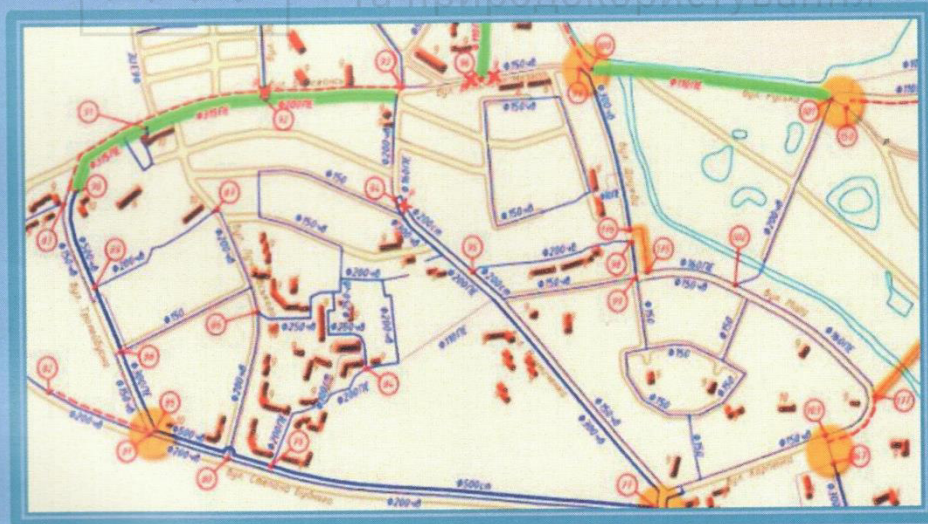




Національний університет
водного господарства
та природокористування

О. А. Ткачук

ГІДРАВЛІЧНІ РОЗРАХУНКИ ТРУБОПРОВІДНИХ СИСТЕМ ВОДОПОСТАЧАННЯ ТА ВОДОВІДВЕДЕННЯ



Монографія



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та природокористування

О. А. Ткачук

**Гідравлічні розрахунки
трубопроводних систем
водопостачання та
водовідведення**

Монографія

Рівне 2022



Національний університет

УДК 628.144.22+628.241

T66

Рецензенти:

Мартинюк С. Ю., доктор технічних наук, завідувач кафедри водопостачання, водовідведення та бурової справи НУВГП;

Чернюк В. В., доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри гідротехніки та водної інженерії Національного університету «Львівська політехніка».

*Рекомендовано вченою радою Національного університету
водного господарства та природокористування.
Протокол № 5 від 24 червня 2022 р.*

Ткачук О. А.

T66 Гідравлічні розрахунки трубопровідних систем водопостачання та водовідведення : монографія. – Рівне : НУВГП, 2022. – 183 с.

ISBN 978-966-327-531-4

У монографії розглянуто проблемні питання теорії і практики гідравлічних розрахунків окремих трубопроводів і трубопровідних комплексів систем водопостачання та водовідведення. Наведено результати досліджень збільшення гідравлічних опорів водопровідних труб у процесі експлуатації, досліджено вплив місцевих опорів на гідравлічні опори водопровідних ліній. Обґрунтовано доцільність гідравлічних розрахунків складних трубопровідних комплексів систем водопостачання та водовідведення за спрощеними формулами, запропоновано числові значення їхніх параметрів для практичного застосування.

УДК 628.144.22+628.241

ISBN 978-966-327-531-4

© О. А. Ткачук, 2022

© Національний університет
водного господарства та
природокористування, 2022



ЗМІСТ

Вступ	5
1. ГІДРАВЛІЧНІ ЗАКОНОМІРНОСТІ РУХУ ВОДИ У ТРУБОПРОВОДАХ	6
1.1. Теоретичні засади гідравлічних розрахунків.....	6
1.2. Оцінка існуючих формул визначення коефіцієнтів гідравлічного тертя.....	19
1.3. Вплив зміни шорсткості та місцевих опорів на коефіцієнти гідравлічного тертя	30
Висновки до розділу 1.....	44
2. ОБҐРУНТУВАННЯ РОЗРАХУНКІВ ТРУБОПРОВІДНИХ СИСТЕМ ЗА СПРОЩЕНИМИ ФОРМУЛАМИ	45
2.1. Аналіз особливостей чинних нормативних формул для гідравлічних розрахунків трубопроводів	45
2.2. Визначення параметрів спрощених формул для гідравлічних розрахунків трубопроводів	56
2.3. Взаємозв'язки гідравлічних та оптимізаційних розрахунків трубопроводів.....	74
Висновки до розділу 2.....	79
3. ВРАХУВАННЯ ЗМІН ГІДРАВЛІЧНИХ ОПОРІВ ТРУБОПРОВОДІВ У ПРОЦЕСІ ЕКСПЛУАТАЦІЇ	81
3.1. Збільшення коефіцієнтів гідравлічного тертя трубопроводів у процесі експлуатації	81
3.2. Зміна конструктивного стану трубопроводів	88
3.3. Практичні рекомендації з врахування змін гідравлічних опорів трубопроводів	91
Висновки до розділу 3.....	102



