

Міністерство аграрної політики та продовольства України
Миколаївський національний аграрний університет

Інженерно-енергетичний факультет
Кафедра механізації та електрифікації СГВ

ГІДРАВЛІКА

Конспект лекцій для студентів денної та заочної форм навчання напряму
підготовки 6.100102 «Процеси, машини та обладнання АПВ»

Розробив:
асистент кафедри М та ЕСГВ
Стрельцов В.В.

Миколаїв - 2014

ЗМІСТ

ВСТУП

1. Рідини і їх фізико-механічні властивості

1.1. Рідина

1.2. Основні властивості краплинних рідин

1.2.1. Густина

1.2.2. Питома вага однорідної рідини

1.2.3. Стисливість

1.2.4. Пружність рідини

1.2.5. Температурне розширення

1.2.6. В'язкість

1.2.7. Ідеальна рідина

1.2.8. Сили, що діють в рідині

2. Гідростатика

2.1. Гідростатичний тиск і його властивості

2.2. Диференціальні рівняння рівноваги рідини

2.3. Основне рівняння гідростатики

2.4. Закон Паскаля

2.5. Сила тиску рідини на плоску стінку. Центр тиску

2.6. Сила тиску рідини на криволінійні поверхні

3. Основи кінематики і динаміки рідини

3.1. Основні поняття і визначення

3.2. Рівняння нерозривності для усталеного руху рідини

3.3. Рівняння Бернуллі при усталеному русі ідеальної рідини

3.4. Рівняння Бернуллі для елементарної струминки і потоку в'язкої рідини

3.5. Гідравлічні опори і втрати енергії (напору) при русі рідини

3.6. Режими руху рідини. Критерій Рейнольдса

3.7. Визначення втрат енергії при ламінарному режимі течії рідини в трубі круглого поперечного перерізу

3.8. Турбулентний режим і визначення втрат енергії потоку в трубах круглого поперечного перерізу

3.8.1. Деякі відомості про структуру турбулентного потоку

3.8.2. Поняття про гідравлічно гладкі і шорсткі труби

3.8.3. Визначення коефіцієнта гідравлічного тертя при турбулентному режимі

3.8.4. Місцеві гідравлічні опори

4. Витікання рідини через отвори і насадки при сталому напорі

4.1. Витікання через малі отвори в газове середовище

4.2. Витікання рідини через малі затоплені отвори

4.3. Витікання рідини через насадки

- 5. Гідравлічний удар в трубах
- 6. Гідравлічний розрахунок напірних трубопроводів
 - 6.1. Класифікація трубопроводів
 - 6.2. Розрахунок простих трубопроводів
 - 6.2.1. Розрахункові рівняння
 - 6.2.2. Характеристика трубопроводу. Потрібний напір
 - 6.3. З'єднання трубопроводів
 - 6.3.1. Послідовне з'єднання
 - 6.3.2. Паралельне з'єднання
 - 6.3.3. Розгалужений трубопровід
- 7. Водопостачання
 - 7.1. Джерела водопостачання
 - 7.2. Системи водопостачання
 - 7.3. Водозабірні споруди
 - 7.3.1. Споруди для забирання поверхневих вод
 - 7.3.2. Споруди для забирання підземних вод
 - 7.4. Фільтрація
 - 7.4.1. Фільтрація ґрунтових вод
 - 7.4.2. Приплив води до дренажних колодязів
 - 7.5. Водоочисні споруди
 - 7.6. Водопровідна мережа
 - 7.7. Режим водоспоживання і визначення розрахункових об'єктів водоспоживання
 - 7.8. Основи розрахунку водопровідної мережі і її елементів

ВСТУП

Гідравліка – прикладна наука, яка вивчає закони рівноваги і механічного руху рідини і розробляє на основі теорії і експерименту способи використання цих законів для розв’язання різних задач інженерної практики.

Слово “гідравліка” походить від сполучення двох грецьких слів – *hydor* (вода) і *aulos* (труба) – і означає течію води по трубах.

Зміст сучасної гідравліки незрівнянно ширший. Питання, що вивчаються в гідравліці, охоплюють рух води не тільки в трубах, але і у відкритих руслах (каналах, річках), в різних гідротехнічних спорудах і системах, а також рух інших рідин (нафта, масла, розчини) в трубопроводах і гідромашинах. На підставі цього сучасну гідравліку розглядають як одну з галузей механіки – механіку рідини.

Математичний апарат гідравліки спирається на такі науки, як математика, фізика, теоретична механіка. В свою чергу, вона є базовою дисципліною при вивченні курсів: гідроприводи, насосні, вентиляційні установки, гідромашини, водопостачання, каналізація та інші.

Гідравліку поділяють на дві частини: гідростатику і гідродинаміку, причому остання містить у собі і кінематику рідині. Гідростатика вивчає закони рівноваги рідин і їх силову дію на тверді стінки, що обмежують об’єми рідин; гідродинаміка – закони руху рідин і їх взаємодію з твердими стінками або тілами, які знаходяться в потоці рідини.

1 РІДИНИ І ЇХ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ

1.1 Рідина

Рідиною називають неперервне (суцільне) фізичне середовище, яке володіє властивістю текучості і майже повною відсутністю опору на розрив.

Текучість рідини обумовлена неспроможністю її сприймати дотичні напруження в стані спокою, через що вона не має власної форми, а приймає форму тієї посудини, в якій знаходиться.

Розрізняють рідини краплинні і газоподібні. Перші – майже нестисливі (вода, масла, спирт), другі – легкостисливі (повітря і інші гази). Характерною відмінністю цих рідин є також наявність у крапельних і відсутність у газоподібних вільної поверхні – поверхні поділу між рідиною і газоподібним середовищем.

Гідравліка, як правило, розглядає тільки краплинні рідини, але в тих випадках, коли можна нехтувати стисливістю газів, цілком допустимо використовувати і до газів закони і залежності гідравліки.

1.2 Основні властивості краплинних рідин

1.2.1 Густина. Для однорідної рідини густина

$$\rho = \frac{m}{V} = \frac{kg}{m^3}. \quad (1.1)$$

1.2.2 Питома вага однорідної рідини

$$\gamma = \frac{G}{V} = \frac{H}{m^3}. \quad (1.2)$$

Зв'язок між густиною і питомою вагою дається формулою

$$\gamma = \rho g . \quad (1.3)$$

В наведених формулах m -маса рідини; V -об'єм рідини; G -вага рідини в об'ємі V ; $g=9,81\text{м/с}^2$ -прискорення вільного падіння.

1.2.3 Стисливість

Стисливість - це властивість рідини змінювати свій об'єм під дією тиску. Стисливість рідини характеризують коефіцієнтом об'ємного стиснення.

$$\beta_p = \frac{V_1 - V_0}{V_0 \Delta P} = - \frac{\Delta V}{V_0 \Delta P} \quad \frac{\text{м}^2}{\text{Н}}, \quad (1.4)$$

де V_0 -початковий об'єм рідини; V_1 -об'єм рідини після збільшення тиску на ΔP ; $\Delta V=V_1-V_0$ зміна об'єму рідини.

1.2.4 Пружність рідини

Характеристикою пружних властивостей рідини є модуль об'ємної пружності E_p - величина, обернена коефіцієнту об'ємного стиснення:

$$E_p = \frac{1}{\beta_p} \quad \frac{\text{Н}}{\text{м}^2}. \quad (1.5)$$

Так, наприклад, для води $\beta_p=48,5 \cdot 10^{-11} \text{м/Н}^2$ і, відповідно, модуль пружності $E=2,1 \cdot 10^9 \text{Па}$ Модуль пружності мінеральних масел, які використовують в системах гідроприводу, при температурі $t=20^\circ\text{C}$ дорівнює $(1,35...1,75) \cdot 10^3 \text{Мпа}$.

1.2.5 Температурне розширення

Властивість рідини змінювати свій об'єм в залежності від зміни температури оцінюють коефіцієнтом об'ємного розширення β_t

$$\beta_t = \frac{V_1 - V_0}{V_0 \Delta T} \text{ град}^{-1}, \quad (1.6)$$

де V_0 -початковий об'єм рідини; V_1 -об'єм рідини після збільшення температури на ΔT градусів.

Для води при різних тисках і температурах $\beta_t=0,00014\dots0,00066$; для нафтопродуктів $\beta_t=0,0006\dots0,0008$.

1.2.6 В'язкість

В'язкість (внутрішнє тертя) – це здатність рідини чинити опір відносному зсуву своїх частинок під дією зовнішніх сил. Ця властивість протилежна текучості: більш в'язкі рідини (гліцерин, масла) менш текучі і навпаки (ефір, спирт). При шаруватій течії рідини між окремими її шарами, що рухаються з різними швидкостями (рис 1.1), виникають дотичні напруження, які за гіпотезою Ньютона пропорційні швидкості відносного зсуву du шарів:

$$\tau = \mu \frac{du}{dn} \frac{H}{m^2} \quad (1.7)$$

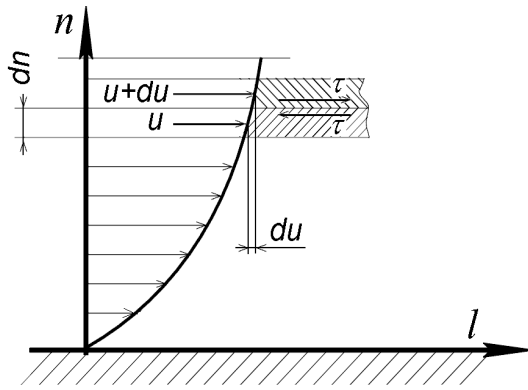


Рис.1.1

В формулі (1.7), яку отримав у 1883р. проф. Н.П.Петров, μ -коєф. пропорційності, що має назву динамічного коєф. в'язкості (або просто динамічна в'язкість); du -приріст швидкості, який відповідає приросту координати dn ; $\frac{du}{dn}$ -градієнт швидкості по нормалі n до напрямку руху.

В системі СІ одиницею динамічної в'язкості є Па·с, а в системі СГС-1Пуаз, причому 1Пуаз=0,1Па·с.

На практиці більш часто користуються кінематичною в'язкістю, якою називають відношення динамічної в'язкості рідини до її густини:

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \quad \frac{\text{м}^2}{\text{с}} \quad (1.8)$$

Одиницею вимірювання кінематичної в'язкості є Стокс (1Ст) і сантистокс (1сСт):

$$1\text{Ст} = 1\text{см}^2/\text{с} = 10^{-4} \text{ м}^2/\text{с}$$

$$1\text{сСт} = 10^{-2}\text{Ст} = 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с};$$

В'язкість краплинних рідин суттєво залежить від температури і зменшується при зростанні останньої. Так, наприклад, для води при $t=0^\circ\text{C}$ $\nu=1.78 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$, а при $t=100^\circ\text{C}$ $\nu=0.28 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$. Вплив тиску на в'язкість рідини стає помітним при величинах, більших 10Мпа .

На відміну від краплинних рідин кінематична в'язкість газів зростає при збільшенні температури.

1.2.7 Ідеальна рідина

З метою спрощення розв'язання багатьох задач механіки рідини користуються поняттям “ідеальної” рідини. Ідеальною рідиною називають таку умовну рідину, яка характеризується абсолютною нестисливістю і повною відсутністю в'язкості, тобто сил тертя при її русі.

Очевидно, що при вивченні властивостей рідин, які знаходяться у стані спокою, нема потреби розрізняти реальну і ідеальну рідини.

1.2.8 Сили, що діють в рідині

Внаслідок текучості в рідині діють не зосереджені, а тільки розподілені по її поверхні чи об'єму сили. Всі вони поділяються на зовнішні і внутрішні.

Рівновагу рідини розглядають при дії на неї зовнішніх сил, причому останні можуть бути поверхневими, тобто такими, що діють безпосередньо на граничну поверхню даного об'єму рідини (атмосферний тиск, сили тертя), і масовими, які діють на всі частинки маси цього об'єму. Якщо рідина однорідна ($\rho = \text{const}$), то масові сили називають і об'ємними (сили тяжіння, сили інерції).

Очевидно, що поверхневі сили прямо пропорційні площі граничної поверхні рідини, а масові (об'ємні) – масі (об'єму) рідини.

В гідравліці масові сили часто характеризують одиничними масовими силами, які являють собою відношення масової сили до маси даного об'єму рідини, тобто прискорення.

Проекції результуючої одиничних масових сил (результуючого прискорення) на осі декартової системи координат Ox, Oy, Oz прийнято позначати через X, Y, Z .

2. Гідростатика

2.1 Гідростатичний тиск і його властивості

Такі властивості, як текучість і неспроможність чинити опір розтягуючим зусиллям, дозволяють сформулювати умови рівноваги певного об'єму рідини: рідина може зберегти свій стан рівноваги тільки в тому випадку, якщо зовнішні сили, що діють на граничну поверхню даного об'єму, напрямлені по внутрішнім нормалям до цієї поверхні.

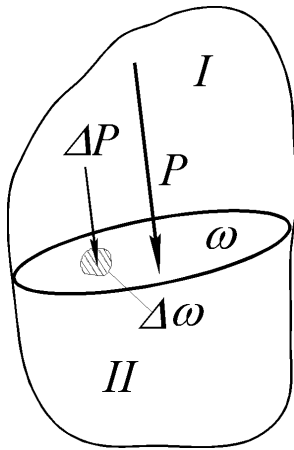


Рис.2.

Розглянемо довільний об'єм рідини, що знаходиться в рівновазі під дією зовнішніх сил (рис 2.1). Розсічемо цей об'єм на дві частини деякою січною площиною ω і відкинемо верхню частину I.

Тоді на частину II з боку відкинutoї частини буде діяти певна сила P , яка повинна бути перпендикулярною до січної площини. Цю стискуючу силу називають силою гідростатичного тиску. Якщо на січній площині виділити елементарну площадку $\Delta\omega$, то на неї буде діяти частина ΔP сили P .

Границя відношення $\Delta P / \Delta\omega$ називається гідростатичним тиском p в даній точці рідини:

$$p = \lim_{\Delta\omega \rightarrow 0} \frac{\Delta p}{\Delta\omega} \quad (2.1)$$

або

$$p = \frac{dp}{d\omega}. \quad (2.2)$$

Середній гідростатичний тиск, який діє на площі ω , визначають за формулою:

$$p_{cp} = \frac{P}{\omega}. \quad (2.3)$$

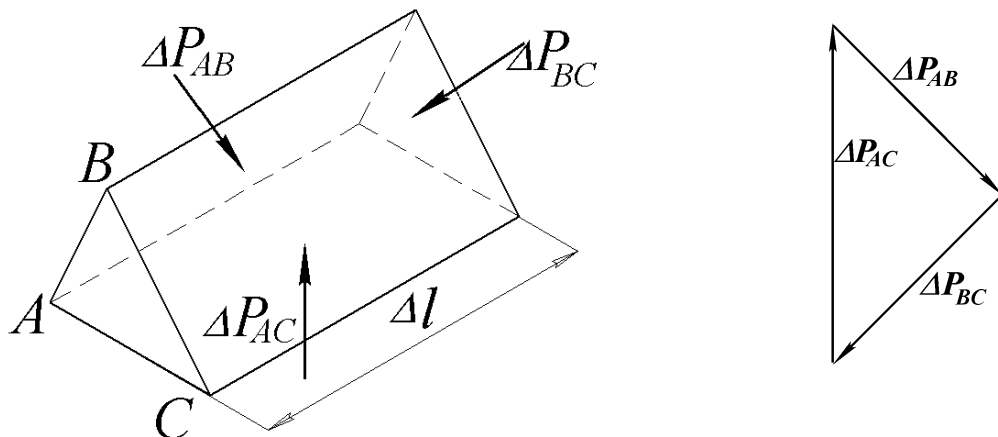
Одиницею тиску в системі СІ є паскаль ($1\text{Па}=\text{Н}/\text{м}^2$).

Гідростатичний тиск характеризується трьома властивостями.

1. Гідростатичний тиск завжди напрямлений по внутрішній нормалі до поверхні, на яку він діє, і створює тільки стискуючі напруження.

Ця властивість безпосередньо виходить із визначення тиску, як напруження від нормальної стискуючої сили.

2. В будь-якій точці рідини гідростатичний тиск однаковий по всім напрямкам.



Щоб довести це виділимо в об'ємі рідини призму з основою у вигляді трикутника ABC (рис 2.2а) і замінимо дію зовнішнього об'єму рідини на її бокові грані відповідними силами. Оскільки призма знаходиться у стані рівноваги, то трикутник цих сил повинен бути замкнутим (рис 2.2б).

Силовий трикутник подібний трикутнику ABC і тому $\frac{\Delta P_{AB}}{AB} = \frac{\Delta P_{BC}}{BC} = \frac{\Delta P_{AC}}{CA}$. Якщо поділити всі члени даного рівняння на довжину призми Δl , то в знаменниках будуть стояти площі відповідних граней призми. При спрямуванні розмірів призми до нуля у відповідності з рівнянням 2.1 отримаємо:

$$P_{AB}=P_{BC}=P_{AC}=P, \quad (2.4)$$

що і потрібно було довести.

3. Гідростатичний тиск в точці залежить тільки від її положення у просторі, тобто $p=f(x,y,z)$.

Цей висновок виходить з викладеного вище.

2.2 Диференціальні рівняння рівноваги рідини

Виділимо в нерухомій рідині нескінченно малий об'єм у вигляді паралелепіпеда з ребрами dx , dy , dz (рис 2.3). Подумки відкинемо рідину, що оточує паралелепіпед, і замінимо її дію відповідними силами. Припустимо, що на ліву грань діє тиск p . Тоді на праву грань $A_1B_1C_1D_1$, яка знаходиться на відстані $x+dx$, буде діяти тиск $p + \frac{\partial p}{\partial x} dx$.

Відповідно, сила тиску на ліву грань ABCD буде дорівнювати

$$p dy dz ,$$

а на праву

$$-(p + \frac{\partial p}{\partial x} dx) dy dz$$

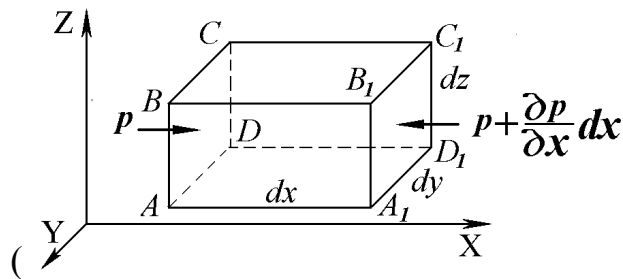


Рис.2.3

Знак (-) показує, що сила діє у від'ємному напрямі осі x)

Крім сили тиску на паралелепіпед може діяти рівнодіюча масових сил (тяжіння, відцентрова, інерції), проекція якої на вісь x буде:

$$\rho dV X = \rho dx dy dz X,$$

де X-проекція прискорення (одиничної масової сили) на вісь x;

dV-об'єм паралелепіпеда.

Рівняння рівноваги сил, що діють на паралелепіпед в напрямі осі x, має вигляд:

$$p dy dz - (p + \frac{\partial p}{\partial x} dx) dy dz + \rho dx dy dz X = 0.$$

чи, після спрощень,

$$-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + X = 0.$$

Аналогічно можна отримати рівняння рівноваги сил відносно осей y і z

Таким чином, кінцево маємо систему:

$$\begin{aligned}-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + X &= 0; \\ -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + Y &= 0; \\ -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + Z &= 0;\end{aligned}\tag{2.5}$$

Рівняння (2.5) є основними диференціальними рівняннями рівноваги рідини (рівняння Ейлера).

