q}{m}, \frac{m^3}{c}$	h_k, m
0,1	0,295	0,25	0,426	1	0,742
0,11	0,307	0,3	0,459	1,25	0,811
0,12	0,318	0,35	0,487	1,5	0,872
0,13	0,328	0,4	0,514	1,75	0,928
0,14	0,338	0,45	0,539	2	0,979
0,15	0,347	0,5	0,562	2,25	1,025
0,2	0,39	0,75	0,661	2,5	1,07

Поділивши праву і ліву частину цього рівняння на r^5 , отримаємо:

$$\frac{\omega'_k{}^3}{B'_k} = \frac{\alpha Q^2}{gr^5} = \Pi_Q, \quad (3.10)$$

де Π_Q називається витратним параметром труби або русла. Відношення $\frac{\omega'_k{}^3}{B'_k}$ залежить від ступеня критичного наповнення труби Δ_k , тобто

$$\Delta_k = f(\Pi_Q). \quad (3.11)$$

В табл. 3.3 наведені значення Δ_k в залежності від витратного параметра труби.

Важливо зазначити, що критична глибина в безнапірних трубах завжди менша за діаметр труби, оскільки $\Delta_k = 2$ тільки при нескінченно великій витраті Q .

Відносні параметри труб круглого перерізу і русел параболічного перерізу, що застосовуються в розрахунках нерівномірного руху

$\Delta = \frac{h}{r}$ або $\frac{h}{p}$	Круглий переріз		Параболічний переріз	
	P_Q	E	P_Q	E
0,4	0,056	2,5	0,062	2,17
0,6	0,27	0,8	0,311	0,65
0,8	0,88	0,36	0,97	0,27
1,0	1,94	0,2	2,39	0,139
1,1	2,79	0,159	3,49	0,105
1,2	3,89	0,129	4,92	0,081
1,3	5,29	0,107	6,74	0,064
1,4	7,08	0,091	9,07	0,051
1,5	9,33	0,078	11,97	0,042
1,6	12,22	0,069	15,57	0,034
1,7	16,12	0,062	19,79	0,0286
1,8	22,01	0,056	24,79	0,0242
1,9	33,68	0,053	30,91	0,0200
2	∞	0,051	37,85	0,0176
2,1	–	–	46,13	0,0152
2,2	–	–	55,4	0,0132
2,3	–	–	66,4	0,0115
2,4	–	–	78,7	0,0102
2,5	–	–	92,5	0,0090
2,6	–	–	108,5	0,0080
2,7	–	–	126,1	0,0071
2,8	–	–	148,2	0,0063
2,9	–	–	167,4	0,0058
3	–	–	192,1	0,0052

Для русел параболічного перерізу згідно з формулами (2.38) і (2.39)

$$B_k = 2\sqrt{2ph_k}; \quad \omega_k = \frac{4}{3}\sqrt{2ph_k}h_k \quad (\text{де } p - \text{ параметр параболи), рівняння}$$

(3.3) має вигляд:

$$\frac{\left(\frac{4}{3}\sqrt{2ph_k h_k}\right)^3}{2\sqrt{2ph_k}} = \frac{\alpha Q^2}{g}. \quad (3.12)$$

Звідси:

$$h_k = \sqrt[4]{\frac{27}{64} \frac{\alpha Q^2}{gp}} = 0,81 h_{k,n} \sqrt[4]{\frac{p}{h_{k,n}}}, \quad (3.13)$$

де $h_{k,n}$ – критична глибина в руслі прямокутного перерізу, визначена за формулою (3.4) при $b = p$.

Критична глибина в руслах параболічного перерізу також може бути визначена за допомогою допоміжної таблиці. Поділивши праву і ліву частини рівняння (3.12) на p^5 , отримаємо:

$$\frac{\left(\frac{4}{3}\sqrt{2ph_k \cdot h_k}\right)^3}{2\sqrt{2ph_k} \cdot p^5} = \frac{\alpha Q^2}{gp^5} = \Pi_Q, \quad (3.14)$$

де Π_Q – витратний параметр русла.

Після деяких перетворень маємо:

$$\frac{64}{27} \cdot \left(\frac{h_k}{p}\right)^4 = \Pi_Q. \quad (3.15)$$

Відносна критична глибина $\Delta_k = \frac{h_k}{p}$ наведена в таблиці 3.3 в залеж-

ності від витратного параметра русла Π_Q .

Аналіз формул (3.4)–(3.15) показує, що на значення критичної глибини h_k , крім витрати Q , впливає деякий параметр, який характеризує певну форму перерізу. Для прямокутного перерізу це ширина b , для трапецеїдального – ширина b і коефіцієнт закладання укосів m , для трикутного – коефіцієнт закладання укосів m , для параболічного – параметр параболи p , для круглих безнапірних труб – радіус труби r . Зауважимо, що критична глибина не залежить від похилу дна русла і коефіцієнта шорсткості n .

Приклад. Встановити стан потоку в руслі при витраті $Q = 1,1 \text{ м}^3/\text{с}$ і глибині

$h_0 = 0,48 \text{ м}$, якщо русло:

- а) прямокутне з шириною $b = 1 \text{ м}$;
- б) трапецеїдальне з шириною по дну $b = 1 \text{ м}$, коефіцієнтом закладання укосів $m = 1,0$;
- в) параболічне з параметром параболи $p = 1 \text{ м}$;
- г) трикутного перерізу з коефіцієнтом закладання укосів $m = 1,5$;
- д) сегментного перерізу з радіусом $r = 1 \text{ м}$.

Р о з в ' я з а н н я

а) За формулою (3.4) визначаємо критичну глибину:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 1 \cdot 1^2}{9,81 \cdot 1^2}} = 0,51 \text{ м.}$$

У прямокутному руслі стан потоку буде бурхливим ($h_0 < h_k$).

б) За формулою (3.7) знаходимо величину:

$$F_{(\mu_*)} = h_{k,n} \frac{m}{b} = 0,51 \frac{1}{1} = 0,51.$$

За табл. 3.1 визначаємо $\mu_* = 0,44$.

Критична глибина за формулою (3.8):

$$h_k = \mu_* \frac{b}{m} = 0,44 \frac{1}{1} = 0,44 \text{ м.}$$

У трапецеїдальному руслі потік перебуває в спокійному стані ($h_0 > h_k$).

в) За формулою (3.13) визначаємо критичну глибину:

$$h_k = 0,81 h_{k,n} \sqrt[4]{\frac{P}{h_{k,n}}} = 0,81 \cdot 0,51 \sqrt[4]{\frac{1}{0,51}} = 0,48 \text{ м.}$$

У параболічному руслі потік перебуває в критичному стані ($h_0 = h_k$),

г) за табл. 3.2 при $\frac{Q}{m} = 0,733 \text{ м}^3/\text{с}$, $h_k = 0,654 \text{ м}$.

У трикутному руслі потік буде у бурхливому стані ($h_0 < h_k$).

д) за табл. 3.3 при $\Pi_Q = \frac{1,1 \cdot 1 \cdot 1^2}{9,81 \cdot 1^5} = 0,1357$, $\Delta_k = 0,433$,

$$h_k = 0,433 \cdot 1 = 0,433 \text{ м.}$$

В сегментному руслі потік перебуває в спокійному стані ($h_k < h_0$).

Приклад. Побудувати графік питомої енергії перерізу та визначити стан потоку при таких даних: розрахункова витрата $Q = 0,8 \text{ м}^3/\text{с}$; глибина $h = 0,4 \text{ м}$; коефіцієнти закладання укосів русла $m_1 = 1,0$; $m_2 = 1,5$; ширина русла по низу $b = 0$ (рис. 3.6).

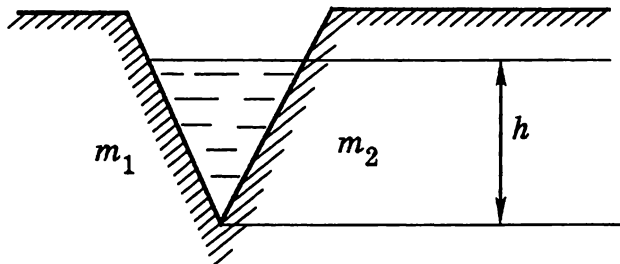


Рис. 3.6

Оскільки ширина русла $b = 0$, то русло є трикутним. Визначаємо критичну глибину h_k .

Для цього знаходимо відносну витрату $\frac{Q}{m_{\text{сеп}}}$, де $m_{\text{сеп}} = \frac{m_1 + m_2}{2}$ – середній коефіцієнт закладання укосів.

$$m_{\text{сеп}} = \frac{1,0 + 1,5}{2} = 1,25,$$

$$\frac{Q}{m_{\text{сеп}}} = \frac{0,8}{1,25} = 0,64.$$

Далі за табл. 3.2, в залежності від $\frac{Q}{m_{\text{сеп}}}$, знаходимо критичну глибину

$$h_k = 0,616 \text{ м}.$$

Для побудови графіка $\Xi = f(h)$ призначаємо ряд глибин як менше критичної, так і більше критичної. Для цих глибин розраховуємо площу живого перерізу $\omega = mh^2$ та інші допоміжні величини, а потім за формулою (3.1) визначаємо питому енергію перерізу:

$$\Xi = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}.$$

Всі розрахунки зводимо в табл. 3.4.

$h, м$	$\omega, м^2$	$\frac{\alpha}{2g} \left(\frac{Q}{\omega} \right)^2, м$	$\mathcal{E}, м$
0,3	0,113	2,837	3,137
0,4	0,200	0,898	1,300
0,5	0,312	0,370	0,868
0,6	0,450	0,177	0,777
0,616	0,474	0,160	0,775
0,7	0,612	0,096	0,796
0,8	0,800	0,056	0,856
0,9	1,013	0,035	0,935
1,0	1,25	0,023	1,023
1,2	1,8	0,011	1,211
1,5	2,81	0,0045	1,505

Будуємо графік $\mathcal{E} = f(h)$ (рис. 3.7).

Оскільки задана глибина $h = 0,4 м < h_k = 0,616 м$, то потік перебуває в бурхливому стані.

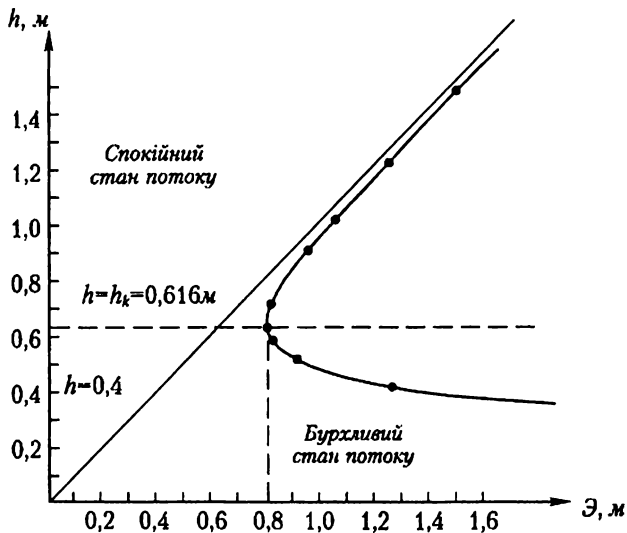


Рис. 3.7

Параметр кінетичності та число Фруда. Знак похідної $\frac{d\mathcal{E}}{dh}$ у формулі (3.2), яка характеризує стан потоку, залежить від величини

$\left(\frac{\alpha Q^2}{g}\right)\left(\frac{B}{\omega^3}\right)$. Цей вираз називається параметром кінетичності Π_k , який можна подати у вигляді:

$$\Pi_k = \frac{\alpha Q^2}{g\omega^2} \frac{B}{\omega} = \frac{\alpha V^2}{gh_{сер}}, \quad (3.16)$$

де $h_{сер} = \frac{\omega}{B}$ – середня глибина потоку.

Для русел прямокутного перерізу $h_{сер} = h$, а параметр кінетичності в цьому випадку називається числом Фруда:

$$F_r = \Pi_k = \frac{\alpha V^2}{gh}, \quad (3.17)$$

яке є відношенням подвійної кінетичної енергії до глибини в даному перерізі.

Враховуючи, що $V = \frac{Q}{bh}$ і формулу (3.4), залежність (3.17) можна подати у вигляді:

$$F_r = \frac{h_k^3}{h^3}. \quad (3.18)$$

У разі бурхливого стану потоку число Фруда $F_r > 1$, спокійного $F_r < 1$, критичного $F_r = 1$. Це положення стосується і параметра кінетичності для русел будь-якої форми перрізу, що видно з порівняння величин $\frac{\alpha Q^2}{g}$ і $\frac{\omega^3}{B}$ (див. рис. 3.4).

Критичний похил. Наведені залежності для h_k показують, що h_k залежить від форми русла і Q , але не залежить від похилу дна i та шорсткості русла n . Водночас у разі рівномірного руху нормальна глибина h_0 залежить як від Q і форми русла, так і від його похилу i та шорсткості n .

Якщо змінювати похил i , критична глибина h_k залишається сталою, а нормальна глибина, змінюючись, може при деякому значенні похилу дорівнювати критичній.

Такий похил, за якого $h_k = h_0$, називається критичним i_k (рис. 3.8,а).

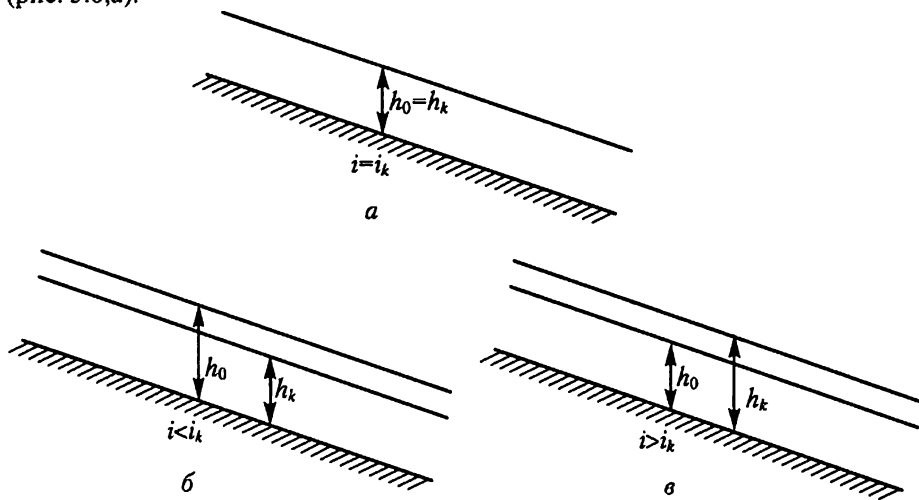


Рис. 3.8

У разі критичного похилу і $h_k = h_0$ формулу (2.4) для витрати Q можна записати у вигляді:

$$Q = W_k \omega_k \sqrt{i_k}, \quad (3.19)$$

де W_k , ω_k – відповідно швидкісна характеристика і площа при глибині h_k . Звідси:

$$i_k = \frac{Q^2}{W_k^2 \omega_k^2}. \quad (3.20)$$

Порівнюючи формули (2.4) і (3.20) і позначивши ω_0 площу і W_0 швидкісну характеристику при нормальній глибині h_0 , матимемо:

$$\frac{i}{i_k} = \frac{\omega_k^2 W_k^2}{\omega_0^2 W_0^2} = \frac{K_k^2}{K_0^2}, \quad (3.21)$$

де K_0 та K_k – витратні характеристики відповідно при нормальній і критичній глибині.

Відомо, що із збільшенням глибини витратна характеристика K теж збільшується (див. рис. 2.12). З цього можна зробити висновок: якщо при рівномірному русі потоку похил дна менший, ніж критичний ($i < i_k$), то потік перебуває в спокійному стані (рис. 3.8, б), а якщо $i > i_k$ – в бурхливому (рис. 3.8, в).

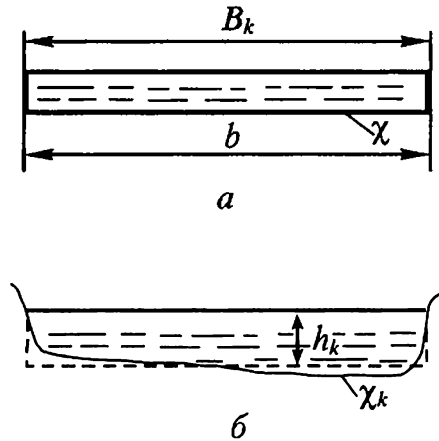


Рис. 3.9

Критичний похил також можна визначити, підставивши в рівняння (3.3) витрату, знайдену за (3.19). Тоді матимемо:

$$i_k = \frac{g\omega_k}{\alpha B_k W_k^2}. \quad (3.22)$$

Межі змінення критичних похилів розглянемо на прикладі широких прямокутних русел (рис. 3.9, а), для яких можна взяти $b = B_k \approx \chi_k$.

У цьому разі $\frac{\omega_k}{B_k} = h_k \approx R_k$, а швидкісну характеристику W_k з урахуванням $z \approx \frac{2}{3}$ можна подати як $W_k = \frac{1}{n} h_k^{2/3}$. Тоді формула (3.22) набуде вигляду:

$$i_k = \frac{gn^2}{\alpha h_k^{1/3}}. \quad (3.23)$$

Критичні глибини як правило змінюються в межах від $h_k = 0,2$ м (малі русла) до $h_k = 2$ м (великі русла), а коефіцієнт шорсткості n – в межах $0,012 \dots 0,035$. Тоді критичний похил буде перебувати в межах:

$$i_k = \frac{9,81(0,012 \dots 0,035)^2}{1,1(2 \dots 0,2)^{1/3}} = 0,001 \dots 0,02.$$

Формулу (3.23) можна використовувати і для широких русел будь-яких форм (рис. 3.9, б), приблизно вважаючи їх прямокутними.

Критичний похил для потоку в безнапірних трубах (або в сегментних руслах):

$$i_k = \frac{Q^2}{\omega_k^2 W_k^2} = i \frac{K_0^2}{K_k^2} = i \frac{A_0^2 K_n^2}{A_k^2 K_n^2} = i \frac{A_0^2}{A_k^2}, \quad (3.24)$$

де W_k , K_k – швидкісна й витратна характеристики при критичній глибині; A_k – відносна витратна характеристика при критичному наповненні; A_0 – відносна витратна характеристика при наповненні, яке відповідає рівномірному руху (A_k і A_0 визначаються за графіком (рис. 2.18) при Δ_k і Δ_0); K_n – витратна характеристика при повному наповненні труби.

Критичний похил можна також визначити за допомогою таблиць, що розроблені в Київському інженерно-будівельному інституті [4], або за таблицями М.Ф.Федорова, а також А.А.Лукіних і Н.А.Лукіних за формулою:

$$i_k = \frac{Q^2}{\omega_k^2 \cdot W_k^2} \cdot \frac{i}{i} = i \frac{Q^2}{Q_{k,\phi}^2}, \quad (3.25)$$

де $Q_{k,\phi}$ — критична фіктивна витрата, що визначається за вказаними таблицями при ступені наповнення $\Delta_k = \frac{h_k}{r}$.

Приклад. Визначити критичну глибину і критичний похил у руслі параболічного перерізу, якщо параметр параболи $p = 1,5$ м; коефіцієнт шорсткості $n = 0,013$; витрата $Q = 15,6$ м³/с.

Розв'язання

Визначаємо витратний параметр:

$$П_Q = \frac{\alpha Q^2}{g p^5} = \frac{1,1 \cdot 15,6^2}{9,81 \cdot 1,5^2} = 3,593.$$

За табл. 3.3 визначаємо $\frac{h}{p} = 1,11$, критична глибина $h_k = 1,11 \times 1,5 = 1,665 \approx 1,66$ м.

Критичну глибину можна також визначити за формулою (3.13):

$$h_k = \sqrt[4]{\frac{27 \alpha Q^2}{64 g p}} = \sqrt[4]{\frac{27 \cdot 1,1 \cdot 15,6^2}{64 \cdot 9,81 \cdot 1,5}} = 1,664 \approx 1,66$$
 м.

За формулою (2.39) визначаємо площу живого перерізу при критичній глибині $h_k = 1,66$ м:

$$\omega_k = \frac{1,8856 \cdot h_k^2}{\sqrt{\frac{h_k}{p}}} = \frac{1,8856 \cdot 1,66^2}{\sqrt{1,11}} = 4,93 \text{ м}^2.$$

За табл. 2.6 при $\frac{h}{p} = 1,11$ знаходимо величини $\frac{h}{R_{\max}} = 1,92$ та

$$\frac{R}{R_{\max}} = 0,988.$$

Тоді:

$$\frac{\frac{h_k}{R_{\max}}}{\frac{R_k}{R_{\max}}} = \frac{1,92}{0,988} = 1,943, \quad \text{та} \quad R_k = \frac{h_k}{1,943} = \frac{1,66}{1,943} = 0,854 \text{ м}.$$

За табл. 2.2 при $n = 0,013$ та $R_k = 0,854$ м визначаємо $W_k = 69,5$ м/с і критичний похил за формулою (3.20):

$$i_k = \frac{Q^2}{\omega_k^2 W_k^2} = \frac{15,6^2}{4,93^2 \cdot 69,5^2} = 0,0021.$$

3.2. Основне диференціальне рівняння усталеного нерівномірного руху рідини у відкритих руслах

Загальний випадок нерівномірного руху в непризматичному руслі.

Вважатимемо, що переріз русла за довжиною змінюється поступово, і тому не порушується умова плавної зміни руху (рис. 3.10).

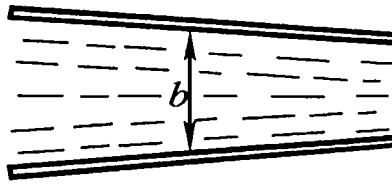


Рис. 3.10

Розглянемо поздовжній профіль русла для потоку, який протікає при нерівномірному русі. Застосуємо рівняння Бернуллі для вертикальних перерізів 1–1 і 2–2, які розміщені на нескінченно малій відстані dl один від одного (рис. 3.11).

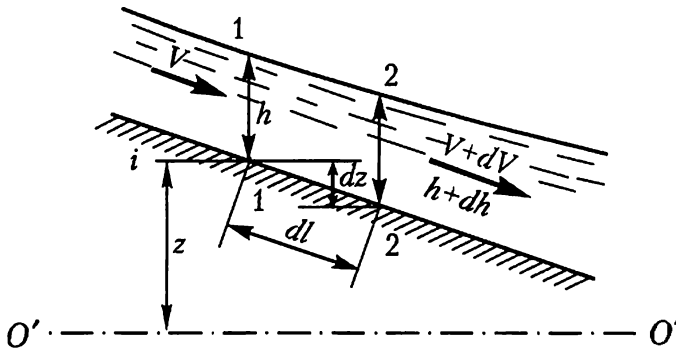


Рис. 3.11

Позначимо відмітку дна z , глибину h , середню швидкість V в першому перерізі і відповідно $z + dz$, $h + dh$, $V + dV$ – аналогічні характеристики потоку в другому перерізі (значення dz , dh , dV можуть бути як додатними, так і від'ємними). Тоді:

$$z + h + \frac{p_a}{\rho g} + \frac{\alpha V^2}{2g} = z + dz + h + dh + \frac{p_a}{\rho g} + \frac{\alpha (V + dV)^2}{2g} + dh_i,$$

де dh_i – втрата енергії за довжиною між двома перерізами.

Нехтуючи нескінченно малою величиною другого порядку $\frac{\alpha(dV)^2}{2g}$,

після деяких перетворень дістанемо:

$$0 = dz + dh + \frac{2\alpha V dV}{2g} + dh_i, \quad (3.26)$$

або, враховуючи, що $\frac{2\alpha V dV}{2g} = d \frac{\alpha V^2}{2g}$, а $dh + d \frac{\alpha V^2}{2g} = d\mathcal{E}$ і поділивши

всі члени рівняння (3.26) на dl , отримаємо:

$$\frac{d\mathcal{E}}{dl} = i - i_f, \quad (3.27)$$

де $i = -\frac{dz}{dl}$ – похил дна русла, який береться додатним у разі зменшення

відміток дна; $i_f = \frac{dh_i}{dl}$ – похил тертя, тобто втрати енергії за довжиною, віднесені до одиниці довжини (окремий випадок гідравлічного похилу).

Рівняння (3.27) називається основним диференціальним рівнянням ус-таленого нерівномірного руху рідини у відкритих руслах. Його можна вико-ристати як для призматичних, так і для непризматичних русел.

Визначаючи похил тертя i_f , припускають, що втрати енергії при не-рівномірному плавномітному русі обчислюються за формулами, що вико-ристовуються при рівномірному русі води.

У разі рівномірного руху $i = J = i_f$ і згідно з формулою (2.4):

$$i_f = i = \frac{Q^2}{\omega^2 W^2} = const, \quad (3.28)$$

нерівномірного:

$$i_f = \frac{Q^2}{\omega^2 W^2} \neq const. \quad (3.29)$$

Якщо при рівномірному русі води похил тертя є сталою величиною, то при нерівномірному русі в зв'язку із зміною h , ω та W він також буде змінним за довжиною.

Розподіл швидкостей за перерізом при нерівномірному русі звичайно відрізняється від розподілу швидкостей при рівномірному русі. Тому і втрати енергії за довжиною, і похил тертя слід було б визначати за іншими залежно-

стями. Але це питання ще мало досліджене і тому в практичних розрахунках використовують формулу (3.29).

Нерівномірний рух води в призматичних руслах з прямим похилом дна. В призматичних руслах, якщо похил дна прямий ($i > 0$), рух води може бути як рівномірним, так і нерівномірним (рис. 3.12). У разі рівномірного руху:

$$Q = \omega_0 W_0 \sqrt{i}. \quad (3.30)$$

Підставимо значення Q з формули (3.30) у рівняння (3.29):

$$i_f = i \frac{\omega_0^2 W_0^2}{\omega^2 W^2} = i \frac{K_0^2}{K^2}, \quad (3.31)$$

де $K_0 = \omega_0 W_0$, $K = \omega W$ – витратні характеристики в разі відповідно рівномірного і нерівномірного руху.

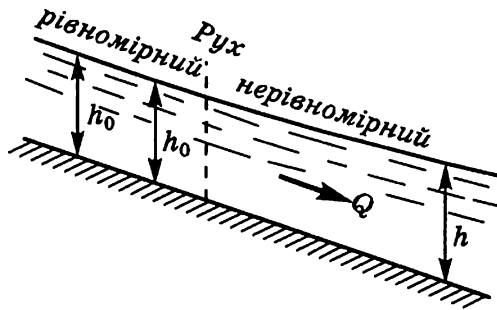


Рис. 3.12

Запишемо для призматичних русел вираз:

$$\frac{d\mathcal{E}}{dl} = \frac{d\mathcal{E}}{dh} \frac{dh}{dl}.$$

Основне рівняння нерівномірного руху (3.27) подамо в такому вигляді:

$$\frac{d\mathcal{E}}{dh} \frac{dh}{dl} = i - i_f = i - i \frac{K_0^2}{K^2} = i \left(1 - \frac{K_0^2}{K^2} \right).$$

Тоді:

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \frac{K_0^2}{K^2}}{\frac{d\mathcal{E}}{dh}}. \quad (3.32)$$

Беручи до уваги, що $\frac{d\mathcal{E}}{dh} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{B}{\omega^3}$, запишемо:

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \frac{K_0^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{B}{\omega^3}}, \quad (3.33)$$

або, враховуючи (3.16), матимемо:

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \frac{K_0^2}{K^2}}{1 - \Pi_k}. \quad (3.34)$$

Залежності (3.33) і (3.34) є основним диференціальним рівнянням плавномінного руху у відкритих призматичних руслах при прямому похилі дна ($i > 0$).

Нерівномірний рух води в призматичних руслах з нульовим або зворотним похилом дна. Рівномірний рух може встановлюватися тільки в руслі з прямим (додатним) похилом дна. Тому в руслах з нульовим або зворотним похилом дна не існує нормальної глибини h_0 , через це не може застосовуватися формула для похилу тертя (3.31).

Для горизонтальних ділянок русла ($i = 0$) рівняння (3.27) з урахуванням залежностей (3.29), (3.2), (3.19) можна записати так:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{-\frac{Q^2}{K^2}}{1 - \Pi_k} = -i_k \frac{\frac{K_k^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{B}{\omega^3}}, \quad (3.35)$$

це є основне диференціальне рівняння нерівномірного руху при $i = 0$.

Для ділянок русла із зворотним похилом дна ($i < 0$) рівняння (3.27) з урахуванням формул (3.2) та (3.29), можна подати у вигляді:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - \Pi_k} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3}}. \quad (3.36)$$

Це основне диференціальне рівняння нерівномірного руху при $i < 0$.

3.3. Дослідження форм кривих вільної поверхні потоку у відкритих призматичних руслах

Загальні положення. У разі нерівномірного руху води у відкритих руслах криві вільної поверхні можуть наближатися до лінії нормальних глибин (якщо $i > 0$), або до лінії критичних глибин, які для призматичного русла залишаються незмінними.

Розглянемо особливості зміни глибин у цих випадках. Якщо глибина нерівномірного руху наближається до нормальної ($h \rightarrow h_0$), то $K \rightarrow K_0$ і згідно з рівнянням (3.34):

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \frac{K_0^2}{K^2}}{1 - \Pi_k} \rightarrow 0.$$

Це означає, що глибина наближається до сталої величини за довжиною потоку, тобто крива вільної поверхні асимптотично наближається до лінії нормальних глибин (рис. 3.13, а).

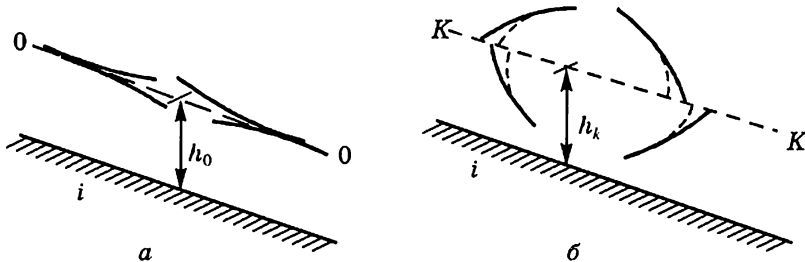


Рис. 3.13

Якщо глибина нерівномірного руху наближається до лінії критичних глибин ($h \rightarrow h_k$), то знаменник рівняння (3.32) і (3.34), згідно з формулами (3.2) і

(3.3), якщо $h \rightarrow h_k$, $\frac{d\mathcal{E}}{dh} \rightarrow 0$ і $\Pi_k \rightarrow 1$, наближається до нуля. Тоді

$\frac{dh}{dl} \rightarrow \infty$, тобто функція глибини h зазнає розриву безперервності, і крива вільної поверхні теоретично буде підходити нормально (перпендикулярно) до лінії критичних глибин.

Досліди показують, що фактично крива вільної поверхні підходить круто до лінії критичних глибин, а не під прямим кутом (рис. 3.13, б). Це пояснюється тим, що в області глибин, близьких до h_k , значно збільшується кривина ліній течії і порушується умова плавномірного руху. У цьому випадку рівняння Бернуллі та основне рівняння нерівномірного руху, яке випливає з нього, недостатньо відображають умови руху води.

Характерним є також положення кривої вільної поверхні при дуже великих глибинах.

У граничному випадку, коли $h \rightarrow \infty$, $K \rightarrow \infty$, $\frac{\omega^3}{B} \rightarrow \infty$, а $\frac{dh}{dl} \rightarrow i$.

Оскільки i похил дна дорівнює i , то в цьому разі вільна поверхня наближується до горизонтальної лінії. Частіше таке положення можна простежити у водосховищах, ставках та інших водоймищах з великими глибинами (рис. 3.14).



Рис. 3.14

Отже, характерними особливостями нерівномірного руху є такі. Криві вільної поверхні підходять асимптотично до лінії нормальних глибин, круто до лінії критичних глибин, і в разі дуже великих глибин намагаються стати горизонтальними.

Але якщо похил дна дорівнює критичному ($i = i_k$) при $h_0 = h_k$, це положення не зберігається, оскільки крива вільної поверхні не може підходити асимптотично до лінії нормальних глибин і водночас перетинати її під прямим кутом.

Залежно від знака похідної $\frac{dh}{dl}$ в рівняннях (3.34), (3.35) або (3.36) глибина вздовж потоку може збільшуватися або зменшуватися.

Якщо $\frac{dh}{dl} > 0$, то в руслі встановлюється крива підпору, а якщо $\frac{dh}{dl} < 0$ – крива спаду. Знак похідної залежить від знаків чисельника та знаменника.

Якщо глибина нерівномірного руху h більша, ніж нормальна h_0 , $K > K_0$ і чисельник буде додатним; якщо $h < h_0$, $K < K_0$ і чисельник буде від'ємним.

Якщо глибина h більша від критичної, параметр кінетичності Π_k буде меншим за одиницю ($\Pi_k < 1$) і знаменник рівнянь (3.34), (3.35) або (3.36) буде додатним, а якщо $h < h_k$, $\Pi_k > 1$ і знаменник буде від'ємним.

Знак знаменника можна також встановити за графіком $\frac{\omega^3}{B} = f(h)$ (див. рис. 3.4). Якщо $\frac{\alpha Q^2}{g} > \frac{\omega^3}{B}$, то знаменник $1 - \left(\frac{\alpha Q^2}{g}\right)\left(\frac{B}{\omega^3}\right) = 1 - \Pi_k < 0$, тобто від'ємний; і навпаки, якщо $\frac{\alpha Q^2}{g} < \frac{\omega^3}{B}$, знаменник буде додатним.

Усі ці особливості слід враховувати, визначаючи форми кривих вільної поверхні.

Залежно від похилу дна i та співвідношення глибин нерівномірного руху, нормальної глибини h_0 і критичної глибини h_k виникають різні форми кривих вільної поверхні. Щодо похилу дна можливі п'ять випадків: $i < i_k$, $i > i_k$, $i = i_k$, $i = 0$, $i < 0$.

I випадок (похил dna менший від критичного ($i < i_k$)). При цьому $h_0 > h_k$, тобто лінія нормальних глибин $0-0$ проходить вище від лінії критичних глибин $K-K$ (рис. 3.15).

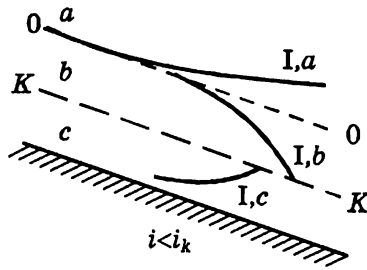


Рис. 3.15

Нерівномірний рух води може встановлюватися в трьох зонах: а) при $h > h_0$; б) при $h_0 > h > h_k$; в) при $h < h_k$. Розглянемо особливості кривих вільної поверхні в кожній зоні.

Зона а. При цьому $h > h_0$ і $h > h_k$. Це означає, що чисельник і знаменник у рівнянні (3.34), а також похідна $\frac{dh}{dl}$, будуть додатними. В зоні а встановлюється угнута крива підпору типу I,a , яка асимптотично відходить від лінії нормальних глибин $0-0$, а в кінці, в разі великих глибин, намагається стати горизонтальною. Як приклад можна навести криву вільної поверхні перед греблею або перед іншою перешкодою в руслі (рис. 3.16).

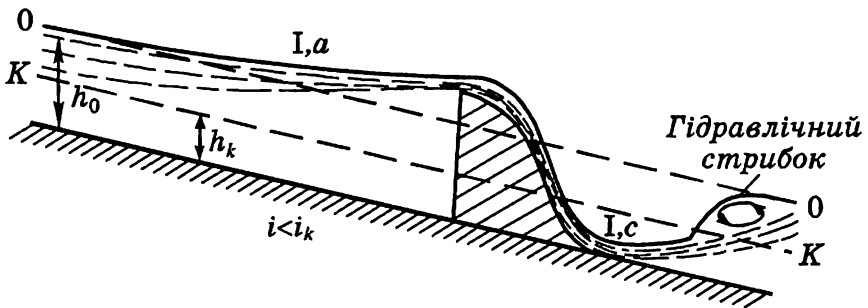


Рис. 3.16

Зона *b*. При цьому $h < h_0$ і $h > h_k$, тобто чисельник у рівнянні (3.34) буде від'ємним, а знаменник – додатним і похідна буде від'ємною. В руслі встановлюється опукла крива спаду типу I, *b*, яка від лінії нормальних глибин відходить асимптотично, а до лінії критичних глибин вона підходить круто. Така крива може встановлюватися перед збільшенням похилу дна русла від $i < i_k$ до $i > i_k$ (рис. 3.17).

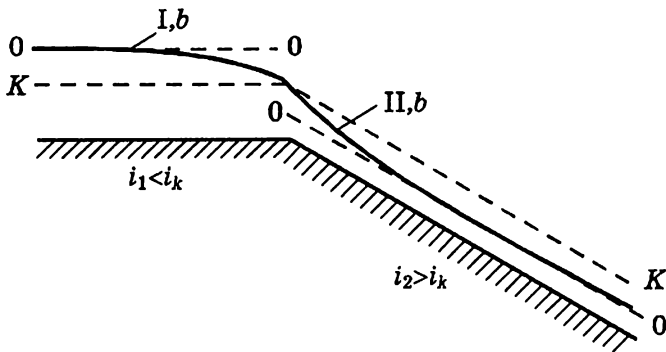


Рис. 3.17

Зона *c*. При цьому $h < h_k < h_0$, тобто чисельник і знаменник у рівнянні (3.34) будуть від'ємними, похідна $\frac{dh}{dl}$ – додатною. В руслі встановиться угнута крива підпору типу I, *c*, яка починається від якоїсь початкової глибини, а потім круто підходить до критичної глибини. Така крива може спостерігатися безпосередньо за греблею (див. рис. 3.16). Під час падіння води з великої висоти в потоці встановлюються великі швидкості і малі глибини, які потім збільшуються при подальшому русі потоку в руслі з малим похилом. Плавно збільшуватися до нормальної h_0 глибина не може, оскільки в зоні *b* може встановлюватися тільки крива спаду. Тут можливий тільки різкий стрибкоподібний перехід від бурхливого стану потоку до спокійного, який називається гідравлічним стрибком (див. підрозділ 3.8).

II випадок (похил дна більший від критичного ($i > i_k$)). При цьому $h_k > h_0$, тобто лінія критичних глибин $K - K$ проходить вище лінії нормальних глибин $0 - 0$. Як і в першому випадку, розглянемо особливості кривих вільної поверхні в трьох зонах (рис. 3.18).

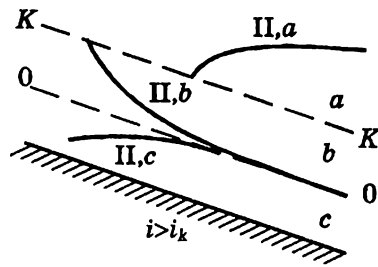


Рис. 3.18

Зона *a*. У цій зоні $h > h_k > h_0$. Чисельник і знаменник у рівнянні (3.34), а також похідна $\frac{dh}{dl}$ будуть додатними. В руслі встановлюється опукла крива підпору типу II, *a*, яка круто відходить від лінії критичних глибин і намагається стати горизонтальною лінією при великих глибинах. Така крива встановлюється перед греблею після гідравлічного стрибка в руслі з похилом $i > i_k$ (наприклад, у гірських річках) (рис. 3.19).

Зона *b*. При цьому $h < h_k$ і $h > h_0$. В рівнянні (3.34) чисельник буде додатним, а знаменник – від’ємним. Похідна $\frac{dh}{dl}$ буде від’ємною, в руслі встановлюється угнута крива спаду типу II, *b*, яка круто відходить від лінії критичних глибин і асимптотично наближається до лінії нормальних глибин 0–0. Така крива спостерігається після збільшення похилу дна русла від $i < i_k$ до $i > i_k$ (див. рис. 3.17).

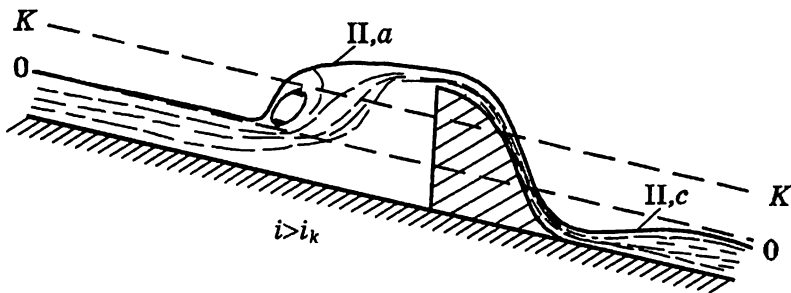


Рис. 3.19

Зона *c*. При цьому $h < h_0 < h_k$. В рівнянні (3.34) чисельник і знаменник будуть від'ємними, а похідна $\frac{dh}{dl}$ – додатною. В руслі встановиться опукла крива підпору типу II, *c*, що починається від якоїсь початкової глибини, а потім асимптотично наближається до нормальної глибини h_0 . Така крива спостерігається після водозливної греблі, спорудженої в руслі з похилом $i > i_k$ (рис. 3.19).

III випадок (похил дна дорівнює критичному). При цьому глибина h_0 дорівнює критичній глибині ($h_0 = h_k$). За таких умов лінія нормальних глибин $0-0$ збігається з лінією критичних глибин $K-K$. Зона *b* відсутня, а нерівномірний рух може відбуватися в двох зонах *a* і *c* (рис. 3.20).

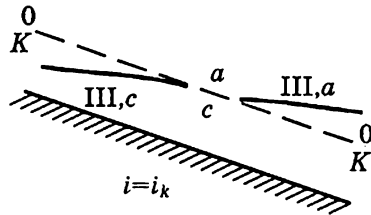


Рис. 3.20

У зоні *a* ($h > h_0 = h_k$) чисельник і знаменник рівняння (3.34) будуть додатними, а в зоні *c* ($h < h_0 = h_k$) – від'ємними. В обох випадках похідна $\frac{dh}{dl}$ буде додатною, глибини вздовж довжини збільшуватимуться. В зоні *a* встановлюється крива підпору типу III, *a*, а в зоні *c* – крива підпору типу III, *c*. На прикладі широкого прямокутного русла проаналізуємо форму таких кривих. В цьому випадку:

$$b = B, \quad \omega = bh, \quad P_k = \frac{h_k^3}{h^3}, \quad K_0 = K_k, \quad \frac{K_k^2}{K^2} = \frac{h_k^x}{h^x}$$

(див. формулу 2.48).

Якщо $x = 3, 4$, згідно з „показниковим законом” (див. підрозд. 2.3), рівняння (3.34) можна звести до вигляду:

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \frac{K_0^2}{K^2}}{1 - \Pi_k} = i \frac{1 - \left(\frac{h_k}{h}\right)^{3,4}}{1 - \left(\frac{h_k}{h}\right)^3}. \quad (3.37)$$

Беручи наближено $\left(\frac{h_k}{h}\right)^{3,4} \approx \left(\frac{h_k}{h}\right)^3$, дістаємо $\frac{dh}{dl} \approx i$, тобто криві підпору III, *a*, і III, *c*, за формою близькі до горизонтальних прямих. Аналогічний висновок можна зробити і з такого положення. Якщо $i < i_k$, у зонах *a* і *c* встановлюються угнуті криві підпору типів I, *a*, *c* (див. рис. 3.15), а якщо $i > i_k$ – опуклі криві підпору типів II, *a*, *c* (див. рис. 3.18). У разі збільшення похилу від меншого до більшого за критичний, угнуті криві підпору перетворюються на опуклі. Проміжною формою таких кривих при $i = i_k$ можуть бути прямі лінії. Досліди показують, що ці прямі плавно сполучаються з лінією критичних (нормальних) глибин.

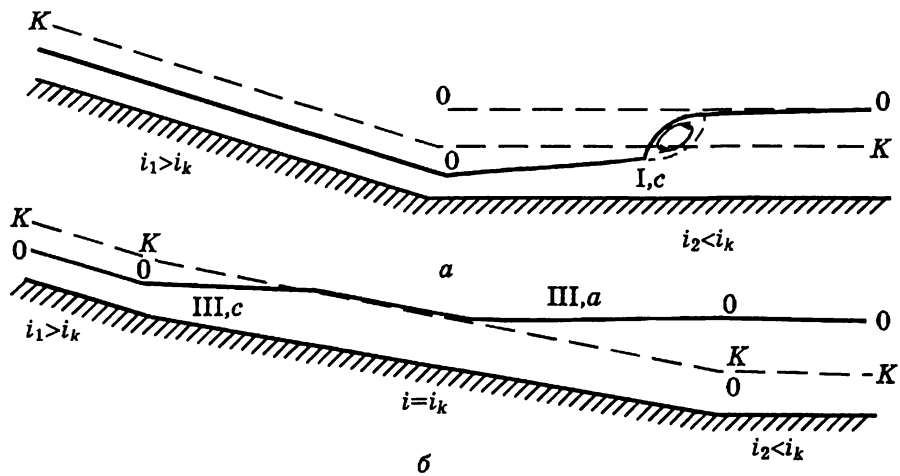


Рис. 3.21

Якщо після ділянки каналу з похилом $i_1 > i_k$ буде розміщена ділянка з $i_2 < i_k$, то перехід від бурхливого стану потоку до спокійного може відбуватися тільки за допомогою гідравлічного стрибка (рис. 3.21, *a*). Якщо ж

між ділянками з похилом $i_1 > i_k$ і $i_2 < i_k$ вставити ділянку з похилом, який дорівнює критичному $i = i_k$, то встановлюється спряження бурхливого і спокійного станів потоку без гідравлічного стрибка (рис. 3.21, б). Таке спряження виконують для сплаву плотів, щоб запобігти їх руйнуванню в зоні гідравлічного стрибка.

IV випадок (похил дна дорівнює нулю $i = 0$). Взагалі для руху рідини у відкритому руслі відмітка дна на його початку завжди більша, ніж на його кінці. Але на ділянках обмеженої довжини можливий рух і в горизонтальному руслі, де неможливі рівномірний рух і відповідно нормальна глибина. Тому нерівномірний рух може встановлюватися в двох зонах *b* і *c* (рис. 3.22). У диференціальному рівнянні для цього випадку (3.35) чисельник завжди від'ємний.

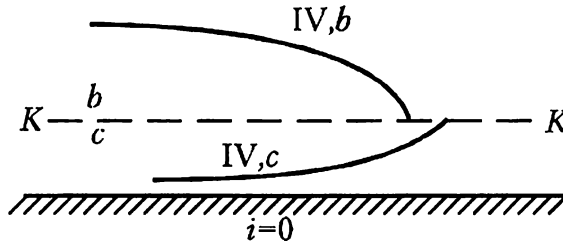


Рис. 3.22

Зона *b*. Глибина $h > h_k$, знаменник рівняння (3.35) буде додатним, а похідна $\frac{dh}{dl}$ – від'ємною, тобто в цьому разі встановлюється опукла крива спаду типу IV, *b*, яка круто підходить до лінії критичних глибин $K - K$.

Зона *c*. Глибина $h < h_k$, знаменник рівняння (3.35) буде від'ємним, а похідна $\frac{dh}{dl}$ – додатною, тобто в руслі встановлюється угнута крива підпору типу IV, *c*, яка починається від якоїсь малої глибини і на кінці круто підходить до лінії критичних глибин.

V випадок (похил дна менший від нуля $i < 0$). У руслі із зворотним похилом, як і у IV випадку, неможливий рівномірний рух та нормальна глибина, і нерівномірний рух встановлюється в двох зонах *b* і *c* (рис. 3.23). Такий рух також може бути лише на ділянках обмеженої довжини.

У диференціальному рівнянні нерівномірного руху води в руслі із зворотним похилом дна (3.36), як і при $i = 0$, чисельник завжди від'ємний.

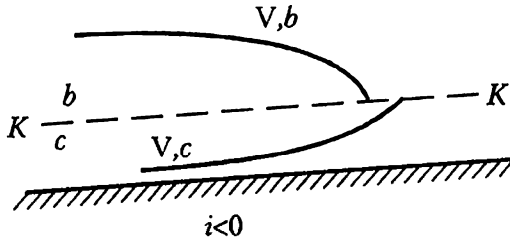


Рис. 3.23

Зона *b*. У цьому випадку глибина $h > h_k$, знаменник у рівнянні (3.36) додатний, а похідна $\frac{dh}{dl}$ – від'ємна, тобто в руслі встановлюється опукла крива спаду типу *V, b*, яка круто підходить до лінії критичних глибин.

Зона *c*. Тут, навпаки, $h < h_k$, знаменник рівняння (3.36) від'ємний, похідна $\frac{dh}{dl}$ – додатна. В руслі встановлюється угнута крива підпору типу *V, c*, яка починається з якоїсь малої глибини і круто підходить до лінії критичних глибин.

З викладеного бачимо, що криві *IV, b*, і *V, b*, а також *IV, c*, і *V, c* якісно схожі одна на одну, але мають різні кількісні характеристики. Крива типу *IV, b*, (або *V, b*) спостерігається, якщо між ділянками каналу з похилами $i_1 < i_k$ і $i_2 < i_k$ при $i_1 < i_2$ встановлюється проміжна ділянка з похилом $i \leq 0$ (рис. 3.24).

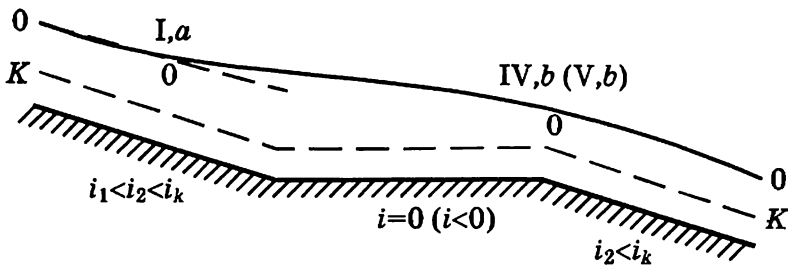


Рис. 3.24

Така сама крива встановлюється перед перепадом, якщо похил дуже короткої ділянки русла $i_2 \leq 0$ (рис. 3.25).

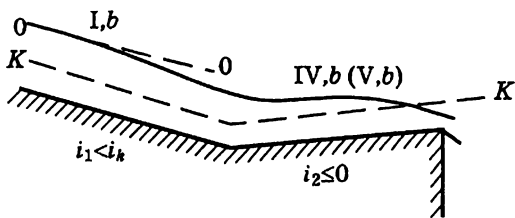


Рис. 3.25

Крива типу IV, c (або V, c) може бути в каналі з похилом $i \leq 0$ при витіканні води з-під щита (рис. 3.26), або, якщо між ділянками каналу з похилами $i_1 > i_k$ і $i_2 > i_k$ при $i_1 > i_2$ встановлюється проміжна ділянка з похилом $i \leq 0$ (рис. 3.27).

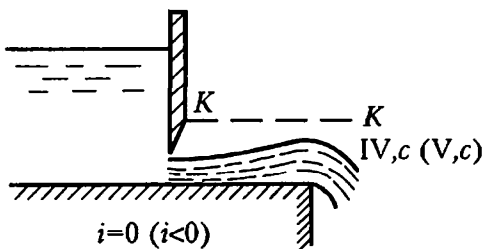


Рис. 3.26

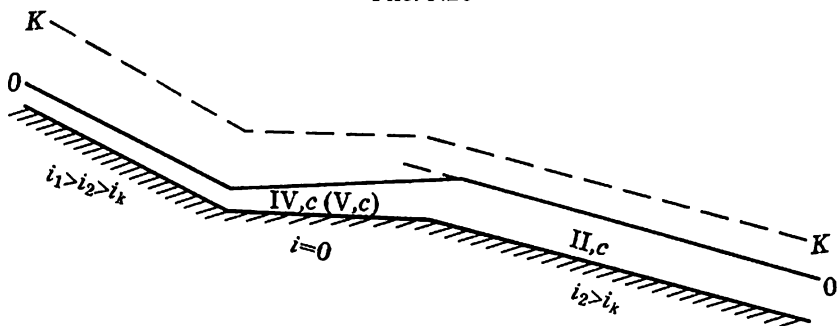


Рис. 3.27

За допомогою наведених можливих форм кривих вільної поверхні можна встановити конкретні типи кривих підпору і спаду і для інших практичних випадків. Деякі з них показані на рис. 3.28.

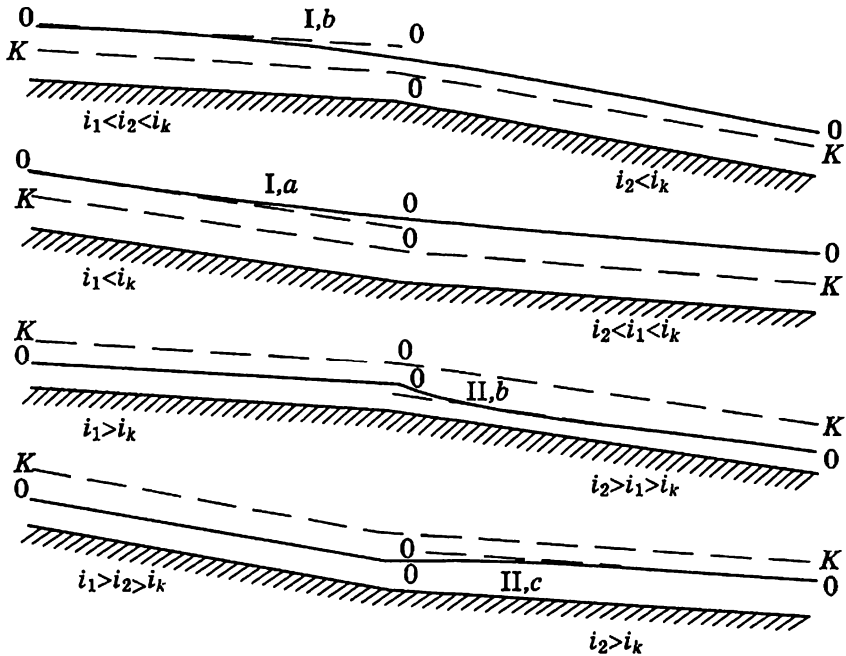


Рис. 3.28

Додаткові зауваження щодо форм кривих вільної поверхні. Дослідження В.Ю.Даденкова показали, що при деяких значеннях похилу дна i , коефіцієнта шорсткості n , глибини h чисельник і знаменник у рівнянні (3.34)

дорівнюють один одному. Тоді похідна $\frac{dh}{dl} = i$ і дотична до кривої вільної

поверхні буде горизонтальною не лише при нескінченно великих глибинах, тобто при деяких кінцевих значеннях глибин h крива вільної поверхні може мати точку перегину E при опукло-угнутому її характері (рис. 3.29). Однак у практичних розрахунках двоякий характер її кривини звичайно не враховується.

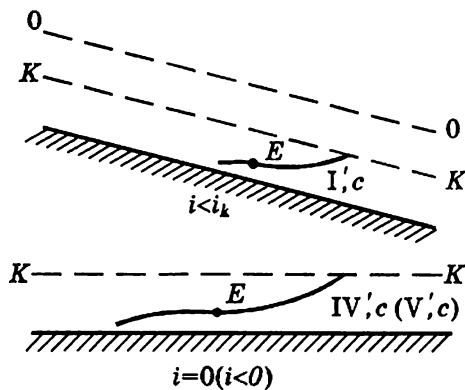


Рис. 3.29

3.4. Побудова кривих вільної поверхні у відкритих руслах

Загальні положення. Щоб побудувати криву вільної поверхні, необхідно задалегідь встановити її форму і початковий переріз. За початковий беруть переріз, у якому глибина відома або може бути визначена. Таким може бути переріз перед спорудою або після неї в руслі (див. рис. 3.16, 3.19, 3.25, 3.26) або переріз при змінненні похилу дна русла (див. рис. 3.17, 3.21, 3.24, 3.27). Якщо в останньому випадку похил змінюється від меншого за критичний до більшого за критичний, то таким перерізом буде переріз з критичною глибиною (рис. 3.17).

За вихідний (початковий) не можна брати переріз з нормальною глибиною, оскільки крива вільної поверхні асимптотично наближається до лінії нормальних глибин лише на нескінченності.

Після встановлення вихідного перерізу і форми кривої вільної поверхні необхідно визначити кількісні характеристики цієї кривої, тобто встановити залежність $h = f(l)$, де l – відстань від початкового перерізу до розглядуваного. Залежно від положення початкового перерізу на кривій вільної поверхні відстань l можна відкласти від початкового перерізу як униз за течією (рис. 3.30, а), так і вгору проти течії (рис. 3.30, б). Для знаходження залежності $h = f(l)$ необхідно проінтегрувати основне диференціальне рівняння нерівномірного руху у формі (3.27) або (3.34). Зазначимо, що точ-

них методів інтегрування цих рівнянь не існує, а є цілий ряд наближених способів, які базуються на певних припущеннях. Розглянемо деякі з них.

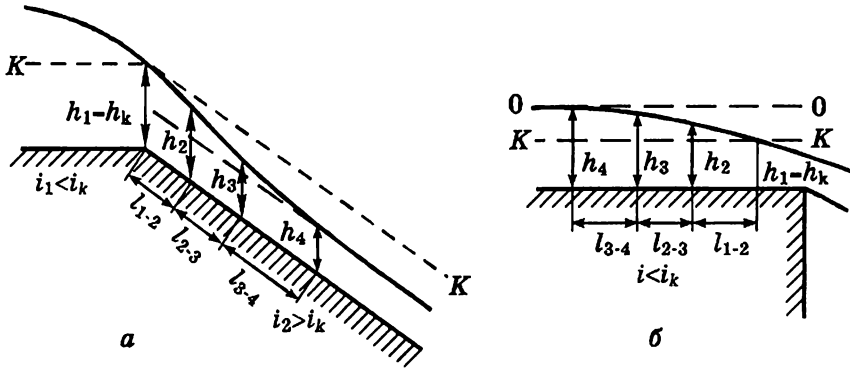


Рис. 3.30

Спосіб В.І.Чарномського. Цей спосіб заснований на безпосередньому розв'язуванні рівняння (3.27), в яке глибина не входить в явному вигляді. Для цього диференціальне рівняння замінюється на наближене рівняння у скінченних різницях:

$$\frac{\Delta \mathcal{E}}{l} = i - \overline{i_f}, \quad (3.38)$$

де $\Delta \mathcal{E}$ – різниця питомих енергій перерізів у розрахункових перерізах; $\overline{i_f}$ – середній похил тертя на ділянці між цими перерізами; i – похил дна каналу. Звідси відстань між перерізами:

$$l_{1-2} = \frac{\Delta \mathcal{E}_{1-2}}{i - \overline{i_{f1-2}}} = \frac{\mathcal{E}_2 - \mathcal{E}_1}{i - \overline{i_{f1-2}}}. \quad (3.39)$$

У зв'язку з усередненням похилу тертя і заміною диференціального рівняння на рівняння в скінченних різницях, відстань між перерізами за формулою (3.39) дістаємо наближено. Щоб підвищити точність розрахунків, криву вільної поверхні потрібно розбити на кілька ділянок.

Послідовність розрахунків за способом Чарномського така.

1. Встановлюється форма кривої вільної поверхні.
2. Призначається початковий переріз. Наприклад, для кривих спаду, показаних на рис. 3.30 а,б за початковий потрібно взяти переріз з критичною глибиною h_k , а за кінцевий – переріз з нормальною глибиною h_0 .

3. Крива вільної поверхні розбивається на ділянки 1-2; 2-3 тощо з глибинами h_1, h_2, \dots, h_n , які розміщуються в інтервалі від h_1 до h_n .

4. Обчислюється питома енергія кожного перерізу за формулою (3.1).

5. Для кожного розрахункового перерізу визначається похил тертя

$$i_f = \frac{Q^2}{\omega^2 W^2}, \text{ а потім - його середня величина для ділянки:}$$

$$\overline{i}_{f_{1-2}} = 0,5(i_{f_1} + i_{f_2}). \quad (3.40)$$

6. Обчислюється відстань між перерізами 1-1 і 2-2 за формулою (3.39).

7. Аналогічно знаходиться відстань між перерізами 2-2 і 3-3 і т.д.

8. Визначається загальна довжина кривої вільної поверхні:

$$l = l_{1-2} + l_{2-3} + \dots + l_{n-1-n}. \quad (3.41)$$

Спосіб Чарномського застосовують як для призматичних, так і для непризматичних русел.

Приклад. Визначити довжину кривої спаду у водовідвідній канаві, в якій встановлено перепад (рис. 3.31), якщо витрата $Q = 1,0 \text{ м}^3/\text{с}$; коефіцієнт закладання укосів $m = 0$; ширина русла по дну $b = 1 \text{ м}$; похил дна ступені $i_0 = 0,03$; коефіцієнт шорсткості $n = 0,017$; критична глибина $h_k = 0,48 \text{ м}$; нормальна глибина $h_0 = 0,69 \text{ м}$.

Розв'язання

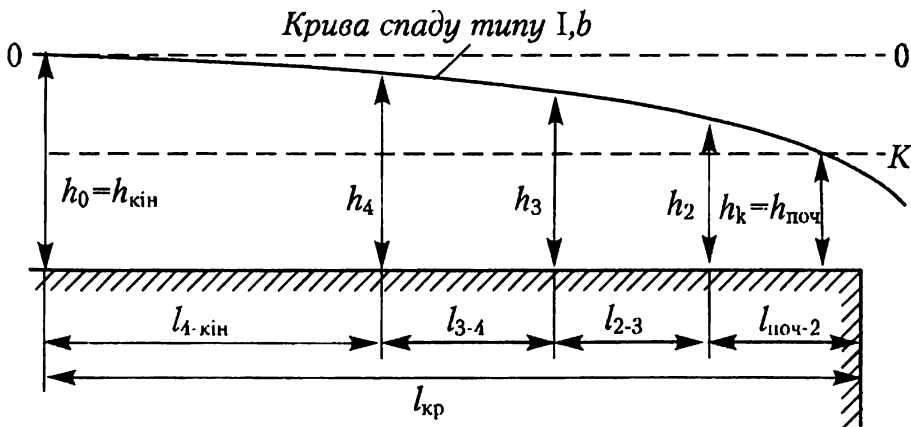


Рис. 3.31

Аналізуючи форми кривих вільної поверхні перед перепадом, можна переко-
нати, що тут встановлюється опукла крива спаду типу I, B, що проходить від гли-
бини h_0 до h_k . За початкову глибину приймаємо $h_{поч} = h_k = 0,48$ м; за кінцеву
 $h_{кін} = h_0 = 0,69$ м.

Експериментальні дослідження показують, що критична глибина h_k встанов-
люється на деякій відстані від стінки перепаду (див. п. 5.5).

Довжину кривої розраховуємо за методом В.І.Чарномського.

Призначаємо розрахункові перерізи з глибинами $h_{поч} = 0,48$ м,
 $h_2 = 0,52$ м, $h_3 = 0,58$ м, $h_4 = 0,62$ м, $h_5 = 0,69$ м.

Для вказаних перерізів визначаємо основні гідралічні елементи за формула-
ми:

$$\omega = bh, \chi = b + 2h, R = \frac{\omega}{\chi}, \Theta = \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} + h, W = \frac{1}{n} R^z, i_f = \frac{Q^2}{\omega^2 W^2} \text{ (табл.3.5).}$$

Таблиця 3.5

Розрахункова формула і параметри	Одини- ця вимі- рювання	Глибина в перерізі $h, \text{м}$				
		0,48	0,52	0,58	0,62	0,69
$\omega = b \cdot h$	м^2	0,48	0,52	0,58	0,62	0,69
$\chi = b + 2h$	м	1,96	2,04	2,16	2,24	2,38
$R = \frac{\omega}{\chi}$	м	0,24	0,25	0,27	0,28	0,29
W (табл.2.2)	$\text{м}/\text{с}$	22,1	22,75	24,0	24,6	25,2
$\Theta = h + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2g \cdot \omega^2}$	м	0,723	0,727	0,747	0,766	0,801
$i_f = \left(\frac{Q}{\omega \cdot W} \right)^2$	-	0,0089	0,0071	0,00516	0,0043	0,0034
$i_{f,cep.(n-1)-n} = \frac{i_{fn} + i_{f(n-1)}}{2}$	-	0,008	0,0061	0,0047	0,00385	
$i_0 - i_{f,cep}$	-	-0,005	-0,0031	-0,0017	-0,00085	
$\Theta_n - \Theta_{n-1}$	м	0,004	0,02	0,019	0,035	
$l_{(n-1)-n}$	м	0,8	6,45	11,17	41,18	

Для двох сусідніх перерізів визначимо $i_{fcep(n-1)-n} = \frac{(i_{fn} + i_{f(n-1)})}{2}$,

$$i_0 - i_{fcep}, \quad \mathcal{E}_n - \mathcal{E}_{n-1}, \quad l_{(n-1)-n} = \frac{(\mathcal{E}_n - \mathcal{E}_{n-1})}{(i - i_{fcep(n-1)-n})}.$$

Всі ці дані також вносимо в табл. 3.5.

Загальну довжину кривої спаду визначають як суму довжин всіх ділянок:

$$l_{кр} = l_{поч-2} + l_{2-3} + l_{3-4} + l_{4-кін} = 0,8 + 6,45 + 11,17 + 41,18 = 59,60 \text{ м.}$$

Спосіб М.М.Павловського. Цей спосіб базується на інтегруванні основного диференціального рівняння нерівномірного руху води в призматичних руслах. Залежно від похилу дна можна розглядати три випадки: $i > 0$, $i = 0$ та $i < 0$.

I. Русло з прямим похилом дна ($i > 0$). У цьому випадку диференціальне рівняння (3.33):

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \frac{K_0^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{B}{\omega^3}},$$

зводимо до вигляду:

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \frac{K_0^2}{K^2}}{1 - j \frac{K_0^2}{K^2}}, \quad (3.42)$$

де знаменник рівняння (3.33) був перетворений таким чином:

$$1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{B}{\omega^3} = 1 - \frac{\alpha \omega_0^2 W_0^2 i}{g} \frac{B}{\omega^3} \frac{W^2}{W^2} = 1 - j \frac{K_0^2}{K^2},$$

де $K_0 = \omega_0 W_0$, $K = \omega W$, i

$$j = \frac{\alpha B W^2 i}{g \omega}. \quad (3.43)$$

Далі позначимо: $\frac{K}{K_0} = \Pi$.

Тоді основне диференціальне рівняння набере вигляду:

$$\frac{dh}{dl} = i \frac{1 - \frac{1}{\Pi^2}}{1 - \frac{j}{\Pi^2}} = i \frac{\Pi^2 - 1}{\Pi^2 - j} = i \frac{1 - \Pi^2}{j - \Pi^2}. \quad (3.44)$$

Ліву частину рівняння подамо у вигляді:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{dh}{d\Pi} \frac{d\Pi}{dl}.$$

Тоді:

$$\frac{d\Pi}{dl} = i \frac{1 - \Pi^2}{j - \Pi^2} \frac{d\Pi}{dh}. \quad (3.45)$$

Для підготовки до інтегрування перетворимо це рівняння:

$$i \frac{d\Pi}{dh} dl = \frac{j - \Pi^2 + 1 - 1}{1 - \Pi^2} d\Pi = d\Pi - (1 - j) \frac{d\Pi}{1 - \Pi^2}. \quad (3.46)$$

Позначимо $a = \frac{d\Pi}{dh}$ і зробимо припущення, що для розглядуваної ділянки каналу 1–2 цю похідну можна вважати сталою величиною і визначити її як відношення скінченних різниць:

$$\left(\frac{d\Pi}{dh} \right)_{1-2} = a_{1-2} \approx \frac{\Pi_2 - \Pi_1}{h_2 - h_1}. \quad (3.47)$$

Припустимо також, що величину j за довжиною ділянки русла можна визначити як середню і сталу. З урахуванням цього матимемо:

$$\bar{j}_{1-2} = \frac{\alpha \bar{B}_{1-2} \bar{W}_{1-2}^2 i}{g \bar{\omega}_{1-2}}. \quad (3.48)$$

Припущення про те, що величина j за довжиною ділянки русла є сталою, базується на тому, що j мало змінюється в разі зміни глибини. Наприклад, для широкого прямокутного русла, якщо $\omega = Bh$; $h \approx R$;

$W = \frac{1}{n} h^{2/3}$ формула (3.43) зводиться до вигляду:

$$j = \frac{\alpha h^{4/3} Bi}{n^2 g Bh} = \frac{\alpha i}{gn^2} h^{1/3}. \quad (3.49)$$

При сталих i та n , величина j залежить від $h^{1/3}$, тобто при зміні h удвічі j змінюється в $\sqrt[3]{2} = 1,26$ рази. Фактично для сусідніх перерізів h змінюється значно менше, ніж удвічі, тоді j змінюватиметься ще менше.

Отже, з урахуванням наведених пояснень рівняння для перерізів 1 і 2 матиме вигляд:

$$ia_{1-2}l_{1-2} = \Pi_2 - \Pi_1 - (1 - \bar{j}_{1-2}) \int_{\Pi_1}^{\Pi_2} \frac{d\Pi}{1 - \Pi^2}. \quad (3.50)$$

Вираз

$$\int \frac{d\Pi}{1 - \Pi^2} = \frac{1}{2} \ln \left| \frac{1 + \Pi}{1 - \Pi} \right| = \Phi(\Pi) \quad (3.51)$$

називається функцією Павловського, значення якої наводяться в табл. 3.6.

Таблиця 3.6

Функції Павловського для побудови кривих вільної поверхні

Π	$\Phi(\Pi)$ при $i > 0$	$\Phi_0(\Pi_k)$ при $i = 0$	$\Phi'(\Pi)$ при $i < 0$	Π	$\Phi(\Pi)$ при $i > 0$	$\Phi_0(\Pi_k)$ при $i = 0$	$\Phi'(\Pi)$ при $i < 0$
0,2	0,203	0,0027	0,197	1,01	2,652	0,343	0,79
0,4	0,424	0,0213	0,38	1,05	1,857	0,386	0,81
0,6	0,693	0,072	0,54	1,1	1,573	0,444	0,833
0,8	1,098	0,171	0,674	1,2	1,199	0,576	0,876
0,9	1,472	0,243	0,732	1,5	0,905	1,125	0,983
0,95	1,831	0,286	0,759	2,0	0,55	2,667	1,107
0,99	2,646	0,323	0,78	3,0	0,346	9,0	1,249
1,0	∞	0,333	0,785	5,0	0,203	41,67	1,373

Примітка. 1. Якщо $i = 0$, слід брати $\Pi = \Pi_k$.

2. Таблиця наводиться у скороченому вигляді.

3 урахуванням цього довжина кривої

$$l_{1,2} = \frac{\Pi_2 - \Pi_1 - (1 - \bar{j}_{1,2})[\Phi(\Pi_2) - \Phi(\Pi_1)]}{ia_{1,2}}. \quad (3.52)$$

Розраховуючи довжину кривої за формулою Павловського, у першу чергу встановлюють початковий переріз 1–1, а переріз 2–2 призначають з глибиною, яка може встановлюватися в потоці відповідно до форм кривої вільної поверхні.

Далі для розрахункових перерізів визначають величини $K = \omega W$;

$\Pi = \frac{K}{K_0}$, $\Phi(\Pi)$ за формулою Павловського або за табл. 3.6, параметри

a , j і далі довжину l_{1-2} .

Щоб підвищити точність розрахунків, криву вільної поверхні розбивають на кілька ділянок. Тоді загальну довжину кривої визначають за формулою:

$$L = l_{1-2} + l_{2-3} + \dots + l_{n-1-n}. \quad (3.53)$$

Слід враховувати, що якщо одним з розрахункових перерізів є переріз з нормальною глибиною h_0 , то $\Pi = 1$, $\Phi(\Pi) = \infty$ і довжина кривої вільної поверхні також дорівнюватиме нескінченності. Щоб отримати практичний результат, розрахунки потрібно виконувати до перерізу з глибиною h , яка неістотно відрізняється від нормальної.

II. Русла з горизонтальним дном ($i = 0$). Позначимо $\Pi_k = \frac{K}{K_k}$ і за аналогією з (4.36) знайдемо:

$$j_k = \frac{\alpha W^2 B}{g \omega} i_k. \quad (3.54)$$

Перетворимо рівняння (3.35) таким чином :

$$\begin{aligned} \frac{dh}{dl} &= -i_k \frac{\frac{K_k^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3}} = i_k \frac{-\frac{1}{\Pi_k^2}}{1 - \frac{\alpha B \omega_k^2 W_k^2 i_k}{g \omega^3} \frac{W^2}{W^2}} = \\ &= i_k \cdot \frac{\frac{1}{\Pi_k^2}}{\frac{j_k}{\Pi_k^2} - 1} = \frac{i_k}{j_k - \Pi_k^2}. \end{aligned} \quad (3.55)$$

Підставляючи ліву частину цього виразу у вигляді $\frac{dh}{dl} = \left(\frac{dh}{d\Pi_k}\right)\left(\frac{d\Pi_k}{dl}\right)$, після деяких перетворень матимемо:

$$i_k = \frac{d\Pi_k}{dh} dl = (j_k - \Pi_k^2) d\Pi_k. \quad (3.56)$$

Вважаючи, що для розглядуваної ділянки каналу $\bar{j}_{k_{1-2}} = \text{const}$ і $\left(\frac{d\Pi_k}{dl}\right)_{1-2} \approx \left(\frac{\Pi_{k_2} - \Pi_{k_1}}{h_2 - h_1}\right) \approx a_{k_{1-2}}$, після інтегрування дістанемо:

$$h_{1-2} = \frac{\bar{j}_{k_{1-2}} (\Pi_{k_2} - \Pi_{k_1}) - \frac{1}{3} (\Pi_{k_2}^3 - \Pi_{k_1}^3)}{a_{k_{1-2}} i_k}, \quad (3.57)$$

або, позначаючи $\Phi_0(\Pi_k) = \frac{\Pi_k^3}{3}$,

$$h_{1-2} = \frac{\bar{j}_{k_{1-2}} (\Pi_{k_2} - \Pi_{k_1}) - [\Phi_0(\Pi_{k_2}) - \Phi_0(\Pi_{k_1})]}{a_{k_{1-2}} i_k}. \quad (3.58)$$

Значення функції $\Phi_0(\Pi_k)$ наведені в табл. 3.5.

III. Русла із зворотним похилом дна ($i < 0$). Враховуючи, що похил i є від'ємною величиною, при якій не може встановитися рівномірний рух, перетворимо рівняння (3.34) таким чином:

$$\frac{dh}{dl} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3}} = - \frac{i' + \frac{Q^2}{K^2}}{1 - \frac{\alpha B \omega_0'^2 W_0'^2 i' W^2}{g \omega^3 W^2}} = - \frac{i' \left(1 + \frac{K_0'^2}{K^2}\right)}{1 - j' \frac{K_0'^2}{K^2}}, \quad (3.59)$$

де i' – абсолютна величина похилу русла; K_0' – витратна характеристика умовного “допоміжного” потоку, який би рухався з рівномірним рухом при похилі i' ; $K_0' = \omega_0' W_0'$; j' – величина, що залежить для даного русла (при заданих шорсткості та похилі) від глибини h , $j' = \frac{\alpha W^2 B}{g \omega}$.

За аналогією з руслами, що мають прямий похил дна, позначивши

$\frac{K}{K_0} = \Pi$ і після подібних перетворень отримаємо:

$$i'adl = \frac{j' - \Pi^2 + 1 - 1}{1 + \Pi^2} d\Pi = -d\Pi + (j' + 1) \frac{d\Pi}{1 + \Pi^2}, \quad (3.60)$$

де a визначається за формулою (3.47).

Інтегруючи рівняння (3.60) за умови сталості a і j' для розрахункової ділянки, матимемо:

$$i'a_{1-2}l_{1-2} = \Pi_1 - \Pi_2 + (\bar{j}'_{1-2} + 1) \int_{\Pi_1}^{\Pi_2} \frac{d\Pi}{1 + \Pi^2}. \quad (3.61)$$

Вираз

$$\int \frac{d\Pi}{1 + \Pi^2} = \arctg \Pi = \Phi'(\Pi) \quad (3.62)$$

називається функцією М.М.Павловського і визначається за табл. 3.6.

З урахуванням цього довжина кривої вільної поверхні (або її ділянки)

$$l_{1-2} = \frac{\Pi_1 - \Pi_2 + (\bar{j}'_{1-2} + 1) [\Phi'(\Pi_2) - \Phi'(\Pi_1)]}{i'a_{1-2}}. \quad (3.63)$$

Спосіб Б.О.Бахметєва. Цей спосіб заснований на застосуванні „показникового” закону (2.48), що дає змогу замінювати в формулі (3.44)

величину $\Pi^2 = \frac{K^2}{K_0^2}$ на величину $\eta^x = \left(\frac{h}{h_0}\right)^x$, де η – відносна глибина

потoku, а x – гідравлічний показник русла, що визначається за формулою (2.49).

Після перетворень, аналогічних перетворенням, які використовувалися в методі М.М.Павловського, знаходять розрахункові рівняння для визначення кривої вільної поверхні. Наприклад, для русел з прямим похилом:

$$i \frac{l}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - \bar{j}) [\Phi_x(\eta_2) - \Phi_x(\eta_1)], \quad (3.64)$$

де $\Phi_x(\eta) = \int \frac{d\eta}{1-\eta^x}$ – функція Б.О.Бахметєва, яка визначається за таблицями, складеними для різних X і η [1, 17 тощо].