4. КОМПЛЕКСНІ ГІДРАВЛІЧНІ РОЗРАХУНКИ СИСТЕМ ПОДАЧІ ТА РОЗПОДІЛУ ВОДИ	103
4.1. Розрахункові схеми трубопровідних об'єктів водопостачання.....	103
4.2. Формування вузлових відборів.....	107
4.3. Моделювання елементів СПРВ.....	119
4.4. Розрахунки сумісної роботи споруд систем подачі та розподілу води.....	127
Висновки до розділу 4.....	133
5. ОПТИМІЗАЦІЯ ГІДРАВЛІЧНИХ РОЗРАХУНКІВ БЕЗНАПІРНИХ ТРУБОПРОВІДІВ	134
5.1. Взаємозв'язки між конструктивними і кінематичними параметрами трубопроводів.....	134
5.2. Особливості оптимізації гідравлічних розрахунків мереж водовідведення.....	139
5.3. Автоматизація гідравлічних розрахунків мереж водовідведення.....	146
Висновки до розділу 5.....	159
ЛІТЕРАТУРА	160
ГЛОСАРІЙ	165
ДОДАТКИ	172
Додаток А Значення коефіцієнтів місцевих опорів $\zeta_{\text{кв}}$	173
Додаток Б Результати досліджень гідравлічних опорів трубопроводів водопровідної мережі.....	174
Додаток В План траси водопровідної лінії та схеми її колодязів.....	176
Додаток Г Результати гідравлічних розрахунків мережі дощового водовідведення.....	177



Вступ

Проектування трубопроводів водопостачання та водовідведення тісно пов'язанні із проведенням їхніх гідравлічних розрахунків, які передбачають визначення робочих параметрів залежно від конструктивних. Багатьма дослідниками та фахівцями запропоновано різні за складністю та точністю розрахунків методики, формули, таблиці та номограми, які адекватно описують режими гідравлічного тертя, втрат напору, гідравлічні опорів тощо в трубах і колекторах різного призначення та різних умов роботи. Вони дозволяють достатньо точно визначати гідравлічні ухили та інші розрахункові параметри трубопроводів чи колекторів для конкретних умов їхнього функціонування і найчастіше придатні для достатньо вузького діапазону розрахункових величин. Тому, їх застосування виправдано при точно встановлених вихідних даних окремих ділянок трубопроводів чи колекторів.

Трубопровідні системи водопостачання та водовідведення сучасних населених пунктів включають сотні і, навіть, тисячі ділянок із різними значеннями конструктивних параметрів, що мають різну достовірність точності їхніх вихідних даних. Особливо це стосується стану внутрішньої поверхні труб і колекторів, що перебувають у різних умовах протягом тривалих термінів експлуатації. Застосування окремих методів потребує додаткового узгодження із режимами роботи, наприклад, щодо роботи у перехідній чи квадратичній областях гідравлічного опору, для яких слід застосовувати не тільки різні коефіцієнти, але й різні види розрахункових формул.

Для складних трубопровідних систем водопостачання та водовідведення важливе значення має сумісність гідравлічних розрахунків із технологічними, зокрема, оптимізаційними. Тому, актуальною є оцінка універсальності окремих методів стосовно змінних режимів та умов роботи трубопроводів, відповідності точності результатів розрахунків точності вихідних даних, визначення найбільш придатних форм і методик розрахунків відповідно до потреб проектування трубопровідних систем.



1. ГІДРАВЛІЧНІ ЗАКОНОМІРНОСТІ РУХУ ВОДИ У ТРУБОПРОВОДАХ

Гідравлічні розрахунки трубопроводів орієнтовані на встановлення залежності між їхніми конструктивними (діаметри, довжини, шорсткість тощо) та робочими (витрати рідини, втрати напору, швидкості тощо) параметрами. Ці залежності обумовлені гідравлічними закономірностями руху води у трубах і нарівні із експериментальними даними є визначальними для оцінки різних методів гідравлічних розрахунків та обґрунтування найбільш придатних формул і методик для практичного застосування.

1.1. Теоретичні засади гідравлічних розрахунків

Як відомо [1, с. 71–72; 4, с. 33; 9, с. 158; 23], сили тертя при русі рідин у трубах (рис. 1.1) визначаються залежностями:

- рівновага сил тиску між перерізами труби 1 і 2 в проекціях на її вісь

$$P_1 - P_2 - T_o = (p_1 - p_2) \cdot \omega - \tau_o \cdot \chi \cdot l = 0, \quad (1.1)$$

де P_1 , P_2 та T_{1-2} – сили тиску на площі живих перерізів 1 і 2 та тертя на стінці труби між ними, н;

p_1 і p_2 – тиж, величини тиску, н/м²;

ω – площа живого перерізу потоку Q у трубі, м²;

τ_o – дотичне напруження на стінці труби, н/м²;

χ – змочений периметр труби, м;

l – довжина ділянки труби між перерізами 1 і 2, м;

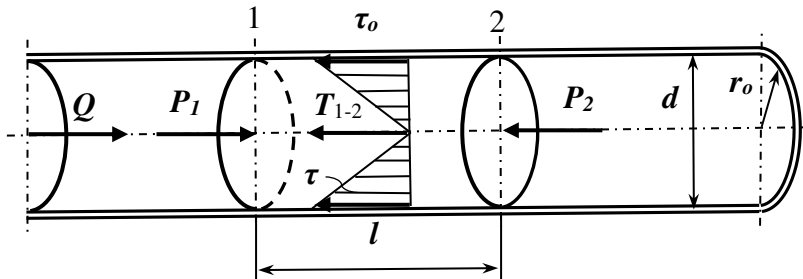


Рис. 1.1. Схема дії сил тиску і тертя при рівномірному русі рідини у трубопроводі



- дотичне напруження на стінці труби

$$\tau_o = \frac{P_1 - P_2}{l} \cdot \frac{\omega}{\chi} = \rho \cdot g \cdot I \cdot R, \quad (1.2)$$

де ρ – питома маса рідини, кг/м³;

g – прискорення вільного падіння, м/с²;

I – гідравлічний ухил на ділянці труби між перерізами 1 і 2;

R – гідравлічний радіус, м, який для труби становить

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{\pi d^2}{4 \pi d} = \frac{d}{4}, \quad (1.3)$$