Щоб привести рівняння Ейлера до вигляду, зручного для інтегрування, помножимо кожне з рівнянь (2.5) відповідно на dx , dy , dz і складемо їх почленно:

$$\frac{\partial p}{\partial x} dx + \frac{\partial p}{\partial y} dy + \frac{\partial p}{\partial z} dz = \rho(Xdx + Ydy + Zdz).$$

Ліва частина цього рівняння є повним диференціалом тиску dp , тому:

$$dp = \rho(Xdx + Ydy + Zdz).\tag{2.6}$$

Рівняння (2.6) називається основним диференціальним рівнянням гідростатики.

Зі співвідношення (2.6) можна отримати рівняння для поверхні рівного тиску (поверхні рівня). Для такої поверхні $p=\text{const}$ і при $p=\text{const}$ будемо мати:

$$Xdx + Ydy + Zdz = 0.\tag{2.7}$$

Частинним випадком поверхні рівня є вільна поверхня рідини.

Поверхні рівня мають такі властивості:

- 1) дві різні поверхні рівня не можуть перерізати одна одну;
- 2) зовнішні об'ємні сили напрямлені по нормалі до поверхні рівня.

2.3 Основне рівняння гідростатики

Розглянемо найбільш поширений випадок рівноваги рідини, коли вона знаходиться тільки під дією сили тяжіння. Тоді проекції одиничних масових сил на координатні осі будуть такими: $X=0$, $Y=0$, $Z=-g$ (координатну вісь Oz вважаємо напрямленою вгору), і рівняння поверхні рівного тиску (2.7) набуває вигляду:

$$-gdz = 0.$$

Звідкіля

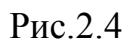
$$Z = C = \text{const.} \quad (2.8)$$

Таким чином, при рівновазі рідини в полі сил тяжіння поверхні рівня являють собою сім'ю горизонтальних площин. Однією з поверхонь рівного тиску буде і вільна поверхня рідини.

Визначимо тиск в довільній точці A об'єму рідини, що міститься в закритій посудині (рис.2.4) і знаходиться у стані спокою.

При $X=0$, $Y=0$, $Z=-g$ основне диференціальне рівняння гідростатики (2.6) запишеться так:

$$dp = -\rho g dz.$$


$$p = -\rho g z + C, \quad (2.9)$$

Сталу інтегрування визначимо з граничних умов на вільній поверхні рідині в посудині, де $z=z_0$, $p=p_0$. Маємо:

$$p = p_0 + \rho g(z_0 - z) = p_0 + \rho gh, \quad (2.10)$$

де $h=z-z_0$ – заглиблення точки А під вільну поверхню.

Це і є основне рівняння гідростатики, яке виражає залежність тиску в даній точці рідини в стані спокою від виду рідини і відстані точки від вільної поверхні.

В рівнянні (2.10) p - абсолютний тиск в даній точці рідини, p_0 - зовнішній абсолютний тиск на вільній поверхні рідини; $\rho gh = p - p_0$ - тиск стовпа рідини в даній точці. Всі складові рівняння мають розмірність тиску (ПА, кПА, МПА).

Основному рівнянню гідростатики можна надати іншого вигляду, якщо поділити всі його члени на ρg :

$$z + \frac{p}{\rho g} = z_0 + \frac{p_0}{\rho g} = H_{cm} = const \quad (2.11)$$

В цьому рівнянні складові мають лінійну розмірність (М).

Зв'язок між тиском, виражений в одиницях тиску (ПА), і тиском в лінійних одиницях (метрах стовпа рідини) дає загальна формула

$$h = \frac{p}{\rho g} \quad (2.12)$$

У відкритих резервуарах, водоймищах тощо зовнішнім тиском на вільну поверхню рідини є атмосферний тиск ($p_{ат.}$, $p_{бар}$). В таких випадках рівняння (2.10) записують у формі

$$\left. \begin{array}{l} p = p_{атм} + \rho gh, \\ \text{або} \\ p = p_{бар} + \rho gh \end{array} \right\} \quad (2.13)$$

В техніці часто зустрічаються випадки, коли абсолютний тиск в даній точці рідини $p > p_{атм} = p_{бар}$. Тоді величину ρgh називають надлишковим тиском:

$$p_{над} = \rho gh$$

Якщо $p > p_{атм}$, то надлишковий тиск називають манометричним тиском:

$$p_m = p - p_{атм} \quad (2.14)$$

якщо $p < p_{атм}$ то надлишковий тиск буде від'ємним і величину - називають вакууметричним тиском або вакуумом:

$$p_{вак} = p_{атм} - p \quad (2.15)$$

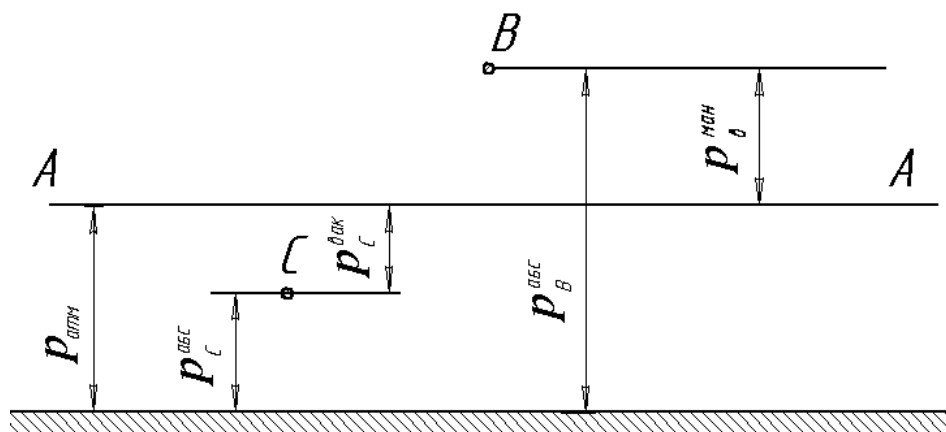


Рис.2.5

Зв'язок між абсолютним, манометричним і вакууметричним тиском графічно проілюстрований на рис.2.5.

Гідростатичний закон розподілу тиску, виражений формулою (2.11), справедливий для будь-якого положення координатної площини xOy . Цю площину називають площиною порівняння. Величина $z + \frac{p}{\rho g}$, где z – геометрична висота розташування точки над площиною порівняння, p – абсолютний тиск, називається гідростатичним напором і позначається через H_{cm} ; величину $z + \frac{P}{\rho g}$, в якій p – надлишковий тиск, називають п'єзометричним напором і позначають через H_n . Як виходить з формули (2.11) напори H_{cm} і H_n є сталими для всіх точок даної маси рідини, що знаходиться в стані спокою.

2.4 Закон Паскаля

З основного рівняння гідростатики $p = p_o + \rho gh$ можна бачити, що при зміні зовнішнього тиску p_o на величину Δp_o , тиск у всіх точках даного об'єму рідини змінюється на теж саме значення Δp_o . Таким чином, рідина має властивість передавати тиск. В цьому і полягає закон Паскаля: тиск, який виникає на граничній поверхні рідини, що знаходиться в стані спокою, передається всім частинкам цієї рідини по всім напрямкам без зміни його величини.

На законі Паскаля ґрунтується принцип дії різноманітних гідравлічних пристроїв, за допомогою яких тиск передається на відстань /гідравлічний прес, гідравлічний домкрат, гідромультиплікатор та інші./

2.5 Сила тиску рідини на плоску стінку. Центр тиску

Визначимо силу тиску рідини на площину ω плоскої стінки, яка розташована під довільним кутом α до горизонту. Розв'язання задачі зручно проводити в системі координат xOy , вісь Oy якої напрямлена вздовж стінки, а вісь Ox співпадає з лінією перетину стінки і вільної поверхні рідини. Для зручності вісь Ox повернута на кут 90° , (рис.2.6).

Очевидно що між будь – якою координатою y і глибиною занурення h існує зв'язок: $h = y \cdot \sin \alpha$

Сила тиску dP на довільну елементарну площину $d\omega$

$$dP = p \cdot d\omega = (p_o + \rho gh) d\omega = (p_o + \rho gy \cdot \sin \alpha) d\omega$$

де p_o – тиск на вільній поверхні рідини густиною ρ .

Повна сила тиску на площину ω стінки:

$$P = \int_{\omega} dP = \int_{\omega} (p_o + \rho dy \cdot \sin \alpha) d\omega = p_o \cdot \omega + \rho g \sin \alpha \int_{\omega} y d\omega$$

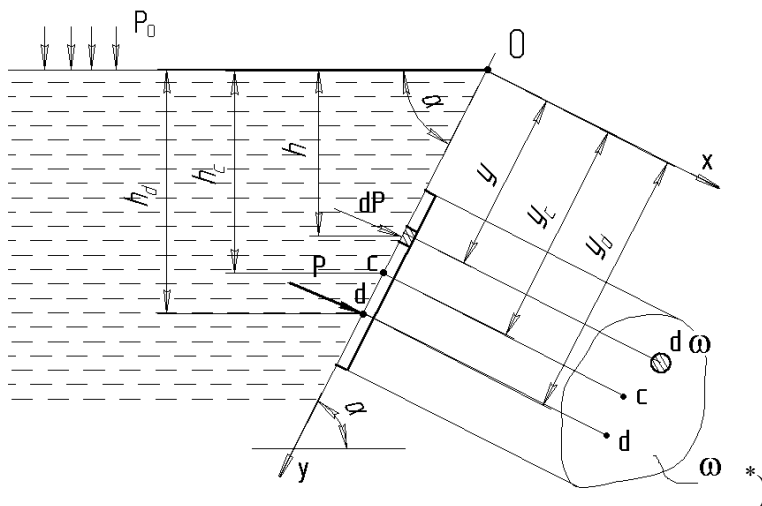


Рис. 2.6

Для зручності вісь Ox повернута на кут 90°

Інтеграл $\int y d\omega$ є статичним моментом площини ω відносно осі Ox , величина якого дорівнює добутку ω на відстань її центра ваги до осі Ox тобто

$$\int_w y d\omega = W \cdot y_c$$

Тоді

$$P = p_o \cdot \omega + \rho g y_c \cdot \sin \alpha \cdot \omega = (p_o + \rho g h) \cdot \omega \quad (2.16)$$

де h_c – глибина занурення центра ваги стінки площиною ω . Сила тиску самої рідини без урахування зовнішнього тиску p .

$$P_{над} = \rho g h_c \cdot \omega \quad (2.17)$$

У випадку, коли плоска стінка горизонтальна і розміщена на глибині h , то $h_c = h$ і

$$P_{над} = \rho g h \omega \quad (2.18)$$

Якщо плоска стінка вертикальна $\alpha = 90^\circ$ і $h_c = y_c$.

Досить часто в інженерних розрахунках важливо не тільки визначити величину сили тиску рідини, але й знайти точку прикладення її рівнодіючої – так званий центр тиску.

Для цього користуються теоремою Варіньйона: момент рівнодіючої сили дорівнює алгебраїчній сумі моментів складових її. Відповідно до рис.2,6 можна записати

$$P \cdot y_d = \int_\omega dp \cdot y$$

де y_d – координата центра тиску, $P=P_{\text{над}}$ – сила тиску рідини.

Тоді

$$y_d = \frac{\int dPy}{P} = \frac{\rho g \sin \alpha \cdot \int y^2 d\omega}{\rho g \sin \alpha \int y d\omega} = \frac{I_x}{y_c \cdot \omega} \quad (2.19)$$

Тут $I_x = \int y^2 d\omega$ – момент інерції змоченої площини ω відносно осі Ox ;

$y_c \omega$ – статичний момент цієї площини.

На підставі теореми про моменти інерції відносно паралельних осей /теорема Гюйгенса/

$$I_x = I_c + y_c^2 \omega$$

де I_c – момент інерції плоскої фігури відносно осі, що проходить через її центр ваги паралельно осі Ox , тому залежності (2.19) можна надати вигляду

$$y_d = y_c + \frac{I_c}{y_c \omega} \quad (2.20)$$

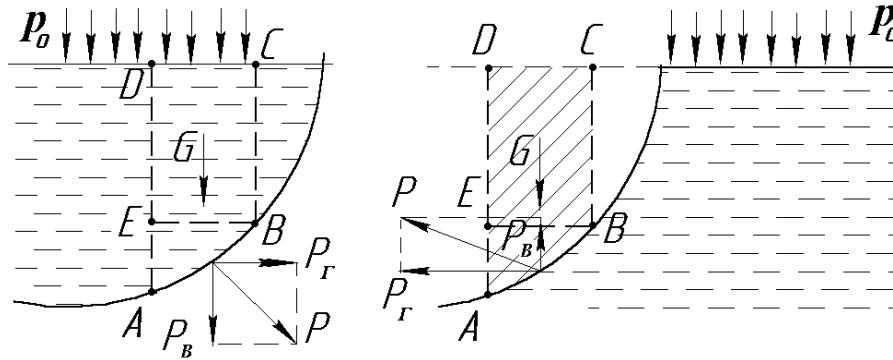
2.6 Сила тиску рідини на криволінійні поверхні

Визначення сили сумарного тиску рідини на поверхні довільної форми в загальному випадку зводиться до визначення трьох складових цієї сили і трьох моментів /в системі координат Oxy /

В техніці переважно мають справу з циліндричними або сферичними поверхнями, які мають вертикальну площину симетрії.

Розглянемо посудину з боковою стінкою циліндричної форми, котра заповнена рідиною, на вільну поверхню якої діє тиск p_0 і визначимо силу тиску на ділянку АВ цієї стінки в двох випадках:

- 1) рідина знаходиться над стінкою (рис.2.7а);
- 2) рідина знаходиться під стінкою. (рис.2.7б).



а), б)

Рис.2.7

В першому випадку виділимо об'єм ABCD рідини, обмежений ділянкою АВ стінки, вертикальними поверхнями AD і BC, що проведені через границі цієї ділянки, і вільною поверхнею рідини. Сумарну силу тиску P на ділянку АВ розкладемо на дві складові: вертикальну P_v і горизонтальну P_h . З умови рівноваги об'єму ABCD у вертикальному напрямі знаходимо що

$$P_v = p_0 \cdot \omega_g + G, \quad (2.21)$$

Де G - вага виділеного об'єму рідини; ω_g – площа проекції поверхні АВ на горизонталь.

В свою чергу сила ваги $G = \rho g V_{ABCD}$. Об'єм рідини, що міститься в геометричній фігурі ABCD часто називають “тілом тиску” і позначають через $V_{тт}$. З урахуванням цього рівняння (2.21) запишеться у формі

$$P_{\epsilon} = p_0 \cdot \omega_{\epsilon} + \rho g V_{mm} . \quad (2.22)$$

При визначенні горизонтальної складової сили тиску на поверхню АВ потрібно урахувати, що сили тиску на поверхні ВС і DE взаємно зрівноважуються. Тоді

$$P_{\epsilon} = (p_0 + \rho g h_c) \omega_{AE} = (p_0 + \rho g h_c) \omega_{\epsilon} . \quad (2.23)$$

В останньому рівнянні h_c – заглиблення центра ваги (мас) вертикальної проекції поверхні АВ – ω_B

Очевидно, що повна сила тиску на циліндричну поверхню

$$P = \sqrt{P_{\epsilon}^2 + P_{\epsilon}^2} . \quad (2.23)$$

Коли рідина розташована під стінкою рис.2.7б складові P_B і P_T також визначаються формулами 2.21 або 2.22 і 2.23 , але мають протилежний напрям. При цьому під силою ваги G розуміють вагу рідини в об'ємі ABCD, хоча останній не заповнений рідиною; тіло тиску V_{TT} є фіктивним.

Слід відмітити, що в тих випадках, коли циліндрична поверхня є коловою, лінія дії рівнодіючої сил тиску напрямлена по радіусу.

3 ОСНОВИ КІНЕМАТИКИ І ДИНАМІКИ РІДИНИ

3.1 Основні поняття і визначення

Кінематика і динаміка рідини /гідродинаміка/ суттєво відрізняється від кінематики і динаміки твердого тіла. Якщо окремі частини абсолютно твердого тіла жорстко з'єднані між собою, то в рухомій рідині такі зв'язки відсутні: рідке середовище складається з безлічі частинок, які рухаються одна відносно другої. Тому в основу вивчення законів гідродинаміки покладена так звана струминкова модель, що базується на наступних поняттях.

Траєкторія – лінія, вздовж якої рухається деяка частинка рідини.

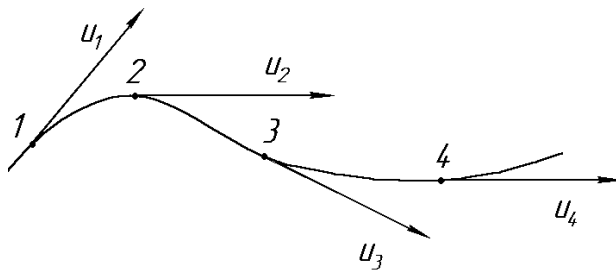


Рис.3.1

Лінія течії –це крива, що проходить через такі частинки, швидкості яких в даний час напрямлені по дотичним до цієї лінії (рис 3.1).

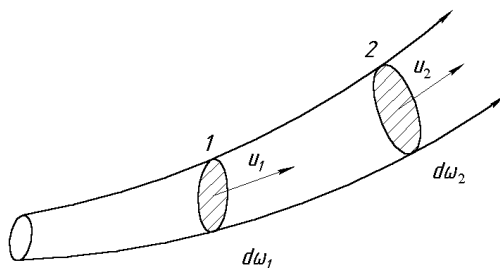


Рис.3.2

Трубною течією називають трубчасту поверхню, яка утворена лініями течії, що проходять через всі точки нескінченно малого замкнутого контуру. (рис.3.2).

Частина рідини, що рухається всередині трубки течії, називається елементарною струминкою.

Властивості елементарної струминки при усталеному русі рідини.

1. Так як лінії течії при усталеному русі не змінюють своєї форми з часом, то, і струминка буде незмінною в часі.
2. Оскільки бокова поверхня струминки утворена лініями течії, то проникання рідини через цю поверхню неможливо.
3. Внаслідок малості площини поперечного перерізу елементарної струминки швидкість u і тиск p для всіх точок даного перерізу можна вважати однаковими.

Потоком рідини називають сукупність елементарних струминок.

Русло потоку – поверхня, яка обмежує потік по всій його довжині.

Потоки, що мають вільну поверхню, називають безнапірними потоки, які обмежені з усіх боків твердими стінками, називають напірними.

Живим перерізом (або перерізом) потоку називається в загальному випадку поверхня в межах потоку, перпендикулярна до всіх елементарних струминок.

Довжина лінії, по якій рідина в живому перерізі стикається з твердими стінками русла, називається змоченим периметром і позначається χ .