Порівнюючи способи М.М.Павловського та Б.О.Бахметєва, бачимо, що слід надати перевагу першому. Для цього способу не потрібні громіздкі таблиці при різних гідравлічних показниках русла, які, крім того, не є строго сталими при різних глибинах у руслі. Зазначимо, що для деяких форм русел (див. підрозділ 2.3) “показниковий” закон і відповідно заснований на ньому метод Бахметєва взагалі не можуть застосовуватися.

Спосіб осереднення похідної (спосіб В.Ю.Дадєнкова) ґрунтується на припущенні, що при плавномітному русі похідна $\frac{dh}{dl}$ у формулі (3.34) на розрахунковій ділянці змінюється неістотно і може бути прийнята як її середнє значення:

$$\frac{dh}{dl} \approx \bar{\theta} = 0,5 \left[\frac{dh}{dl}(1) + \frac{dh}{dl}(2) \right], \quad (3.65)$$

де $\frac{dh}{dl}(1)$ та $\frac{dh}{dl}(2)$ – значення похідних, визначених за формулою (3.33) для перерізів 1–1 та 2–2.

Тоді:

$$dh \approx \bar{\theta} \cdot dl \quad (3.66)$$

і

$$l_{1-2} \approx \frac{h_2 - h_1}{\bar{\theta}}. \quad (3.67)$$

При наближенні глибин нерівномірного руху до критичної глибини величина $\bar{\theta}$ наближається до нескінченності. В цьому випадку зручніше користуватися формулою:

$$l_{1-2} \simeq \bar{\theta}_* (h_2 - h_1), \quad (3.68)$$

де

$$\theta'_* = 0,5 \left[\frac{dl}{dh}(1) + \frac{dl}{dh}(2) \right]. \quad (3.69)$$

Значення $\frac{dl}{dh}$ визначаються як зворотні до визначених за формулою (3.33). Наприклад, для русел з прямим похилом:

$$\frac{dl}{dh} = \frac{1 - \frac{\alpha Q^2 B}{g \omega^3}}{i \left(1 - \frac{K_0^2}{K^2} \right)}. \quad (3.70)$$

Цим способом можна знайти глибину h' на відстані l' від глибини h_1 (або h_2) в межах ділянки, що розглядається (рис. 3.32).

За аналогією з (3.67):

$$l' = \frac{h' - h_1}{\bar{\theta}}.$$

Звідси:

$$h' = h_1 + l' \cdot \bar{\theta}. \quad (3.71)$$

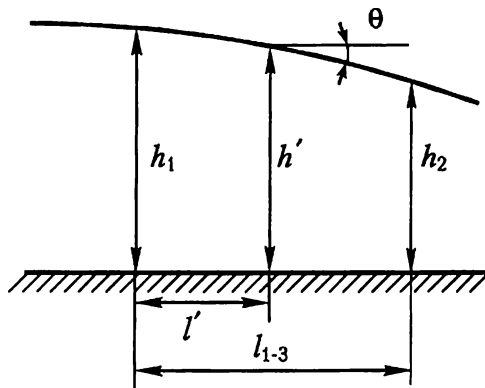


Рис. 3.32

3.5. Побудова кривих вільної поверхні потоку в безнапірних трубах, сегментних та параболічних руслах

Криві вільної поверхні в безнапірних трубах (або сегментних руслах) можна побудувати за відомими способами побудови цих кривих у відкритих руслах. Але для полегшення розрахунків доцільно основні параметри кривих виразити за допомогою безрозмірних характеристик і коефіцієнтів.

Розглянемо використання способу В.І.Чарномського для побудови кривих вільної поверхні в безнапірних трубах та сегментних руслах. Відстань між двома розрахунковими перерізами в потоці (рис. 3.33) визначається за формулою (3.39).

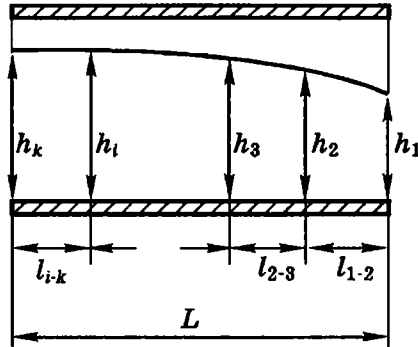


Рис. 3.33

За аналогією з визначенням критичного похилу (3.24) та (3.25), для похилу тертя маємо:

$$\bar{i}_f = i \frac{A_0^2}{A^2} = i \frac{Q^2}{Q_\phi^2} = iN, \quad (3.72)$$

де $\bar{A} = \frac{A_1 + A_2}{2}$ – середнє значення відносної витратної характеристики для двох розглядуваних перерізів; $\bar{Q}_\phi = \frac{Q_{\phi_1} + Q_{\phi_2}}{2}$ – середнє значення фіктивної витрати для цих самих перерізів (див. п.2.5, 3.1),

$$N = \frac{A_0^2}{A^2} = \frac{Q^2}{Q_\phi^2}.$$

Вираз для питомої енергії перерізу можна подати у вигляді:

$$\Xi = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} = \left(\frac{h}{r} + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega'^2 r^4} \right) r = (\Delta + \Pi_Q E) r, \quad (3.73)$$

де $E = \frac{1}{2\omega'^2}$ – коефіцієнт, який залежить від ступеня наповнення труби і

визначається за табл. 3.3; $\Pi_Q = \frac{\alpha Q^2}{gr^5}$ – витратний параметр труби.

Підставляючи ці значення в формулу (3.39), отримаємо:

$$l_{i-2} = \frac{\Delta_2 - \Delta_1 + \Pi_Q(E_2 - E_1)r}{1 - N} \frac{r}{i}. \quad (3.74)$$

Якщо крива вільної поверхні розподілена на кілька ділянок, то аналогічно визначається довжина кожної з них, а вся довжина кривої буде:

$$L = l_{i-2} + l_{i-3} + l_{i-4} + \dots + l_{i-k}. \quad (3.75)$$

Для русел параболічного перерізу в формулі (3.74) замість радіуса r підставляють значення параметра параболи p , витратного параметра:

$$\begin{aligned} \Pi_Q &= \frac{\alpha Q^2}{gp^5}, & \Delta &= \frac{h}{p} & i \\ N &= \frac{\omega_0^2 W_0^2}{\omega^2 W^2} = \frac{K_0^2}{K^2}, \end{aligned} \quad (3.76)$$

де ω_0, W_0, K_0 – площа, швидкість та витратна характеристика при нормальній глибині h_0 ; ω, W, K – відповідні величини в перерізі з глибиною h .

3.6. Розрахунок кривих вільної поверхні потоку за допомогою ЕОМ

Розрахунок кривих вільної поверхні за розглянутими методами вимагає громіздких обчислень, особливо для русел із складеними формами при великій кількості розрахункових ділянок (що забезпечує більшу точність розрахунку), а також непризматичних русел. Електронно-обчислювальну техніку можна використати для побудови кривих вільної поверхні потоку в непризматичних руслах (руслах, які звужуються або розширюються) за методом В.І.Чарномського із застосуванням ЕОМ.

Вихідні дані для розрахунку: витрата потоку Q , похил дна русла i , коефіцієнт шорсткості n , форма перерізу русла і його розміри (наприклад,

для трапецеїдального перерізу русла – ширина по дну b і коефіцієнт закладання укосів m), глибина у вихідному перерізі h_1 .

Послідовність розрахунків така.

1. Визначається довжина розрахункової ділянки:

$$l_p = \frac{L}{k}, \quad (3.77)$$

де L – загальна довжина непризматичного русла; k – кількість розрахункових ділянок (чим більша k , тим вища необхідна точність розрахунків).

2. Встановлюється залежність для ширини русла по дну в кінці розрахункової ділянки:

$$b_N = b_1 + \frac{b_{\text{кін}} - b_1}{k} N, \quad (3.78)$$

де b_1 , $b_{\text{кін}}$ – ширина непризматичного русла по дну відповідно на його початку і в кінці; N – номер розрахункової ділянки.

3. Призначається глибина $h_2 \geq h_1$ (залежно від форми кривої вільної поверхні) в перерізі 2–2 шириною b_2 , який береться на відстані l_p від перерізу 1–1.

4. За формулою (3.39) визначається відстань l_{1-2} між перерізами 1–1 і 2–2. Якщо абсолютне значення різниці $[l_{1-2} - l_p]$ більше за допустиму похибку $[\Delta l]$ (можна взяти $[\Delta l] = 0,05l_p$), то призначається нове значення h_2 і розрахунок повторюється доти, поки не виконуватиметься умова $[l_{1-2} - l_p] \leq [\Delta l]$. Потім переходять до розрахунку ділянок 2–3, 3–4 і т.д.

Трудомісткість розрахунку пов'язана з тим, що в перерізі 2–2 на відстані l_p від початку непризматичного русла шириною b_2 призначається глибина h_2 , але фактично вона може встановлюватися в іншому місці та з іншою шириною, а в перерізі 2–2 буде зовсім інша глибина. У цьому випадку ЕОМ розв'язує задачу методом ітерацій, поки не буде виконана умова, вказана вище.

При розрахунку призматичних русел таких труднощів немає, оскільки довжина ділянки l_{1-2} буде остаточною між перерізами з глибинами h_1 і h_2 .

3.7. Побудова кривих вільної поверхні в природних руслах

Природні русла характеризуються неправильною геометричною формою живих перерізів, хвилястістю в плані; змінністю похилу дна, шорсткості і глибини за довжиною потоку. Тому в природних руслах зазвичай встановлюється нерівномірний рух, і тільки на окремих ділянках рух можна вважати рівномірним.

Криві вільної поверхні в природних руслах будують проектуючи різні споруди на ріках. Наприклад, при перекритті русла греблею перед нею встановлюється крива підпору, за якою можна визначити зону можливого затоплення території. При розчищенні русла ріки пропускна здатність її збільшується, і на цих ділянках може встановитися крива спаду.

Визначення коефіцієнта шорсткості. Коефіцієнт шорсткості визначають за гідрометричними даними. Для цього русло ріки розбивають за довжиною на окремі ділянки з приблизно однаковим характером дна і берегів.

Далі вимірюють відмітки горизонтів води Z_n на початку і в кінці кожної ділянки. Потім знаходять середні параметри цих ділянок:

площу живого перерізу:

$$\bar{\omega} = 0,5(\omega_1 + \omega_2);$$

змочений периметр:

$$\chi = 0,5(\chi_1 + \chi_2);$$

гідрравлічний радіус:

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

похил поверхні води:

$$J_n = \frac{Z_{n_1} - Z_{n_2}}{l},$$

де Z_{n_1} , Z_{n_2} – відмітки поверхні води відповідно в першому та другому перерізі; l – довжина ділянки.

Потім визначають швидкісну характеристику, вважаючи, що $i \approx J_n$:

$$\bar{W} = \frac{Q}{\bar{\omega} \sqrt{J_n}}. \quad (3.79)$$

Таблиця 3.7.

Коефіцієнт шорсткості

Характеристика русел	n
1	2
Природні русла (за М.Ф.Срібним)	
Природні русла у сприятливих умовах за засміченням	0,025
Русла рівнинного типу великих і середніх річок за сприятливого стану річища	0,033
Порівняно чисті русла сталих рівнинних водотоків з деякими викривленнями в плані або в профілі	0,04
Русла великих і середніх річок значно засмічені, звивисті, що частково поросли	0,05
Русла періодичних водотоків, сильно засмічених і звивистих. Галечно-валунні русла гірського типу	0,067
Рівнинні річки (за Б.В.Поляковим)	
Русло піщане, рівне, без рослинності, з незначним переміщенням донних наносів	0,02...0,023
Русло піщане, звивисте, з великим переміщенням донних наносів, заплава, вкрита луками без чагарників	0,023...0,033
Заплава, вкрита: чагарником або рідким лісом	0,033...0,045 0,045...0,006

За таблицею 2.2, графіком (рис. 0.3), або згідно з формулою Павловського (2.7) визначають шорсткість:

$$n = \frac{\bar{R}^z}{\bar{W}}. \quad (3.80)$$

Оскільки характер берегів змінюється за глибиною, n можна визначити для різних глибин і побудувати залежність $n = f(h)$. У разі відсутності необхідних гідрометричних даних вибору коефіцієнта шорсткості використовують експериментальні дані (табл. 3.7).

Наближене інтегрування диференціального рівняння нерівномірного руху в природних руслах. Запишемо рівняння Бернуллі для перерізів 1-1 і 2-2:

$$z + h + \frac{p_a}{\rho g} + \frac{\alpha V^2}{2g} = z + dz + h + dh + \frac{p_a}{\rho g} + \frac{\alpha(V + dV)^2}{2g} + dh_l.$$

Нехтуючи нескінченно малою величиною другого порядку, дістаємо:

$$dh + \frac{\alpha}{2g} 2VdV = -dz - dh_l. \quad (3.81)$$

Враховуючи, що

$$\frac{\alpha}{2g} 2VdV = d\left(\frac{\alpha V^2}{2g}\right) = d\left(\frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}\right); \quad dh_l = i_f dl; \quad i_f = \frac{Q^2}{W^2\omega^2},$$

$h + z = z_n$ – відмітка вільної поверхні (рис. 3.34), матимемо:

$$-dz_n = d\left(\frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}\right) + \frac{Q^2}{\omega^2 W^2} dl. \quad (3.82)$$

Замінімо це рівняння на рівняння у скінчених різницях і змінимо напрям осі z донизу. Здобудемо наближений розв'язок:

$$\Delta z_n = \Delta \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2} + \frac{Q^2}{\bar{\omega}^2 \bar{W}^2} l, \quad (3.83)$$

або

$$\Delta z_n = \frac{\alpha Q^2}{2g} \left(\frac{1}{\omega_2^2} - \frac{1}{\omega_1^2} \right) + \frac{Q^2}{\bar{\omega}^2 \bar{W}^2} l \quad (3.84)$$

(це рівняння розв'язується методом підбору).

Послідовність розрахунків при цьому така.

1. Русло за довжиною розбивають на кілька ділянок.

2. При заданій відмітці поверхні води в перерізі 1-1 Z_{n1} , відповідно до форми кривої вільної поверхні призначають відмітку Z_{n2} в перерізі 2-2.

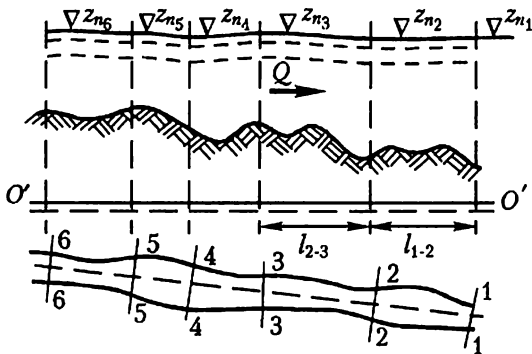


Рис. 3.34

3. Знаходять значення ω , x , R , W для розрахункових перерізів. Потім визначають середні значення $\bar{\omega}$ і \bar{W} для ділянки між перерізами. Далі за формулою (3.84) знаходять приріст відмітки вільної поверхні Δz_n .

4. Здобуте значення Δz_n порівнюють з різницею відміток вільної поверхні $Z_{n1} - Z_{n2}$. Якщо $\Delta z_n \neq Z_{n1} - Z_{n2}$, то призначають нове значення Z_{n2} і розрахунки повторюють доти, поки не задовольнятиметься умова $\Delta z_n = Z_{n1} - Z_{n2}$.

Аналогічно розраховуються й інші ділянки.

Існують і спрощені способи (О.Н.Рахманова, М.М.Павловського) розрахунку кривих вільної поверхні в природних руслах у випадках, коли є достатні гідрологічні дані, що характеризують потік [7, 17, 18].

3.8. Гідравлічний стрибок

Гідравлічним стрибком називається різкий стрибкоподібний перехід від бурхливого стану до спокійного, тобто перехід від глибин, менших за

критичні, до глибин, більших за критичні. Глибини перед стрибком h_1 та після нього h_2 називаються взаємними або спряженими. Існує кілька видів гідравлічних стрибків. Залежно від співвідношення взаємних глибин, стрибок буває досконалим (рис.3.35, а) або хвилястим (рис. 3.35, б).

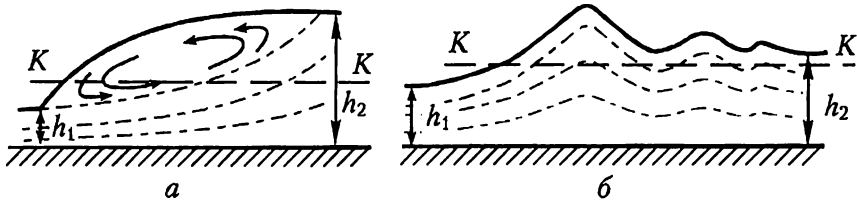


Рис. 3.35

Досконалий гідравлічний стрибок у призматичному руслі. Гідравлічний стрибок, в якому над основним транзитним струменем утворюється область з коловоротним рухом (поверхневий валець), називається досконалим гідравлічним стрибком (рис. 3.36).

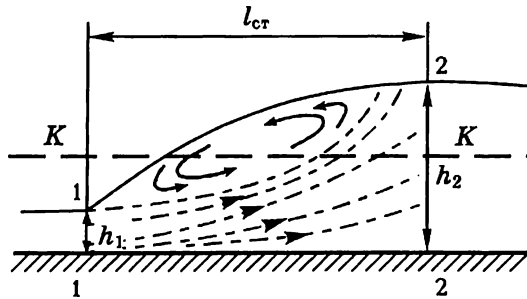


Рис. 3.36

В руслах прямокутного перерізу досконалий стрибок утворюється, якщо число Фруда $F_{r1} = \frac{h_k^3}{h_1^3} \geq 3$, або, якщо співвідношення взаємних

глибин $\frac{h_2}{h_1} \geq 2$. При цьому друга глибина h_2 береться на деякій відстані від коловороту, в перерізі, де закінчується підвищення глибин.

Стрибок спричиняє дуже великі зміни в конфігурації потоку. У стрибку значно зменшується швидкість, що призводить до великих втрат енергії, які можуть бути різними залежно від параметрів стрибка. Це не дає змоги застосовувати до гідравлічного стрибка рівняння Бернуллі, яке вимагає знання втрат енергії. У зв'язку з цим для виведення основного рівняння гідравлічного стрибка застосовують закон зміни кількості руху для відсіку рідини, який перебуває між перерізами 1-1 та 2-2 (рис. 3.36, 3.37).

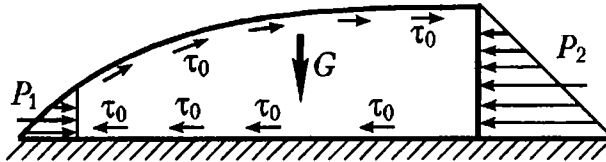


Рис. 3.37

Згідно з цим законом зміна проекцій кількості руху відсіку рідини на лінію дна за 1 секунду дорівнює сумі відповідних проекцій імпульсів зовнішніх сил, які діють на відсік протягом 1 секунди. При виведенні рівняння гідравлічного стрибка роблять такі припущення:

- 1) похил дна каналу i дуже малий, і тому проекцією сили ваги G можна знехтувати;
- 2) через невелику відстань l_{cm} між перерізами 1-1 і 2-2 можна вважати, що сили тертя τ_0 на стінках русла в межах ділянки настільки малі, що ними можна знехтувати;
- 3) у перерізах 1-1 і 2-2 рух є плавномінімним, тому тиск у цих перерізах розподіляється за основним законом гідростатики (рис.3.37);
- 4) коефіцієнти кількості руху в розрахункових перерізах дорівнюють один одному, тобто $\alpha_0 = \alpha_2 = \alpha_0$.

Кількість руху в будь-якому перерізі потоку за 1 секунду можна визначити згідно з (0.22):

$$K.P = \rho \alpha_0 QV = \rho \alpha_0 \frac{Q^2}{\omega},$$

де α_0 – коефіцієнт кількості руху, який враховує нерівномірність розподілу швидкостей за перерізом.

Імпульс сили тиску в розрахункових перерізах за 1 секунду можна визначити згідно з (0.23):

$$I.C = \rho g y \omega,$$

де y – глибина занурення центра ваги перерізу.

Тоді:

$$\rho\alpha_0 \frac{Q^2}{\omega_2} - \rho\alpha_0 \frac{Q^2}{\omega_1} = \rho g y_1 \omega_1 - \rho g y_2 \omega_2. \quad (3.85)$$

Поділивши рівняння (3.85) на ρ і перегрупувавши члени, дістанемо:

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_1} + y_1 \omega_1 = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega_2} + y_2 \omega_2 \quad (3.86)$$

це основне рівняння гідралічного стрибка.

Рівняння гідралічного стрибка можна записати і в більш стислому вигляді:

$$\Pi(h_1) = \Pi(h_2), \quad (3.87)$$

де $\Pi(h)$ – стрибова функція:

$$\Pi(h) = \frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega} + y\omega. \quad (3.88)$$

Стрибкові функції спряжених глибин дорівнюють одна одній. Рівняння (3.88) показує, що при $h \rightarrow \infty$, $\Pi(h) \rightarrow \infty$ і при $h \rightarrow 0$, $\omega \rightarrow 0$ і $\Pi(h) \rightarrow \infty$.

Це означає, що стрибова функція має мінімум (рис. 3.38).

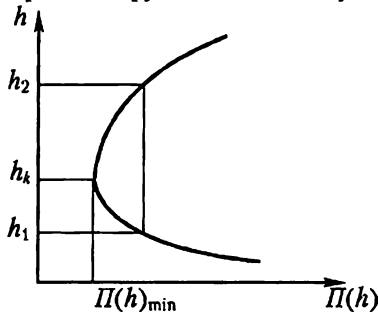


Рис. 3.38

Знайдемо глибину, яка відповідає мінімуму стрібової функції. Для цього візьмемо похідну від стрібової функції та прирівняємо її до нуля.

Похідна стрібової функції:

$$\frac{d\Pi(h)}{dh} = -\frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega^2} \frac{d\omega}{dh} + \frac{d(y\omega)}{dh}. \quad (3.89)$$

Вираз $d(y\omega)$ є приростом статичного моменту площі живого перерізу відносно осі, яка проходить по поверхні рідини (рис. 3.39).

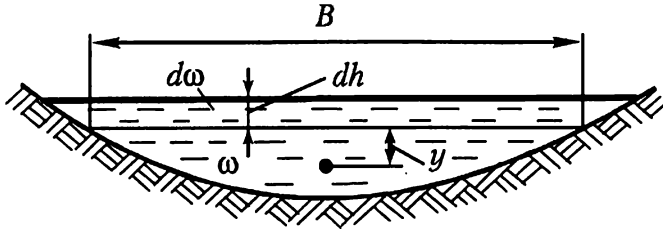


Рис. 3.39

Цей приріст можна подати як статичний момент початкової площі відносно нової осі $\omega(y + dh)$ плюс статичний момент додаткової площі $d\omega \left(\frac{dh}{2}\right)$ і мінус початковий статичний момент ωy , тобто:

$$d(y\omega) = \omega(y + dh) + d\omega \frac{dh}{2} - \omega y.$$

Нехтуючи нескінченно малою величиною другого порядку, знаходимо:

$$d(y\omega) = \omega dh.$$

Приріст площі живого перерізу $d\omega = Bdh$. Тоді:

$$\frac{d\Pi(h)}{dh} = -\frac{\alpha_0 Q^2}{g\omega^2} B + \omega.$$

Прирівнюючи цю похідну до нуля, дістаємо:

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g} = \frac{\omega^3}{B}. \quad (3.90)$$

Рівняння (3.90) відрізняється від рівняння для визначення критичної глибини (3.3) тим, що в останньому є коефіцієнт кінетичної енергії α , а в рівнянні (3.90) – коефіцієнт кількості руху α_0 .

Звичайно ці коефіцієнти за значенням близькі один до одного ($\alpha_0 \approx 1,03$; $\alpha \approx 1,1$), тому, взявши $\alpha_0 \approx \alpha$, можна вважати, що мінімум

стрижкової функції відповідає мінімуму питомої енергії перерізу (рис. 3.40), тобто критичній глибині.

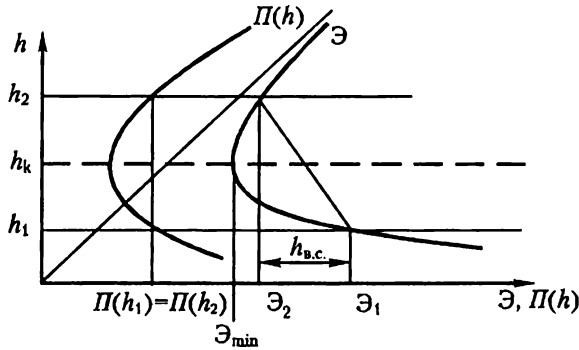


Рис. 3.40

На сумісному графіку питомої енергії перерізу та стрижкової функції показані втрати енергії в стрижку $h_{в.с}$ між перерізами для взаємних глибин h_1 і h_2 . Цей графік дає змогу пояснити причину різкого збільшення глибин у гідравлічному стрижку. Справді, якщо глибини будуть підвищуватись поступово, як при плавномінімному русі, то відповідно до них поступово буде змінюватися й питома енергія перерізу. Спочатку вона зменшуватиметься від \mathcal{E}_1 до \mathcal{E}_{\min} , а потім збільшуватиметься від \mathcal{E}_{\min} до \mathcal{E}_2 . Але це суперечить закону збереження енергії.

Звідси випливає, що перехід через критичну глибину може відбуватися тільки при неплавномінімному русі, як це відбувається в гідравлічному стрижку.

Взаємні глибини стрижка з основного рівняння стрижка можна визначити методом підбору або побудовою графіка стрижкової функції. Для русел правильних геометричних форм взаємні глибини визначають за безрозмірними графіками, які враховують параметри, що характеризують ці русла. Так, для гідравлічного стрижка в руслах трапецеїдального перерізу

відносні взаємні глибини $\frac{h_1}{h_k}$ і $\frac{h_2}{h_k}$ знаходять за графіком О.Н.Рахманова

(рис. 3.41) при однакових значеннях стрижкової функції $\Pi(h)$ і параметра

$$\mu_* = \frac{mh_k}{b}.$$

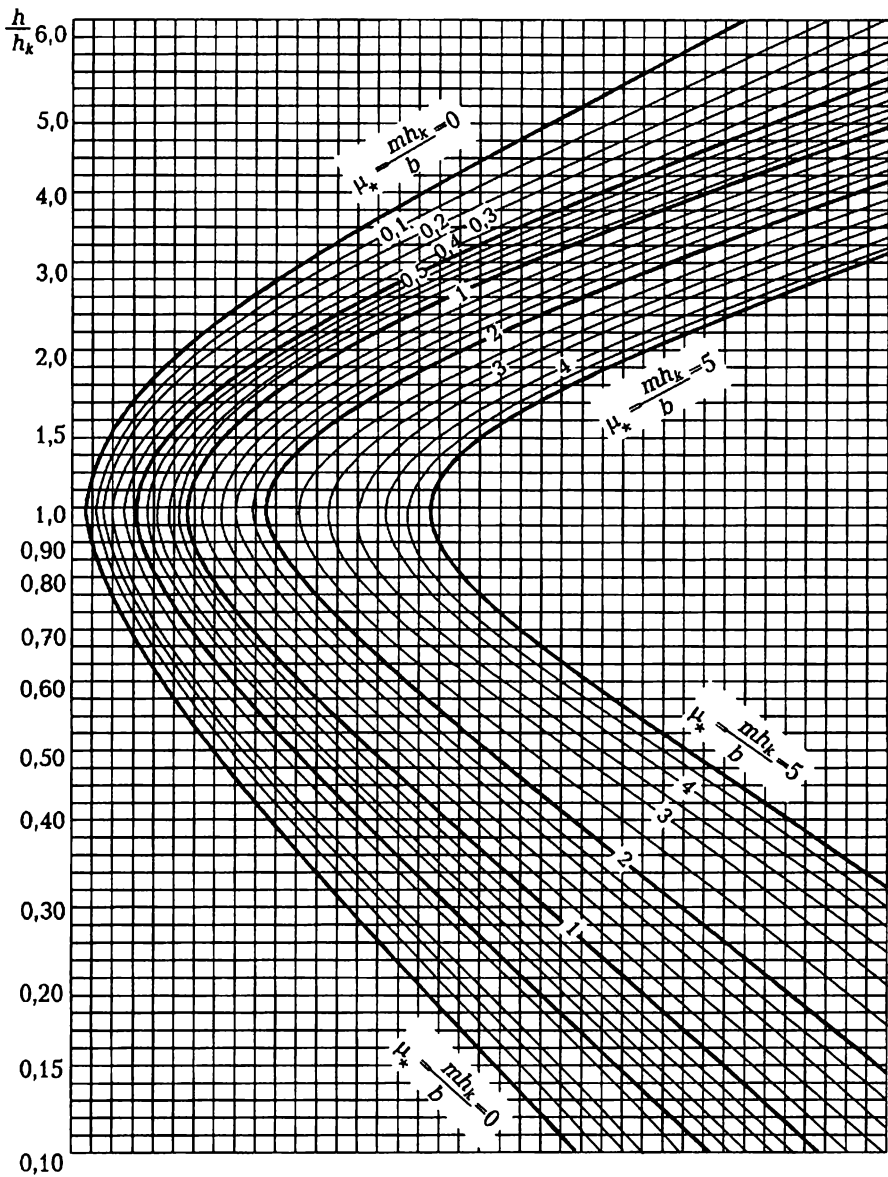


Рис. 3.41

Крайня ліва крива (при $\mu_* = 0$) відповідає гідравлічному стрибку в руслі прямокутного перерізу. Наближено (при $h_2 \leq 5h_k$) взаємні глибини в руслах трапецеїдального перерізу можна визначити за емпіричними формулами О.Н.Рахманова:

$$h_1 = \left(1,2 \frac{h_k}{h_2} - 0,2\right) h_k, \quad (3.91)$$

i

$$h_2 = \frac{h_k}{0,17 + 0,83 \frac{h_1}{h_k}}. \quad (3.92)$$

Для визначення взаємних глибин у круглих безнапірних трубах систем водовідведення, а також у параболічних руслах існують графіки Ю.М.Константінова. Відносні взаємні глибини стрибка $\frac{h_1}{r}$ і $\frac{h_2}{r}$ для безнапірних труб знаходять за графіком (рис. 3.42) при однакових значеннях відносної стрибкової функції $\frac{\Pi(h)}{r^3}$ і витратного параметра труби

$$\Pi_Q = \frac{\alpha Q^2}{gr^5}.$$

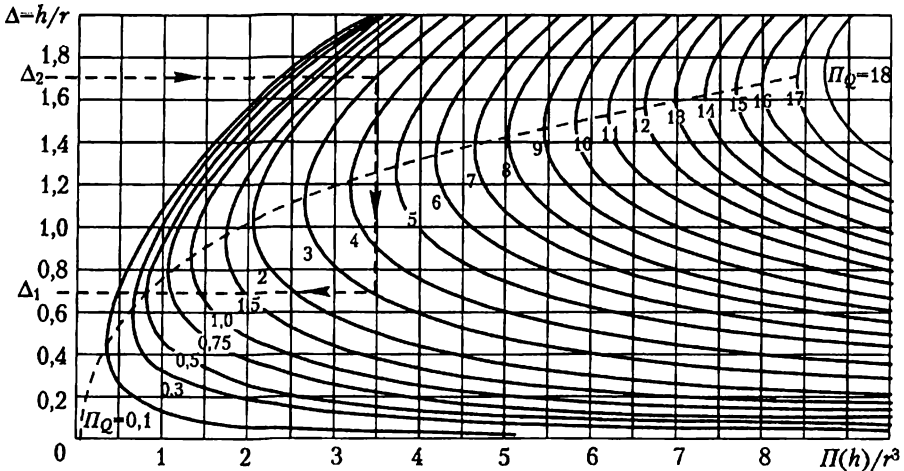


Рис. 3.42

Аналогічно побудовано графік для відносних взаємних глибин у параболічних руслах (рис. 3.43), де показано зв'язок між величинами $\frac{h_1}{p}$ та

$$\frac{h_2}{p} \text{ від параметрів } \frac{\Pi(h)}{p^3} \text{ та } \Pi_Q = \frac{\alpha Q^2}{gp^5}.$$

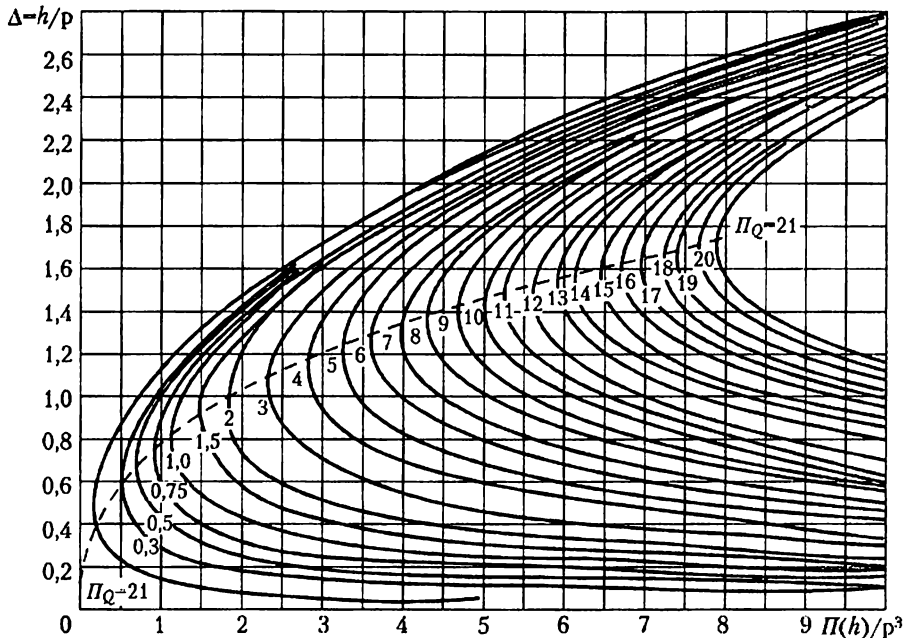


Рис. 3.43

Формули спряжених глибин стрибка в прямокутному руслі. Для прямокутного русла можна отримати аналітичний розв'язок для визначення взаємних глибин. У цьому випадку $\omega = bh$; $\frac{\alpha_0 Q^2}{gb^2} \approx h_k^3$; $y = \frac{h}{2}$.

Тоді основне рівняння гідравлічного стрибка набере вигляду:

$$\frac{h_k^3}{h_1} + \frac{h_1^2}{2} = \frac{h_k^3}{h_2} + \frac{h_2^2}{2}. \quad (3.93)$$

Після деяких перетворень це рівняння можна записати так:

$$2h_k^3 \left(\frac{1}{h_1} - \frac{1}{h_2} \right) = h_2^2 - h_1^2$$

або

$$2h_k^3 = h_1 h_2^2 + h_1^2 h_2. \quad (3.94)$$

Це і є квадратне рівняння, симетричне відносно взаємних глибин стрибка h_1 і h_2 .

Якщо відома одна з глибин, можна визначити другу глибину:

$$\left. \begin{aligned} h_2 &= \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{h_k^3}{h_1^3}} - 1 \right); \\ h_1 &= \frac{h_2}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{h_k^3}{h_2^3}} - 1 \right) \end{aligned} \right\} \quad (3.95)$$

або

$$\left. \begin{aligned} h_2 &= \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1} - 1 \right); \\ h_1 &= \frac{h_2}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_2} - 1 \right) \end{aligned} \right\}, \quad (3.96)$$

де Fr_1 , Fr_2 – числа Фруда відповідно в першому і другому перерізах.

Втрати енергії в стрибку. Як вже було показано раніше, перехід потоку з бурхливого стану в спокійний за допомогою гідравлічного стрибка супроводжується втратами енергії. Причинами їх є різке зменшення швидкості, обертання рідини в поверхневому вальці, пульсаційні явища, які спричиняють інтенсивне перемішування рідини. Умовно вважають, що втрати енергії повністю відбуваються в зоні стрибка між перерізами 1–1 і 2–2. Припускаючи, що похил дна русла незначний, втрати енергії в стрибку:

$$h_{в.с} = \mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_2 \quad (3.97)$$

або

$$h_{в.с} = \left(h_1 + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega_1^2} \right) - \left(h_2 + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega_2^2} \right). \quad (3.98)$$

Для русел прямокутної форми $\omega = bh$, $\frac{\alpha Q^2}{gb^2} = h_k^3$ і тоді:

$$h_{s.c} = h_1 + \frac{h_k^3}{2h_1^2} - h_2 - \frac{h_k^3}{2h_2^2} = \frac{4h_1^3 h_2^2 + 2h_2^2 h_k^3 - 4h_1^2 h_2^3 - 2h_1^2 h_k^3}{4h_1^2 h_2^2}.$$

Враховуючи значення $2h_k^3$, знайдене за формулою (3.94), після деяких перетворень дістанемо:

$$h_{s.c} = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 h_2}. \quad (3.99)$$

Чим більшим буде число Фруда Fr_1 в перерізі до стрибка, тобто чим менша глибина до гідравлічного стрибка h_1 , тим більшою буде глибина після стрибка h_2 і тим більшими будуть втрати енергії в стрибку (рис. 3.44). Якщо числа $Fr_1 > 80$, втрати енергії у стрибку досягають 70% і більше від енергії до стрибка.

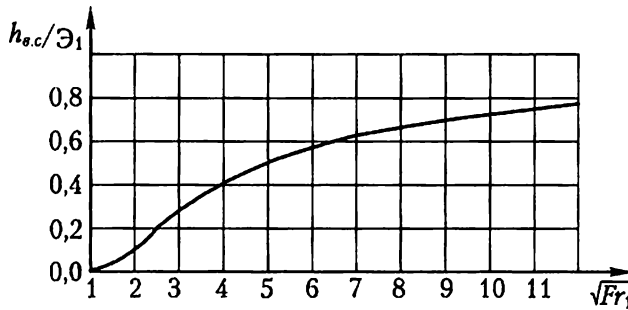


Рис. 3.44

Приклад. Визначити втрати енергії в гідравлічному стрибку трапецеїдального перерізу, якщо спряжені глибини до та після стрибка складають $h_1 = 0,4 \text{ м}$, $h_2 = 0,8 \text{ м}$ і середні в перерізах швидкості, що відповідають цим глибинам, є $V_1 = 3,6 \text{ м/с}$, $V_2 = 1,4 \text{ м/с}$.

Розв'язання

Втрати енергії в стрибку для русел трапецеїдального перерізу можна визначити за формулою (3.98), або:

$$h_{s.c} = \left(h_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g} \right) - \left(h_2 + \frac{\alpha V_2^2}{2g} \right).$$

Приймаючи коефіцієнт кінетичної енергії $\alpha \approx 1,0$, отримаємо:

$$h_{e.c} = \left(0,4 + \frac{3,6^2}{2 \cdot 9,81}\right) - \left(0,8 + \frac{1,4^2}{2 \cdot 9,81}\right) = 1,06 - 0,9 = 0,16 \text{ м.}$$

Довжина гідравлічного стрибка і післястрибкової ділянки. Оскільки гідравлічний стрибок – досить складне явище, то немає теоретичних рішень щодо визначення його довжини. Тому довжину гідравлічного стрибка знаходять за емпіричними формулами, які іноді істотно відрізняються одна від одної. Це можна пояснити різними умовами проведення експериментів.

Наприклад, деякі автори вважають довжиною гідравлічного стрибка довжину поверхневого вальця. Більш докладні дослідження показали, що після кінця вальця глибини в стрибку ще збільшуються, і тому за довжину стрибка l_{ct} слід брати відстань від початку вальця до перерізу, де глибини стають практично сталими (рис. 3.36).

Наведемо деякі найпоширеніші формули для визначення довжини гідравлічного стрибка в руслі прямокутного перерізу:

М.М.Павловського:

$$l_{cm} = 2,5(1,9h_2 - h_1); \quad (3.100)$$

М.Д.Чертоусова:

$$l_{cm} = 10,3h_1(\sqrt{F\eta} - 1)^{0,81}; \quad (3.101)$$

О.М.Айвазяна:

$$l_{cm} = \frac{8(10 + \sqrt{F\eta})}{F\eta} h_{e.c}. \quad (3.102)$$

Результати підрахунків за цими формулами, а також дослідні точки при різних дослідженнях показані на рис. 3.45. За найпростішою формулою (3.100) можна здобути задовільні результати, якщо числа Фруда $F\eta = 50 \dots 100$. (Якщо $F\eta = 10 \dots 50$, дають занижену, а якщо $F\eta > 100$ – завищену довжину стрибка). Формула (3.101) найбільш відповідає дослідним даним, якщо $F\eta > 10$, а в разі менших чисел Фруда призводить до завищених результатів.

Формула (3.102) найточніше відображає фізичну суть явища, показуючи, що довжина стрибка пов'язана із дисипацією (розсіюванням) енергії в стрибку. Якщо числа Фруда малі ($F\eta = 3 \dots 10$), втрати енергії значно зменшуються (рис. 3.44), що призводить до значного зменшення довжини стрибка.

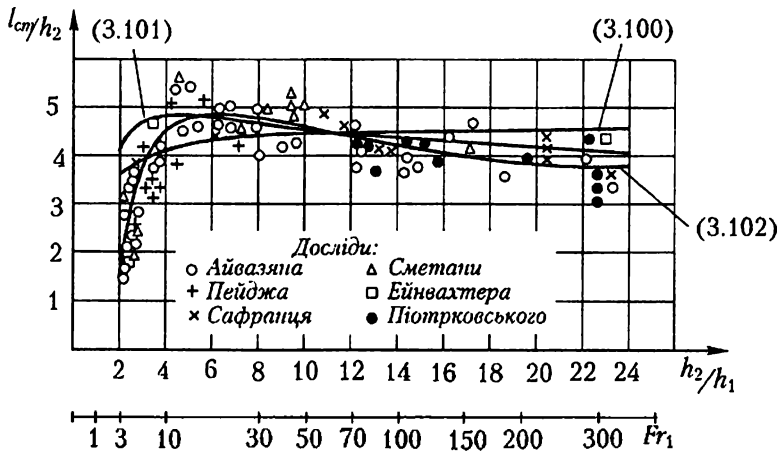


Рис. 3.45

Гідравлічний стрибок вносить значні зміни в кінематичну структуру потоку. В перерізі за стрибком переважають донні швидкості, еюра швидкостей тільки на досить значній відстані за стрибком стає такою, як і при рівномірному русі. Ділянка потоку, на якій переформовується еюра швидкостей називається післястрибковою (рис. 3.46).

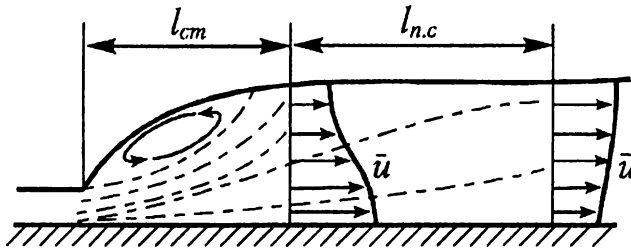


Рис. 3.46

Для неї характерні також підвищені, поступово затухаючі до її кінця пульсації швидкостей і тисків, що створює небезпеку розмиву і вимагає додаткового укріплення русла. Питання про довжину післястрибкової ділянки не є достатньо вивченим. Деякі його аспекти розглянуті в [7, 16, 18]. М.Д.Чертоусов вважав, що вона приблизно дорівнює 2,5...3 довжинам стрибка, а М.С.Визго запропонував брати до уваги вплив коефіцієнта шорсткості n (табл. 0.1) на довжину післястрибкової ділянки за допомогою формули:

$$l_{n.c} = \frac{0,4}{n} h_2. \quad (3.103)$$

Приклад. Визначити основні характеристики гідравлічного стрибка в руслі прямокутного перерізу шириною $b = 1 \text{ м}$ при кріпленні його залізобетонними плитами ($n = 0,017$), похилі $i = 0$, витраті $Q = 1 \text{ м}^3/\text{с}$ і глибині до стрибка $h_1 = 0,2 \text{ м}$.

Розв'язання

За формулою (3.4) визначимо критичну глибину потоку:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 1^2}{9,8 \cdot 1^2}} = 0,48 \text{ м} \text{ і за формулою (3.18) – число Фруда в перерізі до стрибка}$$

$$Fr_1 = \frac{0,48^3}{0,2^3} = 13,82.$$

Оскільки $Fr_1 > 3$, стрибок є досконалим і більшу спряжену глибину обчислюємо за формулою (3.96):

$$h_2 = \frac{0,2}{2} (\sqrt{1 + 8 \cdot 13,82} - 1) = 0,95 \text{ м}.$$

Довжину стрибка знаходимо за формулами М.М.Павловського (3.100):

$$l_{cmp} = 2,5(1,9 \cdot 0,95 - 0,2) = 4,01 \text{ м}.$$

і М.Д.Чертоусова (3.101):

$$l_{cmp} = 10,3 \cdot 0,2 (\sqrt{13,82} - 1)^{0,81} = 4,63 \text{ м}.$$

Довжина післястрибкової ділянки за рекомендаціями М.Д.Чертоусова:

$$l_{n.cmp} = (2,5 \dots 3) \cdot 4,63 = 11,58 \dots 13,9 \text{ м},$$

а за формулою М.С.Визго (3.103):

$$l_{n.cmp} = \frac{0,4}{0,017} \cdot 0,95 = 22,35 \text{ м}.$$

Здобуті розбіжності підкреслюють недостатню вивченість цього питання і деяку суб'єктивність різних авторів при визначенні довжини стрибка і післястрибкової ділянки.

Менш вивченою є довжина гідравлічного стрибка в руслах, які відрізняються від прямокутного, а формули, що наводяться в літературі, приводять до суперечливих результатів. Довжину стрибка в руслі трапецеїдального перерізу можна визначити за формулою О.С.Мейерова:

$$l_{cm} = 10,3h_1 \left(\sqrt{\Pi_{k_1}} - 1 \right)^{0,81} \left[1 + 1,76 \frac{m(h_2 - h_1)}{\chi_1} \right], \quad (3.104)$$

де Π_{k_1} – параметр кінетичності в перерізі до стрибка: $\Pi_{k_1} = \frac{Q^2}{g\omega_1^2 h_1}$;

χ_1 – змочений периметр у цьому перерізі.

Визначена за формулою (3.104) довжина стрибка також показана на графіку (рис. 3.47).

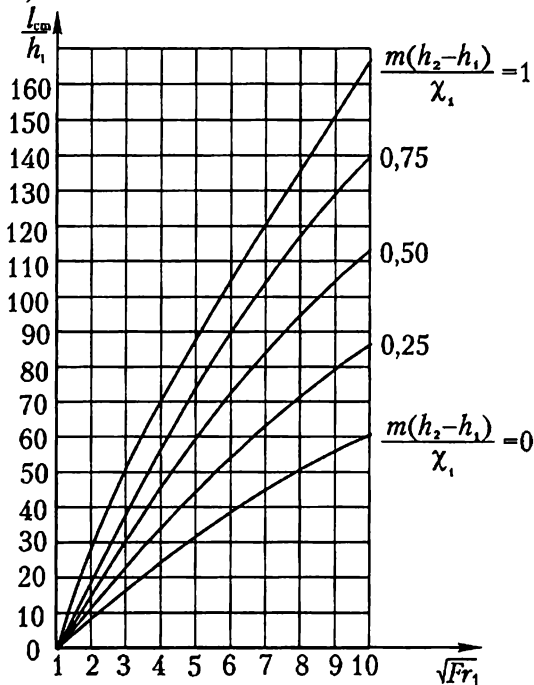


Рис. 3.47

Застосовується також наближена формула Г.Я.Швець:

$$l_{cm} = kh_2, \quad (3.105)$$

де коефіцієнт k , залежно від коефіцієнта закладання укосів m , може мати такі значення:

m	0	0,5	1	1,5	2
k	4,33	5,8	7,1	8,3	9,4

Довжину гідравлічного стрибка в круглих водовідвідних (каналізаційних) трубах і сегментних руслах визначають за формулою В.С.Кальфа:

$$l_{cm} = 6 \frac{\omega_2 - \omega_1}{B_1}, \quad (3.106)$$

де ω_1, ω_2 – площі живих перерізів, які відповідають спряженим глибинам h_1 і h_2 ; B_1 – ширина потоку по верху при глибині h_1 .

Стрибок у руслі з великими похилом і шорсткістю. Вплив похилу дна русла істотно позначається на параметрах гідравлічного стрибка при похилах, більших від критичного ($i > i_k$).

У цьому разі за стрибком встановлюється крива підпору типу II, а (рис. 3.48).

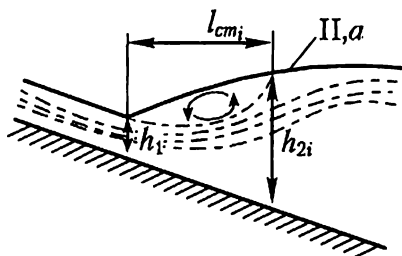


Рис. 3.48

Для такого стрибка не вдається дістати основне рівняння теоретичним шляхом, оскільки в рівняння зміні кількості руху потрібно було б ввести проекцію сили ваги на лінію дна, яка невідома. Не можна також теоретично враховувати значні сили тертя на стінках і дні русла, що виникають у разі великої їх шорсткості.

Різні дослідники запропонували окремі поправки в основне рівняння стрибка, які були здобуті дослідним шляхом і враховували вплив похилу і шорсткості. М.Н.Цивін на основі узагальнення дослідних даних запропонував формулу для другої спряженої глибини гідравлічного стрибка в руслі з великими похилом і шорсткістю:

$$h_{2,\Delta} = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{h_k^3}{h_1^3 A_{\Delta} A_i}} - 1 \right), \quad (3.107)$$

де A_{Δ} – коефіцієнт, що враховує вплив шорсткості,

$$A_{\Delta} = \left(1 + \frac{0,35}{\sqrt{\frac{h_2}{\Delta}} - 0,35} \right)^2; \quad (3.108)$$

h_2 – друга спряжена глибина стрибка в горизонтальному руслі; Δ – середня висота виступів шорсткості; A_i – коефіцієнт, що залежить від похилу дна:

i	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3
A_i	1	0,73	0,49	0,34	0,25	0,18	0,11

Коефіцієнти A_{Δ} і A_i можна застосовувати як спільно, так і окремо (залежно від особливостей стрибка). У разі незначних похилів і шорсткостей $A_{\Delta} = A_i = 1$ формула (3.107) набирає вигляду (3.95).

Довжину гідравлічного стрибка в руслі з великим похилом (по горизонталі) визначають за формулою:

$$l_{cm,i} = l_{cm} (1 + ki), \quad (3.109)$$

де k – коефіцієнт, який береться за даними Г.М.Косякової ($k = 3$) або за даними Г.К.Ілчева ($k = 3,75$). Розбіжності пояснюються недостатньою вивченістю явища.

Для русел із підвищеною шорсткістю довжина стрибка зменшується. М.С.Визго і Ю.М.Кузьмінов рекомендують визначати її за формулою:

$$l_{cm,\Delta} = l_{cm} \left[1 - 0,65 \left(\frac{\Delta}{h_2} \right)^{0,28} \right], \quad (3.110)$$

де Δ – середня висота виступів шорсткості. В формулах (3.109) і (3.110) величина l_{cm} обчислюється за (3.100), (3.101) або (3.102).

Довжину гідравлічного стрибка в руслі з великим похилом і шорсткістю наближено можна визначити за формулою:

$$l_{cm,\Delta} = l_{cm,i} \left[1 - 0,65 \left(\frac{\Delta}{h_2} \right)^{0,28} \right], \quad (3.111)$$

де $l_{cm,i}$ знаходять за формулою (3.109).

Приклад. Визначити більшу спряжену глибину і довжину гідравлічного стрибка в прямокутному руслі з похилом дна $i=0,18$, шириною $b=1\text{ м}$, при витраті $Q=1,3\text{ м}^3/\text{с}$ та глибині перед стрибком $h_1=0,23\text{ м}$ (рис. 3.48).

Розв'язання

За формулою (3.4) визначаємо критичну глибину:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{1 \cdot 1,3^2}{9,81 \cdot 1^2}} = 0,574\text{ м.}$$

Визначаємо число Фруда в перерізі до стрибка:

$$Fr_1 = \frac{h_k^3}{h_1^3} = \frac{0,574^3}{0,23^3} = 15,5.$$

Оскільки число Фруда $Fr_1 > 3$, то гідравлічний стрибок є досконалим.

Визначаємо більшу спряжену глибину стрибка за формулою (3.107):

$$h_{2i} = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{h_k^3}{h_1^3 A_i}} - 1 \right),$$

де $A_i = 0,29$ – коефіцієнт, що залежить від похилу дна (див. стор.193).

$$h_{2i} = \frac{0,23}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{0,574^3}{0,23^3 \cdot 0,29}} - 1 \right) = 2,27\text{ м.}$$

В горизонтальному руслі більша спряжена глибина:

$$h_2 = \frac{0,23}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{0,574^3}{0,23^3}} - 1 \right) = 1,17\text{ м.}$$

Довжину гідравлічного стрибка в руслі прямокутного перерізу знаходимо за формулою М.М.Павловського (3.100):

$$l_{cm} = 2,5(1,9h_2 - h_1) = 2,5(1,9 \cdot 1,17 - 0,23) = 4,99\text{ м.}$$

Довжину стрибка в руслі з великим похилом дна визначаємо за формулою (3.109):

$$l_{cm_i} = l_{cm}(1 + ki),$$

де $k = 3$ – коефіцієнт, що приймають за даними Г.М.Косякової:

$$l_{cm_i} = 4,99(1 + 3 \cdot 0,18) = 7,68\text{ м.}$$

Хвилястий гідравлічний стрибок. Хвилястий стрибок виникає в руслах прямокутного перерізу, якщо $Fr_1 < 3$, що відповідає

співвідношенню спряжених глибин $\frac{h_2}{h_1} < 2$. У цьому випадку поверхневий

валець не утворюється, а потік переходить з бурхливого стану в спокійний завдяки утворенню ряду хвиль з найбільшою глибиною h_{xe} , які поступово згасають за напрямом руху води (рис. 3.49). Висоту першої хвилі можна обчислити за формулою М.С.Краснитського:

$$a = h_{xe} - h_1 = 0,72h_1(Fr_1 - 1). \quad (3.112)$$

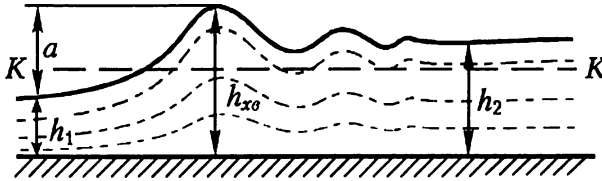


Рис. 3.49

Співвідношення між спряженими глибинами, якщо $Fr_1 = 1,5 \dots 3$, можна визначити за формулою А.І.Модзалевського:

$$\frac{h_2}{h_1} = 1,15\sqrt{Fr_1} - 0,15. \quad (3.113)$$

Якщо $Fr_1 \leq 1,5$, користуються формулами:

$$h_2 = Fr_1 h_1; \quad (3.114)$$

$$h_1 = \sqrt{Fr_2} h_2. \quad (3.115)$$

Хвилі порушують гідростатичний закон розподілу тиску. Тому за більшу спряжену глибину хвилястого стрибка h_2 беруть глибину в перерізі, де хвилі практично згасають, що свідчить про гідростатичний розподіл тиску в перерізі.

Застосування гідравлічного стрибка як змішувача і водоміра. При очищенні в стічні води додають необхідні реагенти, які мають рівномірно змішуватися з усім потоком. Одним з можливих способів змішування є застосування гідравлічного стрибка, у поверхневому вальці якого відбувається інтенсивне перемішування. За дослідями М.С.Краснитського, найоптимальніші умови для перемішування виникають у досконалому гідравлічному стрибку, якщо $Fr_1 \approx 10$. Якщо $Fr_1 < 10$, перемішування є менш інтенсивним, а якщо $Fr_1 \leq 3$ (хвилястий стрибок), реагенти з потоком не змішуються. Якщо числа Фруда $Fr_1 > 10$, змішування дуже інтенсивне, але значно збільшуються і втрати енергії в стрибку.

Гідравлічний стрибок у прямокутному руслі можна використовувати як водомір. Для цього подамо рівняння (3.94) у вигляді:

$$2h_k^3 = h_1 h_2 (h_2 + h_1), \quad (3.116)$$

і, враховуючи значення критичної глибини, з формули (3.4) отримаємо:

$$\frac{2\alpha Q^2}{gb^2} = h_1 h_2 (h_2 + h_1).$$

Звідси:

$$Q = b \sqrt{\frac{g}{\alpha} h_1 h_2 \frac{h_2 + h_1}{2}}$$

або

$$Q = M \sqrt{h_1 h_2 h_{\text{сер}}}, \quad (3.117)$$

де $M = b \sqrt{\frac{g}{\alpha}}$ – сталий множник для даного русла, $h_{\text{сер}} = \frac{h_2 + h_1}{2}$ – середнє арифметичне значення взаємних глибин у стрибку.

Приклад. Визначити витрату в руслі прямокутного перерізу шириною $b = 1 \text{ м}$, якщо спряжені глибини в гідравлічному стрибку, що утворився в цьому руслі, дорівнюють: $h_1 = 0,2 \text{ м}$; $h_2 = 0,6 \text{ м}$.

Розв'язання

Витрату можна отримати з рівняння (3.117):

$$Q = M \sqrt{h_1 \cdot h_2 \cdot h_{\text{сер}}},$$

де $M = b \sqrt{\frac{g}{\alpha}}$ – сталий множник для даного русла; $h_{\text{сер}} = \frac{h_1 + h_2}{2}$ – середнє значення взаємних глибин стрибка.

Підставляючи вихідні дані, отримаємо витрату в прямокутному руслі:

$$M = 1 \cdot \sqrt{\frac{9,81}{1,1}} = 2,985 \text{ м}^{3/2} / \text{с};$$

$$h_{\text{сер}} = \frac{0,2 + 0,6}{2} = 0,4 \text{ м};$$

$$Q = 2,985 \sqrt{0,2 \cdot 0,6 \cdot 0,4} = 0,654 \text{ м}^3 / \text{с}.$$

3.9. Основи планової задачі гідравліки

Загальні відомості. У загальному випадку гідравлічні течії мають просторову структуру; при цьому зміна всіх характеристик потоку математично записується у тривимірній системі координат. Проте в такій постановці розв'язання повних рівнянь гідродинаміки поки що утруднено. Коли горизонтальні розміри течії набагато перевищують її глибину, то враховують зміну параметрів тільки в плані, а по глибині беруть постійними і рівними їх середнім значенням на кожній вертикалі, тобто говорять про плоску задачу гідравліки відкритих потоків.

Складнішою є планова задача, при розгляді якої враховують також силу опору на дні потоку і опосередковано нерівномірність розподілу швидкостей по його глибині. Вперше постановка й дослідження планових моделей потоків проведені М.М.Бернадським 1933 року.

Як планові можна розглядати задачі розрахунку гідродинамічних, температурних полів і полів концентрацій домішок у річках, водосховищах, прибережних ділянках морів. Необхідність їх вирішення виникає при проектуванні водозабірних споруд систем водопостачання, сільськогосподарському поливі земель, а також при вирішенні проблем охорони навколишнього середовища.

Розглянемо турбулентний потік води в безнапірному руслі, що різко змінюється в плані. Його проекція на горизонтальну координатну площину наведена на рис. 3.50. Зовнішні границі цієї проекції будуть ті самі, що й для реального потоку. При заміні об'ємної (тривимірної) течії плановою (двовимірною) використовують такі припущення:

а) живі перерізи планового потоку – це лінії довільної кривини, які є напрямними циліндричних поверхонь дійсного тривимірного потоку (рис. 3.50, б – лінії 1–1, 2–2, 3–3 і т.д.);

б) вертикальні масштаби потоку значно менші від горизонтальних;

в) зміна тиску з глибиною практично не відрізняється від гідростатичного;

г) вертикальні складові швидкостей всюди дорівнюють нулю;

д) вектори горизонтальних швидкостей u , намічені в різних точках довільної вертикалі, проведеної всередині потоку (рис. 3.50, а), лежать в одній вертикальній площині;

е) розподіл локальних осереднених швидкостей за глибиною досить близький до одновимірного, тому в розрахунках можна брати середні за глибиною швидкості v (рис. 3.50, а).

Отже, при плановому потоці рідини кожна точка плану характеризується конкретною швидкістю v і відповідним вектором q , довжина (модуль) якого:

$$q = hv, \quad (3.118)$$

де h – глибина потоку в даній точці. Тому весь потік у плані можна подати як векторне поле величин q , модулі яких виражаються залежністю (3.118).

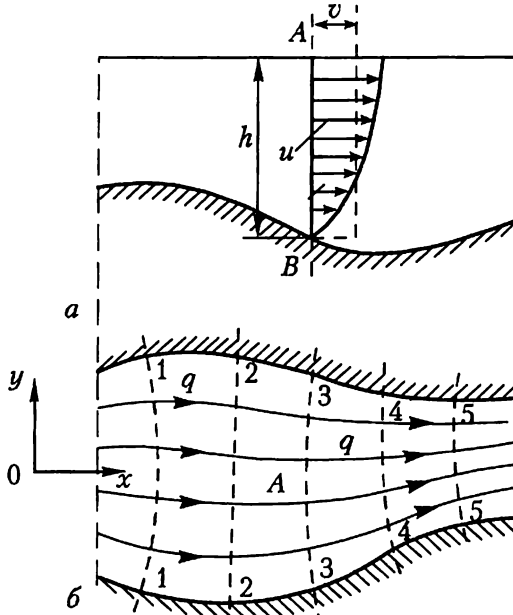


Рис. 3.50

Векторна величина q – це густина розподілу витрати в плані для розглядуваного живого перерізу; цю величину ще називають густиною витрати, або витратою в точці плану. Очевидно, що не потрібно плутати вказану величину із скалярною величиною q , яка називається питомою витратою. Крім того, потрібно розрізняти поняття середньої швидкості на вертикалі v і середньої швидкості для живого перерізу V .

У такій постановці питому енергію вертикалі Ξ у точці плану потоку можна визначити із залежності:

$$\Xi = h + \frac{v^2}{2g}, \quad (3.119)$$

а критичну глибину в цій самій точці – за формулою:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}. \quad (3.120)$$

Якщо глибини планового потоку всюди більші від критичних ($h > h_k$), такі потоки відносять до спокійних (наприклад, став – охолоджувач), якщо для всього потоку справедлива умова $h < h_k$ – то до бурхливих (потік у нижньому б'єфі гідротехнічних споруд). У місці, де бурхливий плановий потік переходить у спокійний, виникає гідравлічний стрибок особливого виду, який називають косим гідравлічним стрибком.

Як правило, при розрахунках спокійних планових потоків слід враховувати втрати напору, тому що в цьому разі сили тертя мають той самий порядок, що й сили інерції. При розрахунках бурхливих потоків часто силами тертя можна знехтувати і розглядати рідину як нев'язку.

Значні ускладнення в розрахунки спокійних планових потоків можуть вносити водоворотні області, які при розгляді осередненого в часі руху мають вертикальну вісь. При аналізі бурхливих планових течій ускладнення виникають у місцях звуження каналу, де на вільній поверхні потоку утворюються косі хвилі.

Диференціальні рівняння усталеного різко змінного (у плані) безнапірного руху води. Розглядуваний рух води можна описати трьома диференціальними рівняннями: одним рівнянням балансу витрати (рівнянням нерозривності) і двома рівняннями динамічної рівноваги.

Рівняння балансу витрати. Для планового потоку цю умову дістають з диференціального рівняння нерозривності для двомірного усталеного руху [7]:

$$\frac{dv_x}{dx} + \frac{dv_y}{dy} = 0. \quad (3.121)$$

Беручи дно русла горизонтальним ($i = 0$), глибину в точці постійною ($h = const$), а також $q_x = hv_x$ і $q_y = hv_y$, з рівняння (3.121) здобудемо шукане диференціальне рівняння (яке належить довільній заданій точці потоку):

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad \text{або} \quad \frac{d(hv_x)}{dx} + \frac{d(hv_y)}{dy} = 0, \quad (3.122)$$

де q_x і q_y – проекції вектора q на відповідні осі координат.

На основі рівнянь (3.122) можна стверджувати: наскільки збільшуватиметься витрата q уздовж осі Ox , настільки ж вона має

зменшитися вздовж осі Oy . Тільки за цієї умови вода (для безнапірного усталеного руху) рухатиметься суцільним потоком без виникнення розривів і порожнин.

Рівняння динамічної рівноваги. При аналізі використаємо рівняння Ейлера (які є рівняннями динамічної рівноваги, складеними для елементарного об'єму рідини) до одиниці маси рідини, яка заповнює в даний момент елементарний об'єм [7]:

$$\begin{cases} X - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = \frac{dU_x}{dt}; \\ Y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} = \frac{dU_y}{dt}; \\ Z - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} = \frac{dU_z}{dt}. \end{cases} \quad (3.123)$$

Вважаємо, що рідина нев'язка, тобто нехтуємо втратами напору, а також беремо похил дна русла $i = 0$.

Для планового потоку маємо $U_x = v_x$, $U_y = v_y$, $U_z = v_z = 0$, тобто нехтуємо нерівномірністю розподілу швидкостей на вертикалі й беремо вертикальну складову швидкості рівною нулю. Крім цього, для усталеного руху рідини, яка перебуває під дією сили ваги, запишемо:

$$\frac{\partial v_x}{\partial t} = \frac{\partial v_y}{\partial t} = 0; \quad Z = -g,$$

де g – прискорення вільного падіння.

Підставляючи вказані спрощення до рівняння Ейлера (3.123), дістанемо систему рівнянь, яка записана для одиниці маси рідини:

$$\begin{cases} -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial y}; \\ -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} = v_x \frac{\partial v_y}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_y}{\partial y}; \\ -g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} = 0. \end{cases} \quad (3.124)$$

Беручи гідростатичний закон зміни тиску з глибиною потоку $p = \rho gh$ і враховуючи, що $\frac{dz}{dx} = \frac{dz}{dy} = 0$, систему рівнянь (3.124) після нескладних перетворень зводимо до вигляду:

$$\begin{cases} v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial y} = -g \frac{\partial h}{\partial x}; \\ v_x \frac{\partial v_y}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_y}{\partial y} = -g \frac{\partial h}{\partial y}. \end{cases} \quad (3.125)$$

Рівняння (3.125) називаються диференціальними рівняннями динамічної рівноваги (належать довільній точці плану потоку). Разом з (3.122) вони описують усталений рух води в безнапірному плановому потоці. Цю систему вперше дістав Н.Т.Мелешенко 1938 року.

Окремі випадки розв'язання й використання задачі планового руху потоків. Аналітичні розв'язки вихідної системи рівнянь (3.122) і (3.125) отримано тільки для найпростіших ситуацій. У загальному випадку при їх аналізі використовують різні спеціальні математичні методи, які реалізуються із застосуванням ЕОМ. При цьому розрізняють два підходи.

Перший підхід полягає у безпосередньому чисельному інтегруванні системи рівнянь руху і нерозривності планової задачі по всьому плану течії, включаючи коловоротні зони, тобто в усій області розв'язку.

Другий підхід до розрахунку планової задачі відривних течій полягає в розбивці потоку на фрагменти або області в плані, які характеризуються відповідними загальними закономірностями або властивостями. Рівняння руху й нерозривності розв'язують для кожного фрагмента окремо, а потім їх зводять разом.

Розглянемо детальніше характерні приклади руху планових потоків.

Раптове розширення русла. Якщо зміна ширини каналу відбувається раптово, то коли на виході з меншого перерізу потік перебуває в бурхливому стані, а у відповідному руслі – у спокійному, то перехід від бурхливого стану потоку до спокійного відбувається у вигляді просторового стрибка (рис. 3.51). Спряжені глибини у цьому разі, за даними М.З.Абрамова, пов'язані рівнянням:

$$\frac{h_2}{h_1} = A(\sqrt{1 + BF\eta} - 1), \quad (3.126)$$

де h_1 і h_2 – спряжені менша й більша глибини стрибка; $Fr_1 = \frac{\alpha Q^2}{gb^2 h_1^3}$ – число Фруда в перерізі 1–1; А і Б – коефіцієнти, які беруть залежно від відношення ширини нижнього б'єфа до ширини верхнього каналу $\frac{B}{b}$ і визначають за табл. 3.8.

Стрибок буде затопленим, якщо глибина в нижньому б'єфі h_6 буде більшою від другої спряженої глибини стрибка h_2 .

Таблиця 3.8

$\frac{B}{b}$	1	3	4	5	6
А	0,5	0,34	0,3	0,27	0,25
Б	8,0	10,4	11,1	11,6	12

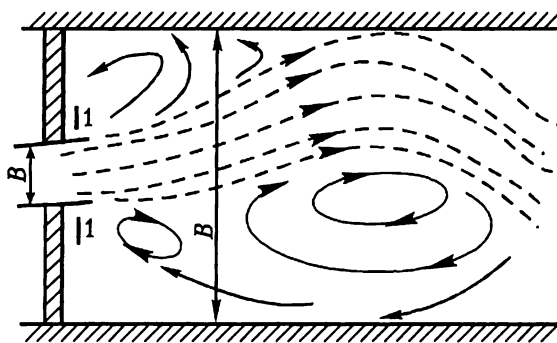


Рис. 3.51

Коли $h_6 < h_2$, у нижньому б'єфі встановлюється бурхливий потік. Якщо ширина в нижньому б'єфі обмежена (рис. 3.52), то в ньому можна виділити три характерні ділянки руху рідини: ділянка власне розтікання, яка закінчується створом повного розтікання; ділянка косих стрибків; ділянка до фронту прямого стрибка, який утворюється при достатній глибині води в нижньому б'єфі h_6 .

Швидкості, глибини й питомі витрати води в області розтікання визначаються за універсальним графіком І.А.Шеренкова (рис. 3.53). На цьому графіку нанесені лінії течії, лінії рівних глибин і швидкостей в області

розтікання потоку (до поздовжньої осі потоку – осі симетрії). Лінії течії β проведені так, що між двома суміжними лініями протікає 10% загальної витрати. Лінії рівних відносних глибин проведені для різних значень

$$s = \frac{h}{h_1} \text{ через кожні } 0,1 \text{ (} h \text{ – глибина в даній точці; } h_1 \text{ – глибина на виході}$$

з верхнього б'єфа перерізу).

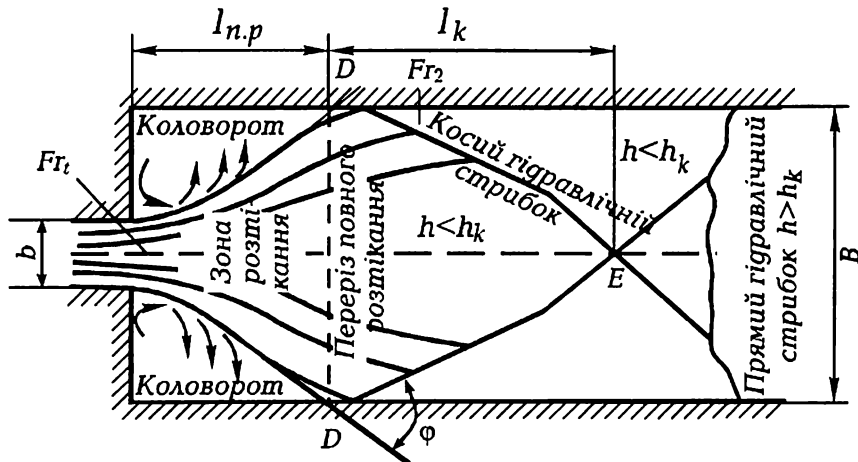


Рис. 3.52

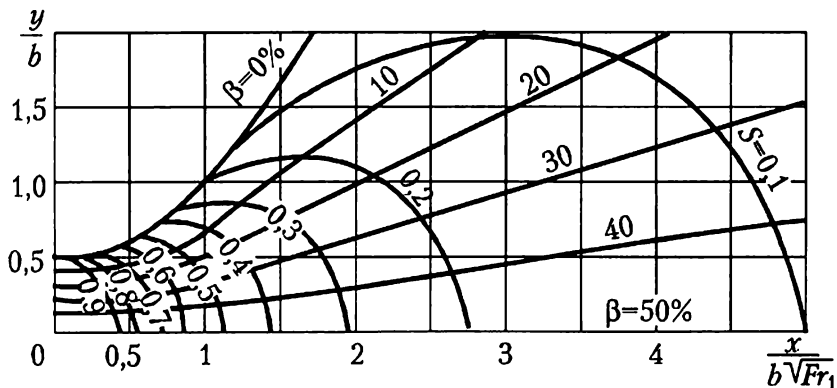


Рис. 3.53

Графік побудовано в безрозмірних координатах $\frac{y}{b}$ і $\frac{x}{b\sqrt{F\eta}}$, де b – горизонтальний розмір каналу у верхньому б'єфі. Знаючи величини b і $F\eta$, можна побудувати дійсні координати ліній течії і ліній рівних глибин x та y .

Глибина потоку в кожній довільній точці графіка визначається із залежності:

$$h = sh_1, \quad (3.127)$$

де h_1 – глибина потоку на виході із верхнього б'єфа.

Швидкість у довільній точці потоку:

$$u = \sqrt{[F\eta + 2(1-s)]gh_1}, \quad (3.128)$$

де

$$F\eta = \frac{V_1^2}{gh_1}.$$

Відстань від початкового перерізу до перерізу повного розтікання можна обчислити за емпіричною формулою Г.О.Лілицького:

$$l_{n.p} = (0,15F\eta + 0,27)(B - b). \quad (3.129)$$

Глибину в перерізі повного розтікання h_p можна знайти як середню величину для п'ятих точок перерізу: на осі потоку ($\beta = 50\%$), для двох крайніх струминок, які відповідають значенням $\beta = 0\%$, і двох проміжних струминок при $\beta = 25\%$.

При вільному розтіканні крайні струминки в перерізі повного розтікання відбиваються від стінок русла, внаслідок чого виникають косі стрибки.

Відстань від перерізу повного розтікання до точки E , в якій сходяться косі стрибки, визначається за формулою:

$$l_k = \frac{B}{2tg\varphi}, \quad (3.130)$$

де φ – кут відхилення косою гідравлічного стрибка (див. рис. 3.52).

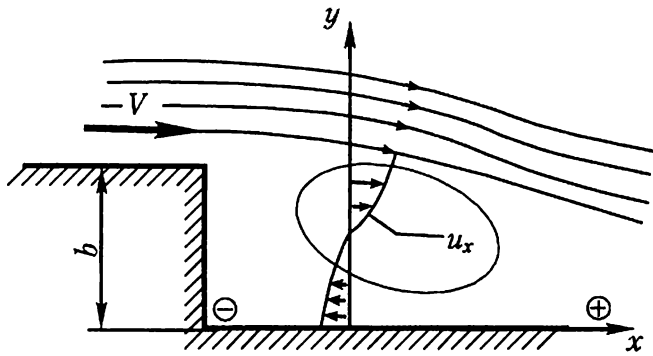


Рис. 3.54

Відривні течії можуть виникати при обтіканні потоком рідини як плавних поверхонь, так і поверхонь з гострими краями. Характерним прикладом такого руху може бути рух рідини при раптовому розширенні потоку після початкового перерізу між бічними стінками каналу і зоною розтікання (рис. 3.54).

Головною причиною виникнення відривних течій і коловоротних зон у плані є інерція рідини, яка рухається вздовж обтічної поверхні. Крім цього, значний вплив має гальмівна дія самої поверхні і додатний градієнт тиску вздовж руху потоку. При відриві безнапірного потоку від берега суттєвим є також вплив сил тертя на дні течії.

Відривні потоки з коловоротами теоретично розраховані ще недостатньо. В практиці проектування інженерних споруд, як правило, використовують емпіричні залежності.

Довжина за течією ділянки з коловоротом (див. рис. 3.52) визначається за формулою (3.129).

Розподіл епюри швидкостей вздовж осі y , проведеної через центр коловороту, за пропозицією В.В.Смислова:

$$u_x = V \left[\frac{3}{2} \left(\frac{y}{b} \right)^2 - \frac{1}{2} \right], \quad (3.131)$$

де V – середня швидкість руху води на виході з каналу до його розширення;
 y – відстань, яка відраховується від стінки каналу.

Беручи $y \approx 0$, з (3.131) знаходимо зворотну швидкість біля стінки каналу в зоні коловороту:

$$u_{x(y=0)} = -\frac{1}{2}V. \quad (3.132)$$

Координати центра коловороту:

$$x_0(u_{y=0}) \approx \frac{2}{3}l_{n.p}; \quad (3.133)$$

$$y_0(u_{x=0}) \approx \sqrt{\frac{1}{3}}b \approx 0,58b. \quad (3.134)$$

Розтікання бурхливого потоку в широкому руслі часто відбувається після шляхових водопропускних споруд, що детально розглядається в роботі М.М.Константинова, М.А.Петрова, Л.І.Висоцького [6].