де d – діаметр труби, м;

- гідравлічний ухил

$$I = \lambda \cdot \frac{1}{d} \cdot \frac{\bar{V}_o^2}{2 \cdot g}, \quad (1.4)$$

де λ – коефіцієнт гідравлічного тертя;

\bar{V}_o – середня швидкість руху рідини у перерізі труби, м/с;

- динамічна швидкість, м/с

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \bar{V}_o \cdot \sqrt{\frac{\lambda}{8}}; \quad (1.5)$$

- розподіл динамічних напружень у перерізі труби

$$\tau = \tau_o \cdot \frac{r}{r_o} = \tau_o \cdot \left(1 - \frac{y}{r_o}\right), \quad (1.6)$$

де r – радіус виділеного циліндра труби (відстань від осі труби до виділеної точки на перерізі труби), м;

r_o – радіус труби, м;

y – відстань від стінки до виділеної точки у перерізі труби, м.

Підставивши значення гідравлічного ухилу за формулою (1.4) і гідравлічного радіусу за (1.3) – отримано

$$\tau_o = \rho \cdot g \cdot \lambda \cdot \frac{1}{d} \cdot \frac{\bar{V}_o^2}{2 \cdot g} \cdot \frac{d}{4} = \rho \cdot \frac{\lambda}{8} \cdot \bar{V}_o^2. \quad (1.7)$$

На практиці при проведенні гідравлічних розрахунків застосовують формулу (1.4), для якої коефіцієнт гідравлічного тертя визначають залежно від режимів руху рідини, шорсткості



внутрішньої поверхні труб та інших впливових факторів. Зазвичай вихідними умовами отримання цих коефіцієнтів є математичні моделі формування дотичних напружень у рухомому потоці рідини у трубах [1, п. 6-6; 2, п. 13.1; пп. 5.4 і 5.5].

Для ламінарного руху у трубах структура потоку є осесиметричною, частинки рідини рухаються по прямих лініях, які паралельні осі труби, а поперечні пульсації – відсутні. Дотичні напруження в окремих точках таких потоків визначають за формулою

$$\tau = -\mu \cdot \frac{du}{dr}, \quad (1.8)$$

де μ – динамічна в'язкість рідини, кг/м·с, н·с/м²;

$\frac{du}{dr}$ – градієнт швидкості у точці потоку, с⁻¹.

Із формул (6) і (8) витікає, що



$$\tau = \tau_0 \cdot \frac{r}{r_0} = -\mu \cdot \frac{du}{dr}, \quad (1.9)$$

$$du = -\frac{\tau_0}{\mu r_0} \cdot r \cdot dr, \quad (1.10)$$

$$\int_u^0 du = -\frac{\tau_0}{\mu r_0} \cdot \int_r^{r_0} r \cdot dr. \quad (1.11)$$

Звідки отримано

$$u = \frac{\tau_0}{2 \cdot \mu r_0} \cdot (r_0^2 - r^2). \quad (1.12)$$

А із врахуванням залежностей (1.2) і (1.3) та, що $\mu = \rho \cdot \vartheta$, швидкість у перерізі потоку на відстані r від осі труби буде рівною

$$u = \frac{g \cdot l}{2 \cdot \vartheta} \cdot r_0^2 \cdot \left(1 - \left(\frac{r}{r_0}\right)^2\right), \quad (1.13)$$

де ϑ – кінематична в'язкість рідини, м²/с.

При $r = 0$ – $u = u_{max}$, тобто

$$u_{max} = \frac{g \cdot l}{2 \cdot \vartheta} \cdot r_0^2. \quad (1.14)$$



Отже, еюра швидкостей ламінарного потоку рідини представляє собою параболу з вершиною на осі і нульовими швидкостями на стінках труби (рис. 1.2). По факту – це параболоїд обертання у середині труби.

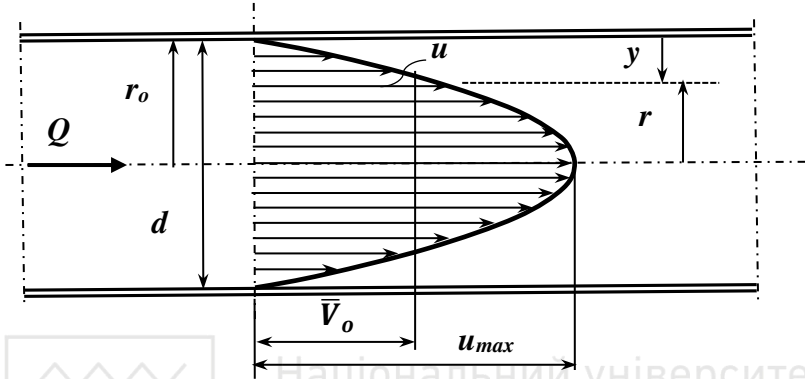


Рис. 1.2. Схема розподілу швидкостей при ламінарному русі рідини у трубопроводі

Середня швидкість у перерізі труби \bar{V}_0 є відношенням витрат рідини Q , що проходить через цей переріз, до його площі ω . При відомому розподілі швидкостей у перерізі труби ці витрати рівні

$$Q = \int_0^{r_0} u \cdot 2\pi \cdot r \cdot dr. \quad (1.15)$$

Після підстановки значень u із формули (1.13) отримано

$$Q = \frac{\pi \cdot g \cdot l}{\vartheta} \cdot r_0^2 \int_0^{r_0} \left(1 - \left(\frac{r}{r_0}\right)^2\right) \cdot r \cdot dr = \frac{\pi \cdot g \cdot l}{4 \cdot \vartheta} \cdot r_0^4. \quad (1.16)$$