Відношення площі живого перерізу ω до довжини змоченого периметра називають гідравлічним радіусом R_Γ (рис.3.3):

$$R_\Gamma = \frac{\omega}{\chi} \quad (3.1)$$

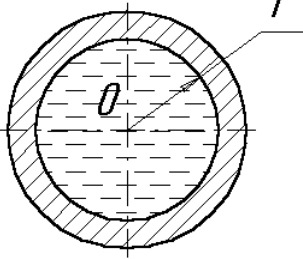
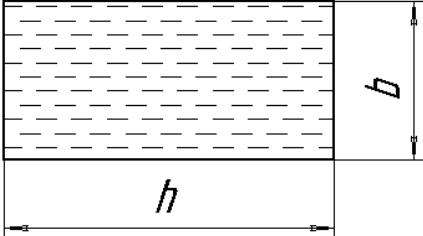
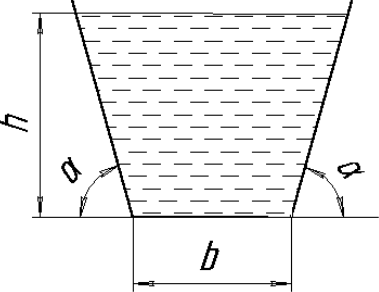
Витратою називають кількість рідини, що протікає через даний живий переріз за одиницю часу. Цю кількість вимірюють в одиницях об'єму –

$Q \frac{m^3}{c}$; чи в одиницях маси – масова витрата $M \frac{кг}{c}$. Зв'язок між ними дає співвідношення

$$M = \rho Q \quad (3.2)$$

Для елементарної струминки з рівномірним розподілом швидкостей u по живому перерізу об'ємна витрата

$$dQ = u \cdot d\omega \quad (3.3)$$

	$\omega = \pi r^2$ $\chi = 2\pi r;$ $R_r = \frac{r}{2}.$
	$\omega = hb;$ $\chi = 2(h+b);$ $R_r = \frac{hb}{2(h+b)}.$
	$\omega = (b + hctg\alpha)h;$ $\chi = b + 2\frac{h}{\cos\alpha};$ $R_r = \frac{(b + hctg\alpha)h}{\left(b + 2\frac{h}{\cos\alpha}\right)}.$

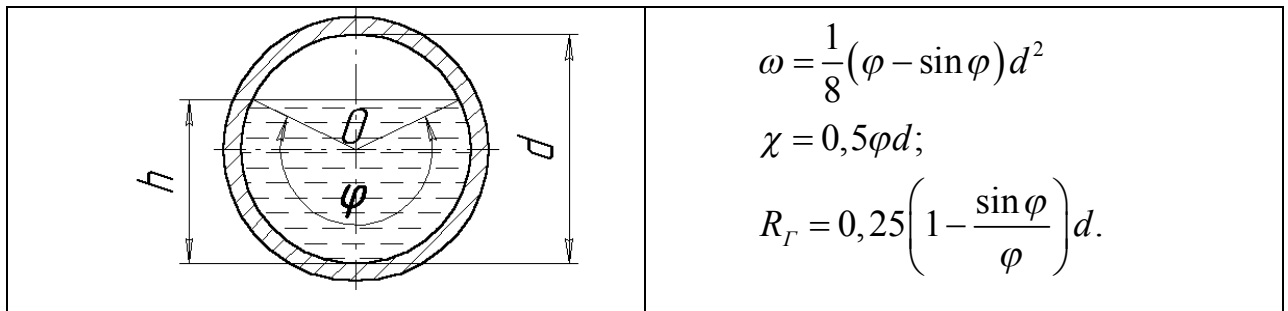


Рис.3.3

Об'ємна витрата потоку дорівнює сумі об'ємних витрат елементарних струминок, з яких складається потік,

$$Q = \int_{\omega} u d\omega \quad (3.4)$$

В інженерних розрахунках користуються поняттям середньої швидкості по живому перерізу v :

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{\int u d\omega}{\omega} \quad (3.5)$$

Під середньою швидкістю розуміється уявна, однакова для всіх точок живого перерізу потоку швидкість, при якій через цей переріз проходить та ж витрата, що і при дійсних швидкостях в різних точках даного перерізу.

Тоді для потоку

$$Q = v \cdot \omega \quad (3.6)$$

3.2 Рівняння нерозривності для усталеного руху рідини

Умова руху рідини без утворення розривів (порожнин) характеризується рівнянням нерозривності (суцільності), яке виражає закон збереження маси.

Для елементарної струминки на основі її властивостей кількість рідини, що проходить в одиницю часу по всій довжині струминки, однакова. Тобто, для двох довільних перерізів 1 і 2 струминки (рис 3.2).

$$dQ_1 = dQ_2 ,$$

або

$$u_1 d\omega_1 = u_2 d\omega_2 = const \quad (3.7)$$

Рівняння (3.7) називають рівнянням нерозривності для елементарної струминки.

Для потоку рідини при відсутності відводів чи припливів рівняння нерозривності є умовою сталості витрати:

$$Q_1 = Q_2 = Q ,$$

чи

$$v_1 \omega_1 = v_2 \omega_2 = v \omega = const . \quad (3.8)$$

Останнє рівняння можна записати у вигляді

$$\frac{v_1}{v_2} = \frac{\omega_2}{\omega_1} , \quad (3.9)$$

звідкіля виходить, що середні швидкості руху рідини в перерізах обернено пропорційні площам цих перерізів.

3.3 Рівняння Бернуллі при усталеному русі ідеальної рідини

Розглянемо усталений рух ідеальної рідини, яка знаходиться під впливом тільки масової сили – сили ваги, - і отримаємо для цього випадку рівняння, що зв'яже між собою тиск в рідині і швидкість її руху.

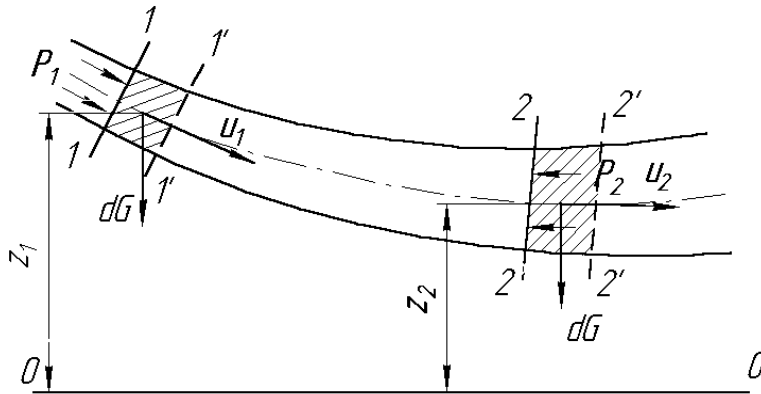


Рис.3.4

Візьмемо одну з елементарних струминок потоку ідеальної рідини і виділимо на ній ділянку довільної довжини, обмежену перерізами 1–1 і 2–2 (рис.3.4). Позначимо через $d\omega_1$, p_1 , u_1 , z_1 і $d\omega_2$, p_2 , u_2 , z_2 відповідно площі живих перерізів, гідродинамічні тиски, швидкості рідини і висоти центрів ваги даних перерізів над площиною порівняння 0–0.

За нескінченно малий проміжок часу dt відрізок 1–2 переміститься в положення 1'–2'.

Застосуємо до виділеного відрізка теорему механіки про зміну кінетичної енергії, згідно з якою приріст кінетичної енергії відрізка за певний проміжок часу дорівнює сумі робіт всіх сил, що діють на відрізок за цей же проміжок часу. Оскільки рідина ідеальна, то роботу будуть виконувати сили тиску і сили тяжіння.

Робота сил тиску буде дорівнювати:

$$p_1 d\omega_1 u_1 dt - p_2 d\omega_2 u_2 dt = (p_1 - p_2) dQ \cdot dt.$$

Робота сил ваги:

$$dG \cdot z_1 - dG \cdot z_2 = \rho g d\omega_1 u_1 z_1 dt - \rho g d\omega_2 u_2 z_2 dt = \rho g dQ (z_1 - z_2).$$

Приріст кінетичної енергії відсіку 1–2 за час dt дорівнює різниці кінетичних енергій ділянок струминки 1–1' і 2–2' (ділянка 1–2' не змінює свого положення):

$$\frac{dm \cdot u_2^2}{2} - \frac{dm \cdot u_1^2}{2} = \frac{dG}{2g} (u_2^2 - u_1^2) = \frac{\rho}{2} (u_2^2 - u_1^2) dQ \cdot dt,$$

$$(\text{при перетвореннях враховано, що } dm = \frac{dG}{g}; dG = \rho g dQ \cdot dt)$$

Тоді теорема про зміну кінетичної енергії відсіку струминки буде мати вигляд:

$$\frac{\rho}{2} (u_2^2 - u_1^2) dQ \cdot dt = (p_1 - p_2) dQ \cdot dt + \rho g (z_1 - z_2) dQ \cdot dt. \quad (3.10)$$

Поділимо попереднє рівняння на $dQdt$ і після перегрупування складових його отримаємо

$$\rho g z_1 + p_1 + \frac{\rho u_1^2}{2} = \rho g z_2 + p_2 + \frac{\rho u_2^2}{2}. \quad (3.11)$$

Якщо поділити рівняння (3.13) на комплекс $\rho g dQ \cdot dt$, то після перегрупування складових будемо мати

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{u_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{u_2^2}{2g}. \quad (3.12)$$

Останні два рівняння і є рівнянням Бернуллі для елементарної струминки ідеальної рідини в двох різних формах. Так, всі складові в рівнянні (3.11) мають розмірність тиску, а складові рівняння (3.12) – лінійну розмірність.

З'ясуємо геометричну і фізичну суть рівняння Бернуллі/

Геометрична інтерпретація рівняння:

z – геометрична висота, або геометричний напір;

$\frac{p}{\rho g}$ – п'єзометрична висота, або п'єзометричний напір;

$\frac{u^2}{2g}$ – швидкісна висота, або швидкісний напір.

Тричлен $z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{u_1^2}{2g} = H_0$ називають повним, або гідродинамічним

напором. Оскільки рівняння Бернуллі записане для довільних перерізів струминки, то $H_0 = \text{const}$ в будь-якому перерізі цієї струминки (рис.3.5).

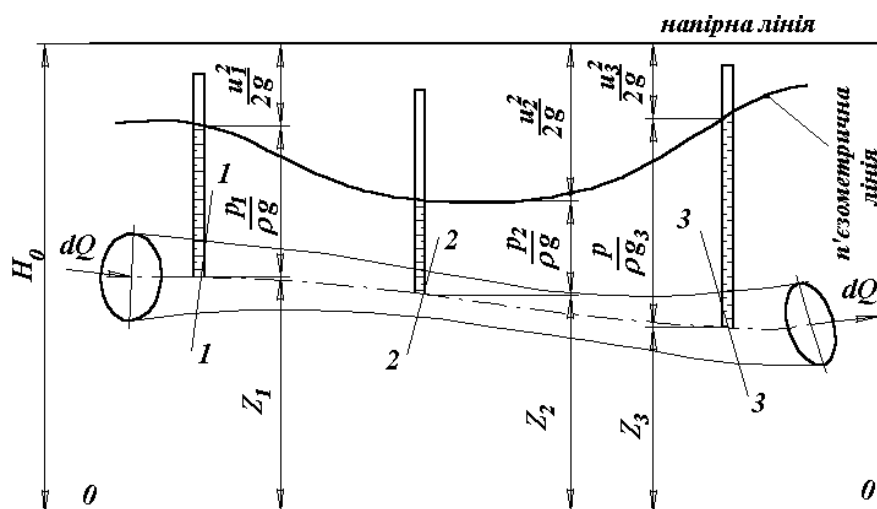


Рис.3.5

З енергетичної точки зору рівняння Бернуллі є законом збереження питомої енергії ідеальної рідини. Дійсно, якщо рівняння (3.11) записати у вигляді

$$gz + \frac{p}{\rho} + \frac{u^2}{2} = \text{const},$$

то gz – питома енергія положення, Дж/кг;

$\frac{p}{\rho}$ – питома енергія тиску, Дж/кг;

$gz + \frac{p}{\rho}$ – питома потенціальна енергія рідини, Дж/кг;

$\frac{u^2}{2}$ – кінетична енергія віднесена до одиниці маси, Дж/кг.

Можна теоретично довести, що для потоку ідеальної рідини з повільно-змінним рухом сума $z + p/\rho g$ для всіх точок живого перерізу є постійною. Крім того, в даному живому перерізі потоку ідеальної рідини швидкості всіх елементарних струминок однакові. Тому рівняння Бернуллі для потоку ідеальної рідини має такий же вигляд як і для елементарної струминки, тобто дається формулами (3.11) і (3.12).

3.4 Рівняння Бернуллі для елементарної струминки і потоку в'язкої рідини

На відміну від ідеальної рідини при русі в'язкої(реальної) рідини частина енергії, яку вона має, витрачається на подолання сил опору (внутр. тертя, вихроутвор. та ін.). Отже питома енергія в будь-якому наступному в напрямі течії поперечному перерізі буде меншою порівняно з питомою енергією в попередньому перерізі. Тому рівняння Бернуллі для елементарної струминки реальної рідини буде мати вигляд

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{u_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{u_2^2}{2g} + h_{w_{1-2}}. \quad (3.13)$$

де $h_{w_{1-2}}$ – втрати енергії (напору) струминки між обраними перерізами.

Рівняння Бернуллі для потоку реальної рідини отримують інтегруванням рівняння (3.13) з заміною дійсних швидкостей окремих струминок, що утворюють потік, на середню швидкість v рідини в даному перерізі (рис.3.6):

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + \Sigma h_{w_{1-2}}. \quad (3.14)$$

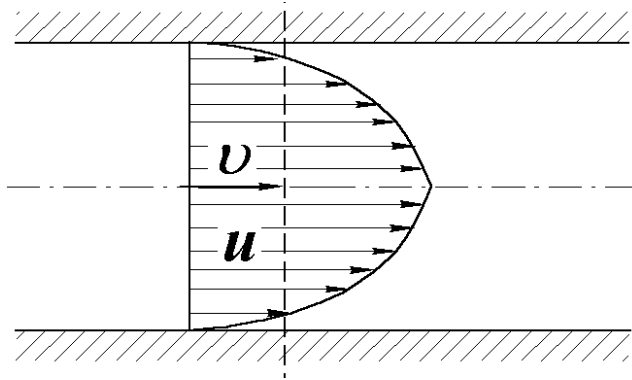


Рис. 3.6

Коефіцієнт α , що входить до рівняння Бернуллі, називають коефіцієнтом кінематичної енергії або коефіцієнтом Коріоліса. Він враховує нерівномірність розподілу швидкостей в перерізі потоку і фактично є відношенням дійсної кінетичної енергії потоку в даному живому перерізі до кінетичної енергії, обчисленої за середньою швидкістю потоку. Величина коефіцієнта α в залежності від характеру течії рідини змінюється в межах від 1,04...1,12 до 2. Складова рівняння $\Sigma h_{w_{1-2}}$ – це сумарні втрати питомої енергії (напору) потоку між обраними перерізами.

Запишемо рівняння Бернуллі (3.14) в такій формі:

$$H_1 = H_2 + \Sigma h_{w_{1-2}}, \quad (3.14)$$

$$\text{де } H_1 = z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \quad \text{і} \quad H_2 = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + \Sigma h_{w_{1-2}} \quad - \quad \text{повні}$$

гідродинамічні напори потоку в перерізах 1–1 та 2–2 відповідно.

Відношення втрат напору до довжини ділянки потоку, обмеженої перерізами 1–1 і 2–2, називають гідравлічним уклоном, або градієнтом втрат напору:

$$I = \frac{H_1 - H_2}{l} = \frac{\Sigma h_{w_{1-2}}}{l}, \quad (3.15)$$

тут l – довжина ділянки, м.

3.5 Гідравлічні опори і втрати енергії (напору) при русі рідини

Втрати питомої енергії при русі в'язкої рідини, або, як часто їх називають, гідравлічні втрати, обумовлені різними гідравлічними опорами, механізми яких настільки складні, що не дають змоги отримати теоретичні залежності для розрахунків втрат напору. Експериментально доведено, що гідравлічні втрати в значній мірі залежать від швидкості руху рідини, тому в гідравліці їх виражають в частках швидкісного напору за формулою:

$$h_w = \xi \frac{v^2}{2g}, \quad (3.16)$$

в якій ξ – безрозмірний коефіцієнт пропорційності (коефіцієнт гідравлічних опорів); він показує частку швидкісного напору, яку складає втрачений напір.

Розрізняють два види гідравлічних опорів: місцеві і лінійні опори. Місцеві опори проявляються на коротких ділянках потоку при зміні напрямку течії рідини, зміні форми чи величини поперечного перерізу потоку. Напір, що втрачається на додання місцевих опорів, визначають за формулою Вейсбаха:

$$h_M = \xi_M \frac{v^2}{2g}, \quad (3.17)$$

де ξ_M – коефіцієнт місцевого опору, який залежить від виду опору і наводиться в довідниках.

Лінійні опори обумовлені силами внутрішнього тертя і виникають по всій довжині потоку рідини, тому вони пропорційні довжині потоку. Втрати напору по довжині (лінійні втрати) визначають за формулою:

$$h_l = \lambda \frac{l}{4R_r} \cdot \frac{v^2}{2g}, \quad (3.18)$$

де λ – коефіцієнт гідравлічного тертя (коефіцієнт Дарсі); l – довжина ділянки потоку, на якій підраховують втрати енергії; R_r – гідравлічний радіус живого перерізу потоку.

Для круглих циліндричних труб діаметр труби $d = 4R_r$, отже лінійні втрати:

$$h_l = \lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}. \quad (3.19)$$

Сумарні втрати енергії (напору) між двома живими перерізами потоку, що входять до рівняння Бернуллі будуть дорівнювати:

$$\sum h_w = \sum_1^n h_{l_i} + \sum_1^m h_{M_j}, \quad (3.20)$$

де $\sum_1^n h_{l_i}$ - сума втрат напору по довжині на всіх ділянках русла в межах обраних перерізів; $\sum_1^m h_{M_j}$ – сума всіх місцевих втрат.

3.6 Режими руху рідини. Критерій Рейнольдса

Експериментальні дослідження показали, що втрати енергії при русі в'язкої рідини суттєво залежать від режиму руху рідини. На наявність різних за структурою потоків режимів течії звернули увагу ще в першій половині XIX сторіччя (Хаген, Дарсі та ін.). В 1880 р. Д.І.Менделєєв вказав на наявність двох різних видів руху рідини, які відрізняються один від одного характером залежності сил тертя від швидкості руху. А в 1883 р. англійський фізик Осборн Рейнольдс обґрунтував теоретично і наочно показав існування двох принципово різних режимів течії рідини : ламінарного (від латинського lamina –шар) і турбулентного (від лат. turbulentus - безладний).

Ламінарний режим характеризується шаруватою течією рідини без перемішування окремих її шарів і без пульсацій швидкості і тиску. Ламінарний режим може установлюватися в капілярних трубках при малих швидкостях руху води, а також при русі рідин з великою в'язкістю (нафта, масла, гліцерин тощо).

При турбулентному режимі течія рідини супроводжується інтенсивним перемішуванням окремих її частинок і пульсаціями швидкостей і тиску. Цей режим характерний при русі води в системах водопостачання і інших рідин при відносно великих швидкостях руху.

Рейнольдс встановив, що критерієм режиму руху рідини є безрозмірна величина, яка являє собою відношення добутку швидкості потоку на

характерний лінійний розмір до коефіцієнта кінематичної в'язкості рідини. Цю величину пізніше було названо числом (критерієм) Рейнольдса і позначено через Re . Для потоків рідини в трубах круглого поперечного перерізу число Рейнольдса підраховують за формулою:

$$Re = \frac{vd}{\nu}, \quad (3.21)$$

де d – геометричний діаметр труби.

Значення числа Рейнольдса, яке відповідає переходу від ламінарного режиму течії в турбулентний і навпаки, називають критичним. Для труб круглого перерізу:

$$Re_{кр} = \frac{v_{кр}d}{\nu} = 2320, \quad (3.22)$$

тут $v_{кр}$ – середня критична швидкість руху рідини.

Таким чином, якщо

$$Re = \frac{vd}{\nu} < Re_{кр} = 2320,$$

то режим руху ламінарний; при $Re > Re_{кр}$ – турбулентний.