В спеціальній літературі наводяться й інші випадки планових течій, зокрема рух при плавному розширенні та звуженні русла, гідравлічні стрибки в таких руслах, течії у водозабірних ковшах та підході до них тощо [1, 7, 17].

Розділ 4

ПРОТІКАННЯ ВОДИ ЧЕРЕЗ ВОДОЗЛИВИ

4.1. Класифікація водозливів.

Пропускна здатність водозливів

Водозливом називається перешкода в потоці, що стискає його знизу і з боків (рис. 4.1). Частина потоку перед водозливом називається верхнім б'єфом, а частина після водозливу – нижнім б'єфом. Перевищення відмітки вільної поверхні у верхньому б'єфі над відміткою порогу водозливу називається геометричним напором на водозливіві H . Геометричний напір вимірюється на відстані $(3...4)H$ від верхової грані водозливу, де зниження рівня води перед водозливом практично неістотне. Напір з урахуванням швидкості підходу V_0 називається повним напором:

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}. \quad (4.1)$$

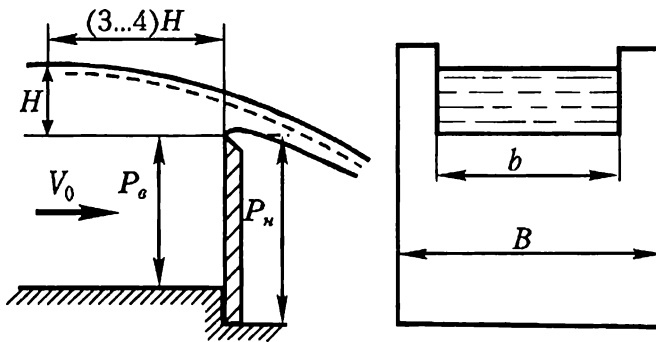


Рис. 4.1

Різниця відміток вільної поверхні води у верхньому і нижньому б'єфах називається геометричним перепадом на водозливіві z (рис. 4.2). Повним перепадом на водозливіві називається сума геометричного перепаду і швидкісного напору перед водозливом:

$$z_0 = z + \frac{\alpha V_0^2}{2g}. \quad (4.2)$$

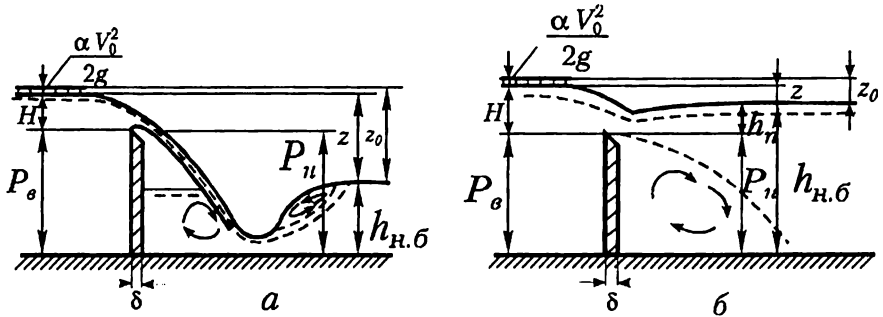


Рис. 4.2

Водозлив характеризується також шириною отвору водозливу b , шириною русла, в якому встановлений водозлив B , товщиною водозливної стінки δ , висотою водозливної стінки з боку верхнього б'єфа P_e і нижнього б'єфа P_n (у разі однакових відміток дна до і після водозливу його висота позначається P).

Залежно від форми і співвідношення геометричних характеристик існують такі класифікації водозливів.

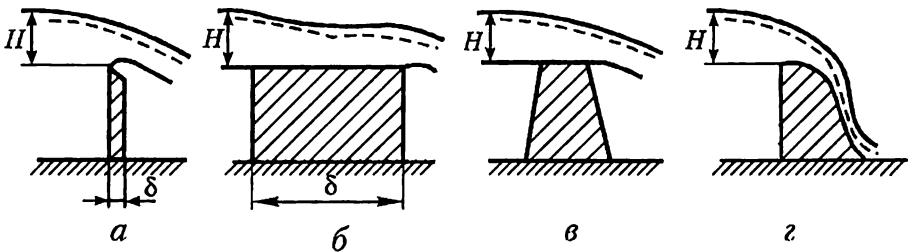


Рис. 4.3

1. За окресленням і розміром водозливної стінки: водозливи з тонкою стінкою (рис. 4.3, *a*), в яких потік торкається тільки верхньої кромки водозливу, що можливо в разі скошення у верхній частині стінки або в разі товщини стінки $\delta < 0,67H$ (рис. 4.4); водозливи практичного профілю криволінійного (рис. 4.3, *г*) або полігонального окреслення (рис. 4.3, *в*), якщо

$0,67H \leq \delta \leq (2...3)H$; водозливи з широким порогом (рис. 4.3, б), гребін яких є горизонтальною площиною, такі водозливи задовольняють умові:

$$(2...3)H < \delta < (8...10)H. \quad (4.3)$$

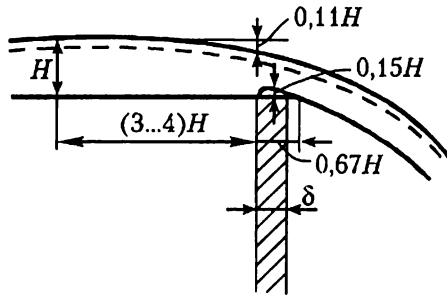


Рис. 4.4

2. За формою водозливного отвору: прямокутні, трикутні, трапецієдальні, криволінійні (рис. 4.5, а – г) та ін.

3. За розміщенням водозливної стінки в плані: прямі (лобові), косі, бічні, полігональні, криволінійні, кільцеві (рис. 4.6, а – е).

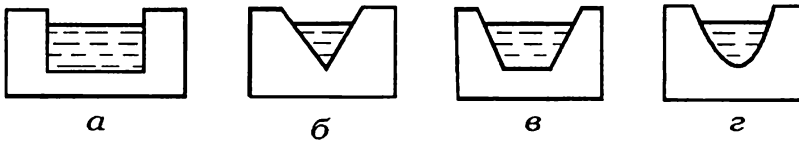


Рис. 4.5

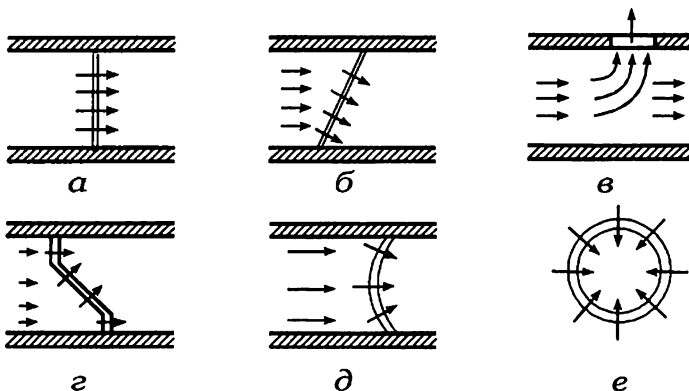


Рис. 4.6

4. За окресленням у плані: водозливи без бокового стиснення, коли $b = B$ (рис. 4.7, а); водозливи з боковим стисненням, коли $b < B$ (рис. 4.7, б).



Рис. 4.7

5. За характером протікання води: вільні (незатоплені) (див. рис. 4.2, а), коли глибина в нижньому б'єсі $h_{н.б}$ не впливає на умови протікання води через водозлив, тобто не впливає на величини витрати Q або напору H ; затоплені (див. рис. 4.2, б), коли глибина води в нижньому б'єсі $h_{н.б}$ впливає на умови протікання води через водозлив, тобто на величини Q або H .

Пропускнну здатність водозливу та її визначення розглянемо на прикладі прямокутного водозливу з тонкою стінкою (див. рис. 4.1).

Такий водозлив можна розглядати як великий прямокутний отвір (рис. 0.6), що не обмежений зверху стінкою. У цьому випадку у формулі (0.18) $H_1 = 0$, $H_2 = H$ і

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (4.4)$$

де $\frac{2}{3} \mu = m$ – коефіцієнт витрати водозливу.

Зазначимо, що на відміну від великих отворів, безпосередньо над гребенем водозливу глибина встановлюється меншою, ніж напір H , тому залежність $m = \frac{2}{3} \mu$ має в основному якісний, а не кількісний характер. Подібно

до формули (0.13) введемо замість H повний напір H_0 , визначений за (4.1), що враховує швидкість підходу. Тоді:

$$Q = m b \sqrt{2g} H_0^{3/2}. \quad (4.5)$$

Коефіцієнт витрати m , який залежить від типу водозливу і співвідношення його геометричних характеристик, визначають дослідним шляхом [1, 17, 18, 20, 21].

Бокове стиснення (рис. 4.7) ускладнює протікання води через водозлив, що призводить до зниження витрати Q при сталому напорі H або до збільшення напору при сталій витраті.

Вплив бокового стиснення зазвичай враховується зменшенням коефіцієнта витрати m або введенням у формулу (4.5) додаткового множника (коефіцієнта), який має бути меншим за одиницю.

Коефіцієнти витрати та їх залежності від різних факторів наводяться далі при розгляді різних типів водозливів.

4.2. Водозливи з тонкою стінкою

Вільні прямокутні водозливи. Найбільш застосованими і докладно вивченими є прямі (лобові) водозливи з вертикальною стінкою. Досліди показують, що під час протікання води через такий водозлив без бокового стиснення можуть встановлюватися чотири різні типи струменя (див. рис. 4.8): вільний, притиснений, підтоплений, прилипнутий. Вільний струмінь (інакше вільне витікання) спостерігається в разі вільного доступу повітря під струмінь (рис. 4.8, а). Параметри такого струменя показані на рис. 4.4. За відсутності доступу повітря під струмінь, повітря, що було під ним на початку витікання, поступово відсмоктується, і під струменем утворюється вакуум, під дією якого висота стовпа рідини під струменем збільшується, а струмінь притискується до водозливної стінки (рис. 4.8, б).

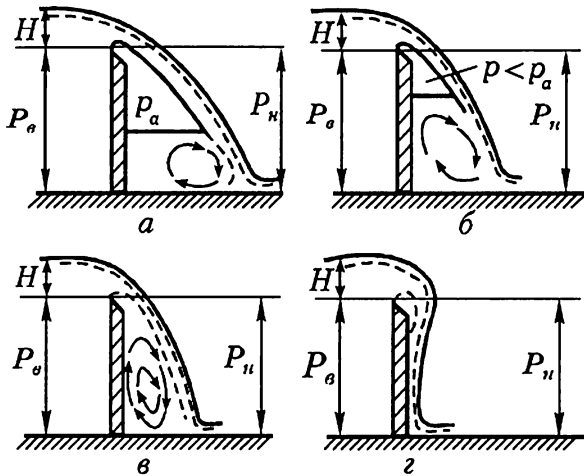


Рис. 4.8

Якщо при цьому зберігається умова $\frac{H}{P} \geq 0,4$, то весь простір під струменем заповниться водою і струмінь називається підтопленням знизу (рис. 4.8, в). У разі малих витрат і відсутності доступу повітря під струмінь спостерігається прилипнутий струмінь (рис. 4.8, з), який звичайно є нестійким і періодично перетворюється у притиснений. У деяких виданнях застосовується і інша термінологія.

Витрату через водозлив можна визначити за формулою (4.5), однак для водозливів з тонкою стінкою її зазвичай трохи змінюють і подають у вигляді:

$$Q = m_0 b \sqrt{2gH}^{3/2}. \quad (4.6)$$

У цій формулі вплив швидкості підходу V_0 враховується не введенням повного напору H_0 , а коефіцієнтом витрати m_0 , що визначається за формулами:

Р.Р.Чугаєва (якщо $H \geq 0,1$ м і $P_g > 0,5H$):

$$m_0 = 0,402 + 0,054 \frac{H}{P_g} \approx 0,4 + 0,05 \frac{H}{P_g}; \quad (4.7)$$

Базена:

$$m_0 = \left(0,405 + \frac{0,003}{H} \right) \left[1 + 0,55 \frac{H^2}{(H + P_g)^2} \right], \quad (4.8)$$

де H вимірюється в метрах.

Ці формули здобуті для водозливів із доступом повітря під струмінь.

Залежно від співвідношення $\frac{H}{P_g}$, коефіцієнт витрати змінюється в межах $m \approx 0,409 \dots 0,497$. За відсутності доступу повітря під струмінь коефіцієнт витрати збільшується, але через недостатню стійкість та вивченість такого руху розрахунок зазвичай виконують для випадку з доступом повітря під струмінь.

За наявності бокового стиснення коефіцієнт витрати зменшується і визначається за формулою Еглі:

$$m_0 = \left(0,405 + \frac{0,0027}{H} - 0,03 \frac{B-b}{B} \right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{H}{H + P_g} \right)^2 \frac{b^2}{B^2} \right], \quad (4.9)$$

де b , B – ширина відповідно отвору водозливу і підвідного русла.

Затоплений водозлив. Досліди показують, що водозлив з тонкою стінкою без бокового стиснення (рис. 4.2, б) затоплюється за одночасного виконання таких умов:

– відмітка води в нижньому б'єфі має бути вищою за відмітку порогу водозливу:

$$h_{н.б} > P_n; \quad (4.10)$$

– відносний перепад на водозливі $\frac{z}{P_n}$ має бути меншим від його критичного значення:

$$\frac{z}{P_n} < \left(\frac{z}{P_n} \right)_k. \quad (4.11)$$

За даними Б.О.Бахметева, значення відносного критичного перепаду вибирають за графіком (рис. 4.9) залежно від $\frac{H}{P_n}$

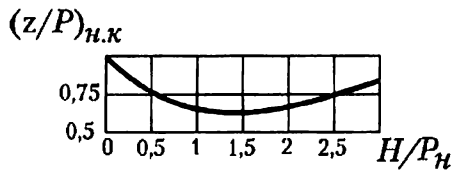


Рис. 4.9

Якщо зберігаються умови (4.10) і (4.11), глибина в нижньому б'єфі впливає на умови протікання води у верхньому б'єфі. Цей вплив враховується коефіцієнтом затоплення σ_3 (звичайно меншим за одиницю) у формулі витрати через водозлив:

$$Q = \sigma_3 m_0 b \sqrt{2gH}^{3/2}. \quad (4.12)$$

Коефіцієнт затоплення σ_3 можна визначити за формулою Базена:

$$\sigma_3 = 1,05 \left(1 + 0,2 \frac{h_n}{P_n} \right) \sqrt[3]{\frac{z}{H}}, \quad (4.13)$$

де h_n – перевищення відмітки поверхні води в нижньому б'єфі над гребенем водозливу, яке називається глибиною підтоплення:

$$h_n = h_{н.б} - P_n. \quad (4.14)$$

Згідно з рис. 4.2, б, $H = z + h_{п}$. З урахуванням цього і поділивши у виразі (4.13) чисельник і знаменник під коренем на $P_{н}$, дістанемо залежність

коефіцієнта затоплення σ_3 від $\frac{h_{п}}{P_{н}}$ і $\frac{z}{P_{н}}$:

$$\sigma_3 = 1,05 \left(1 + 0,2 \frac{h_{п}}{P_{н}} \right) \sqrt[3]{ \frac{\frac{z}{P_{н}}}{\frac{z}{P_{н}} + \frac{h_{п}}{P_{н}}} } \quad (4.15)$$

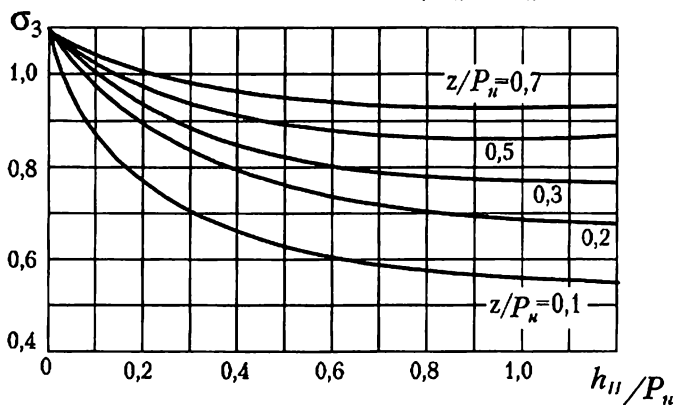


Рис. 4.10

Розрахунки за формулою (4.15) показують, що при дуже малих значеннях $\frac{h_{п}}{P_{н}}$ і відносно великих значеннях $\frac{z}{P_{н}}$ коефіцієнт σ_3 може бути трохи більшим від одиниці (рис. 4.10), що свідчить про деяке збільшення витрати в цих випадках. Це можна пояснити тим, що в разі незначного затоплення, коли $h_{н.б}$ стає ненабагато більшою від $P_{н}$, зменшується вертикальне стиснення струменя за гребенем водозливу (рис. 4.11), але затоплення ще не заважає протіканню води через водозлив, як це відбувається при великих затопленнях.

Водозливи з похилою стінкою. При похилі водозливної стінки вздовж течії (рис. 4.12, б) гребінь водозливу обтікається потоком з меншою втратою енергії, ніж при вертикальній стінці (рис. 4.12, а). Похил стінки проти течії (рис. 4.12, в), навпаки, вимагає більшої втрати енергії, ніж при вертикальній стінці.

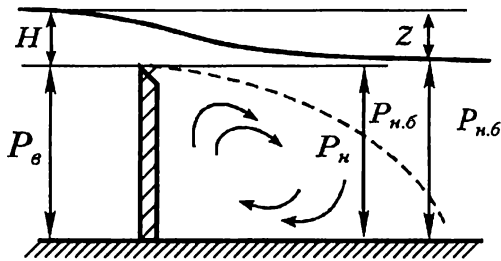


Рис. 4.11

Це приводить до збільшення пропускної здатності в першому випадку і до зменшення її у другому. Розрахункова залежність для похилих водозливів без бокового стиснення має вигляд:

$$Q = k_n m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (4.16)$$

де m_0 – коефіцієнт витрати вертикального водозливу, що визначається за формулами (4.7) або (4.8) k_n – коефіцієнт, що враховує вплив похилу водозливної стінки, залежно від котангенса кута нахилу α за Базеном, має такі значення:

ctg α	4	2	1	0,67	0,33	0	-0,33	-0,67	-1
k_n	1,09	1,13	1,11	1,08	1,04	1	0,96	0,94	0,93

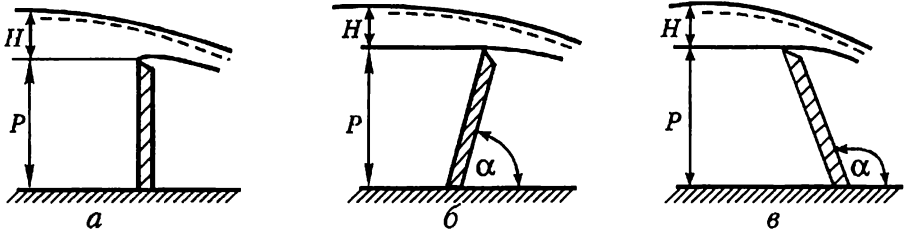


Рис. 4.12

У разі протікання води через водозлив з похилом вздовж течії і з боковим стисненням витрата збільшується. Це пояснюється тим, що при похилу водозливної стінки водозливний фронт збільшується (рис. 4.13) і вода протікає через водозлив не тільки по ширині гребеня b , а й з бокових сторін по

довжині l . Для таких водозливів пропускну здатність можна визначити за формулою О.О.Гіжі і Ю.М.Константінова:

$$Q = Am_0 b \sqrt{2gH}^{3/2}, \quad (4.17)$$

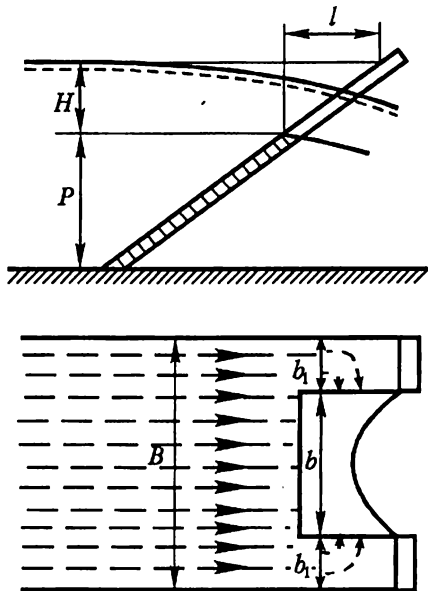


Рис. 4.13

де A – коефіцієнт, що враховує спільний вплив похилу стінки й бокового стиснення. Згідно з дослідженнями, що були проведені в Київському інженерно-будівельному інституті:

$$A = k_n + k_c,$$

де k_n визначається за Базеном (див. раніше), а коефіцієнт k_c враховує вплив бокового підходу і визначається за графіком (рис. 4.14).

Наведені дані справедливі, якщо велика ширина b_1 бокових стінок водозливу, коли потік може вільно підходити до бокових водозливних фронтів шириною l , якщо ж значення b_1 обмежені, то навіть при великих значеннях $l = \frac{H}{\operatorname{tg} \alpha}$ підхід води до бокових водозливних фронтів ускладнюється і значення k_c припиняють зростати.

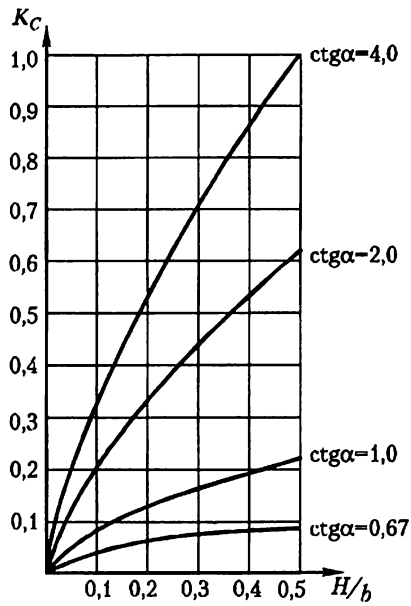


Рис. 4.14

Максимальні значення k_c не можуть перевищувати величини, що показані на графіку (рис. 4.15) залежно від кута нахилу α і відношення $\frac{b}{b_1}$.

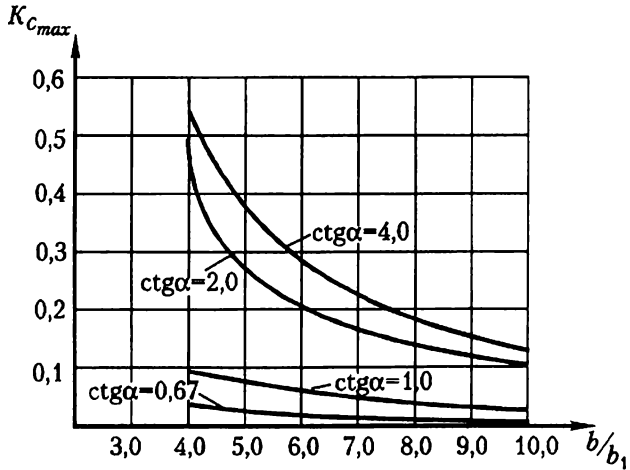


Рис. 4.15

Застосування водозливів як водомірів. Формула пропускної здатності (4.6) і рекомендації щодо визначення коефіцієнтів витрати (залежності (4.7)–(4.9)) дають змогу широко використовувати водозливи з тонкою стінкою для вимірювання витрати. Як показують дослідження, для прямокутних водозливів хороші результати отримують, якщо напори $H = 0,15 \dots 1,25$ м. Якщо $H \leq 0,15$ м, ціна відносної похибки у вимірюванні H стає істотною, що позначається на точності визначення витрати. Крім того, при малих напорах часто утворюється прилипнутий струмінь (див. рис. 4.8, з), при якому наведені формули непридатні для обчислення коефіцієнта витрати. В цьому разі зручніше користуватися трикутним водозливом (рис. 4.16) з кутом $\theta = 90^\circ$ (водозлив Я.Томсона).

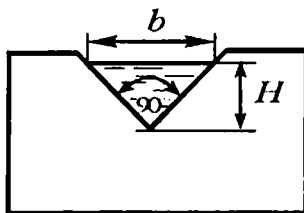


Рис. 4.16

Ширина потоку по верху в трикутному водозливному отворі $b = f(H)$, і після деяких перетворень формула пропускної здатності набуває вигляду:

$$Q = MH^\alpha, \quad (4.18)$$

в якій напір H виражається в метрах (м), а витрата Q – в кубічних метрах на секунду ($\text{м}^3/\text{с}$). Якщо напір змінюється в діапазоні $H = 0,05 \dots 0,25$ м, слід значення дослідних коефіцієнтів брати $\alpha = 2,5$ і $M = 1,4$.

Якщо $H = 0,25 \dots 0,5$ м, за уточненими даними Х.Кінга $\alpha = 2,47$ і $M = 1,343$.

Для вимірювання більших витрат застосовують також трапецеїдальні водозливи (див. рис. 4.5, в).

Приклад. В прямокутному каналі шириною $B = 0,5$ м встановлені послідовно два водозливи: прямокутний без бокового стиснення висотою $P_1 = 1$ м та трикутний висотою $P_2 = 0,4$ м з кутом $\alpha = 90^\circ$, (рис. 4.17). Визначити витрату та

напір H_1 для прямокутного водозливу, якщо напір H_2 перед трикутним водозливом дорівнює $H_2 = 0,5 \text{ м}$.

Вважати рух потоку ustalеним.

Розв'язання

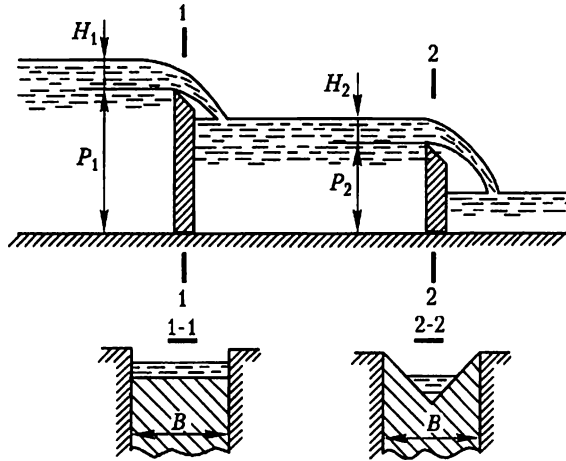


Рис. 4.17

За формулою (4.18) визначаємо витрату через трикутний водозлив:

$$Q = 1,343 \cdot H_2^{2,47} = 1,343 \cdot (0,5)^{2,47} = 0,243 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Для прямокутного водозливу з тонкою стінкою згідно з формулою (4.6):

$$Q = m_0 \cdot b \sqrt{2g} \cdot H_1^{3/2} \cdot \sigma_3.$$

Оскільки $(P_2 + H_2) < P_1$, то водозлив незатоплений і $\sigma_3 = 1,0$.

Коефіцієнт витрати m_0 для водозливу без бокового стиснення знаходимо за (4.7):

$$m_0 = 0,402 + 0,054 \frac{H_1}{P}.$$

Оскільки величина H_1 невідома, то розв'язуємо це рівняння підбором.

Приймаємо у першому наближенні $m_0 = 0,415$, тоді напір:

$$H_1 = \left(\frac{Q}{m_0 \sqrt{2g} \cdot b} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,243}{0,415 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 0,5} \right)^{2/3} = 0,412 \text{ м}.$$

Підставляємо це значення в формулу (4.7):

$$m_0 = 0,402 + 0,054 \frac{0,412}{1} = 0,424.$$

Визначаємо напір H_1 у другому наближенні:

$$H_1 = \left(\frac{0,243}{0,424 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,5}} \right)^{2/3} = 0,406 \text{ м.}$$

Знову підставляємо цей напір у формулу (4.7):

$$m_0 = 0,402 + 0,054 \frac{0,406}{1} = 0,419;$$

$$H_1 = \left(\frac{0,243}{0,419 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,5}} \right)^{2/3} = 0,409 \text{ м.}$$

У порівнянні із попереднім наближенням напір практично не змінився, тому остаточно приймаємо $H_1 = 0,409 \text{ м.}$

4.3. Водозливи практичного профілю

Водозливи криволінійного окреслення. Такі водозливи можуть бути безвакуумними і вакуумними.

Безвакуумні водозливи мають окреслення (рис. 4.18, а), що збігається з нижньою поверхнею струменя, який переливається через водозлив з тонкою стінкою (рис. 4.8, а). Якщо водозливна поверхня не доходить до струменя, що переливається через водозлив з тонкою стінкою (рис. 4.18, б), то під струменем встановлюється тиск, менший від атмосферного, а водозлив називається вакуумним. Струмінь притискується до водозливу.

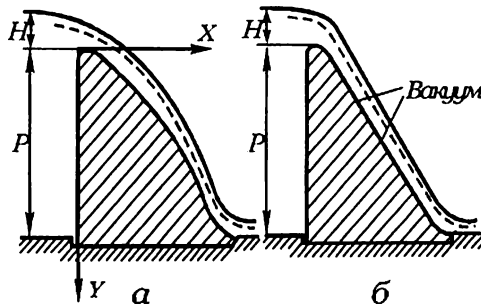


Рис. 4.18

Однак один і той самий водозлив може бути як вакуумним, так і безвакуумним. Справді, при збільшенні напору на безвакуумному водозливі

струмінь намагається відкинутися далі від водозливу і між ним і водозливною поверхнею утворюється вакуум.

Окреслення безвакуумного водозливу (рис. 4.18, а) можна побудувати за дослідними даними Крігера–Офіцєрова у відносних координатах $\frac{x}{H_p}$ та

$\frac{y}{H_p}$ (де H_p – напір, при якому розраховується водозлив, тобто розрахунковий напір):

$\frac{x}{H_p}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,8
$\frac{y}{H_p}$	0,126	0,036	0,007	0,000	0,006	0,060	0,146
$\frac{x}{H_p}$	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4
$\frac{y}{H_p}$	0,256	0,661	1,235	1,98	2,824	,818	4,938

Пропускнну здатність водозливів практичного профілю визначають за формулою М.М.Павловського:

$$Q = mb\sqrt{2g}H_0^{3/2}\sigma_n\sigma_\phi\sigma_{ст}\sigma_3, \quad (4.19)$$

де σ_n , σ_ϕ , $\sigma_{ст}$, σ_3 – коефіцієнти відповідно повноти напору, форми, бокового стиснення та затоплення.

Коефіцієнт повноти напору σ_n враховує відмінність напору на водозливі H від розрахункового напору H_p , за яким побудовано окреслення водозливу.

Якщо $\frac{H}{H_p} = 0,2 \dots 1$, $\sigma_n = 0,84 \dots 1$, а якщо $\frac{H}{H_p} = 1 \dots 2$ (це вже ва-

кумний профіль), $\sigma_n = 1 \dots 1,1$, якщо $H = H_p$, $\sigma_n = 1$.

Коефіцієнт форми враховує відмінність оголовка водозливу від профілю Крігера–Офіцєрова (рис. 4.19), а також кут його скосу α . Розмір a приймається конструктивно. Як правило коефіцієнт σ_ϕ перебуває в межах $0,85 \dots 1$.

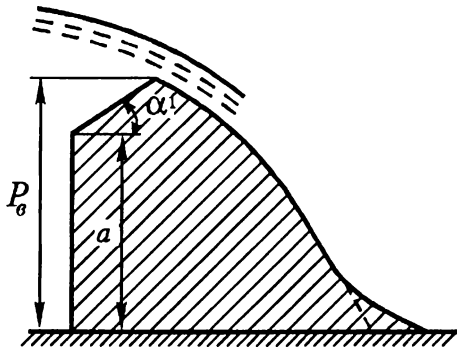


Рис. 4.19

Коефіцієнт бокового стиснення:

$$\sigma_{cm} = 1 - 0,1n\zeta \frac{H_0}{b}, \quad (4.20)$$

де ζ – коефіцієнт форми берегових опорів і проміжних биків; n – кількість бокових стиснень, при одному отворі водозливу $n = 2$, при двох отворах $n = 4$ і т.д. (рис. 4.20).

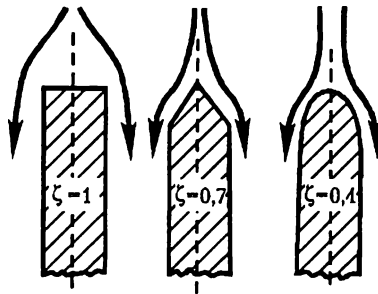


Рис. 4.20

Коефіцієнт затоплення σ_3 знаходять за графіком (рис. 4.21) залежно від відношення $\frac{h_n}{H_0}$. При цьому крива 2 належить до водозливів, що мають окреслення за профілем Крігера–Офіцєрова, а крива 3 – до водозливів з розширеним гребенем (рис. 4.22).

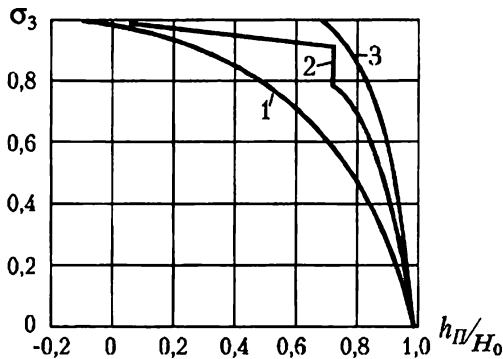


Рис. 4.21

Умови затоплення цих водозливів такі самі, як і для водозливів з тонкою стінкою, що обчислюються за формулами (4.10) і (4.11).

Коефіцієнт витрати m у формулі (4.19) беруть 0,49...0,5.

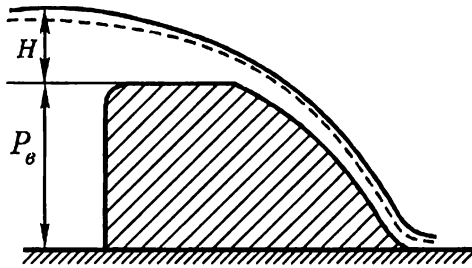


Рис. 4.22

Вакуумні водозливи мають більшу пропускну здатність порівняно з безвакуумними, оскільки швидкість потоку на водозливі збільшується в разі зменшення тиску. Коефіцієнт витрати m таких водозливів, залежно від форми оголовка, який окреслюється за формою кола або еліпса, може досягати значень 0,54...0,57.

Окреслення водозливу на основі експериментальних даних має бути таким, щоб струмінь не відривався від водозливу [3], а висота вакууму, що утворюється, була не більшою 6...7 м. При затопленні згаданого водозливу коефіцієнт затоплення також вибирають за графіком на рис. 4.21 (крива 1).

Водозливи полігонального окреслення. Ці водозливи можуть бути прямокутного (рис. 4.23) або трапецеїдального (рис. 4.24) окреслення. Ширина порогу таких водозливів перебуває в межах $0,67H < \delta < (2...3)H$.

Полігональні водозливи розраховують за формулою (4.19). Коефіцієнт витрати m водозливу прямокутного окреслення (див. рис. 4.23) беруть 0,42, а коефіцієнт повноти напору визначають за формулою:

$$\sigma_n = 0,7 + 0,185 \frac{H}{\delta}. \quad (4.21)$$

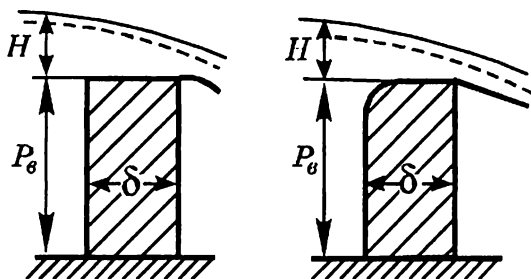


Рис. 4.23

При закругленні вхідного ребра (див. рис. 4.23) опір входу на водозливи зменшується, що приводить до збільшення коефіцієнта витрати m до 0,44. Коефіцієнт повноти напору визначають за формулою (4.21), а коефіцієнт форми:

$$\sigma_\phi = 1 + \frac{r}{H}, \quad (4.22)$$

де r – радіус закруглення вхідного ребра.

Так само змінюється коефіцієнт витрати при нахилі верхньої грані в бік верхнього або нижнього б'єфа. Значення коефіцієнта витрати m для цих випадків наводиться в довідковій літературі.

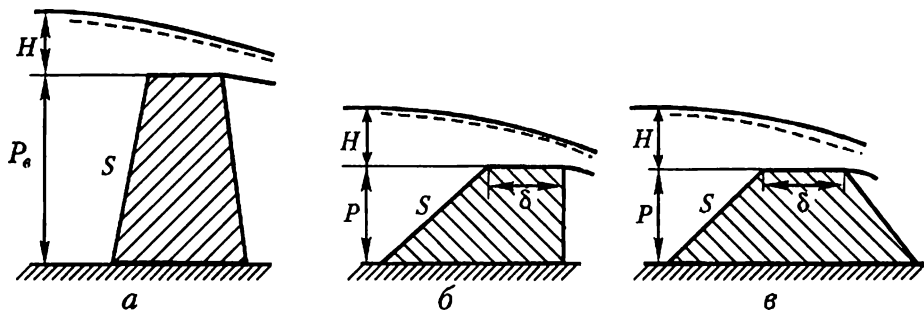


Рис. 4.24

Коефіцієнт витрати m для високих $\left(\frac{P_0}{H} > 3\right)$ трапецеїдальних водозливів (рис. 4.24, а) з крутими укосами (котангенс кута нахилу верхової грані $S < 0,5$) береться в межах $0,33 \dots 0,42$ залежно від відношення $\frac{H}{\delta}$ до величини S .

Для низьких водозливів $\left(\frac{P_0}{H} = 0,5 \dots 2\right)$ з пологими укосами (рис. 4.24, б, в) коефіцієнт витрати визначають за формулою В.О.Большакова і О.І.Петраша [16, 17]:

$$m = \frac{\frac{\delta}{H}}{B \frac{\delta}{H} - C}, \quad (4.23)$$

де параметри B і C , залежно від котангенса кута нахилу S верхової грані до горизонту, мають такі значення:

S	1	3	5
B	2,9	2,79	2,77
C	0,27	0,2	0,17

У [17, 20] наводяться дані про коефіцієнти витрати при різних нахилах низової грані, закругленні вхідного ребра, а також для водозливів середньої висоти $\left(\frac{P_0}{H} = 2 \dots 3\right)$.

4.4. Водозливи з широким порогом

Водозливи з широким порогом характеризуються шириною (товщиною) порогу (водозливної стінки) в межах $(2 \dots 3)H < \delta < (8 \dots 10)H$ (рис. 4.3, б). В деяких випадках такі водозливи можуть мати закруглений вхід (рис. 4.25, а) або нахилену верхову грань (рис. 4.25, б). Як і інші види водозливів, водозливи з широким порогом можуть бути затопленими та незатопленими.

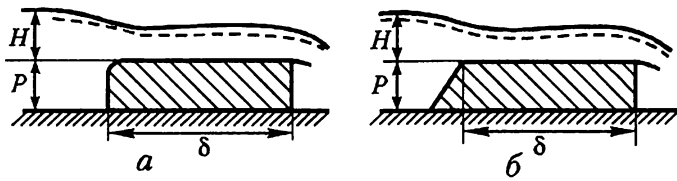


Рис. 4.25

Незатоплений водозлив. Залежно від ширини порогу незатопленого водозливу на ньому можуть встановлюватися такі форми протікання потоку.

Якщо $\delta \approx (2...4)H$, глибина потоку безперервно знижується на порозі (рис. 4.26, б) як на водозливі практичного профілю.

Якщо $(2...4)H < \delta < (8...10)H$, на порозі встановлюється приблизно паралельно-струминний рух з глибиною $h < h_k$ (рис. 4.26, а).

Якщо $\delta > (8...10)H$, на умови протікання потоку починають впливати сили тертя, тобто пропускна здатність водозливу стає залежною від втрат енергії за довжиною, і водозлив можна розглядати як короткий канал. У цьому разі на початку порогу встановлюється так звана стиснена (тобто найменша) глибина h_c і ряд хвиль, що затухають з переходом через критичну глибину, яка відповідає мінімальній питомій енергії перерізу \mathcal{E} і позначена на рис. 4.27 лінією $k - k$. З підрозд. 3.8 відомо, що такий перехід називається хвилястим гідравлічним стрибком.

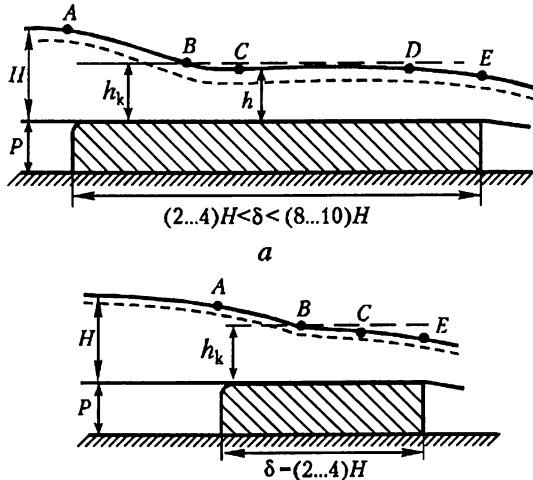


Рис. 4.26

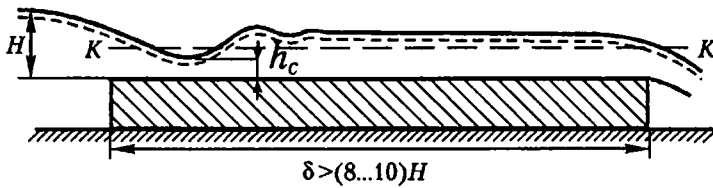


Рис. 4.27

Найхарактернішою формою протікання через водозлив з широким порогом є випадок з приблизно паралельно-струминним рухом (див. рис. 4.26, а). При плавномітному русі потоку питому енергію перерізу визначають згідно з формулою (3.1) таким чином.:

$$\mathcal{E} = h + \frac{\alpha V^2}{2g} = h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}. \quad (4.24)$$

Але протікання через водозлив пов'язане із значним викривленням окремих струминок потоку, що призводить до порушення умов плавної змінності руху, тобто до розподілу тиску в перерізах за законом, що відрізняється від гідростатичного. За пропозицією В.В.Смислова, вивчаючи гідравлічні явища в такому випадку, потрібно виходити з рівняння енергії для неплавномітного руху. При цьому слід мати на увазі, що при опуклому потоці тиск зменшується порівняно із гідростатичним, а при угнутому – збільшується. Тому вираз для визначення питомої енергії перерізу в разі неплавномітного руху в прямокутному руслі можна записати у вигляді:

$$\mathcal{E} = \beta_* h + \frac{\alpha V^2}{2g} = \beta_* h + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega^2}, \quad (4.25)$$

де β_* враховує відхилення розподілу тиску від закону гідростатики (для опуклого потоку $\beta_* < 1$, угнутого $\beta_* > 1$, плавномітного руху $\beta_* = 1$).

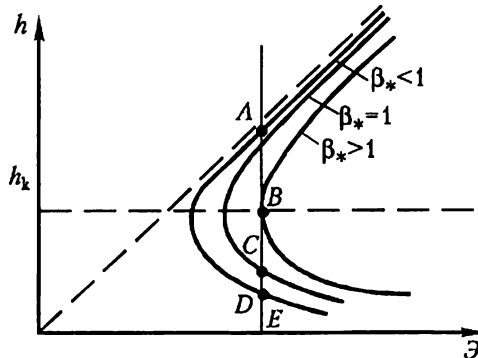


Рис. 4.28

На рис. 4.28 наведений графік залежності $\vartheta = f(h)$ для заданої витрати Q при різних β_* . Цей графік показує, що опуклий потік ($\beta_* < 1$) для пропускання даної витрати вимагає меншого запасу енергії, ніж угнутий ($\beta_* > 1$). Звідси випливає, що водозлив практичного профілю з криволінійним окресленням порогу (див. рис. 4.18, а) має найбільший коефіцієнт витрати, а водозлив з дуже виявленою угнутою ділянкою BC (див. рис. 4.26) має найменший коефіцієнт витрати. Справді, за дослідними даними, коефіцієнт витрати m для водозливів з широким порогом перебуває в діапазоні $0,32 \dots 0,38$, що значно менше, ніж для водозливів практичного профілю. Визначаючи m для неплавних оголовків, можна користуватися формулою В.В.Смислова:

$$m = 0,3 + 0,08\nu_\epsilon, \quad (4.26)$$

де ν_ϵ – параметр стиснення потоку при вході на водозлив, що є відношенням добутку ширини отвору водозливу b на величину напору перед водозливом H до площі живого перерізу у верхньому б'єфі Ω_ϵ :

$$\nu_\epsilon = \frac{bH}{\Omega_\epsilon}.$$

Для прямокутних підвідних русел $\Omega_\epsilon = B(H + P_\epsilon)$, де B – ширина підвідного русла, P_ϵ – висота водозливу з боку верхнього б'єфа.

Для плавних оголовків коефіцієнт витрати трохи перевищує обчислений за формулою (4.26).

Графік на рис. 4.28 також дає змогу пояснити, чому на порозі незатопленого водозливу з широким порогом завжди встановлюється глибина h , менша за критичну. Справді, якщо знехтувати втратами енергії, течія на порозі характеризуватиметься на графіку вертикальною лінією $ABCDE$, де літери позначають відповідні перерізи потоку на порозі (рис. 4.26). Перехід через критичну глибину відбувається в перерізі B з найбільшою угнутістю потоку при мінімальній питомій енергії перерізу для $\beta_* > 1$. Глибина на ділянці приблизно паралельно-струминного руху CD згідно з графіком (якщо $\beta_* = 1$) менша за критичну, а у кінцевому перерізі E , де потік вже опуклий ($\beta_* < 1$), глибина ще менша.

За формулою (4.5) не можна визначити глибину h на порозі водозливу. Тому для розрахунку водозливу з широким порогом можна також застосовувати рівняння Бернуллі для перерізів, що проходять через точки A пе-

ред водозливом і C на його порозі відносно площини порівняння, яка проведена через верхову грань водозливу (див. рис. 4.26, а):

$$H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = h + \frac{\alpha V^2}{2g} + \zeta_{ex} \frac{V^2}{2g}, \quad (4.27)$$

де ζ_{ex} – коефіцієнт опору на вході на водозлив; V – швидкість на порозі водозливу.

З урахуванням виразу (4.1) і того, що $V = \frac{Q}{bh}$, $1 + \zeta_{ex} = \frac{1}{\varphi^2}$, а також вважаючи, що $\alpha \approx 1$, дістаємо:

$$Q = \varphi bh \sqrt{2g(H_0 - h)}, \quad (4.28)$$

де коефіцієнт швидкості φ беруть за даними Д.І.Куміна залежно від коефіцієнта витрати:

m	0,3	0,32	0,34	0,36	0,38
φ	0,94	0,96	0,97	0,98	0,996

або за формулою В.В.Смислова залежно від параметра $\nu_e = \frac{bH}{\Omega_e}$:

$$\varphi = 0,9 + 0,1\nu_e. \quad (4.29)$$

Залежністю (4.28) користуються для визначення глибини h на водозливі при відомих Q і H . Глибину h можна також обчислити за емпіричною формулою:

$$h = kH_0, \quad (4.30)$$

де коефіцієнт k вибирають залежно від коефіцієнта витрати m за даними Р.Р.Чугаєва:

m	0,3	0,32	0,34	0,36	0,39
k	0,42	0,45	0,49	0,54	0,62

Приклад. Визначити пропускну здатність незатопленого водозливу з широким порогом і глибину на порозі водозливу (див. рис. 4.26, а) при таких даних: ширина підвідного русла $B = 1,5$ м, ширина отвору водозливу $b = 1$ м, висота його з боку верхнього б'єфа $P_e = 0,7$ м, глибина потоку у верхньому б'єфі $h_{e,\delta} = 1,6$ м.

Розв'язання

Визначасмо напір перед водозливом:

$$H = h_{e,\delta} - P_e = 1,6 - 0,7 = 0,9 \text{ м.}$$

Обчислюємо параметр стиснення потоку при вході на водозлив:

$$\nu_{\epsilon} = \frac{bH}{\Omega_{\epsilon}} = \frac{bH}{Bh_{\epsilon,6}} = \frac{1 \cdot 0,9}{1,5 \cdot 1,6} = 0,375.$$

Тоді коефіцієнт витрати за формулою (4.26):

$$m = 0,3 + 0,08\nu_{\epsilon} = 0,3 + 0,08 \cdot 0,375 = 0,33.$$

Вважаючи наближено повний напір перед водозливом $H_0 \approx H$, визначимо пропускну здатність водозливу в першому наближенні за формулою (4.5):

$$Q = mb\sqrt{2g}H_0^{3/2} = 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 0,9^{3/2} = 1,25 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Швидкість підходу потоку перед водозливом:

$$V_0 = \frac{Q}{Bh_{\epsilon,6}} = \frac{1,25}{1,5 \cdot 1,6} = 0,52 \text{ м/с}.$$

Уточнюємо повний набір і пропускну здатність водозливу:

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 0,9 + \frac{1,1 \cdot 0,52^2}{2 \cdot 9,81} = 0,915 \text{ м};$$

$$Q = 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 0,915^{3/2} = 1,28 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Обчислюємо коефіцієнт швидкості за формулою (4.29):

$$\varphi = 0,9 + 0,1\nu_{\epsilon} = 0,9 + 0,1 \cdot 0,375 = 0,938.$$

Глибину потоку на порозі водозливу знаходимо за формулою (4.28):

$$1,28 = 0,938 \cdot 1 \cdot h\sqrt{2 \cdot 9,81(0,915 - h)}.$$

Звідси $h = 0,45 \text{ м}$.

Затоплений водозлив. Затоплення водозливу з широким порогом (рис. 4.29), за даними Р.Р.Чугаєва, відбувається, якщо глибина підтоплення:

$$h_{II} > NH, \quad (4.31)$$

де N – беруть залежно від коефіцієнта витрати m і параметра $\nu_n = \frac{bh_n}{\Omega_n}$

(Ω_n – площа живого перерізу у відповідному руслі), N змінюється в межах 0,75...0,87, але для приблизних розрахунків можна взяти $N \approx 0,8$.

Характер течії на затопленому водозливі залежить від умов входу на нього. Якщо вхід плавний і ступінь підтоплення значний, на водозлив встановлюється приблизно горизонтальна поверхня з перепадом відновлення z_{ϵ} на виході в нижній б'єсф (рис. 4.29, а). При неплавному вході на порозі утворюється западина з наступним хвилястим підвищенням глибини (рис. 4.29, б). Пропускна здатність затопленого водозливу:

$$Q = mb\sqrt{2g}H_0^{3/2}\sigma_3, \quad (4.32)$$

де коефіцієнт затоплення σ_3 визначають за даними В.В.Смислова (табл. 4.1).

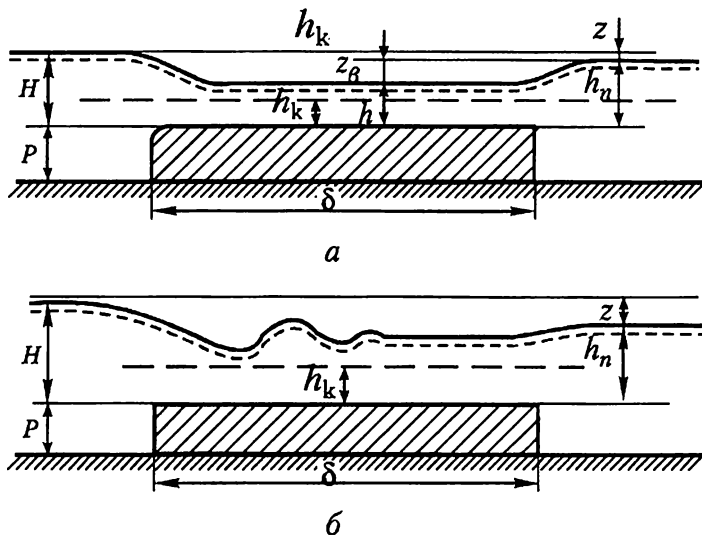


Рис. 4.29

Таблиця 4.1.

Коефіцієнти затоплення σ_3 водозливів з широким порогом

$\frac{h_n}{H}$	σ_3 при вході	
	плавному	неплавному
0,8	1	1
0,84	0,98	0,96
0,88	0,95	0,9
0,92	0,84	0,79
0,95	0,7	0,65
0,98	0,47	0,44

Наведені дані показують, що в разі більшого ступеня затоплення $\left(\frac{h_n}{H} \geq 0,95\right)$ коефіцієнт затоплення швидко зменшується, що ускладнює його визначення за допомогою інтерполяції. У цьому випадку для затопленого водозливу можна також користуватися формулою (4.28). Глибина на порозі водозливу:

$$h = h_n - z_e. \quad (4.33)$$

Значення перепаду відновлення $z_в$ залежить від відношення $\frac{h_{II}}{h_k}$ і

параметра $\nu_n = \frac{h_{II} b}{\Omega_n}$ і може наблизитися до $(0,1 \dots 0,2) h_k$, де h_k – критична глибина на порозі водозливу.

У першому наближенні при широкому нижньому б'єфі величиною $z_в$ можна знехтувати, і тоді формула для затопленого водозливу з широким порогом набере вигляду:

$$Q = \varphi_n b h_{II} \sqrt{2g(H_0 - h_{II})}, \quad (4.34)$$

де коефіцієнт швидкості φ_n має трохи менші значення, ніж при незатопленому водозливі.

У загальному випадку рівняння (4.34) розв'язується шляхом послідовних наближень, оскільки повний напір H_0 залежить від швидкості підходу V_0 , яка, в свою чергу, залежить від витрати Q . Щоб усунути цю незручність, В.В.Смислов запропонував наближено вважати $H_0 \approx H$, а неточність, що виникає, коригувати введенням коефіцієнта a (табл. 4.2), тобто:

$$Q = a b h_{II} \sqrt{2g(H - h_{II})}. \quad (4.35)$$

Таблиця 4.2.

Коефіцієнти a для розрахунку затоплених водозливів з широким порогом

$\nu_n = \frac{h_{II} - z_в}{\Omega_n}$	a при вході і виході	
	неплавних	плавних
0,1	0,8	0,9
0,3	1	1,1
0,5	1,35	1,6
0,7	1,9	2,4

Приклад. Визначити пропускну здатність і глибину на порозі водозливу з широким порогом без бічного стиску і з плавним оголовком, якщо ширина отвору $b = 2$ м, висота водозливу $P = 1$ м, напір на водозливі $H = 0,6$ м, глибина в нижньому б'єфі $h_{н,б} = 1,54$ м.

Розв'язання

Визначаємо глибину підтоплення:

$$h_{II} = h_{н,б} - P = 1,54 - 1 = 0,54 \text{ м.}$$

Відношення $\frac{h_n}{H} = \frac{0,54}{0,6} = 0,9 > 0,8$. В цьому випадку водозлив є затопленим (рис. 4.29, а).

За таблицею (4.1) при $\frac{h_n}{H} = 0,9$ визначаємо коефіцієнт затоплення $\sigma_z = 0,9$.

Коефіцієнт витрати визначаємо за формулою (4.26) з врахуванням $v_e = \frac{bH}{b(H+P)}$:

$$m = 0,3 + 0,08 \frac{2 \cdot 0,6}{2(0,6+1)} = 0,33.$$

Для плавного оголовка приймаємо коефіцієнт витрати більше на 10%, тобто $m = 0,36$.

В першому наближенні вважаємо $H_0 \approx H$ і тоді пропускна здатність водозливу за формулою (4.32):

$$Q = mb\sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \cdot \sigma_z = 0,36 \cdot 2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 0,6^{3/2} \cdot 0,9 = 1,334 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Швидкість перед водозливом:

$$V_0 = \frac{Q}{b(H+P)} = \frac{1,334}{2(0,6+1)} = 0,42 \text{ м/с}.$$

Повний напір на водозливі:

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 0,6 + \frac{1,0 \cdot 0,42^2}{2 \cdot 9,81} = 0,609 \text{ м}.$$

Тоді $Q = 0,36 \cdot 2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 0,609^{3/2} \cdot 0,9 = 1,36 \text{ м}^3/\text{с}$.

Перепад відновлення приймаємо:

$$z_e = 0,15 \cdot h_k = 0,15 \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = 0,15 \cdot \sqrt[3]{\frac{1,0 \cdot 1,36^2}{9,81 \cdot 2^2}} = 0,05 \text{ м}.$$

де h_k – критична глибина в прямокутному руслі.

Тоді глибина на порозі водозливу:

$$h = h_n - z_e = 0,54 - 0,05 = 0,49 \text{ м}.$$

4.5. Розрахунок отворів водопропускних споруд

Рівняння протікання води через водозливи широко застосовують при розрахунках таких споруд, як отвори гребель, вхідні ділянки водоскидних споруд, отвори водозабірних споруд, шлюзи-регулятори, отвори малих мос-

тів і дорожніх труб під насипами автомобільних доріг та залізниць тощо [16, 17].

Отвори деяких з цих споруд (шлюзів-регуляторів, малих мостів тощо) не мають порогу і напір перед ними утворюється за рахунок бокового стиснення русла (рис. 4.30).

Виконуючи розрахунки споруд, що працюють за схемою водозливу, перш за все необхідно за наведеними критеріями встановити, буде даний водозлив затопленим чи незатопленим, а далі скористатися формулами затопленого або незатопленого водозливу.

При цьому можливі такі розрахункові випадки.

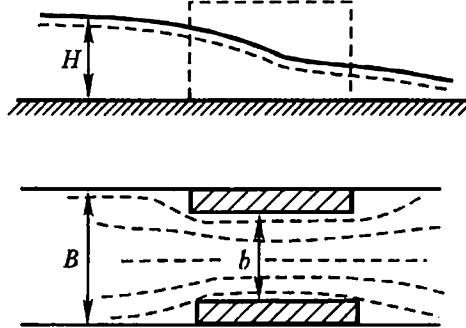


Рис. 4.30

1. Задані ширина отвору водозливу b , відмітки поверхні води у верхньому б'єфі (отже, напір перед водозливом H) і в нижньому. В цьому разі пропускну здатність незатопленого водозливу Q можна обчислити за формулами (4.19), (4.28), а затопленого – за формулами (4.19), (4.32), (4.34) або (4.35). Для водозливів з широким порогом за формулою (4.28) можна також знайти глибину на порозі h . За цією глибиною визначають швидкість на порозі водозливу V , за якою (в разі потреби) призначається тип кріплення русла (наприклад, в отворі малого мосту, що працює за схемою водозливу з широким порогом).

2. Задані витрата потоку Q , отвір водозливу b , глибина в нижньому б'єфі, яка звичайно збігається з природною глибиною протікання потоку в руслі $h_{н.б}$. Необхідно визначити потрібний напір перед водозливом H . Оскільки заздалегідь невідомо, за якою схемою працює водозлив (незатоплений або затоплений), то в першому наближенні потрібно визначити повний напір за формулами незатопленого водозливу (4.19) або (4.28), потім – швид-

кість підходу до водозливу $V_0 = Q/\Omega_0$ і геометричний напір

$H = H_0 - \alpha V_0^2 / 2g$. Далі слід встановити за критеріями (4.10), (4.11) або

(4.31), буде водозлив незатопленим чи затопленим. У випадку затопленого водозливу необхідно провести перерозрахунки напору за формулами (4.19), (4.32), (4.34) або (4.35).

Залежно від знайденого напору встановлюють зону затоплення водосховища, необхідність переносу або захисту споруд і населених пунктів, необхідну висоту насипу автомобільних доріг та залізниць.

3. Задані витрата потоку Q , максимальна відмітка рівня води у верхньому б'єфі (і, отже, напір перед водозливом H), глибина у нижньому б'єфі $h_{н.б}$. Потрібно знайти отвір водозливу b . Як і у попередніх випадках, розрахунок починають з установлення умов протікання потоку через водозлив, тобто з визначення за критеріями (4.10), (4.11) або (4.31) того, є водозлив затопленим чи незатопленим. Потім відповідно до установленної схеми протікання води з формул (4.9), (4.28), (4.32), (4.34) або (4.35) визначають ширину отвору водозливу b .

4.6. Водомірні лотки

На очисних спорудах систем водовідведення (каналізації) вимірювання витрати стічних вод необхідне для регулювання і контролю за роботою очисних споруд. Застосування для цих цілей мірних водозливів з тонкою стінкою (п. 4.2) неможливе, оскільки стічні води будуть спричиняти замулювання перед водозливом, а також через значний напір перед водозливом. Це ускладнює вирішення схем протікання води по очисних спорудах у повздовжньому профілі.

Щоб усунути ці обставини, при вимірюванні витрати стічних вод зазвичай застосовують водомірні лотки, які працюють за схемою водозливу без порогу ($P = 0$), що виключає замулювання (рис. 4.31, а, б). Для зменшення втрат енергії лотки виконують з поступовим плавним звуженням до горловины і розширенням після неї.

У разі роботи лотка в умовах затопленого витікання (рис. 4.31, а) витрата:

$$Q = \varphi b h_6 \sqrt{2g(H - h_6)}, \quad (4.36)$$

де φ – коефіцієнт швидкості (визначається дослідним шляхом); b – ширина звуженої частини лотка; h_6 – глибина у звуженій частині лотка, яку беруть приблизно такою, що дорівнює глибині у відповідному каналі; H – глибина води в лотку до звуження.

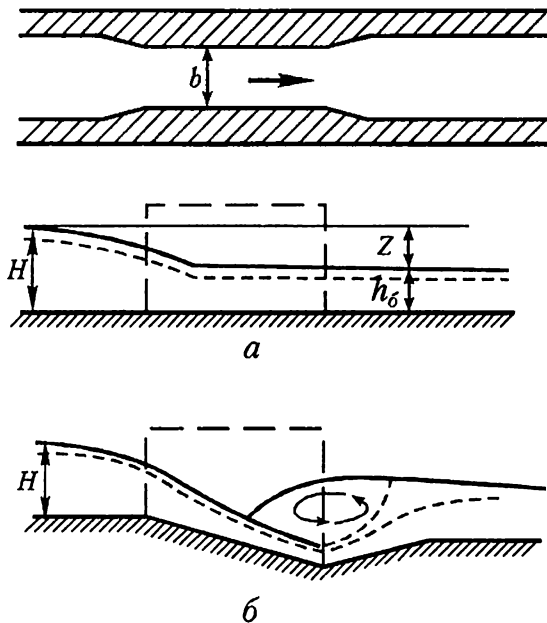


Рис. 4.31

Позначивши $\varphi b \sqrt{2g} = M$ і різницю рівнів рідини до і після звуження через $z = H - h_6$, дістанемо:

$$Q = M h_6 \sqrt{z}. \quad (4.37)$$

Величину M для кожного лотка визначають дослідним шляхом. Для практичних розрахунків можна побудувати графіки залежності $Q = f(h_6, z)$, показані на рис. 4.32.

Якщо звужена вставка виконана із значним ($i > i_k$) похилом (рис. 4.31, б), то вода через лоток протікає за схемою незатопленого (вільного) водозливу. У цьому разі:

$$Q = m b \sqrt{2g} H^a, \quad (4.38)$$

де a – показник степеня, який беруть залежно від ширини лотка b в межах $a = 1,52 \dots 1,6$; збільшення показника степеня порівняно із звичайною формулою водозливу ($a = 1,5$) пояснюється тим, що в формулу (4.38) замість повного напору H_0 входить геометричний напір H ; m – коефіцієнт витрати, що залежить від ступеня і характеру звуження. Позначаючи $mb\sqrt{2g} = M_1$, дістанемо:

$$Q = M_1 H^a . \quad (4.38)$$

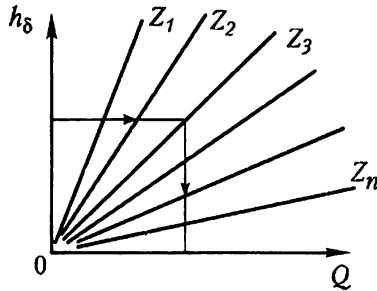


Рис. 4.32

Величину M_1 , для кожного лотка визначають дослідним шляхом.

Як і для лотків із затопленим витіканням, для водомірних лотків можна побудувати допоміжний графік залежності $Q = f(H)$, показаний на рис. 4.33.

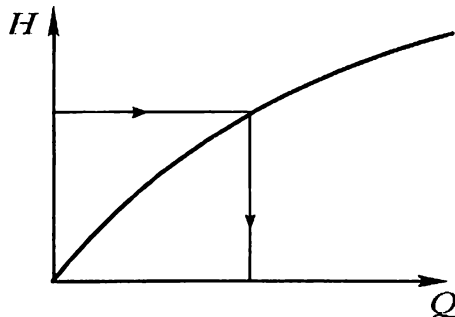


Рис. 4.33

4.7. Особливі випадки водозливів

Косий прямокутний водозлив. У разі вільного витікання через косий водозлив з тонкою стінкою (рис. 4.34, а) його пропускну здатність визначають за формулою:

$$Q = \sigma_k m o b \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (4.40)$$

де σ_k – коефіцієнт, що враховує косину водозливу, який залежить від кута θ між ребром водозливу і стінкою каналу і відношення напору H до ширини каналу B , визначають за графіком (рис. 4.34, б).

Витрата зменшується через стиснення потоку стінкою каналу в зоні A .

В [17, 20] наводяться дані розрахунків косих прямокутних водозливів практичного профілю.

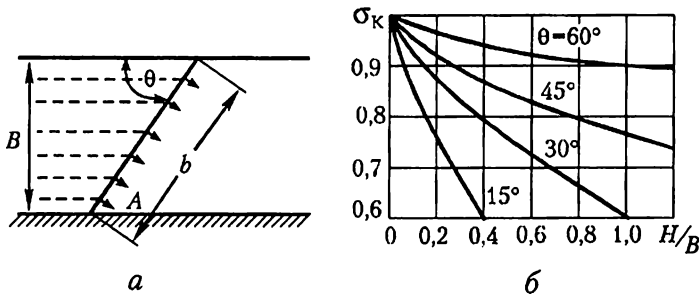


Рис. 4.34

Бічний водозлив. Це водозливна стінка, що встановлена паралельно осі потоку рідини (рис. 4.36). Такі водозливи широко використовуються в розподільних колодязях водопровідних систем, водозабірних спорудах, відстійниках тощо

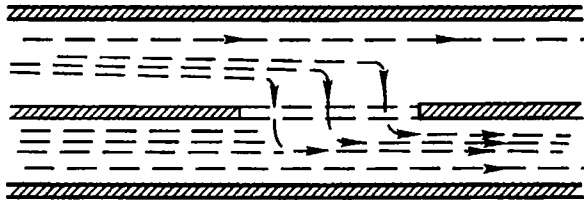


Рис. 4.35

На ділянці каналу A уздовж бічного водозливу витрата Q зменшується в напрямі руху води, тобто рідина тече зі змінною масою. Глибина в каналі на ділянці вздовж бічного водозливу буде змінною. Коефіцієнт витрати такого водозливу також буде змінним по довжині, течія через водозлив відбувається під змінним кутом [9,11]. Це ускладнює розрахунки, які при ряді припущень будуть тільки наближеними.

Дослідження А.М.Курганова [11] визначили три випадки протікання води вздовж бічного водозливу (рис. 4.36).

1. При глибині в кінці водозливу $h_2 > 1,43h_{k1}$ (де h_{k1} – критична глибина потоку на початку водозливу) вздовж водозливу встановлюється спокійний стан потоку і глибина h збільшується (рис. 4.36, а).

2. При $h_2 = (1,43...1,0)h_{k1}$ на водозливі встановлюється спочатку бурхливий стан потоку із зменшенням глибини, і якщо після водозливу буде спокійний стан потоку, то в межах водозливу утворюється гідравлічний стрибок (рис. 4.36, б).

3. При $h_2 = (1,0...0,83)h_{k1}$ та спокійному стані потоку після водозливу гідравлічний стрибок встановлюється після водозливу (рис. 4.36, в).

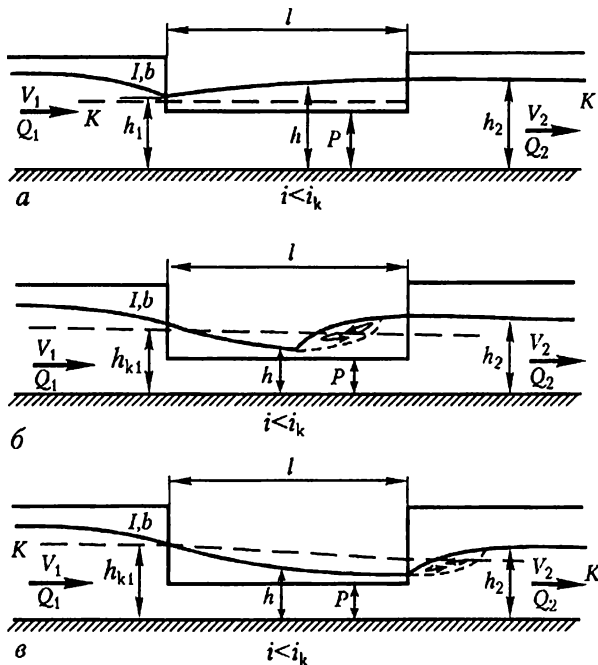


Рис. 4.36

Для практичних розрахунків пропускну здатність бічного водозливу визначають за формулами звичайного водозливу з відповідним коригуванням:

$$Q = m_6 l \sqrt{2g} (h_p - P)^{3/2}, \quad (4.41)$$

де m_6 – коефіцієнт витрати бічного водозливу; l – довжина ребра водозливу; h_p – розрахункова глибина, P – висота водозливу.

За розрахункову глибину h_p при спокійному стані потоку вздовж водозливу беруть глибину в кінці водозливу ($h_p = h_2$); при бурхливому стані потоку $h_p = h_{k1}$.

Для визначення коефіцієнта витрати бічного водозливу різні автори запропонували емпіричні формули. Далі наведені рекомендації Г.А.Симоняна. При спокійному стані потоку вздовж водозливу з тонкою стінкою:

$$m_6 = 0,25 + 0,167 \left(\frac{h_1 - P}{h_2 - P} - \sqrt{Fr_2} \right); \quad (4.42)$$

при бурхливому стані потоку:

$$m_6 = 0,08 \left(\frac{h_2 l}{B^2} \right)^2 - 0,23 \left(\frac{h_2 l}{B^2} \right) + 0,27, \quad (4.43)$$

де $Fr_2 = \frac{Q_2^2}{g b^2 h_2^3}$ – число Фруда у відвідному каналі; B – ширина каналу, в якому встановлено бічний водозлив.

Зв'язок між глибинами потоку вздовж бічного водозливу визначається наближеною формулою А.М.Курганова:

$$h_1 + 0,9 \frac{V_1^2}{2g} = h_2 + 0,9 \frac{V_2^2}{2g} - l(i - i_f), \quad (4.44)$$

де коефіцієнт 0,9 частково враховує відділення маси основного потоку під кутом, відмінним від 90°. При спокійному стані потоку вздовж водозливу величиною $i - i_f$ можна знехтувати і ця формула спрощується:

$$h_1 + 0,9 \frac{V_1^2}{2g} = h_2 + 0,9 \frac{V_2^2}{2g}. \quad (4.45)$$

Більш детальні розрахунки бічних водозливів наводяться в роботі І.І.Науменка [14].

Розділ 5

СПРЯЖЕННЯ Б'ЄФІВ

Рівень води у верхньому б'єфі перед водозливом (або перед іншою спорудою) визначають залежно від пропускної здатності водозливу, а рівень води в нижньому б'єфі залежить від похилу i , форми русла, коефіцієнта шорсткості n . Існують різні випадки спряження потоків у верхньому та нижньому б'єфах, які розглянемо далі.

5.1. Визначення глибини в стисненому перерізі

Під час протікання води через водозлив швидкість потоку зростає і досягає максимального значення безпосередньо за водозливом у так званому стисненому перерізі $C-C$, де встановлюється найменша глибина h_c (рис. 5.1). Після стисненого перерізу похил дна зменшується і швидкість поступово зменшується, а глибина збільшується. Глибина в стисненому перерізі безпосередньо впливає на встановлення певної форми спряження б'єфів.

Щоб визначити глибину в стисненому перерізі h_c , запишемо рівняння Бернуллі для перерізів $0-0$ і $C-C$ відносно площини порівняння $0'-0'$, що проведена на відмітці дна нижнього б'єфа:

$$P_H + H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = h_c + \frac{\alpha V_c^2}{2g} + \zeta \frac{V_c^2}{2g}, \quad (5.1)$$

де P_H – висота водозливу відносно дна нижнього б'єфа; V_0 – швидкість підходу потоку до водозливу; h_c , V_c – відповідно глибина і швидкість у стисненому перерізі; ζ – коефіцієнт опору на водозливі.

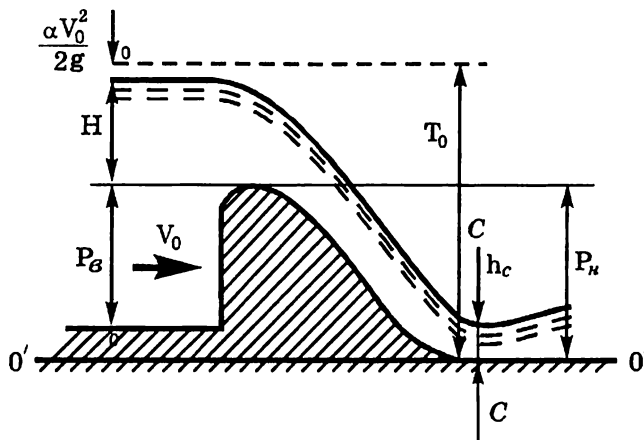


Рис. 5.1

Ліва частина рівняння – це питома енергія потоку у верхньому б'єфі відносно дна нижнього б'єфа:

$$T_0 = P_{н} + H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}. \quad (5.2)$$

З урахуванням того, що $V = \frac{Q}{\omega_c}$ (де ω_c – площа стисненого перерізу)

і позначивши $\varphi = \frac{1}{\sqrt{1+\zeta}}$ (φ – коефіцієнт швидкості), отримаємо:

$$T_0 = h_c + \frac{\alpha Q^2}{2g\omega_c^2\varphi^2}. \quad (5.3)$$

З рівняння (5.3) можна визначити глибину в стисненому перерізі. При цьому коефіцієнт швидкості φ для криволінійних водозливів практичного

профілю вибирають за даними Г.П.Скребкова залежно від відношення $\frac{H}{P_{н}}$:

$\frac{H}{P_{н}}$	1,5	1,0	0,5	0,3	0,16	0,1
φ	0,99	0,98	0,96	0,93	0,9	0,88

Оскільки площа живого перерізу ω_c залежить від глибини h_c , рівняння (5.3) в загальному випадку розв'язують методом підбору. Для деяких окремих випадків це рівняння можна розв'язати графоаналітичними методами за допомогою допоміжних таблиць і графіків або шляхом послідовних наближень [6, 7, 15, 17, 20, 21].

Наприклад, для русел прямокутного перерізу, якщо $\omega_c = bh_c$:

$$T_0 = h_c + \frac{\alpha Q^2}{2gb^2 h_c^2 \varphi^2}, \quad (5.4)$$

Звідки:

$$h_c = \sqrt{\frac{\alpha}{2g} \frac{Q}{b\varphi\sqrt{T_0 - h_c}}}. \quad (5.5)$$

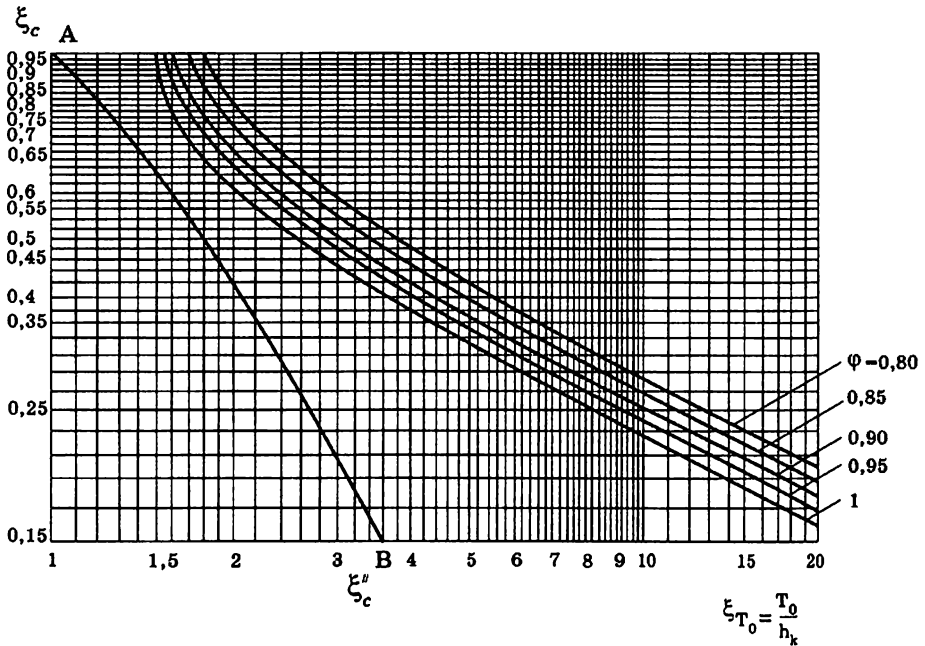


Рис. 5.2

У першому наближенні у правій частині беремо $h_c = 0$ і знаходимо значення h_{c_1} , яке потім знову підставляємо в праву частину і визначаємо з

(5.5) h_{c_2} тощо. Розрахунки закінчуються, коли два послідовних значення h_c майже не відрізняються одне від одного.