При цьому середня швидкість із врахуванням залежності (1.14) становить

$$\bar{V}_0 = \frac{Q}{\omega} = \frac{\pi \cdot g \cdot l \cdot r_0^4}{4 \cdot \vartheta \cdot \pi \cdot r_0^2} = \frac{g \cdot l \cdot r_0^2}{4 \cdot \vartheta} = \frac{u_{max}}{2}. \quad (1.17)$$

Враховуючи, що при $r = 0$ – $u = u_{max}$ із формул (1.12) та (1.17) отримано

$$u_{max} = \frac{\tau_0}{2 \cdot \mu} \cdot r_0 = 2 \cdot \bar{V}_0. \quad (1.18)$$



$$\tau_o = \frac{4 \cdot \bar{V}_o}{r_o} \cdot \mu = \frac{8 \cdot \bar{V}_o}{d} \cdot \mu. \quad (1.19)$$

На основі формул (1.13), (1.14) та (1.18) можна записати

$$u = u_{max} \cdot \left(1 - \left(\frac{r}{r_o}\right)^2\right) = 2 \cdot \bar{V}_o \cdot \left(1 - \left(\frac{r}{r_o}\right)^2\right). \quad (1.20)$$

Ламінарний режим має місце при числах Рейнольдса Re (формула (1.21)) менших критичного $Re_{кр}$. За результатами експериментальних досліджень [1, с. 75; 2, с. 84; 9, с. 156; 11, с. 94 і 109] отримано – $Re_{кр} = 2320$.

$$Re = \frac{\bar{V}_o \cdot d}{\vartheta}. \quad (1.21)$$

Із формули (1.7) слідує, що

$$\lambda = \frac{8 \cdot \tau_o}{\rho \cdot \bar{V}_o^2}. \quad (1.22)$$

Після підстановки τ_o із формули (1.19) у (1.22) отримано

$$\lambda = \frac{8}{\rho \cdot \bar{V}_o^2} \cdot \frac{8 \cdot \bar{V}_o}{d} \cdot \mu = \frac{64}{\bar{V}_o \cdot d} \cdot \vartheta = \frac{64}{Re}. \quad (1.23)$$

При проектуванні трубопроводів водопостачання та водовідведення ламінарний режим не має широкого застосування. Це пов'язано із достатньо малими величинами діаметрів та швидкостей руху рідин у них. Так, при значенні кінематичної в'язкості $\vartheta = 1,3 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$, що відповідає температурі $t = 10\text{--}11^\circ \text{С}$ чистої води і температурі $t = 11\text{--}12^\circ \text{С}$ стічних вод із вмістом зависі до $600 \text{ мг}/\text{дм}^3$ [12, п. 1.4], добуток $\bar{V}_o \cdot d$ не повинен перевищувати $0,003 \text{ м}^2/\text{с}$. Тобто і швидкість \bar{V}_o і діаметр d труб повинні мати досить малі значення. Наприклад, при діаметрі 10 мм ($0,01 \text{ м}$) швидкість не повинна перевищувати $0,3 \text{ м}/\text{с}$.

При $Re_{кр} > 2320$ починається турбулентний режим, який стає сталим при $Re > 4000$ [1, рис. 9-2; 2, с. 90; 9, с. 168; 11, с. 109].



При турбулентному русі дотичне напруження в будь-якій точці перерізу потоку, перпендикулярному напрямку його руху, є сумою в'язкісної і турбулентної складових [1, п. 9-1; 4, п. 4.1] і характеризуються залежністю

$$\tau = \mu \cdot \frac{d\bar{u}_x}{dy} + \varepsilon_T \cdot \frac{d\bar{u}_x}{dy}, \quad (1.24)$$

де ε_T – так звана «турбулентна в'язкість», яка залежить від пульсаційних складових осередненої швидкості в даній точці потоку \bar{u}_x ;

y – відстань від стінки труби до точки потоку (рис. 1.2), м.

Величина ε_T на відміну від динамічної в'язкості μ не є сталою величиною, що залежить від фізичних властивостей рідини, а значно змінюється у перерізі потоку і залежить як від градієнта швидкості в даній точці, так і її пульсаційних складових [1, с. 81; 2, с. 86-87; 4, с. 33]. Величину ε_T часто називають коефіцієнтом турбулентного обміну або коефіцієнтом віртуальної в'язкості [1, с. 82]. Теоретичні та експериментальні вивчення [1; 2; 3; 4; 11; 12] турбулентних течій показують, що у межах основного потоку (турбулентного ядра) турбулентна складова τ_T значно перевищує в'язкісну τ_v дотичних напружень. І тільки у безпосередній близькості до стінки труби (у межах пристінкового шару – «ламінальної плівки») остання має перевагу над першою (рис. 1.3). Це вказує на те, що дотичні напруження залежать в основному від турбулентних пульсацій.

Враховуючи складність руху частинок рідини у турбулентному потоці як при різній шорсткості стінок труб, так і в межах перерізу потоку, на даний час не існує визначеної теорії такого руху. Для теоретичного аналізу отриманого експериментального матеріалу найбільшого поширення набула напівемпірична теорія турбулентності [1, гл. 9; 2, п. 5.4; 4, гл. 4], що основана на теорії перенесення кількості руху і є відносно простою та наглядною. Вона була започаткована у 20-х роках ХХ століття Л. Прандтлем, розвинута Л. Карманом та експериментально підтверджена І. Нікурадзе.