Для каналів з довільною формою поперечного перерізу критерій Рейнольдса визначають за формулою:

$$Re = \frac{4\nu R_r}{\nu} \quad (3.23)$$

в якій R_r – гідравлічний радіус каналу.

3.7 Визначення втрат енергії при ламінарному режимі течії рідини в трубі круглого поперечного перерізу

Математично можна довести, що епюра швидкостей в поперечному перерізі труби при ламінарній течії рідини є квадратичною параболою, рівняння якої згідно з рис.3.7 має вигляд:

$$u = \frac{\Delta p}{4 \mu l} (r^2 - y^2). \quad (3.24)$$

В цьому рівнянні: $\Delta p = p_1 - p_2$ – втрати тиску між двома даними перерізами труби; l – відстань між двома перерізами; r – радіус труби; y – відстань від осі потоку (труби), змінюється від 0 до r ; μ – динамічний коефіцієнт в'язкості.

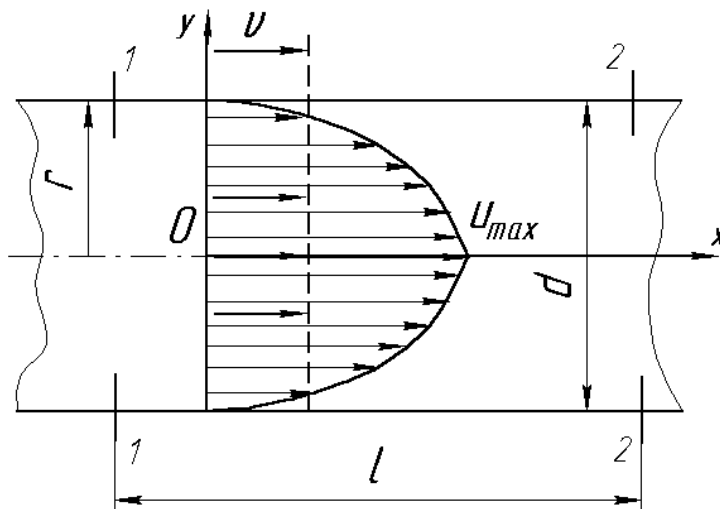


Рис.3.7

Очевидно, що максимальна швидкість потоку буде при $y=0$, тобто на осі труби; величина її визначається формулою:

$$u_{\max} = \frac{\Delta p}{4 \mu l} \cdot r^2 = \frac{\Delta p}{16 \mu l} \cdot d^2. \quad (3.25)$$

де d – діаметр труби.

Середня швидкість рідини виявляється вдвічі меншою за максимальну:

$$v = \frac{1}{2} u_{\max} = \frac{\Delta p}{32 \mu l} d^2. \quad (3.26)$$

Втрати напору (енергії) на тертя знаходяться за формулою Пуайзеля, яка виходить зі співвідношення (3.26):

$$\Delta p = \frac{32 \mu l v}{d^2} = 128 \frac{\nu l \rho}{\pi d^4} \cdot Q. \quad (3.27)$$

В останньому рівнянні $Q = \frac{\pi d^2}{4} \cdot v$ – об’ємна витрата рідини; ν – кінематичний коефіцієнт в’язкості; ρ – густина рідини.

Якщо гідравлічні втрати виразити не в одиницях тиску, а в лінійній розмірності, то отримаємо такі залежності:

$$h_l = 32 \frac{\nu l \cdot V}{g d^2}, \quad (3.28)$$

або

$$h_l = 128 \frac{\nu l \cdot Q}{\pi g d^4}. \quad (3.29)$$

Закон Пуайзеля можна привести до вигляду формули Дарсі-Вейсбаха (3.18). Для цього помножимо і поділимо праву частину рівняння (3.27) на середню швидкість v . Після деяких перетворень кінцево отримаємо:

$$h_l = \lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}.$$

Прирівняємо втрати напору по довжині, визначенні за формулами (3.19) і (3.29):

$$\lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{32\nu l v}{gd^2}.$$

Звідсіля гідрравлічний коефіцієнт тертя при ламінарному режимі

$$\lambda = 64 \frac{\nu}{v \cdot d} = \frac{64}{\text{Re}}. \quad (3.30)$$

В загальному випадку ламінарної течії:

$$\lambda = \frac{A}{\text{Re}}, \quad A = 64 \dots 150. \quad (3.31)$$

Місцеві опори в трубопроводах при ламінарному режимі течії рідини значно менші порівняно з опором сил гідрравлічного тертя; до того ж закономірності їх зміни мало досліджені. Тому місцеві опори враховують як частку лінійних втрат через еквівалентну довжину трубопроводу.

3.8 Турбулентний режим і визначення втрат енергії потоку в трубах круглого поперечного перерізу

3.8.1 Деякі відомості про структуру турбулентного потоку

Механізм турбулентного потоку значно складніший порівняно з ламінарною течією рідини. При турбулентному режимі частинки рідини безладно перемішуються між собою, а швидкості в будь-якій точці потоку безперервно змінюються за величиною та напрямом.

Для спрощення гідрравлічних розрахунків турбулентного потоку вводять поняття осередненої місцевої швидкості, яка, незважаючи на значні

коливання миттєвих швидкостей, залишається практично незмінною і паралельною осі потоку. Така заміна робить можливим використання рівняння Бернуллі і для турбулентного потоку рідини.

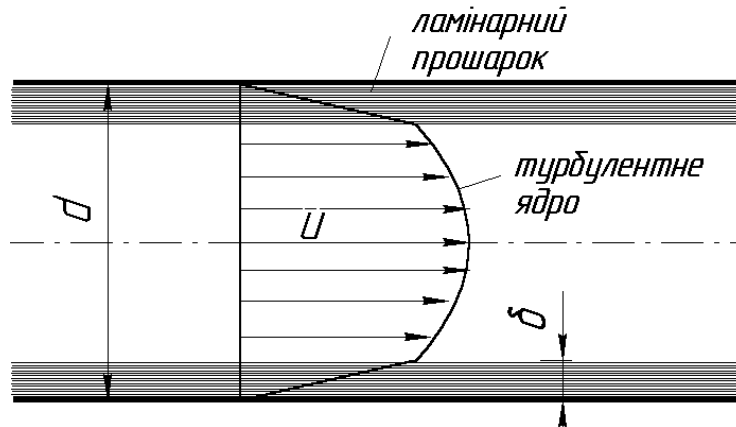


Рис.3.8

Експериментальні дослідження показують (Прандтль, Нікурадзе), що турбулентний потік в трубах поділяється на дві, різко відмінні частини. Безпосередньо у стінки труби утворюється дуже тонкий шар рідини δ з ламінарним режимом руху: так званий ламінарний підшарок. Інша, основна частина потоку – турбулентне ядро, в якому відбуваються інтенсивні пульсації швидкості і перемішування частинок (рис.3.8).

3.8.2 Поняття про гідравлічно гладкі і шорсткі труби

Поверхні стінок труб, каналів не бувають абсолютно гладкими, а мають ту чи іншу шорсткість. Висоту виступів шорсткості позначають літерою Δ і називають абсолютною шорсткістю; відношення Δ до радіуса або діаметра труби, тобто Δ/r , Δ/d , називають відносною шорсткістю.

З метою спрощення розрахунків користуються поняттям еквівалентної шорсткості Δ_e , при якій втрати енергії (напору) рідини виходять такими самими, як і при фактичній нерівномірній шорсткості.

В залежності від співвідношення товщини ламінарного підшарка δ і абсолютної шорсткості Δ розрізняють труби гідравлічно гладкі ($\delta > \Delta$) і

гідравлічно шорсткі ($\delta < \Delta$). При $\delta \approx \Delta$ говорять про перехід від гідравлічно гладких до гідравлічно шорстких стінок.

3.8.3 Визначення коефіцієнта гідравлічного тертя при турбулентному режимі

Для того, щоб можна було розрахувати за формулою Дарсі-Вейсбаха (3.19) втрати напору (енергії) по довжині потоку, необхідно знати коефіцієнт гідравлічного тертя λ , який при турбулентному режимі руху в загальному випадку залежить від числа Рейнольдса, відносної шорсткості і характеру самої шорсткості.

На основі аналізу результатів великої кількості експериментальних досліджень (І. Нікурадзе, Кольбрук, Ф. Шевелєв та інші) було виявлено, що в залежності від величини числа Рейнольдса всю зону турбулентного режиму руху можна поділити на три області.

1. Область гідравлічно гладких труб, де $Re_{кр} < Re_{гп} < 20 \frac{d}{\Delta e}$. В цій зоні $\lambda = f(Re)$ і визначається за формулою Блазіуса:

$$\lambda_{гп} = \frac{0,3164}{Re^{0,25}}. \quad (3.32)$$

2. Перехідна область, або область доквадратичного опору, границі якої визначаються нерівністю $20 \frac{d}{\Delta e} < Re_{пер} < 500 \frac{d}{\Delta e}$. В цій зоні $\lambda = f\left(Re, \frac{\Delta e}{d}\right)$. Коефіцієнт гідравлічного тертя підраховують за формулою А. Д. Альтшуля:

$$\lambda_{пер} = 0,11 \left(\frac{68}{Re} + \frac{\Delta e}{d} \right)^{0,25}. \quad (3.33)$$

3. Область квадратичного опору (автомодельна область), в якій $Re_{\text{кв}} > 500 \frac{d}{\Delta e}$, а $\lambda = f\left(\frac{\Delta e}{d}\right)$. Для визначення λ найчастіше користуються формулою Б.Л.Шіфрінсона:

$$\lambda_{\text{кв}} = 0,11 \cdot \left(\frac{\Delta e}{d}\right)^{0,25} \quad (3.34)$$

При рівномірному русі рідини в області квадратичного опору може бути рекомендована також формула:

$$\lambda_{\text{кв}} = \frac{8g}{C^2}, \quad (3.35)$$

в якій C – коефіцієнт Шезі.

Коефіцієнт Шезі, в свою чергу, можна підрахувати за формулою Агроскіна:

$$C = \frac{1}{n} + 17,72 \lg R_{\Gamma}, \quad (3.36)$$

де n – коефіцієнт шорсткості русла (довідкова величина); R_{Γ} – гідравлічний радіус русла.

3.8.4 Місцеві гідравлічні опори

Місцеві втрати енергії (напору) в трубах і каналах виникають там, де є перешкоди на шляху потоку (вентилі, засувки, клапани, трійники, коліна і т.д.). Конструктивна різноманітність місцевих опорів не дає можливості отримати загальну залежність для визначення втрат напору для них. Тому

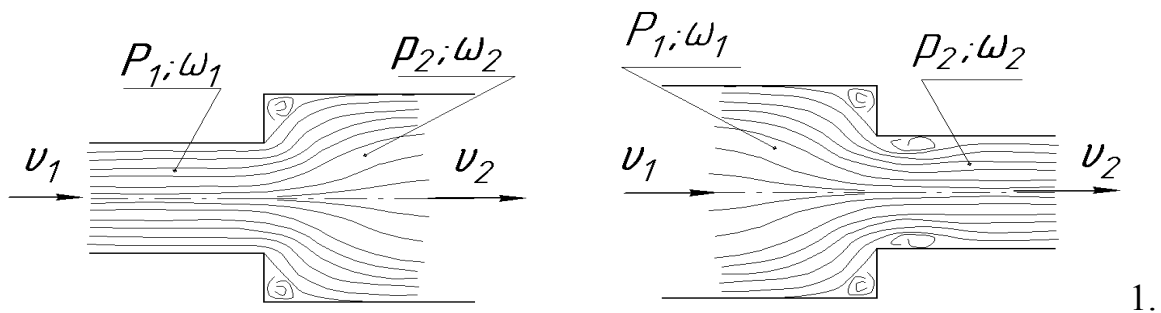
місцеві втрати прийнято визначати в частках швидкісного напору $v^2/2g$, причому швидкість v , як правило, береться за місцевим опором. Ю.Вейсбахом (1840р.) була запропонована формула /3.1/, згідно з якою місцеві втрати напору:

$$h_m = \xi_m \frac{v^2}{2g}.$$

Коефіцієнт місцевого опору ξ_m залежить від виду опору, визначається експериментально і наводиться в довідниках для квадратичної області турбулентного режиму течії рідини.

Тільки в кількох випадках ξ_m може бути розрахований теоретично.

Розглянемо два випадки:



Раптове розширення русла (рис.3.9а).

а) б)

Рис.3.9

На основі теореми імпульсів і рівняння Бернуллі можна дістати, що втрати напору при раптовому розширенні русла:

$$h_{p.p} = \left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2 \cdot \frac{v_1^2}{2g}, \quad (3.37)$$

де коефіцієнт втрат при раптовому розширенні

$$\xi_{p.p} = \left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2, \quad (3.38)$$

Якщо $\omega_2 \gg \omega_1$ (вхід труби в резервуар великих розмірів), то

$$\xi_{ex} = 1.$$

Раптові звуження русла (рис.3.9 б).

Втрати напору підраховують за формулою:

$$h_{p.z} = \xi_{p.z} \frac{v_2^2}{2g}, \quad (3.39)$$

В якій коефіцієнт місцевого опору:

$$\xi_{p.z} = 0,5 \left(1 - \frac{\omega_2}{\omega_1}\right).$$

Якщо $\omega_1 \gg \omega_2$ (вихід труби з резервуара), то

$$\xi_{ex} = 0,5.$$

4 ВИТІКАННЯ РІДИНИ ЧЕРЕЗ ОТВОРИ І НАСАДКИ ПРИ СТАЛОМУ НАПОРІ

4.1 Витікання через малі отвори в газове середовище

В інженерній практиці досить часто доводиться розв'язувати питання витікання рідини через отвори різних форм та розмірів. Такий випадок руху рідини характерний тим, що в процесі витікання запас потенціальної енергії, який має рідина в резервуарі, перетворюється з більшими чи меншими втратами в кінетичну енергію струмини.

Отвір вважається малим, якщо його вертикальний розмір (діаметр d , або висота a для прямокутного отвору) порівняно малий з напором H ($d < 0,1H$; $a < 0,1H$).

Під терміном “тонка” стінка розуміють таку товщину стінки δ , при якій вона не впливає на характер витікання ($\delta \leq (1,0 \dots 1,5)d$).

Струмина, що точиться з отвору (рис.4.1), внаслідок дії відцентрових сил стискається по всьому периметру. Це спричиняє утворення стисненого перерізу струмини $C - C$ з найменшою площиною, де рух рідини можна вважати паралельноструминним.

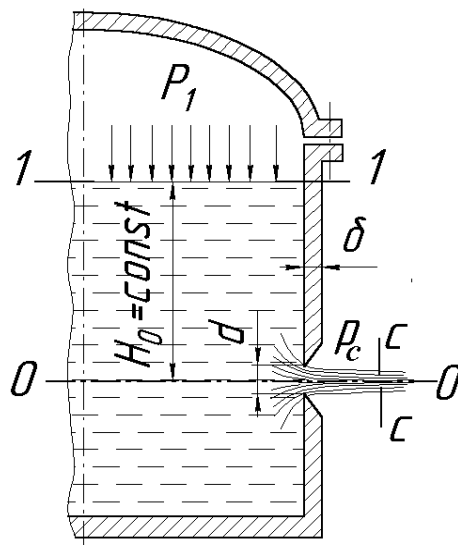


Рис. 4.1

Відношення площі ω_c стисненого перерізу до геометричної площі отвору ω називають коефіцієнтом стиснення:

$$\varepsilon = \frac{\omega_c}{\omega}. \quad (4.1)$$

Дослідом встановлено, що для малих отворів з гострими кромками (ребрами) $\varepsilon=0,60\dots0,64$.

Для одержання розрахункових залежностей по визначенню швидкості витікання і витрати рідини через отвір запишемо рівняння Бернуллі для перерізів 1 – 1 і С – С відносно площини порівняння 0 – 0:

$$H_0 + \frac{p_1}{\rho g} = \frac{p_c}{\rho g} + \frac{v^2}{2g} + \xi_m \frac{v^2}{2g}.$$

Введемо поняття розрахункового напору, тобто того сумарного напору, під дією якого відбувається витікання рідини; позначимо його H_p .

Тоді:

$$H_p = H_0 + \frac{p_1 - p_c}{\rho g}, \quad (4.2)$$

і швидкість витікання:

$$V = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi_m}} \cdot \sqrt{2gH_p} = \varphi \sqrt{2gH_p}, \quad (4.3)$$

де

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi_m}} \quad (4.4)$$

називають коефіцієнтом швидкості.

Витрати рідини через отвір $Q = \omega_c \cdot v$, але $\omega_c = \varepsilon \cdot \omega$.

Тому:

$$Q = \varepsilon \cdot \varphi \cdot \omega \sqrt{2gH_p} = \mu \omega \sqrt{2gH_p}. \quad (4.5)$$

Тут

$$\mu = \varepsilon \varphi \text{ — коефіцієнт витрати отвору.} \quad (4.6)$$

4.2 Витікання рідини через малі затоплені отвори

При витіканні рідини в рідке середовище, наприклад в сполучених посудинах (витікання під рівень або через затоплений отвір), як це показано на рис. 4.2, швидкість v і витрату рідини Q визначають за формулами /4.3/ і /4.5/, але в цьому випадку розрахунковий напір H_p буде таким:

$$H_p = H_1 - H_2 + \frac{p_1 - p_2}{\rho g} = H_0 - \frac{p_1 - p_2}{\rho g}. \quad (4.7)$$

Значення коефіцієнтів витікання (ε , φ , μ) для затоплених отворів приймають такими ж самими, як і у випадку витікання в газове середовище.

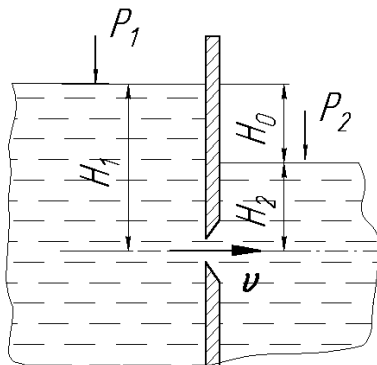


Рис. 4.2

4.3 Витікання рідини через насадки

Насадком називається коротка труба довжиною $l=(2...5)d$, втратами напору якої по довжині нехтують.

Основні типи насадків: циліндричні (зовнішні і внутрішні); конічні (збіжні і розбіжні); коноїдні та ін. Для всіх насадків формули швидкості і витрати при витіканні в атмосферу, як і для випадку витікання через малий отвір, мають вигляд:

$$v = \varphi \sqrt{2 g H_p}; \quad Q = \mu \omega \cdot \sqrt{2 g H_p}.$$

Значення коефіцієнтів витікання для різних насадків, розрахованих по їх вихідному перерізі при безвідливому режимі течії даються в довідниках з гідравліки.

5 ГІДРАВЛІЧНИЙ УДАР В ТРУБАХ

Гідравлічним ударом називають різку зміну тиску в напірному трубопроводі при раптовій зміні швидкості руху рідини. Останнє може бути спричинено швидким закриттям чи відкриттям засувки, крана, клапана, швидкою зупинкою чи пуском гідродвигуна або насоса. В усіх цих випадках при зменшенні або збільшенні швидкості руху рідини тиск перед запірним пристроєм відповідно різко зростає (позитивний гідравлічний удар) чи падає (від'ємний гідравлічний удар). Причому підвищення тиску може бути настільки великим, що здатне призвести до розриву трубопроводу.

Власне і вивчення природи гідравлічного удару почалося в зв'язку з частими аваріями на нових лініях московського водопроводу, збудованих на кінці XIX ст. Причини аварій досліджував видатний російський вчений М.Є.Жуковський (1898), який і розробив теорію гідравлічного удару (1899).