Відносну глибину в стисненому перерізі $\xi_c = \frac{h_c}{h_k}$ можна також визначити за графіком (рис. 5.2) залежно від $\xi_{T_0} = \frac{T_0}{h_k}$ і коефіцієнта швидкості φ .

5.2. Форми спряження б'єфів

Покил дна нижнього б'єфа звичайно менший від похилу низової грані водозливу. Тому середня швидкість потоку після стисненого перерізу зменшується, а глибина збільшується. Якщо покил дна нижнього б'єфа менший від критичного ($i < i_k$) і стан потоку у відповідному руслі спокійний, глибина збільшується згідно з формою кривої підпору типу I, c , а далі спостерігається перехід до глибин, більших за критичну, за допомогою гідравлічного стрибка. Стрибок може встановитися на деякій відстані (іноді дуже великій) за водозливом (рис. 5.3, а), або починатися безпосередньо в стисненому перерізі (рис. 5.3, б), або насуватися на низову грань водозливу (рис. 5.3, в). У першому випадку стрибок називається відігнаним, у другому – стрибком у стисненому перерізі, і в третьому – насунутим (або затопленим).

Положення гідравлічного стрибка або форму спряження б'єфів можна встановити таким чином.

Відповідно до рівняння (3.86) будемо графік стрибкової функції (рис. 5.4) для гідравлічного стрибка після водозливу. У випадку відігнаного стрибка більша спряжена глибина дорівнюватиме природній глибині у відповідному руслі h_0 , тобто глибині, яка встановилася б у даному перерізі в разі відсутності водозливу. (В окремому випадку при рівномірному русі у відповідному руслі природна глибина дорівнює нормальній h_0). При цьому перед стрибком встановиться глибина h'_0 , спряжена з глибиною h_0 . Глибина h'_0 більша, ніж глибина у стисненому перерізі h_c , оскільки між перерізами з глибинами h_c і h'_0 утворюється крива підпору типу I, c (див. рис. 5.3, а).

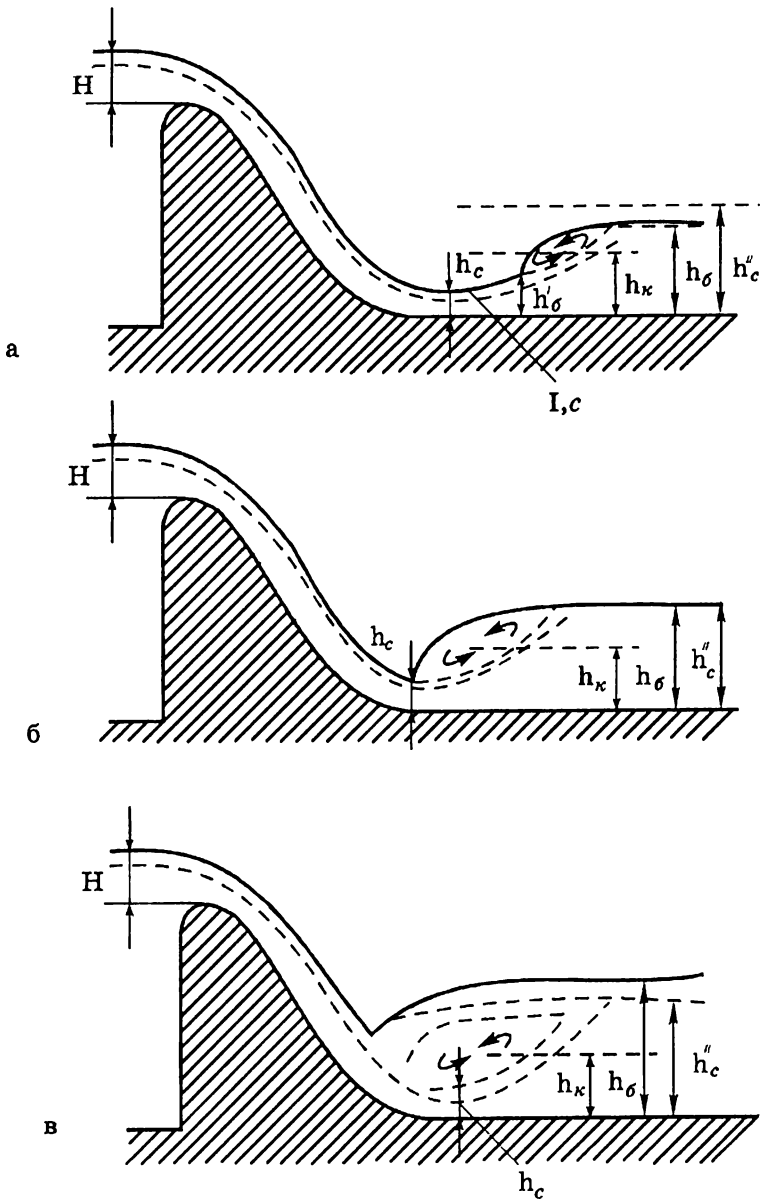


Рис. 5.3

Графік стрибкової функції показує, що глибина h_c'' , спряжена з глибиною у стисненому перерізі h_c , буде у цьому випадку більшою від природної глибини в нижньому б'єфі h_6 (див. рис. 5.4).

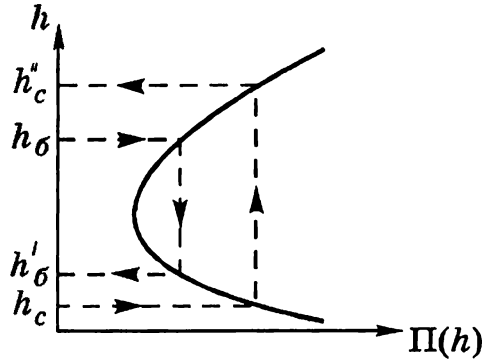


Рис. 5.4

Отже, умовою встановлення у відповідному каналі відігнутого стрибка є нерівність $h_c'' > h_6$ (або $h_6' > h_c$).

У разі збільшення природної глибини в нижньому б'єфі h_6 глибина, спряжена до неї, зменшуватиметься і наблизитиметься до значення глибини в стисненому перерізі h_c , а початок стрибка – до стисненого перерізу. Якщо $h_6 = h_c''$ (або $h_6' = h_c$), встановлюється стрибок у стисненому перерізі (див. рис. 5.3, б).

При подальшому збільшенні природної глибини h_6 , коли вона стає більшою за глибину, спряжену з глибиною в стисненому перерізі ($h_6 > h_c''$), останній затоплюється, а стрибок насувається на низову грань водозливу. Така форма спряження називається насунутим стрибком (див. рис. 5.3, в).

Щоб полегшити розрахунок, глибину h_c'' у руслах прямокутного перерізу можна визначити за графіком (див. рис. 5.2). Для цього, як і при визначенні глибини в стисненому перерізі (див. підрозділ 5.1), на осі абсцис відкладають значення $\xi_{T_0} = \frac{T_0}{h_k}$ і через цю відмітку проводять вертикаль до

кривої, що відповідає вибраному значенню коефіцієнта швидкості φ , потім через точку перетину – горизонталь до кривої АВ. Із здобутої точки на кривій АВ опускають вертикаль, що відтинає на осі абсцис значення ξ_c'' , потім знаходять глибину, спряжену з глибиною в стисненому перерізі, $h_c'' = \xi_c'' \cdot h_k$. У [7, 17, 18] наводяться й інші методи визначення глибини h_c'' і форми спряження б'єфів.

Приклад. Визначити форму спряження б'єфів у руслі прямокутного перерізу після водозливу практичного профілю (рис. 5.3), при витраті на одиницю ширини потоку $q = 3,6 \frac{M^2}{c}$ і глибині в стисненому перерізі $h_c = 0,4 м$, якщо природна глибина у руслі $h_6 = 3,5 м$.

Розв'язання

Обчислюємо критичну глибину в руслі за формулою (3.4), де $q = \frac{Q}{b}$ – питома витрата потоку:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 3,6^2}{9,81}} = 1,13 м.$$

За формулою (3.95) визначаємо більшу спряжену глибину гідравлічного стрибка в стисненому перерізі:

$$h_c'' = \frac{h_c}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{h_k^3}{h_c^3}} - 1 \right) = \frac{0,4}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{1,13^3}{0,4^3}} - 1 \right) = 2,493 м.$$

Оскільки $h_6 > h_c''$, то спряження б'єфів після водозливу практичного профілю відбувається за типом насунутого стрибка (рис. 5.3, в).

Якщо похил дна в нижньому б'єфі більший від критичного ($i > i_k$) та стан потоку в ньому бурхливий (рис. 5.5), після водозливу встановлюється крива підпору типу II, С, параметри якої визначаються за методами, викладеними раніше у підрозд. 3.3, 3.4.

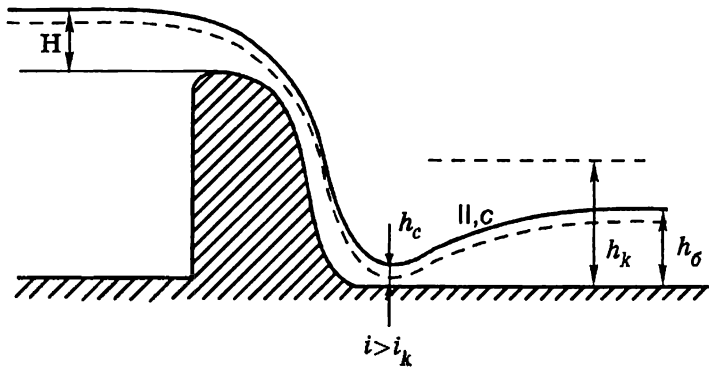


Рис. 5.5

Приклад. Визначити, як зміниться форма спряження потоку у бетонному ($n = 0,014$) каналі трапецеїдального перерізу з шириною $b = 0,8\text{ м}$, що має дві ділянки з похилами $i_1 = 0,06$ і $i_2 = 0,006$, при коефіцієнті закладання укосів $m = 1$ у випадку зміни витрати від $0,4\text{ м}^3/\text{с}$ до $3\text{ м}^3/\text{с}$.

Розв'язання

Визначасмо критичну глибину в руслі прямокутного перерізу за формулою (3.4) при $Q = 0,4\text{ м}^3/\text{с}$:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 0,4^2}{9,81 \cdot 0,8^2}} = 0,304\text{ м}.$$

За формулою (3.7) визначасмо:

$$F_{(\mu_*)} = h_{кр} \frac{m}{b} = 0,304 \frac{1}{0,8} = 0,38.$$

За таблицею 3.1 знаходимо $\mu_* = 0,337$ і за формулою (3.8) критичну глибину:

$$h_x = \mu_* \frac{b}{m} = 0,337 \frac{0,8}{1} = 0,27\text{ м}.$$

Надалі знаходимо нормальну глибину на першій ділянці. Визначасмо за формулою (2.29):

$$\psi_{z,n} = 8\sqrt{1+m^2} - 4m = 8\sqrt{1+1^2} - 4 \cdot 1 = 7,312$$

та величину

$$\frac{Qn}{\sqrt{i\psi_{z,n}}} = \frac{0,4 \cdot 0,014}{\sqrt{0,06 \cdot 7,312}} = 0,0031.$$

За таблицею 2.4 при $z = 0,65$ знаходимо $R_{\max} = 0,117\text{м}$.

Тоді за таблицею 2.5 при $\frac{b}{R_{\max}} = \frac{0,8}{0,117} = 6,83$ знаходимо значення $\frac{h}{R_{\max}} = 1,04$

і $h_0 = 1,04 \cdot 0,117 = 0,122\text{м}$.

Аналогічні розрахунки для другої ділянки при $Q = 0,4\text{м}^3/\text{с}$ і для обох ділянок при $Q = 3\text{м}^3/\text{с}$ зведені у таблицю 5.1.

Таблиця 5.1

	$Q = 0,4\text{м}^3/\text{с}$		$Q = 3\text{м}^3/\text{с}$	
	$i = 0,06$	$i = 0,006$	$i = 0,06$	$i = 0,006$
$h_{\text{кр}}$	0,304		1,164	
$F(\mu_*)$	0,38		1,445	
μ_*	0,337		1,04	
h_x	0,27		0,83	
$\frac{Qn}{\sqrt{i}\psi_{z,n}}$	0,0031	0,0099	0,0234	0,212
R_{\max}	0,117	0,173	0,242	0,56
$\frac{b}{R_{\max}}$	6,83	4,62	3,40	1,429
$\frac{h_0}{R_{\max}}$	1,04	1,30	1,52	2,08
$h_{0, \text{м}}$	0,122	0,22	0,368	1,16

З цих даних бачимо, що при $Q = 0,4\text{м}^3/\text{с}$ нормальна глибина на другій ділянці $h_{0_2} < h_x (0,22 < 0,27)$ і на цій ділянці буде бурхливий стан потоку і встановиться крива підпору типу *II, c* від глибини $h_{0_1} = 0,122\text{м}$ до глибини $h_{0_2} = 0,22\text{м}$ (рис. 5.6, а).

При витраті $Q = 3\text{м}^3/\text{с}$ на другій ділянці $h_{0_2} > h_x (1,16 > 0,83)$ і на цій ділянці буде спокійний стан потоку. Перехід від глибини $h_{0_1} = 0,368\text{м} < h_x$ до глибини $h_{0_2} 1,16\text{м} > h_x$ можливий при утворенні гідравлічного стрибка. Для уточнення положення стрибка визначимо більшу взаємну глибину стрибка за формулою (3.82):

$$h_0'' = \frac{h_k}{0,17 + 0,83 \frac{h_{0_1}}{h_k}} = \frac{0,83}{0,17 + 0,83 \frac{0,368}{0,83}} = 1,542 \text{ м.}$$

Ця глибина більше нормальної глибини на другій ділянці ($1,542 > 1,16$), тобто на цій ділянці буде відігнаний стрибок (рис. 5.6, б).

З викладеного бачимо, що в кожній споруді можуть утворюватися різні форми спряження потоків при різних витратах.

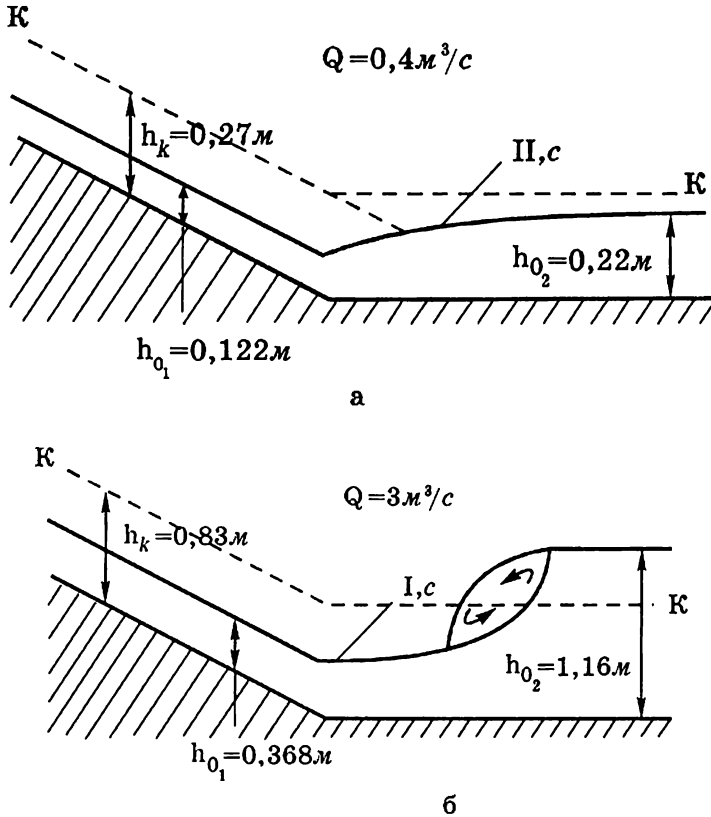


Рис. 5.6

Спряження б'єсів після водозливної греблі з уступом. У практиці проектування гідротехнічних споруд потрібно наблизитися до схеми насунутого стрибка, оскільки в цьому разі відсутня ділянка з бурхливим станом потоку у відповідному каналі, що дає змогу зменшити розміри 250

додаткового кріплення. Але слід мати на увазі, що повністю уникнути такого кріплення не вдасться, оскільки і в зоні стрибка, і на післястрибковій ділянці встановлюється донний режим розподілу швидкостей, що збільшує розмивальну здатність потоку (рис. 5.7).

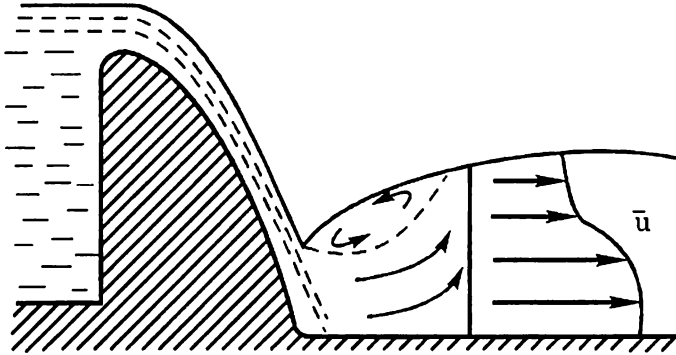


Рис. 5.7

Для усунення цього явища застосовують водозливні греблі з уступом (рис. 5.8). В залежності від висот греблі і уступу, глибини в нижньому б'єфі і витрати потоку утворюються такі форми спряження б'єфів:

- а) з донним режимом (рис. 5.8, а);
- б) по типу вільного поверхневого стрибка з донним вальцем (рис. 5.8, б);
- в) по типу затопленого поверхневого стрибка з донним і поверхневим вальцями (рис. 5.8, в);
- г) з донним стрибком, що затоплений на уступі (рис. 5.8, г).

З вказаних форм не рекомендуються форми з донним режимом і з донним стрибком, що затоплений на уступі (рис. 5.8, а, г), при яких за греблею переважають донні швидкості. При проектуванні краще забезпечити спряження по типу поверхневого стрибка з донним вальцем (рис. 5.8, б), що зменшує розмивання русла та забезпечує зброс крижин (якщо вони є) у нижній б'єф. Якщо в умовах експлуатації зброс льоду не передбачається, тоді окремі крижини у поверхневому вальці не будуть руйнувати тіло греблі. В цьому випадку можливе і спряження по типу затопленого стрибка з донним і поверхневим вальцями (рис. 5.8, в).

В спеціальній літературі [1, 7, 16, 17, 18, 20, 21 тощо] наводяться методи визначення границь існування наведених форм спряження, розмірів донних і поверхневих вальців, а також рекомендації щодо розрахунку таких споруд.

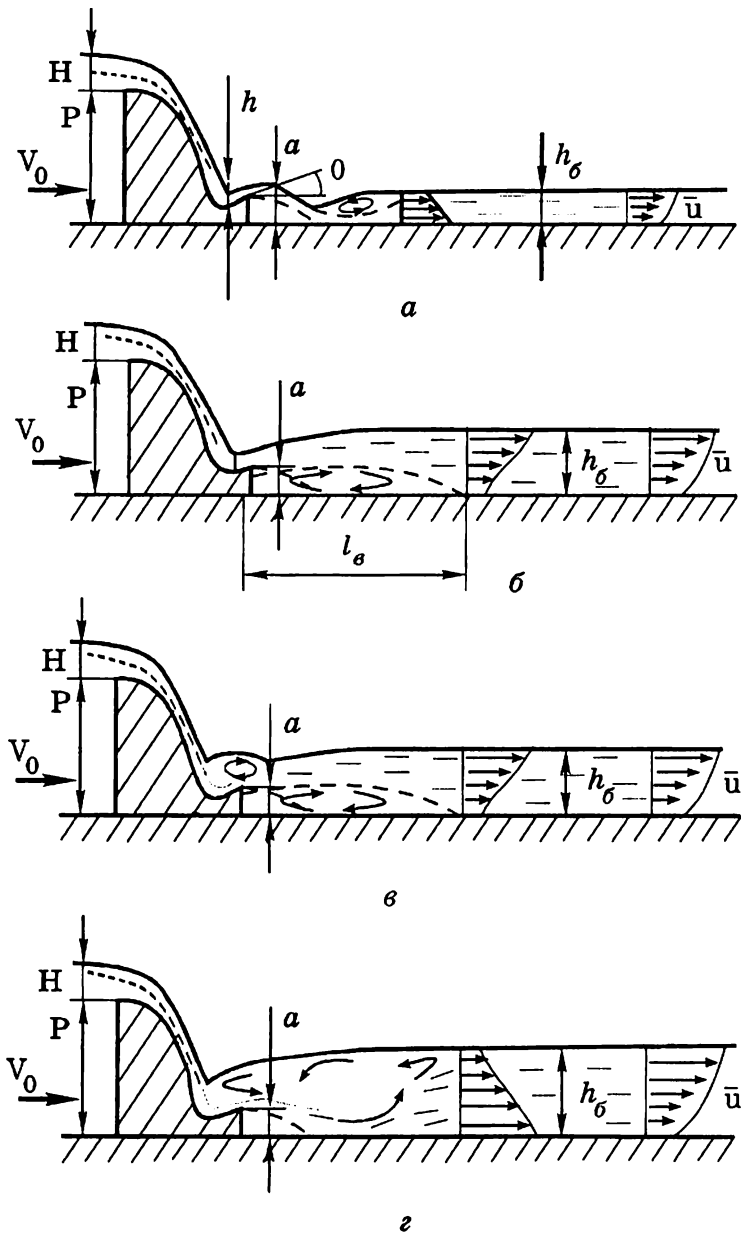


Рис. 5.8

5.3. Гасіння енергії

Якщо згідно з розрахунками у відповідному каналі має встановитися відігнаний гідравлічний стрибок (рис. 5.3, а), то слід передбачити спеціальні заходи щодо ліквідації такого відгону, чого можна досягнути збільшенням глибини після стрибка.

Для цього влаштовують різні типи гасителів енергії (наприклад, водобійні колодезя та водобійні стінки).

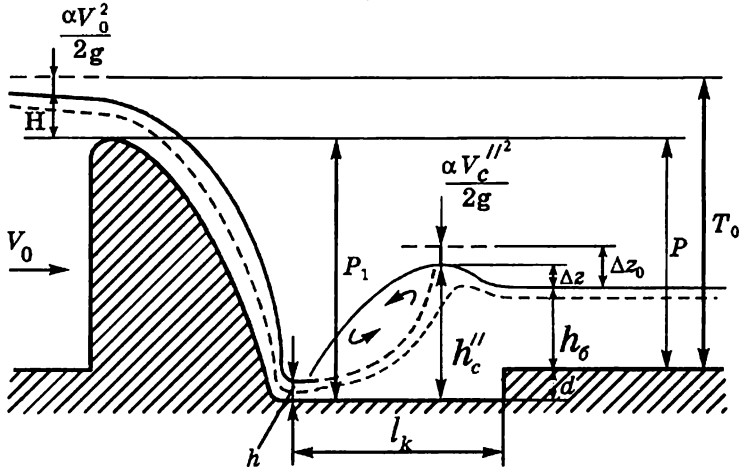


Рис. 5.9

Водобійний колодезь. Водобійний колодезь (рис. 5.9) є заглибленням у дні русла, завдяки якому збільшується глибина після стрибка. Розрахунок колодезя полягає у визначенні його довжини l_k і глибини d .

Під час протікання води через водозлив утворюється гідравлічний стрибок. Глибина після стрибка у стисненому перерізі:

$$h_c'' = d + h_g + \Delta z, \quad (5.6)$$

де d – глибина колодезя; h_g – природна глибина у нижньому б'єфі; Δz – перепад рівнів на виході з водобійного колодезя.

Щоб підвищити надійність колодезя потрібно щоб у ньому встановлювався затоплений (насунутий) стрибок. Для цього глибину в колодезі слід збільшити до $\sigma h_c''$ (де σ – коефіцієнт запасу, $\sigma = 1,05 \dots 1,1$). Тоді глибина колодезя:

$$d = \sigma h_c'' - h_6 - \Delta z. \quad (5.7)$$

Перепад рівнів Δz можна визначити за умови, що протікання води на виході з колодязя аналогічне протіканню води на вході затопленого водозливу з широким порогом (див. стор. 232). У цьому випадку $h_{II} = h_6$, $H_0 - h_6 = \Delta z_0$ (Δz_0 – повний перепад на виході водобійного колодязя з урахуванням швидкісного напору). Зважаючи на це, витрата на виході з колодязя:

$$Q = \varphi_1 b h_6 \sqrt{2g(H_0 - h_6)}.$$

Звідси:

$$\Delta z_0 = \frac{Q^2}{2gb^2\varphi_1^2 h_6^2}, \quad (5.8)$$

i

$$\Delta z = \Delta z_0 - \frac{\alpha V_c''^2}{2g},$$

де φ_1 – коефіцієнт швидкості; V_c'' – швидкість підходу до уступу водобійного колодязя:

$$V_c'' = \frac{Q}{\sigma b h_c''};$$

$$\Delta z = \frac{Q^2}{2gb^2 h_6^2 \varphi_1^2} - \frac{\alpha Q^2}{2gb^2 \sigma^2 h_c''^2}.$$

Звідси:

$$\Delta z = \frac{Q^2}{2gb^2} \left(\frac{1}{\varphi_1^2 h_6^2} - \frac{\alpha}{\sigma^2 h_c''^2} \right).$$

Враховуючи, що $\varphi_1 \approx 1,0$, $h_c = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}}$, $\alpha \approx 1$, отримаємо:

$$\Delta z = 0,5 h_c^3 \left(\frac{1}{h_6^2} - \frac{1}{\sigma^2 h_c''^2} \right). \quad (5.9)$$

При улаштуванні водобійного колодязя збільшується висота падіння струменя до $P_1 = P + d$, що зменшує глибину в стисненому перерізі h_c , збільшує глибину h_c'' і вимагає нового збільшення глибини колодязя. Тому

рівняння (5.7) у загальному випадку можна розв'язати підбором. Для скорочення кількості спроб можна в першому наближенні в формулі (5.7) взяти h_c'' без урахування впливу колодезя, а $\sigma = 1, 2 \dots 1, 3$, потім визначити нові значення $P_1 = P + d$, h_c'' і d .

Аналіз показує, що для цього достатньо двох-трьох наближень, оскільки в рівнянні (5.6) із збільшенням глибини колодезя d права частина зростає швидше за ліву (рис. 5.10).

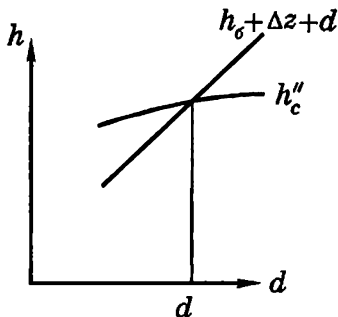


Рис. 5.10

Глибину водобійного колодезя можна визначити за допомогою графіка М.Д.Чертоусова [17, 18]. Для цього додамо в ліву і праву частину рівняння (5.6) величину T_0 і враховуючи, що

$$\frac{\alpha V_c'^2}{2g} = \frac{\alpha Q^2}{2gb^2 h_c''^2} = \frac{h_k^3}{2h_c''^2},$$

а згідно з (5.8) і (5.9):

$$\Delta Z = \Delta Z_0 - \frac{h_k^3}{2h_c''^2},$$

після деяких перетворень отримаємо:

$$T_0 - h_0 - \Delta Z_0 = T_0 + d + h_c'' - \frac{h_k^3}{2h_c''^2}.$$

Поділивши всі складові цього рівняння на h_k і позначивши

$$\frac{T_0 - h_0 - \Delta Z_0}{h_k} = \xi_z; \quad \frac{T_0 + d}{h_k} = \xi_{T_1}; \quad \frac{h_c''}{h_k} = \xi_c'',$$

отримаємо:

$$\xi_z = \xi_{T_1} + \xi_c'' - \frac{1}{2\xi_c''^2}. \quad (5.10)$$

Відносна глибина після стрибка ξ_c'' , згідно з графіком (рис. 5.2) залежить від ξ_{T_0} і коефіцієнта швидкості φ для даного водозливу (див. п. 5.1). Тоді права частина рівняння (5.10) є функцією від ξ_{T_0} і φ . При відомих значеннях ξ_z і φ за графіком (рис. 5.11) визначається відносна величина ξ_{T_1} , а потім і глибина водобійного колодязя:

$$d = \xi_{T_1} h_k - T_0. \quad (5.11)$$

З деяким запасом цю глибину можна збільшити на 5–10%.

Довжину водобійного колодязя вибирають за умови розміщення у ньому гідравлічного стрибка (рис. 5.9):

$$l_k = l_{cm}, \quad (5.12)$$

де l_{cm} – довжина стрибка.

Для водобійних колодязів після водозливів з вертикальною стінкою або після перепадів довжина водобійного колодязя включає також відстань до стисненого перерізу l_c (див. підрозд. 5.5).

Приклад. Визначити розміри водобійного колодязя після водозливної греблі з висотою $P = 5,1$ м, $m = 0,49$, шириною отвору $b = 18$ м, при витраті $Q = 60$ м³/с, природній глибині у нижньому б'єфі $h_6 = 2,0$ м (рис. 5.9).

Розв'язання

Визначасмо критичну глибину за формулою (3.4):

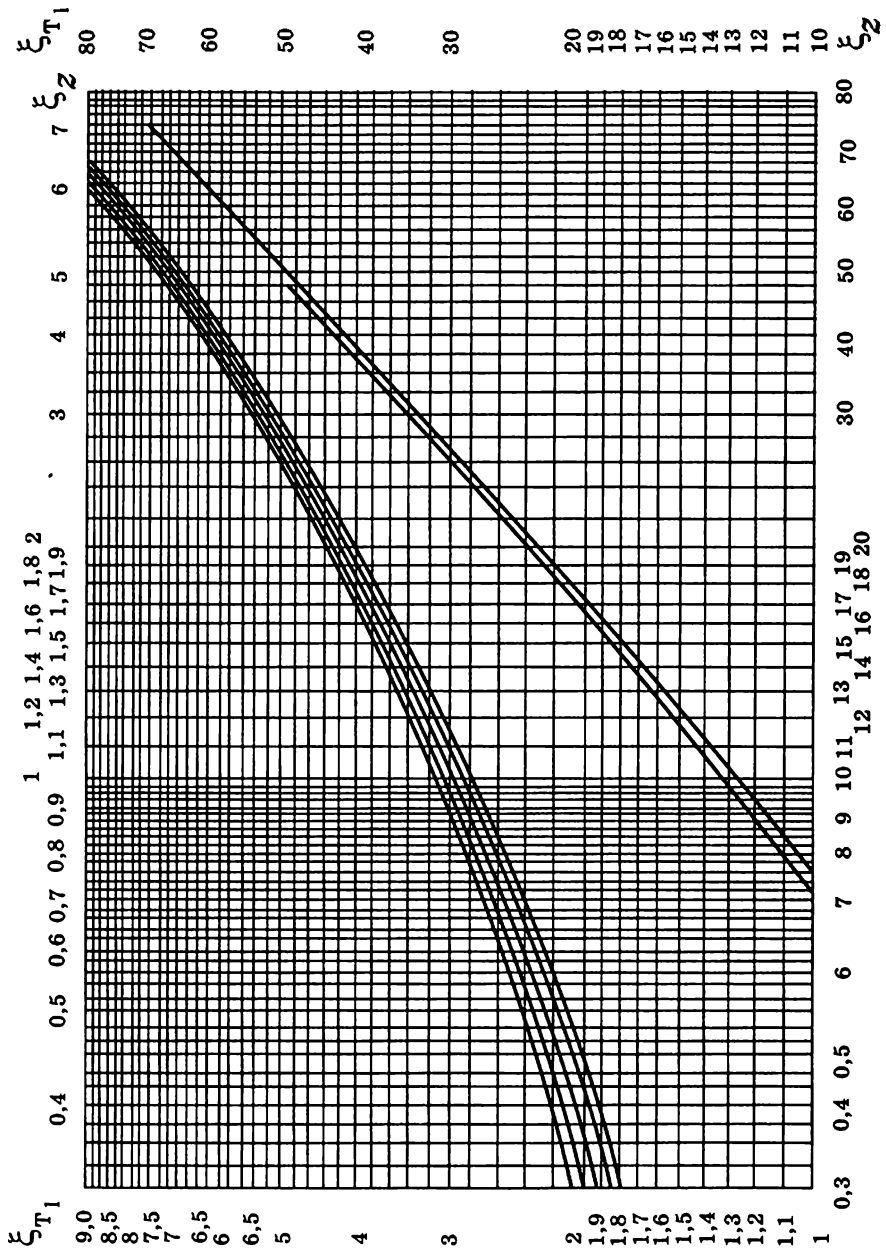
$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 60^2}{9,81 \cdot 18^2}} = 1,07 \text{ м.}$$

Визначасмо повний напір над водозливом з формули (4.5):

$$H_0 = \left(\frac{Q}{m b \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{60}{0,49 \cdot 18 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 1,32 \text{ м.}$$

Швидкість підходу (при $H \approx H_0$):

$$V_0 = \frac{Q}{b(H + P)} = \frac{60}{18 \cdot (1,32 + 5,1)} = 0,51 \text{ м/с.}$$



Геометричний напір над греблею:

$$H = H_0 - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 1,32 - \frac{1,1 \cdot 0,51^2}{2 \cdot 9,81} = 1,31 \text{ м.}$$

При відношенні $\frac{H}{P} = \frac{1,31}{5,1} = 0,25$ коефіцієнт швидкості $\varphi = 0,92$ (стор. 242).

Питома енергія у верхньому б'єфі відносно дна нижнього б'єфа:

$$T_0 = P + H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = P + H_0 = 5,1 + 1,32 = 6,42 \text{ м.}$$

Глибину у стисненому перерізі визначаємо за формулою (5.3) прийнявши у першому наближенні в правій частині $h_c = 0,5 \text{ м}$:

$$h_c = \sqrt{\frac{\alpha}{2g}} \cdot \frac{Q}{b\varphi\sqrt{T_0 - h_c}} = \sqrt{\frac{1,1}{2 \cdot 9,81}} \cdot \frac{60}{18 \cdot 0,92\sqrt{6,42 - 0,5}} = 0,35 \text{ м.}$$

Знайдене значення $h_c = 0,35 \text{ м}$ підставляємо в праву частину і знову знаходимо h_c :

$$h_c = \sqrt{\frac{1,1}{2 \cdot 9,81}} \cdot \frac{60}{18 \cdot 0,92\sqrt{6,42 - 0,35}} = 0,33 \text{ м.}$$

Практично h_c не змінюється, тому приймаємо остаточно $h_c = 0,33 \text{ м}$.

Визначаємо глибину взаємну з глибиною в стисненому перерізі за формулою (3.95):

$$h_c'' = \frac{h_c}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{h_c^3}{h_c^3}} - 1 \right) = \frac{0,33}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{1,07^3}{0,33^3}} - 1 \right) = 2,56 \text{ м.}$$

Визначаємо за формулою (5.9) перепад ΔZ на виході водобійного колодязя:

$$\Delta z = 0,5 \cdot h_c^3 \left(\frac{1}{h_c^2} - \frac{1}{\sigma^2 h_c'^2} \right) = 0,5 \cdot 1,07^3 \left(\frac{1}{2,0^2} - \frac{1}{1,1 \cdot 2,56^2} \right) = 0,07 \text{ м.}$$

Визначаємо глибину водобійного колодязя за формулою (5.7), прийнявши у першому наближенні для прискорення підбору $\sigma = 1,15$:

$$d = \sigma h_c'' - h_g - \Delta z = 1,15 \cdot 2,56 - 2 - 0,07 = 0,88 \text{ м.}$$

Нова висота падіння струменя $P_1 = P + d = 5,1 + 0,88 = 5,98 \text{ м}$.

Нове значення T :

$$T_1 = T_0 + d = 6,42 + 0,88 = 7,30 \text{ м.}$$

Нове значення h_c у водобійному колодязі при $\frac{H}{P_1} = \frac{1,31}{5,98} = 0,22$ і $\varphi = 0,91$:

$$h_c = \sqrt{\frac{\alpha}{2g}} \cdot \frac{Q}{b\varphi\sqrt{T_1 - h_c}} = \sqrt{\frac{1,1}{2 \cdot 9,81}} \cdot \frac{60}{18 \cdot 0,91\sqrt{7,3 - 0,33}} = 0,328 \text{ м.}$$

Оскільки h_c практично не змінилося, то приймаємо $h_c = 0,328 \text{ м}$:

$$h_c'' = \frac{0,328}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{1,07^3}{0,328^3}} - 1 \right) = 2,57 \text{ м.}$$

Визначасмо глибину водобійного колодезя:

$$d = 1,15 \cdot 2,57 - 2,0 - 0,07 = 0,89 \text{ м.}$$

Глибина колодезя практично не змінилася і остаточно приймаємо $d = 0,89 \text{ м}$.

Довжина колодезя за формулою (5.12) з врахуванням формули (3.101):

$$l_k = 10,3 \cdot h_c (\sqrt{Fr_1} - 1)^{0,81} = 10,3 \cdot 0,328 \left(\sqrt{\frac{1,07^3}{0,328^3}} - 1 \right)^{0,81} = 12,20 \text{ м.}$$

Розрахунок водобійного колодезя за схемою підпертого стрибка.

Для невеликих споруд довжину колодезя можна зменшити до

$$l_k = (0,7 \dots 0,8) l_{cm}. \quad (5.13)$$

Досліди показують, що за такого зменшення стрибок не виходить за межі водобійного колодезя, а уступ колодезя входить в область стрибка і підпирає його. Такий стрибок називається підпертим (рис. 5.12).

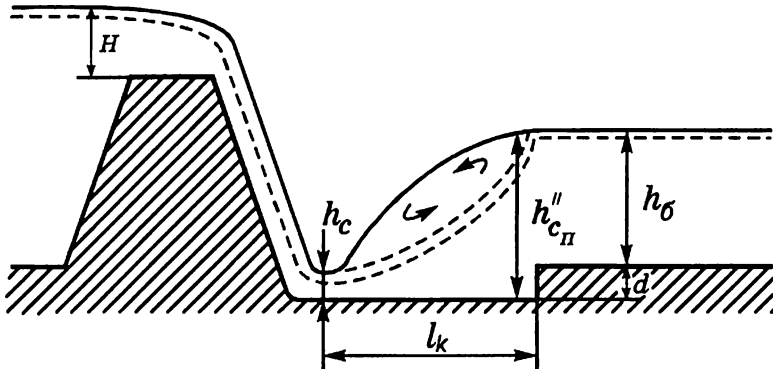


Рис. 5.12

У підпертому стрибку швидкість за стрибком V_c'' не можна визначити за глибиною h_c'' , оскільки висота транзитного потоку в стрибку не встигає збільшитися до значення цієї глибини. Приблизно цю висоту можна визначити як глибину у вихідному перерізі водобійного колодезя, тобто глибину у відвідному каналі ($h_{вих} \approx h_b$). Тоді:

$$V_c'' = \frac{Q}{bh_{вих}} = \frac{Q}{bh_b}.$$

Перепад ΔZ в цьому разі приблизно дорівнює нулю. Тоді глибина колодезя:

$$d = \sigma h_{cп}'' - h_b. \quad (5.14)$$

Більша спряжена глибина підпертого стрибка $h_{cп}''$ відрізняється від аналогічної глибини досконалого стрибка. Рівняння підпертого стрибка можна знайти з урахуванням таких умов. Секундну кількість руху в перерізі за підпертим стрибком згідно з (0.22) можна взяти:

$$K.P = \alpha_0 \rho Q V_c'' = \frac{\alpha_0 \rho Q^2}{\omega_{вих}}.$$

Секундна кількість руху до стрибка, а також імпульси сил до і після стрибка будуть аналогічні виразам для досконалого стрибка (див. стор. 179). З урахуванням цього здобудемо:

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_c} + y_c \omega_c = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_{вих}} + y_{cп}'' \omega_{cп}''. \quad (5.15)$$

Для русел прямокутного перерізу $\omega = bh$, $y = \frac{h}{2}$, $h_{к}^3 = \frac{\alpha Q^2}{gb^2}$.

Тоді:

$$\frac{h_{к}^3}{h_c} + \frac{h_c^2}{2} = \frac{h_{к}^3}{h_{вих}} + \frac{h_{cп}''^2}{2}. \quad (5.16)$$

Формула (5.16) є рівнянням підпертого гідравлічного стрибка в прямокутному руслі. Звідси більша спряжена глибина підпертого стрибка:

$$h_{cп}'' = \sqrt{h_c^2 + 2h_{к}^3 \left(\frac{1}{h_c} - \frac{1}{h_{вих}} \right)}. \quad (5.17)$$

Глибину $h_{вих}$ на виході з колодезя потрібно брати $h_{вих} \approx h_b$.

Водобійна стінка. Водобійна стінка – це прямокутний або трапецеїдальний водозлив висотою c , який встановлюється в нижньому б'єфі (рис. 5.13).

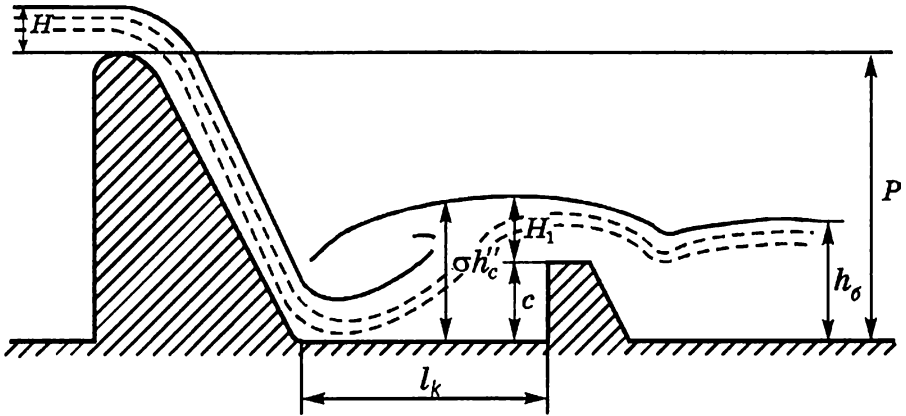


Рис. 5.13

При переливанні води через стінку перед нею утворюється напір H_1 , що призводить до збільшення глибини за стрибком ($H_1 + c$) порівняно з глибиною в нижньому б'єфі h_0 . Глибина перед стінкою має забезпечувати утворення гідравлічного стрибка в стисненому перерізі, тобто:

$$H_1 + c = \sigma h_c'', \quad (5.18)$$

де $\sigma = 1,05 \dots 1,1$ – коефіцієнт запасу.

Звідси висота стінки:

$$c = \sigma h_c'' - H_1. \quad (5.19)$$

Повний напір перед водобійною стінкою H_{1_0} визначають за формулою пропускної здатності водозливу (4.5):

$$H_{1_0} = \left(\frac{Q}{mb\sqrt{2g}} \right)^{2/3}, \quad (5.20)$$

де m – коефіцієнт витрати водобійної стінки (зазвичай $m = 0,42$).

Геометричний напір перед стінкою:

$$H_1 = H_{10} - \frac{\alpha V_c^{*2}}{2g}, \quad (5.21)$$

де V_c^* – швидкість потоку перед стінкою, $V_c^* = \frac{Q}{\sigma b h_c''}$.

Знайдена за формулою (5.19) висота стінки порівнюється з глибиною в нижньому б'єфі h_6 . Якщо $c < h_6$ і $\frac{\sigma h_c'' - h_6}{c} < \left(\frac{z}{P_n}\right)_\kappa$, то згідно з формулами (4.10) і (4.11) стінка працює як затоплений водозлив. При цьому $\left(\frac{z}{P_n}\right)_\kappa$ визначають за графіком (див. рис. 4.9), якщо $H = H_1$ та $P_n = c$ і потрібно уточнити повний напір перед стінкою:

$$H_{10} = \left(\frac{Q}{\sigma_s m b \sqrt{2g}} \right)^{2/3}, \quad (5.22)$$

де σ_s – коефіцієнт затоплення (див. рис. 4.21).

Потім уточнюють величину H_1 за формулою (5.21) та висоту стінки за рівнянням (5.19). Оскільки при затопленій стінці $\sigma_s < 1$, H_{10} і H_1 збільшуються, а висота стінки c зменшується порівняно з такими самими величинами при незатопленій стінці.

Якщо $c > h_6$ або $\frac{\sigma h_c'' - h_6}{c} > \left(\frac{z}{P_n}\right)_\kappa$, то стінка працює як

незатоплений водозлив, і тому висота її визначена остаточно. Але при цьому необхідно перевірити умови протікання потоку після стінки. Розглядаючи стінку як водозлив практичного профілю з повним напором H_{10} , знаходять глибину в стисненому перерізі і форму спряження б'єфів після стінки. Якщо після стінки буде насунутий (затоплений) стрибок, то розрахунки закінчено. Якщо після стінки виникає відігнаний стрибок, то слід розрахувати другу стінку, а в деяких випадках – і третю (рис. 5.14).

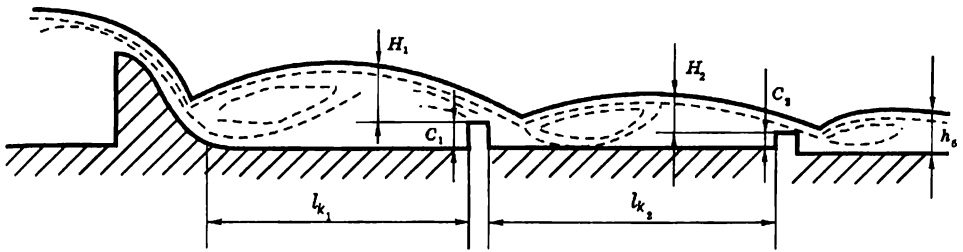


Рис. 5.14

Відстань від стисненого перерізу до водобійної стінки обчислюють так само, як і довжину водобійного колодязя за формулою (5.12). Якщо водобійну стінку розраховують з умови утворення перед нею підпертого стрибка, то більшу спряжену глибину перед нею визначають за формулою (5.17), а глибина на виході $h_{вих} = H_1$. Але в цьому разі стінка входить в область гідралічного стрибка і аналогія з водозливом недостатньо обґрунтована. Тому деякі автори рекомендують вважати в цьому разі $h_{вих} = h_k$. Порівнюючи роботу водобійних колодязів і стінок, зазначимо, що водобійний колодязь досить добре забезпечує гасіння надлишкової кінетичної енергії, і після колодязя встановлюється спокійний стан потоку. Але якщо скид води через водозлив взимку відсутній і вода замерзне в колодязі, то при пропусканні потоку через водозлив колодязь працювати не буде і в нижньому б'єфі встановиться відігнаний стрибок, що призведе до розмивання русла. При улаштуванні водобійної стінки в її нижній частині передбачають отвори для випускання води у відвідний канал. Отже, вода перед стінкою не залишається і не замерзає, і стінка може працювати за будь-якого режиму роботи водозливу і за будь-яких погодних умов. Недоліком цієї конструкції є те, що при великій висоті водобійної стінки за нею не забезпечується спряження з насунутим стрибком і необхідно передбачати ще одну або кілька стінок.

Приклад. Визначити висоту водобійної стінки і її відстань від греблі, що виконана як водозлив практичного криволінійного профілю з висотою $P = 10\text{ м}$, при напорі над греблею $H = 2,5\text{ м}$, коефіцієнті витрати $m = 0,49$, природній глибині у нижньому б'єфі $h_6 = 4\text{ м}$ (рис. 5.13).

Розрахунки провести на 1 м ширини греблі.

Розв'язання

Визначаємо витрату через греблю, нехтуючи в першому наближенні швидкісним напором (тобто $H_0 \approx H$).

Тоді з (4.19) отримаємо (при $\sigma_s = 1$, $\sigma_{ст} = 1$, $\sigma_u = 1$, $\sigma_\phi = 1$):

$$Q = mb\sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2} = 0,49 \cdot 1 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 2,5^{3/2} = 8,58 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Визначаємо швидкість підходу:

$$V_0 = \frac{Q}{b(H+P)} = \frac{8,58}{1(2,5+10)} = 0,69 \text{ м/с}.$$

Уточнюємо повний напір за формулою (4.1) і витрату:

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 2,5 + \frac{1,1 \cdot 0,69^2}{2 \cdot 9,81} = 2,53 \text{ м},$$

$$Q = 0,49 \cdot 1 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 2,53^{3/2} = 8,73 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Критична глибина:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 8,73^2}{9,81 \cdot 1^2}} = 1,98 \text{ м}.$$

Питома енергія потоку у верхньому б'сфі відносно дна нижнього б'сфу:

$$T_0 = P + H + \frac{\alpha_0 V^2}{2g} = 10 + 2,5 + 0,03 = 12,53 \text{ м}.$$

При відношенні $\frac{H}{P} = \frac{2,53}{10} = 0,253$ приймаємо коефіцієнт швидкості $\varphi = 0,962$ (див. стор.242). Відносну глибину у стисненому перерізі визначаємо за графіком (рис. 5.2.) при

$$\xi_{\tau_0} = \frac{T_0}{h_k} = \frac{12,53}{1,98} = 6,33,$$

$$\xi_c = 0,314, \quad h_c = \xi_c \cdot h_k = 0,314 \cdot 1,98 = 0,62 \text{ м}.$$

По цьому ж графіку при $\xi_c = 0,314$ визначаємо більшу взаємну глибину стрибка в стисненому перерізі $\xi_c'' = 2,33$ і $h_c'' = 2,33 \cdot 1,98 = 4,60 \text{ м}$.

Швидкість потоку перед водобійною стінкою:

$$V_c'' = \frac{Q}{bh_c''} = \frac{8,73}{1 \cdot 4,60} = 1,90 \text{ м/с}.$$

Визначаємо повний напір над стінкою з формули (5.20) при $m = 0,42$:

$$H_{0_1} = \left(\frac{Q}{mb\sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{8,73}{0,42 \cdot 1 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 2,80 \text{ м}.$$

Геометричний напір над стінкою:

$$H_1 = H_0 - \frac{\alpha V_c^{*2}}{2g} = 2,80 - \frac{1,1 \cdot 1,9^2}{2 \cdot 9,81} = 2,60 \text{ м.}$$

Висота водобійної стінки:

$$c = \sigma h_c'' - H_1 = 1,05 \cdot 4,60 - 2,60 = 2,23 \text{ м.}$$

Перевіряємо умови роботи стінки, тобто визначаємо чи працює вона, як незатоплений або затоплений водозлив. Водозлив може бути затопленим при існуванні двох умов:

1. $c \leq h_g = 4 \text{ м}$, тобто висота стінки менша, ніж природна глибина в нижньому б'єфі.

2. $\frac{z}{P_n} < \left(\frac{z}{P_n} \right)_k$. В нашому випадку z є різниця рівнів води до і після стінки, тобто:

$$z = h_c'' - h_g = 4,60 - 4 = 0,6 \text{ м.}$$

Висота водозливу $P_n = c = 2,23 \text{ м}$.

За графіком на (рис. 4.9) при $\frac{H_1}{P_n} = \frac{H_1}{c} = \frac{2,6 - 2,23}{2,23} = 0,17$ значення

$$\left(\frac{z}{P_n} \right)_k = 0,87. \text{ В нашому випадку: } \frac{z}{P_n} = \frac{z}{c} = \frac{0,6}{2,23} = 0,27 < \left(\frac{z}{P_n} \right)_k.$$

Умови затоплення виконані, і стінка працює як затоплений водозлив. Знаходимо коефіцієнт затоплення за графіком на рис. 4.21 при

$$\frac{h_n}{H_0} = \frac{4 - 2,23}{2,8} = 0,63 \quad \sigma = 0,88.$$

Уточнюємо H_0 за формулою:

$$H_0 = \left(\frac{Q}{\sigma \cdot mb \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{8,73}{0,88 \cdot 0,42 \cdot 1 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 3,05 \text{ м,}$$

$$H_1 = H_0 - \frac{\alpha V_c^{*2}}{2g} = 3,05 - \frac{1,1 \cdot 1,9^2}{2 \cdot 9,81} = 2,85 \text{ м.}$$

Висота стінки:

$$c = \sigma h_c'' - H_1 = 1,05 \cdot 4,60 - 2,85 = 1,98 \text{ м.}$$

З врахуванням затоплення стінки її висота значно зменшується.

Відстань від греблі до стінки визначаємо як довжину гідралічного стрибка.

Наприклад, за формулою (3.100):

$$l_k = 2,5 \cdot (1,9 \cdot h_c'' - h_c) = 2,5 \cdot (1,9 \cdot 4,60 - 0,62) = 20,3 \text{ м.}$$

$$c = \frac{Q^2}{2gb^2\varphi^2 h_c^2} + h_c - H_{l_0}. \quad (5.25)$$

Повний напір перед водобійною стінкою H_{l_0} визначають за формулою (5.20). Знайдену за формулою (5.25) висоту стінки слід трохи зменшити (на 5 – 10%), щоб забезпечити затоплення стисненого перерізу після стінки. Потім з рівняння (5.23) визначають глибину водобійного колодязя d . Це рівняння розв'язують підбором, оскільки спряжена глибина гідралічного стрибка h_c'' у водобійному колодязі залежить від його глибини d , яка невідома.

Довжину комбінованого водобійного колодязя можна обчислити за формулою (5.12), або за схемою підпертого стрибка, використовуючи формулу (5.13).

5.4. Витікання з-під щита

Щити встановлюють для регулювання пропускання витрати води через водозливні греблі, регулятори, вхідні ділянки каналів і тощо. Витікання з-під щита може бути як вільним (рис. 5.16), так і затопленим (рис. 5.17).

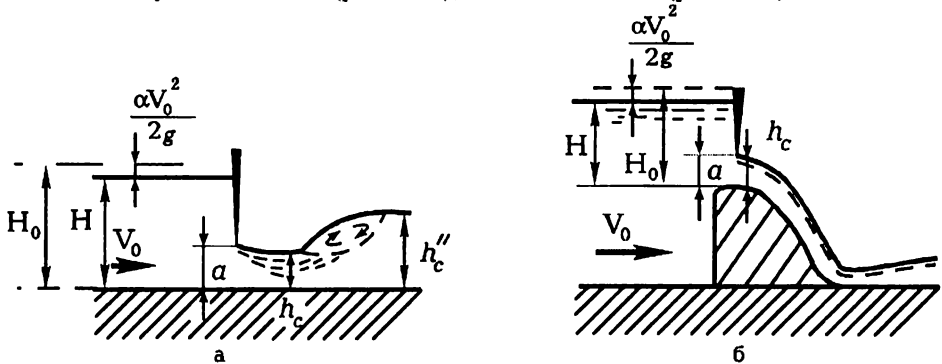


Рис. 5.16

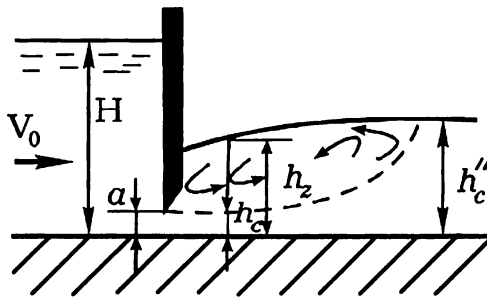


Рис. 5.17

Вільне витікання. Таке витікання можливе при похилі відвідного каналу $i \geq i_k$ або при $i < i_k$ і відігнаному стрибку за щитом. Це встановлюється таким чином. Струмінь, який витікає з-під щита, обтікає кромку, звужується по вертикалі і за щитом утворюється стиснений переріз з глибиною

$$h_c = \varepsilon a, \quad (5.26)$$

де ε – коефіцієнт вертикального стиснення, який вибирають залежно від відношення відкриття щита a до геометричного напору перед щитом H за такими даними:

$\frac{a}{H}$	0,1	0,3	0,5	0,6	0,75
ε	0,615	0,625	0,645	0,661	0,705

Визначивши глибину h_c'' , спряжену з глибиною в стисненому перерізі, можна встановити форму спряження б'єфів після щитового отвору. Якщо h_c'' буде більшою або дорівнюватиме глибині у відповідному каналі h_c , то витікання буде вільним ($h_c'' \geq h_c$).

Щоб виконати розрахунок вільного витікання з-під щита, застосуємо рівняння Бернуллі для перерізів перед щитом і за ним відносно площини порівняння (рис. 5.16, а), що проведена через дно потоку (похили дна вважають близькими до нуля):

$$H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = h_c + \frac{\alpha V_c^2}{2g} + \zeta_{ш} \frac{V_c^2}{2g}, \quad (5.27)$$

де V_0 – швидкість підходу до щита; h_c , V_c – відповідно глибина і швидкість у стисненому перерізі; $\zeta_{ш}$ – коефіцієнт місцевого опору щитового отвору.

Беручи до уваги швидкість підходу, повний напір перед щитом:

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}. \quad (5.28)$$

Якщо взяти $\alpha = 1,0$; $V_c = \frac{Q}{h_c b} = \frac{Q}{\varepsilon ab}$, з урахуванням формул (5.26),

(5.27) та (5.38) дістанемо формулу пропускної здатності щитового отвору:

$$Q = \varphi \varepsilon ab \sqrt{2g(H_0 - \varepsilon a)}, \quad (5.29)$$

де $\varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_{ш}}}$ – коефіцієнт швидкості щитового отвору, за дослідними

даними для щита без порогу (рис. 5.16, а) $\varphi = 0,95 \dots 1$, для щита на порозі водозливу (рис. 5.16, б) $\varphi = 0,85 \dots 0,95$.

Пропускню здатність за формулою (5.29) у загальному випадку визначають підбором, оскільки $H_0 = f(V_0)$, а $V_0 = f(Q)$. У разі великих напорів H можна брати $H_0 \approx H$.

Крім пропускної здатності при розрахунках витікання з-під щита доводиться визначати необхідний отвір щита a за заданих Q, H, b .

Коефіцієнт вертикального стиснення залежить від відношення $\frac{a}{H}$, тому

задача розв'язується підбором. Задаються величиною ε в заданих межах, потім визначають у першому наближенні відкриття щита a , уточнюють ε і визначають a в другому наближенні. Розрахунок виконують доти, поки два послідовних наближення a будуть несуттєво відрізнитися одне від одного. Враховуючи, що ε змінюється в невеликих межах, звичайно буває досить двох або трьох наближень. Для спрощення розрахунків у [7, 17, 21] наводяться допоміжні графіки або таблиці.

Приклад. Визначити відкриття щита a в руслі прямокутного перерізу з шириною $b = 2\text{ м}$, при напорі $H = 2,5\text{ м}$, природній глибині $h_c = 1,1\text{ м}$ і витраті

$$Q = 5,6 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Розв'язання

З формули (5.29) отримуємо:

$$a = \frac{Q}{\varphi \cdot \varepsilon \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot (H_0 - \varepsilon \cdot a)}};$$

Приймаємо коефіцієнт швидкості $\varphi = 0,95$ і в першому наближенні коефіцієнт $\varepsilon = 0,625$ (при $\frac{a}{H} = 0,3$).

Повний напір перед щитом:

$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot V_0^2}{2g} = H + \frac{\alpha \cdot Q^2}{2g \cdot b^2 \cdot H^2} = 2,5 + \frac{1,1 \cdot 5,6^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 2^2 \cdot 2,5^2} = 2,57 \text{ м.}$$

Тоді:

$$a = \frac{5,6}{0,95 \cdot 0,625 \cdot 2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot (2,57 - \varepsilon \cdot a)}} = \frac{1,065}{\sqrt{2,57 - 0,625 \cdot a}}.$$

В першому наближенні приймаємо в знаменнику правої частини $a = 0,8 \text{ м}$, отримуємо значення a в лівій частині $a = 0,74$. Відношення $\frac{a}{H} = \frac{0,74}{2,5} = 0,296$ майже не змінилося, залишаємо $\varepsilon = 0,625$.

В другому наближенні (підставляючи $a = 0,74$ в праву частину) отримаємо:

$$a = \frac{1,0625}{\sqrt{2,57 - 0,625 \cdot 0,74}} = 0,73 \text{ м.}$$

Значення a практично не змінилося. Остаточню приймаємо $a = 0,73 \text{ м}$.

Тоді глибина в стисненому перерізі:

$$h_c = \varepsilon \cdot a = 0,625 \cdot 0,73 = 0,46 \text{ м.}$$

Визначаємо критичну глибину за формулою (3.4):

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 5,6^2}{9,81 \cdot 2^2}} = 0,96 \text{ м.}$$

Уточнюємо, буде витікання вільним або затопленим. Для цього визначаємо більшу взаємну глибину гідравлічного стрибка (3.95):

$$h_c'' = \frac{h_c}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{8 \cdot h_k^3}{h_c^3}} - 1 \right) = \frac{0,46}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8 \cdot 0,96^3}{0,46^3}} - 1 \right) = 1,74 \text{ м.}$$

Бачимо, що $h_c'' > h_0$, тобто витікання вільне і розрахунок закінчено.

Затоплене витікання. Якщо глибина h_c'' буде меншою від глибини у відповідному каналі h_0 , то витікання буде затопленим (рис. 5.17). У цьому разі

у формулу (5.29) замість глибини в стисненому перерізі $h_c = \varepsilon a$ під корінь слід підставляти глибину h_z над стисненим перерізом. Тоді:

$$Q = \mu ab \sqrt{2g(H_0 - h_z)}, \quad (5.30)$$

де $\mu = \varphi \varepsilon$ – коефіцієнт витрати (значення φ і ε беруть такі самі, як і при вільному витіканні).

Глибину h_z над стисненим перерізом у затопленому стрибку можна визначити за рівнянням зміни кількості руху для потоку на ділянці між перерізами з глибинами h_z і h_6 :

$$\alpha_0 \rho Q (V_6 - V_c) = \rho g \frac{h_z^2}{2} b - \rho g \frac{h_6^2}{2} b. \quad (5.31)$$

або з урахуванням того, що $V = \frac{Q}{bh}$:

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{gb^2 h_c} + \frac{h_z^2}{2} = \frac{\alpha_0 Q^2}{gb^2 h_6} + \frac{h_6^2}{2}. \quad (5.32)$$

Звідси:

$$h_z = \sqrt{h_6^2 - \frac{2\alpha_0 Q^2}{gb^2} \frac{h_6 - h_c}{h_c h_6}}. \quad (5.33)$$

Оскільки $h_6 > h_c$, глибина над стисненим перерізом буде завжди меншою від природної глибини h_6 .

Згідно з формулою (5.33) h_z залежить від витрати, яка заздалегідь невідома, тому рівняння (5.30) розв'язують підбором з урахуванням (5.33) або за графіками, які наводяться в довідниках.

Аналіз формули (5.33) показує, що зниження рівня води за щитом h_z порівняно з глибиною у відповідному каналі буде істотним, якщо $h_6 < 2,5a$ та відкриття щита відносно мале [$a < (0,15 \dots 0,2)H$]. Якщо ці дві умови не зберігаються, то обчислення можна виконувати за формулою:

$$Q = \mu ab \sqrt{2g(H_0 - h_6)}. \quad (5.34)$$

Цією самою формулою можна користуватися для спрощених розрахунків, якщо $h_6 = (1,33 \dots 10)a$, беручи коефіцієнт витрати:

$$\mu = 0,6 + 0,5 \frac{a}{h_0} \quad (5.35)$$

5.5. Перепади

Перепадами називаються споруди, у яких спряження рівнів води у верхньому і нижньому б'єсах відбувається в результаті руху води по сходах (виступах). Залежно від кількості ступеней перепади можуть бути одно- або багатоступінчастими.

Одноступінчасті перепади. Одноступінчасті перепади можуть бути двох типів: із вхідною частиною за типом водозливу з широким порогом (рис. 5.18, а) або практичного профілю (рис. 5.18, б), або з вхідною частиною такого самого перерізу, що й підвідне русло (рис. 5.19).

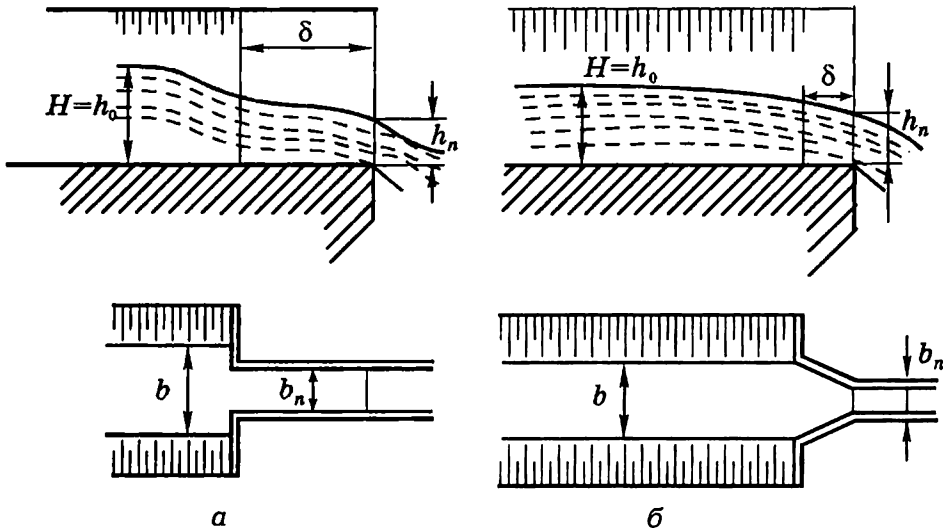


Рис. 5.18

При улаштуванні вхідної частини за типом водозливу останній необхідний для підтримання в підвідному каналі заданої (зазвичай

нормальної h_0) глибини без утворення кривої спаду, коли зменшуються глибини та збільшуються швидкості, що вимагає додаткового кріплення.

Необхідну ширину перепаду b_n визначають за формулою пропускної здатності водозливу (4.5) з урахуванням того, що у даному випадку $H = h_0$, а повний напір:

$$H_0 = h_0 + \frac{\alpha V_0^2}{2g}, \quad (5.36)$$

де V_0 – швидкість рівномірного руху в відповідному каналі.

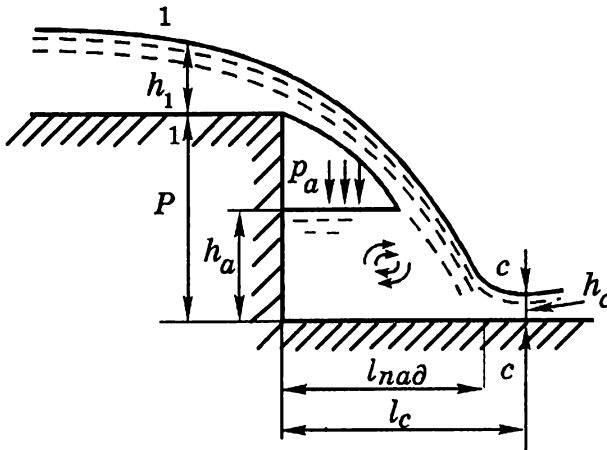


Рис. 5.19

Тоді:

$$b_n = \frac{Q}{m\sqrt{2g}H_0^{3/2}}. \quad (5.37)$$

Для малих споруд з невеликими витратами і швидкостями застосовують спрощену конструкцію із вхідною частиною такого самого перерізу, що й підвідне русло (рис. 5.19).

При цьому перед стінкою падіння перепаду можуть спостерігатися різні випадки кривих вільної поверхні.

Якщо $i < i_k$ і рух рівномірний, у підвідному каналі перед стінкою падіння встановлюється крива спаду типу I, b (рис. 5.20, а) із зниженням глибин від нормальної h_0 до критичної перед стінкою падіння.

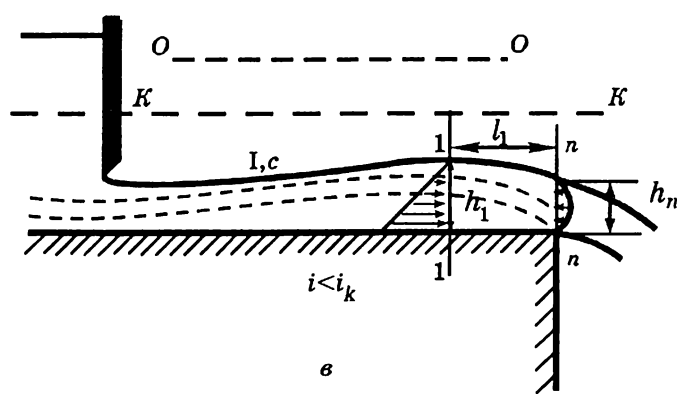
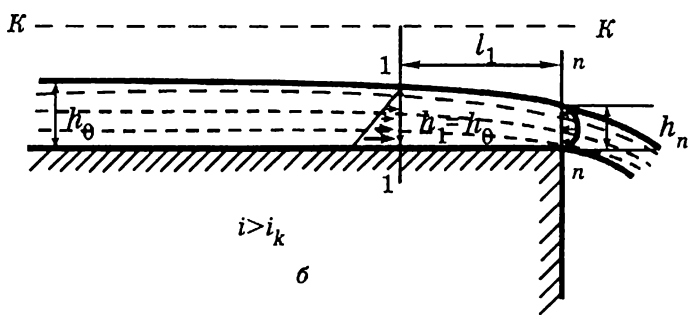
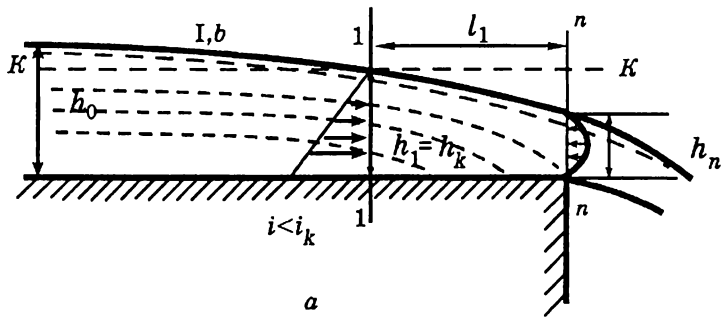


Рис. 5.20

За даними дослідів, безпосередньо над стінкою глибина $h_n < h_k$ на відміну від теоретичного рішення, яке здобує для плавномірного руху (див. підрозд. 3.3).

Якщо $i > i_k$, рівномірний рух у підвідному каналі має теоретично зберігатися до стінки падіння, але і тоді досліди показують зниження глибин перед стінкою (рис. 5.20, б).

У разі нерівномірного руху бурхливого потоку в підвідному каналі, наприклад, при витіканні з-під щита в русло, яке закінчується перепадом, крива підпору типу I, C безпосередньо перед стінкою падіння переходить у криву спаду (рис. 5.20, в).

В усіх цих випадках до якогось перерізу 1-1 рух води підпорядковується рівнянням, що отримані для плавномірного руху, а між перерізами 1-1 і над стіною падіння знижуються глибини потоку. Це пояснюється тим, що в нижніх точках перерізу $n-n$ над перепадом тиск дорівнює нулю, а не ρgh , як у разі плавномірного руху. Зменшення тиску призводить до збільшення швидкості й до зменшення глибини потоку h_n над стінкою падіння. Досліди показують, що переріз 1-1 є найближчим до стінки падіння, де ще зберігається плавномірний рух, а на ділянці 1- n рух є неплавномірним. Ця ділянка називається ділянкою зливу.

Тому для визначення глибини h_n потрібно застосувати не рівняння Бернуллі, а рівняння зміни кількості руху для потоку на ділянці зливу.

При доведенні рівняння вводять припущення, аналогічні припущенням при виведенні рівняння гідравлічного стрибка (підрозд. 3.8): зважаючи на те, що похил дна i дуже малий, то можна знехтувати проекцією сили ваги на лінію дна; оскільки довжина ділянки зливу є невеликою, можна знехтувати імпульсами сил тертя на стінках русла; коефіцієнти кількості руху в розрахункових перерізах дорівнюють один одному: $\alpha_{0_1} \approx \alpha_{0_n} \approx \alpha_0$; тиск у перерізі 1-1 розподіляється за законом гідростатики [7,16].

Тиск у перерізі $n-n$ менший від гідростатичного, а секундний імпульс сили цього тиску можна подати у вигляді:

$$I.C_n = \beta \rho g y_n \omega_n,$$

де β – коефіцієнт зменшення сили тиску порівняно з гідростатичним.

Саме введенням коефіцієнта β розрахункове рівняння для ділянки зливу відрізнятиметься від рівняння гідравлічного стрибка (3.86). З урахуванням цього:

$$\frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_1} + y_1 \omega_1 = \frac{\alpha_0 Q^2}{g \omega_n} + y_n \omega_n \beta, \quad (5.38)$$

де y – глибина занурення центрів ваги відповідних перерізів.

Рівняння (5.38) виведене В.М.Поповим. Розв'язуючи його, слід зважати на те, що за переріз 1–1 у разі спокійного стану потоку в підвідному каналі (рис. 5.20, а) беруть переріз із критичною глибиною ($h_1 = h_k$), в разі бурхливого стану потоку і рівномірного руху у підвідному каналі (рис. 5.20, б) – переріз із нормальною глибиною ($h_1 = h_0$). Якщо стан потоку бурхливий і рух нерівномірний (рис. 5.20, в), глибину в перерізі 1–1 визначають одним із методів побудови кривих вільної поверхні (див. підр. 3.4).

За експериментальними дослідженнями, в разі вільного доступу повітря під струмінь і наявності бокових стінок на водопадній ділянці беруть коефіцієнт $\beta = \frac{1}{3}$; в разі витікання струменя в атмосферу $\beta = \frac{1}{5}$; в разі відсутності доступу повітря під струмінь $\beta \approx 0$.

Для спрощення розрахунків, беручи в рівнянні (5.38) $\beta = 0$ і з урахуванням $Q = V \omega$, можна дістати формулу швидкості над стінкою падіння для перепадів у руслах будь-якої форми перерізу:

$$V_n = V_1 \left(1 + \frac{g}{\alpha_0 Q^2} y_1 \omega_1^2 \right). \quad (5.39)$$

Для перепадів у круглих водовідвідних (каналізаційних) трубах з урахуванням того, що $y = f(\Delta, r)$ і $\omega = f(\Delta, r^2)$, формула (5.39) зводиться до вигляду:

$$V_n = V_1 \left(1 + \frac{D_1}{\Pi_Q} \right), \quad (5.40)$$

де $\Pi_Q = \frac{\alpha_0 Q^2}{g r^5}$ – витратний параметр труби з радіусом r ; $D_1 = y_1' \omega_1'^2$ – коефіцієнт, що визначається за табл. 5.2.

За формулою (5.40) можна також обчислити швидкість над стінкою падіння перепаду в руслі параболічного перерізу, беручи в цьому разі витратний параметр русла $\Pi_Q = \frac{\alpha_0 Q^2}{g p^5}$ (p – параметр параболи).

Для русел прямокутного перерізу, якщо $\beta = 0$ і з урахуванням того, що $y_1 = \frac{h_1}{2}$, $\omega_1 = bh_1$, $\frac{\alpha_0 Q^2}{gb^2} \approx h_k^3$, з (5.39) отримаємо:

$$V_n = V_1 \left(1 + \frac{h_1^3}{2h_k^3} \right) \quad (5.41)$$

або, оскільки $V = \frac{Q}{bh}$,

$$h_n = \frac{h_1}{1 + \frac{h_1^3}{2h_k^3}}. \quad (5.42)$$

Таблиця 5.2

Значення коефіцієнта D_1 для обчислення швидкості над стінкою падіння перепаду в руслах круглого і параболічного перерізів

$\frac{h_1}{r}$ або $\frac{h_1}{p}$	D_1 для перерізів	
	круглого	параболічного
0,4	0,0326	0,0369
0,6	0,155	0,186
0,8	0,462	0,583
1	1,048	1,43
1,2	2,01	2,95
1,4	3,41	5,45
1,6	5,28	9,34
1,8	7,56	14,9
2	9,87	22,7
2,2	-	33,3
2,4	-	47,2
2,6	-	65
2,8	-	87,4

Якщо стан потоку у відповідному каналі спокійний, $h_1 = h_k$, і в цьому разі за формулою (5.42) знайдемо, що $h_n = 0,67h_k$.

Деякі розв'язки рівнянь (5.38) і (5.42) наводяться в табл. 5.3.

Відносна глибина над стінкою падіння перепадів у руслах трапецеїдального, прямокутного і трикутного перерізів

$\mu_* = \frac{mh_k}{b}$	β	$\frac{h_n}{h_1}$, якщо $\frac{h_1}{h_k}$					
		1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
0	0	0,67	0,73	0,8	0,83	0,9	0,94
	1/5	0,69	0,75	0,82	0,87	0,92	0,95
	1/3	0,71	0,77	0,83	0,89	0,93	0,96
0,5	1/5	0,72	0,78	0,84	0,89	0,93	0,96
1	1/5	0,74	0,8	0,86	0,91	0,94	0,97
4	1/5	0,77	0,84	0,89	0,92	0,96	0,98
∞	1/5	0,79	0,87	0,92	0,96	0,99	0,99

Примітка. Якщо $h_1 \leq 0,5h_k$, можна брати $h_n \approx h_1$ і $V_n \approx V_1$. Якщо $\mu_* \geq 4$, таке припущення є справедливим і для більших значень $\frac{h_1}{h_k}$.