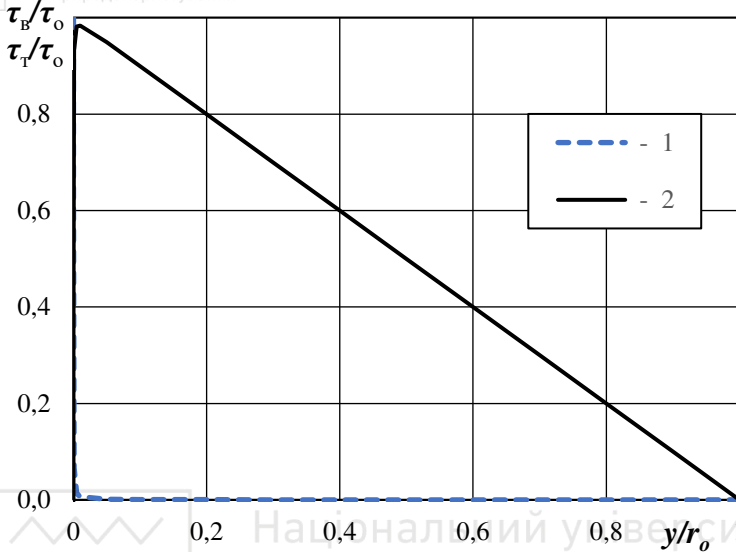


Рис. 1.3. Епіюра розподілу дотичних напружень при турбулентному режимі руху рідини у трубопроводі:
1 і 2 – в'язкісна τ_b і турбулентна τ_t складові напружень

За цією напівемпіричною теорією турбулентності у межах турбулентного ядра нехтують в'язкісною складовою дотичних напружень, яку враховують тільки у безпосередній близькості до стінки, у межах пристінкового шару. Тому дотичні напруження в основному потоці формує турбулентна в'язкість, яку приймають рівною [1, с. 82; 2, с. 87; 9, с. 95]

$$\varepsilon_T = \rho \cdot l^2 \cdot \left| \frac{d\bar{u}_x}{dy} \right|, \quad (1.25)$$

де l – довжина шляху перемішування рідини, м, яку приймають рівною [1, ф. 9-7; 9, ф. 6.36]

$$l = \kappa \cdot y \cdot \sqrt{1 - y/r_o}, \quad (1.26)$$

де κ – коефіцієнт пропорційності, який часто приймають за постійну величину (за дослідями Нікурадзе для турбулентного ядра у круглих трубах із штучною рівномірною зернистою шорсткістю – $\kappa = 0,40$), однак, як показують досліди, він



змінюється, як у межах живого перерізу потоку, так і при зміні Re [1, с. 83; 9, с. 159].

Отже, на підставі формул (1.6, 1.24–1.26) можна записати

$$\tau = \tau_o \cdot \left(1 - \frac{y}{r_o}\right) = \rho \cdot \kappa^2 \cdot y^2 \cdot \left(1 - \frac{y}{r_o}\right) \cdot \left(\frac{d\bar{u}_x}{dy}\right)^2, \quad (1.27)$$

або

$$\sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} = \kappa \cdot y \cdot \frac{d\bar{u}_x}{dy}. \quad (1.28)$$

Звідки, із врахуванням залежності (1.5), отримано

$$du = \frac{u_*}{\kappa} \cdot \frac{dy}{y}. \quad (1.29)$$

Після інтегрування цієї залежності формула для розподілу швидкостей у турбулентному потоці круглої труби матиме вигляд

$$u = u_{max} - \frac{u_*}{\kappa} \cdot \ln \frac{r_o}{y}, \quad (1.30)$$

а емпірична швидкостей – згідно рис. 1.4.

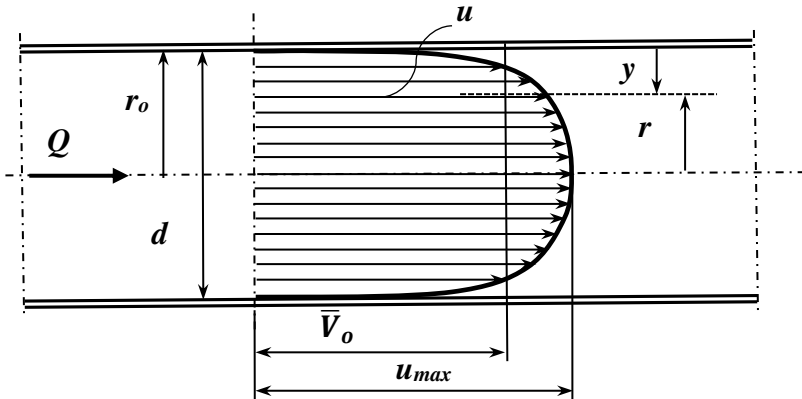


Рис. 1.4. Схема розподілу швидкостей при турбулентному русі рідини у трубопроводі



Багаточисельні дослідження показали, що формула (1.30) достатньо точно відповідає експериментальним даним для труб з різною шорсткістю їхньої внутрішньої поверхні [1–4, 9–12]. Однак, вона не відповідає крайовим умовам турбулентного руху рідин у круглих трубах:

- немає екстремумів, зокрема, максимуму на осі труби;
- при $y \rightarrow 0 - u \rightarrow -\infty$.

Така невідповідність крайовим умовам обумовлена цілою низкою допущень та спрощень, серед яких найбільш вагомими є:

- знехтування в'язкісної складової дотичних напружень у формулі (1.24);
- гіпотетичність формули (1.25) для турбулентної в'язкості, зокрема, в частині припущення, що пульсаційна швидкість u'_y пропорційна добутку довжини перемішування на градієнт швидкості: $u'_y = l \cdot \frac{d\bar{u}_x}{dy}$ [1, п. 9-1];

- невідповідність формули (1.26) експериментальним даним [9, с. 159], особливо на осі труби, але її зручність для математичного аналізу закону розподілу швидкостей.