За М.Є.Жуковським при миттєвому закритті засувки (крана) в трубопроводі швидкість руху води перед нею зменшується до нуля і кінетична енергія потоку переходить в потенціальну енергію тиску, яка в свою чергу викликає деформацію стінки трубки і самої рідини. Це підвищення тиску, так звана ударна хвиля, розповсюджується від засувки по всій довжині трубопроводу зі швидкістю c , яку називають швидкістю розповсюдження ударної хвилі (рис.5.1).

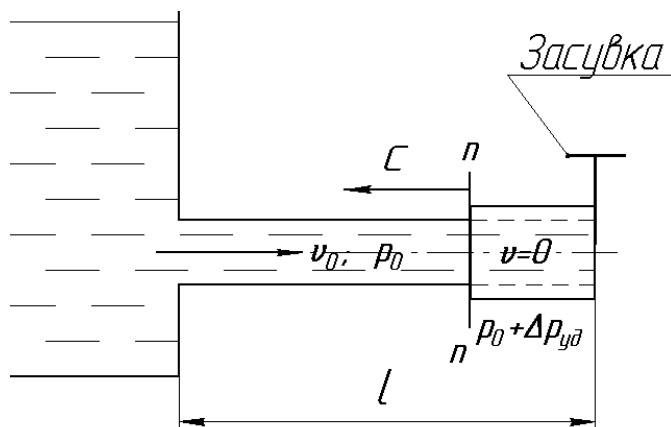


Рис.5.1

В припущенні, що кінетична енергія рідини повністю переходить в роботу деформації труби і рідини, а засувка закривається миттєво, М.Є.Жуковський отримав формулу для визначення величини підвищення тиску при гідравлічному ударі, яка має вигляд:

$$\Delta p_{\text{уд}} = \rho c v_0, \quad (5.1)$$

де швидкість ударної хвилі:

$$c = \frac{\sqrt{\frac{E_p}{\delta}}}{\sqrt{1 + \frac{E_p \cdot d}{E_{cm} \cdot \delta}}}. \quad (5.2)$$

В цих формулах ρ – густина рідини; v_0 – швидкість при усталеному русі рідини в трубопроводі; E_p , E_{cm} – модулі пружності рідини і матеріалу труби відповідно; d – внутрішній діаметр труби; δ – товщина стінки трубопровода.

Величина $\sqrt{\frac{E_p}{\rho}}$ – це швидкість розповсюдження пружних деформацій, тобто швидкість звуку в середовищі густиною ρ і модулем пружності E_p . Для води $c=1425$ м/с, для масел – 1200...1400 м/с.

Формулу М.Є.Жуковського /5.1/ використовують для розрахунків підвищення тиску при так званому прямому гідравлічному ударі, тривалість фази якого (тобто часу, протягом якого ударна хвиля, що виникла біля засувки, досягне резервуара, відобразиться від нього і знову підійде до засувки)

$$t_{\phi} = \frac{2l}{c}, \quad (\text{тут } l - \text{довжина трубопроводу.}) \quad (5.3)$$

більше часу закриття засувки t_3 .

При $t_\phi < t_3$ виникає непрямий гідравлічний удар. В цьому випадку підвищення тиску визначають за формулою:

$$\Delta p_{y\phi} = \rho c v_0 \frac{t_\phi}{t_3} = \frac{2l \rho v_0}{t_3}. \quad (5.4)$$

Гідравлічний удар може бути неповним, якщо початкова швидкість v_0 руху рідини змінюється до деякого значення v , що має місце, наприклад, при частковому перекритті запірного пристрою. Тоді:

$$\Delta p_{y\phi} = \rho c (v_0 - v). \quad (5.5)$$

Доцільно відзначити, що при прямому гідравлічному ударі між швидкістю руху рідини і підвищенням тиску існує таке наближене співвідношення:

$$\Delta p_{y\phi} \approx 10 v_0 \text{ бар}, \quad (5.6)$$

де v_0 – в м/с

6 ГІДРАВЛІЧНИЙ РОЗРАХУНОК НАПІРНИХ ТРУБОПРОВОДІВ

6.1 Класифікація трубопроводів

Всі трубопроводи поділяють на прості і складні. До простих відносять трубопроводи сталого чи змінного поперечного перерізу без бакових відгалужень, до складних – трубопроводи з відгалуженнями, складеними з послідовно і паралельно з'єднаних простих трубопроводів.

При гідравлічних розрахунках розрізняють трубопроводи короткі і довгі. Короткими визнаються трубопроводи, при розрахунку яких необхідно враховувати як місцеві втрати, так і втрати напору по довжині. До коротких трубопроводів звичайно відносять масло - і паливопроводи ДВЗ, системи рідинного охолодження, внутрішньобудинкову теплофікаційну мережу і т. д.

Довгими називаються трубопроводи, при розрахунку яких нехтують місцевими втратами напору, або враховують їх як частину (5...10%) поздовжніх втрат напору. До них відносять магістральні трубопроводи, водопровідну мережу тощо.

6.2 Розрахунок простих трубопроводів

6.2.1 Розрахункові рівняння

Для простого трубопроводу сталого перерізу довжиною l , (рис.6.1) що має ряд місцевих опорів (наприклад, вентиль 1, фільтр 2, зворотній клапан 3 і т.д.), основним розрахунковим рівнянням є рівняння Бернуллі для початкового I і кінцевого II-го перерізів трубопроводу. При $\alpha_1=\alpha_2$ і $v_1=v_2$ воно має вигляд:

$$Z_1 + \frac{p_1}{\rho g} = Z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \sum h_{w_{1-2}} . \quad (6.1)$$

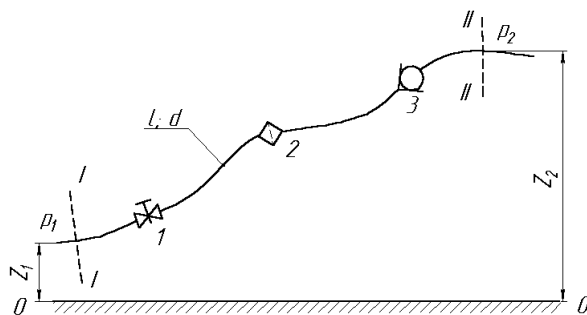


Рис. 6.1

Сумарну втрату напору в загальному випадку виражають формулою:

$$\sum h_w = A Q^m \quad (6.2)$$

де A – опір трубопроводу, m – показник, величина якого для ламінарного режиму течії дорівнює 1, для турбулентного режиму – 2.

При ламінарній течії, якщо нехтувати місцевими втратами, з формули Пуайзеля [3.26] знаходимо:

$$A = 128 \frac{\nu l}{\pi g d^4} \quad (6.3)$$

При турбулентній течії в автомодельній області, де $m = 2$, на підставі формули Дарсі-Вейсбаха маємо:

$$A = \frac{8}{g \pi^2 d^4} \left(\lambda \frac{l}{d} + \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \dots \right). \quad (6.4)$$

Для довгих трубопроводів в області квадратичного спору

$$A = \frac{8 \lambda l}{\pi^2 g \cdot d^5}. \quad (6.5)$$

Якщо простий трубопровід складається з „п” послідовно з’єднаних ділянок різних діаметрів то рівняння Бернуллі для початкового і кінцевого перерізів набуває форми

$$Z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = Z_n + \frac{p_n}{\rho g} + \frac{\alpha_n v_n^2}{2g} + \sum_1^n h_w, \quad (6.6)$$

де сумарні витрати $\sum_1^n h_w = \sum h_{w_1} + \sum h_{w_2} + \dots + \sum h_{w_n}$.

Оскільки трубопровід простий, то $Q_1 = Q_2 = \dots Q_n = Q$ і тоді

$$\sum h_w = (A_1 + A_2 + \dots + A_n) Q^m = A \cdot Q^m.$$

6.2.2 Характеристика трубопроводу. Потрібний напір

Характеристикою трубопроводу називають графічну залежність сумарних втрат напору в трубопроводі від витрати рідини, тобто залежність $\sum h_w = f(Q)$.

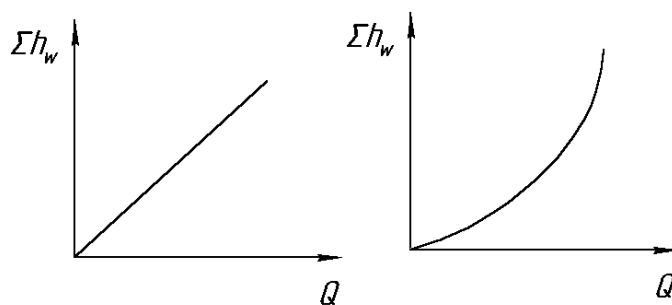


Рис.6.2

При ламінарному режимі течії $\sum h_w = A \cdot Q$ і є характеристика трубопроводу лінійна /рис.6.2 а/; при турбулентному режимі $\sum h_w = A \cdot Q^2$ і її будують як параболу другого ступеня/рис.6.2 б/.

Замість характеристики трубопроводу в певних випадках доцільно будувати криву потрібного напору. Потрібним напором $H_{\text{потр}}$ для простого трубопроводу називається п'єзометричний напір $P_1 / \rho g$ в початковому перерізі, який забезпечує задану витрату рідини в трубопроводі. Якщо цей напір відомий, то його називають заданим напором.

З рівняння /6.1/ для трубопроводу сталого перерізу визначаємо

$$H_{\text{номр}} = \frac{P_1}{\rho g} = H_{\text{см}} + \sum h_{\text{w1-2}} = H_{\text{см}} + A \cdot Q^m. \quad (6.7)$$

В цій формулі статистичний напір $H_{\text{см}} = Z_2 - Z_1 + \frac{P_2}{\rho g}$.

Для трубопроводу змінного перерізу з (6.6) при $\alpha_1 = \alpha_2 = \dots = 1$ будемо мати

$$H_{\text{номр}} = Z_n - Z_1 + \frac{P_n}{\rho g} + \frac{v_n^2 - v_1^2}{2g} + \sum h_{\text{w1-n}}, \quad (6.8)$$

або

$$H_{\text{номр}} = H_{\text{см}} + B \cdot Q^2 + A \cdot Q^m, \quad (6.9)$$

де

$$H_{\text{см}} = Z_n - Z_1 + \frac{P_n}{\rho g}; \quad B = \frac{8}{g\pi^2} \left(\frac{1}{d_n^4} - \frac{1}{d_1^4} \right)$$

При турбулентному режимі коли $m=2$, другий і третій члени правої частини рівняння (6.9) об'єднують, а при ламінарному режимі другим членом як правило нехтують.

Крива потрібного напору $H_{номр} = f(Q)$ – це характеристика трубопроводу, зміщена вздовж осі ординат на величину $H_{см}$ (рис.6.3а – при ламінарній течії, рис. 6.3б – при турбулентній).

З наведених вище формул виходить, що потрібний напір – це той напір, який необхідно створити на початку трубопроводу для додання геометричної висоти $\Delta Z = Z_n - Z_1$, тиску в кінцевому перерізі і всіх гідравлічних опорів в трубопроводі.

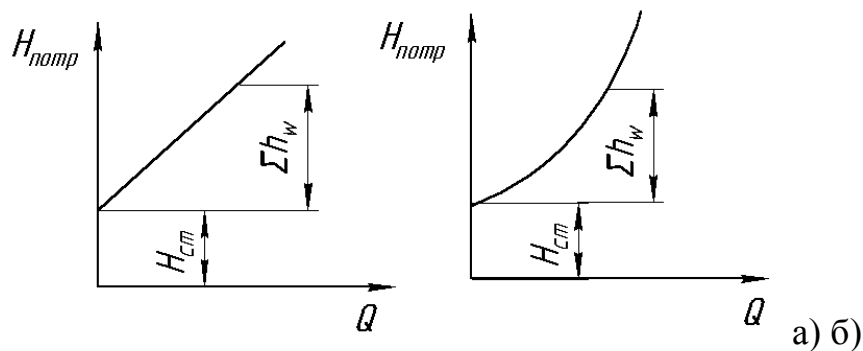


Рис.6.3

6.3 З'єднання трубопроводів

6.3.1 Послідовне з'єднання

Декілька послідовно з'єднаних трубопроводів, що мають різні довжини і діаметри можна розглядати як простий трубопровід змінного перерізу (рис.6.4). На основі рівняння нерозривності витрата рідини на кожній з ділянок буде однаковою, а загальні витрати напору визначаються сумою втрат напору на окремих ділянках, тобто

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &= Q_2 = Q_3 = \dots Q \\ \sum h_w &= \sum h_{w_1} + \sum h_{w_2} + \sum h_{w_3} + \dots = (A_1 + A_2 + A_3 + \dots) Q^m \end{aligned} \right\}. \quad (6.10)$$

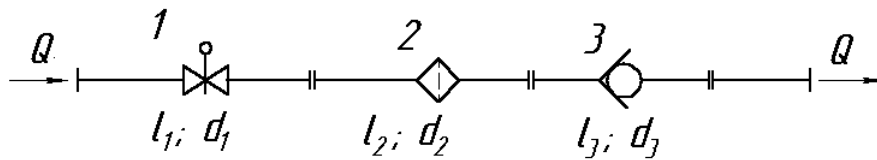


Рис.6.4

Якщо побудовані характеристики кожного з послідовно з'єднаних трубопроводів, то сумарну характеристику всього з'єднання можна стримати шляхом додаванням ординат /втрат напору/ окремих характеристик при однакових абсцисах /витратах/.

6.3.2 Паралельне з'єднання

Таке з'єднання трьох простих трубопроводів між вузовими точками М і N показано на рис. 6.5. Очевидно, що витрата в основній магістралі (тобто до точки М і після точки N)

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3. \quad (6.11)$$

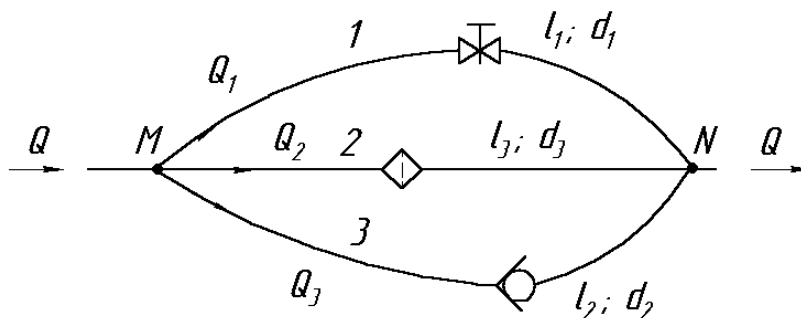


Рис.6.5

Втрати напору в будь-якому з простих трубопроводів будуть дорівнювати різниці повних напорів вузових точок М і N

$$\sum h_{w_1} = \sum h_{w_2} = \sum h_{w_3} = H_M - H_N. \quad (6.12)$$

З урахуванням формули (6.2) для турбулентного режиму течії будемо мати

$$A_1 \cdot Q_1^2 = A_2 \cdot Q_2^2 = A_3 \cdot Q_3^2 \quad (6.13)$$

і загальні втрати напору для даного трубопроводу

$$h_{wM-N} = \frac{1}{\left(\frac{1}{\sqrt{A_1}} + \frac{1}{\sqrt{A_2}} + \frac{1}{\sqrt{A_3}} \right)} \cdot Q^2. \quad (6.14)$$

6.3.3 Розгалужений трубопровід

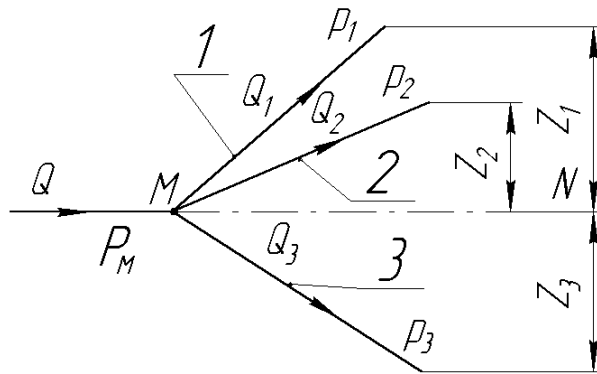


Рис. 6.6

Розглянемо методику розрахунку розгалуженого трубопроводу, який складається з трьох віток: 1, 2, 3 (рис.6.6).

При умові, що рідина від точки розгалуження М подається до трьох віток отримаємо:

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3. \quad (6.15)$$

Рівняння Бернуллі, складені для перерізу в точці М і кінцевих перерізів відгалужень без урахування швидкісних напорів, мають вигляд:

$$\begin{aligned}
\frac{p_m}{\rho g} &= Z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \sum h_{w_1} = H_{cm_1} + A_1 Q_1^m; \\
\frac{p_m}{\rho g} &= Z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \sum h_{w_2} = H_{cm_2} + A_2 Q_2^m; \\
\frac{p_m}{\rho g} &= Z_3 + \frac{p_3}{\rho g} + \sum h_{w_3} = H_{cm_3} + A_3 Q_3^m.
\end{aligned}
\tag{6.16}$$

Таким чином, для розв'язання задачі маємо чотири рівняння.

Основною задачею розрахунку розгалуженого трубопроводу є така:

відомі витрата в точці М, всі розміри віток, геометричні висоти Z , тиски в кінцевих перерізах і всі місцеві опори; потрібно визначити Q_1 , Q_2 , Q_3 , а також потрібний напір в точці розгалуження $M - H_m = \frac{p_m}{\rho g}$. Можливі і інші варіанти постановки задачі, які розв'язуються на основі наведеної системи рівнянь.

7 ВОДОПОСТАЧАННЯ

Вода – це необхідний компонент, без якого неможливі існування і розвиток органічного світу: рослин, тварин і людей. Без достатньої її кількості і відповідної якості неможлива діяльність жодної галузі промисловості і сільського господарства. А ця кількість у зв'язку зі зростанням населення, розвитком промислового і сільськогосподарського виробництва неперервно і надзвичайно швидкими темпами збільшується.

За розрахунками вчених з загальної кількості водних ресурсів на Землі в 1386млн.км³ тільки 35млн.км³ (2,5%) припадає на долю прісних вод. На перший погляд це не так вже і мало але справа в тому, що основна частина прісної води знаходиться в такому стані, який робить її важкодоступною для людини. Майже 70% прісних вод – льодовики, близько 30% знаходиться в водоносних шарах під землею і лише 0,006% її одночасно містять в собі русла всіх річок.

Обмежені ресурси прісних вод вже сьогодні є фактором, що стримує економічний розвиток людства, тому тільки раціональне використання запасів води і дбайливе відношення до них як до природного багатства дасть можливість подальшого задоволення зростаючих потреб сучасного суспільства.

7.1 Джерела водопостачання

Природні джерела води поділяють на дві основні групи: поверхневі джерела – річки, озера, водоймища, канали і підземні джерела – різні типи підземних вод.

Характерними особливостями вод поверхневих джерел є їх значна мутність, високий вміст органічних речовин, бактерій, відносно малий солевміст і невелика жорсткість.

Підземні води не містять зовсім або містять дуже мало змулених речовин. Вони, як правило, безкольорові, але часто мають підвищену жорсткість, відрізняються значним вмістом солей заліза та інших елементів.

7.2 Системи водопостачання

Системою водопостачання називають комплекс споруд, які призначені для забезпечення споживачів водою в необхідній кількості, потрібної якості і під певним напором.

В залежності від споживача системи водопостачання виконують функції господарсько-питних, виробничих, протипожежних, поливальних водопроводів.