Приклад. Розрахувати вхідну частину перепаду по типу водозливу з широким порогом (рис. 5.18, а) і відсутності доступу повітря під струмінь, підвідному руслі трапецеїдального перерізу, при коефіцієнті закладання укосів $m = 1,25$ з шириною $b = 1,8$ м, глибиною $h_0 = 1,1$ м і витраті $Q = 2,8$ м³/с.

Розв'язання

Визначасмо площу перерізу підвідного русла і середню швидкість:

$$\omega_0 = b \cdot h_0 + m \cdot h_0^2 = 1,8 \cdot 1,1 + 1,25 \cdot 1,1^2 = 3,49 \text{ м}^2;$$

$$V_0 = \frac{Q}{\omega_0} = \frac{2,8}{3,49} = 0,8 \text{ м/с}.$$

Повний напір у перерізі:

$$H_0 = h_0 + \frac{\alpha \cdot V_0^2}{2 \cdot g} = 1,1 + \frac{1,1 \cdot 0,8^2}{2 \cdot 9,81} = 1,14 \text{ м}.$$

Приймаємо у першому наближенні коефіцієнт витрати водозливу $m' = 0,36$ і знаходимо ширину перепаду:

$$b_n = \frac{Q}{m' \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_0^{3/2}}} = \frac{2,8}{0,36 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,14^{3/2}}} = 1,44 \text{ м}.$$

Уточнюємо коефіцієнт витрати за формулою (4.26), прийнявши

$$v_n = \frac{b \cdot H}{\Omega_B} = \frac{b_n \cdot h_0}{\omega_0}; \quad m' = 0,3 + 0,08 \frac{1,44 \cdot 1,1}{3,49} = 0,336.$$

Уточнюємо ширину перепаду:

$$b_n = \frac{2,8}{0,336 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,14^{3/2}}} = 1,54 \text{ м.}$$

Приймаємо $b_n = 1,5 \text{ м}$. Уточнюємо критичну глибину:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 2,8^2}{9,81 \cdot 1,5^2}} = 0,73 \text{ м.}$$

Глибина над стінкою падіння (при $\beta=0$) за таблицею 5.3:

$$h_n = 0,67 \cdot h_k = 0,67 \cdot 0,73 = 0,49 \text{ м.}$$

Швидкість над стінкою падіння:

$$V_n = \frac{Q}{b_n \cdot h_n} = \frac{2,8}{1,5 \cdot 0,49} = 3,81 \text{ м/с.}$$

Довжину ділянки зливу можна визначити інтегруванням диференціального рівняння неплавнозмінного руху. Опускаючи математичні перетворення, наведемо графік (рис. 5.21), отриманий Ю.М.Константіновим

для визначення відношення $\frac{l_1}{h_1}$ залежно від відношення $\frac{h_1}{h_k}$ (при $h_1 < h_k$),

або від різниці $i_k - i$ (при $h_1 < h_k$), де i_k – критичний похил.

Після перерізу над стінкою падіння струмінь вільно падає до дна відповідного каналу. В місці падіння частина струменя повертається до стінки падіння, утворюючи стовп води глибиною h_a (рис. 5.19) із коловоротом у безпосередньому сусідстві із струменем. Цей стовп підтримується струменем, що падає, який не дає воді повністю вийти з нього у відповідний канал, хоча обмін рідиною між струменем і вальцем під ним відбувається постійно. Валець істотно впливає на умови протікання води через перепад.

Глибину під струменем h_a можна визначити з рівняння зміни кількості руху для потоку на ділянці між перерізами 1–1 та С–С. Для перепадів у руслах прямокутного перерізу можна записати:

$$\frac{h_k^3}{h_1} + \frac{h_1^2}{2} + \frac{h_a^2}{2} = \frac{h_k^3}{h_c} + \frac{h_c^2}{2}. \quad (5.43)$$

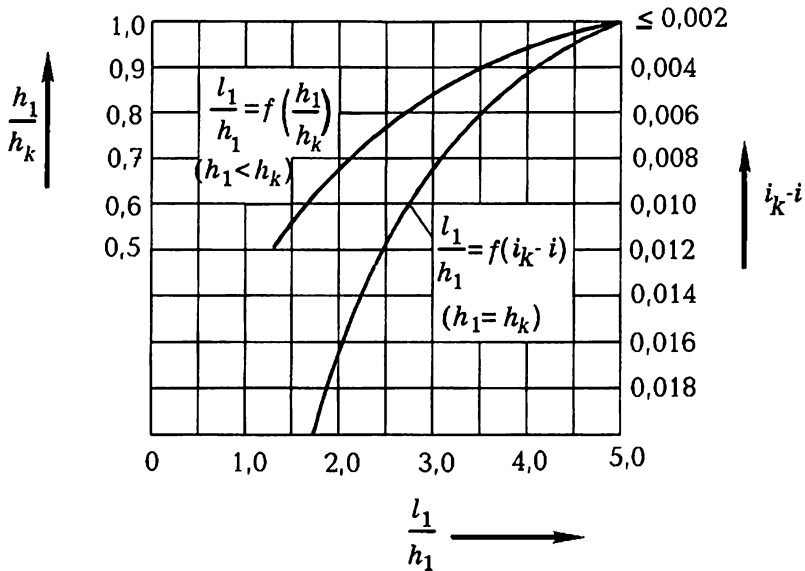


Рис. 5.21

Звідси:

$$h_a = \sqrt{2h_c^3 \left(\frac{1}{h_c} - \frac{1}{h_1} \right) + h_c^2 - h_1^2}. \quad (5.44)$$

Глибину в стисненому перерізі визначають з рівняння (5.3), для перепадів у руслах прямокутного перерізу – з рівняння (5.5). При цьому питома енергія у верхньому б'єфі відносно дна нижнього б'єфа для перепадів з вхідною частиною:

– за типом водозливу (див. рис. 5.18):

$$T_0 = P + H_0, \quad (5.45)$$

де P – висота перепаду; H_0 – повний напір, що знаходиться за формулою (5.36);

– такого самого перерізу, що й підвідне русло (див. рис. 5.19):

$$T_0 = P + h_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g}. \quad (5.46)$$

Для перепадів у круглих трубах систем водовідведення та в руслах сегментного перерізу глибину в стисненому перерізі h_c визначають з

рівняння (5.3), поділивши всі параметри цього рівняння, а також виразу (5.46)

на величину радіуса труби r і беручи до уваги, що $\frac{\alpha Q^2}{gr^5} = \Pi_Q$; $\frac{T_0}{r} = T'_0$;

$\frac{h}{r} = \Delta$; $\frac{\omega}{r^2} = \omega'$; $\frac{1}{2\omega'} = E$; дістанемо:

$$T'_0 = \frac{P}{r} + \frac{h_1}{r} + \frac{\alpha V_1^2}{2gr} = \frac{P}{r} + \Delta_1 + \frac{\alpha Q^2}{2\omega_1'^2 r^4 r \cdot g} = \frac{P}{r} + \Delta_1 + \Pi_Q E_1 \quad (5.47)$$

та

$$\omega'_c = \frac{0,707\sqrt{\Pi_Q}}{\varphi\sqrt{T'_0 - \Delta_c}} \quad (5.48)$$

Рівняння (5.48) розв'язують методом послідовних наближень. Задаючись значенням Δ_c , знаходять ω'_c у першому наближенні. Потім за табл. 2.9 уточнюють значення Δ_c і знову за формулою (5.48) обчислюють ω'_c і т. д. Розрахунок вважається закінченим тоді, коли два послідовних наближення Δ_c практично не відрізнятимуться одне від одного. За знайденими значеннями Δ_c і ω'_c обчислюють глибину в стисненому перерізі $h_c = \Delta_c r$ і його площу $\omega_c = \omega'_c r^2$, а потім – швидкість у стисненому перерізі $V_c = \frac{Q}{\omega_c}$.

Для перепадів у руслах параболічного перерізу рівняння (5.3) з урахуванням виразу для площі перерізу ω , що обчислена за формулою (2.39), набере вигляду:

$$T_0 = h_c + \frac{\alpha Q^2}{2g\varphi^2 \left(\frac{4}{3} \sqrt{2\rho h_c^{3/2}} \right)^2}$$

Звідси:

$$h_c = \frac{0,52 h_{кн}}{\varphi^{2/3}} \sqrt[3]{\frac{p}{T_0 - h_c}} \quad (5.49)$$

де $h_{кн}$ – критична глибина в руслі прямокутного перерізу шириною b , яка дорівнює параметру параболи p , тобто $b = p$ (див. стор. 134).

Коефіцієнт швидкості φ значно залежить від інтенсивності обертання вальця під струменем, що, в свою чергу, залежить від параметра падіння

$\Pi_n = \frac{Ph_k}{h_n^2}$. Значення φ , за даними Ю.М.Константинова, можна визначити

таким чином:

$\Pi_n = \frac{Ph_k}{h_n^2}$	2,4 і менше	3,5	5	7	9	11	14	17
φ	≈ 1	0,97	0,92	0,87	0,83	0,79	0,75	0,71

Якщо $\Pi_n \leq 2,4$, швидкість падіння струменя стає невеликою, що призводить до зменшення обертання вальця під ним і втрат енергії та збільшення коефіцієнта швидкості до $\varphi \approx 0,98 \dots 0,99$ (з деяким запасом можна вважати $\varphi \approx 1,0$).

За даними дослідів, що проводились в Одеському інженерно-будівельному інституті під керівництвом Б.Й.Ботука, для перепадів з боковим стисненням і перепадів у руслах трапецеїдального перерізу коефіцієнти швидкості менші, і використання даних, наведених вище, дає деякий запас у розрахунках.

Дальність падіння струменя і положення стисненого перерізу. Для розрахунку гасителів енергії необхідно знати положення стисненого перерізу у відповідному каналі після перепаду (рис. 5.22). Вільне падіння струменя після стінки падіння з початковою горизонтальною швидкістю V_n , якщо знехтувати опором повітря, можна записати у вигляді рівняння теоретичної механіки (в координатах XOY):

$$y = \frac{gx^2}{2V_n^2}. \quad (5.50)$$

Якщо $y = P + \frac{h_n}{2}$, $x = l_{пад}$.

Тоді дальність падіння струменя:

$$l_{nad} = V_n \sqrt{\frac{2P + h_n}{g}}. \quad (5.51)$$

Насправді струмінь лише на частині шляху О–В може розглядатися як такий, що вільно падає. У нижній частині В–Е струмінь стікає по вальцю, розміщеному під ним, який відтискує струмінь від стінки падіння. Особливо це відчувається в разі малих висот перепаду, коли шлях вільного падіння О–В є невеликим.

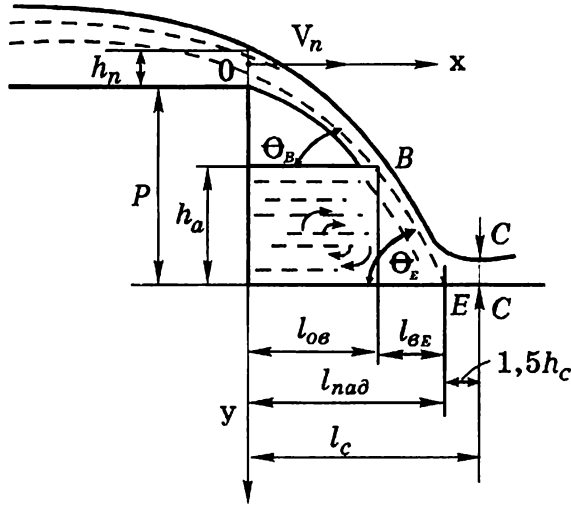


Рис. 5.22

На ділянці вільного падіння струменя горизонтальна проекція дальності падіння $x = l_{ov}$, якщо $y = P + \frac{h_n}{2} - h_a$, тоді:

$$l_{ov} = V_n \sqrt{\frac{2P + h_n - 2h_a}{g}}. \quad (5.52)$$

Дослідження Ю.М.Константинова показали, що на ділянці В–Е струмінь стікає по вальцю практично прямолінійно, тобто кут дотичної до осі струменя з горизонтом у точках В і Е є однаковим ($\theta_B = \theta_E = \theta$). Визначимо тангенс цього кута враховуючи (5.50):

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{dy}{dx_{(x=l_{OB})}} = \frac{gx}{V_n^2} = \frac{gl_{OB}}{V_n^2} = \frac{\sqrt{g(2P+h_n-2h_a)}}{V_n}, \quad (5.53)$$

та довжину горизонтальної проекції ділянки В–Е:

$$l_{BE} = \frac{h_a}{\operatorname{tg} \theta} = \frac{h_a V_n}{\sqrt{g(2P+h_n-2h_a)}}. \quad (5.54)$$

Дальність падіння струменя:

$$l_{над} = l_{OB} + l_{BE} = V_n \sqrt{\frac{2P+h_n-2h_a}{g}} + \frac{h_a V_n}{\sqrt{g(2P+h_n-2h_a)}} = V_n \frac{2P+h_n-h_a}{\sqrt{g(2P+h_n-2h_a)}}. \quad (5.55)$$

На підставі досліджень при $h_1 = (0,6 \dots 1)h_k$ і $P = (1,7 \dots 14)h_n$ для перепадів у руслах прямокутного перерізу, що застосовуються у водному господарстві, можна приблизно взяти:

$$\frac{h_a}{P} = 0,17 + 1,41 \frac{h_n}{P}. \quad (5.56)$$

Тоді формула (5.55) набирає вигляду:

$$\begin{aligned} l_{над} &= V_n \frac{2P - 0,17P - 1,41h_n + h_n}{\sqrt{g(2P - 0,34P - 2,82h_n + h_n)}} = V_n \frac{1,83P - 0,41h_n}{\sqrt{gP} \cdot 1,29 \sqrt{1 - 1,1 \frac{h_n}{P}}} = \\ &= V_n \left(\sqrt{\frac{2P}{g}} - \frac{0,32h_n}{\sqrt{gP}} \right) \frac{1}{\sqrt{1 - 1,1 \frac{h_n}{P}}}. \end{aligned} \quad (5.57)$$

Останній множник можна розкласти в степеневий ряд:

$$\frac{1}{\sqrt{1 - 1,1 \frac{h_n}{P}}} = 1 + \frac{1}{2} \cdot 1,1 \frac{h_n}{P} + \frac{1}{2} \cdot \frac{3}{4} \cdot 1,1^2 \frac{h_n^2}{P^2} + \dots = 1 + 0,55 \frac{h_n}{P} + 0,45 \frac{h_n^2}{P^2}, \quad (5.58)$$

який збігається, якщо $1,1 \frac{h_n}{P} < 1$, що відповідає вказаному діапазону.

Обмежуючись у цьому випадку двома членами ряду, оскільки

$1 + 0,55 \frac{h_n}{P} \gg 0,45 \frac{h_n^2}{P^2}$, і відкидаючи у формулі (5.57) величину $\frac{0,32h_n}{\sqrt{gP}}$,

яка є значно меншою від $\sqrt{\frac{2P}{g}}$, дістаємо:

$$l_{nad} = V_n \left(\sqrt{\frac{2P}{g}} - \frac{0,8h_n}{\sqrt{gP}} \right) \quad (5.59)$$

або

$$l_{nad} = V_n \frac{1,4P + 0,8h_n}{\sqrt{gP}}. \quad (5.60)$$

Дослідження показують, що стиснений переріз, зважаючи на значне викривлення поверхневої струминки, дещо відсувається від місця падіння струменя. За рекомендацією Ю.М.Константинова:

$$l_c = V_n \frac{1,4P + 0,8h_n}{\sqrt{gP}} + 1,5h_c. \quad (5.61)$$

Формула (5.61) відповідає дослідним даним і більш точно відображає особливості падіння струменя, ніж формула (5.51).

Приклад. Розрахувати перепад у круглій безнапірній трубі (рис. 5.23) діаметром $0,8\text{ м}$, висотою $P = 2,2\text{ м}$ при нормальному наповненні у верхньому і нижньому б'єфах, при $\Delta_0 = 1,6$, витраті $Q = 0,85 \text{ м}^3/\text{с}$.

Розв'язання

Визначасмо критичну глибину h_k ; попередньо визначимо витратний параметр труби:

$$\Pi_Q = \frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot r^5} = \frac{1,1 \cdot 0,85^2}{9,81 \cdot 0,4^5} = 7,91.$$

За таблицею 3.3: $\Delta_k = 1,44$; $h_k = \Delta_k \cdot r = 1,44 \cdot 0,4 = 0,576 \text{ м}$.

Якщо нормальне наповнення труби $\Delta_0 > \Delta_k$, то потік у верхньому і нижньому б'єфах перебуває у спокійному стані. Тоді за переріз 1-1, де ще зберігається плавномірний рух, приймають переріз з критичною глибиною $h_1 = h_k$. За таблицею 5.2 визначаємо безрозмірний параметр $D_1 = 3,78$ і за таблицею 2.9 $\omega_1' = 2,421$.

Відносна площа живого перерізу над стінкою перепаду:

$$\omega'_n = \frac{\omega'_i}{1 + \frac{D_i}{\Pi_\phi}} = \frac{2,421}{1 + \frac{3,78}{7,91}} = 1,638.$$

Площа живого перерізу над стінкою падіння:

$$\omega_n = \omega'_n r^2 = 1,638 \cdot 0,4^2 = 0,262 \text{ м}^2.$$

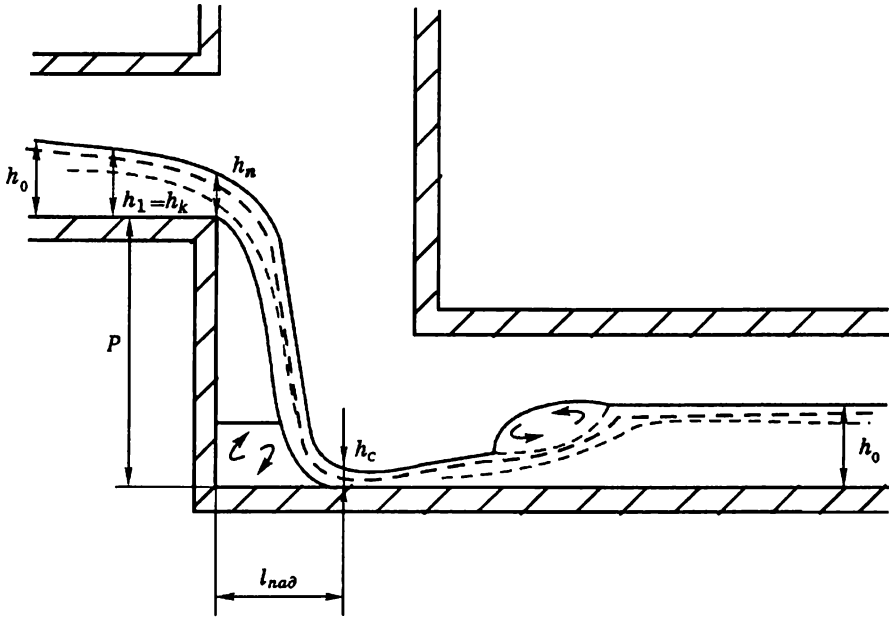


Рис. 5.23

Швидкість у цьому перерізі:

$$V_n = \frac{Q}{\omega_n} = \frac{0,85}{0,262} = 3,24 \text{ м/с.}$$

Така швидкість допустима для неметалевих труб.

За таблицею 2.9 визначимо відносне наповнення труби над стінкою падіння $\Delta_n = 1,033$ і глибину $h_n = \Delta_n \cdot r = 1,033 \cdot 0,4 = 0,41 \text{ м}$.

Довжину падіння струменя після перепаду визначимо за формулою (5.51):

$$l_{nad} = V_n \sqrt{\frac{2 \cdot P + h_n}{g}} = 3,24 \sqrt{\frac{2 \cdot 2,2 + 0,41}{9,81}} = 2,27 \text{ м.}$$

Для визначення глибини у стисненому перерізі попередньо знаходимо величини:

$E_1 = 0,085$ (за таблицею 3.3);

$$\frac{P \cdot h_k}{h_n^2} = \frac{2,2 \cdot 0,576}{0,41^2} = 7,54;$$

$\varphi = 0,86$ (див. стор.282).

За формулою (5.47):

$$T'_0 = \frac{P}{r} + \Delta_1 + \Pi_Q \cdot E_1 = \frac{2,2}{0,4} + 1,44 + 7,91 \cdot 0,085 = 7,612.$$

Знайдені величини підставляємо в формулу (5.48):

$$\omega'_c = \frac{0,707 \cdot \sqrt{\Pi_Q}}{\varphi \cdot \sqrt{T'_0 - \Delta_c}} = \frac{0,707 \cdot \sqrt{7,91}}{0,86 \cdot \sqrt{7,612 - \Delta_c}} = \frac{2,312}{\sqrt{7,612 - \Delta_c}}. \quad (a)$$

Це рівняння розв'язуємо підбором. Попередньо задаємо значення $\Delta_c = 0,5$, тоді $\omega'_c = 0,867$. Цьому значенню ω'_c відповідає в першому наближенні значення $\Delta_c = 0,64$. Підставляючи його в формулу (а) отримаємо в другому наближенні $\omega'_c = 0,876$ і $\Delta_c = 0,645$. Оскільки два послідовних значення Δ_c практично однакові, то остаточно приймаємо $\Delta_c = 0,645$.

Більша взаємна глибина стрибка в стисненому перерізі визначається за допомогою графіка (рис. 2.42) при $\Delta_c = 0,645$ і $\Pi_Q = 7,91$. З графіка бачимо, що $\Delta_c^* > 2$. Такого наповнення в трубі не може бути (глибина води в трубі не може бути більша за її діаметр) і стрибок не може встановитися в стисненому перерізі і буде відігнаним (рис. 5.23). За необхідності в нижньому б'єфі може бути запроєктовано водобійний колодязь.

Самопідтоплення перепаду. У разі зменшення висоти перепаду P вода може заповнити весь простір під струменем (рис. 5.24). Такі перепади називаються самопідтопними, а висота перепаду, за якої настає самопідтоплення, – критичною. Критичну висоту перепаду в руслах прямокутного перерізу можна визначити шляхом спільного розв'язування рівняння Бернуллі для перерізів 1–1 і С–С (5.4) і рівняння зміни кількості руху для потоку на ділянці між цими перерізами (5.43) за умови, що $h_a = P = P_k$. Для перепадів у руслах прямокутного перерізу:

$$\begin{aligned} P_k + h_1 + \frac{h_k^3}{2h_1^2} &= h_c + \frac{h_k^3}{2h_c^2 \varphi^2}, \\ \frac{h_k^3}{h_1} + \frac{h_1^2}{2} + \frac{P_k^2}{2} &= \frac{h_k^3}{h_c} + \frac{h_c^2}{2}. \end{aligned} \quad (5.62)$$

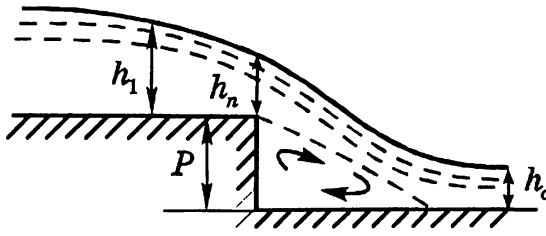


Рис. 5.24

Аналітичне розв'язування цієї системи призводить до досить складної залежності для критичної висоти перепаду P_k , яку з достатньою точністю можна описати наближеною формулою:

$$P_k = 1,2h_1 \left(2 - \frac{h_1}{h_k} \right). \quad (5.63)$$

Якщо висоти перепаду $P \leq P_k$, значення коефіцієнта зменшення сили тиску в рівнянні (5.38) змінюється в межах $\beta = 0,33 \dots 1$, що призводить до збільшення глибини потоку над стінкою падіння h_n .

Гасителі енергії після перепадів. Такі гасителі енергії розраховують так само, як і після водозливних гребель (див. підрозд. 5.3), з тією різницею, що довжину водобійного колодязя (рис. 5.25) або відстань до водобійної стінки визначатимуть за формулою:

$$l_k = l_c + l_{cm}, \quad (5.64)$$

де l_{cm} – довжина гідравлічного стрибка (див. підрозд. 3.8).

Якщо водобійний колодязь або водобійна стінка працюють за схемою підпертого стрибка, то:

$$l_k = l_c + (0,7 \dots 0,8)l_{cm}. \quad (5.65)$$

Аналогічно розраховують гасителі енергії після водозливів практичного профілю прямокутного окреслення.

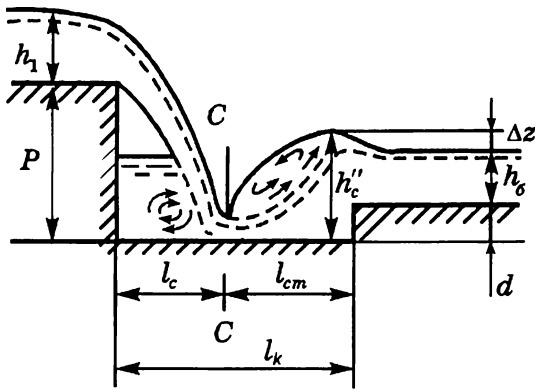


Рис. 5.25

Приклад. Розрахувати одноступінчастий перепад (рис. 5.26) в руслі прямокутного перерізу шириною $b = 1\text{ м}$, похилом $i = 0,001$, вільним доступом повітря під струмінь, висотою перепаду $P = 1\text{ м}$, витратою $Q = 1 \text{ м}^3/\text{с}$, нормальною глибиною у верхньому і нижньому б'єфах $h_0 = 0,75\text{ м}$.

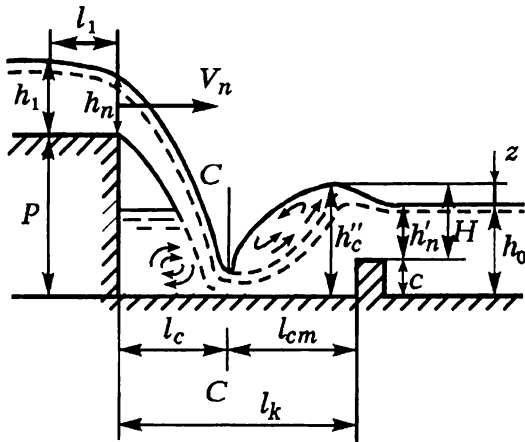


Рис. 5.26

Розв'язання

Знаходимо критичну глибину:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 1^2}{9,81 \cdot 1^2}} = 0,48 \text{ м.}$$

Оскільки $h_k < h_0$, потік перед перепадом перебуває в спокійному стані та $h_1 = h_k$.

Визначаємо глибину і швидкість потоку над стінкою падіння. За табл. 5.3, якщо

$$\beta = 1/3 \text{ і } \mu = \frac{mh_k}{b} = \frac{0 \cdot 0,48}{1} = 0;$$

$$h_n = 0,71h_k = 0,71 \cdot 0,48 = 0,34 \text{ м;}$$

$$V_n = \frac{Q}{bh_n} = \frac{1}{1 \cdot 0,34} = 2,94 \text{ м/с.}$$

Залежно від допустимої швидкості (див. табл. 2.7) вибираємо кріплення дна русла перед перепадом у вигляді булижникової бруківки подвійного мостіння, а бокові стінки з бутової кладки.

Гідралічний радіус:

$$R_k = \frac{\omega_k}{\chi_k} = \frac{bh_k}{b + 2h_k} = \frac{1 \cdot 0,48}{1 + 2 \cdot 0,48} = 0,24 \text{ м.}$$

За табл. 0.1

$$n = 0,02,$$

а за табл. 2.2

$$W_k = 18 \text{ м/с.}$$

Критичний похил за формулою (3.15):

$$i_k = \frac{Q^2}{\omega_k^2 W_k^2} = \frac{Q^2}{b^2 h_k^2 W_k^2} = \frac{1^2}{1^2 \cdot 0,48^2 \cdot 18^2} = 0,013.$$

Якщо $i_k - i = 0,013 - 0,001 = 0,012$, за графіком (рис. 5.21) знаходимо

$\frac{l_1}{h_1} = 2,4$ і довжину ділянки зливу:

$$l_1 = 2,4 \cdot 0,48 = 1,15 \text{ м.}$$

Визначаємо питому енергію у верхньому б'єфі відносно дна нижнього б'єфа:

$$T_0 = P + h_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = P + h_1 + \frac{\alpha Q^2}{2gb^2 h_1^2} = 1 + 0,48 + \frac{1,1 \cdot 1^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 1^2 \cdot 0,48^2} = 1,72 \text{ м.}$$

Залежно від $\frac{Ph_k}{h_n^2} = \frac{1 \cdot 0,48}{0,34^2} = 4,15$ беремо коефіцієнт швидкості $\varphi = 0,95$.

Глибину в стисненому перерізі знаходимо за формулою (5.5):

$$h_c = \sqrt{\frac{\alpha}{2g}} \cdot \frac{Q}{b\varphi\sqrt{T_0 - h_c}} = \sqrt{\frac{1,1}{2 \cdot 9,81}} \cdot \frac{1}{1 \cdot 0,95\sqrt{1,72 - h_c}}$$

Методом послідовних наближень визначаємо $h_c = 0,20$ м. Обчислюємо більшу взаємну глибину гідравлічного стрибка за формулою (3.95):

$$h_c'' = \frac{h_c}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{h_c^3}{h_c^3}} - 1 \right) = \frac{0,2}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{0,48^3}{0,2^3}} - 1 \right) = 0,91 \text{ м.}$$

Оскільки $h_c'' > h_0$ ($0,91 > 0,75$), у нижньому б'єфі виникає відігнаний гідравлічний стрибок і в цьому разі необхідно влаштувати гаситель енергії. Вибираємо гаситель у вигляді водобійної стінки. Визначимо повний напір над стінкою за формулою (5.20), взявши коефіцієнт витрати $m = 0,42$:

$$H_0 = \left(\frac{Q}{mb\sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{1}{0,42 \cdot 1 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 0,66 \text{ м.}$$

Швидкість підходу потоку до водобійної стінки:

$$V_c'' = \frac{Q}{\sigma h_c'' b} = \frac{1}{1,1 \cdot 0,91 \cdot 1} = 1 \text{ м/с.}$$

Геометричний напір перед стінкою:

$$H = H_0 - \frac{\alpha V_c''^2}{2g} = 0,66 - \frac{1,1 \cdot 1^2}{2 \cdot 9,81} = 0,6 \text{ м.}$$

Звідси висота водобійної стінки:

$$c = \sigma h_c'' - H = 1,1 \cdot 0,91 - 0,6 = 0,4 \text{ м.}$$

Далі з'ясуємо, працює стінка як затоплений чи незатоплений водозлив (див. п. 4.2). Для цього визначаємо, що:

$$c < h_0 \quad (0,4 < 0,75);$$

$$z = \sigma h_c'' - h_0 = 1,1 \cdot 0,91 - 0,75 = 0,25 \text{ м;}$$

$$\frac{z}{P_n} = \frac{z}{c} = \frac{0,25}{0,4} = 0,62;$$

$$\frac{H}{P_n} = \frac{H}{c} = \frac{0,60}{0,4} = 1,5.$$

Якщо $\frac{H}{P_n} = 1,5$, за графіком (див. рис. 4.9) знаходимо, що $\left(\frac{z}{P_n}\right)_x = 0,7$.

У випадку, що розглядається, $\frac{z}{P_n} < \left(\frac{z}{P_n}\right)_x$ і $c < h_0$, тобто стінка працює як затоплений водозлив.

Коефіцієнт затоплення визначають за формулою (4.13) при $h'_n = h_0 - c = 0,75 - 0,4 = 0,35$ м:

$$\sigma_3 = 1,05 \left(1 + 0,2 \frac{h'_n}{c}\right) \sqrt[3]{\frac{z}{H}} = 1,05 \left(1 + 0,2 \frac{0,35}{0,4}\right) \sqrt[3]{\frac{0,25}{0,6}} = 0,92.$$

Уточнюємо повний напір над стінкою за формулою (5.22):

$$H_0 = \left(\frac{Q}{\sigma_3 m b \sqrt{2g}}\right)^{2/3} = \left(\frac{1}{0,92 \cdot 0,42 \cdot 1 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}}\right)^{2/3} = 0,7 \text{ м};$$

геометричний напір:

$$H = H_0 - \frac{\alpha V_c'^2}{2g} = 0,7 - \frac{1,1 \cdot 1^2}{2 \cdot 9,81} = 0,64 \text{ м};$$

і висоту водобійної стінки:

$$c = \sigma h_c'' - H = 1,1 \cdot 0,91 - 0,64 = 0,36 \text{ м}.$$

Відстань від стінки падіння до водобійної стінки обчислюємо за формулою (5.64) з урахуванням (5.61) і (3.100):

$$\begin{aligned} l_x &= V_n \frac{1,4P + 0,8h_n}{\sqrt{gP}} + 1,5h_c + 2,5(1,9h_c'' - h_c) = \\ &= 2,94 \frac{1,4 \cdot 1 + 0,8 \cdot 0,34}{\sqrt{9,81 \cdot 1}} + 1,5 \cdot 0,2 + 2,5(1,9 \cdot 0,91 - 0,2) = 5,6 \text{ м}. \end{aligned}$$

Багатоступінчасті перепади. Такі перепади можуть бути з водобійними стінками в кінці кожної ступені (колодязного типу) або без них.

Для багатоступінчастих перепадів без водобійних стінок (рис. 5.27) розрахунок першої ступені виконують так само, як і для одноступінчастого перепаду. На другій та інших ступенях можуть встановлюватися крива підпору, гідравлічний стрибок, ділянка рівномірного руху, крива спаду і ділянка зливу (рис. 5.27, а).

При цьому необхідна досить велика довжина ступені, що трапляється досить рідко.

Якщо довжина ступені коротша (рис. 5.27, б), на ній встановлюється тільки крива підпору та ділянка зливу. При цьому розв'язок буде найефективнішим, якщо потік на ступені закінчиться критичною глибиною, тобто в кінці ступені буде мінімальна питома енергія перерізу, що свідчить про максимальне гасіння енергії на ступені. Перепади без водобійних стінок характеризуються бурхливим станом потоку на ступенях і звичайно їх застосовують тільки тоді, коли витрати потоку невеликі.

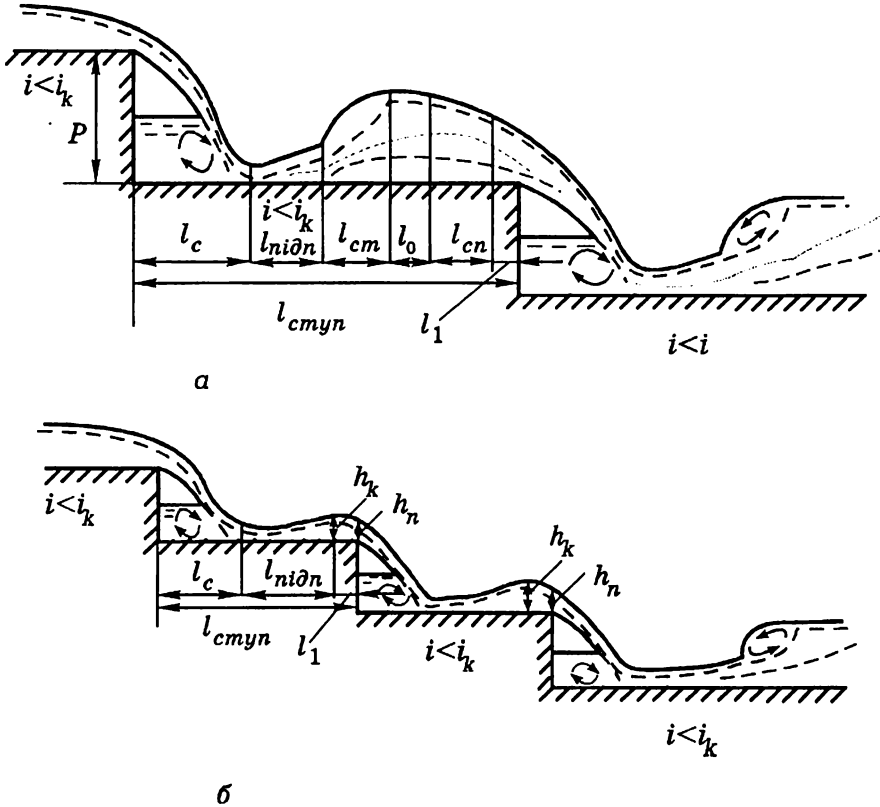


Рис. 5.27

Перепади колодезяного типу (рис. 5.28) розраховують, виходячи з умови утворення гідравлічного стрибка в колодезі на кожній ступені. Зазвичай розраховують першу і другу ступені, а розміри інших беруть такі самі, як і другої ступені. Водобійні стінки в кінці ступеней розраховують аналогічно незатопленим водобійним стінкам після одноступінчастих

перепадів, а гаситель енергії на останній ступені – з урахуванням глибини води у відповідному каналі h_6 .

При розрахунках таких перепадів можна також скористатися спрощеним методом, що запропонований Ю.М.Константиновим. В основу його покладено принцип рівності висот стінок падіння P (включаючи висоти водобійних стінок c) на кожній ступені. Для різних значень $\frac{P}{h_x}$ з рівняння (5.4) знаходять відносні глибини у стисненому перерізі $\frac{h_c}{h_x}$, потім за формулою (5.17) – відносні глибини після стрибка $\frac{h''}{h_x}$, і, враховуючи формулу (5.19), обчислюють відносні висоти водобійної стінки $\frac{c}{h_x}$ (при $H_1 = h_{вих} \approx h_x$). Значення $\frac{c}{h_x}$ наведені на графіку (рис. 5.29).

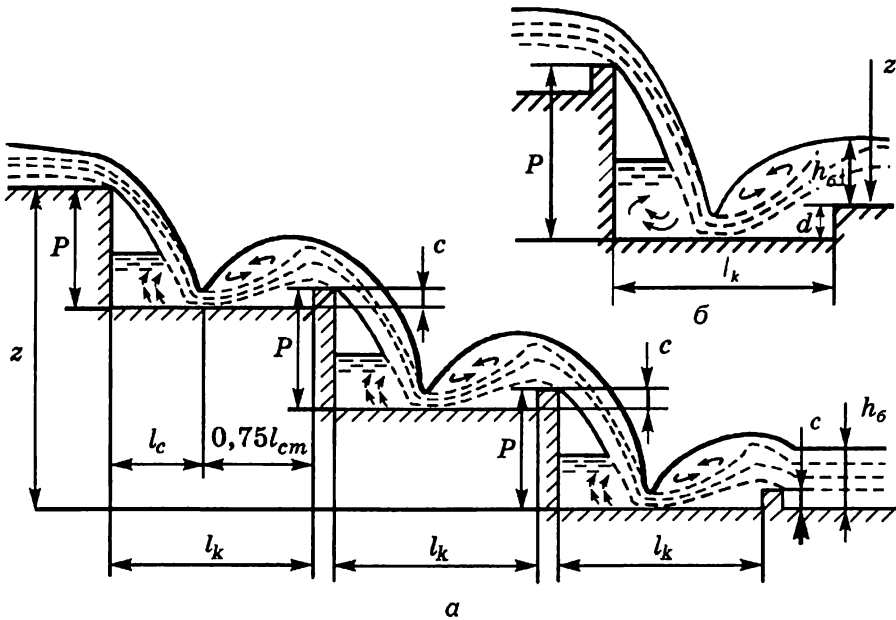


Рис. 5.28

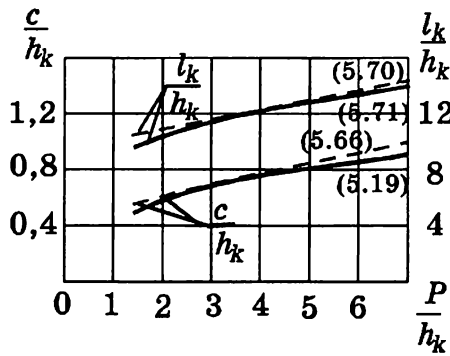


Рис. 5.29

Аналіз графіка показує, що для значень $\frac{P}{h_k} = 1,5 \dots 5,0$, які частіше зустрічаються, можна приблизно взяти:

$$\frac{c}{h_k} = 0,345 \sqrt{\frac{P}{h_k} + 1,5}. \quad (5.66)$$

Висота стінки падіння P залежить від загальної різниці відміток z підвідного і відвідного каналів, кількості ступеней N і висоти водобійної стінки c . Цю залежність можна виразити геометричною формулою:

$$z = PN - cNA, \quad (5.67)$$

де $A = \frac{N-1}{N}$, якщо на останній ступені встановлена водобійна стінка (рис. 5.28, а), та $A = 1$, якщо на останній ступені передбачається водобійний колодязь (див. рис. 5.28, б). При цьому допускається, що глибину на виході з колодязя при незатопленому відвідному каналі з деяким запасом можна вважати такою, що дорівнює критичній.

Розв'язуючи спільно рівняння (5.66) та (5.67), отримаємо:

$$\frac{z}{Nh_k} = \frac{P}{h_k} - 0,345A \sqrt{\frac{P}{h_k} + 1,5}. \quad (5.68)$$

Залежність (5.68) зображена на рис. 5.30. Аналіз показує, що з достатнім ступенем точності її можна замінити на вираз:

$$\frac{P}{h_k} = \frac{\frac{z}{Nh_k} + 0,46A}{1 - 0,09A}. \quad (5.69)$$

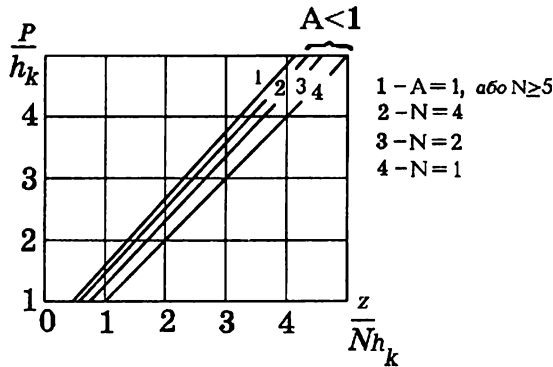


Рис. 5.30

Довжина кожної ступені визначається за формулою:

$$l_k = l_c + 0,75l_{cm}, \quad (5.70)$$

де l_c приймаємо за (5.61), а l_{cm} за формулою довжини стрибка (3.101). Ця

залежність у відносних величинах $\frac{l_k}{h_k} = f\left(\frac{P}{h_k}\right)$ показана на графіку

(рис. 5.30). В діапазоні $\frac{P}{h_k} = 1,5 \dots 5$ її можна виразити наближено:

$$\frac{l_k}{h_k} = 0,7 \frac{P}{h_k} + 9,6. \quad (5.71)$$

Отже, розрахунок полягає у виборі кількості ступеней N , визначенні відносних висот стінок падіння, водобійних стінок і довжини ступеней, а потім і їх абсолютних розмірів.

Приклад. Розрахувати багатоступінчастий перепад колодезного типу в руслі прямокутного перерізу шириною $b = 2\text{ м}$, з різницею відміток підвідного і відвідного каналів $z = 15,2\text{ м}$, витраті $Q = 2,92\text{ м}^3/\text{с}$, нормальній глибині

$h_0 = h_6 = 0,85 \text{ м}$. При виході у відповідний канал передбачити водобійний колодязь (рис. 5.28, б).

Розв'язання

Визначасмо критичну глибину:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 2,92^2}{9,81 \cdot 2^2}} = 0,62 \text{ м}.$$

При $h_0 > h_k$ ($0,85 > 0,62$) в підвідному каналі встановлюється спокійний стан потоку. В цьому випадку за глибину в перерізі 1–1 приймаємо критичну глибину ($h_1 = h_k$).

Глибину над першою ступінню приймаємо згідно з таблицею 5.3

$$h_n = 0,67 \cdot h_k :$$

$$h_n = 0,67 \cdot 0,62 = 0,42 \text{ м}.$$

Швидкість над першою стінкою падіння:

$$V_n = \frac{Q}{b \cdot h_n} = \frac{2,92}{2 \cdot 0,42} = 3,48 \text{ м/с}.$$

Приймаємо наближено висоту стінки падіння (без водобійної стінки над нею):

$$P = P - c = 1,5 \text{ м}.$$

Тоді кількість ступенів перепаду:

$$N = \frac{z}{P - c} = \frac{15,2}{1,5} = 10,12.$$

Приймаємо $N = 10$.

Уточнюємо відносні висоти стінок падіння за формулою (5.69):

$$\frac{P}{h_k} = \frac{\frac{z}{N \cdot h_k} + 0,46A}{1 - 0,09A} = \frac{\frac{15,2}{10 \cdot 0,62} + 0,46 \cdot 1}{1 - 0,09 \cdot 1} = 3,20.$$

Звідси висота стінки падіння:

$$P = 3,2 \cdot h_k = 3,2 \cdot 0,62 = 1,98 \text{ м}.$$

Висоти водобійних стінок у кінці кожної ступені визначасмо за формулою (5.66):

$$c = 0,345 \cdot h_k \sqrt{\frac{P}{h_k} + 1,5} = 0,345 \cdot 0,62 \sqrt{3,2 + 1,5} = 0,46 \text{ м}.$$

Також признається глибина водобійного колодязя при виході у відповідний канал. Довжини ступенів визначасмо за формулою (5.71):

$$l_k = 0,7P + 9,6h_k = 0,7 \cdot 1,98 + 9,6 \cdot 0,62 = 7,34 \text{ м}.$$

5.6. Швидкотоки

Швидкотоком називається штучне русло з похилом, більшим від критичного ($i > i_k$). Швидкотоки складаються із вхідної частини, лотка швидкотоку та вихідної частини.

Розрахунок вхідної частини швидкотоку. Вхідну частину швидкотоку можна виконати за типом водозливу з широким порогом (рис. 5.31, а) або практичного профілю (рис. 5.31, б). При цьому ширину лотка швидкотоку визначають аналогічно вхідній частині перепаду:

$$b_n = \frac{Q}{m\sqrt{2gH_0^{3/2}}}, \quad (5.72)$$

де H_0 – повний напір у підвідному каналі, який визначається за формулою (5.36).

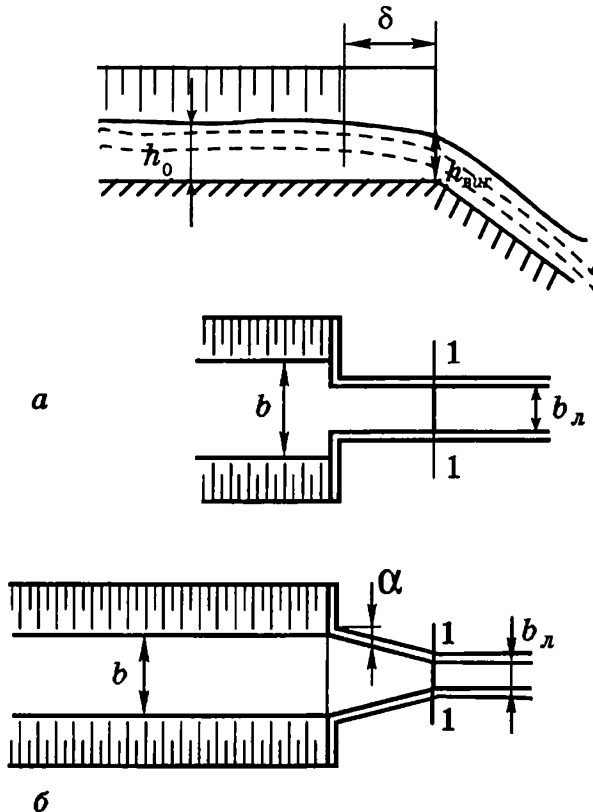


Рис. 5.31

Якщо вхідна частина швидкотоку такого самого перерізу, що й підвідне русло, то в ньому встановлюється крива спаду типу I, b (рис. 5.32, а) з критичною глибиною на вигині дна ($h_{\text{виг}} \approx h_k$). Якщо нормальні глибини в лотку швидкотоку $h_0 \leq 0,5h_k$, (рис. 5.32, б), починають виявлятися особливості неплавнозмінного руху, і за даними В.О.Большакова $h_{\text{виг}} \approx (0,7 \dots 0,8)h_k$. У цьому випадку відстань l_1 перерізу з критичною глибиною від вигину визначиться за графіком (див. рис. 5.21), якщо $h_1 = h_k$.

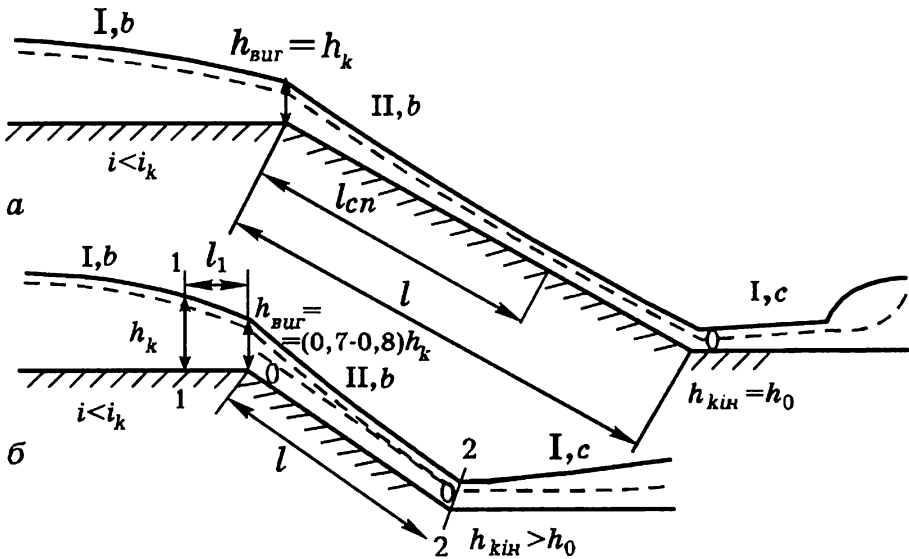


Рис. 5.32

Розрахунок лотка швидкотоку. Цей розрахунок зводиться до визначення глибини в кінці лотка $h_{\text{кін}}$, побудови кривої вільної поверхні типу II, b між глибинами $h_{\text{виг}}$ і $h_{\text{кін}}$ та вибору типу кріплення лотка за визначеною швидкістю.

Криву вільної поверхні розраховують згідно з методами, викладеними у підрозд. 3.4. Якщо довжина кривої спаду $l_{\text{сн}}$, яка відраховується від перерізу на початку лотка швидкотоку з глибиною $h_{\text{виг}}$ до перерізу з

нормальною глибиною на швидкотоку h_0 , буде меншою, ніж довжина швидкотоку ($l_{cn} \leq l$), то швидкоток називається довгим, і на його кінці встановлюється нормальна глибина $h_{кин} = h_0$ (рис. 5.32, а). Якщо $l_{cn} > l$, швидкоток називається коротким, і на його кінці встановлюється глибина більша, ніж нормальна (рис. 5.32, б). У цьому випадку глибину в кінці швидкотоку визначають побудовою кривої вільної поверхні від початкового перерізу до перерізу, який перебуває на відстані l від початку.

Глибину $h_{кин}$ у кінці швидкотоку прямокутного перерізу можна визначити за рівнянням Бернуллі для перерізів 1–1 з критичною глибиною на вхідній частині і 2–2 з глибиною $h_{кин}$ у кінці лотка швидкотоку:

$$T_0 = h_{кин} + \frac{\alpha Q^2}{2gb^2 h_{кин}^2 \varphi^2}, \quad (5.73)$$

де T_0 – питома енергія у відповідному каналі відносно дна відповідного каналу:

$$T_0 = h_x + \frac{\alpha Q^2}{2gb^2 h_x^2} + il = 1,5h_x + il; \quad (5.74)$$

φ – коефіцієнт швидкості, який враховує втрати енергії за довжиною швидкотоку і визначається за графіком М.Н.Цвівіна залежно від параметра $\frac{il}{h_x}$ при різних відношеннях $\frac{h_x}{h_0}$ (рис. 5.33). Зона I графіка відповідає довгим швидкотокам, а зона II – коротким (пунктирна лінія – межа між зонами). Рівняння (5.73) розв’язують методом послідовних наближень.

Аерація і хвилі на швидкотоку. Якщо швидкості великі, потік на швидкотоку аерується і “розбухає”, що призводить до збільшення глибини. Глибину аерованого потоку можна визначити за формулою:

$$h_a = (1 + e)h, \quad (5.75)$$

де h – глибина неаерованого потоку; e – ступінь насичення потоку повітрям, який визначають за емпіричною формулою М.Б.Ісаченка:

$$e = \left(0,035 + 0,83 \frac{\Delta}{R} \right) \sqrt{Fr - Fr_{ap}}, \quad (5.76)$$

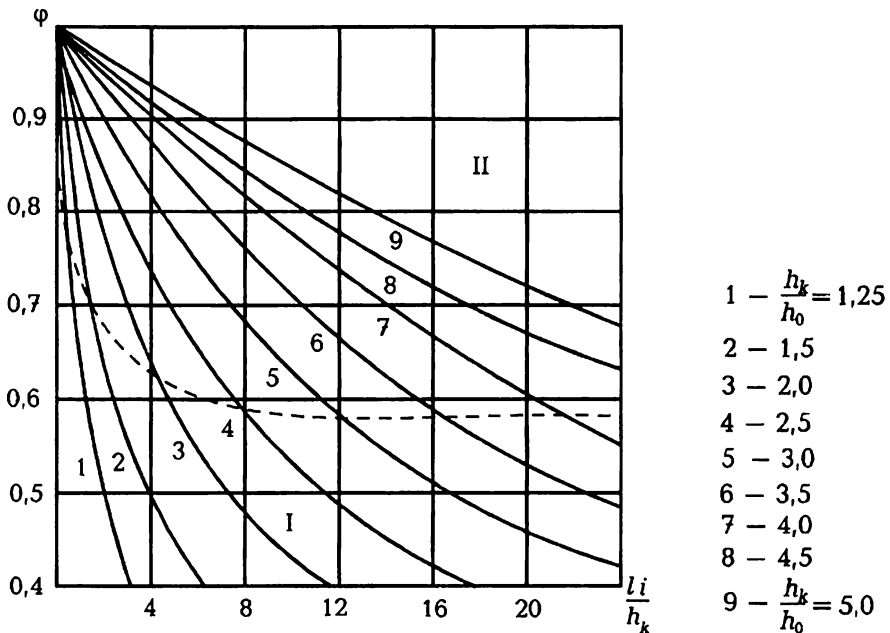


Рис. 5.33

де Δ – абсолютна шорсткість руслу швидкотоку; R – гідравлічний радіус неаерованого потоку; $Fr = \frac{V^2}{gR}$ – число Фруда на швидкотоку, визначене через гідравлічний радіус; Fr_{zp} – граничне (мінімальне) число Фруда, при якому виникає аерація. Число Fr_{zp} залежить від відносної шорсткості:

$\frac{\Delta}{R}$	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,1
Fr_{zp}	45	39	33,9	29,4	25,4	22	18,9	16,3	14	11,7	10,3

Формулою (5.76) користуються, якщо $Fr > Fr_{zp}$.

Є інші засоби розрахунку аерації на швидкотоку [3, 17].

При великій довжині швидкотоку на ньому утворюються хвилі, що котяться. Ці хвилі впливають на стінки швидкотоку, на неусталеності течії в

гастилі енергії після швидкотоку і відвідному каналі. В швидкотоку може виникати втрата стійкості потоку, якої необхідно уникати. Є спеціальні розрахунки для встановлення параметрів безхвильового потоку на швидкотоку [3, 17]. Слід відмітити, що такі хвилі не встановлюються на швидкотоку, на якому є поздовжні розподільні стінки, або в руслах безхвильової форми перерізу (параболічного, еліптичного, трикутного).

Розрахунок швидкотоку за максимальною або допустимою швидкістю. Якщо розміри перерізу швидкотоку невідомі, потрібно встановити максимальну можливу швидкість за заданих типу перерізу і укріпленні русла, витраті й похилі дна. Для цього за табл. 2.4 залежно від Q , i , $\Psi_{z,n}$, n знаходять максимальний гідравлічний радіус R_{\max} , потім за графіком 0.3 або табл. 2.2 – максимальну швидкісну характеристику W_{\max} та максимальну швидкість $V_{\max} = W_{\max} \sqrt{i}$.

Отримане значення V_{\max} порівнюють із допустимою швидкістю при заданому типі кріплення (див. табл. 2.7). За рекомендаціями Ю.М.Даденкова розрахунок середня швидкість у перерізі:

$$V_p = V_{\max}, \quad \text{якщо } V_{\max} \leq V_{\text{дон}};$$

$$V_p = V_{\text{дон}}, \quad V_{\max} > V_{\text{дон}}.$$

У першому випадку ($V_p = V_{\max}$) русло буде гідравлічно найвигіднішим, і тому його розміри визначають за табл. 2.5 або 2.6, якщо

$\frac{R}{R_{\max}} = 1$. Якщо $V_p = V_{\text{дон}}$, спочатку визначають швидкісну характеристику

$W = \frac{V_p}{\sqrt{i}}$, а потім за табл. 2.2 – гідравлічний радіус R . Розміри перерізу

швидкотоку, залежно від відношення $\frac{R}{R_{\max}}$, знаходять за табл. 2.5 або 2.6.

Швидкотоки із штучною шорсткістю. Щоб зменшити швидкість протікання води у лотку швидкотоку і поліпшити умови спряження б'єфів, застосовують штучну шорсткість у вигляді поперечних ребер, шашок тощо (рис. 5.34).

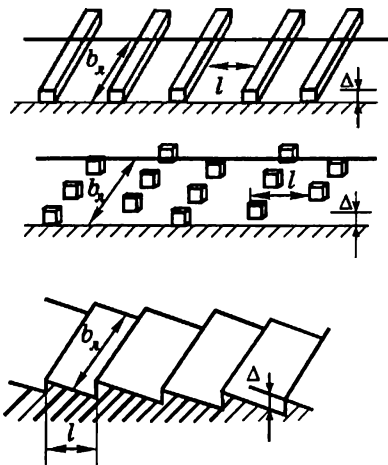


Рис. 5.34

Такі русла в умовах рівномірного руху розраховують за формулою Шезі $V = W\sqrt{i}$, де W – швидкісна характеристика, яку обчислюють за формулою $W = C\sqrt{R}$. У табл. 5.4 наведені значення швидкісного множника C для штучної шорсткості за даними П.І.Гордієнка.

Таблиця 5.4

Значення швидкісного множника C і $(\frac{h_p}{\Delta})_{\min}$

для розрахунку штучної шорсткості на швидкотоку (якщо $b_n > 3h$)

Вид шорсткості	l / Δ	$C, \frac{M^{0,5}}{c}$	$(h_p / \Delta)_{\min}$
Поперечні ребра квадратного перерізу	10	18,5	3,3
	5	21,1	2,5
Те саме прямокутного перерізу $\Delta \times 2,7\Delta$	7,7	17	–
	3,7	40,3	2,4
Ступені прямокутного профілю	8	29,5	1,2
	6	22,7	1,5
	4	23	1,1
Шашки-куби у шаховому порядку	4,5	29,6	3,8
	1,5	24,2	3
Окатане каміння	–	21,4	2,4

l – відстань між виступами шорсткості.

В табл. 5.4 також наведені мінімальні відношення розрахункової глибини до висоти виступів шорсткості $\left(\frac{h_p}{\Delta}\right)_{\min}$, за яких можлива швидкоточна форма течії. Якщо значення $\frac{h_p}{\Delta}$ менші, вода перетікає через виступи як через водозливи, виникає менш стійка, так звана “перепадна”, форма течії, яку не рекомендують при проектуванні. За розрахункову глибину h_p беруть:

- для поперечних ребер – глибину над виступами $h_p = h$;
- для сходинок прямокутного профілю – глибину над низовими ребрами сходинок;
- для шашок-кубів

$$h_p = h + \Delta - 2 \frac{\Delta^3}{l^2};$$

- для окатаного каміння

$$h_p = h + 0,13d,$$

де d – середній діаметр каміння.

Розрахунок вихідної частини швидкотоку. Такий розрахунок зводиться до визначення розмірів гасителів енергії або призначення типу кріплення русла залежно від швидкості в кінці швидкотоку (за відсутності гасителів). Якщо похил дна нижнього б’єфа $i < i_k$, визначення форм спряження б’єфів та розрахунок гасителів енергії виконують так само, як і розрахунок гасителів енергії після водозливів або перепадів (див. підрозд. 5.3 та 5.5). Як приклад на рис. 5.35 показана розрахункова схема водобійного колодязя після швидкотоку.

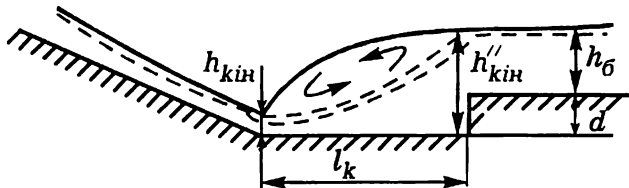


Рис. 5.35

Приклад. Визначити глибину води на початку і в кінці бетонного ($n = 0,013$) швидкотоку прямокутного перерізу при похилі лотка $i = 0,08$, його ширині $b = 1\text{ м}$, довжині $l = 20\text{ м}$, нормальній глибині у відповідному і відвідному каналах $h_{0n} = h_{0e} = 0,95\text{ м}$, витраті $Q = 2,1\text{ м}^3/\text{с}$ (рис. 5.36). Визначити також необхідність влаштування гасителя енергії після швидкотоку.

Розв'язання

Для визначення основних параметрів потоку на швидкотоку необхідно знайти попередньо критичну глибину і нормальну глибину в лотку.

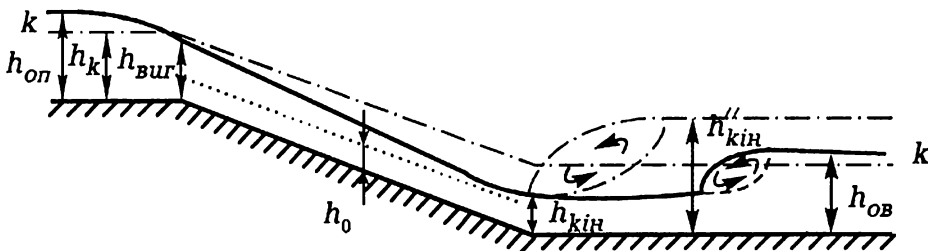


Рис. 5.36

Критична глибина:

$$h_k = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot b^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 2,1^2}{9,81 \cdot 1^2}} = 0,79\text{ м.}$$

Максимальний гідравлічний радіус залежить від величини $\frac{Q \cdot n}{\sqrt{i} \cdot \psi_{2,n}}$ та

$$\psi_{2,n} = 8\sqrt{1+m^2} - 4m.$$

Для прямокутного русла: $\psi_{2,n} = 8\sqrt{1+0} - 4 \cdot 0 = 8$.

$$\frac{Q \cdot n}{\sqrt{i} \cdot \psi_{2,n}} = \frac{2,1 \cdot 0,013}{\sqrt{0,08} \cdot 8} = 0,012.$$

За таблицею 2.4 $R_{\max} = 0,193\text{ м}$. За таблицею 2.5 при

$$\frac{b}{R_{\max}} = \frac{1}{0,193} = 5,18; \quad m = 0 \text{ знаходимо } \frac{h}{R_{\max}} = 1,57 \text{ і нормальну глибину в}$$

лотку $h_0 = 1,57 \cdot 0,193 = 0,30\text{ м}$.

Оскільки нормальна глибина у відповідному каналі $h_{0n} = 0,95 > h_c$, то в цьому каналі встановлюється спокійний стан потоку і глибина $h_1 = h_c$. Відношення нормальної глибини в лотку швидкотоку до критичної глибини $\frac{h_0}{h_c} = \frac{0,3}{0,79} = 0,38 < 0,5$, тоді $h_{суз} = (0,7 \dots 0,8)h_c$.

Приймаємо $h_{суз} = 0,75 \cdot h_c = 0,6 \text{ м}$.

За формулою (5.74) визначасмо:

$$T_0 = 1,5 \cdot h_c + i \cdot l = 1,5 \cdot 0,79 + 0,08 \cdot 20 = 2,785 \text{ м}.$$

В залежності від відношень $\frac{l \cdot i}{h_c} = \frac{20 \cdot 0,08}{0,79} = 2,03$ та

$\frac{h_c}{h_0} = \frac{0,79}{0,3} = 2,67$ за графіком (рис. 5.30) визначасмо коефіцієнт швидкості

$\varphi = 0,86$.

Глибину в кінці швидкотоку визначасмо підбором з рівняння (5.73):

$$2,785 = h_{кин} + \frac{1,1 \cdot 2,1^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,86^2 \cdot 1^2 \cdot h_{кин}^2} = h_{кин} + \frac{0,334}{h_{кин}^2}.$$

Звідси $h_{кин} = 0,37 \text{ м}$. Оскільки $h_{кин} > h_0$, то швидкоток короткий.

Більшу взаємну глибину в кінці швидкотоку визначасмо за формулою (3.95):

$$h_{кин}'' = \frac{h_{кин}}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{h_c^3}{h_{кин}^3}} - 1 \right) = \frac{0,37}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \frac{0,79^3}{0,37^3}} - 1 \right) = 1,46 \text{ м}.$$

При такій глибині у відповідному каналі стрибок встановлюється в кінці швидкотоку (на рис. 5.36 показано пунктиром). Фактично глибина у відповідному каналі $h_{0с} = 0,95 \text{ м} < h_{кин}''$, тобто за швидкотоком встановлюється відігнаний стрибок. За необхідності в цьому випадку можна запроектувати гаситель енергії (водобійний колодязь або водобійну стійку). Розрахунок гасителя аналогічний розрахунку гасителя після водозливу (див. п. 5.5), де замість h_c приймають $h_{кин}$, а замість h_c'' приймають $h_{кин}''$.

Лоток швидкотоку також необхідно перевірити на аерацію, тобто "розбухання". При $\frac{h_{кин}}{R_{\max}} = \frac{0,37}{0,193} = 1,92$ за табл. 2.5 знаходимо, що $R \approx R_{\max}$.

Тоді число Фруда

$$Fr = \frac{V^2}{g \cdot R} = \frac{Q^2}{g \cdot R \cdot b^2 \cdot h_{kin}^2} = \frac{2,1^2}{9,81 \cdot 0,193 \cdot 1^2 \cdot 0,37^2} = 17,02.$$

При таких числах Fr і відсутності штучної шорсткості ($\Delta = 0$) аерація не виникає (див. стор. 301).

5.7. Консольні водоскиди

Консольним водоскидом (перепадом) називається лоток швидкотoku, що піднятий на опорах над землею і з струмененапрямним носком у кінці (рис. 5.37). Носок може бути з горизонтальним або із зворотним похилом $i_n \leq 0,25$.

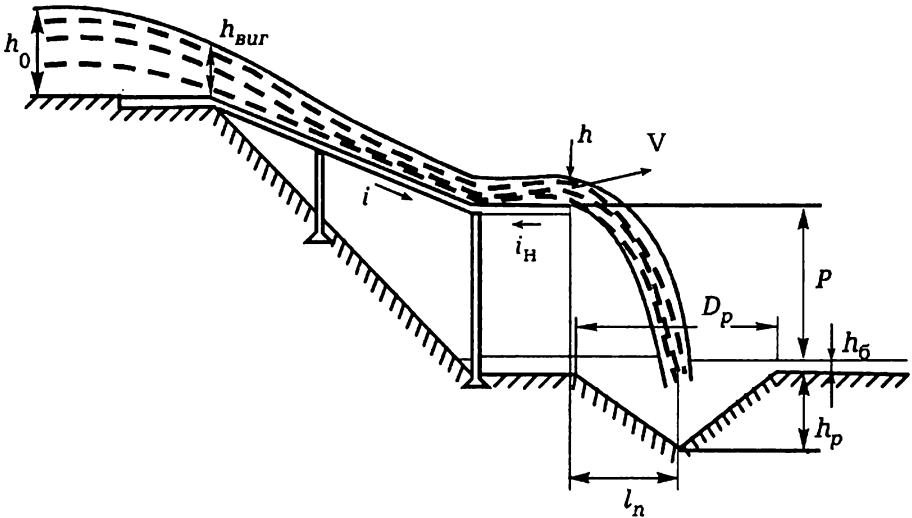


Рис. 5.37

Розрахунок консольного водоскиду складається з розрахунку вхідної частини, лотка-консолі і вирви розмиву, яка виконує роль водобійного колодязя.

Розрахунок вхідної частини і лотка є аналогічним до подібних розрахунків швидкотоків. Глибину в кінці носка беруть такою, яка дорівнювала б глибині в кінці лотка.

Дальність падіння струменя визначають з умов руху струменя із середньою швидкістю в кінці консолі V і глибиною h . Горизонтальна складова шляху струменя:

$$l_{над} = Vt \cos \theta = Vt \sqrt{1 - i_n^2}, \quad (5.77)$$

а вертикальний шлях:

$$P + \frac{h}{2} = \frac{gt^2}{2} - Vt \sin \theta = \frac{gt^2}{2} - Vti_n, \quad (5.78)$$

де t – час падіння струменя від перерізу в кінці консолі до поверхні землі після консолі; $i_n = \sin \theta$ – похил носка консолі; P – висота падіння струменя.

Розв'язуючи спільно рівняння (5.77) і (5.78), нехтуючи при цьому величиною i_n^2 і вважаючи, що $\sqrt{1 - i_n^2} \cong 1$, дістаємо:

$$l_{над} = \frac{V^2}{g} i_n + V \sqrt{\frac{2P + h}{g}}; \quad (5.79)$$

при горизонтальному носку:

$$l_{над} = V \sqrt{\frac{2P + h}{g}}.$$

Глибину вирви розмиву h_p за консольними водоскидами визначають за емпіричними формулами. Наприклад, за пропозицією О.М.Патрашова:

$$h_p = \sigma_p \left(\frac{Q}{b} \right)^{0.5} \left(\frac{z_0}{d_m} \right)^{0.25} - h_6, \quad (5.80)$$

де b – ширина кінцевого перерізу носка, м; h_6 – глибина в нижньому б'єфі, м; z_0 – напір, м; Q – витрата, m^3 / c :

$$z_0 = P + h + \frac{\alpha V^2}{2g} - h_6; \quad (5.81)$$

d_m – діаметр зерен ґрунту, мм, береться як діаметр зерен, менше від яких у даному ґрунті вміститься 90% зерен за масою. Для незв'язаних ґрунтів

залежно від виду ґрунту, d_m , мм, можна взяти: для піску – 0,5...1; для гравію 1...10; для щебеню – 20...80.

Глинисті й суглинисті ґрунти, за пропозицією М.М.Біляшевського, можна умовно звести до незв'язаних ґрунтів з еквівалентним діаметром d_m , мм: для ґрунтів малої щільності – 0,7; середньої – 6; щільних – 18; дуже щільних – 50.

Коефіцієнт σ_p , за пропозицією М.Д.Чертоусова, вибирають залежно від діаметра зерен ґрунту за такими даними:

d , мм	0,5...4	4...8	8...12	12...15
$\sigma_p, c^{0,5}$	4,25...4,10	4,1...3,75	3,75...3,05	3,05...2,25

Діаметр вирви розмиву в разі приблизного закладання її укосів 1:1:

$$D_p = 2h_p. \quad (5.82)$$

Розміри вирви розмиву можна визначити за рекомендаціями М.М.Константінова, М.С.Визго, Б.І.Студенічникова [6] та за іншими емпіричними формулами.

5.8. Шахтний водоскид

Шахтний водоскид – це споруда, до складу якої входять кільцевий (круговий) водозлив, перехідна ділянка, вертикальна або нахилена шахта та відповідний тунель (рис. 5.38).

Кільцевий водозлив. Звичайно кільцевий водозлив – вирва – окреслюється за струменем, що вільно падає після водозливу з тонкою стінкою (аналогічно окресленню прямого водозливу практичного профілю). Залежно від відношення напору над водозливом H до радіуса вирви r тут можливі такі режими роботи: $H < 0,46r$ – невідтоплений водозлив; $H = (0,46...1)r$ – відтоплений водозлив (у цьому разі струмені, що стікають з протилежних боків водозливу-вирви, з'єднуються, і пропускна здатність водозливу зменшується, якщо $H = (0,8...1)r$, над вирвою встановлюється плоска вільна поверхня); якщо $H > r$ – затоплений водозлив.

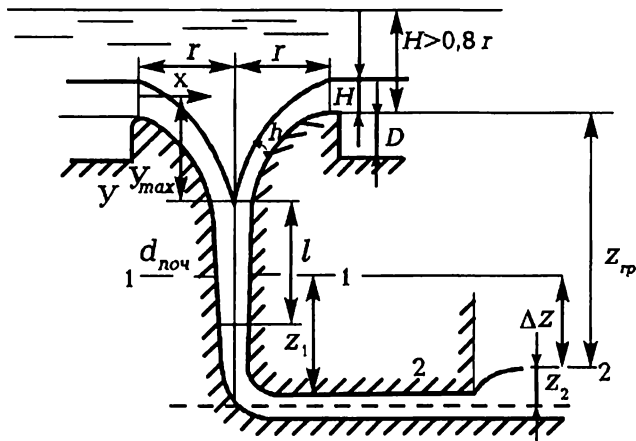


Рис. 5.38

Підтоплення може бути також наслідком обмеженої пропускної здатності напірного водоскидального тракту, розміщеного за водозливом.

Витрата через кільцевий водозлив, якщо $H < 0,46r$ і відсутні підтоплення за рахунок напірного водоскиду:

$$Q = \varepsilon m (2\pi r - n_s S_s) \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (5.83)$$

де ε – коефіцієнт стиснення, зазвичай $\varepsilon \approx 0,9$; m – коефіцієнт витрати,

який беруть залежно від $\frac{P}{r}$ і $\frac{H}{r}$ в межах 0,4...0,45; при підтопленні

водозливу і більших значеннях $\frac{H}{r}$ коефіцієнт m зменшується; n_s, S_s – відповідно кількість бичків та їхня ширина на греблі водозливу.

За відсутності бичків ($\varepsilon = 1$; $n_s = 0$):

$$Q = 2\pi r \sqrt{2g} H^{3/2}. \quad (5.84)$$

У разі значного підтоплення ($H > 1,6r$):

$$Q = \mu \omega \sqrt{2g(H + z_{гp})}, \quad (5.85)$$

де $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta_m + \sum \zeta_l}}$ – коефіцієнт витрати споруди; $\sum \zeta_m$,

$\sum \zeta_l = \sum \lambda \frac{l}{D}$ – суми коефіцієнтів місцевих опорів і опорів за довжиною у

кільцевому водозливі, вертикальній шахті і відвідному напірному тунелі; z_{zp} – різниця відміток гребеня водозливу і вільної поверхні у вихідному перерізі відвідного тунелю.

При побудові профілю вирви за методом О.І.Ахутіна початок координат розмішений над гребенем водозливу, де глибина води дорівнює

$0,75H$. Тоді середня швидкість на гребені $V_z = \frac{Q}{2\pi r \cdot 0,75H}$. Виходячи з

умови вільного падіння струменя, рівняння центральної струминки можна подати у вигляді:

$$y = \frac{gx^2}{2V_z^2}, \quad (5.86)$$

а швидкість у будь-якому перерізі струменя, що зливається з водозливу:

$$V = \sqrt{V_z^2 + 2gy}; \quad (5.87)$$

товщина цього струменя:

$$h = \frac{Q}{2\pi(r-x)V}. \quad (5.88)$$

Профіль вирви і вільної поверхні струменя можна побудувати, відкладаючи в перерізах з координатами x і y по нормалі до осі струменя ділянки $0,5h$ і з'єднавши їх кінці. У [17] з цією метою наведені спеціальні таблиці.

Перехідна ділянка, вертикальна шахта і відвідний тунель. Ділянка після точки перетину струменів називається перехідною. Вертикальна відмітка y_{\max} відповідає його початку, а швидкість у цьому перерізі:

$$V_{y_{\max}} = \varphi \sqrt{2gy_{\max}}, \quad (5.89)$$

де φ – коефіцієнт швидкості, як правило $\varphi \approx 0,98$.

Діаметр вирви на початку перехідної ділянки визначають з (5.88) при $x = 0$, $d = 2h = 2r$:

$$d_{\text{нов}} = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_{y_{\text{max}}}}} = 1,13 \sqrt{\frac{Q}{V_{y_{\text{max}}}}}. \quad (5.90)$$

Перехідна ділянка поступово звужується і закінчується перерізом 1–1, де вільне падіння струменя переходить у напірний рух. У кінці перехідної ділянки манометричний тиск $p_1 = 0$. Застосувавши рівняння Бернуллі для перерізу 1–1 і перерізу 2–2 на виході за відповідним тунелем, дістанемо:

$$z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_n. \quad (5.91)$$

Звідси перевищення Δz кінцевого перерізу перехідної ділянки над вільною поверхнею води в перерізі 2–2:

$$\Delta z = z_1 - z_2 = \sum h_n - \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}. \quad (5.92)$$

У разі всіх можливих значень втрат напору $\sum h_n$ (при різних напорах на кільцевому водозливі H і відповідно витратах Q) переріз 1–1, де потік переходить у напірний рух, має бути в межах перехідної ділянки. За цих умов призначають довжину перехідної ділянки l . Якщо переріз 1–1 буде нижчим від кінця перехідної ділянки, то в перерізах вертикальної шахти може виникнути вакуум і суцільність потоку порушиться. Якщо ж переріз буде вищим від початку перехідної ділянки, то може утворитися часткове або повне підтоплення водозливної вирви і зменшиться витрата, що пропускає водоскид.