Незважаючи на ці неточності, формула (1.30) дозволила кільком поколінням дослідників гідравлічного опору трубопроводів проводити теоретичний аналіз експериментальних даних та отримати напівемпіричні залежності для гідравлічних розрахунків в інженерній практиці.

На підставі формул (1.15) і (1.30) витрати рідини у перерізі труби для турбулентного потоку становлять

$$\begin{aligned} Q &= \int_0^{r_o} u \cdot 2\pi \cdot (r_o - y) \cdot dy = \\ &= 2\pi \cdot \int_0^{r_o} \left(u_{max} - \frac{u_*}{\kappa} \cdot \ln \frac{r_o}{y} \right) \cdot (r_o - y) \cdot dy = \\ &= \dots = \pi \cdot r_o^2 \cdot \left(u_{max} - \frac{3 \cdot u_*}{2 \cdot \kappa} \right), \end{aligned} \quad (1.31)$$

а середня швидкість у перерізі труби рівна

$$\bar{V}_o = \frac{Q}{\omega} = \frac{\pi \cdot r_o^2 \cdot \left(u_{max} - \frac{3 \cdot u_*}{2 \cdot \kappa} \right)}{\pi \cdot r_o^2} = u_{max} - \frac{3}{2 \cdot \kappa} \cdot u_* \quad (1.32)$$



Із формул (1.30) і (1.32) слідує, що місцева швидкість рівна середній на відстані від стінки труби

$$\bar{V}_o = u_{max} - \frac{3}{2\kappa} \cdot u_* = u_{max} - \frac{u_*}{\kappa} \cdot \ln \frac{r_o}{y_V}. \quad (1.33)$$

Звідки

$$y_V = r_o \cdot e^{-\frac{3}{2}} = 0,223 \cdot r_o. \quad (1.34)$$

Однак, експериментальні дослідження розташування середньої швидкості від стінки труби показали, що вона знаходиться у межах $y_V = (0,19 - 0,26) \cdot r_o$ [3, п. 5.3; 12, табл. 3.1; 24; 29, гл. III, п. 3]. Ця відстань не залежить від коефіцієнта λ , тобто шорсткості, діаметра труб, швидкості потоку і в'язкості, тобто числа Рейнольдса Re , і визначається в основному місцевими умовами (рівномірність шорсткості на внутрішній поверхні труб до і після місця вимірювань, вплив місцевих опорів тощо) та точністю вимірювань. Так, за даними Шевельова Ф.А. відстань від стінки труби до точок, у яких місцеві швидкості рівні середній швидкості потоку у трубі слід приймати рівною $y_V = 0,24 \cdot r_o$ [29, рис. 25]. За даними Альтшуля А.Д. ця відстань може бути рівною $y_V = 0,25 \cdot r_o$ [3, с. 85–86].

Співвідношення між швидкостями перерізу потоку (середньою, максимальною та динамічною) складають:

$$u_{max} = \bar{V}_o + \frac{3}{2\kappa} \cdot u_* = \bar{V}_o \cdot \left(1 + \frac{3}{2\kappa} \cdot \sqrt{\frac{\lambda}{8}} \right); \quad (1.35)$$

$$u_{max} = u_* \cdot \left(\sqrt{\frac{8}{\lambda}} + \frac{3}{2\kappa} \right); \quad (1.36)$$

$$\frac{u_{max} - \bar{V}_o}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \cdot \ln \frac{r_o}{y_V}, \quad (1.37)$$

де залежність $u_* = f(\bar{V}_o)$ визначається формулою (1.5).

Для пристінкового шару, який у напівемпіричній теорії називають ще «ламінарною плівкою» [1, п. 7-4; 9, п. 6.7], враховуючи її дуже малу товщину $\delta_{пл}$ приймають

$$\tau_o = \mu \cdot \frac{du}{dy} \approx \mu \cdot \frac{u_{пл}}{\delta_{пл}}, \quad (1.38)$$



де $u_{\text{пл}}$ – швидкість води на відстані від стінки труби $y = \delta_{\text{пл}}$, м.

Цей вираз, враховуючи залежність (1.5), можна записати

$$\frac{r_o}{\rho} = \vartheta \cdot \frac{u_{\text{пл}}}{\delta_{\text{пл}}} = u_*^2, \quad (1.39)$$

або

$$\frac{u_{\text{пл}}}{u_*} = \frac{u_* \cdot \delta_{\text{пл}}}{\vartheta} = N, \quad (1.40)$$

де N – постійна величина, значення якої за експериментальними даними можна прийняти рівною $N \approx 11.6$ [1, с. 77].

Отже, товщина «ламінарної плівки» буде рівною

$$\delta_{\text{пл}} = \frac{N \cdot \vartheta}{u_*}. \quad (1.41)$$

Після деяких перетворень цей вираз із врахуванням формули (1.5) можна записати у вигляді

$$\delta_{\text{пл}} = \frac{N \cdot \vartheta}{u_*} \cdot \frac{d}{d} = N \cdot d \cdot \frac{\vartheta}{V_o \cdot d} \cdot \sqrt{\frac{8}{\lambda}} = N \cdot \frac{\sqrt{8}}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \cdot d. \quad (1.42)$$

Швидкість на границі «ламінарної плівки» і турбулентного ядра на підставі формул (1.30) і (1.36) можна записати рівною

$$u_{\text{пл}} = u_* \cdot \left(\sqrt{\frac{8}{\lambda}} + \frac{3}{2 \cdot \kappa} - \frac{1}{\kappa} \cdot \ln \frac{r_o}{\delta_{\text{пл}}} \right), \quad (1.43)$$