Забирання води з метою водопостачання можливо з поверхневих і підземних джерел. Для господарсько-питного водопостачання доцільно використовувати підземні води, які мають більш високі показники якості порівняно з поверхневими. Якщо потужність водоносних пластів підземних вод недостатня, або вони не придатні для водопостачання, то використовують поверхневі джерела. Вибір джерела є одним з важливих питань при проектуванні систем водопостачання різноманітних об'єктів. Від джерела в значній мірі залежить тип всієї системи, спосіб водопідготовки, наявність тих чи інших споруд і в кінцевому підсумку вартість її будівництва і експлуатації.

В загальному випадку до системи водопостачання входять такі споруди. (рис. 7.1.).

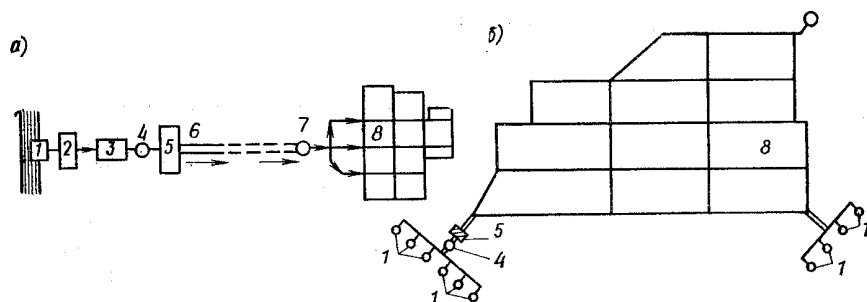


Рис.7.1. Загальний вигляд системи водопостачання з забиранням води з відкритого джерела (а) і з забиранням підземних вод (б):

1 – водозабірні споруди; 2 і 5 – споруди для підйому і перекачування води; 3 – споруди для очищення води; 4 – збірні резервуари; 6 – водоводи; 7 – водонапірна башта; 8 – водонапірна мережа

1. Водозабірні споруди 1. В залежності від характеру джерела водопостачання споруди для приймання води можуть бути різними. При відкритих джерелах (рис. 7.1а) забирання води здійснюється береговими і русловими водоприймачами різноманітних конструкцій. Забирання підземних вод (рис.7.1б) здійснюють шляхом улаштування колодязів, свердловин, підземних водозбиральних галерей, тощо.

2. Споруди для підйому і перекачування води – насосні станції. Взагалі, коли вода з джерела підлягає очищенню, вона перекачується на очисні споруди насосною станцією I-го підйому 2, а після очищення подається споживачам насосною станцією II-го підйому 5.

3. Споруди для очищення води 3 – необхідні для доведення вихідної якості води до вимог, які висувають до неї споживачі.

4. Збірні резервуари (резервуари чистої води) 4 потрібні для вирівнювання нерівномірності режиму роботи насосних станцій I-го і II-го підйомів і зберігання протипожежних і аварійних об'ємів води.

5. Споруди для транспортування води до місць її розподілу – водоводи 6. Вони являють собою лінії труб чи каналів, по яким вода подається до споживача (місто, селище, промислове підприємство).

6. Споруди для розподілу води по території об'єкта і роздачі її споживачам – водопровідна мережа 8.

7. Споруди для зберігання і акумулювання води – водонапірна башта 7, яка виконує ту ж роль, що і резервуар чистої води. При розташуванні башти за схемою рис. 7.1а систему називають системою водопостачання з баштою

на початку мережі; при розташуванні за схемою рис. 7.1б – системою водопостачання з контррезервуара.

Розглянутий варіант загальної схеми водопостачання може бути значно спрощений, якщо якість води джерела відповідає вимогам споживачів. Тоді очисні споруди 3, а іноді і резервуари чистої води 4 і насосна станція II-го підйому 5 можуть бути відсутніми. Можливі також випадки відмови від водонапірних башт.

Але обов'язковими елементами будь – якої системи водопостачання є водозабірні споруди, водоводи і водопровідна мережа.

7.3 Водозабірні споруди

Водозабірні споруди або водозабори призначені для забирання вод з джерела водопостачання.

В залежності від виду природного джерела, яке використовується для водопостачання, водозабірні споруди поділяють на дві групи: споруди для забирання поверхневих вод і споруди для забирання підземних вод.

7.3.1 Споруди для забирання поверхневих вод

Річкові водозабірні споруди улаштовують в місцях, де течія води повільна, глибина достатня для забирання води, а берег стійкий. Місце забирання води повинно бути погоджене з органами санітарного нагляду.

З урахуванням особливостей джерела і умов забирання води спорудження поділяють на берегові та руслові.

Водозаборні споруди берегового типу використовують при відносно крутих берегах і наявності глибин, які забезпечують умови забирання води. Їх розташовують на схилі берега з прийманням води безпосередньо з русла річки. Водоприймачі цих водозаборів бувають двох видів: роздільні (рис.7.2а) і суміщенні з насосною станцією I підйому (рис. 7.2б).

Водоприймачі суміщеного типу складаються з водоприймального колодязя 1 з вхідними вікнами 2, які обладнані ґратами для затримання відносно великих предметів. Водоприймальне відділення поділене стінкою на дві камери: приймальну 3 і всмоктуючу 4. У стінці є вікна 8 перекриті сітками з дрібними чарунками, призначеними для затримання планктону, водоростей, дрібного сміття тощо. Вода, яка пройшла через стінки, забирається насосами 5, що установлені в насосному залі 6, і через всмоктуючі труби 7 подається на очищення або до споживача.

Суміщення берегового сітчастого колодязя і насосної станції в одній споруді спрощує обслуговування водозабору, підвищує надійність його роботи і є практично необхідним у випадках використання насосів з малою висотою всмоктування.

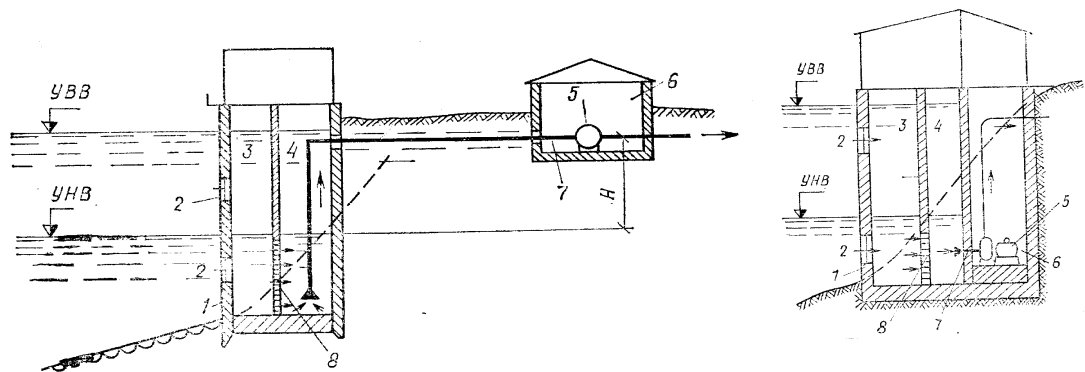


Рис.7.2. Водоприймачі берегового типу:

а – роздільний; б – суміщений; 1 – водоприймальний колодязь; 2 – вхідні вікна; 3 – приймальна камера; 4 – всмоктувальна камера; 5 – насоси; 6 – машинний зал; 7 – всмоктувальні трубопроводи; 8 – сітки

Водозабірні споруди руслового типу (рис. 7.3) використовують при відносно пологіх берегах, коли необхідні для збирання води глибини знаходяться на великій відстані від берега. Водозабір складається: з оголовка (водоприймального пристрою) 1, самопливних водоводів 2, берегового колодязя 3, і насосної станції 4.

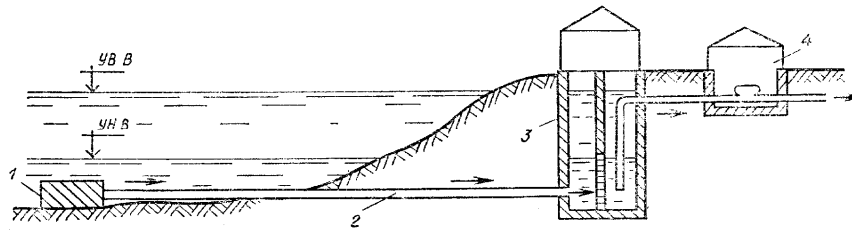


Рис.7.3. Водоприймач руслового типу:

1 – оголовок; 2 – самопливна лінія; 3 – береговий колодязь; 4 – насосна станція

7.3.2 Споруди для забирання підземних вод

Більша частина централізованих систем сільськогосподарського водопостачання використовує підземні води.

Склад споруд і схеми їх розташування при забиранні підземних вод залежать від глибини залягання водоносного пласта, його потужності, багатоводності, умов залягання, геологічної будови і гідравлічних характеристик, підземного потоку (його напору, швидкості і напрямку руху). Крім того потрібно враховувати фізико-хімічні показники води, необхідність її підготовки і знезаражування, а також масштаби водоспоживання. Принципові схеми водозабірних вузлів показані на рис.7.4.

Самою загальною схемою водозабірної вузла по прийманню підземних вод є схема, що включає групу водоприймальних споруд, очисні споруди для їх обробки і знезаражування і подальшої подачі в мережу водоспоживачу (рис.7.4б).

У більшості випадків підземні води не потребують додаткового очищення і тому дуже часто використовують найпростішу схему з подачею води безпосередньо в мережу (рис.7.4а). Природно, в практиці зустрічаються і проміжні схеми, в яких виключені деякі споруди з загальної схеми, або додаються споруди до найпростішої схеми (рис. 7.4 – в,г).

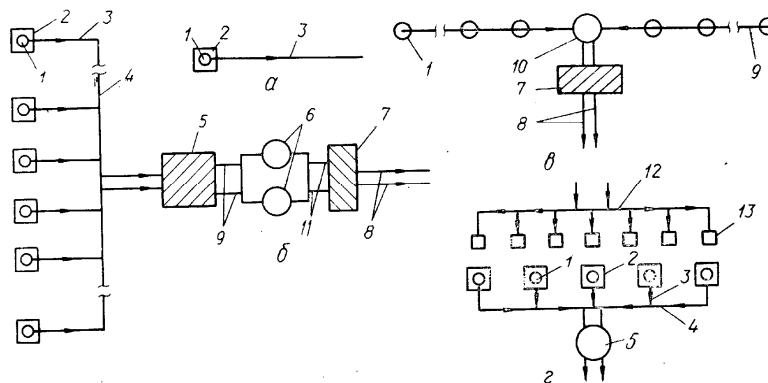


Рис. 7.4. Схеми водозабірних вузлів для приймання підземних вод:

а – з насосною станцією 1-го підйому; б – з очисними спорудженнями і насосною станцією 2-го підйому; в – з водозбиральним резервуаром; г – зі штучними поповненням підземних вод; 1 – водоприймальна споруда; 2 – насосна станція (водопідйомний пристрій); 3 – напірні трубопроводи; 4 – збірний колектор; 5 – водопровідні очисні споруди; 6 – резервуари чистої води; 7 – насосна станція 2-го підйому; 8 – напірні водоводи; 9 – самотливні чи сифонні водоводи; 10 – водозбірний резервуар; 11 – всмоктуючі трубопроводи; 12 – напірний водовод сирої води; 13 – поглинаючі колодязі

Для забирання підземних вод використовують три основних види споруд: вертикальні і горизонтальні водозабори і каптажі.

Водозабірні споруди можуть бути досконалими і недосконалими. Водозабори, які прорізають водоносний пласт повністю і досягають водонепроникного шару, називають досконалими. Ті водозабори, що прорізають водоносний пласт частково, називають недосконалими.

До вертикальних водозаборів відносяться бурові свердловини і шахтні колодязі.

Свердловини (трубчасті колодязі) – найбільш розповсюджений тип водозабірних споруд підземних вод. Їх використовують при відносно глибокому заляганні (більше 30 метрів) водоносних пластів. Основними конструктивними частинами свердловини є кондуктор, технічна колона труб,

експлуатаційна колона, захист цементний, водоприймальна частина (фільтр), відстійник, надфільтрова колона (рис.7.5).

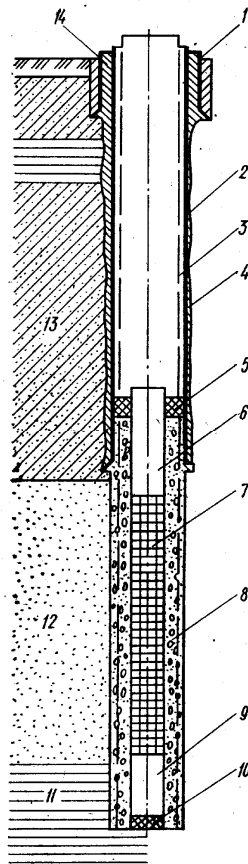


Рис.7.5. Схема трубчастого колодязя:
1 – кондуктор; 2 – експлуатаційна колона; 3 – технічна захисна колона; 4 – позатрубна цементация; 5 – сальник; 6 – надфільтрова колона; 7 – робоча частина фільтра (водоприймальна частина); 8 – піщано-гравійна обсыпка фільтра; 9 – відстійник; 10 – дерев'яна пробка; 11 – водоупор; 12 – експлуатаційний водоносний пласт; 13 – слабопроникні породи; 14 – міжтрубна цементация

Кондуктор – першу колону обсадних труб – установлюють для запобігання попаданню в свердловину забруднених поверхневих вод. В межах водоносного горизонту розташовують фільтрувальну колону, яка складається з водоприймальної – фільтруючої – частини, над фільтрової труби і відстійника. Останній звичайно виконують з глухої труби довжиною 2....5 метрів.

Експлуатаційний (внутрішній) діаметр колони труб, в якому встановлюють корпус насоса і кінцевий діаметр свердловини залежать від типу водопідйомного пристрою, конструкції водоприймальної частини свердловини, а також від необхідності її чищення.

Шахтні колодязі використовують для забирання води з перших від поверхні водоносних пластів, що залягають на глибині до 30 метрів. На відміну від свердловин шахтні колодязі являють собою вертикальну виробку з великими розмірами поперечного перерізу (1...3м). Вони призначені для водопостачання дрібних водоспоживачів – невеликих населених пунктів, промислових підприємств, польових станів, пасовищ, а також для індивідуального водопостачання.

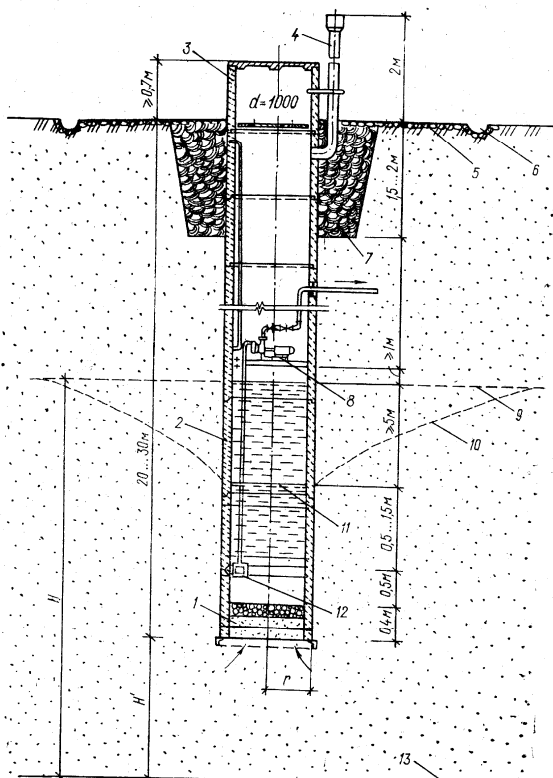


Рис. 7.6. Схема недосконалого шахтного колодязя, що приймає воду тільки через дно:

1 – водоприймальна частина (зворотній фільтр); 2 – ствол (стовбур) з залізобетонних кілець; 3 – наземна частина (оголовка); 4 – вентиляційна труба; 5 – асфальтова відмостка; 6 – водовідвідний лоток; 7 – глиняний замок; 8 – насос; 9 – статичний рівень водонапірного прошарку; 10 – лінія впливу; 11 – динамічний рівень; 12 – водоприймальна частина всмоктувального трубопроводу; 13 – водопор

Складається шахтний колодезь з водоприймальної частини 1, ствола 2 і надземної частини (оголовка) 3 (рис. 7.6). Часто для створення запасів води і її відстоювання він може мати водозбірну чи відстійну частину, а для вентиляції – вентиляційну трубу, яка виводиться вище поверхні землі не менше ніж на 2 метри.

Водоприймальною частиною шахтного колодязя в залежності від його конструкції, потужності водоносного пласта і властивостей водоносної породи може бути його дно, бокова поверхня або те і інше одночасно.

Будуються шахтні колодязі з цегли, каменю, дерева, бетону і залізобетону з таким розрахунком, щоб ствол і надземна частина були

достатньо міцними і водонепроникними для запобігання потрапляння поверхневих вод і забруднених вод зони аерації.

Горизонтальні водозабори улаштовують в межах водоносного пласта на глибині 6...8м. при незначній його потужності. Водозабір розташовують перпендикулярно до напрямку руху ґрунтового потоку з похилом у бік збірного колодязя, звідкіля вода забирається насосами. (рис. 7.7).

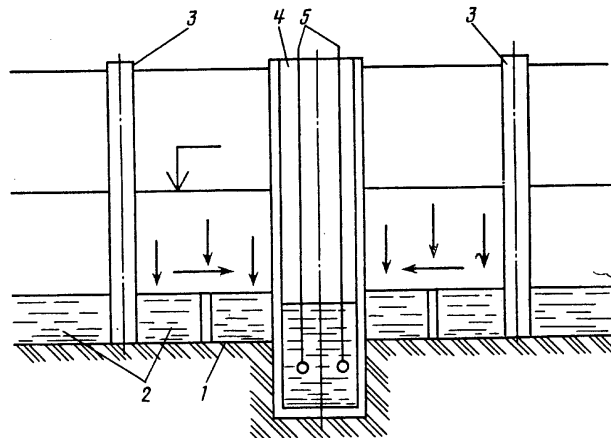


Рис. 7.7. Горизонтальний водозабір:

1 – водозабірна галерея; 2 – водоприймальні отвори; 3 – оглядовий колодязь; 4 – водозабірний колодязь; 5 – водопідйомні труби

Для цих водозабірних споруд використовують перфоровані бетонні труби. Навколо труб роблять гравійно-піщану обсыпку, яка запобігає попаданню у воду частинок ґрунту. При значній довжині водозаборів улаштовують оглядові колодязі, призначені для огляду, очищення і вентиляції трубопроводів.

Для приймання джерельних вод, що виходять на поверхню землі, будують спеціальні водозабірні споруди – каптажі. На відміну від інших водозаборів підземних вод каптажі створюють не тільки для приймання, але і для концентрованого збирання концентрованої води у вигляді джерел, які виходять на поверхню на значній території.

В залежності від типу джерела каптажні споруди будують по двом принципово відмінним одна від одної схемам.