Кільцевий водозлив також може бути складовою частиною деяких водозаборів з рік та водоймищ.

5.9. Трубчасті перепади

Такі перепади (рис. 5.39) влаштовують як спрягаючі споруди при переходах під автомобільними насипами, залізницями тощо.

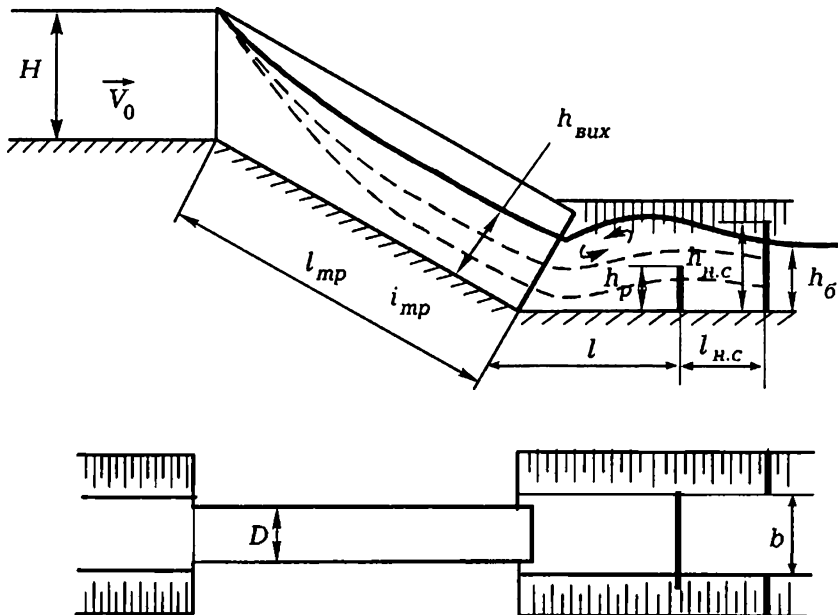


Рис. 5.39

За дослідними даними А.М.Тугая в трубчастих перепадах бувають такі режими руху рідини:

– безнапірний (при $H \leq 1,1D$, де H – напір на вході, D – діаметр труби),

– напівнапірний (при $H > 1,1D$ та доступі повітря в трубу),

– напірний (при $H > (1,3 \dots 1,5)D$ та глибині за трубою $h_г \geq (1,05 \dots 1,1)D$ та неможливості доступу повітря в трубу).

В трапецеїдальних каналах глибина $h_{вих}$, при якій вихідний переріз буде затопленим визначається з рівняння:

$$\frac{Q^2}{g} \left(\frac{1,27}{D^2} - \frac{1}{\omega} \right) = \frac{m}{3} (h_{вих}^3 - h_б^3) + \frac{b}{2} (h_{вих}^2 - h_б^2), \quad (5.93)$$

де ω – площа перерізу потоку при глибині у відповідному каналі $h_б$, m та b відповідно коефіцієнт закладання укосів і ширина по дну цього каналу.

Пропускнуну здатнiсть трубчатих перепадiв можна визначити за графiком (рис.5.40), де висота перепаду $P = l_{mp} i_{mp}$.

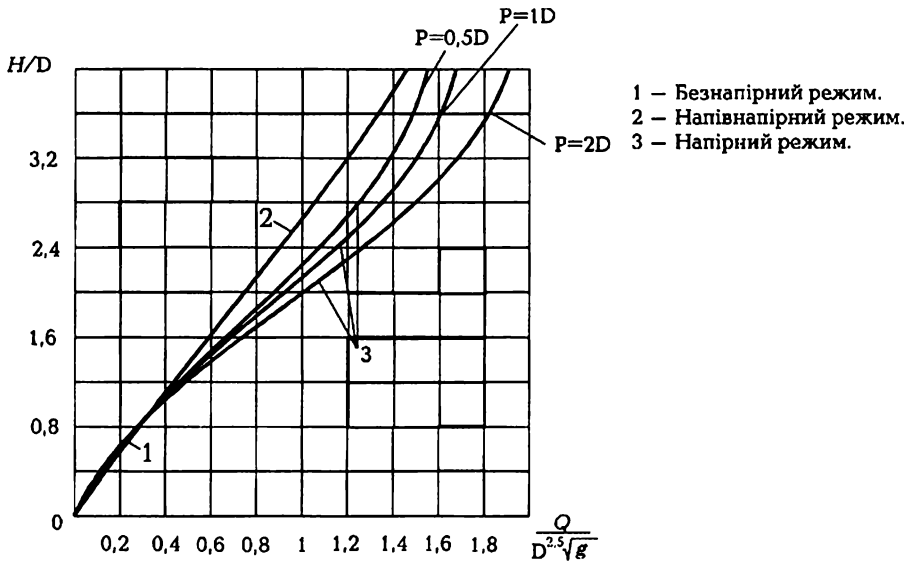


Рис. 5.40

При вiдсутностi гасителiв енергiї у вiдвiдному каналi може встановлюватися вiдiгнаний або затоплений стрибок зi збiйними течiями.

Для гасiння енергiї у вiдвiдному каналi можна встановити водобiйний порiг на днi каналу i напрямляючi стiнки на вiдкосах (рис. 5.39). Задовiльна робота таких гасителiв забезпечується встановленням донного порогу на вiдстанi $l = (3,3...3,5)D$ вiд вихiдного перерiзу труби, з висотою, що визначається за формулою:

$$\frac{Q^2}{g\omega_{вих}} + \frac{bh_{вих}^2}{2} + \frac{mh_{вих}^3}{3} = \frac{Q^2}{g(b + mh'' + mh_p)(h'' - h_p)} + \frac{bh''^2}{2} + \frac{mh''^3}{3}, \quad (5.94)$$

де $\omega_{вих}$ – площа живого перерiзу потоку на виходi з труби;

$h_{вих}$ – глибина в цьому перерiзi;

h'' – глибина потоку перед порогом;

h_p – висота порогу.

Напрямяючі стінки з висотою біля дна $h_{н.с} = (0,25...0,35)D$ встановлюються на відстані $l_{н.с} = (2,2...2,5)D$ від порогу. Укріплення відповідного каналу влаштовують з ребристих залізобетонних плит, які також виконують функції штучної шорсткості.

Більш детально такі пропозиції наводяться в спеціальній літературі [17].

5.10. Спряження потоків під кутом

При виході потоку з водопропускної споруди в канал із спокійним станом потоку, що має кут 90° до споруди, встановлюються різні режими спряження, які залежать від співвідношення витрат Q_6 і Q_1 та чисел Фруда Fr_6 та Fr_1 у боковому та основному каналах перед їх з'єднанням, та відношення ширини основного каналу b_1 до ширини бокового каналу

b_6 $\beta = \frac{b_1}{b_6}$. При першому режимі 1 вплив бокового притоку на умови течії

в основному каналі практично незначний (рис. 5.41, а).

При другому режимі 2 (рис. 5.41, б) утворюються великі коловоротні зони вище й нижче споруди у відкосі, що прилягає до споруди; поверхня має значний похил в бік протилежного відкосу, де виникають значні швидкості. Стабілізація відбувається на відстані $(12...15)h_x$, (де h_x – критична глибина у відповідному каналі).

При третьому режимі 3 (рис. 5.41, в) спостерігається поперечний рух потоку з набіганням на протилежний відкіс й утворенням буруна з обертальним рухом і глибинами більшими, ніж в основному потоці. Стабілізація потоку відбувається на відстані $(17,5...20)h_x$.

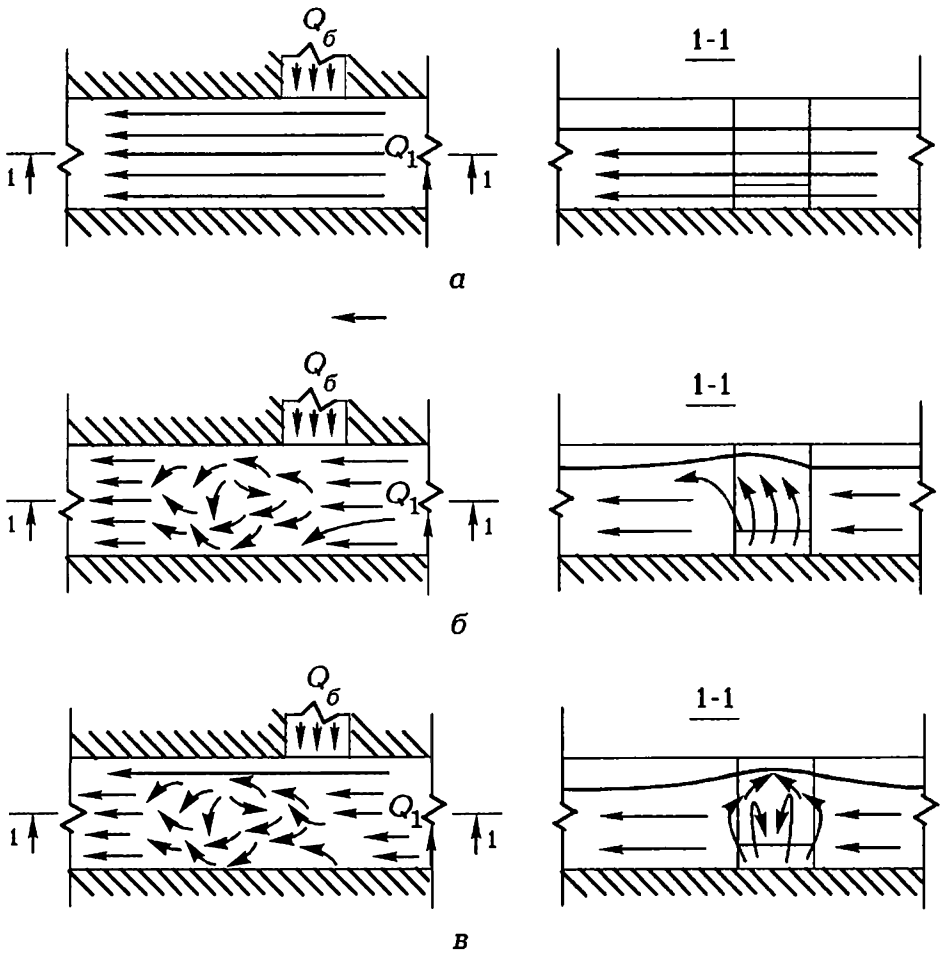


Рис. 5.41

За пропозицією В.Д.Дупляка, границі між режимами для $\beta = \frac{b_1}{b_6} = 1$;

$\beta = 2,3$ можна визначити за графіком (рис. 5.42). Для інших значень β критерії існування режимів можна визначити за допомогою інтерполяції. Більш детальні розрахунки спряження потоків під кутом наводяться в спеціальній літературі [17].

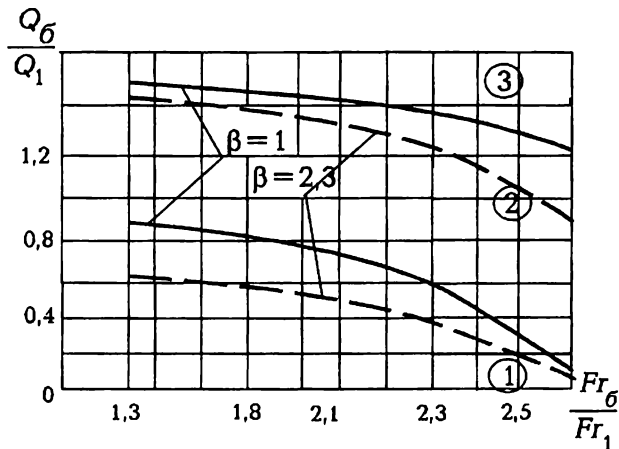


Рис. 5.42

Розділ 6

НЕУСТАЛЕНИЙ РУХ РІДИНИ

6.1. Загальні відомості

Неусталеним називається рух рідини, при якому гідравлічні параметри (швидкість, тиск та ін.) в окремих її точках змінюються протягом часу. При цьому також змінюються середня швидкість і витрата потоку, тобто:

$$\frac{\partial V}{\partial t} \neq 0 \text{ і } \frac{\partial Q}{\partial t} \neq 0.$$

У напірних трубопроводах потік обмежений стінками труби, при цьому площа живого перерізу не залежить від часу $\left(\frac{\partial \omega}{\partial t} = 0\right)$. На противагу цьому у відкритих руслах зміна витрати викликає зміну розмірів живого перерізу потоку, а тому останній залежить від часу $\left(\frac{\partial \omega}{\partial t} \neq 0\right)$.

У цьому розділі розглядаються види неусталеного руху, які відбуваються при русі нестисливої рідини в напірному трубопроводі, а також при русі рідини у відкритих руслах. Перший виникає при наповненні або випорожненні водонапірних башт і резервуарів, відведенні зливових вод та інших зосереджених за часом скидів води. Другий – при повеннях у річках, русі зливових вод у водотоках, відкритті (закритті) затворів на початку або в кінці каналів під час аварійних скидів із водосховищ тощо.

Основне диференціальне рівняння неусталеного руху рідини. В цьому випадку зміна питомої енергії (напору) в потоці залежить не тільки від втрат напору по довжині dh , (при нехтуванні місцевими втратами напору), але також від відносного локального прискорення, що пов'язане зі зміною швидкості за часом $\frac{\alpha_0}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t}$, тоді основне диференціальне рівняння неусталеного руху потоку рідини:

$$\frac{\partial}{\partial l} \left(z + \frac{p}{\rho g} + \frac{\alpha V^2}{2g} \right) = -\frac{\partial h_l}{\partial l} - \frac{\alpha_0}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t}. \quad (6.1)$$

6.2. Рівняння неусталеного руху в трубопроводі

Помножимо всі складові рівняння (6.1) на ∂l і проінтегрувавши між перерізами 1–1 і 2–2, отримаємо:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + h_{l_{1-2}} + h_{i_{1-2}}, \quad (6.2)$$

де

$$h_{i_{1-2}} = \frac{\alpha_0}{g} \int_1^2 \frac{\partial V}{\partial t} dl. \quad (6.3)$$

Цю величину називають інерційним напором на ділянці 1–2.

Рівняння (6.2) відноситься до конкретного моменту часу, для якого повинні визначатися всі члени рівняння. Якщо рух прискорюється за часом, то $\frac{\partial V}{\partial t} > 0$, якщо рух уповільнюється, то $\frac{\partial V}{\partial t} < 0$.

В циліндричній трубі $\omega = const$, і тоді швидкість є тільки функцією часу, а інерційний напір можна подати у вигляді (при $\alpha_0 \approx 1, 0$):

$$h_{i_{1-2}} = \frac{1}{g} \int_1^2 \frac{dV}{dt} dl = \frac{l}{g} \frac{dV}{dt} = \frac{l}{g\omega} \cdot \frac{dQ}{dt}. \quad (6.4)$$

Як відомо, у довгих трубопроводах (див. розділ 1)

$H = z + \frac{p}{\rho g} \gg \frac{\alpha V^2}{2g}$. Тоді нехтуючи величинами $\frac{\alpha V^2}{2g}$ та враховуючи (1.11), отримаємо зміну напорів на ділянці трубопроводу:

$$H_1 - H_2 = S_0 Q^2 l + \frac{l}{g\omega} \cdot \frac{dQ}{dt}. \quad (6.5)$$

Залежність (6.5) називається рівнянням неусталеного руху рідини в циліндричній прямолінійній трубі.

Приклад. Вода подається насосом з очисних споруд (С) до водонапірної башти (А), а з неї до резервуара споживача (В), де підтримується сталий напір H_B (рис. 6.1).

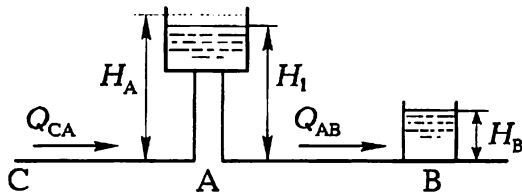


Рис. 6.1

Напір у башті A H_A змінюється в залежності від співвідношення витрат Q_{CA} і Q_{AB} . При усталеному русі $H_A = H_1$ та витрата $Q_{AB} = Q_{CA}$. Встановити миттєві витрати Q_{AB} (при $H_A = H_1$) в таких випадках: 1. Витрата Q_{CA} збільшується. 2. Витрата Q_{CA} зменшується.

Розв'язання

З рівняння (6.5) маємо:

$$Q_{AB} = \sqrt{\frac{H_1 - H_B - \frac{l}{g\omega} \frac{dQ}{dt}}{S_0 l}}. \quad (a)$$

1. Якщо Q_{CA} збільшується в порівнянні з Q_{AB} , то збільшується також і H_A та Q_{AB} , тобто $\frac{dQ}{dt} > 0$. Тоді з рівняння (a) бачимо, що Q_{AB} зменшується у порівнянні

з її величиною при усталеному русі (при $\frac{dQ}{dt} = 0$). Потіку доводиться крім звичайних

втрат напору ($S_0 Q^2 l$) долати також інерційний напір $\left(\frac{l}{g\omega}\right) \cdot \left(\frac{dQ}{dt}\right)$.

2. Якщо Q_{CA} зменшується у порівнянні з Q_{AB} (або $Q_{CA} = 0$), то зменшується і Q_{AB} , тобто $\frac{dQ}{dt} < 0$. Тоді з рівняння (a) виявляється, що Q_{AB} збільшується порівняно з її величиною при усталеному русі. В цьому випадку здається, що інерційний напір „тягне” за собою потік і збільшує витрату.

6.3. Основні характеристики неусталеного руху рідини у відкритих руслах

Неусталений рух називають ще хвильовим. Характерною особливістю хвиль, які рухаються у відкритих руслах, є їх властивість переносити значні витрати води і тому вони називаються хвилями переміщення. Розрізняють хвилі переміщення безперервні (довгі) й переривчасті.

Найпростішою формою неусталеного руху є хвиля одного напрямку, коли витрата тільки зростає або тільки спадає. При зростанні рівня води хвилю називають додатною, а при зменшенні – від’ємною. Хвиля, яка поширюється вниз за течією, називається прямою, а хвиля, яка поширюється вгору за течією, – зворотною.

Залежно від співвідношення цих ознак виділяють чотири основні види хвиль.

Пряма додатна хвиля, або хвиля наповнення (рис. 6.2, а), яка виникає в результаті збільшення витрати в початковому перерізі, переносить збільшення витрати вниз за течією і спричиняє підвищення рівня води в руслі, характеризується співвідношеннями:

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} > 0; \quad \frac{\partial \omega}{\partial l} < 0; \quad \frac{\partial V}{\partial t} > 0; \quad \frac{\partial V}{\partial l} < 0. \quad (6.6)$$

Пряма від’ємна хвиля, або хвиля відливу (рис. 6.2, б), яка виникає при зменшенні витрати в початковому перерізі, переносить зменшення вниз за течією і викликає зниження рівнів води в руслі, тоді:

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} < 0; \quad \frac{\partial \omega}{\partial l} > 0; \quad \frac{\partial V}{\partial t} < 0; \quad \frac{\partial V}{\partial l} > 0. \quad (6.7)$$

Зворотна додатна хвиля, або хвиля підпору (рис. 6.2, в), яка виникає при зменшенні витрати в кінцевому перерізі, переносить це зменшення вгору за течією і викликає підвищення рівнів води в руслі, у цьому разі:

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} > 0; \quad \frac{\partial \omega}{\partial l} > 0; \quad \frac{\partial V}{\partial t} < 0; \quad \frac{\partial V}{\partial l} < 0. \quad (6.8)$$

Зворотна (від’ємна) хвиля, або хвиля виливу (рис. 6.2, г), яка виникає при збільшенні витрати в кінцевому перерізі, переносить це збільшення вгору за течією і викликає зниження рівнів води в руслі, при цьому:

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} < 0; \quad \frac{\partial \omega}{\partial l} < 0; \quad \frac{\partial V}{\partial t} > 0; \quad \frac{\partial V}{\partial l} > 0. \quad (6.9)$$

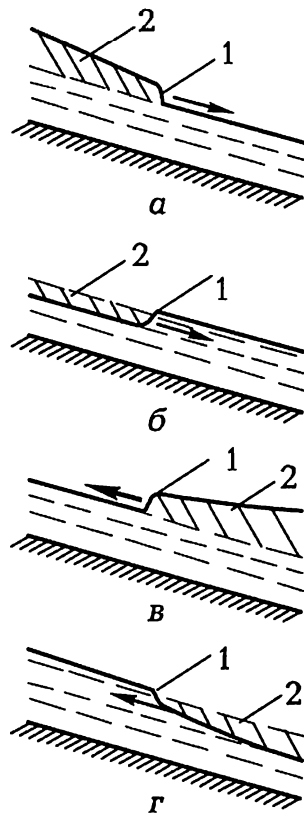


Рис. 6.2

Передня частина хвилі, яка пересувається вздовж потоку з деякою хвильовою швидкістю, називається фронтом хвилі 1. Фронт хвилі спричиняє в потоці досить різкі зміни. Весь об'єм води, що рухається, називається тілом хвилі 2, в якому елементи потоку змінюються повільно.

Елементи профілю прямої додатної хвилі, які лежать на більш високих відмітках, переміщуються швидше, ніж розташовані нижче за течією. З віддаленням створу від початкового відмічається зменшення відхилення витрати і глибини від їх значень при усталеному русі. Це явище називається розпластуванням, або динамічною трансформацією хвилі.

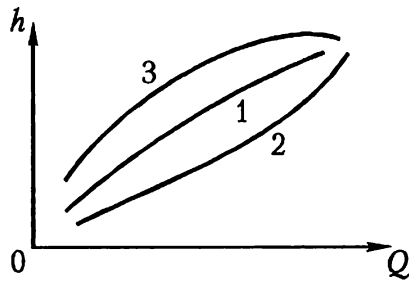


Рис. 6.3

При усталеному русі для кожного створу в потоці існує однозначна залежність витрати потоку від глибини в цьому перерізі $Q = f(h)$. При неусталеному русі із зростанням витрати похил вільної поверхні потоку збільшується, що призводить до зменшення потрібної глибини (рис. 6.3, крива 2) для пропускання тієї самої витрати порівняно з усталеним рухом (крива 1). Якщо ж витрата зменшуватиметься, то для її пропускання буде потрібна більша глибина (крива 3).

Неусталений рух води у відкритих руслах можна описати диференційними рівняннями нерозривності й динамічної рівноваги, що сукупно називаються рівняннями Сен-Венана.

6.4. Рівняння Сен-Венана

Рівняння нерозривності (рівняння балансу витрат) при неусталеному русі. Розглянемо поздовжній переріз тіла хвилі (рис. 6.4). У момент часу t вільна поверхня займає положення $a-a$, а в момент часу $t + dt$ – положення $b-b$. Виберемо два нерухомих перерізи 1-1 і 2-2 з нескінченно малою відстанню між ними dl . Елементарний об'єм рідини dW , який міститься між перерізами 1-1, 2-2 і двома положеннями вільної поверхні $a-a$ і $b-b$ (на кресленні заштрихований), можна визначити як різницю об'ємів води, що надійшла за час dt з витратою Q через переріз 1-1

у розглядуваний об'єм і витікла з витратою $Q + \frac{\partial Q}{\partial t} dl$ з цього об'єму через переріз 2-2 за той самий час:

$$dW = Qdt - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial l} dl \right) dt = -\frac{\partial Q}{\partial l} dl dt . \quad (6.10)$$

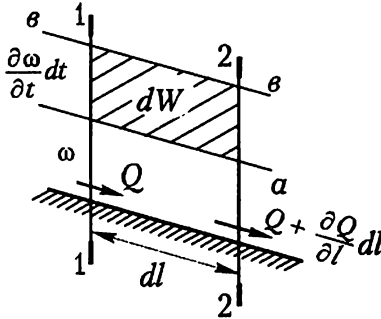


Рис. 6.4

З іншого боку, елементарний об'єм dW можна виразити як добуток приросту площі живого перерізу ω за час dt на dl :

$$dW = \left(\frac{\partial \omega}{\partial t} dt \right) dl . \quad (6.11)$$

Вважаючи воду нестисливою, прирівняємо вирази (6.10) і (6.11), тоді:

$$\frac{\partial Q}{\partial l} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = 0 . \quad (6.12)$$

Оскільки $Q = V\omega$, з (6.12) маємо:

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + V \frac{\partial \omega}{\partial l} + \omega \frac{\partial V}{\partial l} = 0 . \quad (6.13)$$

Формули (6.12) і (6.13) називаються рівняннями нерозривності для неусталеного руху води у відкритих руслах.

Рівняння динамічної рівноваги. Це рівняння можна дістати з основного диференціального рівняння неусталеного плавномірного руху потоку (6.1). Розглянемо точку на вільній поверхні потоку (рис. 6.5), в якій манометричний тиск дорівнює нулю. З урахуванням цього, а також прийнявши $\alpha \approx \alpha_0 \approx 1$, рівняння (6.1) набере вигляду:

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{2V\partial V}{2g\partial l} = -\frac{\partial h_t}{\partial l} - \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} , \quad (6.14)$$

де $\frac{\partial z}{\partial l} = J_n$ – похил вільної поверхні потоку, який при плавномітному русі

дорівнює п'езометричному похилу i_p , і його можна подати як:

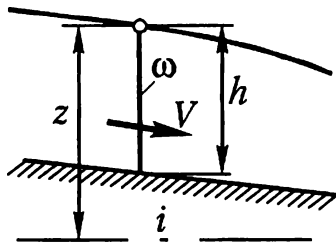


Рис. 6.5

$$J_n = i - \frac{\partial h}{\partial l}. \quad (6.15)$$

Похил тертя:

$$\frac{\partial h_t}{\partial l} = i_f = \frac{Q^2}{\omega^2 W^2}. \quad (6.16)$$

Підставляючи (6.15) і (6.16) у (6.14), дістанемо:

$$i - \frac{\partial h}{\partial l} = \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial l} + \frac{Q^2}{\omega^2 W^2}. \quad (6.17)$$

Це рівняння називається основним диференціальним рівнянням неусталеного плавномітного руху води у відкритому руслі.

Формули (6.13) і (6.17) називаються рівняннями Сен-Венана, який отримав їх в 1871 році.

Рівняння Сен-Венана містять два інерційні члени, які враховують прискорення. Один з них $\frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial l} = \frac{\partial}{\partial l} \left(\frac{V^2}{2g} \right)$ виражає конвективне

прискорення при усталеному нерівномірному русі, а другий $\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t}$ – локальне прискорення, яке відбувається при неусталеному русі.

Неусталений рух характеризується також параметром нестационарності

$\Pi_{н.с} = \frac{h}{V^2} \frac{\partial V}{\partial t}$. Якщо $\Pi_{н.с} < 0,5$, втрати напору по довжині в кожному

створі у кожен момент часу можуть визначатися за формулами рівномірного руху, тобто:

$$i_f = \frac{Q^2}{\omega^2 W^2}.$$

Під час розв'язування рівнянь Сен-Венана мають бути виведені залежності $h = f_1(t, l)$ і $Q = f_2(t, l)$. Однак точний аналітичний розв'язок цих рівнянь неможливий через їх складність. Їх розв'язують для найпростіших випадків, а для складніших використовують методи чисельного інтегрування, які реалізуються на ЕОМ. Існує також ряд спрощених методів, що базуються на різних припущеннях.

6.5. Розрахунок руху дощових вод на ЕОМ

Маючи вихідний гідрограф стоку, тобто залежність між витратами води і часом стоку в початковому перерізі русла (рис. 6.6), можна визначити розрахункові величини витрати Q_{i_p} , швидкості V_{i_p} і глибини h_{i_p} в будь-якому p -му перерізі за допомогою графіків В.О.Большакова [17], що розраховані на ЕОМ для різних характеристик потоку і русла.

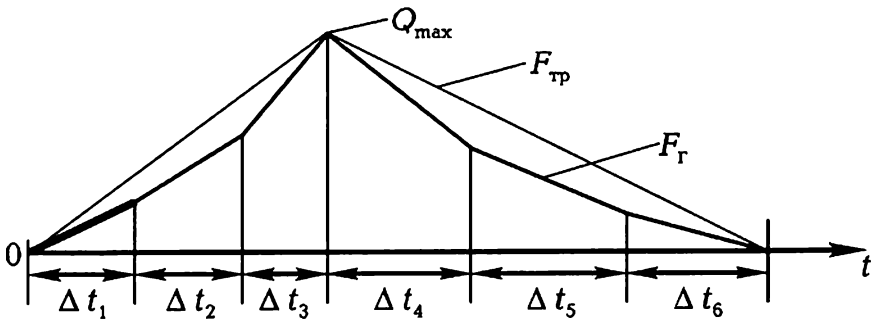


Рис. 6.6

Основні розрахунки проведені для прямокутного модельного русла шириною $b = 10$ м, довжиною $l = 1000$ м, при похилі $i = 0,001$, коефіцієнті шорсткості $n = 0,02$. У кінцевому перерізі русла є незначне

стиснення з боків, тобто водопропускний отвір у кінці русла $b_{кин} = 9,5 м$, чому відповідає коефіцієнт $M = m\sqrt{2gb_{кин}} = 15$ (m – коефіцієнт витрати). Основні розрахункові залежності для витрати і швидкості в довільному перерізі русла:

$$q_{i_p} = Q_{max} \varphi_{q_\phi} \varphi_q \varphi_{q_b} \varphi_{q_i} \varphi_{q_n} \varphi_{q_i} \varphi_{q_M} \varphi_{q_m}; \quad (6.18)$$

$$V_{i_p} = V_{max} \varphi_V \varphi_{V_b} \varphi_{V_i} \varphi_{V_n} \varphi_{V_i} \varphi_{V_M} \varphi_{V_m}, \quad (6.19)$$

де Q_{max} – максимальна витрата гідрографа в початковому перерізі русла; V_{max} – максимальна швидкість течії потоку в цьому перерізі, яка встановлюється за графіком головного зв'язку (рис. 6.7); φ_{q_ϕ} – поправковий коефіцієнт, який враховує форму вихідного гідрографа і визначається за графіком (рис. 6.8 а) залежно від критерію повноти гідрографа f , який є відношенням площі дійсного ба атокутного гідрографа F_Γ до площі умовного трикутного гідрографа F_{TP} з тією самою висотою Q_{max} і основою $\sum \Delta t$ (див. рис. 6.6); (тобто $f = \frac{F_\Gamma}{F_{TP}}$), φ_q – коефіцієнт трансформації витрати, який є відно-

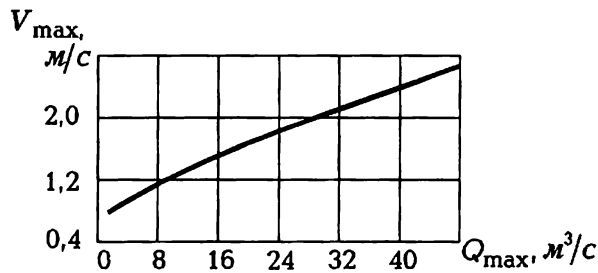


Рис. 6.7

шенням максимальної витрати конкретного гідрографа в даному створі q_{i_p} до максимальної витрати в початковому перерізі Q_{max} і визначається за графіком (рис. 6.8, б); φ_V – коефіцієнт трансформації швидкості, який має

аналогічне значення у формулі для V_{i_p} і визначається за графіком (рис. 6.9, а).

На цих графіках W – загальний об'єм стоку в тис. м³.

На інших графіках (рис. 6.8 і 6.9) наведені решта коефіцієнтів формул (6.18) і (6.19), які враховують вплив відхилення параметрів заданого русла від модельного: $\varphi_{q_b}, \varphi_{V_b}$ – ширини; $\varphi_{q_l}, \varphi_{V_l}$ – довжини; $\varphi_{q_n}, \varphi_{V_n}$ – шорсткості стінок і дна; $\varphi_{q_i}, \varphi_{V_i}$ – похилу дна; $\varphi_{q_m}, \varphi_{V_m}$ – ступеня стиснення в кінцевому перерізі залежно від величини M ; $\varphi_{q_m}, \varphi_{V_m}$ – коефіцієнта закладання укосів m для трапецеїдального перерізу русла.

Якщо відома витрата q_{i_p} і швидкість V_{i_p} у довільному перерізі, можна

знайти площу перерізу $\omega_{i_p} = \frac{q_{i_p}}{V_{i_p}}$, а потім і його глибину. У [17, 21] наво-

дяться й інші методи розрахунку потоків при неусталеному русі.

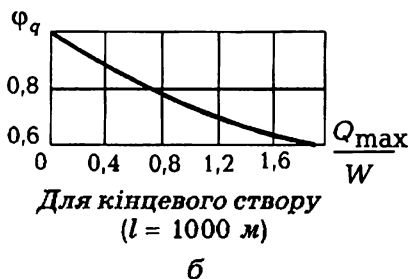
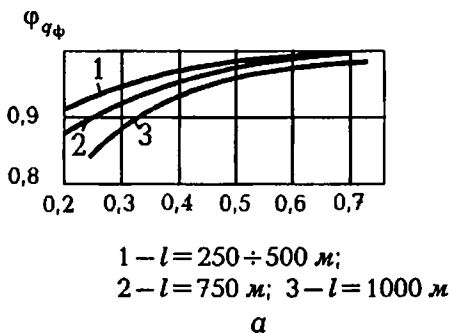
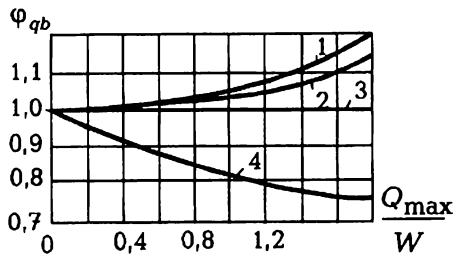


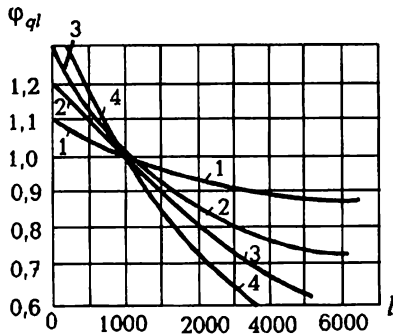
Рис. 6.8 (а, б)



Кінцеві створи

1 - $b = 3$ м; 2 - $b = 5$ м;
3 - $b = 10$ м; 4 - $b = 20$ м

В

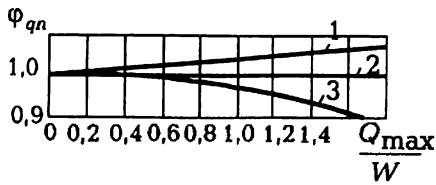


Для всіх створів

1 - $Q_{max}/W = 1$; 2 - $Q_{max}/W = 0,8$;
3 - $Q_{max}/W = 1,4$; 4 - $Q_{max}/W = 1,5$.

г

Рис. 6.8 (в, г)

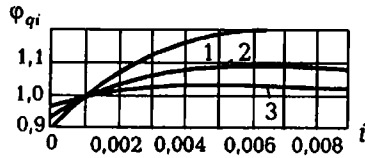


Для всіх створів

1 - $n = 0,014$; 2 - $n = 0,02$;

3 - $n = 0,03$

g



При $Q/W \leq 1,0$;

1 - $l = 750 + 1000$ м, $Q/W = 0,8$;

2 - $l = 750 + 1000$ м, $Q/W = 0,4$;

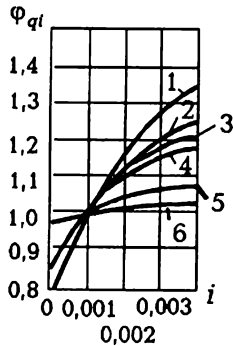
$l > 500$ м, $Q/W = 0,8$;

3 - $l = 250 + 500$ м, $Q/W = 0,4$;

$l = 250$ м, $Q/W = 0,8$.

e

При $Q/W \geq 1,0$;



1 - $l = 1000$ м, $Q/W = 1,5$;

2 - $l = 750$ м, $Q/W = 1,5$;

3 - $l = 1000$ м, $Q/W = 1,0$;

4 - $l = 750$ м, $Q/W = 1,0$;

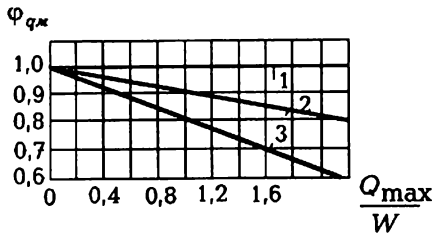
$l = 500$ м, $Q/W = 1,5$;

5 - $l = 250$ м, $Q/W = 1,0$;

6 - $l = 250$ м, $Q/W = 1,0$;

є

Рис. 6.8 (д, е, є)



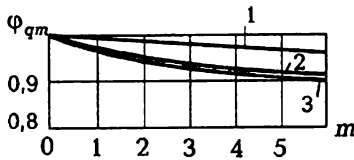
Кінцеві створи

1 – $M \geq 15$

2 – $M = 10$

3 – $M = 7,5$

ж



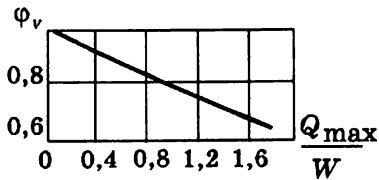
1 – $v = 10m$, (проміжні створи);

2 – $v = 5m$, (для довільних створів);

3 – $v = 10m$, (кінцеві створи)

з

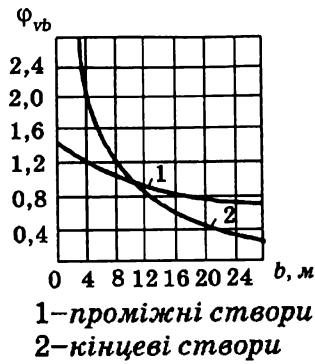
Рис. 6.8 (ж, з)



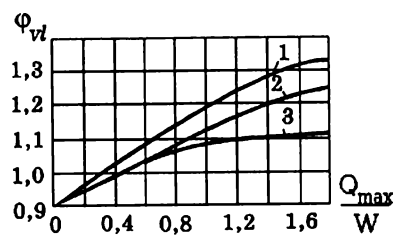
Для кінцевого створу
($l=1000m$)

а

Рис 6.9 (а)

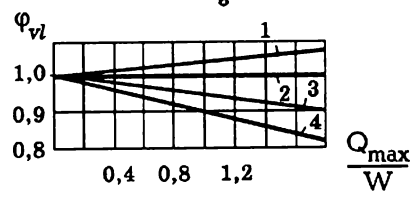


б



Проміжні створи
 1 — $l = 500 м$;
 2 — $l = 1000 м$;
 3 — $l = 2000 м$

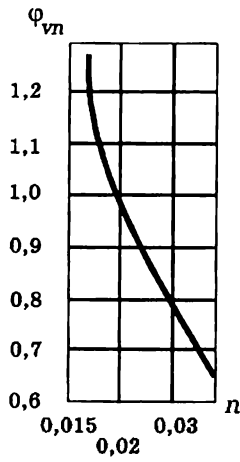
в



Кінцеві створи
 1 — $l = 800 м$;
 2 — $l = 1000 м$;
 3 — $l = 2000 м$;
 4 — $l = 3000 м$

г

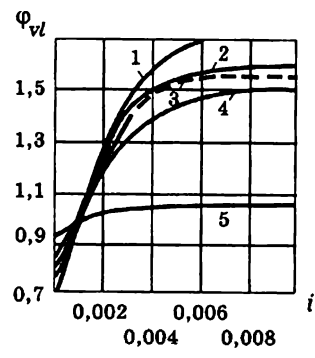
Рис. 6.9 (б, в, г)



Для всіх проміжних створів (для кінцевого створу $\varphi_{vn} = 1$)

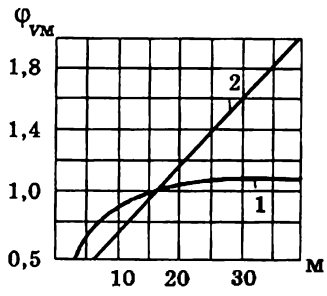
д

- 1 — $\frac{Q_{max}}{W} = 0,4$;
- 2 — $\frac{Q_{max}}{W} = 0,8$;
- 3 — $\frac{Q_{max}}{W} = 1$;
- 4 — $\frac{Q_{max}}{W} = 1,5$



5. Кінцеві створи при довільному відношенні $\frac{Q_{max}}{W}$

е



- 1 — 30-й ствір при $\frac{Q_{max}}{W} < 0,8$
- 2 — для кінцевого створу при будь-якому співвідношенні $\frac{Q_{max}}{W}$

є

Рис. 6.9 (д, е, є)

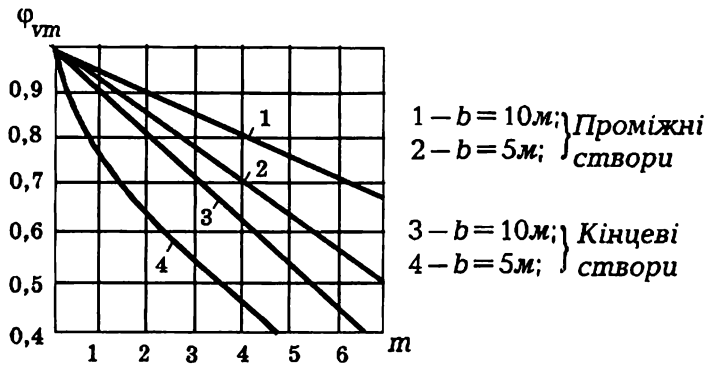


Рис. 6.9 (ж)

Приклад. Визначити витрату q_{ip} , швидкість V_{ip} , та глибину h_{ip} в кінці русла прямокутного перерізу з довжиною $l = 2500m$, шириною $b = 18m$, похилом $i = 0,001$, коефіцієнтом шорсткості $n = 0,015$, параметром $M = m\sqrt{2gb_{кв}} = 28,7$, при початковому трикутному гідрографі з $Q_{max} = 20 \text{ м}^3/\text{с}$, загальному об'ємі стоку $W = 14 \cdot 10^3 \text{ м}^3/\text{с}$.

Розв'язання

Для модельного русла в залежності від $Q_{max} = 20 \text{ м}^3/\text{с}$ за графіком (рис. 6.7) визначаємо максимальну швидкість у початковому перерізі $V_{max} = 1,6 \text{ м}/\text{с}$.

В залежності від відношення $\frac{Q_{max}}{W} = \frac{20}{14} = 1,43$ з графіків (рис. 6.8, 6.9) визначаємо коефіцієнти трансформації витрати $\varphi_q = 0,68$ і швидкості $\varphi_v = 0,7$.

В залежності від відхилення ширини b , довжини l , коефіцієнта шорсткості n , параметра M , похилу i від відповідних параметрів модельного русла за графіками (рис. 6.8, 6.9) визначаємо відповідні поправкові коефіцієнти.

Якщо форма гідрографа у початковому перерізі є близькою до трикутної, то коефіцієнт, що враховує форму гідрографа $\varphi_{q\phi} = 1,0$ (рис. 6.8, а).

За іншими графіками знаходимо:

$$\varphi_{q_b} = 0,80, \varphi_{q_n} = 1,05, \varphi_{q_i} = 1,0,$$

$$\varphi_{q_1} = 0,76, \varphi_{q_M} = 1,0, \varphi_{q_m} = 1,0.$$

Тоді витрата у кінцевому перерізі:

$$\begin{aligned} q_{i_p} &= Q_{\max} \cdot \varphi_{q_\phi} \cdot \varphi_q \cdot \varphi_{q_b} \cdot \varphi_{q_1} \cdot \varphi_{q_n} \cdot \varphi_{q_i} \cdot \varphi_{q_M} \cdot \varphi_{q_m} = \\ &= 20 \cdot 1,0 \cdot 0,68 \cdot 0,8 \cdot 0,76 \cdot 1,05 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 8,68 \frac{\text{м}^3}{\text{с}}. \end{aligned}$$

За аналогією знаходимо поправкові коефіцієнти для швидкості:

$$\varphi_{V_b} = 0,5, \varphi_{V_i} = 0,89, \varphi_{V_n} = 1,0,$$

$$\varphi_{V_i} = 1,0, \varphi_{V_M} = 1,58, \varphi_{V_m} = 1,0.$$

Швидкість у кінцевому перерізі:

$$\begin{aligned} V_{i_p} &= V_{\max} \cdot \varphi_V \cdot \varphi_{V_b} \cdot \varphi_{V_i} \cdot \varphi_{V_n} \cdot \varphi_{V_i} \cdot \varphi_{V_M} \cdot \varphi_{V_m} = \\ &= 1,6 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 0,89 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,58 \cdot 1,0 = 0,79 \frac{\text{м}}{\text{с}}. \end{aligned}$$

Глибина у кінцевому перерізі:

$$h_{i_p} = \frac{Q_{i_p}}{V_{i_p} \cdot b} = \frac{8,68}{0,79 \cdot 18} = 0,61 \text{ м}.$$

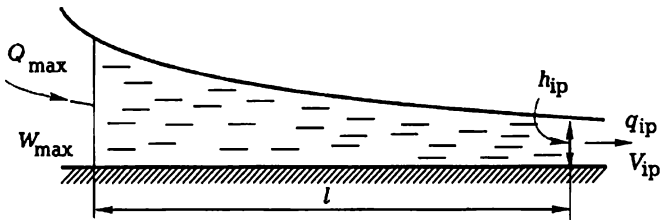


Рис. 6.10

Розділ 7

ВІДСТОЮВАННЯ РІДИНИ ТА РУХ ДВОФАЗНИХ РІДИН

7. 1. Падіння твердих тіл у рідині. Гідралічна крупність

Закони руху твердих частинок у рідині широко застосовуються при проектуванні споруд для механічної очистки природних і стічних вод (пісколовок, відстійників, освітлювачів).

Розглянемо падіння твердих тіл (частинок) у рідині. Умовно розглядатимемо частинку у формі кулі діаметром d (рис. 7.1.).

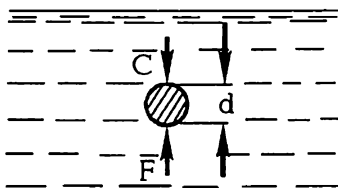


Рис. 7.1

Падіння її відбувається під дією сили ваги:

$$G = (\rho_m - \rho_p)g \frac{\pi d^3}{6}, \quad (7.1.)$$

де ρ_m – густина твердої частинки; ρ_p – густина рідини; g – прискорення вільного падіння.

Під час падіння частинки в рідині виникає сила опору, яка з урахуванням (0.19) визначається за формулою:

$$F = C_r \frac{\pi d^2}{4} \rho_p \frac{V^2}{2}, \quad (7.2.)$$

де $V_{z.k}$ – швидкість рівномірного падіння частинки в рідині, що перебуває у стані спокою. За температури води $10^{\circ}C$ ця швидкість називається гідравлічною крупністю частинки: C_T – коефіцієнт опору частинки.

При рівномірному падінні частинки сила ваги G і сила опору F будуть рівні. Тоді можна записати:

$$(\rho_m - \rho_p)g \frac{\pi d^3}{6} = C_T \frac{\pi d^2}{4} \rho_p \frac{V_{z.k}^2}{2}.$$

Звідси гідравлічна крупність:

$$V_{z.k} = \sqrt{\frac{4(\rho_m - \rho_p)gd}{3\rho_p C_T}}. \quad (7.3)$$

При числах Рейнольдса $Re = \frac{V_{z.k}d}{\nu} \leq 1$ з урахуванням формули (0.20)

дістанемо:

$$V_{z.k} = \frac{\rho_m - \rho_p}{18\mu} gd^2, \quad (7.4)$$

де $\mu = \rho_p \nu$ – динамічна в'язкість рідини.

Сила опору падінню частинки при цьому визначається із залежності (7.2), враховуючи формулу (0.20):

$$F = \frac{24\nu}{V_{z.k}d} \frac{\pi d^2}{4} \rho_p \frac{V_{z.k}^2}{2} = 3\pi\mu d V_{z.k}. \quad (7.5)$$

Вираз (7.5) називається законом Стокса.

Коли $Re > 1$, коефіцієнт опору C_T залежить від числа Рейнольдса і від форми частинки. Експериментальні дані А.П.Зегджа для піску та гравію, а також Л.І.Сєдова для куль наведені на рис. 7.2.

Графік показує, що для частинок неправильної форми коефіцієнт опору більший, ніж для куль. При великих числах Рейнольдса значення коефіцієнта опору не залежить від Re (наприклад, для піску та гравію $Re \geq 240$).

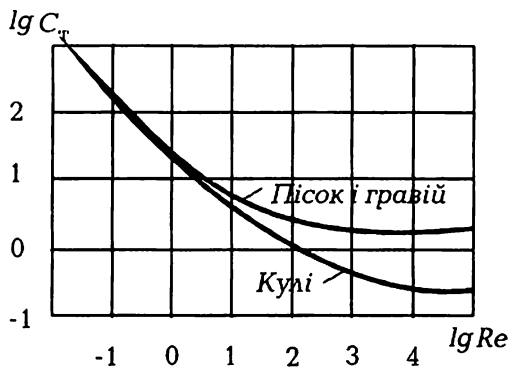


Рис. 7.2

Осідання монодисперсних та полідисперсних зависів. У каламутній воді можуть бути завислі частинки приблизно однакових або, що частіше, різних розмірів. Такі зависи називаються відповідно монодисперсними і полідисперсними. Маса осаду, який випав з монодисперсних зависів за час t на площу резервуара ω (рис. 7.3), буде:

$$M = V_{z,k} t \omega C_x, \quad (7.6)$$

де C_x – концентрація зависів (маса завислих частинок в одиниці об'єму води).

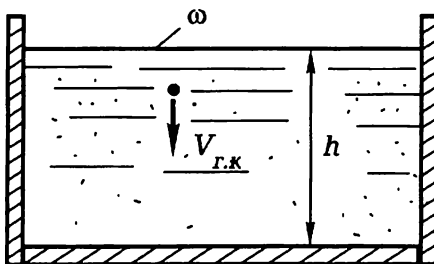


Рис. 7.3

Маса зависів у воді до початку осідання:

$$M_0 = \omega h C_x, \quad (7.7)$$

де h – глибина води в резервуарі.

Звідси відносна кількість зависів, що випали:

$$p_* = \frac{M}{M_0} = V_{z,k} \frac{t}{h}, \quad (7.8)$$

а гідравлічна крупність:

$$V_{z,k} = p_* \frac{h}{t}. \quad (7.9)$$

Відносна кількість зависів p_* , що випали, прямо пропорційна часу осідання t (рис. 7.4). Ця залежність визначається кривою випадіння зависів. Зокрема, для монодисперсних зависів, згідно з залежністю (7.8), ця крива перетворюється у пряму, тангенс кута нахилу якої характеризує швидкість випадіння зависів.

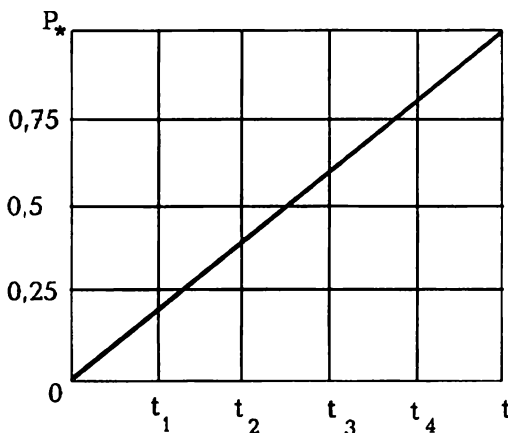


Рис. 7.4

Гідравлічна крупність зависів $V_{z,k}$ визначається експериментально. Для цього воду, що досліджується, розливають у два однакових циліндри глибиною h . В одному з них воду відстоюють повністю, обережно зливають, потім визначають масу накопиченого осаду M_0 . У другому циліндрі відстоювання закінчують після часу t і визначають масу осаду M . Потім визначають відносну кількість зависів, що випали, $p_* = \frac{M}{M_0}$, а з формули (7.9) – гідравлічну крупність $V_{z,k}$.

Значення гідравлічної крупності для різних завислих частинок наведені в табл. 7.1.

Таблиця 7.1

Вид частинок	$d, \text{мм}$	$V_{з.к}, \text{м/с}$	Вид частинок	$d, \text{мм}$	$V_{з.к}, \text{м/с}$
Пісок	1,0	$100 \cdot 10^{-3}$	Мул	0,05	$17 \cdot 10^{-3}$
Пісок	0,5	$53 \cdot 10^{-3}$	Мул	0,01	$0,07 \cdot 10^{-3}$
Пісок	0,1	$6,9 \cdot 10^{-3}$	Глина	0,0027	$0,005 \cdot 10^{-3}$
			Глина	0,001	$0,0007 \cdot 10^{-3}$

Звичайно завислі у воді частинки відрізняються формою від кулі і визначити їх умовний (еквівалентний) діаметр геометричними вимірюваннями дуже важко, особливо для маленьких частинок. Тому, як правило, еквівалентний діаметр визначають за формулою (7.4), визначивши попередньо значення гідравлічної крупності.

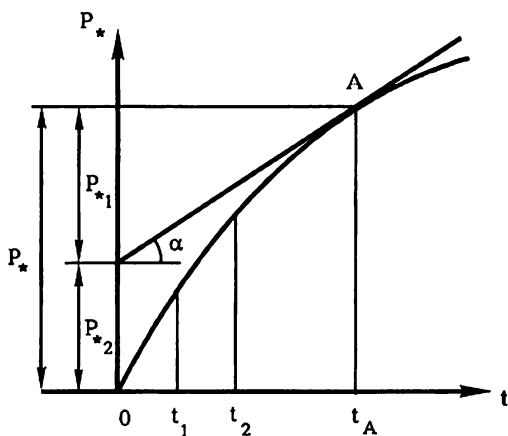


Рис. 7.5

При осіданні полідисперсних зависів випадають в осад частинки з великою й малою гідравлічною крупністю. Перші осідають швидше, і через деякий час їхнє осідання закінчується, а загальна кількість частинок, що

випали в осад за одиницю часу, зменшується. Тому крива випадіння зависів має опуклу вгору форму (рис.7.5) і будується по 5–6 точках після розливу води у відповідну кількість циліндрів і відстоювання її протягом різних проміжків часу (t_1, t_2, \dots, t_n).

У довільній точці A тангенс кута нахилу цієї кривої:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{dp_*}{dt},$$

пропорційний швидкості накопичення осаду в даний момент часу t_1 . У кожний момент часу випадають в осад частинки всіх розмірів, крім тих, випадіння яких закінчилося раніше. Оскільки для останніх $p_* = 1$, то їхня

гідравлічна крупність $V_{z,k} \geq \frac{h}{t_1}$. Таким чином, тангенс кута нахилу дотичної

у розглядуваній точці є швидкістю накопичення в осаді всіх частинок,

гідравлічна крупність яких $V_{z,k} < \frac{h}{t_1}$. Вміст цих частинок в осаді:

$$p_{*1} = t_1 \operatorname{tg} \alpha, \quad (7.10)$$

а вміст частинок з гідравлічною крупністю $V_{z,k} \geq \frac{h}{t_1}$:

$$p_{*2} = p_* - p_{*1}, \quad (7.11)$$

де p_* – відносна кількість всіх частинок, що випали в осад за час t_1 .

Середня гідравлічна крупність частинок полідисперсних зависів:

$$V_{z,k, \text{ср}} = p_* \frac{h}{t}. \quad (7.12)$$

Величина $V_{z,k, \text{ср}}$ залежить від часу осідання t , і про неї можна говорити тільки як про середню швидкість осідання зависів, що випали в осад у даний момент часу t .

7.2. Стиснене осідання твердих частинок у рідині

При осіданні концентрованої маси частинок в обмеженому об'ємі рідини (наприклад, у відстійнику) частинки, які випадають в осад, витісняють

рідину поблизу дна, в результаті чого остання піднімається вгору. Отже, частинки осідають не в нерухомій рідині, а в тій, що рухається їм назустріч (рис. 7.6). Це зменшує швидкість падіння частинки порівняно з її гідравлічною крупністю.

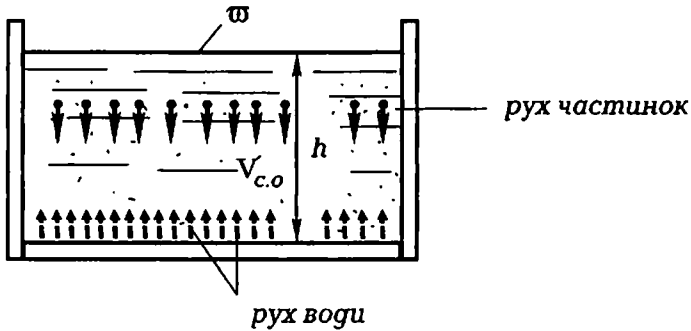


Рис. 7.6

Загальні закономірності стисненого осідання встановлені Д.М.Мінцем [13]. При взаємній близькості частинок, що осідають, замість вільного їх обтікання, яке відбувається при падінні окремої частинки, виникає рух, подібний протіканню води крізь пористе середовище, яке у цьому разі є концентрованою масою частинок, що осідають, тобто завислим шаром. Втрати напору в завислому шарі можна виразити формулою:

$$\Delta h = \zeta_{з.ш} \frac{L}{l} \frac{V_{c.o}^2}{g(1-C')^2}, \quad (7.13)$$

де $\zeta_{з.ш}$ – коефіцієнт опору завислого шару; L – товщина завислого шару; l – характерний лінійний розмір частинки в завислому шарі; C' – об'ємна концентрація зависів; $1-C'$ – частка вільного об'єму; $V_{c.o}$ – швидкість стисненого осідання; $\frac{V_{c.o}}{1-C'}$ – швидкість руху води в проміжках між завислими частинками.

Структура формули (7.13) аналогічна формулі втрат напору по довжині в трубах, але замість діаметра труби D тут введено характерний лінійний розмір l , який, подібно до гідравлічного радіуса в трубах і у відкритих каналах, можна взяти прямо пропорційним площі живого перерізу вільного об'єму між завислими частинками й обернено пропорційним змоченому

периметру. Далі будемо розглядати ці величини віднесеними до одиниці об'єму завислого шару.

Для однорідного завислого шару в одиниці об'єму площу перерізу вільного об'єму між завислими частинками можна прийняти прямо пропорційною частці вільного об'єму $1 - C'$ у загальному об'ємі завислого шару.

Змочений периметр може розглядатися як сума периметрів поперечних перерізів завислих частинок, яка пропорційна питомій поверхні частинок, тобто сумарній поверхні частинок в одиниці об'єму завислого шару. Об'єм

усіх частинок в одиниці об'єму дорівнює C' , об'єм однієї частинки $\frac{\pi d_e^3}{6}$, де

d_e – еквівалентний діаметр частинки, а загальне число частинок в одиниці об'єму завислого шару:

$$N = \frac{C'6}{\pi d_e^3}. \quad (7.14)$$

Враховуючи, що поверхня кожної частинки дорівнює πd_e^2 , сумарна поверхня всіх частинок в одиниці об'єму завислого шару:

$$F_0 = \pi d_e^2 N = \frac{6C'}{d_e}. \quad (7.15)$$

Тоді характерний лінійний розмір l можна подати у вигляді:

$$l = \frac{1 - C'}{F_0} = \frac{(1 - C')d_e}{6C'}. \quad (7.16)$$

Втрати напору в завислому шарі виразимо через перепад тиску Δp в ньому:

$$\Delta h = \frac{\Delta p}{\rho_p g}. \quad (7.17)$$

Враховуючи викладене, із (7.13) дістанемо вираз для коефіцієнта опору завислого шару:

$$\zeta_{з.ш} = \frac{\Delta p (1 - C')^3 d_e}{6C' L \rho_p V_{c.o}^2}. \quad (7.18)$$

Перепад тиску Δp , який входить до цієї формули, визначається таким чином. Сила тиску води на площу горизонтального поперечного перерізу завислого шару S буде:

$$P = \Delta p S, \quad (7.19)$$

а вага частинок у шарі:

$$G = (\rho_m - \rho_p) g C' S L. \quad (7.20)$$

При рівномірному русі води через завислий шар, який перебуває у стані динамічної рівноваги, сила тиску води на нього урівноважується вагою завислих частинок у шарі G . Прирівнюючи ці сили, отримаємо:

$$\Delta p = (\rho_m - \rho_p) g C' L. \quad (7.21)$$

Отже, втрати гідродинамічного тиску в завислому шарі дорівнюють вазі цього шару в рідині, яка припадає на одиницю площі шару.

Підставляючи вираз для перепаду тиску в завислому шарі до формули (7.18), дістанемо:

$$\zeta_{з.ш} = \frac{\rho_m - \rho_p}{\rho_p} g \frac{(1 - C')^3 d_e}{6V_{c.o}^2}, \quad (7.22)$$

а потім, знаходячи з формули (7.3) вираз для $\frac{\rho_m - \rho_p}{\rho_p} g d_e$ і підставляючи

його до (7.22), матимемо залежність коефіцієнта опору $\zeta_{з.ш}$ завислого шару від коефіцієнта опору C_T частинки, що вільно осідає, об'ємної концентрації зависів C' і співвідношення швидкостей вільного $V_{з.к}$ і стисненого $V_{c.o}$ осідання частинки:

$$\zeta_{з.ш} \frac{C_T}{8} \frac{V_{з.к}^2}{V_{c.o}^2} (1 - C') = \frac{C_T (1 - C')^3}{8\beta^2}, \quad (7.23)$$

$$\beta = \frac{V_{c.o}}{V_{з.к}}, \quad (7.24)$$

де β – коефіцієнт зменшення швидкості стисненого осідання.

Коефіцієнт опору завислого шару $\zeta_{з.ш}$ залежить від числа Рейнольдса $Re_{з.ш}$ для потоку в завислому шарі, яке можна виразити через характерний лінійний розмір шару:

$$Re_{з.ш} = \frac{V_{c.o} l}{(1 - C') \nu} = \frac{V_{c.o} d_e}{6C' \nu}. \quad (7.25)$$

Дослідами Д.М.Мінца і С.А.Шуберга встановлена приблизна залежність між $\zeta_{\text{з.ш}}$ і $Re_{\text{з.ш}}$:

$$\zeta_{\text{з.ш}} Re_{\text{з.ш}} = k Re_{\text{з.ш}} + e, \quad (7.26)$$

де параметри k і e залежать від характеристики завислих частинок і визначаються за допомогою графіка на рис. 7.7; $k = \operatorname{tg} \alpha$ (α – кут нахилу прямої АВ) і e – відрізок, який відсікається на осі ординат від початку координат прямою АВ.

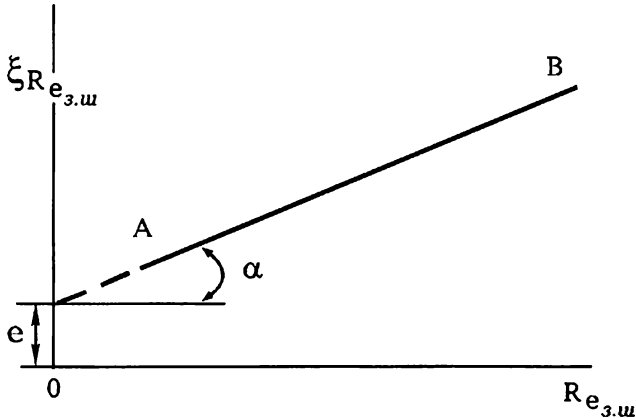


Рис. 7.7

Крім числа Рейнольдса для потоку в завислому шарі $Re_{\text{з.ш}}$, осідання характеризується також числом Рейнольдса Re_v для частинки, що вільно осідає:

$$Re_v = \frac{V_{\text{з.к}} d_e}{\nu}. \quad (7.27)$$

Порівнюючи формули (7.25) і (7.27), дістанемо:

$$Re_{\text{з.ш}} = \frac{V_{\text{с.о}}}{6C'} \frac{Re_v}{V_{\text{з.к}}} = \frac{Re_v \beta}{6C'}. \quad (7.28)$$

З урахуванням значення коефіцієнта опору $\zeta_{\text{з.ш}}$ завислого шару із (7.23) і числа Рейнольдса $Re_{\text{з.ш}}$ із (7.28), рівняння (7.26) зводиться до вигляду:

$$\frac{C_T(1-C')^3}{8\beta^2} = \frac{6C'e}{Re_\nu\beta} + k. \quad (7.29)$$

Значення k можна знайти з граничних умов. Коли $C' = 0$, то $V_{c.o} = V_{z.k}$ і $\beta = 1$, $k = \frac{C_T}{8}$. Значення коефіцієнта опору частинки, що вільно осідає, можна знайти графічно (див. рис. 7.2).

Щоб розв'язати рівняння (7.29), помножимо всі його члени на $\frac{\beta^2}{k} = \frac{8\beta^2}{C_T}$.

Позначимо
$$\varepsilon' = \frac{24e}{Re_\nu C_T} \quad (7.30)$$

і матимемо:

$$\beta^2 + 2\varepsilon' C' \beta - (1-C')^3 = 0. \quad (7.31)$$

Звідси:

$$\beta = -\varepsilon' C' + \sqrt{\varepsilon'^2 C'^2 + (1-C')^3}. \quad (7.32)$$

Це розв'язок задачі про швидкість стисненого осідання частинки в рідині у загальному вигляді.

Зменшення швидкості стисненого осідання порівняно зі швидкістю вільного осідання залежить від об'ємної концентрації зависів C' і безрозмірної гідродинамічної характеристики частинки ε' , яка залежить від розміру, коефіцієнта опору C_T і числа Рейнольдса для частинки, що вільно осідає, Re_ν .

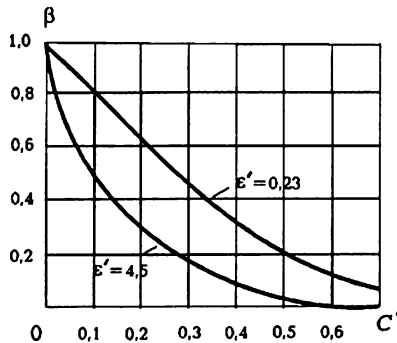


Рис. 7.8

Величина ε' залишається практично сталою при числах Рейнольдса $Re_v < 1$, а також для відносно великих чисел Re_v , коли коефіцієнт опору C_T не залежить від Re_v (наприклад, для піску й гравію при $Re_v \geq 240$). Дослідами встановлено, що для дрібних пісків, коли $d_e \leq 0,12 \text{ мм}$, можна приймати $\varepsilon' = 4,5$, а для гравію, коли $d_e \geq 10 \text{ мм}$, $\varepsilon' = 0,23$. Обчислені для цих значень ε' величини β подані на графіку (рис. 7.8). Для проміжних значень діаметрів частинок величина ε' визначається за формулою:

$$\varepsilon' = \frac{24(4,5 + 0,0125 Re_v \sqrt{C_T})}{Re_v C_T}, \quad (7.33)$$

де коефіцієнт опору C_T для вільного осідання можна знайти з графіка (див. рис. 7.2) з урахуванням значень гідравлічної крупності $V_{z.k}$ за даними табл. 7.1. Значення β , підраховані за залежністю (7.32) з урахуванням формули (7.33) для діаметрів частинок у діапазоні $d_e = 0,12 \dots 10 \text{ мм}$, містяться між кривими для $\varepsilon' = 4,5$ і $\varepsilon' = 0,23$.

Приклад. Визначити швидкість стисненого осідання, якщо об'ємна концентрація завису в завислому шарі $C' = 0,17$; середній діаметр частинок $d = 0,25 \text{ мм}$, густина частинок $\rho_m = 1800 \text{ кг/м}^3$; густина води $\rho_s = 1000 \text{ кг/м}^3$; температура води $t' = 20^\circ \text{ C}$.

Розв'язання

Швидкість стисненого осідання визначаємо за формулою:

$$V_{c.o.} = \beta V_{z.k.};$$

де $V_{z.k.}$ – гідравлічна крупність частинок, знаходимо за формулою (7.3):

$$V_{z.k.} = \sqrt{\frac{4(\rho_m - \rho_s)gd}{3\rho_s C_T}};$$

C_T – коефіцієнт опору при русі частинки в рідині, визначимо за графіком рис. 7.2 в залежності від числа Рейнольдса $C_T = f(Re)$.

Оскільки невідомими є C_T та $V_{z,k}$, то задача розв'язується методом підбору. За таблицею [16,17] при $t' = 20^\circ C$ знаходимо кінематичну в'язкість води $\nu = 0,0101 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{с}$. Приймаємо у першому наближенні при $\lg \text{Re} = 2,3$; $\lg C_T = 0,3$; $C_T = 1,99$. Визначаємо при цьому наближенні число Рейнольдса та гідравлічну крупність:

$$V_{z,k} = \sqrt{\frac{4(1800-1000) \cdot 9,81 \cdot 0,00025}{3 \cdot 1000 \cdot 1,99}} = 0,0363 \text{ м/с}.$$

$$\text{Re} = \frac{V_{z,k} d}{\nu} = \frac{0,0363 \cdot 0,00025}{0,0101 \cdot 10^{-4}} = 9,06; \lg \text{Re} = 0,96.$$

Оскільки отриманий $\lg \text{Re}$ не відповідає прийнятому попередньо $\lg \text{Re} = 2,3$, то у другому наближенні приймаємо $\lg \text{Re} = 0,96$; $\lg C_T = 0,8$; $C_T = 6,31$. Повторюємо аналогічні розрахунки:

$$V_{z,k} = \sqrt{\frac{4(1800-1000) \cdot 9,81 \cdot 0,00025}{3 \cdot 1000 \cdot 6,31}} = 0,0204 \text{ м/с};$$

$$\text{Re} = \frac{V_{z,k} d}{\nu} = \frac{0,0204 \cdot 0,00025}{0,0101 \cdot 10^{-4}} = 5,04; \lg \text{Re} = 0,702 < 0,96.$$

У третьому наближенні приймаємо $\lg \text{Re} = 0,7$; $\lg C_T = 0,9$; $C_T = 7,9$.

$$V_{z,k} = \sqrt{\frac{4(1800-1000) \cdot 9,81 \cdot 0,00025}{3 \cdot 1000 \cdot 7,9}} = 0,0182 \text{ м/с}.$$

$$\text{Re} = \frac{0,0182 \cdot 0,00025}{0,0101 \cdot 10^{-4}} = 4,5; \lg \text{Re} = 0,68.$$

Оскільки $\lg \text{Re}$ майже не відрізняється від попереднього значення, то підбір можна вважати закінченим, остаточно приймаємо $V_{z,k} = 0,0182 \text{ м/с}$. Тепер за формулою (7.32) визначаємо β – коефіцієнт зменшення швидкості стисненого осідання:

$$\beta = -\varepsilon' \cdot C' + \sqrt{\varepsilon'^2 \cdot C'^2 + (1 - C')^3},$$

де ε' – безрозмірна гідродинамічна характеристика частинок завису, що визначається за формулою (7.33):

$$\varepsilon' = \frac{24(4,5 + 0,0125 \cdot \text{Re} \sqrt{C_T})}{\text{Re} \cdot C_T} = \frac{24(4,5 + 0,0125 \cdot 4,5 \cdot \sqrt{7,9})}{4,5 \cdot 7,9} = 3,14,$$

тепер знаходимо коефіцієнт β :

$$\beta = -3,14 \cdot 0,17 + \sqrt{3,14^2 \cdot 0,17^2 + 0,83^3} = 0,393.$$

Таким чином, швидкість стисненого осідання:

$$V_{c.o.} = \beta \cdot V_{z.k.} = 0,393 \cdot 0,0182 = 0,0072 \text{ м/с}.$$

Існують й інші методи визначення особливостей стисненого осідання частинок у воді. Так, С.І.Кріль та В.П.Берман вважають, що стиснене осідання аналогічно седиментації суспензії, та рекомендують такі залежності для визначення швидкості стисненого осідання:

$$V_{c.o.} = V_{z.k.} \frac{(1 - C')^3}{1 + (N - 2)C'}, \quad (7.34)$$

а для гранично малих концентрацій:

$$V_{c.o.} = V_{z.k.} \frac{1 - C'}{1 + NC'}, \quad (7.35)$$

де N – коефіцієнт, що залежить від співвідношення максимальних і мінімальних розмірів частинки, яка умовно розглядається як сфероїд.

7.3. Загальні відомості про наноси

Частинки ґрунту, розташовані на дні русла, перебувають під дією потоку води. На окрему частинку (рис. 7.9) діє сила P , яка складається з горизонтальної сили P_x та вертикальної сили P_z .

Сила P_x подібна до сили, що обтікає частинку, та визначається за формулою (7.2). Сила P_z є підйомною силою, що зумовлена різницею тисків під частинкою та зверху над нею. Ця різниця утворюється тому, що під частинкою швидкість дорівнює нулю, а зверху частинки швидкість більше нуля. Підйомна сила після відриву частинки від дна та її підйому зменшується, та на відстані наближеної до $0,8d$, за даними М.О.Демснт'єва та Д.В.Штеренліхта [21], дорівнює нулю. Загальна сила P утворює з горизонтальною віссю кут, що наближається до 25° .

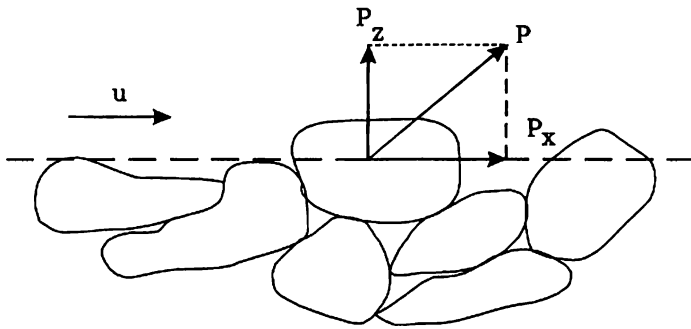


Рис. 7.9

Частинки ґрунту, які складають дно русла, за певних швидкостей течії потоку починають рухатися по дну. Така швидкість називається швидкістю рушання. При збільшенні швидкості потоку кількість частинок, які рухаються, збільшується. Масовий рух частинок по дну починається при швидкості волочіння наносів. На дні русла виникають піщані гряди (рис. 7.10).

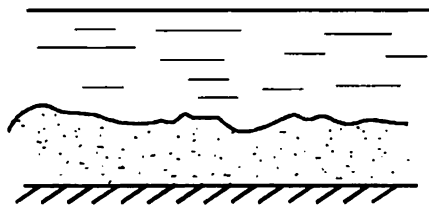


Рис. 7.10

Для визначення вказаних швидкостей немає чітких аналітичних формул, і зазвичай їх визначають за емпіричними залежностями. Так, для знаходження швидкості рушання донних наносів (тобто наносів, які тягнуться по дну) вважають, що вона дорівнює швидкості, при якій починається розмив дна русла. Є пропозиції вважати, що рух твердої частинки, яка перебуває на дні, починається при деякому параметрі, подібному до числа Фруда:

$$\frac{V_{\delta}^2}{gd} = a_1^2, \quad (7.36)$$

де V_{δ} – найменша швидкість біля дна, при якій починається рух частинки (розмив русла); d – діаметр частинки; a_1 – величина, яка визначається за формулою:

$$a_1 = \sqrt{15 + \frac{6}{d}}; \quad (7.37)$$

d – діаметр зерен, мм.

Тоді швидкість рушання:

$$V_{\delta} = a_1 \sqrt{gd}. \quad (7.38)$$

Є й інші пропозиції для визначення швидкості V_{δ} .

При подальшому збільшенні швидкості потоку маленькі частинки переходять у завислий стан. Такі наноси називають завислими. Швидкість, за якої тверді частинки починають переходити у завислий стан, називається завислою швидкістю. Значний вплив на здатність твердих частинок перебувати у завислому стані мають турбулентні пульсації в потоці. Якщо в потоці, в якому є завислі частинки, швидкість течії зменшиться, то частинки почнуть випадати в осад. Тому завислі швидкості будуть одночасно й незамулюючими, які також визначаються за емпіричними формулами.

Наприклад, зависла швидкість може бути визначена за рекомендаціями Д.В.Штеренліхта [21]:

$$V_{зав} = \sqrt[3]{\left(\frac{\rho_x \cdot V_{з.к.у.} \cdot \sqrt{V_{з.к.у.}}}{0,022 \cdot \sqrt{RJ}} \right)^2}, \quad (7.39)$$

де ρ_x – мутність потоку; $\rho_x = 5 \dots 6 \text{ кг} / \text{м}^3$; $\overline{V_{з.к.}}$ – середньозважена гідравлічна крупність наносів, м/с:

$$\overline{V_{з.к.}} = \frac{1}{3} (V_{з.к. \max} + V_{з.к. \min} + \sqrt{V_{з.к. \max} \cdot V_{з.к. \min}}), \quad (7.40)$$

$V_{з.к. \max}$ і $V_{з.к. \min}$ – гідравлічні крупності для максимальних і мінімальних завислих частинок у потоці.