а, враховуючи формулу (1.40), таким чином

$$\frac{u_{\text{пл}}}{u_*} = \sqrt{\frac{8}{\lambda}} + \frac{3}{2 \cdot \kappa} - \frac{1}{\kappa} \cdot \ln \frac{r_o}{\delta_{\text{пл}}} = N. \quad (1.44)$$

Приймаючи $\delta_{\text{пл}}$ за (1.42) і, що $r_o = d/2$, отримаємо

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \frac{N}{\sqrt{8}} - \frac{3}{2 \cdot \kappa \cdot \sqrt{8}} + \frac{1}{\kappa \cdot \sqrt{8}} \cdot \ln \left(\frac{d \cdot Re \cdot \sqrt{\lambda}}{2 \cdot N \cdot d \cdot \sqrt{8}} \right), \quad (1.45)$$

або

$$\begin{aligned} \frac{1}{\sqrt{\lambda}} &= \frac{1}{\kappa \cdot \sqrt{8} \cdot lge} \cdot \lg(Re \cdot \sqrt{\lambda}) - \\ &- \frac{1}{\kappa \cdot \sqrt{8} \cdot lge} \cdot \lg(2 \cdot N \cdot \sqrt{8}) + \frac{N}{\sqrt{8}} - \frac{3}{2 \cdot \kappa \cdot \sqrt{8}} = \end{aligned}$$



$$= A \cdot \lg(Re \cdot \sqrt{\lambda}) - B = A \cdot \lg\left(\frac{Re \cdot \sqrt{\lambda}}{C}\right), \quad (1.46)$$

де A , B і C – безрозмірні параметри, які визначають за формулами:

$$A = \frac{1}{\varkappa \cdot \sqrt{8} \cdot lge}; \quad (1.47)$$

$$B = \frac{1}{\varkappa \cdot \sqrt{8} \cdot lge} \cdot \lg(2 \cdot N \cdot \sqrt{8}) - \frac{N}{\sqrt{8}} + \frac{3}{2 \cdot \varkappa \cdot \sqrt{8}}; \quad (1.48)$$

$$C = 10^{\frac{B}{A}}. \quad (1.49)$$

Ці параметри залежать від коефіцієнтів \varkappa та N , значення яких приймають за експериментальними даними, рахуючи їх постійними величинами. Однак, більш ретельні дослідження показали, що вони залежать і від числа Рейнольдса Re , і від виду та величини шорсткості внутрішньої поверхні труб [1, с. 83, 88; 3, с. 14; 4, с. 36; 9, с. 159; 29, гл. III]. На це вказують роботи самих творців напівемпіричної теорії (Прандтля і Кармана) [1, с. 86–89]. Так, для найбільш відомих значень коефіцієнтів $\varkappa = 0.4$ та $N = 11.6$, отриманих Нікурадзе для гідравлічно гладких труб і труб із рівномірною зернистою шорсткістю, параметри A , B і C дорівнюють: $A = 2.035$; $B = 0.923$; і $C = 2.840$, а формула (1.46) має вигляд

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2.035 \cdot \lg(Re \cdot \sqrt{\lambda}) - 0.923 = 2.035 \cdot \lg\left(\frac{Re \cdot \sqrt{\lambda}}{2.840}\right). \quad (1.50)$$

Однак для розрахунків гідравлічно гладких труб самі автори рекомендують цю ж формулу але із іншими значеннями коефіцієнтів ($A = 2.0$; $B = 0.8$; і $C = 2.51$), при яких вона точніше відповідає багаточисельним експериментальним даним

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_{\text{гл}}}} = 2.0 \cdot \lg(Re \cdot \sqrt{\lambda_{\text{гл}}}) - 0.80 = 2.0 \cdot \lg\left(\frac{Re \cdot \sqrt{\lambda_{\text{гл}}}}{2.51}\right). \quad (1.51)$$

Цю формулу в честь її авторів називають формулою Прандтля-Кармана (1930 р.) з визначення коефіцієнтів гідравлічного тертя для гідравлічно гладких труб $\lambda_{\text{гл}}$. В ній значення коефіцієнтів \varkappa та N становлять: $\varkappa = 0.407$; $N = 11,728$.



По аналогії із цим для шорстких труб у квадратичній зоні опору можна застосувати рівняння (1.30) для визначення швидкості потоку у точці на середній висоті впливу виступів шорсткості $\bar{\Delta}$, яке із врахуванням (1.37) матиме вид


$$\mathbf{u}_{\bar{\Delta}} = \mathbf{u}_* \cdot \left(\sqrt{\frac{8}{\lambda}} + \frac{3}{2 \cdot \kappa} - \frac{1}{\kappa} \cdot \ln \frac{r_o}{\bar{\Delta}} \right). \quad (1.52)$$

Далі висунуто припущення [1, с. 88; 3, с. 23], що

$$\frac{\mathbf{u}_{\bar{\Delta}}}{\mathbf{u}_*} = \beta = \mathbf{const}. \quad (1.53)$$

де β – коефіцієнт, який залежить від форми виступів і підлягає визначенню за експериментальними даними.