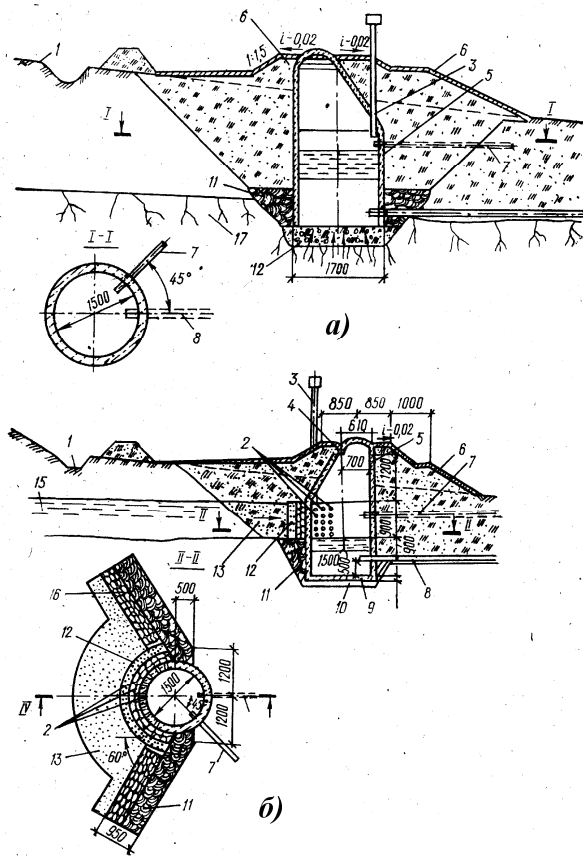


Рис. 7.8. Схеми каптажних споруд:

а – для приймання висхідних джерел; б – для приймання низхідних джерел; 1 – верхня водовідвідна канава; 2 – водоприймальні отвори каптажної камери; 3 – вентиляційна труба; 4 – глиняно-щебнева відмостка; 5 – залізобетонні кільця каптажної камери; 6 – дерен; 7 – переливна труба; 8 – витратна труба; 9 – залізобетонна плита днища каптажної камери; 10 – підстеляючий шар гравію; 11 – глиняний замок; 12 – гравійний зворотний фільтр; 13 – піщана засипка; 14 – водотривкий шар; 15 – водоносний шар; 16 – скеляста порода з вихідними джеоралями

Споруди по каптажу висхідних джерел принципово однакові. Вони являють собою водозбірну камеру, призначену для приймання джерельної води і створення її об'єму, що потрібний для нормальної роботи водопідйомного обладнання (рис. 7.8 а). Вода в таких каптажах приймається тільки через дно, яке виконано у вигляді зворотного фільтра.

Каптажні споруди низхідних джерел – це водозбірні камери з боковою водоприймальною поверхнею, яка також виконується у вигляді зворотного фільтра (рис. 7.8 б).

7.4 Фільтрація

7.4.1 Фільтрація ґрунтових вод

Рух ґрунтових вод є частинним випадком руху рідин в пористому середовищі, який називають фільтрацією.

Фільтрація відбувається через шпари (пори) ґрунту і може бути обмежена знизу і зверху водонепроникними шарами ґрунту. Така фільтрація

називається напірною (рис. 7.9 а). Якщо водонепроникний шар обмежує потік тільки знизу то така фільтрація називається безнапірною (рис. 7.9 б).

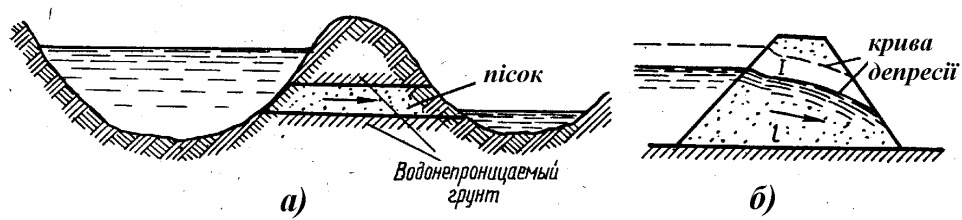


Рис. 7.9

В залежності від витрати фільтраційного потоку поверхня його може займати різне положення, аналогічно вільній поверхні у відкритих руслах. Поверхня фільтраційного потоку називається депресійною поверхнею, а крива вільної поверхні – кривою депресії.

Фільтрація може бути ламінарною і турбулентною. Ламінарний рух, як і в трубах, характеризується втратами напору прямо пропорційними швидкості фільтрації в першій степені. Такий рух буває в дрібнозернистих грунтах (водопроникні глини, суглинки, пісковики, піски). В крупнозернистих пісках і матеріалах (гравій, галька, щебінь) установлюється турбулентна фільтрація, при якій втрати напору пропорційні швидкості в степені більше першої.

Основний закон ламінарної фільтрації виражається формулами Дарсі:

$$v = kJ \quad (7.1)$$

і

$$Q = \omega kJ. \quad (7.2)$$

В цих формулах v – середня швидкість фільтрації; Q – витрата фільтраційного потоку; ω – повна площа перерізу фільтраційного потоку, яка є сумою площі пор ω_p і площі перерізу частинок ґрунту $\omega_{гр}$; J – гідравлічний нахил, що являє собою втрату напору по довжині l на одиницю довжини фільтраційного потоку: $J = \frac{h_l}{l}$; k – коефіцієнт фільтрації.

Коефіцієнт фільтрації (см/с чи м/с) залежить в основному від розміру і форми зернин ґрунту, наявності в ньому глинястих частинок і температури рідини. Значення коефіцієнтів фільтрації деяких ґрунтів наведені в табл. 7.1

Таблиця 7.1

Коефіцієнти фільтрації ґрунтів

Тип ґрунту	k, см/с
Гравій з розміром зерен 4-7 мм	3,5
Гравій з розміром зерен 2 мм	3
Пісок чистий	1,00...0,01
Пісок з домішками глини	0,01...0,005
Піщано-глинисті ґрунти	$5 \cdot 10^{-3} \dots 10^{-4}$
Глина	$10^{-4} \dots 10^{-7}$
Глина щільна	$10^{-7} \dots 10^{-10}$
Торф'яні ґрунти	$10^{-2} \dots 10^{-3}$
Мулкі ґрунти	$10^{-2} \dots 10^{-3}$

Границі застосування формул Дарсі визначають по критерію переходу від ламінарної фільтрації до турбулентної.

Н.Н.Павловський запропонував критерій існування ламінарної фільтрації у вигляді:

$$Re = \frac{vd}{\nu(0,75m + 0,23)} < R_{кр} = 7 \dots 9, \quad (7.3)$$

де ν – кінематична в'язкість рідини; d – середній діаметр зернин ґрунту, ν – середня швидкість фільтрації; m – коефіцієнт пористості ґрунту, рівний відношенню площі пор до повної площі перерізу фільтраційного потоку:

$$m = \frac{\omega_n}{\omega}.$$

Значення коефіцієнта пористості для деяких ґрунтів наведені в таблиці 7.2.

Таблиця 7.2.

Коефіцієнти пористості ґрунтів

Ґрунт	m
Гравій ($2 \leq d \leq 20$ мм)	0,30...0,40
Пісок ($0,06 \leq d \leq 2$ мм)	0,33...0,45
Супісь	0,35...0,45
Суглинок	0,35...0,50
Глинистий ґрунт	0,40...0,55
Торф'яний ґрунт	0,60...0,80

Якщо (7.3) не виконується, то має місце турбулентна фільтрація, для якої середню швидкість визначають залежністю

$$v = kJ^n, \quad (7.4)$$

де показник степеня n знаходиться в межах $0,5 \leq n \leq 1$.

7.4.2 Приплив води до дренажних колодязів

При проектуванні водоприймачів підземних вод однією з основних задач є розрахунок продуктивності водозабору. Цей розрахунок виконують на основі закону фільтрації, з урахуванням гідравлічних умов стану підземного потоку, а також розташування водоприймальної частини колодязя в пласті, що обраний до експлуатації.

Приплив води до досконалого дренажного колодязя. Для досконалого колодязя, тобто такого, що досягає водонепрохідного шару (рис.7.10), і при рівномірному відкачуванні води з нього ($Q=\text{const}$), глибина води в колодязі знизиться від H_0 до h_0 , тобто на величину Z . Рівень вільної поверхні води в ґрунті (водоносному пласті) навколо колодязя буде плавно зменшуватися від природного рівня ґрунтових вод (РГВ) до відмітки в колодязі і утворювати депресивну поверхню. В плоскому перерізі рівень ґрунтових вод на ділянці водозниження буде характеризуватися кривою депресії.

Приплив води (дебіт) до такого колодязя при уклоні водонепрохідного шару $J=0$ визначають за формулою Дюпюї:

$$Q = 1,36k \frac{H_0^2 - h_0^2}{\lg \frac{R_0}{r_0}}, \quad (7.5)$$

де H_0 – глибина (потужність) водоносного пласту; h_0 – глибина води в колодязі; k – коефіцієнт фільтрації ґрунту; r_0 – радіус колодязя; R_0 – радіус впливу колодязя (радіус депресійної воронки).

Для попередніх розрахунків радіуса впливу значення R_0 (м) – можуть бути прийняті такими:

дрібнозернисті ґрунти – $R_0=100\dots200$;

середньозернисті ґрунти - $R_0=250\dots600$;

крупнозернисті ґрунти – $R_0=700\dots1000$.

На практиці для визначення радіуса впливу колодязя часто користуються емпіричною формулою Зихарда:

$$R_0 = 3000Z\sqrt{k}, \quad (7.6)$$

в якій $Z=H_0-h_0$.

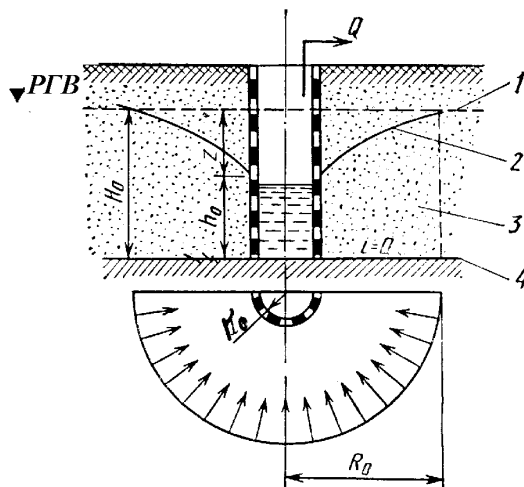


Рис. 7.10. Круглий досконалий колодязь:

1- природний рівень ґрунтових вод; 2 – крива депресії; 3 – водоносний шар; 4 – водотривкий шар

Приплив води до досконалого артезіанського колодязя. Артезіанський колодязь забирає воду з водоносного шару, обмеженого зверху і знизу водонепроникними ґрунтами (рис.7.11). Вода в такому шарі знаходиться під

тиском і зветься артезіанською водою. В цьому випадку статичний напір H_0 і напір у будь-якому перерізі h відрізняється від потужності a , водоносного шару.

Дебіт (витрата) артезіанського колодязя визначається за формулою:

$$Q = 2,73 \frac{ak(H_0 - h_0)}{\lg \frac{R_0}{r_0}} \quad (7.7)$$

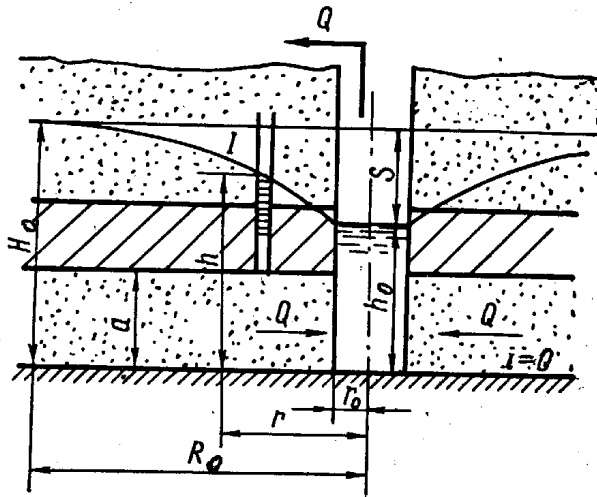


Рис.7.11. Приплив води до круглого колодязя

Дебіт недосконалих колодязів. Для недосконалих колодязів при усталеному русі підземних вод їх продуктивність визначають за формулами напірні водоносні пласти:

$$Q = \frac{2,73ak(H_0 - h_0)}{\lg \frac{R_0}{r_0} + 0,43\xi} \quad (7.8)$$

безнапірні водоносні пласти:

$$Q = \frac{1,36K(H_0^2 - h_0^2)}{\lg \frac{R_0}{r_0} + 0,43\xi} \quad (7.9)$$

Фільтраційний опір ξ в цих формулах визначають за допомогою графіків (рис.7.12) в залежності від співвідношення l/a і a/r_0 , тобто від

довжини водоприймальної частини колодязя l і потужності водоносного пласта a , а також потужності і радіуса колодязя r_0 .

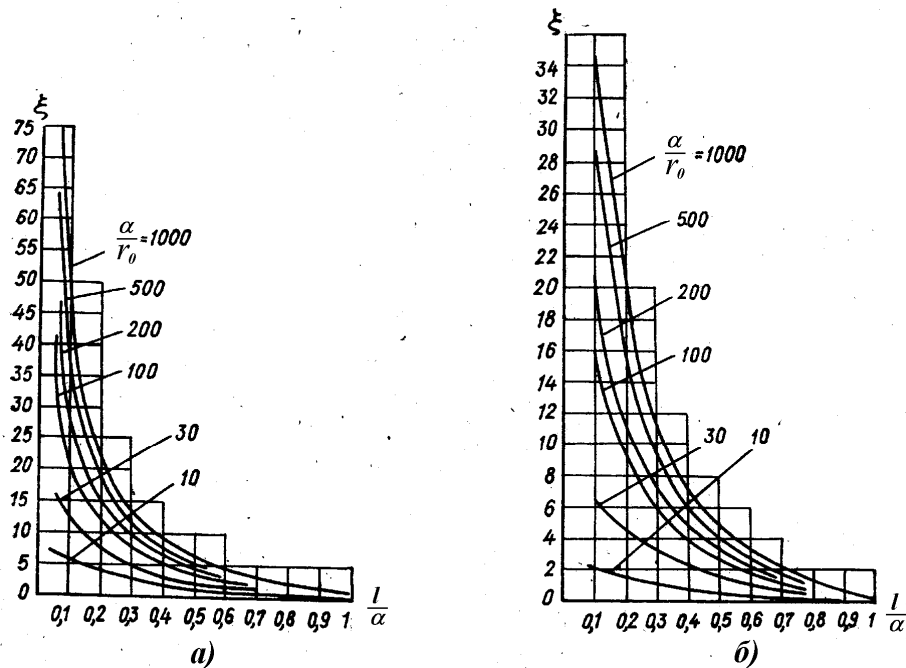


Рис.7.12. Графіки додаткового опору ξ , обумовленого недосконалістю свердловини за ступенем розкриття пласта:

а – при примиканні фільтра колодязя до водоупору; б – при розташуванні фільтра колодязя в середній частині шару

7.5 Водоочисні споруди

Якість природних джерел води, особливо поверхневих, в більшості випадків не відповідає вимогам санітарних норм до питної води. Тому використовувати її без попереднього очищення не можна. Очищення води полягає в її проясненні (освітленні), знебарвлюванні, знезаражуванні і дезодорації (усуненні запахів і присмаків).

Воду можна очищати як з використанням хімічних реагентів, так і без них. Але за нашого часу більшість водоочисних станцій працюють за схемою з хімічною обробкою води.

На рис. 7.13 зображена широко розповсюджена технологічна схема для глибокого прояснення води з самопливним рухом води, яку використовують при будь-якій продуктивності водоочисної станції і будь-якої якості води.

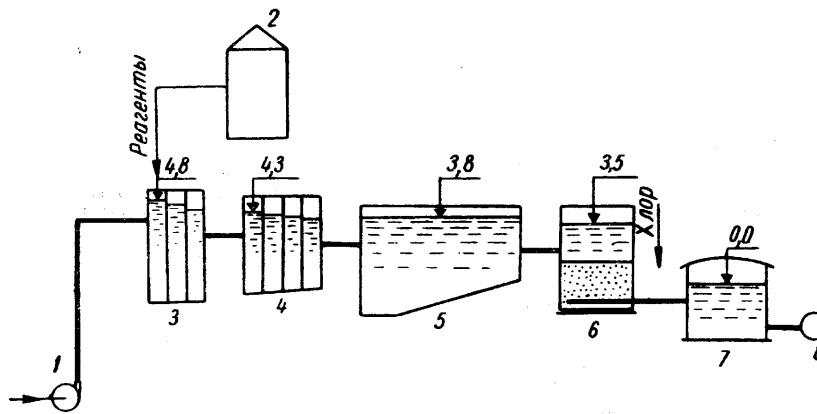


Рис. 7.13. Схема водоочисної станції з камерою пластівцеутворення, відстійниками і фільтрами

Природна вода подається насосною станцією першого підйому 1 до змішувача 3. Хімічні речовини, так звані (реагенти або коагулянти), для хімічної обробки води, заготовлюються в реагентному цеху 2 і також надходять до змішувача 3, де змішуються з усією масою води, що підлягає обробці. Зі змішувача вода потрапляє в камеру пластівцеутворення 4. Тут відбувається фізико – хімічний процес агломерації (об’єднання) колоїдних і змулених частинок у порівняно великі пластівці, що швидко осідають. Далі вода надходить до відстійників 5, в яких осідає основна маса пластівців. Після відстійників вода проходить через фільтри 6, де затримуються всі частинки, що не встигли осісти у відстійниках.

Прояснена і знебарвлена вода, якщо вона використовується як питна підлягає потім знезаражуванню і збирається в резервуарах чистої води 7. З резервуарів за допомогою насосної станції другого підйому 8 вода подається в мережу.

7.6 Водопровідна мережа

Водопровідна мережа – один з основних елементів системи водопостачання. Вона являє собою сукупність водопровідних ліній (трубопроводів) для подачі води до місць споживання. Водопровідна мережа складається з водоводів, магістральної мережі і розподільних трубопроводів.

Водоводи прокладають для транспортування від джерела водопостачання до очисних споруд і від резервуарів чистої води до магістральної мережі. Згідно з санітарними нормами і правилами (СНіП), водоводи повинні мати не менше, ніж дві паралельні лінії трубопроводів з відстанню між ними 10...100м і пропускною спроможністю не менше 70% розрахункової витрати системи водопостачання.

Мережа міського, або іншого населеного пункту, призначена для розподілення води по його території, забезпечення можливості відбирання в заданих точках потрібної кількості води і створення необхідних вільних напорів. Крім того, мережа повинна мати певну надійність, тобто підтримувати заданий рівень забезпечення водою споживачів при будь-яких можливих аваріях її ліній.

За характером своєї роботи водопровідні лінії можуть бути поділені на дві категорії: 1) магістральні, які служать, в основному, для транспортування води; 2) розподільні, призначені для роздавання води споживачам.

За конфігурацією відповідні мережі бувають розгалуженими (рис. 7.14а) і кільцевими (рис. 7.14б).

Тупикові мережі не забезпечують безперебійності водопостачання, тому їх можна застосовувати в тих випадках, коли за СНіП допустимі перерви в подачі води або коли є запаси води для постачання об'єкта на час відновлення трубопроводу після аварії.

Для міських, селищних і виробничих водопроводів, як правило, улаштовують кільцеві мережі. При кільцевих мережах завдяки наявності паралельних ліній аварія на будь-якій ділянці не призводить до припинення подачі води споживачам, крім тих, хто постачається безпосередньо від пошкодженої ділянки.

Водопровідна мережа проектується на основі архітектурного панування населеного пункту з урахуванням розташування вулиць, кварталів, окремих великих споживачів води – заводів, фабрик, ферм та інших підприємств, до яких потрібно підводити магістралі. При цьому беруться до уваги взаємне

розташування джерела і об'єкта водопостачання, рельєф місцевості, ґрунтові умови, наявність штучних і природних перешкод.