R – гідравлічний радіус, м; J – похил вільної поверхні потоку, (при рівномірному русі $J = i$); $V_{з.к.у.}$ – умовна гідравлічна крупність, що приймається: $V_{з.к.у.} = \overline{V_{з.к.}}$ при $\overline{V_{з.к.}} = (0,002 \dots 0,008) \text{ м} / \text{с}$;

$$V_{z,k,y} = 0,002 \text{ м/с} \text{ при } \overline{V_{z,k}} = (0,0004 \dots 0,002) \text{ м/с}.$$

Здатністю водних потоків транспортувати тверді частинки широко користуються при підготовці намівних територій і гідротехнічних споруд, при розробці ґрунту й корисних копалин, а також при інших роботах. Вивчення особливостей руху наносів привело до розвитку розділів гідравліки двофазних потоків у штучних руслах, трубах і лотках, які називають пульпопроводами.

7.4. Двофазні потоки рідини і втрати напору при русі пульпи

Неоднорідною рідиною називається багатофазна (звичайно двофазна) рідина, яка складається із звичайної рідини та твердих зависів. При великій концентрації частинок ґрунту у воді неоднорідну рідину називають пульпою, або гідросумішшю.

Незважаючи на те, що вивченню закономірностей руху двофазних рідин присвячено багато робіт (М.А.Великанов, В.М.Маковеев, А.П.Юфін, В.С.Кнороз, Г.Н.Роер, В.Н.Гончаров, С.І.Кріль, роботи французької лабораторії Нейрпик тощо), і на сьогодні немає загальноприйнятої теорії такого руху. Під час розрахунків зазвичай користуються емпіричними і напівемпіричними формулами, які базуються на таких основних положеннях.

При русі пульпи тверді частинки не тільки переміщуються у завислому стані, але й волочаться по дну (особливо крупніші з них). Під час збільшення швидкості руху пульпи V значно зростають вертикальні складові пульсації швидкості, і при якомусь значенні V навіть великі частинки починають рухатися у завислому стані. Така швидкість називається критичною V_k . При швидкостях руху пульпи $V \geq V_k$ усі частинки переміщуються у завислому стані і, за даними деяких дослідників, не впливають на умови руху рідини.

Значення критичної швидкості у загальному випадку залежить від гідравлічної крупності частинок $V_{z,k}$, фракційного складу ґрунту, діаметра трубопроводу і деяких інших величин, які характеризують склад пульпи. Тут наводимо лише формули для V_k , які найповніше враховують ці фактори і відповідають теорії розмірностей:

Формула В.С.Кнороза:

$$V_k = 1,02 V_{z,k} \sqrt{\beta \left(\frac{D}{d_{сер}} \right)^{3,5}}; \quad (7.41)$$

формула А.Є.Іванова:

$$V_{\kappa} = 1,883 \sqrt[3]{\frac{gDV_{z,\kappa}}{\lambda} \cdot \frac{\rho_n - \rho_s}{\rho_s}}; \quad (7.42)$$

формула Інституту гідромеханіки НАН України:

$$V_{\kappa} = 93 \sqrt[3]{\frac{\rho_m - \rho_s}{\rho_s} gD \frac{v}{\Delta} \sqrt[6]{C' \Psi}}. \quad (7.43)$$

У цих формулах $V_{z,\kappa}$ – гідравлічна крупність, яка визначається за даними п. 7.1; D – діаметр трубопроводу; $d_{\text{сеп}}$ – середній розмір твердих частинок; β – відношення маси твердих частинок до маси чистої води в пульпі, %; ρ_n – густина пульпи; ρ_s – густина води; λ – гідравлічний коефіцієнт тертя; v – кінематична в'язкість води; Δ – висота виступів шорсткості; C' – середня об'ємна концентрація зависів у потоці; Ψ – параметр, що враховує гранулометричний склад ґрунту:

$$\Psi = \frac{\sum \left(\frac{V_{z,n}}{gd_{\text{сеп}}} \right) in_i}{100},$$

де n_i – процентний вміст i – тої фракції за масою в усій масі твердих частинок.

Значення критичної швидкості залежно від наведених вище факторів може коливатися у досить широких межах ($V_{\kappa} \approx 1 \dots 1,5 \text{ м/с}$ і більше).

Якщо $V < V_{\kappa}$, то потік, крім втрат енергії на свій рух, витрачає деяку кількість енергії на волочіння частинок крупніших фракцій по дну труби.

Коли $V \geq V_{\kappa}$, за М.А.Великановим, втрати напору в пульпопроводі не відрізняються від втрат напору при русі чистої води. За даними інших дослідників, і при швидкостях, більших від критичних, втрати напору все ж таки більші, ніж при русі чистої води.

Дослідження, проведені в Науково-дослідному інституті гідротехніки і меліорації (Росія) та в лабораторії Нейрпик (Франція) дозволяють рекомендувати таку формулу для визначення втрат напору в пульпопроводі:

$$h_n = (1 + \varphi C_x) h_l = k h_l, \quad (7.44)$$

де φ – коефіцієнт, який залежить від діаметра трубопроводу D , середнього розміру твердих частинок d_{cep} , гідравлічної крупності частинок $V_{z,k}$ і швидкості руху пульпи в трубопроводі (рис. 7.11); C_x – склад ґрунту по об'єму (у щільному тілі) в пульпі, %; h_l – втрати напору в трубопроводі при русі чистої води; $k = 1 + \varphi C_x$ – коефіцієнт, який враховує збільшення втрат напору в пульпопроводі порівняно із втратами в трубопроводі з чистою водою.

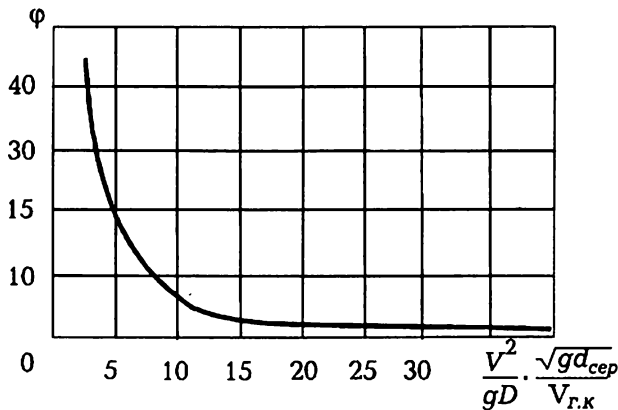


Рис. 7.11

Графік характеризує зменшення φ із збільшенням швидкості. При зменшенні середнього діаметра частинок d_{cep} гідравлічна крупність $V_{z,k}$, як

правило, зменшується швидше, а параметр $\sqrt{\frac{gd_{cep}}{V_{z,k}}}$ зростає, що також

призводить до зменшення коефіцієнта φ . Визначивши φ , можна обчислити коефіцієнт $k = 1 + \varphi C_x$, а потім і втрати напору в пульпопроводі за формулою (7.44). Розрахунки показують, що значення k при малих

швидкостях руху пульпи і великому розмірі зерен може доходити до 2-3 і більше, тобто втрати напору в пульпопроводі можуть у кілька разів перевищувати втрати в трубопроводі з чистою водою. При великих швидкостях руху пульпи і малих розмірах частинок ґрунту втрати напору в пульпопроводах практично не відрізняються від втрат у водопровідних трубах.

Приклад. Визначити витрату гідросуміші та втрати напору в сталевому пульпопроводі, що працює без намулу, при таких даних: довжина пульпопроводу $l = 1000\text{ м}$; діаметр $D = 300\text{ мм}$; середній діаметр частинок матеріалу, що транспортується $d_{\text{сеп}} = 0,9\text{ мм}$; густина пульпи $\rho_n = 1030\text{ кг/м}^3$; гідравлічний коефіцієнт тертя $\lambda = 0,028$; процентний вміст ґрунту за об'ємом у пульпі $C_x = 0,11$; гідравлічна крупність частинок $V_{z.k} = 8,7\text{ мм/с}$.

Розв'язання

За формулою (7.42) визначаємо критичну швидкість:

$$V_k = 1,88 \cdot \sqrt[3]{\frac{g \cdot D \cdot V_{z.k} \cdot \rho_n - \rho_s}{\lambda \cdot \rho_s}} =$$

$$1,88 \cdot \sqrt[3]{\frac{9,8 \cdot 0,3 \cdot 0,0087 \cdot 1030 - 1000}{0,028 \cdot 1000}} = 0,57\text{ м/с}.$$

Знаходимо витрату гідросуміші, що протікає по трубопроводу:

$$Q = V_k \cdot \frac{\pi D^2}{4} = 0,57 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,3^2}{4} = 0,0403\text{ м}^3/\text{с}.$$

Втрати напору в пульпопроводі визначаємо за формулою:

$$h_n = (1 + \varphi \cdot C_x) \cdot h_l = k \cdot h_l,$$

де h_l – втрати напору при русі чистої води, за формулою Дарсі (0.5)

$$h_l = \lambda \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} = 0,028 \cdot \frac{1000}{0,3} \cdot \frac{0,57^2}{2 \cdot 9,81} = 1,55\text{ м},$$

φ – коефіцієнт, що визначають за графіком рис. 7.11 в залежності від співвідношення:

$$\varphi = f\left(\frac{V^2}{g \cdot D} \cdot \frac{\sqrt{g \cdot d_{\text{сеп}}}}{V_{z.k}}\right).$$

Підраховуємо величину:

$$\frac{V^2}{g \cdot D} \cdot \frac{\sqrt{g \cdot d_{\text{ср}}}}{V_{\text{с.к}}} = \frac{0,57^2}{9,81 \cdot 0,3} \cdot \frac{\sqrt{9,81 \cdot 0,0009}}{0,0087} = 1,2.$$

За графіком знаходимо $\varphi = 50$.

Втрати напору в пульпопроводі визначаємо за формулою:

$$h_n = (1 + \varphi \cdot C_x) \cdot h_l = (1 + 50 \cdot 0,11) \cdot 1,55 = 10,08 \text{ м.}$$

Треба зазначити, що наведені вище, а також інші рекомендації для визначення критичної швидкості та втрат напору, мають наближений характер. Різні рекомендації можуть відрізнятися одна від одної в два і більше разів. Звичайно, в лабораторних умовах досліди проводилися з пісчаною або вугільною пульпою, а на практиці в пульпі можуть бути і глиністі частинки, зависання яких підпорядковується іншим залежностям.

Детальне вивчення гідротранспорту наведено в роботі С.І.Кріля [10], в якій розглянута методика визначення втрат напору в пульпопроводі та його розрахункового діаметра, при якому забезпечується об'ємна витрата гідросуміші в критичному режимі гідротранспортування (тобто $V \geq V_{\text{кр}}$).

На значення розрахункового діаметра і втрат напору, крім середньої концентрації зависів, впливає асиметричний розподіл їх за перерізом потоку при різних розмірах частинок твердого матеріалу. На результати розрахунку впливає також співвідношення масових витрат твердого матеріалу і рідини, їхніх густин, мутності рідини, числа Рейнольдса рідини і частинок гідросуміші та деякі інші фактори.

Втрати напору в мулопроводах. Каналізаційний мул – це неоднорідна дисперсна система із вмістом води (вологістю) від 0,9 до 0,99. Дисперсною фазою тут є тверді частинки і колоїди. Гідрравлічний опір за довжиною у цьому разі знаходиться як для аномальних рідин. Втрати напору в мулопроводі можна визначити з формули А.М.Курганова, що отримана на основі даних А.Е.Евілевича [9]:

$$h_m = h_n + \lambda \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}, \quad (7.45)$$

де h_n – напір, потрібний для подолання в'язкопластичних властивостей осаду,

$$h_n = 1360(1 - p') \frac{1}{D^{2.25}}, \quad (7.46)$$

λ – гідрравлічний коефіцієнт тертя, який визначається залежно від вологості:

$$\lambda = 0,214 p' - 0,191; \quad (7.47)$$

де l – довжина мулопроводу; p' – вологість осадку; D – діаметр мулопроводу, який підставляється у формулу (7.46) в см.

Дослідження показують, що шорсткість у мулопроводах мало впливає на величину λ і формулу (7.46) можна використовувати для всіх труб діаметром від 200 до 400 мм. Для діаметра $D = 150$ мм значення λ слід збільшити на 0,01.

При вологості осадку від 0,9 до 0,99 критичні швидкості в мулопроводах змінюються в межах від 2,5 до 1,1 м/с, а мінімально допустимі швидкості – у межах від 1,5 до 0,8 м/с.

При вологості мулу $p' = 0,99 \dots 0,995$ втрати напору в мулопроводі обчислюють за формулою А.Дарсі (0.5) з урахуванням гідравлічного коефіцієнта тертя за формулою М.Ф.Федорова:

$$\lambda = \frac{0,25}{\left(\lg \frac{\Delta_2}{3,42D} + \frac{a_2}{\text{Re}} \right)^2}, \quad (7.48)$$

де коефіцієнти Δ_2 та a_2 приймаються відповідно до рекомендацій табл. 2.3.

Число Рейнольдса в формулі (7.48) в залежності від кінематичної в'язкості стічних вод визначають за табл. 2.11.

Приклад. Визначити втрати напору в мулопроводі за умови перекачування зброшеного осадку побутових стічних вод, залежно від швидкості руху та вологості, якщо довжина мулопроводу $l = 700$ м; діаметр труби $D = 400$ мм; вологість осадку $p' = 0,93$; витрата $Q = 180$ л/с.

Розв'язання

Втрати напору в мулопроводі визначають за формулою:

$$h_m = h_n + \lambda \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g};$$

де λ – гідравлічний коефіцієнт тертя, що визначається за формулою в залежності від вологості:

$$\lambda = 0,214 \cdot p' - 0,191 = 0,214 \cdot 0,93 - 0,191 = 0,008;$$

знаходимо середню швидкість в трубі:

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,18}{3,14 \cdot 0,4^2} = 1,43 \text{ м/с}.$$

За формулою (7.46) визначаємо h_n – напір, що потрібний на подолання в'язкопластичних властивостей осадку:

$$h_n = 1360 \cdot (1 - p')^2 \cdot \frac{l}{D^{2,25}} = 1360 \cdot (1 - 0,93)^2 \cdot \frac{700}{40^{2,25}} = 1,16 \text{ м.}$$

Тоді:

$$h_m = 1,16 + 0,008 \cdot \frac{700}{0,4} \cdot \frac{1,43^2}{2 \cdot 9,81} = 2,625 \text{ м.}$$

Особливості розрахунку безнапірних пульпопроводів. Безнапірні пульпопроводи розраховують як відкриті канали при умові, що швидкість в них буде більше критичної. В цьому випадку критична швидкість залежить від гідравлічної крупності частинок, фракційного складу ґрунту, концентрації пульпи, розмірів відкритого потоку й деяких інших факторів. Є рекомендації різних авторів для визначення критичної швидкості. Для прикладу наведемо формулу В.С.Кнороза, в якій дотримано принципи теорії розмірностей:

$$V_k = 3 \left(\sqrt{g d_{cep}} \lg \frac{R}{4 d_{cep}} + \overline{V_{z.k}} \beta^{0,25} \left(\frac{R}{d_{cep}} \right)^{0,4} \right), \quad (7.49)$$

де d_{cep} – середній діаметр твердих частинок; $\overline{V_{z.k}}$ – середня гідравлічна крупність; β – відношення маси твердих частинок до маси чистої води в пульпі, %; R – гідравлічний радіус потоку.

Якщо в результаті розрахунку безнапірного пульпопроводу швидкість руху пульпи в ньому виявиться меншою від критичної ($V < V_k$), то слід змінити розміри пульпопроводу або його похил, щоб виконувалася умова $V \geq V_k$.

Детальніше розрахунки напірних і безнапірних пульпопроводів розглянуто у спеціальній літературі, наприклад у [1, 5 тощо].

Розділ 8

РУХ ВОДИ В ПОРИСТОМУ СЕРЕДОВИЩІ

8.1. Види фільтрації. Основний закон фільтрації

Рух ґрунтових вод є окремим випадком руху рідини в пористому середовищі, який називається фільтрацією. Ґрунтові води – важливе джерело водопостачання. Рівень ґрунтових вод впливає на остійність гідротехнічних споруд, на нормальне функціонування фундаментів споруд та підвалин житлових будинків, сільськогосподарських угідь. Для регулювання рівня й притоку ґрунтових вод влаштовують різні протифільтраційні та дренажні споруди.

Види фільтрації. Фільтрація відбувається через пори ґрунту і може бути обмежена знизу і зверху водонепроникними (водотривкими) шарами ґрунту. Така фільтрація називається напірною (рис. 8.1).

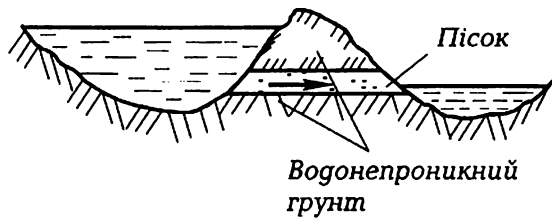


Рис. 8.1

Якщо водотривкий шар обмежує потік тільки знизу, то така фільтрація називається безнапірною (рис. 8.2).

Залежно від витрати фільтраційного потоку поверхня його може займати різні положення, аналогічні положенню вільної поверхні у відкритих руслах.

Поверхня фільтраційного потоку називається депресійною, а крива вільної поверхні – кривою депресії.

$$V_n = \frac{Q}{\omega_n} . \quad (8.2)$$

У практичних розрахунках зручніше мати справу з умовною швидкістю, яка називається швидкістю фільтрації і є відношенням витрати до всієї площі фільтраційного потоку:

$$V = \frac{Q}{\omega} . \quad (8.3)$$

Порівнюючи залежності (8.2) і (8.3), з урахуванням (8.1) здобудемо:

$$V = pV_n . \quad (8.4)$$

Оскільки $p < 1$, то швидкість фільтрації V завжди менша від швидкості руху води в порах ґрунту.

Витрату фільтраційного потоку можна виразити емпіричною формулою, яка називається основним законом фільтрації:

$$Q = k\omega J^m . \quad (8.5)$$

З урахуванням залежності (8.3) швидкість фільтрації:

$$V = kJ^m , \quad (8.6)$$

де k – коефіцієнт фільтрації, який залежить від роду ґрунту і температури води; J – гідравлічний похил, який є втратою напору за довжиною на одиницю довжини фільтраційного потоку:

$$J = \frac{h}{l} . \quad (8.7)$$

m – показник степеня, при ламінарній фільтрації $m = 1$; при турбулентній – $m = 1 \dots 0,5$.

З формули (8.6) бачимо, що коефіцієнт фільтрації k характеризує швидкість фільтрації при гідравлічному похилі $J = 1$ і має розмірність швидкості. Порівнюючи цю формулу із (0.10), бачимо, що коефіцієнт фільтрації за значенням аналогічний швидкісній характеристиці.

У разі ламінарної фільтрації залежності (8.5) і (8.6) з урахуванням $m = 1$ можуть бути подані формулами Дарсі:

$$Q = \omega k J ; \quad (8.8)$$

$$V = k J . \quad (8.9)$$

Ці формули є основним законом ламінарної фільтрації.

Межі застосування рівняння Дарсі недостатньо вивчені. В спеціальній літературі наводяться різні рекомендації щодо критерію переходу від ламінарної фільтрації до турбулентної. Одним з таких критеріїв є те, що якщо:

$$Re = \frac{Vd}{\nu} < 1...7, \quad (8.10)$$

встановлюється ламінарна фільтрація, а якщо $Re > 1...7$ – турбулентна (d – середній діаметр частинок ґрунту).

М.М.Павловський запропонував критерій існування ламінарної фільтрації у вигляді:

$$Re = \frac{Vd}{\nu(0,75\rho + 0,23)} < 7...9. \quad (8.11)$$

За іншими рекомендаціями для однорідного пористого середовища із зернами у вигляді куль діаметром d ламінарна фільтрація спостерігається, якщо:

$$Re = \frac{Vd}{\nu p^{1/3}} < 5. \quad (8.12)$$

Розглядаючи залежності (8.10)–(8.12) з урахуванням того, що коефіцієнт пористості $p = 0,3...0,5$, кінематична в'язкість води $\nu \approx 0,01 \text{ см}^2/\text{с}$ (при $t = 20^\circ \text{C}$), а розміри частинок дрібнозернистих ґрунтів зазвичай порядку 1...2 мм та менше, можна встановити, що при ламінарній фільтрації швидкості фільтрації дуже незначні і на практиці зазвичай дорівнюють кільком міліметрам за секунду та менше. У зв'язку з цим у фільтраційних розрахунках швидкісним напором $\alpha V^2/2g$ нехтують і вважають, що повний напір дорівнює п'єзометричному ($H_0 = H$), а гідравлічний похил п'єзометричному ($J = i_p$).

Коефіцієнт фільтрації та методи його визначення. Існують такі методи визначення коефіцієнта фільтрації: польовий, лабораторний, метод використання емпіричних формул.

Польовий метод як правило використовують геологи і гідрогеологи під час проведення дослідних робіт. Суть його полягає в штучному утворенні кривої депресії відкачуванням води із спеціального колодязя або накачуванням води в нього, вимірюванні параметрів цієї кривої та обчисленні коефіцієнта фільтрації за спеціальними формулами. При цьому ґрунт перебуває в природному стані і коефіцієнт фільтрації визначається досить точно.

При лабораторному методі коефіцієнт фільтрації визначають на приладі Дарсі (рис. 8.3). Прилад являє собою циліндр із дірчастим дном і виведеними з бічної поверхні циліндра п'єзометрами. Циліндр заповнюють ґрунтом, витягнутим із шурфа з додержанням умов зберігання його структури. Усталений рух води через прилад забезпечує підтримання сталої відмітки поверхні води у приладі завдяки скиданню надлишку води в скидальну трубу.

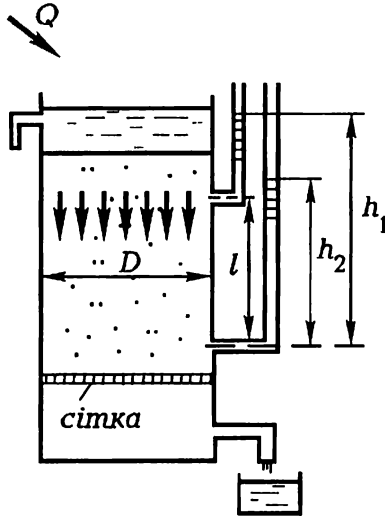


Рис. 8.3

Витрату фільтраційного потоку вимірюють об'ємним методом після проходження води через прилад. Втрати напору визначають як різницю показань п'єзометрів $h_l = h_1 - h_2$. Коефіцієнт фільтрації знаходять за формулою:

$$k = \frac{Q}{\omega J}, \quad (8.13)$$

де ω – площа перерізу циліндра, $\omega = \frac{\pi D^2}{4}$; D – його діаметр;

J – гідравлічний похил, який визначають за формулою (8.7).

Метод використання емпіричних формул заснований на обчисленні коефіцієнта фільтрації за формулами, що наводяться в спеціальній літературі і запропоновані для подібних умов.

Отже, для різнозернистого піску використовують формули Хезена:

$$k = A c \tau d_e^2, \quad (8.14)$$

де A – коефіцієнт, що враховує розмірність коефіцієнта фільтрації k ; якщо k вимірюють у метрах за добу, то $A = 1$; c – коефіцієнт, який залежить від ступеня засмічення піску глинистими частинками, його вибирають у межах 500...1000 (із збільшенням кількості глинистих частинок у піску c зменшується); τ – коефіцієнт, що враховує зміну в'язкості із зміною температури води:

$$\tau = 0,7 + 0,03t^\circ, \quad (8.15)$$

t° – температура води, $^\circ C$; d_e – ефективний діаметр частинок ґрунту, мм, в якому міститься лише 10% частинок (за масою) із заданим або меншим діаметром.

Формулу Хезена застосовують для пісків, що мають $d_e = 0,1 \dots 3$ мм і коли коефіцієнт різнозернистості менший від 5. Цей коефіцієнт можна визначити за кривою гранулометричного складу ґрунту (рис. 8.4) як відношення $\frac{d_{60}}{d_e}$, де d_{60} – діаметр частини ґрунту, мм в якому міститься 60% частинок з даним або з меншим діаметром (за масою).

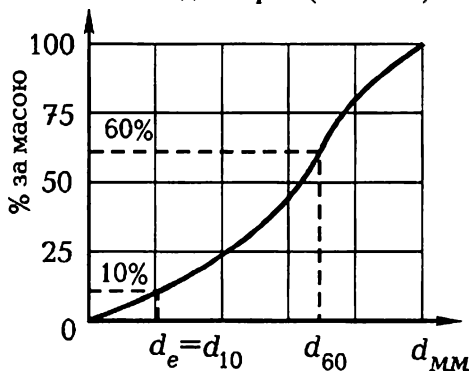


Рис. 8.4

Є й інші емпіричні формули для обчислення коефіцієнта фільтрації k (дані Є.О.Замаріна, І.І.Зауербрея тощо).

Орієнтовні значення коефіцієнтів фільтрації k , $\frac{см}{с}$, для деяких ґрунтів можна вибрати за такими даними:

Грунти	k
Глина	$1 \cdot 10^{-7}$
Суглинок	$1 \cdot 10^{-7} \dots 1 \cdot 10^{-5}$
Супісок	$1 \cdot 10^{-5} \dots 1 \cdot 10^{-3}$
Пісок:	
дрібнозернистий	$1 \cdot 10^{-4} \dots 1 \cdot 10^{-3}$
середньозернистий	$1 \cdot 10^{-3} \dots 1 \cdot 10^{-2}$
крупнозернистий	$1 \cdot 10^{-2} \dots 1 \cdot 10^{-1}$
Галька і гравій	$1 \cdot 10^{-1} \dots 1 \cdot 10$

8.2. Безнапірний рух ґрунтових вод

Рівномірний безнапірний рух ґрунтових вод. При рівномірному русі ґрунтових вод гідравлічний і п'єзометричний похили дорівнюють похилу водотривкого шару i (рис. 8.5):

$$J = i_p = i. \quad (8.16)$$

У цьому разі:

$$Q = \omega ki. \quad (8.17)$$

Для плоскої задачі $\omega = bh_0$ і глибина рівномірного руху:

$$h_0 = \frac{Q}{bki} = \frac{q}{ki}, \quad (8.18)$$

де q – витрата на одиницю ширини потоку, $q = \frac{Q}{b}$.

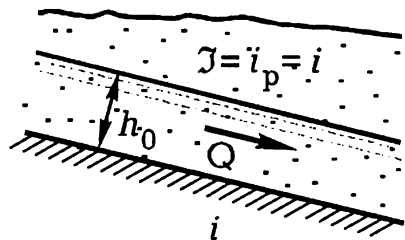


Рис. 8.5

Як вже вказувалося раніше, рівномірний безнапірний рух ґрунтових вод трапляється дуже рідко.

Нерівномірний безнапірний рух ґрунтових вод. Такий рух утворюється при течії ґрунтових вод крізь земляні греблі, припливи води до дренажних споруд, водозабірних свердловин. При підвищенні рівня поверхні води у водосховищі встановлюється нерівномірний рух ґрунтових вод з боку водосховища вглиб прибережної території (підтоплення земель). У цьому випадку глибина фільтраційного потоку змінюється за довжиною (рис. 8.6), отже, в будь-якому перерізі буде змінний похил кривої депресії:

$$J = -\frac{dH}{dl}, \quad (8.19)$$

де H – п'єзометричний напір над площиною порівняння.

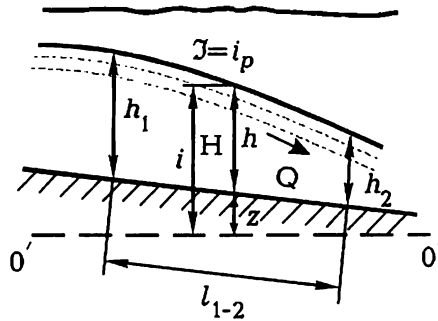


Рис. 8.6

Оскільки $H = z + h$ (z – відмітка водотривкого шару; h – глибина фільтраційного потоку):

$$J = -\frac{d}{dl}(z + h) = -\frac{dz}{dl} - \frac{dh}{dl} \quad (8.20)$$

або

$$J = i - \frac{dh}{dl}, \quad (8.21)$$

де i – похил водотривкого шару, $i = -\frac{dz}{dl}$.

З урахуванням (8.21) рівняння (8.8) можна подати у вигляді:

$$Q = k\omega \left(i - \frac{dh}{dl} \right), \quad (8.22)$$

або для плоскої задачі:

$$q = kh \left(i - \frac{dh}{dl} \right). \quad (8.23)$$

Це диференціальне рівняння нерівномірного плавномірного руху ґрунтових вод.

Для інтегрування рівняння (8.23) виразимо питому витрату через нормальну глибину відповідно до формули (8.18):

$$h_0 ki = kh \left(i - \frac{dh}{dl} \right). \quad (8.24)$$

Скорочуючи на k та поділивши обидві частини рівняння (8.24) на $h_0 i$, отримаємо:

$$1 - \frac{h}{h_0} = - \frac{h}{h_0 i} \frac{dh}{dl}. \quad (8.25)$$

Звідси:

$$dl = - \frac{hdh}{\left(1 - \frac{h}{h_0}\right) i h_0} = \frac{hdh}{\left(\frac{h}{h_0} - 1\right) i h_0} \quad (8.26)$$

i

$$dl = \frac{h_0}{i} \frac{\frac{h}{h_0}}{\left(\frac{h}{h_0} - 1\right)} d\left(\frac{h}{h_0}\right).$$

У формулі (8.26) позначимо $\eta = \frac{h}{h_0}$. Тоді:

$$dl = \frac{h_0}{i} \frac{\eta}{\eta - 1} d\eta.$$

Інтегруючи це рівняння, дістаємо:

$$l_{1-2} = \frac{h_0}{i} \left(\eta_2 - \eta_1 + 2,31 \lg \frac{\eta_2 - 1}{\eta_1 - 1} \right), \quad (8.27)$$

де l_{1-2} – відстань між перерізами з глибинами $h_1 = \eta_1 h_o$ і $h_2 = \eta_2 h_o$.

Рівняння (8.27) характеризує як криві спаду, так і криві підпору (рис. 8.7), які можуть виникати при похилі $i > 0$.

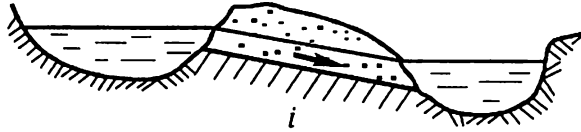


Рис. 8.7

На практиці часто буває, що похил водотривкого шару $i = 0$.

Тоді рівняння (8.23) набирає вигляду:

$$\frac{q}{k} dl = -hdh, \quad (8.28)$$

або після інтегрування в межах від h_1 до h_2 :

$$\frac{q}{k} = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2l_{1-2}}. \quad (8.29)$$

Це рівняння Дюпюї.

8.3. Приплив води до дренажних споруд

У цьому підрозділі розглядаються випадки практичного застосування основного закону фільтрації та виведення з нього рівнянь для розрахунку дренажних споруд.

Приплив води до галереї, що розташована на водотривкому шарі. Галерея призначена для збирання та відведення ґрунтових вод, а також для зниження рівня ґрунтових вод (рис. 8.8).

Приплив води виражається рівнянням Дюпюї (8.29), яке подано у вигляді:

$$\frac{q}{k} = \frac{h^2 - h_r^2}{2x}, \quad (8.30)$$

де q – питомий приплив з одного боку галереї; h , h_r – глибина води відповідно в довільному перерізі фільтраційного потоку, який розміщений на відстані x від галереї, та в галереї.

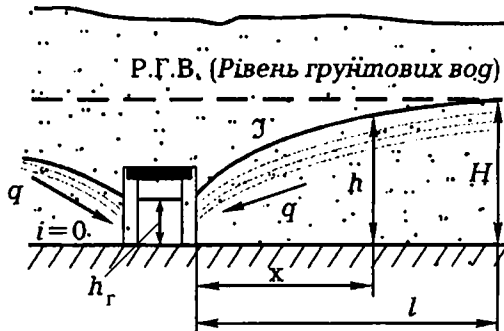


Рис. 8.8

На відстані l від галереї рівень ґрунтових вод практично не знижується, і глибина фільтраційного потоку в цьому перерізі дорівнює товщині водоносного шару H . Тому в граничному випадку:

$$\frac{q}{k} = \frac{H^2 - h_r^2}{2l}, \quad (8.31)$$

звідки:

$$q = \frac{k}{2}(H + h_r) \frac{(H - h_r)}{l} = \frac{k}{2}(H + h_r) \bar{J}, \quad (8.32)$$

де \bar{J} – середній похил кривої депресії, $\bar{J} = \frac{H - h_r}{l}$, який, залежно від виду ґрунту, має такі значення:

щільні глини	– 0,15
глинисті ґрунти	– 0,1
піщано-глинисті ґрунти	– 0,05...0,1
пісок	– 0,005...0,015
крупний пісок, галька	– 0,003...0,005

Знайдене значення q підставляють у рівняння (8.30), після чого будують криву депресії.

Знизити рівень ґрунтових вод можна улаштуванням ряду паралельних галерей (рис. 8.9). Відстань L між ними визначають залежно від заданого зниження a :

$$L = \frac{(H - a)^2 - h_r^2}{q} k. \quad (8.33)$$

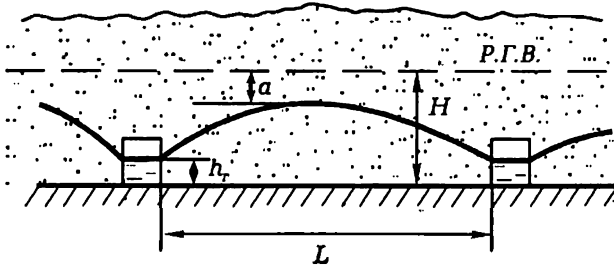


Рис. 8.9

Приплив води до галереї, що розміщена вище від водотривкого шару. Така галерея називається висячою (рис. 8.10).

Наближене вирішення цього питання запропонував Р.Р.Чугаєв, за пропозицією якого умовно вважають, що ґрунтові води, які перебувають вище від відмітки дна галереї, надходять у галерею через бокові стінки з питомою витратою q_6 з кожної сторони, а ґрунтові води, які перебувають нижче від вказаної відмітки, надходять до галереї через її дно з питомою витратою $2q_d$ (q_d – приплив на половині ширини b). З урахуванням цього, питомий приплив на одиницю довжини галереї:

$$q = 2(q_6 + q_d). \quad (8.34)$$

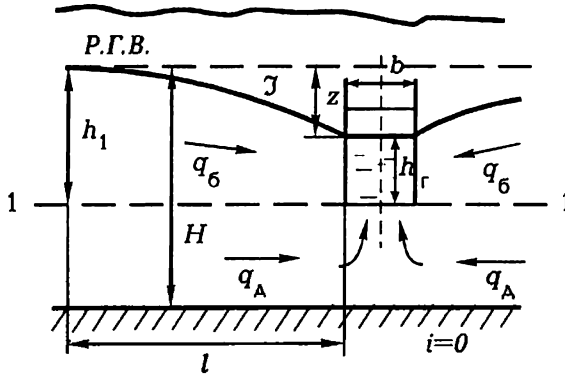


Рис. 8.10

Величину q_6 наближено можна визначити за формулою (8.32), зважаючи на те, що в даному випадку рівень ґрунтових вод перевищує відмітку дна галереї на величину h_1 :

$$q_6 = \frac{k}{2}(h_1 + h_r)\bar{J}. \quad (8.35)$$

Величину донного припливу визначають з умовного припущення, що між рівнем дна і водотривким шаром є напірний фільтраційний потік, рух у якому відбувається під дією напору:

$$z = h_1 - h_r. \quad (8.36)$$

На основі гідромеханічного рішення Р.Р.Чугаєв побудував графік (рис. 8.11), за яким можна встановити відносну величину q_d/kz залежно від

коефіцієнтів: $\alpha = \frac{l}{l + \frac{b}{2}}$, $\beta = \frac{l}{H - h_1}$ і після чого знайти $q_d = \left(\frac{q_d}{kz}\right)kz$.

Криву депресії можна побудувати за рівнянням (8.30) з урахуванням того, що в цьому випадку $q = q_6$.

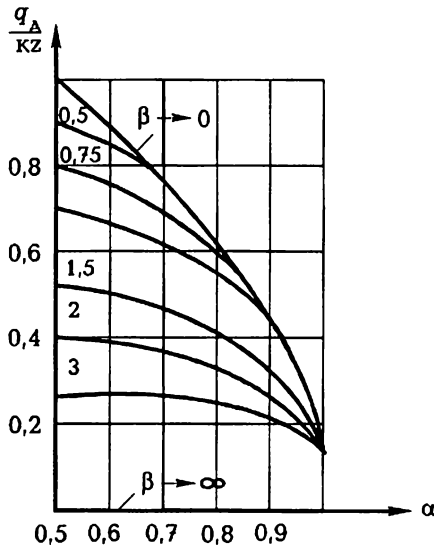


Рис. 8.11

Аналогічна крива депресії встановлюється при припливі води до водовідвідного (дренажного) каналу, що споруджується вздовж берега водосховища для зменшення підтоплення території (рис. 8.12).

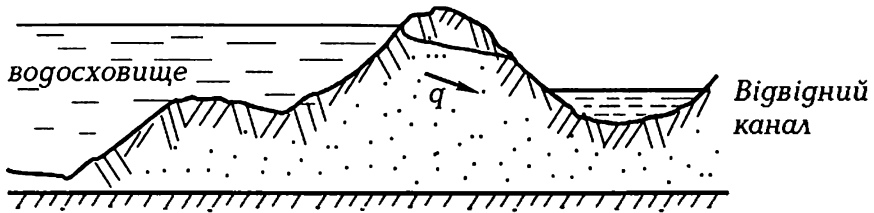


Рис. 8.12

Приплив води до круглого досконалого дренажного колодязя. Досконалим називається колодязь, який розміщений на водотривкому шарі (рис. 8.13). При відкачуванні води у колодязі глибина в ньому буде зменшуватися, але через різницю рівнів ґрунтових вод та відмітки води у колодязі вода з усіх боків припливатиме до нього по радіальних напрямках.

Через деякий час у колодязі встановиться стала глибина h_0 , а рух фільтраційного потоку до колодязя буде усталеним, тобто приплив до колодязя дорівнюватиме величині відкачування.

Живі перерізи фільтраційного потоку в цьому випадку є круглоциліндричними поверхнями з вертикальними твірними і віссю, яка проходить через центр колодязя. Площа живого перерізу, який перебуває на відстані r від центра колодязя:

$$\omega = 2\pi r h, \quad (8.37)$$

де h – глибина в цьому перерізі.

Вважаючи, що водотривкий шар є горизонтальним ($i=0$), гідравлічний похил або похил кривої депресії можна записати у вигляді:

$$J = \frac{dh}{dr}. \quad (8.38)$$

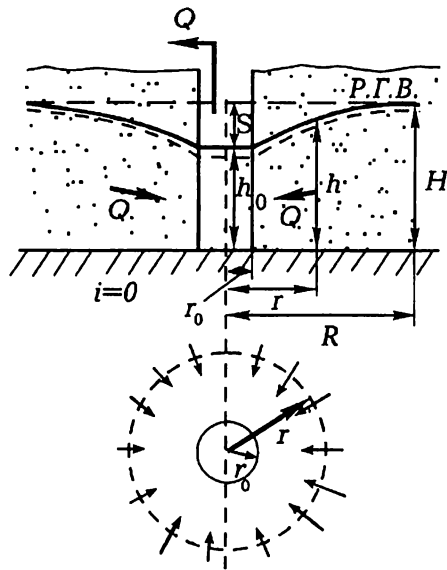


Рис. 8.13

З урахуванням залежностей (8.37) і (8.38), основний закон фільтрації набере вигляду:

$$Q = 2\pi r h k \frac{dh}{dr}. \quad (8.39)$$

Звідси диференціальне рівняння кривої вільної поверхні:

$$h dh = \frac{Q}{2\pi k r} dr. \quad (8.40)$$

Зінтегруємо це рівняння при зміні r від r_0 (радіус колодезя) до довільного значення r , яке відповідає перерізу з глибиною h :

$$\frac{h^2 - h_0^2}{2} = \frac{Q}{2\pi k} \ln \frac{r}{r_0}$$

або

$$h^2 - h_0^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{r}{r_0}. \quad (8.41)$$

Це є рівняння кривої депресії до досконалого колодезя.

У граничному випадку $h = H$ (товщина водоносного шару) і $r = R$ (R – радіус впливу колодязя). Переходячи до десяткових логарифмів, знайдемо приплив води до колодязя або необхідну величину відкачування:

$$Q = 1,36k \frac{H^2 - h_0^2}{\lg \frac{R}{r_0}}. \quad (8.42)$$

Радіус впливу колодязя можна визначити на основі гідравлічних досліджень. На практиці радіус впливу колодязя R , м, визначають за емпіричною формулою Зіхарда:

$$R = 3000S\sqrt{k}. \quad (8.43)$$

де S – зниження рівня води у колодязі, $S = H - h_0$, м; k – коефіцієнт фільтрації, $\text{м}/\text{с}$.

Приклад. Визначити дебіт досконалого дренажного колодязя (рис. 8.12), якщо відмітка статичного рівня ґрунтових вод 15 м; відмітка рівня води в колодязі 10 м, відмітка водотривкового шару 0,00 м, діаметр колодязя $d = 40$ см, радіус впливу колодязя $R = 150$ м, коефіцієнт фільтрації $k = 0,03 \text{ см}/\text{с}$.

Розв'язання

Дебіт досконалого дренажного колодязя визначаємо за формулою (8.42):

$$Q = 1,36 \cdot k \cdot \frac{(H^2 - h_0^2)}{\lg \frac{R}{r_0}} = 1,36 \cdot 0,0003 \cdot \frac{(15^2 - 10^2)}{\lg \left(\frac{150}{0,2} \right)} = 0,0177 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Приплив води до досконалого артезіанського колодязя. Артезіанський колодязь забирає воду з водоносного шару, обмеженого зверху та знизу водотривкими ґрунтами (рис. 8.14). Вода в такому шарі перебуває під тиском і називається артезіанською. У цьому разі статичний напір H і напір у будь-якому перерізі h відрізняється від товщини водоносного шару a .

Гідравлічний похил J характеризуватиме падіння напірної лінії на одиницю довжини:

$$J = \frac{dh}{dr}. \quad (8.44)$$

Площа перерізу фільтраційного потоку:

$$\omega = 2\pi r a. \quad (8.45)$$

З урахуванням цього:

$$Q = 2\pi rak \frac{dh}{dr} \quad (8.46)$$

або

$$dh = \frac{Q}{2\pi ak r} dr \quad (8.47)$$

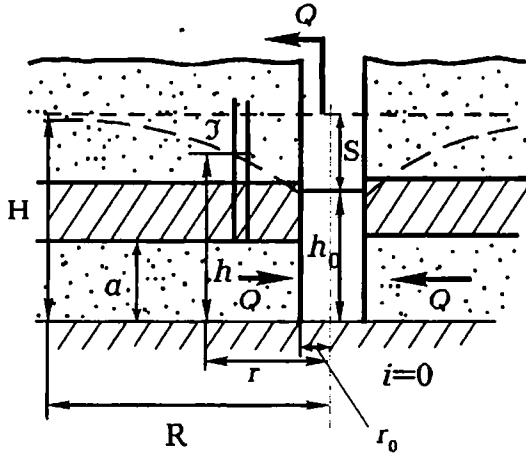


Рис. 8.14

Інтегруючи в межах зміни h від h_0 (глибина води в колодязі) до H та r від r_0 до R , дістанемо:

$$H - h_0 = \frac{Q}{2\pi ak} \ln \frac{R}{r_0} \quad (8.48)$$

Замінімо $H - h_0 = S$ та, переходячи до десяткових логарифмів, знайдемо дебіт (витрату) артезіанського колодязя:

$$Q = 2,73 \frac{akS}{\lg \frac{R}{r_0}} \quad (8.49)$$

Приклад. Знайти дебіт досконалого артезіанського колодязя діаметром $D = 25\text{см}$, який забирає воду з водоносного піщаного шару товщиною $a = 8\text{м}$,

якщо коефіцієнт фільтрації $k = 0,002 \frac{см}{с}$, напір у водоносному шарі в природному стані $H = 20 м$, глибина води в колодязі $h_0 = 10 м$.

Розв'язання

Визначимо глибину відкачування:

$$S = H - h_0 = 20 - 10 = 10 м.$$

Радіус впливу колодязя знайдемо за формулою (8.43):

$$R = 3000 \cdot 10 \sqrt{0,00002} = 134,16 м.$$

Дебіт колодязя за формулою (8.49):

$$Q = 2,73 \frac{8 \cdot 0,00002 \cdot 10}{\lg \frac{134,16}{0,125}} = 0,00144 м^3/с.$$

Досконалий поглинаючий круглий колодязь. Такий колодязь слугує для скидання поверхневої води, яка фільтрується у водоносний шар (рис. 8.15).

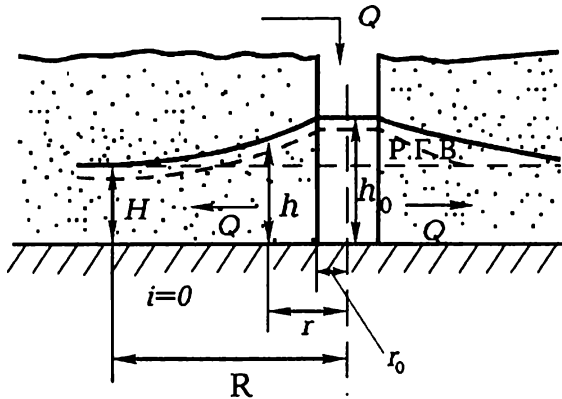


Рис. 8.15

Крива депресії у цьому випадку має форму, обернену до кривої депресії дренажного колодязя.

Поглинаюча здатність колодязя:

$$Q = -2\pi k r h \frac{dh}{dr}. \quad (8.50)$$

Ця формула відрізняється від (8.39) тільки знаком "-", який показує, що у цьому випадку вода рухається від колодязя, а не до нього.

Після інтегрування, аналогічно випадку дренажного колодязя, здобудемо:

$$Q = 1,36k \frac{h_0^2 - H^2}{\lg \frac{R}{r_0}}. \quad (8.51)$$

Формула (8.51) і (8.42) відрізняються виглядом чисельника, оскільки вони характеризують рух ґрунтових вод по різних напрямках.

Основи розрахунку дренажу, що складається з групи колодязів. Для осушення котловану, зниження рівня ґрунтових вод під будівлею або іншою спорудою може бути влаштована дренажна система, що складається з групи колодязів, з яких відкачують або відводять воду (рис. 8.16). Колодязі в плані можуть бути розміщені по колу або, частіше, по периметру прямокутника, що оточує споруду (рис. 8.17). Якщо колодязі розміщені по колу, рівень ґрунтових вод у його центрі знижується до глибини:

$$h = \sqrt{H^2 - \frac{2,3qn}{\pi k} \lg \frac{R_y}{x_0}}, \quad (8.52)$$

де H – товщина водоносного шару; q – дебіт одного колодязя; n – число колодязів, k – коефіцієнт фільтрації; R_y – радіус впливу установки, тобто відстань від центра ваги групи колодязів до лінії, де зниження ґрунтових вод практично не помітне; x_0 – радіус кола, по якому розміщені колодязі в плані.

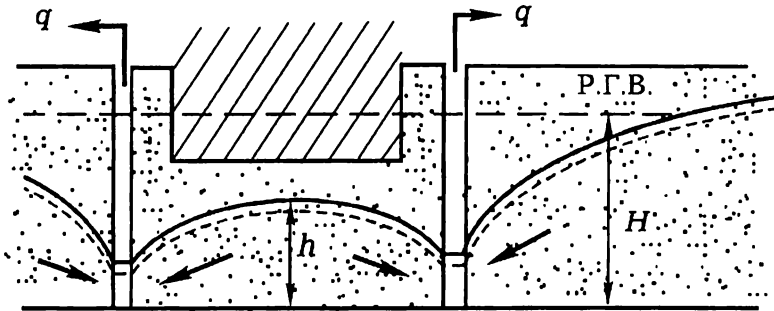


Рис. 8.16

Витрата води, що відкачується з усіх колодязів:

$$Q = qn = 1,36 \frac{H^2 - h^2}{\lg \frac{R_y}{x_0}} k. \quad (8.53)$$

Як правило колодязі розміщені по периметру котлована або споруди, які частіше мають прямокутну форму. В цьому випадку, за даними І.П.Кусакіна, формулами (8.52) і (8.53) можна користуватися, якщо відношення великої сторони котлована до малої до 5, а в окремих випадках до 10.

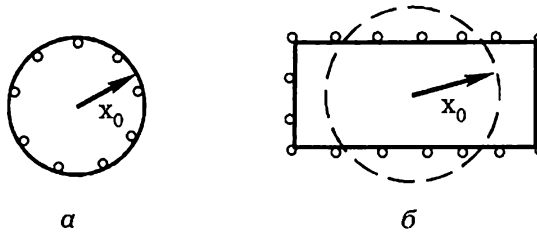


Рис. 8.17

Якщо установка більш подовжена, використання загальних рівнянь можливе лише в разі введення в розрахунки тільки колодязів, що розміщуються в межах кола, що описане навколо розглядуваної точки радіусом R_y . Більш детальне будівельне водозниження розглянуто в роботі [1].

8.4. Фільтрація води через земляні греблі

Фільтрація води через однорідну земляну греблю на водотривкій основі. Однорідною називають греблю з однорідного ґрунту, тобто зі сталим коефіцієнтом фільтрації k (рис. 8.18).

Тиск води у водосховищі напрямлений перпендикулярно до верхового укосу греблі, тому фільтраційний потік входить у тіло греблі під прямим кутом, а потім його лінії течії і поверхня на ділянці AB набувають угнутого характеру.

На подальшому шляху BC крива депресії описується рівнянням Дюпюї (8.29) і має форму, подібну до кривої припливу до дренажної галереї (див. рис. 8.8).

Після точки C частина фільтраційного потоку виходить за проміжок височування CD , а частина – на затоплений укіс DE . В окремому випадку, коли вода за греблею відсутня, проміжок височування займає положення CE . Звідси бачимо, що при протіканні через земляну греблю фільтраційний потік на різних ділянках має свої особливості. Існують різні наближені методи розрахунку фільтрації через греблю (Е.А.Замаріна, Р.Р.Чугасва, А.А.Угінчуса та ін.).

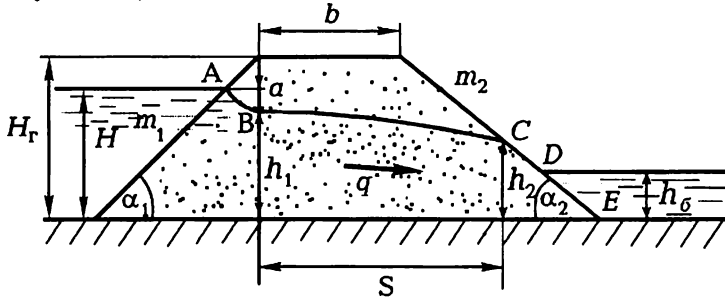


Рис. 8.18

У цьому курсі розглядається спосіб М.М.Павловського, який заснований на розподіленні фільтраційного потоку на так звані три клини, які відповідають вказаним ділянкам AB, BC, CE .

Ознайомимося з особливостями фільтрації через кожний клин.

Верховий клин. Вважають, що верховий клин обмежений верховим укосом греблі та вертикальною площиною, яка проходить через точку B . В ній сполучаються угнута та опукла криві депресії.

При цьому роблять припущення, що точка B розміщена на одній вертикалі з брівкою греблі (рис. 8.19). Дослідження показують, що таке припущення близьке до дійсної картини фільтраційного потоку в тілі греблі.

В усіх точках верхової грані греблі встановлюється напір H , а у кінці верхового клина – напір h_1 . Отже, втрати напору на цій ділянці:

$$a = H - h_1. \quad (8.54)$$

Лінії течії мають різну довжину, і чим нижче розміщена лінія течії, тим вона довша. Для спрощення розрахунків криволінійна лінія замінюється на прямолінійну горизонтальну. Тоді довжина розрахункової струминки навколо такої лінії течії:

$$x = m_1 (H_r - y), \quad (8.55)$$

де $m_1 = \text{ctg}\alpha_1$ – коефіцієнт закладання верхового укосу; H_Γ – висота греблі; y – відстань розглядуваної струминки від основи греблі.

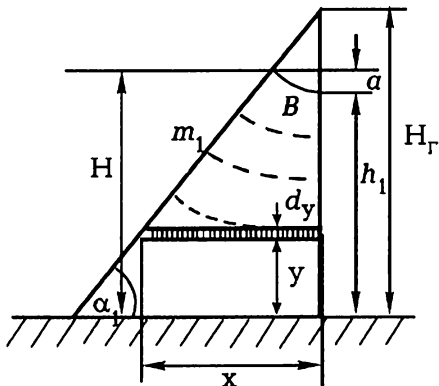


Рис. 8.19

З урахуванням цього гідравлічний похил:

$$J = \frac{a}{x} = \frac{a}{m_1(H_\Gamma - y)}. \quad (8.56)$$

Прийнявши висоту струминки dy , якщо ширина греблі дорівнює одиниці, дістанемо:

$$d\omega = dy, \quad (8.57)$$

а витрата струминки, згідно з рівнянням (8.8):

$$dq = \frac{ka}{m_1} \frac{dy}{H_\Gamma - y}. \quad (8.58)$$

Інтегруючи це рівняння в межах від $y = h_1$, до $y = 0$, матимемо:

$$q = \frac{ka}{m_1} \int_{h_1}^0 \frac{dy}{H_\Gamma - y} = \frac{ka}{m_1} \ln \frac{H_\Gamma}{H_\Gamma - h_1} \quad (8.59)$$

або

$$\frac{q}{k} = 2,3 \frac{H - h_1}{m_1} \lg \frac{H_\Gamma}{H_\Gamma - h_1}. \quad (8.60)$$

За даними деяких дослідників, це рівняння трохи занижує витрату q , тому поряд із (8.60) використовують також формулу Дахлера:

$$\frac{q}{k} = \left(1,12 + \frac{1,93}{m_1} \right) (H - h_1). \quad (8.61)$$

Середній клин. На цій ділянці встановлюється нерівномірний рух при горизонтальному водотривкому шарі, який описується рівнянням Дюпюї (8.29):

$$\frac{q}{k} = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2S}, \quad (8.62)$$

де S – довжина середнього клина, тобто відстань між живими перерізами фільтраційного потоку, проведеними через точки B і C :

$$S = b + m_2(H_\Gamma - h_2), \quad (8.63)$$

b – ширина греблі по верху; $m_2 = ctg\alpha_2$ – коефіцієнт закладання укосу низової грані; h_2 – глибина в перерізі, який проходить через точку C .

Низовий клин. Частина фільтраційної витрати q_1 виходить на низовий укіс у межах проміжку просочування CD , а друга частина q_2 – під рівень нижнього б'єфа у межах ділянки укосу DE (рис. 8.20).

Загальна витрата через низовий клин:

$$q = q_1 + q_2. \quad (8.64)$$

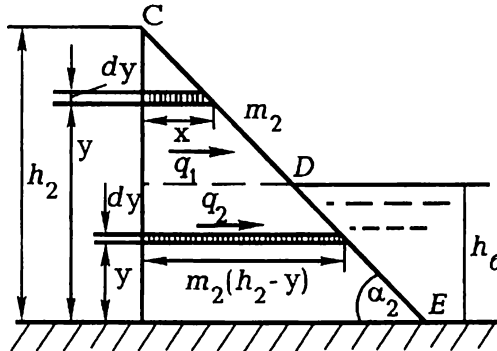


Рис. 8.20

Визначимо витрати q_1 і q_2 . Вважатимемо, що витрата q_1 проходить через частину низового клину, яка розміщена вище від горизонтальної

площини, що проведена через точку D , що відповідає глибині в нижньому б'єфі h_6 . Для цієї частини гідравлічний похил:

$$J = \frac{h_2 - y}{x} = \frac{h_2 - y}{m_2(h_2 - y)} = \frac{1}{m_2}, \quad (8.65)$$

де y – відстань від розрахункової струминки до основи греблі.

З урахуванням (8.57) і (8.8) витрата струминки:

$$dq = k dy \frac{1}{m_2}, \quad (8.66)$$

а витрата через верхню частину низового клину (після інтегрування від h_6 до h_2):

$$q_1 = \frac{k}{m_2} (h_2 - h_6). \quad (8.67)$$

Для нижньої частини низового клину втрати напору дорівнюють $h_2 - h_6$, а гідравлічний похил:

$$J = \frac{h_2 - h_6}{m_2(h_2 - y)}. \quad (8.68)$$

Витрата струминки $dq = k dy J$, тобто $dq_2 = k dy \frac{h_2 - h_6}{m_2(h_2 - y)}$.

Після інтегрування від h_6 до 0 матимемо:

$$q_2 = \frac{k(h_2 - h_6)}{m_2} \int_{h_6}^0 \frac{dy}{h_2 - y} = \frac{2,3k(h_2 - h_6)}{m_2} \lg \frac{h_2}{h_2 - h_6}. \quad (8.69)$$

З урахуванням формули (8.64) отримаємо розрахункове рівняння для низового клину:

$$q = q_1 + q_2 = \frac{k}{m_2} (h_2 - h_6) + \frac{k}{m_2} (h_2 - h_6) \cdot 2,3 \lg \frac{h_2}{h_2 - h_6} \quad (8.70)$$

або

$$\frac{q}{k} = \frac{h_2 - h_6}{m_2} \left(1 + 2,3 \lg \frac{h_2}{h_2 - h_6} \right). \quad (8.71)$$

Через всі три клини проходить одна і та сама витрата q , тому, розв'язуючи задачі про фільтрацію через греблю, маємо чотири невідомих

величини: q , h_1 , h_2 , S , які можна визначити, розв'язавши систему з чотирьох рівнянь: (8.60) або (8.61), (8.62), (8.63), (8.71).

З метою полегшення розрахунків рекомендується такий метод. Потрібно задатися кількома значеннями глибини h_2 (більшими, ніж h_0 , але меншими, ніж H) і побудувати за рівнянням (8.71) графік залежності $\frac{q}{k} = f(h_2)$ (рис. 8.21). Далі за формулою (8.63) обчислюють значення S , за формулою (8.62) – значення h_1 , а за (8.60) чи (8.61) – значення $\frac{q}{k}$, які теж наносять на графік.

Точка перетину двох кривих $\frac{q}{k}$ відповідає розрахунковій витраті q і глибини h_2 . Потім можна знайти значення S і h_1 .

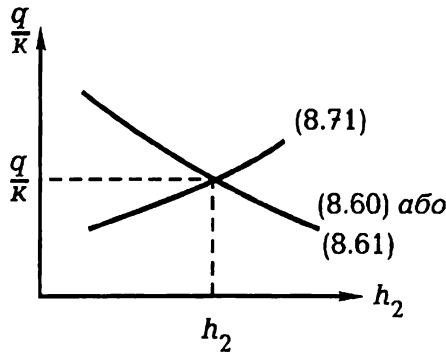


Рис. 8.21

Приклад. Визначити фільтраційну витрату на 1 м довжини греблі і побудувати криву депресії при відсутності води в нижньому б'єфі, якщо $H_r = 14$ м, $H = 12$ м, $b = 10$ м, $m_1 = 3$, $m_2 = 2$, $k = 0,4$ м/добу (рис. 8.22).

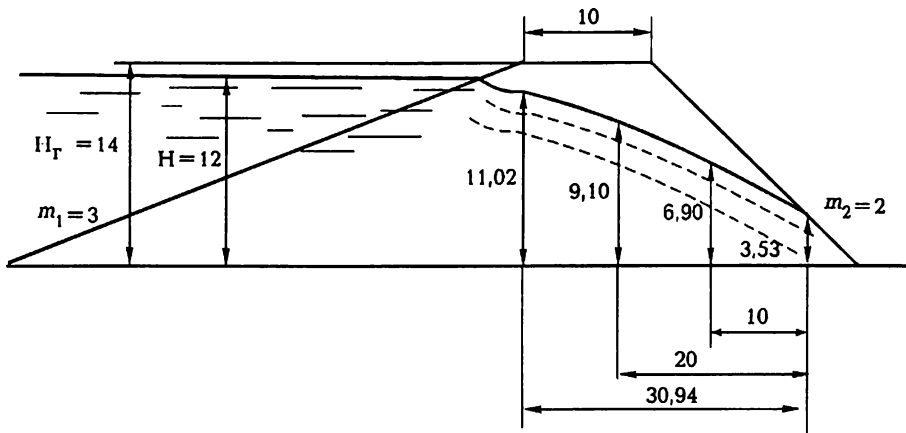


Рис. 8.22

Розв'язання

При заданому коефіцієнті фільтрації в м/добу будемо визначати добову витрату.

Використовуємо систему рівнянь (8.61), (8.62), (8.63), (8.71) при $h_c = 0$ і відомих H_Γ , H , b , m_1 , m_2 . Тоді отримаємо:

$$\frac{q}{k} = 1,763 \cdot (12 - h_1); \quad (a)$$

$$\frac{q}{k} = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2 \cdot S}; \quad (б)$$

$$S = 10 + 2 \cdot (14 - h_2); \quad (в)$$

$$\frac{q}{k} = \frac{h_2}{2}. \quad (г)$$

Призначаємо кілька значень глибини h_2 : 3м; 3,5м; 4м та за рівнянням (г) будуємо графік $\frac{q}{k} = f(h_2)$.

Потім для цих значень h_2 за рівнянням (в) знаходимо S , за рівнянням (б) – h_1 та за рівнянням (а) знову будуємо графік $\frac{q}{k}$ (рис. 8.23).

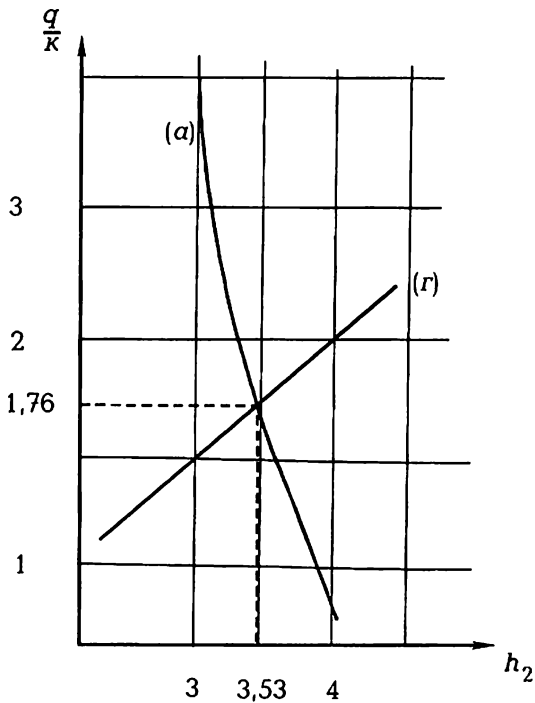


Рис. 8.23

З графіка отримаємо: $h_2 = 3,53\text{м}$, $\frac{q}{k} = 1,76$.

Тоді: $q = 1,76 \cdot 0,4 = 0,704 \text{ м}^3/\text{добу}$.

Визначаємо відстань: $S = 10 + 2 \cdot (14 - 3,53) = 30,94\text{м}$.

Криву депресії в середній її частині будуємо згідно з рівнянням (8.62) для значень $l = 0 \dots S$.

Тоді:

$$h = \sqrt{\frac{q}{k} \cdot 2 \cdot l + h_2^2}.$$

Звідси маємо:

$l, \text{м}$	0	5	10	15	20	25	30,94
$h, \text{м}$	3,53	5,48	6,90	8,01	9,10	10,02	11,02

Особливості розрахунку фільтрації через земляну греблю з ядром.

Щоб зменшити фільтрацію через земляну греблю, в ній впроваджується ядро з малопроникного ґрунту, наприклад, глини (рис. 8.24, а). Коефіцієнт фільтрації матеріалу ядра звичайно в кілька разів менший від коефіцієнта фільтрації ґрунту греблі.

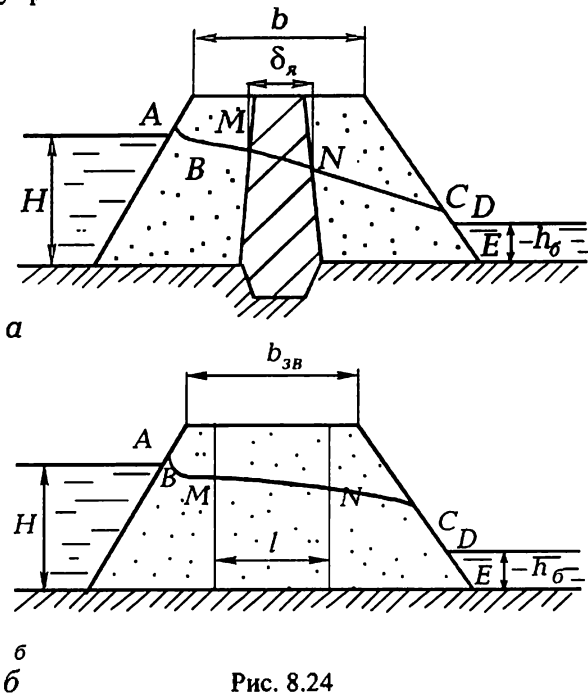


Рис. 8.24

При розрахунках фільтраційний потік у ядрі, за пропозицією М.М.Павловського, замінюють на умовний (“еквівалентний”) потік у прямокутному масиві ґрунту, з якого виготовлена гребля (рис. 8.24, б):

$$l = \frac{k}{k_{\text{я}}} \delta_{\text{я}}, \quad (8.72)$$

де $k, k_{\text{я}}$ – коефіцієнт фільтрації ґрунту відповідно тіла греблі та ядра; $\delta_{\text{я}}$ – середня товщина ядра.

Отже, розрахунок фільтрації через греблю з ядром зводиться до розрахунку греблі з однорідного ґрунту з тими самими коефіцієнтами закладання укосів, але з більшою шириною поверху, яка називається зведеною:

$$b_{зв} = b + \delta_{я} \left(\frac{k}{k_{я}} - 1 \right). \quad (8.73)$$

8.5. Фільтрація води під гідротехнічними спорудами

Загальні положення. Потенціальний рух ґрунтових вод під спорудами. Будівництво греблі або інших гідротехнічних споруд на водопроникній основі супроводжується фільтрацією води (рис. 8.25). Фільтрація під спорудами утворює протитиск на підземний контур споруди, зменшуючи коефіцієнт стійкості споруди. У разі великих швидкостей фільтрації можливе вимивання частинок ґрунту під спорудою, що зменшує несучу здатність ґрунту.

Значна фільтрація призводить також до втрат води у водосховищі. Вказані явища є небажаними, а в ряді випадків – і небезпечними для споруди. Тому необхідний розрахунок фільтрації під спорудою, тобто визначення швидкості й витрати фільтраційного потоку і тиску на нижню частину споруди.

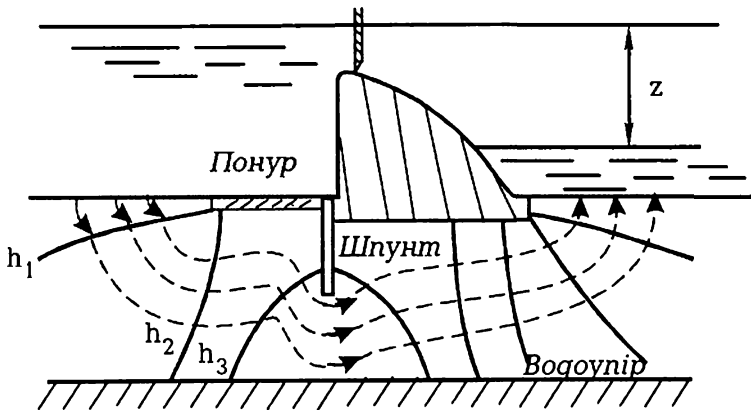


Рис. 8.25

Фільтрація під спорудою відбувається за рахунок різниці рівнів води z у верхньому та нижньому б'єфах.

Середній гідравлічний похил у цьому випадку:

$$\bar{J} = \frac{z}{\bar{L}}, \quad (8.74)$$

де \bar{L} – середня довжина шляху фільтрації.

Щоб зменшити швидкість фільтрації, а також витрати фільтраційного потоку, потрібно подовжити шлях фільтрації, тобто підземний контур споруди. Для цього під греблею влаштовують шпунтовий ряд (шпунт), а перед греблею – понур із водотривких матеріалів.

Під гідротехнічною спорудою встановлюється напірна неплавнозмінна фільтрація. Зверху фільтраційний потік обмежений підземним контуром споруди, а знизу – водотривким шаром ґрунту. Лінії течії такої фільтрації показані на рис. 8.25. Повне розв'язування задачі про фільтрацію під спорудою можливе методом теоретичної гідромеханіки, що вперше зробив М.М.Павловський. Він показав, що такий рух можна розглядати як потенціальний.

Для випадку плоскої задачі гідравлічний похил у будь-якій точці

$$J = -\frac{dh}{dl}, \text{ а його складові по осях координат:}$$

$$J_x = -\frac{\partial h}{\partial x}; J_y = -\frac{\partial h}{\partial y}; \quad (8.75)$$

відповідно до рівняння Дарсі (8.9) складові швидкості такі:

$$u_x = kJ_x; u_y = kJ_y. \quad (8.76)$$

Підставляючи значення J_x та J_y з (8.5) у рівняння (8.76), дістаємо:

$$\left. \begin{aligned} u_x &= -k \frac{\partial h}{\partial x} \\ u_y &= -k \frac{\partial h}{\partial y} \end{aligned} \right\} \quad (8.77)$$

Як відомо з курсу технічної механіки рідини і газу [4,7], рівняння вигляду (8.77) відповідають умовам плоского потенціального руху рідини, за якого потенціал швидкості:

$$\varphi = -kh. \quad (8.78)$$

У рівняннях (8.77) невідомі три величини: складові швидкості u_x і u_y та напір h . Щоб розв'язати цю систему, потрібно мати три рівняння. Третім може бути рівняння нерозривності у диференціальній формі [7]:

$$\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} = 0. \quad (8.79)$$

Спільне розв'язання рівнянь (8.79) і (8.77) дає змогу дістати рівняння Лапласа для фільтраційного потоку:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0. \quad (8.80)$$

З гідромеханіки відомо, що гідродинамічна сітка є сукупністю ліній течії та ліній рівних потенціалів швидкостей. У фільтраційному потоці гідродинамічна сітка є сукупністю ліній течії і ліній рівних напорів. За допомогою гідродинамічної сітки можна легко визначити швидкості й напори в будь-якій точці фільтраційного потоку.

Точне гідромеханічне розв'язування на практиці застосовують рідко через свою складність. Але воно дає змогу зробити теоретичний аналіз розглядуваного явища, на його основі розроблені розрахункові графіки та наближені методи розрахунку, що наводяться в спеціальній літературі з гідротехніки.

Метод електрогідродинамічних аналогій (ЕГДА) заснований на математичній аналогії сталого електричного струму у провідному середовищі руху ґрунтових вод. Справді, швидкість фільтрації в будь-якій точці потоку:

$$u = -k \frac{dh}{dl}, \quad (8.81)$$

а густина струму (сила струму на одиницю площі поперечного перерізу провідника):

$$I = -c \frac{dU}{dl}, \quad (8.82)$$

де c – коефіцієнт електропровідності; U – електричний потенціал.

Порівнюючи рівняння (8.81) і (8.82), бачимо, що вони подібні, причому швидкості фільтрації u відповідає густина струму I , коефіцієнту фільтрації k – коефіцієнту електропровідності c , а напору h – електричний потенціал U .

Беручи до уваги ці особливості подібності, отримаємо рівняння Лапласа для сталого електричного струму:

$$\frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} = 0. \quad (8.83)$$

Для побудови гідродинамічної сітки за методом ЕГДА необхідно зробити з електропровідного матеріалу (наприклад, із спеціального

електропровідного паперу, станилюю і тощо) модель, геометрично подібну основі споруди, під якою проходить фільтраційний потік (рис. 8.26, а, б).

Далі до границь моделі 1-2 (дно верхнього б'єфа) і 4-5 (дно нижнього б'єфа) приєднують електричні шини з потенціалами відповідно U_0 і U_6 .

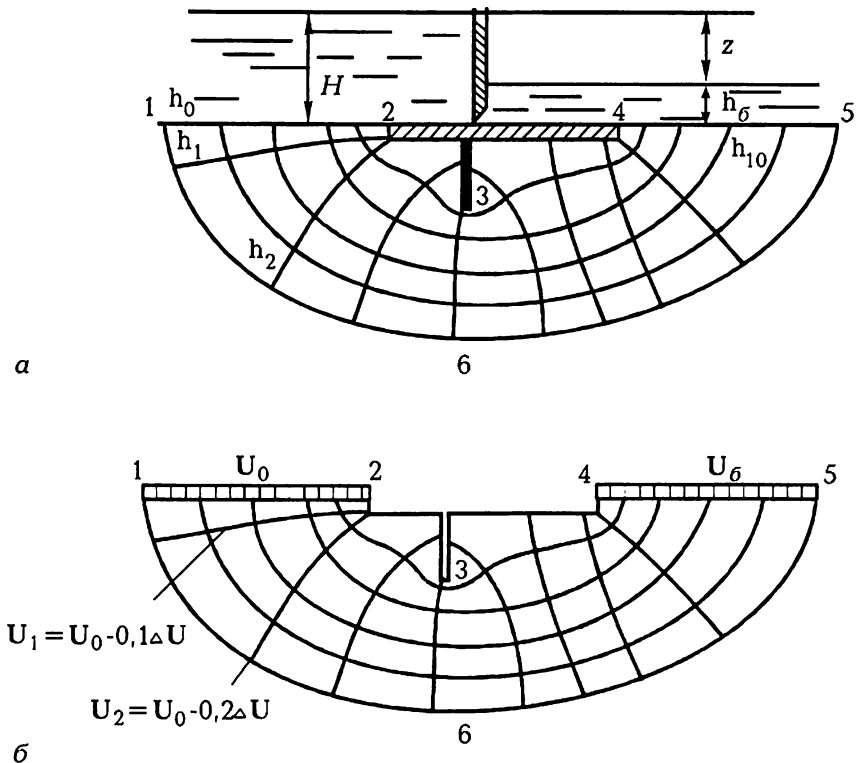


Рис. 8.26

Під дією різниці потенціалів на моделі виникає електричний струм і електричні потенціали поступово зменшуються від U_0 до U_6 . За допомогою спеціального пристрою, який працює за принципом містка Уїнстона, можна встановити лінії рівних електричних потенціалів, які відрізняються один від одного на певну величину, наприклад, на величину $0,1\Delta U = 0,1(U_0 - U_6)$. Ці лінії будуть відповідати у фільтраційному

поточи лініям рівних напорів h , які відрізняються один від одного на величину $0,1z = 0,1(H - h_6)$, тобто:

$$\left. \begin{aligned} h_0 &= H; \\ h_1 &= H - 0,1(H - h_6) = 0,9H + 0,1h_6; \\ h_2 &= 0,8H + 0,2h_6; \\ \dots\dots\dots \\ h_9 &= 0,1H + 0,9h_6; \\ h_{10} &= h_6. \end{aligned} \right\} (8.84)$$

Лінії течії можна побудувати нормально до знайдених ліній рівних напорів. У гідродинамічній сітці лінії рівних потенціалів швидкостей та лінії течії є спряженими і їх можна поміняти місцями, не змінюючи форми гідродинамічної сітки. Тому лінії течії також можна отримати за допомогою електродинамічної аналогії, перемкнувши електричні шини на контури 2–3–4 і 1–6–5.

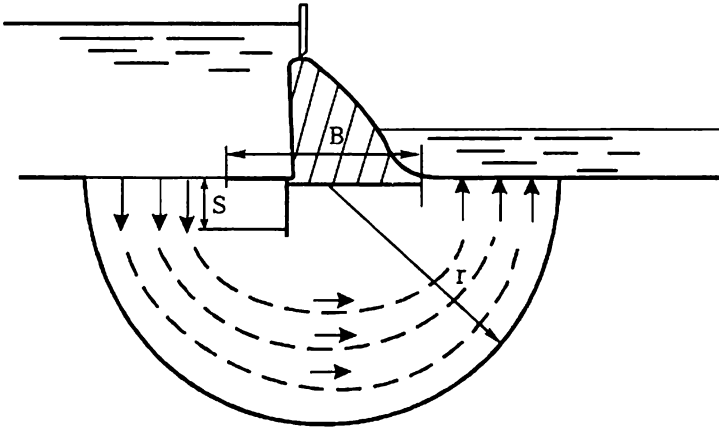


Рис. 8.27

Застосовуючи метод ЕГДА, слід мати на увазі те, що в практичних задачах контури 1–2 і 4–5, а також контур 1–6–5 зазвичай мають значну довжину. Але основна частина фільтраційного потоку намагається встановитися ближче до споруди, де довжини ліній течії менші. Тому для практичних розрахунків при великій товщині водопроnikливого шару (рис. 8.27) область фільтраційного потоку, яка вивчається, може бути

обмежена півколом із центром, що розміщений у центрі підземної частини споруди (контуру 2–3–4), і радіусом:

$$r \approx 2,5B \quad (8.85)$$

або

$$r = 5S, \quad (8.86)$$

де B, S – відповідно горизонтальна і вертикальна проєкція підземної частини споруди.

Якщо область фільтрації обмежена знизу водотривким шаром (рис. 8.28) і товщина водопрониклого шару $T < r$, то довжину ділянки, яка моделюється, можна взяти:

$$l = B + (3...4)T. \quad (8.87)$$

Метод ЕГДА застосовують також при розрахунках фільтрації води з каналів (рис. 8.29).

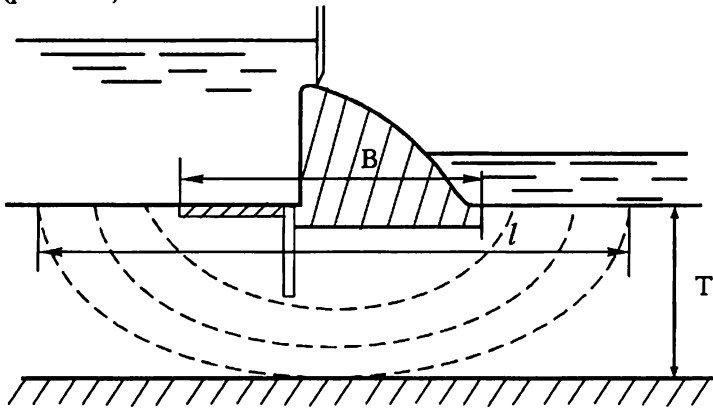


Рис. 8.28

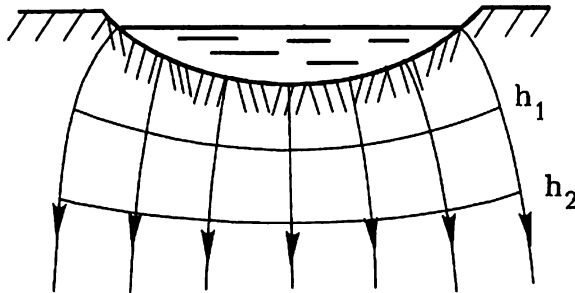


Рис. 8.29

8.6. Фільтрування рідини

Загальні відомості. Фільтруванням називається процес проходження води крізь фільтрувальний матеріал з метою практично повного її освітлення. Фільтрування відбувається у спеціальних резервуарах, які називаються фільтрами.

Ці резервуари заповнені фільтрувальним матеріалом (піском), який розміщують над спеціальним підтримувальним шаром (гравій, щебінь), під засипкою прокладається дренажна система трубопроводів (рис. 8.30). Останнім часом в основному використовують так звані швидкі фільтри зі швидкістю фільтрування 6...12 м/год. У таких спорудах фільтрування проводиться після обробки води коагуляцією, після чого в ній утворюються дрібні пластівці, розміри яких менші за розміри пор фільтрувального матеріалу.

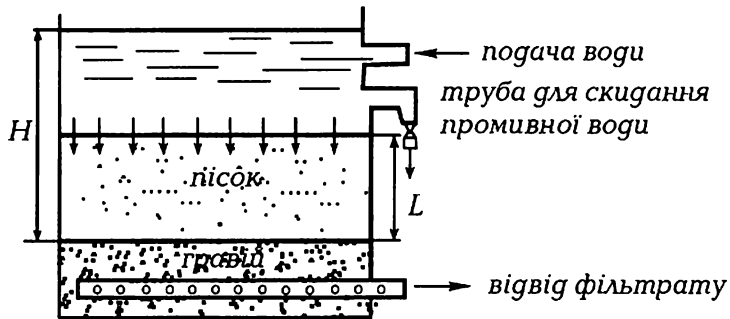


Рис. 8.30

Ці пластівці проникають у поруваті канали і прилипають до частинок фільтрувального матеріалу, а потім у процесі фільтрування переміщуються у глибші шари фільтра, які поступово забруднюються. Особливості протікання процесу фільтрування показані на рис. 8.31 у вигляді функцій $C = f(x)$, де C – концентрація зависів; x – глибина шару завантаження від її поверхні.

Крива t_0 характеризує час початкового періоду освітлення, коли осаду у фільтрувальному матеріалі мало і він практично не впливає на хід фільтрування. В цей період концентрація зависів у воді змінюється тільки під дією прилипання. Освітлення води відбувається на початковій ділянці завантаження товщиною x_0 , на якій концентрація зависів зменшується до C_k . На залишковій частині завантаження товщиною $L - x_0$ (L – товщина шару завантаження) концентрація зависів практично не змінюється.

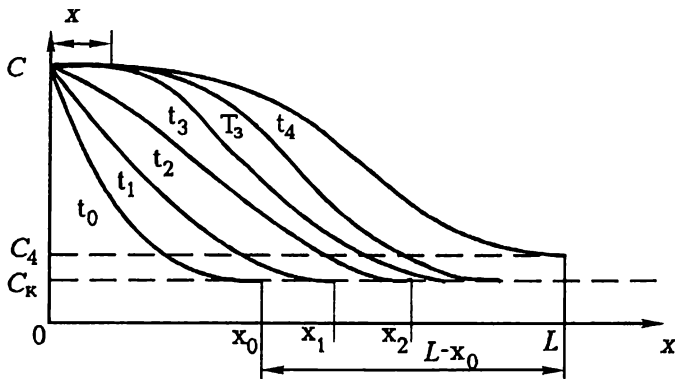


Рис. 8.31

У процесі накопичення прилиплих частинок у фільтрувальному матеріалі розміри пористих каналів зменшуються, а швидкість руху води в них збільшується, в результаті чого частина прилиплих раніше частинок відривається і переміщується в шари фільтра, що лежать нижче. Щоб досягти тієї самої концентрації C_k тепер буде потрібна більша товщина шару фільтрувального матеріалу x_1 (крива часу t_1), а потім і x_2 (крива часу t_2). Частина завантаження в момент часу t_3 переходить у стан граничного насичення, товщина його $x_{нас}$ показана на графіку. При досить тривалій роботі фільтра товщини завантаження L буде не достатньо, щоб забезпечити заданий ступінь освітлення, а концентрація C_4 зависів після фільтрування буде значно більшою від граничної C_k . Час роботи фільтра T_3 , протягом якого гарантується задана концентрація зависів C_k (тобто якість фільтрату), називається часом захисної дії фільтра (рис. 8.32).

В міру забруднення фільтра зростають гідравлічні опори завантаження і, щоб їх подолати, потрібно мати більший напір. Напір, який може допустити конструкція фільтра, називається розподільним напором, а час його досягнення позначають T_n .

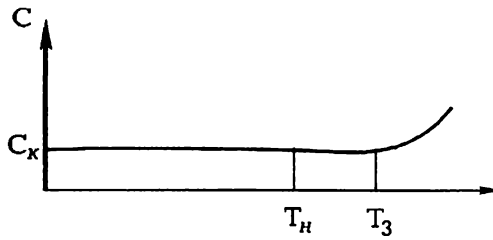


Рис. 8.32

Щоб забезпечити гарантовану якість освітлення води, необхідне виконання умови $T_n < T_3$. Звичайно для розрахунку часу роботи фільтра потрібно знати початкові втрати напору в чистому фільтрі та закономірність їх зміни під час його роботи.

Втрати напору в чистому фільтрі. Такі втрати залежать від товщини фільтрувального завантаження L , розмірів та форми його зерен, пористості p_0 , швидкості руху води в порах V_n , в'язкості води. Протікання води крізь фільтрувальний матеріал є багато в чому аналогічним руху води крізь завислий шар при стисненому осіданні твердих частинок у рідині. З урахуванням цього формулу для втрат напору в чистому фільтрі можна подати у такому вигляді [13]:

$$h_0 = \zeta \frac{L V_n^2}{l g}, \quad (8.88)$$

де ζ – коефіцієнт опору при русі води в чистому фільтрі; l – характерний лінійний розмір фільтрувального матеріалу.

Швидкість руху води в порах V_n можна виразити через швидкість фільтрування V і пористість p_0 :

$$V_n = \frac{V}{p_0}. \quad (8.89)$$

Згідно з дослідженнями Д.М.Мінца [13], характерний лінійний розмір можна прийняти:

$$l = \frac{p_0 d_e}{6(1 - p_0)\gamma}, \quad (8.90)$$

де d_e – еквівалентний діаметр зерен фільтрувального завантаження;

γ – коефіцієнт, що враховує відміну форми зерен від кулеподібної. Зазвичай $\gamma \geq 1,0$.

Режим руху води у фільтрувальному завантаженні характеризується числом Рейнольдса, вираженим через швидкість у пористих каналах і характерний лінійний розмір:

$$\text{Re} = \frac{V_n l}{\nu} = \frac{V}{p_0} \frac{p_0 d_e}{6(1-p_0)\gamma\nu} = \frac{V d_e}{6\gamma\nu(1-p_0)}, \quad (8.91)$$

де ν – кінематична в'язкість рідини.

За дослідженнями Д.М.Мінца, у швидких фільтрах зазвичай спостерігається ламінарна фільтрація, при якій $\text{Re} \leq 2$, а коефіцієнт опору визначається з формули:

$$\zeta = \frac{5,2}{\text{Re}}. \quad (8.92)$$

З урахуванням викладеного формула (8.88) для втрат напору в чистому фільтрі набуває вигляду:

$$h_0 = \frac{5,2 \cdot 6\gamma\nu(1-p_0)L \cdot 6(1-p_0)\gamma V^2}{V d_e d_e p_0^3 g} = \frac{187\gamma^2(1-p_0)^2 \nu L V}{p_0^3 g d_e^2}, \quad (8.93)$$

або

$$h_0 = \psi \frac{V}{d_e^2} L, \quad (8.94)$$

де ψ – параметр, який залежить від вигляду фільтрувального завантаження і в'язкості води:

$$\psi = \frac{187\gamma^2(1-p_0)^2 \nu}{p_0^3 g}. \quad (8.95)$$

Залежність (8.93) показує, що втрати напору в чистому фільтрі прямо пропорційні швидкості фільтрування V , товщині завантаження L , кінематичній в'язкості рідини ν і обернено пропорційні діаметру зерен d_e і пористості фільтрувального матеріалу p_0 . Оскільки в'язкість збільшується зі зменшенням температури, то при цьому збільшуються і втрати напору.

Приклад. Визначити втрати напору в чистому фільтрі (рис. 8.30) за таких даних: еквівалентний діаметр зерен фільтруючої загрузки $d_e = 1,2$ мм, товщина фільтраційного завантаження $L = 1,6$ м; середня швидкість руху води в фільтрі

$V = 9 \frac{м}{год}$; пористість чистого фільтраційного завантаження $p_0 = 0,4$; коефіцієнт форми фільтраційного матеріалу $\gamma = 1,6$; температура води $t = 15^\circ C$.

Розв'язання

В залежності від температури води з [15] приймемо кінематичну в'язкість $\nu = 0,0115 \frac{см^2}{с}$. Втрати напору в чистому фільтрі визначасмо за формулою (8.94) з врахуванням (8.95). Тоді:

$$\psi = \frac{187 \cdot 1,6^2 \cdot (1-0,4)^2 \cdot 0,0115 \cdot 10^{-4}}{0,4^3 \cdot 9,81} = 0,000316.$$

і втрати напору в чистому фільтрі:

$$h_0 = 0,000316 \cdot \frac{9}{3600} \cdot \frac{1,6}{0,0012^2} = 0,88 м.$$

Приріст втрат напору у фільтрі за час його роботи. Під час руху крізь фільтр води, яка має завислі частинки, у фільтрувальному завантаженні накопичується осад, який змінює поперечний переріз і форму пористих каналів, що спричиняє зростання втрат напору. За час роботи фільтра пористість завантаження зменшиться з величини p_0 до p . Вважаючи, що величини γ і d_e змінюються неістотно, то забруднення розподіляються нерівномірно за товщиною фільтрувального матеріалу і часом.

Тому за аналогією з (8.93) втрати напору в фільтрі, що працює деякий час:

$$h = \frac{187 \cdot \gamma^2 (1-p_0)^2 \nu \cdot L \cdot V}{p^3 \cdot g \cdot d_e^2}. \quad (8.96)$$

Порівнюючи (8.93) та (8.96), маємо:

$$h = h_0 \frac{(1-p_0)^2 \cdot p_0^3}{(1-p_0)^2 \cdot p^3} = h_0 \cdot f(p).$$

В цьому виразі пористість p та функція $f(p) = \frac{(1-p_0)^2 \cdot p_0^3}{(1-p_0)^2 \cdot p^3}$

змінюються не раптово, а поступово в залежності від глибини занурення відповідного шару у фільтрувальне завантаження і часу.

Тому приріст втрат напору:

$$\Delta h = h - h_0 = h_0 \int_0^L \int_0^1 \left[\frac{(1-p)^2 \cdot p^3}{(1-p_0)^2 \cdot p^3} - 1 \right] dl \cdot dt. \quad (8.97)$$

Обчислити цей інтеграл важко, тому що немає досить вірогідних залежностей для зміни пористості (а також накопичення осаду) за товщиною фільтра за час його роботи. Через це приріст втрат напору за час t визначається за емпіричною формулою:

$$\Delta h = h - h_0 = a \cdot \varphi \frac{d_e^{0,5} \cdot h_0}{L} \cdot t = \Delta h_e \cdot t. \quad (8.98)$$

де a – параметр, що враховує вплив властивостей води та зависів, який визначається дослідним фільтруванням; φ – параметр, що враховує ступінь неоднорідності завантаження, який визначається як відношення середнього діаметра d_{20} зерен першого за рухом води шару завантаження з товщиною, що дорівнює 20% товщини завантаження L , до еквівалентного діаметра d_e . У верхніх шарах завантаження звичайно зерна меншого діаметра, тобто $\frac{d_{20}}{d_e} < 1$ і тоді, згідно з графіком на рис. 8.33, $\varphi > 1$; $\Delta h = a\varphi \frac{d_e^{0,5} h_0}{L}$ – приріст втрат напору у фільтрі за одиницю часу.

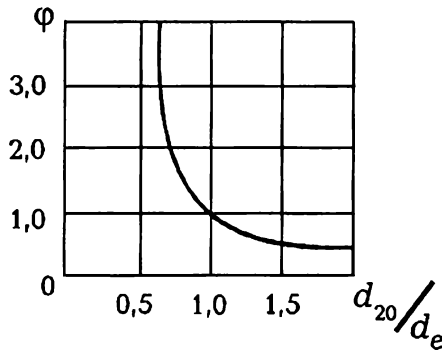


Рис. 8.33

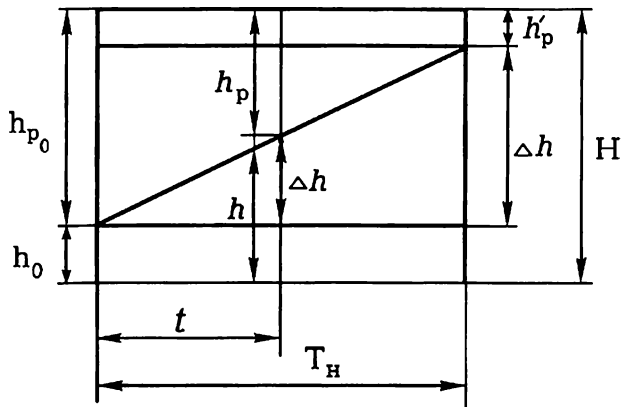


Рис. 8.34

Загальний приріст втрат напору у фільтрі за розрахунковий час його роботи $t_p = T_H$:

$$\Delta h_k = \Delta h T_H. \quad (8.99)$$

Експериментальні дані свідчать, що залежність (8.99) справедлива для часу роботи фільтра $t \leq T_H \leq T_3$.

У цьому разі зростання втрат напору у фільтрі лінійно залежить від часу його роботи.

Ця залежність показана на рис. 8.34, на якому позначені втрати напору в максимально прикритому h_{p_0} і повністю відкритому h_p регуляторі швидкості. Після досягнення втратами напору їх максимального значення ($h = h_{\max}$) фільтр слід промити, що здійснюється зворотною течією води крізь фільтр.

Розрахунок часу роботи фільтра. Граничний час роботи фільтра T_H до повного використання напору H можна знайти з формули (8.99) з допомогою графіка (див. рис. 8.34):

$$\begin{aligned} T_H &= \frac{L}{\alpha \varphi d_e^{0.5}} \frac{\Delta h_k}{h_0} = \frac{L}{\alpha \varphi d_e^{0.5}} \frac{H - h'_p - h_0}{h_0} = \\ &= \frac{L}{\alpha \varphi d_e^{0.5}} \left(\frac{H - h'_p}{h_0} - 1 \right). \end{aligned} \quad (8.100)$$

Підставляючи до цієї залежності значення h_0 з (8.94), дістанемо:

$$T_H = \frac{L}{a\varphi d_e^{0,5}} \left(\frac{H - h'_p}{\psi VL} d_e^2 - 1 \right). \quad (8.101)$$

Час захисної дії фільтра T_3 можна визначити за емпіричною формулою Д.М.Мінца:

$$T_3 = \frac{1}{K'} \left(\frac{L}{V^{1,7} d_e^{0,7}} - \frac{X_0 d_e}{V} \right), \quad (8.102)$$

де параметри K' і X' залежать від фізико-хімічних властивостей фільтрованої води, заданого ефекту освітлення і знаходяться на основі фільтраційного аналізу.

Значення T_H і T_3 порівнюють. При цьому має бути $T_3 = (1, 2 \dots 1, 5) T_H$. Якщо ця умова не виконується, то слід змінити деякі вхідні параметри, які характеризують роботу фільтра: товщину фільтрувального завантаження L , еквівалентний діаметр його зерен d_e або швидкість фільтрування V .

Приклад. Визначити граничний час роботи фільтра T_H до повного використання напору $H = 3,8 \text{ м}$ при повністю відкритому регуляторі швидкості $h'_p = 0,8 \text{ м}$; товщині фільтраційного завантаження $L = 1,3 \text{ м}$, пористості $p_0 = 0,35$; еквівалентному діаметрі зерен завантаження $d_e = 0,8 \text{ мм}$; коефіцієнті, що враховує форму зерен завантаження $\gamma = 1,2$; температурі води $t = 20^\circ \text{ C}$; параметрі, що враховує вплив властивостей води та завислих речовин $a = 22 \text{ см}^{0,5} / \text{год}$; швидкості фільтрування $V = 6 \text{ м} / \text{год}$; неоднорідності завантаження $\frac{d_{20}}{d_e} = 0,7$.

Розв'язання

В залежності від температури води з [17] знаходимо її кінематичну в'язкість

$$\nu = 0,0101 \text{ см}^2 / \text{с}.$$

Граничний час роботи фільтра визначасмо за формулою (8.101):

$$T_H = \frac{L}{a \cdot \varphi \cdot d_e^{0,5}} \cdot \left[\frac{(H - h'_p) \cdot d_e^2}{\psi \cdot VL} - 1 \right],$$

де ψ – множник, що залежить від виду фільтраційного завантаження та в'язкості води; визначаємо за формулою (8.95):

$$\psi = \frac{187 \cdot \gamma^2 \cdot (1 - p_0)^2 \cdot \nu}{p_0^3 \cdot g} = \frac{187 \cdot 1,2^2 \cdot (1 - 0,35)^2 \cdot 0,0101 \cdot 10^{-4}}{0,35^3 \cdot 9,81} = 0,000273 \text{ м} \cdot \text{с}.$$

За графіком (рис. 8.33) при $\frac{d_{20}}{d_e} = 0,7$ визначаємо $\varphi = 2,0$ – параметр, що

враховує ступінь неоднорідності завантаження фільтра.

Визначаємо граничний час роботи фільтра:

$$T_H = \frac{1,3}{22 \cdot 0,01^{0,5} \cdot 2 \cdot 0,0008^{0,5}} \cdot \left[\frac{(3,8 - 0,8) \cdot 0,0008^2 \cdot 3600}{0,000273 \cdot 6 \cdot 1,3} - 1 \right] = 23 \text{ год } 18 \text{ хв}.$$

Викладені вище залежності для втрат напору в чистому фільтрі та приросту втрат напору за час роботи фільтра ґрунтуються на багатьох експериментальних дослідженнях. Останнім часом було проведено низку теоретичних досліджень різних випадків фільтрування. Так, О.Я.Олійник і В.Ю.Сорокіна розглядають фільтрування мулових майданчиків як частину процесу зневоження осаду. Після надходження мулової води на майданчику формуються зони освітленої мулової води, завислих частинок осаду та частинок, що осіли (рис. 8.35). Товщини цих зон безперервно змінюються. Спочатку в першому циклі товщини верхньої і нижньої зони збільшуються, а середньої поступово зменшуються до нуля. В наступному циклі зменшується товщина верхньої зони, а також, за рахунок ущільнення осаду, і стікання води в дренаж, нижньої зони. Запропоновано розрахунки товщин відповідних зон у залежності від часу роботи.

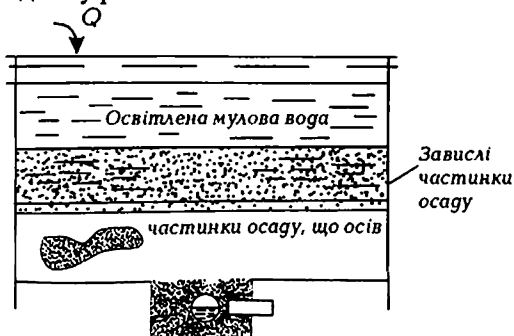


Рис. 8.35

А.М.Тугай приплив артезіанської води до водозабірних свердловин (рис. 8.36) розглядає за 3-х стадійною схемою. На першій стадії йде внутрішня кольматація одношарового фільтра 2. Коли на зовнішній межі фільтра наповнення осадом стає таким, що великі завислі частинки вже не можуть потрапляти в фільтр крізь зменшені розміри пор, ця стадія закінчується. На другій стадії фільтр кольматується більш дрібними частинками, а в зоні 3 поза фільтром відкладаються більш крупні частинки осаду. Друга стадія закінчується, коли навіть і дрібні частинки не будуть потрапляти всередину фільтра.

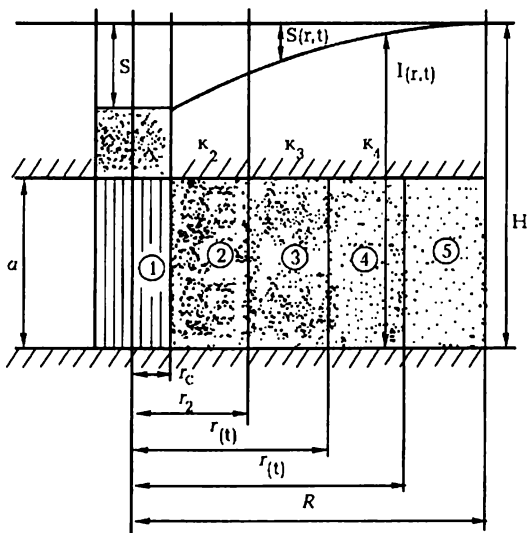


Рис. 8.36

На третій стадії до фільтра надходить чиста вода, дрібні частинки випадають в осад в зоні 4, а більш великі – відкладаються за межами цієї зони у водоносному пласті 5. Така схема характеризує зміну коефіцієнта фільтрації при відносному заповненні пор фільтра відносним накопиченням осаду, яке може досягати граничного значення 50...70% від відносного об'єму пор. Якщо осад повністю закольматує пори, то фільтрування надалі буде відбуватися крізь шари осаду. Процес кольматуажу відбувається поступово і залежить від швидкості випадіння з води часток зависів та солей, а також від швидкості фільтрації.

Подібний підхід може в майбутньому знайти застосування при дослідженні фільтрування крізь інші споруди.

Розділ 9

ГІДРАВЛІЧНА ПОДІБНІСТЬ І ОСНОВИ МОДЕЛЮВАННЯ

9.1. Загальні відомості

В літературі з технічної механіки рідини і газів, або загальної гідравліки [7, 8, 17 тощо], а також у попередніх розділах цього підручника було показано, що при вирішенні більшості інженерних задач поряд з теоретичними залежностями застосовують і експериментальні, або в рівняння, що отримані теоретичним шляхом, вводять дослідні коефіцієнти. Так, у результаті експериментальних досліджень отримано значення і формули гідравлічного коефіцієнта тертя λ , коефіцієнтів місцевих опорів ζ , коефіцієнтів швидкості ϕ , витрати μ (або m) і стиснення струменя ε при протіканні рідини через отвори і водозливи, коефіцієнтів шорсткості n стінок труб та каналів, формули довжини гідравлічного стрибка, швидкісної характеристики W , епюри розподілу швидкості в каналах і спорудах тощо.

Експериментальні коефіцієнти і формули отримують на основі дослідження споруд у природних умовах, або, що частіше, на лабораторних моделях. Складні гідротехнічні, водопровідні й водовідвідні споруди не завжди підлягають точному розрахунку і під час проектування необхідно проводити дослідження якісної та кількісної оцінки явища на моделях.

В процесі досліджень у лабораторних умовах вивчають такі характеристики споруд, як пропускну здатність, втрати напору, розподіл місцевих швидкостей, напрям ліній течії тощо. Геометричні розміри моделі звичайно менші від подібних розмірів натурних споруд, і тому необхідно встановити відповідні їм значення витрат, швидкостей і глибин потоку на моделі, значення шорсткості русла моделі і в разі потреби – в'язкості рідини, яку використовують для дослідження на моделі. Потрібно встановити правила переносу результатів, що отримані на моделі, на умови роботи споруди в натурі. Всі ці питання вивчають у теорії подібності і моделюванні гідравлічних явищ.

Можна розглядати математичне й фізичне моделювання. Математичне моделювання передбачає вивчення інших, відмінних від натурних фізичних явищ, але таких, які описуються аналогічними залежностями. Прикладом

такого моделювання є метод електрогідродинамічних аналогій, який використовують для вивчення фільтрації та роботи водопровідних мереж.

При фізичному моделюванні на моделі відтворюють те саме явище, що і в природі, але в іншому масштабі. У цьому розділі розглянемо особливості саме фізичного моделювання.

9.2. Геометрична, кінематична і динамічна подібності. Закон подібності Ньютона

Для того, щоб модель була фізично (механічно) подібною споруді в натурних умовах, потрібно дотримуватися геометричної, кінематичної та динамічної подібності.

Геометрична подібність передбачає умову, згідно з якою всі лінійні розміри споруди в природі l_n мають відноситися до відповідних розмірів моделі l_m як:

$$\frac{l_n}{l_m} = a = const, \quad (9.1)$$

де a – лінійний масштаб або масштаб довжин.

У разі геометричної подібності відношення площ:

$$\frac{\omega_n}{\omega_m} = a^2 = const, \quad (9.2)$$

і відношення об'ємів:

$$\frac{W_n}{W_m} = a^3 = const. \quad (9.3)$$

Тільки геометричної подібності недостатньо для дотримання гідравлічної подібності. Так, у натурних умовах може існувати турбулентний режим руху, а на геометрично подібній моделі – ламінарний, тобто явища в природі і на моделі будуть якісно і кількісно відрізнятися (наприклад, у відношенні втрат напору) між собою. У відкритих потоках при невідповідності певних умов у природі і на моделі можуть встановлюватися різні стани потоків (бурхливий та спокійний), що суперечить вимогам гідравлічної подібності.

Кінематична подібність передбачає, що в разі усталеного руху лінії течії в подібних точках природи і моделі займатимуть однакове положення, а відношення швидкостей у цих точках та співвідношення середніх швидкостей у відповідних перерізах є сталим:

$$\frac{V_n}{V_m} = a_v = const, \quad (9.4)$$

де a_v – масштаб швидкостей.

Оскільки прискорення є другою похідною шляху dS за часом dt , масштаб прискорення:

$$a_w = \frac{d^2 S_n dt_m^2}{d^2 S_m dt_n^2} = \frac{a}{a_t^2} = const, \quad (9.5)$$

де dS_n , dS_m – шляхи, які пройнуть частинки на натурі і на моделі за відповідні відрізки часу dt_n і dt_m ; $a_t = \frac{t_n}{t_m}$ – масштаб часу.

Оскільки час $t = \frac{dS}{dV}$; то

$$a_t = \frac{dS_n dV_m}{dV_n dS_m} = \frac{a}{a_v} = const. \quad (9.6)$$

Слід ще раз відмітити, що умови (9.4) та (9.5) стосуються не тільки середніх значень швидкостей та прискорень у перерізах, що розглядаються, але також і місцевих швидкостей та прискорень у відповідних точках у натурі і на моделі.

Динамічна подібність передбачає додержання таких умов: у будь-якій точці моделі діє сила, яка аналогічна за своєю природою і напрямом силі у відповідній точці натурі. Така сама умова витримується і для сил, які діють на елементи конструкції споруд. Відношення сил у натурі F_n та на моделі F_m для всіх подібних точок потоку називається масштабом сил a_F , який є сталим для всіх точок:

$$a_F = \frac{F_n}{F_m} = const. \quad (9.7)$$

Якщо гідравлічне явище задовольняє геометричній, кінематичній та динамічній подібностям, то можна вважати, що йдеться про гідравлічну або гідродинамічну подібності. Для цього необхідно встановити зв'язок між зазначеними видами подібності, тобто між масштабами a , a_v , a_F , які характеризують геометричну, кінематичну і динамічну подібності. Цей зв'язок не може бути довільним, проте він підпорядковується певній

закономірності. Оскільки сила F є добутком маси $m = \rho W$ на прискорення w , залежність (9.7) можна записати таким чином:

$$a_F = \frac{\rho_n W_n w_n}{\rho_m W_m w_m} = a_\rho a^3 a_w, \quad (9.8)$$

де a_ρ – масштаб густин.

З урахуванням формул (9.5) та (9.6), залежність (9.8) можна подати у вигляді:

$$a_F = a_\rho a^2 a_v^2. \quad (9.9)$$

Цей вираз називають законом подібності Ньютона в масштабних множниках. При деяких заданих або окремих масштабах із залежності (9.9) можна знайти невідомий масштаб, а потім за наведеними залежностями – й інші масштаби.

Виражаючи масштабні множники в рівнянні (9.9) як відношення відповідних величин у натурі й на моделі, дістанемо:

$$\frac{F_n}{F_m} = \frac{\rho_n l_n^2 V_n^2}{\rho_m l_m^2 V_m^2}$$

або

$$\frac{F_n}{\rho_n l_n^2 V_n^2} = \frac{F_m}{\rho_m l_m^2 V_m^2} = Ne. \quad (9.10)$$

Критерій $Ne = \frac{F}{\rho l^2 V^2}$ називається критерієм Ньютона. Для будь-

яких схожих точок перерізів при подібних явищах у натурі та на моделі критерій Ньютона мають бути однаковими, тобто:

$$Ne_n = Ne_m. \quad (9.11)$$

9.3. Критерії гідравлічної подібності і особливості моделювання

Умови моделювання гідравлічних явищ для повної подібності вимагають додержання рівняння (9.10) для всіх сил, під дією яких відбувається дане явище (сил ваги, тиску, тертя, поверхневого натягу тощо), і сил інерції. Аналіз залежностей величин, які входять в ці рівняння, показує, що для всіх сил одночасне виконання цих умов практично неможливо.

Наприклад, при значному зменшенні (у десятки і навіть сотні разів) на моделі витрати і об'єму течії також значно зменшуються сили ваги рідини. Якщо в цьому випадку в натурних умовах поверхня споруди відносно гладка і сили тертя відносно малі, то зменшити їх у десятки або сотні разів практично неможливо.

Водночас можна отримати окремі критерії для випадків, коли деякі з діючих сил мають переважний вплив порівняно з іншими.

При дослідженні руху рідини в трубопроводах найважливішу роль відіграють сили тертя, які є добутком дотичних напружень τ_0 і площі зіткнення потоку із стінками труби:

$$F_{тер} = \tau_0 l^2. \quad (9.12)$$

Підставляючи цей вираз в обидві частини (9.10), знаходимо:

$$\frac{\tau_{0н}}{\rho_n V_n^2} = \frac{\tau_{0м}}{\rho_m V_m^2}. \quad (9.13)$$

З гідромеханіки [7, 8] відомо, що $\tau_0 = \rho \frac{\lambda}{8} V^2$. Тоді з (9.13) маємо:

$$\lambda_n = \lambda_m, \quad (9.14)$$

тобто потоки рідини в трубопроводах будуть гідравлічно подібними, якщо гідравлічні коефіцієнти тертя в натурі і на моделі дорівнюватимуть один одному.

При ламінарному режимі рідини або при турбулентному режимі в області гідравлічно гладких труб гідравлічний коефіцієнт тертя (див. „Вступ”) залежить тільки від числа Рейнольдса. Тому для окремих випадків замість рівняння (9.14) можна записати:

$$Re_n = Re_m \quad (9.15)$$

або

$$\frac{V_n l_n}{\nu_n} = \frac{V_m l_m}{\nu_m}, \quad (9.16)$$

де лінійний розмір l у цьому разі може бути діаметром або радіусом труби.

Вираз:

$$\frac{Vl}{\nu} = Re \quad (9.17)$$

називається числом (критерієм) Рейнольдса.

Отже, в разі переважного впливу сил тертя та руху рідини при ламінарному режимі, або в області гідравлічно гладких труб при

турбулентному режимі, потоки будуть подібними, якщо для схожих точок або схожих перерізів природи і моделі числа Рейнольдса будуть однаковими.

Якщо використовувати на моделі таку саму рідину, що і у природі ($a_v = 1$), то згідно з формулою (9.16):

$$V_m = V_n \frac{l_n}{l_m} = V_n a, \quad (9.18)$$

тобто при моделюванні за критерієм Рейнольдса швидкість на моделі має бути в a разів більшою, ніж швидкість на природі.

Це незручно, але при квадратичній області опору турбулентного режиму руху коефіцієнт тертя не залежить від числа Рейнольдса Re . Тому на моделі число Re_m може бути менше, ніж Re_n , але не менше, ніж допустиме число Re_δ . За даними А.П.Зегжди:

$$Re_\delta = \frac{14D_m}{\Delta_m \sqrt{\lambda_m}}, \quad (9.19)$$

де Δ_m – висота виступів шорсткості на моделі.

При числах $Re_m \geq Re_\delta$ ця область називається *автомодельною* (рис. 9.1).

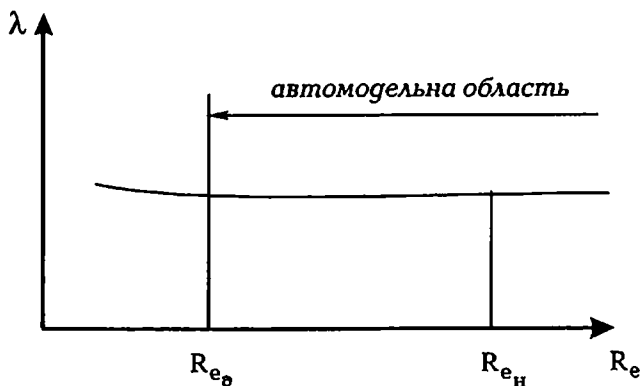


Рис. 9.1

При роботі моделі в *автомодельній* області можливий її лінійний масштаб при $V_m = V_n$:

$$a = \frac{1}{a_v} \frac{Re_n}{Re_d}, \quad (9.20)$$

швидкість на моделі:

$$V_m = V_n a \frac{Re_d}{Re_n}. \quad (9.21)$$

Приклад. В натурних умовах у трубопроводі діаметром $D_n = 150$ мм протікає вода (кінематична в'язкість $\nu_n = 0,01$ см²/с) із витратою $Q = 30$ л/с. Визначити граничну витрату води на моделі сталевому трубопроводу діаметром $D_m = 32$ мм з еквівалентною шорсткістю $\Delta_{e_m} = 0,05$ мм в умовах гідродинамічної подібності.

Розв'язання

Швидкість у натурних умовах:

$$V_n = \frac{4Q_n}{\pi D_n^2} = \frac{4 \cdot 0,03}{3,14 \cdot 0,15^2} = 1,7 \text{ м/с}.$$

Число Рейнольдса:

$$Re_n = \frac{V_n D_n}{\nu_n} = \frac{1,7 \cdot 0,15}{0,01 \cdot 10^{-4}} = 255000.$$

Гідравлічний коефіцієнт тертя на моделі в автоматичній області [8, 17]:

$$\lambda = 0,11 \left(\frac{\Delta_{e_m}}{D_m} \right)^{0,25} = 0,11 \left(\frac{0,05}{150} \right)^{0,25} = 0,0149.$$

Лінійний масштаб:

$$a = \frac{D_n}{D_m} = \frac{150}{32} = 4,69.$$

Допустиме число Рейнольдса:

$$Re_d = \frac{14 D_m}{\Delta_{e_m} \sqrt{\lambda_m}} = \frac{14 \cdot 32}{0,05 \sqrt{0,0149}} = 73509.$$

Із формули (9.21) визначаємо швидкість на моделі:

$$V_m = V_n a \frac{Re_d}{Re_n} = 1,7 \cdot 4,69 \frac{73509}{255000} = 2,3 \text{ м/с}.$$

Витрата потоку на моделі:

$$Q_m = V_m \omega_m = 2,3 \frac{3,14 \cdot 0,032^2}{4} = 0,0018 \text{ м}^3/\text{с} = 1,8 \text{ л/с}.$$

Якщо в модельованих гідравлічних явищах переважають сили тиску, які можна виразити як добуток тиску на площу його дії ($F_p = p\omega$), то формулу (9.10) можна подати у вигляді:

$$\frac{P_n \omega_n}{\rho_n l_n^2 V_n^2} = \frac{P_m \omega_m}{\rho_m l_m^2 V_m^2},$$

або з урахуванням формул (9.1) і (9.2):

$$\frac{P_n}{\rho_n V_n^2} = \frac{P_m}{\rho_m V_m^2} = Eu, \quad (9.22)$$

де Eu – критерій Ейлера, який має бути однаковим для натурі і моделі при переважаючому впливі сил тиску.

Рух рідини в горизонтальному трубопроводі характеризується не абсолютним тиском, а різницею тисків Δp у розрахункових перерізах. Тому критерій Ейлера виражають також у вигляді:

$$Eu = \frac{\Delta p}{\rho V^2}. \quad (9.23)$$

Зазначимо, що в разі додержання критерію Рейнольдса критерій Ейлера виконується автоматично. Справді, відповідно до формули (0.5) втрати тиску за довжиною:

$$\Delta P = \rho g h_f = \rho g \lambda \frac{l}{D} \frac{V^2}{2g} = \rho \lambda \frac{l}{D} \frac{V^2}{2};$$

тоді:

$$Eu = \lambda \frac{l}{2D} \quad (9.24)$$

або

$$\lambda_m \frac{l_m}{D_m} = \lambda_n \frac{l_n}{D_n}. \quad (9.25)$$

Оскільки при моделюванні додержується геометрична подібність, то

$\frac{l_m}{D_m} = \frac{l_n}{D_n}$ і, отже, $\lambda_n = \lambda_m$, тобто справджується умова (9.14), яка при

ламінарному режимі або русі рідини в області гідравлічно гладких труб при турбулентному режимі відповідає рівності критеріїв Рейнольдса на натурі й на моделі (9.15).

Іноді при моделюванні течії рідини в трубопроводах на моделі використовують іншу рідину ($v_m \neq v_n$). Тоді відношення допустимого числа Рейнольдса на моделі до числа Рейнольдса на натурі:

$$\frac{Re_\delta}{Re_m} = \frac{V_m D_m v_n}{V_n D_n v_m} = \frac{a_v}{a_v a} \quad (9.26)$$

Звідси граничне зменшення лінійних розмірів моделі при моделюванні за критерієм Рейнольдса:

$$a = \frac{a_v Re_n}{a_v Re_\delta}, \quad (9.27)$$

або масштаб швидкості:

$$a_v = \frac{a_v Re_n}{a Re_\delta}, \quad (9.28)$$

і масштаб витрати:

$$a_Q = a_v a^2 = a a_v \frac{Re_n}{Re_\delta}. \quad (9.29)$$

Співвідношення падіння тиску в натурних умовах і на моделі можна визначити з умови рівних значень критеріїв Ейлера (9.22, 9.23):

$$\left(\frac{\Delta p}{\rho V^2} \right)_n = \left(\frac{\Delta p}{\rho V^2} \right)_m, \quad (9.30)$$

або

$$\Delta p_n = \frac{\rho_n V_n^2}{\rho_m V_m^2} \Delta p_m, \quad (9.31)$$

та

$$\Delta p_n = a_\rho a_v^2 \Delta p_m, \quad (9.32)$$

де a_ρ – масштаб густин; a_v – масштаб швидкостей при однакових на моделі та в натурі числах Рейнольдса.

Згідно з (9.16):

$$a_v = \frac{V_n}{V_m} = \frac{l_m v_n}{l_n v_m} = \frac{a_v}{a}. \quad (9.33)$$

Тоді:

$$\Delta p_n = a_\rho \frac{a_v^2}{a^2} \Delta p_m. \quad (9.34)$$

Вирази (9.30) – (9.34) отримано для однакових довжин трубопроводу в натурних умовах L_n та на моделі L_m . Звичайно $L_m < L_n$, і тоді:

$$\Delta p_n = a_\rho a_v^2 \Delta p_m a_L, \quad (9.35)$$

де $a_L = \frac{L_n}{L_m}$ – масштаб довжин (не плутати з лінійним масштабом

поперечних розмірів a).

Втрати напору в цьому випадку

$$\frac{\Delta p_n}{\rho_n g} = \frac{\Delta p_m}{\rho_m g} \left(\frac{a_v}{a} \right)^2 a_L. \quad (9.36)$$

Під час моделювання слід також мати на увазі, що турбулентний потік навіть при одних і тих самих значеннях критеріїв подібності (Re , Eu) може бути неоднозначним і залежно від умов входу в трубу або протікання через місцеві опори мати різні характеристики турбулентності, а отже, і різний опір руху. Але досліді показують, що турбулентна течія має властивість стабілізації. На деякій відстані від входу або від іншого місцевого опору характеристики турбулентності стають такими, які властиві для даної форми перерізу русла і його шорсткості. Довжину ділянки стабілізації можна визначити за формулою О.О.Гіжи:

$$l_{cm} = 19D(1 - e^{-0,6\zeta}) + \frac{0,45D}{\lambda}, \quad (9.37)$$

що визначає мінімальну відстань, при якій не відбувається взаємного впливу місцевих опорів (e – основа натурального логарифма).

Тому при моделюванні трубопроводів ділянка, що досліджується, повинна бути обрана після ділянки стабілізації потоку.

У практиці трапляються трубопроводи, що працюють як гідравлічно гладкі труби (наприклад, поліетиленові, скляні, дерев'яні, іноді сталеві і бетонні тощо). Як відомо, в цьому випадку $\lambda = f(Re)$, і подібність можна досягнути при рівності чисел Рейнольдса на натурі й моделі. Якщо на моделі застосовується така сама рідина, що й на натурі ($a_v = 1$ і $a_\rho = 1$), зв'язок між масштабами різних величин, з урахуванням залежностей (9.18) і (9.22), записують у вигляді:

$$\begin{aligned}
 a_v &= \frac{1}{a}; \\
 a_{\Delta p} &= a_v^2 = \frac{1}{a}; \\
 a_Q &= a_v a^2 = a.
 \end{aligned}
 \tag{9.38}$$

Ці вимоги при різних розмірах моделей виконати досить важко. Тому в практиці моделювання набуває поширення метод, який враховує масштабний ефект сил в'язкості. Суть його полягає в дослідженні розглядуваного явища в кількох масштабах при достатньо широкому діапазоні зміни чисел Рейнольдса. Це дає змогу побудувати емпіричні залежності між досліджуваними характеристиками і числами Рейнольдса, наприклад, $\lambda = f(Re)$ або $\zeta = f(Re)$. Використовуючи ці залежності, можна внести відповідні корективи в дані модельних досліджень. Слід мати на увазі, що питання про вплив числа Рейнольдса на різні характеристики руху рідини є досить висвітленими у літературі, що дає змогу часто визначати масштабний ефект в'язкості і без додаткових різномасштабних досліджень.

При вивченні питань гідравлічного стрибка, протікання води через водозливи та інші споруди, переважаючою є сила ваги за 1 секунду ($F_G = \rho g Q$). У цьому випадку рівняння (9.10) набирає вигляду:

$$\frac{V_n^2}{g_n l_n} = \frac{V_m^2}{g_m l_m} = Fr,
 \tag{9.39}$$

або

$$Fr_n = Fr_m.
 \tag{9.40}$$

Вираз (9.39) називається критерієм Фруда. Якщо рух відбувається при переважному впливі сили ваги, то критерії Фруда на натурі й на моделі мають бути однаковими. Оскільки звичайно $g_n = g_m$, з рівняння (9.39) отримаємо:

$$V_m = V_n \sqrt{\frac{l_n}{l_m}} = \frac{V_n}{\sqrt{a}}.
 \tag{9.41}$$

Звідси випливає, що масштаб швидкостей при моделюванні за критерієм Фруда:

$$a_v = \frac{V_n}{V_m} = \sqrt{a},
 \tag{9.42}$$

а масштаб витрат:

$$a_Q = a_V a^2 = a^{2.5}. \quad (9.43)$$

Формули (9.42) та (9.43) наочно свідчать про зручність моделювання за критерієм Фруда, при якому в лабораторних умовах на моделях можна значно зменшувати порівняно з натурою швидкість потоку і особливо витрати.

При моделюванні за критерієм Фруда Fr також існує автомодельна область при $Re_\theta \geq 5000 \dots 10000$. Наприклад, при протіканні води через водозливи, витіканні з-під щита тощо, число Рейнольдса визначається у вигляді:

$$Re = \frac{VH}{\nu}, \quad (9.44)$$

де H – напір перед водозливом або щитом.

В автомодельній області коефіцієнти витрати m , швидкості φ та інші для водозливів, перепадів, при витіканні з-під щита для геометрично подібних споруд будуть практично однаковими ($m_m = m_n$, $\varphi_m = \varphi_n$ тощо). Як приклад, на рис. 9.2 показано характер зміни коефіцієнта витрати m у залежності від числа Рейнольдса.

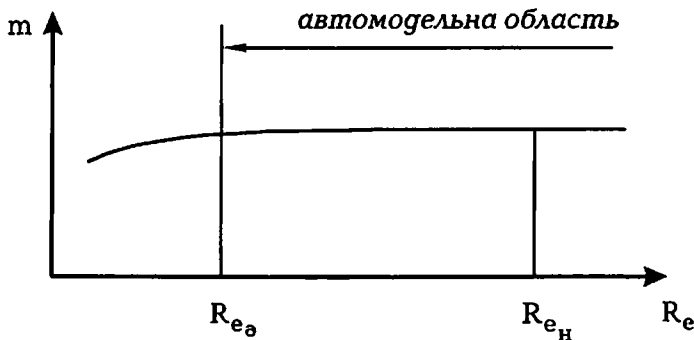


Рис. 9.2

Приклад. Визначити напір H_n перед щитом, відкриття a_n і ширину b_n щитового отвору в натурі (рис. 5.13 а) для пропуску потоку з витратою $Q_n = 3 \text{ м}^3/\text{с}$, якщо на моделі з шириною отвору $b_m = 20 \text{ см}$ при витраті $Q_m = 9 \text{ л}/\text{с}$ відкриття щита $a_m = 3 \text{ см}$.

Визначаємо:
масштаб витрати:

$$a_Q = \frac{Q_n}{Q_m} = \frac{3}{0,009} = 333,3;$$

лінійний масштаб з (9.43) :

$$a = a_Q^{3/5} = 333,3^{3/5} = 10,22;$$

розміри щитового отвору:

$$b_n = b_m \cdot a = 0,2 \cdot 10,22 = 2,04 \text{ м},$$

$$a_n = 0,03 \cdot 10,2 = 0,307 \text{ м}.$$

За формулою (5.29) визначаємо повний напір перед щитом H_0 (приймавши у першому наближенні $\varepsilon = 0,65$; $\varphi = 0,95$):

$$H_{0n} = \frac{Q_n^2}{\varphi^2 \varepsilon^2 a_n^2 b_n^2 2g} + \varepsilon \cdot a =$$

$$\frac{3^2}{0,95^2 \cdot 0,65^2 \cdot 0,307^2 \cdot 2,04^2 \cdot 2 \cdot 9,81} + 0,65 \cdot 0,307 =$$

$$= 3,067 + 0,2 = 3,267 \text{ м}.$$

Геометричний напір перед щитом:

$$H_n = H_{0n} - \frac{\alpha V_{0n}^2}{2g} = 3,267 - \frac{1,1 \cdot 3^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 2,04^2 \cdot 3,267^2} = 3,257 \text{ м}.$$

Уточнюємо коефіцієнт вертикального стиснення. При

$$\frac{a_n}{H_n} = \frac{0,307}{3,257} = 0,094; \quad \varepsilon = 0,614 \text{ (стор.268)}.$$

Тоді:

$$H_{0n} = \frac{3^2}{0,95^2 \cdot 0,614^2 \cdot 0,307^2 \cdot 2,04^2 \cdot 2 \cdot 9,81} + 0,614 \cdot 0,307 =$$

$$= 3,437 + 0,188 = 3,625 \text{ м};$$

$$H_n = 3,625 - \frac{1,1 \cdot 3^2}{14,62 \cdot 2,04^2 \cdot 3,625^2} = 3,616 \text{ м};$$

$$\frac{a_n}{H_n} = \frac{0,307}{3,616} = 0,085 \text{ та } \varepsilon = 0,617.$$

Оскільки ε практично не змінилося, то розрахунок закінчено.

При моделюванні течії у відкритих руслах вплив сил тертя та ваги може бути сумірним, але порівнюючи вирази (9.30) і (9.18), бачимо, що вони несумісні один з одним, тобто неможливо моделювати явища сумісно за критеріями Рейнольдса і Фруда, якщо на моделі застосовуються така сама рідина, що й на натурі. Якщо можна на моделі використовувати іншу рідину, то згідно з (9.16) дістаємо:

$$V_m = V_n \frac{l_n v_m}{l_m v_n} = V_n \frac{a}{a_v}, \quad (9.45)$$

де $a_v = \frac{v_n}{v_m}$ – масштаб кінематичних в'язкостей.

Порівнюючи вирази (9.41) і (9.45), маємо:

$$a_v = a^{3/2} \quad (8.46)$$

або

$$v_m = \frac{v_n}{a^{3/2}}, \quad (8.47)$$

тобто для одночасного виконання критеріїв Рейнольдса і Фруда необхідно, щоб кінематична в'язкість рідини, яку застосовують на моделі, була меншою, ніж кінематична в'язкість рідини, що протікає в натурній споруді у $a^{3/2}$ разів (a – лінійний масштаб моделі).

Цю умову виконати практично неможливо, оскільки, якщо в натурних спорудах протікає вода, то важко знайти рідину з кінематичною в'язкістю, яка є значно меншою, ніж в'язкість води. Але можна діяти навпаки, тобто на зменшених моделях за допомогою води моделювати явища, які пов'язані з рухом рідини із більшою в'язкістю.

Звичайно в практичних умовах моделювання також проводиться в автомобільній області. В цьому випадку максимальний лінійний масштаб [7, 8]:

$$a = \left(\frac{V_n \Delta_m \sqrt{\lambda_m}}{14\nu} \right)^2. \quad (9.48)$$

де Δ_m – значення висоти виступів шорсткості на моделі (див. стор.7)

Для відкритих русел немає емпіричних залежностей для гідравлічного коефіцієнта тертя λ_m .

Користуючись відомою з гідромеханіки [7, 8] залежністю $C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}$

(C – швидкісний множник), а також формулою $W = C\sqrt{R}$ (2.5) можна визначити гідравлічний коефіцієнт тертя:

$$\lambda = \frac{8gR_m}{W_m^2}, \quad (9.49)$$

де W_m – визначається за таблицею 2.2.

Це значення λ_m можна використовувати в формулі (9.48).

Слід відзначити, що при моделюванні відкритих русел за пропозицією Д.В.Штеренліхта [21], можна призначати шорсткість моделі за коефіцієнтом шорсткості n . Якщо $\lambda_n = \lambda_m$, то згідно з [7, 8] швидкісні множники на моделі і в натурних умовах будуть однаковими ($C_m = C_n$). Тоді за формулою М.М.Павловського (2.6):

$$\frac{1}{n_m} R_m^{y_m} = \frac{1}{n_n} R_n^{y_n}. \quad (9.50)$$

Вважаючи наближено, що $y_m = y_n = y$, отримаємо:

$$n_m = n_n \left(\frac{R_m}{R_n} \right)^y = \frac{n_n}{a^y}. \quad (9.51)$$

Більш детально умови моделювання при течії рідин у різних руслах та спорудах, при різних вертикальних та горизонтальних масштабах (якщо існують такі обмеження), та інших складних випадках розглядаються в спеціальній літературі [1, 2, 7, 8, 12, 14, 17 тощо].

ПРЕДМЕТНИЙ ПОКАЖЧИК

- Аерація потоку на швидкотокую 300
Б'єф верхній 207
– нижній 207
Вакуум в трубопроводі 20
Валець донний 251
– поверхневий 178
Відстоювання рідини 336
Вирва розмиву 307
Витікання з-під щита 267
Води дощові 326
Водозлив 207
– без бокового стиснення 210
– безвакуумний 220
– бічний 238
– вакуумний 220
– вільний (незатоплений) 210
– затоплений 210
– з боковим стисненням 210
– з похилою стінкою 214
– з тонкою стінкою 211
– з широким порогом 225
– класифікація 207
– кільцевий 209, 309
– косий 238
– криволінійний 209
– незатоплений 210
– полігональний 209
– полігонального окреслення 223
– практичного профілю 220
– прямокутний 209
– прямий 209
– трапецеїдальний 209
– трикутний 209
Водомір 195, 218, 235
Водопостачання з двох резервуарів 54
Водоскид консольний 307
– шахтний 309
Галерея дренажна (на водотривкому шарі) 368
– висяча 370
Гасителі енергії 253
Гідрограф стоку 326
Глибина взаємна (спряжена) 178
– – відносна 94
– в стисненому перерізі 241
– критична 127
– над стінкою перепаду 275
– нормальна 80
– під струменем 279
– підтоплення 213
– природна 244
Графік Рахманова 183
– Сапухіна 118
– Цивіна 300
– Чертоусова 255
– Чугасва 368
– Шеренкова 202
Графіки Большакова 328...334
– Константинова (безнапірні труби) 118
– – (взаємні глибини) 184, 185
– – (ділянка зливу) 280
Дальність падіння струменя 282
Діаметр труби економічний 29
Ділянка післястрибкова 188
Довжина водобійного колодязя 256, 288
– ділянки зливу (на перепаді) 279
– гідравлічного стрибка 188
– кривої вільної поверхні 153
Енергія перерізу питома 127

- Енергії втрати в стрибку 186
- Зависи монодисперсні 339
 - полідисперсні 340
- Задача планова гідравліки 197
- Закон збереження маси 70
 - (рівняння) зміни кількості руху 12, 179
 - подібності Ньютона 404
 - показниковий 101
 - фільтрації основний 361
- Здатність пропускна водозливу 207
 - – трубопроводу 28
- Канал 79
- Кількість руху 12
- Колодязь артезіанський 374
 - водобійний 253
 - – комбінований 266
 - дренажний досконалий 372
 - поглинаючий 376
- Коефіцієнт витрати 11, 210
 - закладання укосів 92
 - запасу 214
 - затоплення 213
 - кількості руху 12
 - кінетичної енергії 6
 - місцевих опорів 6
 - опору завислого шару 344
 - – тиску 12
 - – частинки 337
 - повноти напору 221
 - стиснення бокового 221
 - – вертикального 268
 - тертя гідравлічний 7
 - фільтрації 361
 - форми водозливу 221
 - швидкості 11, 241
 - Шезі (швидкісний множник) 81
 - шорсткості 9
- Коловорот (в стрибку) 178
- Концентрація зависів 346
- Крива вільної поверхні 126
 - випадіння зависів монодисперсних 339
 - – – полідисперсних 340
 - депресії 360
 - підпору 126
 - спаду 126
- Крупність частинки гідравлічна 336
- Критерій Ейлера 410
 - Ньютона 406
 - Рейнольдса 407
 - Фруда 413
- Лінія напірна 16
 - п'єзометрична 16
- Лоток водомірний 235
 - швидкотоку 299
- Метод ЕГДА 389
 - Константінова 294
- Мережа водопровідна кільцева 57
 - – тупикова (розгалужена) 46
- Моделювання гідравлічних явищ 403
 - відкритих русел 416
 - гідротехнічних споруд 413
 - напірних трубопроводів 410
- Мулопровід 356
- Наноси 349
- Напір вільний 22
 - геометричний на водозливі 207
 - – перед щитом 268
 - з врахуванням швидкості підходу 207
 - п'єзометричний 27
 - повний 27
 - швидкісний 17
- Область автотельна 408, 414
- Обтікання тіл потоком 12
- Опір ділянки трубопроводу 60
 - труби питомий 22
- Осідання монодисперсних зависів 338

- полідисперсних зависів 340
- твердих частинок в рідині 336
- вільне 338
- стиснене 341
- Отвір водопропускних споруд 233
- Падіння твердих частинок в рідині 336
- Параметр витратний труби 119
- русла 134
- кінетичності 138
- падіння (на перепаді) 282
- Перепад багатоступінчастий 292
- відновлення 232
- відносний на водозливі 213
- колодезного типу 293
- одноступінчастий 272
- на водозливі 207
- самопідтоплення 287
- трубчастий 312
- Переріз гідравлічно найвигідніший 88
- звужений 96
- розширений 96
- Периметр змочений 8, 88
- Побудова кривих вільної поверхні
- в безнапірних трубах 170
- в параболічних руслах 170
- в природних руслах 174
- у відкритих руслах 159
- Поверхня вільна 79
- Подібність гідравлічних явищ 393
- Показник гідравлічний русла 102
- Понур 388
- Потенціал швидкості 388
- електричний 389
- Потік двофазний 352
- Похил вільної поверхні 81
- гідравлічний 81
- критичний 138
- п'єзометричний 8
- тертя 144
- Пульпа 352
- Пульпопровід 354, 358
- Радіус гідравлічний 8
- відносний 94
- максимальний 90
- Рівняння балансу витрат 199
- Бернуллі 6
- гідравлічного стрибка основне 180
- в прямокутному руслі 185
- динамічної рівноваги (неусталений рух) 324
- (планова задача) 200
- диференціальне усталеного різкозмінного (в плані) безнапірного руху води 199
- (закон) зміни кількості руху 12
- нерозривності 5
- при неусталеному русі 323
- основне диференціальне усталеного нерівномірного руху у відкритих руслах 142
- призматичних руслах 146
- основне диференціальне неусталеного руху води 318
- неусталеного руху в трубопроводі 319
- Попова 276
- рівномірного руху у відкритих руслах 81
- Сен-Венана 323
- Рідина багатофазна (двофазна) 352
- Розмір частинки характерний 342
- Розрахунок кривих вільної поверхні за допомогою ЕОМ 172
- Розширення русла раптове 201
- Рух води у відкритих руслах нерівномірний 126
- рівномірний 79
- Рух тіла і рідини відносний 12
- Сили імпульс 12
- Спосіб Бахметєва 168
- осереднення похідної 169
- Павловського (побудова кривих вільної поверхні) 163

- Павловського (фільтрація через греблю) 379
- Чарномського 160
- Спряження б'єфів 241
 - – після греблі з уступом 250
- потоків під кутом 315
- Стан потоку бурхливий 128
 - – критичний 128
 - – спокійний 128
- Ступінь наповнення труби 112
- Стінка водобійна 261
- Стиснення бокове 210
 - вертикальне 268
- Стрибок гідравлічний 177
 - – відігнаний 244
 - – в стисненому перерізі 246
 - – досконалий 178
 - – насунутий 246
 - – підпертий 260
 - – хвилястий 194
 - – як змішувач і водомір 195
- Струмінь на водозливі 211
 - – – вільний 211
 - – – підтоплений 211
 - – – прилипнутий 211
 - – – притиснутий 211
- Таран гідравлічний 77
- Труба водовідвідна 112
 - дренажна 125
 - скидальна 15
- Трубопровід довгий 13
 - зі змінною витратою вздовж шляху 38
 - з роздачою води вздовж шляху 41
 - сифонний 20
 - короткий 13
- Трубопроводи з послідовно з'єднаних труб 31
 - з паралельним з'єднанням ділянок 34
- Удар гідравлічний 66
 - – непряий 68
- – прямий 67
- Фаза гідравлічного удару 67
- Фільтрація безнапірна 365
 - ламінарна 361
 - напірна 359
 - під гідротехнічними спорудами 387
 - турбулентна 361
 - через земляну греблю 378
- Фільтрування рідини 393
- Форма живого перерізу потоку 79, 88
- Формула Айвазяна 188
 - Альштуля 7, 86
 - Базена 212
 - Большакова 225
 - Визго 189, 193
 - Гіжі (водозлив) 216
 - Гіжі (ділянка стабілізації) 412
 - Гіршкана 111
 - Жуковського 70
 - Іванова 353
 - Інститута гідромеханіки НАН України 353
 - Ісаченка 300
 - Кальфа 191
 - Константінова (водозлив) 216
 - – (місце стисненого перерізу) 285
 - Кнороза 352, 358
 - Красницького 195
 - Кузьмінава 193
 - Курганова (бічний водозлив) 240
 - Курганова (мулопроводи) 256
 - Латишенкова 108
 - Леві 108
 - Лілицького 204
 - Манінга 84
 - Мейерова 190
 - Модзалевського 195
 - Павловського (довжина стрибка) 188
 - Павловського (швидкісний множник) 81
 - Павловського (водозливи) 221
 - Петраша 225

- Симоняна 240
- Сміслова 229
- Студеничникова 108
- Рахманова 184
- Федорова (мінімальна швидкість) 121
- Федорова (швидкісна характеристика) 86, 116
- Форхгеймера 84
- Цивіна 192
- Чертоусова 188
- Чугаєва 212
- Швець 191
- Штеренліхта 351
- Яковлева 121
- Форми кривих вільної поверхні 147
 - спряження б'єфів 244
- Функції Бахметєва 169
 - Павловського 165
 - стрібкова 180
- Характеристика витратна 102
 - труби 24, 116
 - частинки гідродинамічна 346
 - швидкісна 9
 - труби 115
- Характеристики неусталеного руху води у відкритих руслах 308
 - русел параболічного перерізу 98
 - трапецеїдального перерізу 92
- Хвиля від'ємна зворотна 321
 - пряма 321
 - додатна зворотна 321
 - пряма 321
 - ударна 67
 - на швидкотоку 287
- Частинка тверда в рідині 336
- Час закриття засувки 67
 - роботи фільтру 399
- Число Рейнольдса в завислому шарі 344
 - для потоку 7
 - для частинки 345
- Число Фруда 138
- визначене через гідравлічний радіус 301
- Швидкість допустима максимальна 108
 - мінімальна 110
 - у відвідних трубах максимальна 121
 - мінімальна 121
 - зависна 351
 - критична руху 352
 - максимальна на швидкотоку 302
 - місцева 109
 - осідання твердої частинки вільного 332, 344
 - частинок стисненого 344
 - підходу 208
 - рушання 350
 - середня в перерізі 6
 - ударної хвилі 67
 - фільтрації 361
 - фільтрування 393
- Шар завислий 342
- Швидкотоки 298
 - довгі 299
 - короткі 300
- Ширина перерізу відносна 96
- Шорсткість штучна 302
 - еквівалентна 7, 86
- Шпунт 388

ІМЕННИЙ ПОКАЖЧИК

- Абрамов М.З. 201
Агроскін Й.І. 87, 99
Айвазян О.М. 188
Алексеев М.І. 121
Альтшуль А.Д. 86
Ахутін О.І. 311
Базен 212
Бахметев Б.О. 168, 213
Берман В.П. 344
Бернадський М.М. 197
Бернуллі Д. 6
Большаков В.О. 225, 299
Ботук Б.Й. 282
Бюлов Ф. 118
Василенко О.О. 120, 193
Великанов М.А. 353
Визго М.С. 189, 309
Висоцький Л.І. 206
Волков А.Є. 121
Гіжа О.О. 216, 412
Гіршкан О.О. 111
Гончаров В.М. 352
Гордієнко П.І. 353
Даденков В.Ю. 158, 169
Даденков Ю.М. 302
Дарсі А. 357, 361, 363
Дахлер 381
Демент'єв М.О. 349
Дупляк В.Д. 317
Дюпюї 368
Евілевич А.Е. 356
Еглі 212
Ейлер Л. 410
Жуковський М.Є. 66, 70
Замарін Є.О. 364, 379
Зіхард 374
Іванов А.С. 353
Ілчев Г.К. 193
Ісаченко М.Б. 300
Кальфа В.С. 191
Кас'янова Н.Д. 87
Кінг Х. 218
Козін В.М. 118
Кнороз В.С. 352, 358
Константинов Н.М. 206, 309
Константинов Ю.М. 118,
184, 216, 280, 294
Косякова Г.М. 193
Кравчук А.М. 41
Краснитський М.С. 195
Крігер 221
Кріль С.І. 349, 352, 356
Кузьмінов Ю.М. 193
Кумін Д.І. 229
Курганов А.М. 239, 240,
356
Латишенков О.М. 108
Леві І.І. 108
Ліліцький Г.О. 204
Лобачов В.Г. 59
Лукіних А.А. 121
Лукіних Н.А. 121
Маковеев В.М. 352
Манінг 84
Мейеров О.С. 190
Мелешенко Н.Г. 201
Мінц Д.М. 342, 345, 395
Модзалевський А.І. 195
Науменко І.І. 240
Неронова А.П. 87
Ньютон І. 404, 406
Олійник О.Я. 401

Офіцеров 221
Павловський М.М. 168,
177, 188, 221, 363, 379, 388,
417
Петраш О.Д. 225
Петров М.А. 206
Поляков Б.В. 175
Попов В.М. 82, 276
Рахманов О.Н. 177, 182,
184
Рейнольдс О. 407
Роєр Г.Н. 352
Сапухін О.О. 118, 120
Седов Л.І. 337
Сен-Венан 323
Симонян Г.А. 240
Скобей Ф. 118
Скрєбков Г.П. 242
Смислов В.В. 205, 227, 228,
229, 230, 232
Сорокіна В.Ю. 401
Срібний М.Ф. 175
Стокс 337

Студенічников Б.І. 108, 309
Томсон Я. 218
Тугай А.М. 313, 402
Угінчус О.А. 87, 379
Федоров М.Ф. 86, 117, 118,
121, 357
Форхгеймер Ф. 84
Фруд 138, 413
Хезен 364
Цивін М.Н. 192, 301
Чарномський В.І. 160
Чертоусов М.Д. 188, 189,
255
Чугаєв Р.Р. 212, 229, 230,
357, 371, 379
Швець Г.Я. 191
Шезі А. 81
Шеренков І.А. 202
Шевелев Ф.О. 27
Штеренліхт Д.В. 349, 418
Шуберт С.О. 345
Юфін А.П. 352
Яковлев С.В. 121

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. *Богомолов А.И., Михайлов К.А.* Гидравлика. 2-е изд. – М.: Стройиздат, 1972.
2. *Большаков В.А., Попов В.Н.* Гидравлика /общий курс/. – К.: Вища шк., 1989.
3. Гидравлические расчеты водосбросных гидротехнических сооружений: Справочное пособие / Д.Д.Лаппо, А.Б.Векслер, Т.Г.Войнич-Сяноженцкий и др. – М: Энергоатомиздат, 1988.
4. Гидравлический расчет сетей водоотведения: Расчетные таблицы / Ю.М.Константинов, А.А.Василенко, А.А.Сапухин, Б.Ф.Батченко. – К.: Будівельник, 1987.
5. *Емцев Б.Т.* Техническая гидромеханика. – 2-е изд. – М.: Высш. шк., 1987.
6. *Константинов Н.М., Петров Н.А., Высоцкий Л.И.* Гидравлика, гидрология и гидрометрия: В 2 ч.– М.: Высш шк., 1987. – Ч. 1, Ч. 2.
7. *Константинов Ю.М.* Гидравлика. – 2-е изд.-К.: Вища шк.. 1988.
8. *Константинов Ю.М., Гіжа О.О.* Технічна механіка рідини і газу. – К.: Вища шк., 2002.
9. *Константинов Ю.М., Кравчук А.М.* Спеціальні питання гідравліки систем водопостачання та водовідведення. – К.: КДТУБА, 1993.
10. *Кріль С.И.* Напорные взвесенесущие потоки. К. : Наукова думка, 1990.
11. *Курганов А.М., Федоров М.Ф.* Гидравлические расчеты систем водоснабжения и водоотведения: Справочник. – 3-е изд. – Л.: Стройиздат, 1986.
12. *Лятхер В.М., Прудовский А.М.* Гидравлическое моделирование. – М.: Энергоатомиздат, 1984.

13. *Минц Д.М., Шуберт С.А.* Гидравлика зернистых материалов. – М.: Изд-во МКХ РСФСР, 1955.
14. *Науменко І.І.* Гідравліка. – Рівне: РДТУ, 2001.
15. Примеры гидравлических расчетов / Н.М.Константинов, Н.А.Петров, В.А.Александров и др. – 3-е изд. – М.: Транспорт, 1987.
16. Сборник задач по гидравлике / В.А.Большаков, Ю.М.Константинов, В.Н.Попов и др. – 4-е изд. – К.: Вища шк., 1979.
17. Справочник по гидравлике / В.А.Большаков, Ю.М.Константинов, В.Н.Попов и др. – 2-е изд. – К.: Вища шк., 1984.
18. *Чертоусов М.Д.* Гидравлика: Специальный курс, – 4-е изд. – М., Л.: Госэнергоиздат, 1962.
19. *Чоу В.Т.* Гидравлика открытых каналов / Пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1969.
20. *Чугаев Р.Р.* Гидравлика, – 4-е изд. – Л.: Энергоиздат, 1982.
21. *Штеренлихт Д.В.* Гидравлика: В 4 кн. – 2-е изд. – М.: Энергоатомиздат, 1991. – Кн.1–4.
22. *Штеренлихт Д.В.* Очерки истории гидравлики, водных и строительных искусств: В 5 книгах. – М.: Изд. ГЕОС, 1999. – кн. 2, кн. 3.

Зміст

Передмова	3
Вступ	4
Коротка історія розвитку інженерної гідравліки.....	4
Короткі відомості з технічної механіки рідини і газу.....	5
Розділ 1. Усталений рух рідини в напірних трубопроводах ..	13
1.1. Короткі і довгі трубопроводи.....	13
1.2. Розрахунки коротких трубопроводів.....	14
1.3. Розрахунки довгих трубопроводів.....	22
1.4. Основні типи задач на розрахунки трубопроводів.....	28
1.5. Трубопроводи із змінною вздовж шляху витратою.....	38
1.6. Розрахунки тупикових (розгалужених) водопровідних мереж.....	46
1.7. Розрахунки кільцевих водопровідних мереж.....	57
1.8. Гідравлічний удар у трубах.....	66
1.9. Гідравлічний таран.....	77
Розділ 2. Рівномірний рух у відкритих руслах	79
2.1. Особливості руху рідини у відкритих руслах.....	79
2.2. Залежності між основними геометричними та гідравлічними характеристиками відкритих русел.....	87
2.3. Основні типи задач на розрахунки каналів.....	100
2.4. Допустимі швидкості.....	108
2.5. Гідравлічний розрахунок водовідвідних труб та інших русел замкнутого перерізу.....	112

Розділ 3. Усталений нерівномірний рух рідини у відкритих руслах.....	126
3.1. Основні поняття та визначення.....	126
3.2. Основне диференціальне рівняння усталеного нерівномірного руху рідини у відкритих руслах.....	142
3.3. Дослідження форм кривих вільної поверхні потоку у відкритих призматичних руслах.....	147
3.4 Побудова кривих вільної поверхні у відкритих руслах.....	159
3.5. Побудова кривих вільної поверхні в безнапірних трубах, сегментних та параболічних руслах.....	170
3.6. Розрахунок кривих вільної поверхні за допомогою ЕОМ..	172
3.7. Побудова кривих вільної поверхні в природних руслах....	174
3.8. Гідравлічний стрибок.....	177
3.9. Основи планової задачі гідравліки.....	197
Розділ 4. Протікання води через водозливи.....	207
4.1. Класифікація водозливів. Пропускна здатність водозливів.....	207
4.2. Водозливи з тонкою стіною.....	211
4.3. Водозливи практичного профілю.....	220
4.4. Водозливи з широким порогом.....	225
4.5. Розрахунок отворів водопропускних споруд.....	233
4.6. Водомірні лотки.....	235
4.7. Особливі випадки водозливів.....	238
Розділ 5. Спряження б'єфів.....	241
5.1. Визначення глибини в стисненому перерізі.....	241
5.2. Форми спряження б'єфів	244
5.3. Гасителі енергії.....	253
5.4. Витікання води з-під щита.....	267
5.5. Перепади.....	272
5.6. Швидкотоки.....	298

5.7. Консольні водоскиди.....	307
5.8. Шахтні водоскиди.....	309
5.9. Трубчасті перепади.....	312
5.10. Спряження потоків під кутом.....	315
Розділ 6. Неусталений рух рідини.....	318
6.1. Загальні відомості.....	318
6.2. Рівняння неусталеного руху в трубопроводі.....	319
6.3. Основні характеристики неусталеного руху рідини у відкритих ріслах.....	321
6.4. Рівняння Сен-Венана.....	323
6.5. Розрахунок руху дощових вод.....	326
Розділ 7. Відстоювання рідини та рух двофазних рідин.....	336
7.1. Падіння твердих частинок у рідині.....	336
7.2. Стиснене осідання твердих частинок у рідині.....	341
7.3. Загальні відомості про наноси.....	349
7.4. Двофазні потоки рідини і втрати напору при русі пульпи.....	352
Розділ 8. Рух води у пористому середовищі.....	359
8.1. Види фільтрації, основний закон фільтрації.....	359
8.2. Безнапірний рух ґрунтових вод.....	365
8.3. Приплив води до дренажних споруд.....	368
8.4. Фільтрація води через земляні греблі.....	378
8.5. Фільтрація води під гідротехнічними спорудами.....	387
8.6. Фільтрування рідини.....	393
Розділ 9. Гідравлічна подібність та основи моделювання...403	403
9.1. Загальні відомості.....	403
9.2. Геометрична, кінематична і динамічна подібності. Закон подібності Ньютона.....	404

9.3. Критерії гідравлічної подібності та особливості моделювання.....	406
Предметний покажчик.....	418
Іменний покажчик.....	423
Список рекомендованої літератури.....	425

Навчальне видання

Константинов Юрій Михайлович
Гіжа Олена Олександрівна

Інженерна гідравліка

Підручник

Відповідальний за випуск Кальченко Н.В.

Підписано до друку 11.10.2006
Формат 60x84/16. Папір офсетний.
Гарнітура SchoolBook. Друк офсетний.
Умовн. друк. арк. 25,11. Обл.-вид. арк. 23,8
Зам. № 156

ТОВ «Видавничий Дім «Слово»
04071, м. Київ, вул. Олегівська, 36, оф. 310.
Свідоцтво про реєстрацію №1289 від 20.03.2003.
Тел. 463-64-06, тел./факс 462-48-63

Друк ПП «Гарант Сервіс»
03067, м. Київ, вул. Машинобудівна, 46
Свідоцтво про внесення до Державного реєстру
суб'єктів видавничої справи (серія ДК, № 1256 від 10.02.2003)
Тел./факс: (044) 206-20-75; 206-20-76

УДК 621.22(075.8)
ББК 30.123я73
К 65

*Затверджено Міністерством освіти і науки України
як підручник для студентів вищих навчальних закладів,
які навчаються за напрямками «Будівництво» і «Водні ресурси»
(Лист №14/18-Г-670 від 07.08.2006 р.)*

Рецензенти: Яхно О.М. – проф., д.т.н., Національний технічний університет
«Київський політехнічний інститут»;
Дупляк В.Д. – проф., ВАТ «Укрводпроект»;
Кравчук А.М. – проф., д.т.н., Київський національний уні-
верситет будівництва і архітектури.

К 65 Константинов Ю.М., Гіжа О.О. Інженерна гідравліка. Підручник для сту-
дентів вищих навчальних закладів. — К.: Видавничий Дім «Слово»,
2006. — 432 с.

ISBN 966-8407-19-9

В підручнику розглядаються розрахунки розгалужених та кільцевих водо-
провідних мереж, гідравлічного удару в трубах, рівномірний та нерівномірний
рух води в штучних і природних руслах, безнапірних трубах систем водовідве-
дення, течія води через водозливи, водопропускні споруди, спряження б'єфів,
гасителі енергії, перепади, швидкотоки. Розглядаються також питання неуста-
леного руху води в трубах і каналах, відстоювання рідини, рух двофазних по-
токів, рух рідини в ґрунтах, розрахунки гідротехнічних споруд, фільтрація че-
рез земляну греблю, фільтрування рідини.

Підручник може бути корисним також для фахівців, що працюють у проєк-
тних, будівельних, експлуатаційних установах систем водопостачання та водо-
відведення, гідротехніки, меліорації, шляхового водовідводу.

ISBN 966-8407-19-9

© Константинов Ю.М., Гіжа О.О., 2006
© Видавничий Дім «Слово», 2006