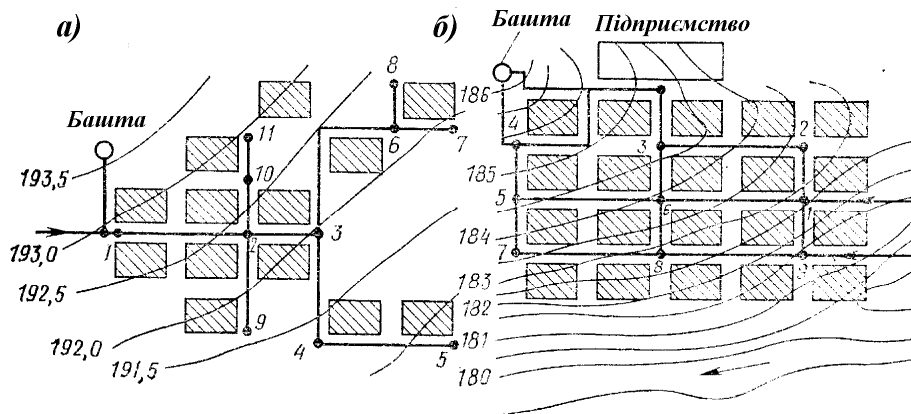


Рис. 7.14. Конфігурація мережі:

а – тупикова; б - кільцева

Взаємна ув'язка перелічених вимог і факторів на стадії проектування називається трасуванням мережі.

Вибір загальної схеми водопостачання як населеного пункту, так і промислових і сільськогосподарських підприємств і споруд є однією з найбільш складних і відповідальних задач, від розв'язання якої залежить і безперебійна подача необхідної кількості води всім споживачам, і вартість будівництва, і експлуатація системи.

Найбільш поширеними в практиці є так звані одноступінчасті схеми водопостачання, які використовують для забезпечення водою споживачів (міст, селищ, промислових і сільськогосподарських підприємств), розташованих на порівняно невеликих територіях зі спокійним рельєфом. Одно зона система може бути без башти, з баштою на початку мережі і з контррезервуаром.

Схему водопостачання без башти застосовують для постачання води об'єктів, що рівномірно витрачають воду протягом доби і необхідність в улаштуванні регулюючих ємкостей відпадає.

Схема з баштою на початку мережі застосовується в тих випадках, коли водоспоживання в межах доби нерівномірне, а водоводи подають воду по

мережі в найбільш високу точку місцевості. Башта як би розділяє систему на дві частини. Висота підйому води, а отже, і подача насосів II-го підйому визначаються висотою башти. Мережа живиться від башти, яка є для неї водоживильником.

Якщо найбільш висока точка місцевості знаходиться на протилежній стороні від місця подачі води в мережу водоводами, застосовують схему водопостачання з контррезервуаром. Характерним для такої схеми є те, що в години максимального водоспоживання мережа отримує воду з двох сторін – від водоводу і від контррезервуара, а в години мінімального водоспоживання надлишок води, яку подає насосна станція, транзитом проходить по мережі від водоводу до контррезервуара і поповнює його.

7.7 Режим водоспоживання і визначення розрахункових об'єктів водоспоживання

Розміри і потужності окремих елементів інженерних систем водопостачання визначають на підставі заданого або передбаченого в процесі їх експлуатації навантаження. Під навантаженням розуміють розрахункові кількості води, які ці елементи повинні подавати чи транспортувати в одиницю часу, акумулювати або зберігати. Основою для визначення навантажень служать кількість споживаної води, режим її споживання, а також потрібні і допустимі значення тисків у водопровідній мережі.

Розрізняють такі основні категорії споживання води:

1. на господарсько – питні потреби населення;
2. на виробничі потреби промислових підприємств і сільськогосподарських об'єктів;
3. на поливку і мийку територій населених пунктів, поливку зелених насаджень;
4. на гасіння пожеж.

Загальна кількість води, яка повинна бути подана споживачам визначається за нормами, встановленими СНіП для кожної категорії.

Режим водоспоживання не залишається сталим, а змінюється протягом року під впливом природних, соціально – економічних, господарських і технічних факторів. Протягом доби також змінюється погодинна витрата води, що викликано зміною дня і ночі, розпорядком роботи підприємств та іншими випадковими причинами.

Для того, щоб система водопостачання працювала надійно, її розраховують по максимальній добовій витраті $Q_{\text{доб. max}}$.

Відхилення максимальної добової витрати від середньодобової характеризується коефіцієнтом добової нерівномірності $K_{\text{доб. max}}$, який дорівнює відношенню максимальної добової витрати до середньодобової.

Іноді при розрахунках систем водопостачання потрібно знати мінімальну добову витрату $Q_{\text{доб. min}}$. В цьому випадку вводять коефіцієнт нерівномірності $K_{\text{доб. min}}$, який оцінює відхилення $Q_{\text{доб. min}}$ від середньодобової витрати.

Таким чином, розрахункові добові витрати визначають за формулами:

$$\begin{aligned} Q_{\text{доб. max}} &= K_{\text{доб. max}} \cdot Q_{\text{доб. ср.}}, \\ Q_{\text{доб. min}} &= K_{\text{доб. min}} \cdot Q_{\text{доб. ср.}}, \end{aligned} \quad (7.10)$$

Коефіцієнти нерівномірності, які враховують побут населення, режим роботи підприємств, ступінь благоустрою будівель, приймаються рівними: $K_{\text{доб. max}} = 1,1 \dots 1,3$; $K_{\text{доб. min}} = 0,7 \dots 0,9$.

Велике значення для визначення розрахункових витрат води має урахування можливих максимальних годинних витрат $Q_{\text{год. max}}$. Максимальна годинна витрата за добу найбільшого водоспоживання визначає найбільше можливе навантаження мережі за розрахунковий рік. При мінімальній годинній витраті протягом доби в мережі будуть виникати найбільші напори. Нарешті, середня година витрата може використовуватися для оцінки витрат енергії на подачу води. Ці годинні витрати визначають із формул:

$$Q_{\text{год. min}} = \frac{K_{\text{год. min}} \cdot Q_{\text{доб. min}}}{24}; \quad Q_{\text{год. ср.}} = \frac{Q_{\text{доб. ср.}}}{24}. \quad (7.11)$$

Коефіцієнти годинної нерівномірності $K_{\text{год.маx}} = Q_{\text{год.маx}} / Q_{\text{год.ср}}$ і $K_{\text{год.мін}} = Q_{\text{год.мін}} / Q_{\text{год.ср}}$ визначають з залежностей, рекомендованих СНіП :

$$\begin{aligned} K_{\text{год.маx}} &= \alpha_{\text{маx}} \cdot \beta_{\text{маx}}; \\ K_{\text{год.мін}} &= \alpha_{\text{мін}} \cdot \beta_{\text{мін}}, \end{aligned} \quad (7.12)$$

в яких α – коефіцієнт, що ураховує ступінь благоустрою будівель, режим роботи підприємств та інші місцеві умови, приймається: $\alpha_{\text{маx}} = 1,2 \dots 1,4$ і $\alpha_{\text{мін}} = 0,4 \dots 0,6$; β – коефіцієнт, що ураховує кількість мешканців населеного пункту, має такі значення:

Кількість мешканців населеному пункті (тис.чол)	1	1,5	2,5	4	6	10	20	50	100	300
$\beta_{\text{маx}}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,05
$\beta_{\text{мін}}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,4	0,6	0,7	0,85

Більшість споживачів отримує воду на деякій висоті над поверхнею землі. Це вимагає створення в мережі в місці приєднання вводу напору, достатнього для підйому води на задану висоту, який називають вільним напором H_v :

$$H_v = H_r + h_w + H_{\text{зал}}, \quad (7.13)$$

де H_r – геометрична висота підйому води від поверхні землі до самої високої водорозбірної точки, м; h_w – втрати напору у внутрішній мережі, водомірному вузлі і вводі, м; $H_{\text{зал.}}$ – залишковий напір у диктуючого приладу, м.

Вільний напір при одноповерховій забудові приймають рівним 10м., при більшій етажності додають по 4м. на кожний поверх. На промислових підприємствах вільний напір визначається технологічним процесом.

Максимально допустимий напір водопровідної мережі, обумовлений міцністю труб і водопровідної арматури, не повинен перевищувати 60 м.

Точка мережі, в якій вільний напір в годину максимального водоспоживання буде найменшим, називається диктуючою. Якщо в цій точці буде створено необхідний вільний напір, то у всіх інших точках мережі він буде більшим.

7.8 Основи розрахунку водопровідної мережі і її елементів

Гідравлічний розрахунок водопровідних мереж виконують з метою визначення втрат напору в них і діаметрів труб окремих ділянок мережі. Втрати напору необхідно знати для визначення висоти водонапірної башти і потрібного напору насосних станцій. Водопровідна мережа повинна бути розрахована на випадки найбільшого водоспоживання і моменту пожежі, яка співпадає за часом з годиною максимального водоспоживання.

При визначенні діаметрів труб ділянок мережі потрібно знати розрахункові витрати води для цих ділянок, тобто кількість води, яка буде проходити через них в розрахункові періоди роботи системи.

Гідравлічний розрахунок мережі на практиці виконують за спрощеною умовною схемою, при якій водовідбір великих водоспоживачів (промислові і сільськогосподарські підприємства, подача води в ємності, пожежні відбори та ін.) ураховують у вигляді зосереджених відборів у відповідних точках мережі (так звані вузлові точки). Тоді сумарний відбір іншими споживачами на одиницю довжини мережі визначається з такого виразу:

$$q_n = \frac{Q - \sum Q_{\text{зос.}}}{\sum l_k} = \frac{\sum Q_{\text{шл.}}}{\sum l_k}, \quad (7.14)$$

де Q – повна витрата води споживачами в даний розрахунковий момент; $\sum Q_{\text{зос.}}$ – сума відборів води великими споживачами; $\sum l_k$ – довжина всіх ліній водопровідної мережі; $\sum Q_{\text{шл.}}$ – сумарна шляхова витрата води.

Загальний відбір води з кожної ділянки мережі (шляхова витрата)

$$Q_{\text{шлк}} = q_n \cdot l_k. \quad (7.15)$$

де l_k – довжина k -ї ділянки мережі.

Для перевірки правильності визначення шляхових і зосереджених витрат по всій мережі може бути використано співвідношення:

$$Q = \sum Q_{\text{шл.}} + \sum Q_{\text{зос.}} \quad (7.16)$$

Розрахункову вузлову витрату будь-якої вузлової точки визначають як суму фактичної зосередженої витрати, що відбирається безпосередньо у

вузлі, і півсуми шляхових витрат всіх ділянок, які примикають до даної вузлової точки:

$$Q_k = Q_{\text{зос.к.}} + \frac{1}{2} \sum_1^n Q_{\text{шл.к.}}, \quad (7.17)$$

де n – кількість розрахункових ділянок, що примикають до k -го вузла.

Діаметри труб окремих ділянок мережі визначають за формулою:

$$d_k = \sqrt{\frac{4Q_k}{\pi v_k}}. \quad (7.18)$$

В якій Q_k – розрахункова витрата води через k -ту ділянку; v_k – швидкість руху води в трубопроводі k -ї ділянки.

Швидкість руху води безпосередньо впливає на такі показники як вартість електроенергії, труб, роботи по їх укладанню та ін.

Орієнтовно найбільш економічними швидкостями є швидкості в межах 0,5...2,0 м/с. Причому менші значення швидкостей приймають для труб малого діаметра, а більші – для труб великого діаметру.

Мінімальний діаметр труб водопроводу, який об'єднаний з протипожежним, в населених пунктах і промислових підприємствах повинен бути не менше 100 мм., а в сільських населених пунктах – не менше 75 мм.

Визначення втрат напору в мережі. Оскільки, як правило, протяжність водопровідної мережі будь-якого об'єкта водопостачання досить значна, основними при розрахунку мережі вважають втрати напору на гідравлічне тертя в трубах по довжині. Як відомо, ці втрати можуть бути визначені за формулою Дарсі-Вейсбаха:

$$h_l = \lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g}.$$

Але для розрахунків водопровідних систем зручніше користуватися модифікацією цієї формули, в якій швидкість замінено на витрату:

$$h_l = K \frac{Q^n}{d^m} l \quad (7.19)$$

де K – коефіцієнт, що зв'язаний з коефіцієнтом гідравлічного тертя λ співвідношенням:

$$K = \frac{8\lambda}{g\pi^2}, \quad (7.20)$$

Q -витрата води; n і m – показники степеня.

В інженерній практиці прийнято визначати втрати напору на одиницю довжини безрозмірною величиною – гідравлічним уклоном $i = \frac{h_l}{l}$. Тоді повні

втрати напору для лінії будь-якої довжини:

$$h_l = i \cdot l. \quad (7.21)$$

Величину гідравлічного уклону i розраховують за таким формулами:

а) залізобетонні а також ненові сталеві і чавунні труби при швидкості руху води $v > 1,2$ м/с.

$$i = 0,001735 \frac{Q^2}{d^{5,3}}; \quad (7.22)$$

при швидкості руху води $v < 1,2$ м/с

$$i = \frac{0,00148}{d^{5,3}} \left(1 + \frac{0,876}{v} \right)^{0,3} \cdot Q^2; \quad (7.23)$$

б) азбестоцементні труби

$$i = \frac{0,00091}{d^{5,19}} \left(1 + \frac{3,51}{v} \right)^{0,19} \cdot Q^2; \quad (7.24)$$

в) пластмасові труби

$$i = 0,00105 \frac{Q^{1,774}}{d^{4,774}}, \quad (7.25)$$

в яких d – розрахунковий внутрішній діаметр труб, м.; Q – витрата води, м³/с; v – швидкість руху води, м/с.

Значне поширення набули спеціальні таблиці, графіки і номограми для визначення втрат напору. Наприклад, таблиці, складені Ф.А. Шевелевим, дають величини втрат напору на одиницю довжини трубопроводу (i або

1000i) для всіх стандартних діаметрів труб різних типів в широкому діапазоні витрат і відповідних цим витратам швидкостей.

Гідравлічний розрахунок розгалужених мереж виконується досить просто, якщо відомі витрати води в вузлах мережі. В такому випадку спочатку обчислюють розрахункові витрати, потім призначають діаметри (з урахуванням економічних факторів) ліній мережі, після чого можуть бути визначені втрати напору на кожній ділянці .

Загальна втрата напору по обраному напрямку може бути знайдена по формулі:

$$h_l = \sum_1^n l_k \cdot i_k, \quad (7.26)$$

як сума втрат напору в послідовно з'єднаних ділянках трубопроводів.

При розрахунках кільцевих мереж користуються такими законами:

1. Сума витрат води, що надходить до даного вузла, дорівнює сумі вузлового відбору з нього і витрат, які витікають з вузла. Це означає, що алгебраїчна сума витрат, що надходять у вузол (береться зі знаком плюс), і витрат, що витікають з вузла (беруться зі знаком мінус), повинна дорівнювати нулю.

2. В кожному замкненому колі мережі, утвореному лініями мережі, сума втрат напору на ділянках, де вода рухається за годинниковою стрілкою, дорівнює сумі втрат напору на ділянках, де рух води напрямлений проти годинникової стрілки, тобто алгебраїчна сума втрат напору в кільці дорівнює нулю.

Існує багато методів розрахунку кільцевих мереж. Виконання таких розрахунків - трудомістка задача, і при значній кількості кілець її розв'язують за допомогою ЕОМ і аналогових пристроїв.

Висота водонапірної башти і потрібний напір насосів. Висоту водонапірної башти або конррезервуара і напір насосів, які подають воду в мережу, визначають при найбільш несприятливих умовах (режимах) її роботи. Башта повинна мати таку висоту, щоб можна було забезпечити

необхідні вільні напори в критичних (диктуючих) точках мережі, а напір насосів визначають з розрахунку подачі води в бак башти в баштових системах водопостачання чи забезпечення необхідного напору в найбільш високорозташованих і віддалених від насосної станції точках мережі – в безбаштових.

На схемі водопроводу (рис.7.15) диктуючою є точка А з геодезичною (відмітка відносно поверхні землі) відміткою Z_A . Водонапірна башта розташована в точці Б з геодезичною відміткою Z_B . Висота водонапірної башти (до дна бака, який встановлено на башті)

$$H_{\bar{o}} = H_{\bar{o}} + \sum_B^A h_l + (Z_A - Z_B), \quad (7.27)$$

де $H_{\bar{o}}$ – вільний напір в диктуючій точці при максимальному водозаборі;

$\sum_B^A h_l$ – сума втрат напору в мережі при максимальному водозаборі на

ділянці від водонапірної башти до диктуючої точки А.

Напір насосної станції II підйому визначають з рівняння

$$H_n = H_{\bar{o}} + H_p + \Sigma h_n + Z_B - Z_p, \quad (7.28)$$

в якому H_p – максимальна глибина води в резервуарі (баку) башти; Σh_n – втрата напору в водоводах і водопровідній мережі від насосної станції до башти; Z_p – геодезична відмітка насосної станції (рис. 7.15).

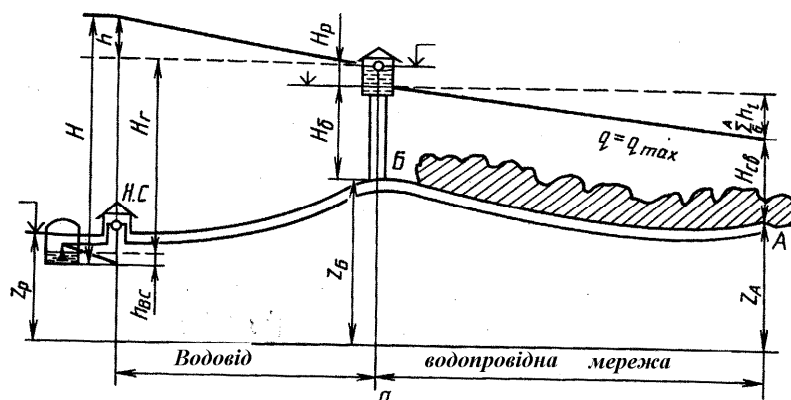


Рис. 7.15. Схема роботи водопроводу при господарсько-питному водоспоживанні

ЛИТЕРАТУРА

1. Чугаев Р.Р. Гидравлика [Текст]: учеб. / Р.Р. Чугаев. – Л.: Энергия, 1982. – 672 с.
2. Исаев А.П. Гидравлика и гидромеханизация сельскохозяйственных процессов / А.П. Исаев, Б.И. Сергеев, В.А. Дидур. – М.: Агропромиздат, 1990. – 440 с.
3. Палишкин Н.А. Гидравлика и сельскохозяйственное водоснабжение / Н.А. Палишкин. – М.: Агропромиздат, 1990. – 351 с.
4. Васильев Б.А. Гидравлические машины / Б.А. Васильев, Н.А. Грецов. – М.: Агропромиздат, 1988. – 272 с.
5. Логинов В.П., Шуссер М.М. Справочник по сельскохозяйственному водоснабжению. – М.: Колос, 1990. – 478 с.
6. Ерхов М.С. и др. «Сельскохозяйственная мелиорация и водоснабжение». - М., Колос, 1983.
7. Штеренлихт Д.В. «Гидравлика». – «Энергоатомиздат». – 1984.
8. Большаков В.А. и др. «Справочник по гидравлике». – К., Высшая школа, Головное изд-во. – 1984.
9. Гидравлика, водоснабжение и канализация: учебное пособие для вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство»/ В.И. Калицун, В.С. Кедров, Ю.М. Ласков.-4-е изд., перераб. и доп.- М.: Стройиздат, 2002.-397 с.