Отже



Звідки

$$\sqrt{\frac{8}{\lambda}} + \frac{3}{2 \cdot \kappa} - \frac{1}{\kappa} \cdot \ln \frac{r_o}{\bar{\Delta}} = \beta. \quad (1.54)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \frac{1}{\kappa \cdot \sqrt{8} \cdot lge} \cdot \lg \frac{r_o}{\bar{\Delta}} + \frac{\beta}{\sqrt{8}} - \frac{3}{2 \cdot \kappa \cdot \sqrt{8}} = \mathbf{a} \cdot \lg \frac{r_o}{\bar{\Delta}} + \mathbf{b} =$$

$$= \mathbf{a} \cdot \lg \left(\mathbf{c} \cdot \frac{\mathbf{d}}{\bar{\Delta}} \right), \quad (1.55)$$

де \mathbf{a} , \mathbf{b} і \mathbf{c} – коефіцієнти, які визначають за формулами:

$$\mathbf{a} = \frac{1}{\kappa \cdot \sqrt{8} \cdot lge}; \quad \mathbf{b} = \frac{\beta}{\sqrt{8}} - \frac{3}{2 \cdot \kappa \cdot \sqrt{8}}; \quad \mathbf{c} = \frac{1}{2} \cdot 10^{\frac{\mathbf{b}}{\mathbf{a}}}. \quad (1.56)$$

Для значень параметрів $\kappa = 0.4$ і $\beta = 7.8$, отриманих Нікурадзе для труб із рівномірною зернистою шорсткістю [1, с. 88; 3, с. 24], коефіцієнти \mathbf{a} , \mathbf{b} і \mathbf{c} дорівнюють: $\mathbf{a} = 2.035$; $\mathbf{b} = 1.432$; і $\mathbf{c} = 2.527$. Однак після уточнень на основі експериментальних даних автори (Прандтль і Нікурадзе) запропонували дещо інші значення цих коефіцієнтів, а формула (55) представлена у вигляді

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_{\text{КВ}}}} = 2.0 \cdot \lg \left(3.7 \cdot \frac{\mathbf{d}}{\bar{\Delta}} \right). \quad (1.57)$$



Достовірність формули (1.57) підтверджена багаточисельними експериментальними даними і відома серед фахівців, як формула Прандтля-Нікурадзе [1; 3; 4; 9; 11; 28].

Для перехідної зони автори напівемпіричної теорії запропонували механічне об'єднання формул для гідравлічно гладких труб (1.51) і для квадратичної зони опору (1.55), тобто так звану «універсальну формулу»

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \frac{1}{\sqrt{\lambda_{\text{ГЛ}}}} + \frac{1}{\sqrt{\lambda_{\text{КВ}}}} \cong -2 \cdot \lg \left(\frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} + 0.27 \cdot \frac{\bar{\Delta}}{d} \right). \quad (1.58)$$

Ця залежність відома як формула Кольбрука-Уайта (1939 р.) і має значне поширення для гідравлічних розрахунків трубопроводів та колекторів у країнах ЄС та Америки [31; 36].

1.2. Оцінка існуючих формул визначення коефіцієнтів гідравлічного тертя

Для проведення гідравлічних розрахунків формула (1.58), як і (1.51), є незручною, тому що коефіцієнт λ можна визначити лише підбором. Однак, ці формули багатьом наступним дослідникам послужили основою для отримання більш зручних формул з визначення коефіцієнтів гідравлічного тертя λ , які достатньо точно відповідають експериментальним даним.

Так, для гідравлічно гладких труб найбільш відомими є формули [1; 3; 4; 11]:

- Прандтля-Кармана (1.51);
- Блазіуса Г.

$$\lambda_{\text{ГЛ}} = \frac{0.3164}{Re^{0.25}}; \quad (1.59)$$

- Кольбрука С.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_{\text{ГЛ}}}} = 1.8 \cdot \lg \frac{Re}{7}; \quad (1.60)$$

- Альтшуля А.Д.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_{\text{ГЛ}}}} = 1.82 \cdot \lg \frac{Re}{100} + 2. \quad (1.61)$$



Для ліній, з якими сполучаються у перехідній області криві опору шорстких труб, і які можна вважати залежностями з визначення коефіцієнтів гідравлічного тертя λ у діапазоні роботи технічних трубопроводів як гідравлічно гладкі, Шевельовим Ф.А. отримано формули [4; 29; 30]:

- для нових сталевих труб

$$\lambda_{\text{гл.с}} = \frac{0.25}{Re^{0.226}}; \quad (1.62)$$

- для нових чавунних труб

$$\lambda_{\text{гл.ч}} = \frac{0.77}{Re^{0.284}}. \quad (1.63)$$

- для ненових сталевих і чавунних труб

$$\lambda_{\text{гл.н}} = \frac{1.06}{Re^{0.3}}. \quad (1.64)$$

Порівняння отриманих значень коефіцієнтів λ показує, що для гідравлічно гладких труб і нових сталевих їхні значення практично співпадають у широкому діапазоні чисел Рейнольдса. Виключеннями є діапазони, де розбіжності із даними формули Прандтля-Кармана перевищують допустимі похибки ($\pm 5\%$): за формулою Блазіуса – при $Re > 1.8 \cdot 10^5$; за формулою Альтшуля – при $Re < 4 \cdot 10^3$; за формулою Шевельова (для нових сталевих труб) – при $Re < 3400$ і $Re > 9 \cdot 10^5$ (рис. 1.5).

Лінія 6 і 7 (рис. 1.5) для нових чавунних і ненових труб значно відхиляється від інших ліній, що характеризують роботу труб як гідравлічно гладких. Сам автор (Шевельов Ф.А.) це пояснює тим, що «кожному типу труб властива особлива перехідна крива, з якою сполучаються у перехідній області криві опору для труб різних діаметрів» [29, с. 73; 118]. «Опір у гідравлічно гладких трубах прямо не залежить від висоти виступів шорсткості, але на нього впливає хвилястість поверхні в'язкого підшару, яка обумовлена нерівностями стінок труби» [4, с. 37]. Вплив на зміщення вгору цих сполучних ліній від ліній, що характеризують рух води у гідравлічно гладких трубах, мають також стикові з'єднання та місцеві опори [3, п. 4.6, 8.3, 8.4, 10.1; 9, п. 6.9; 29, гл. IV, п. 4].

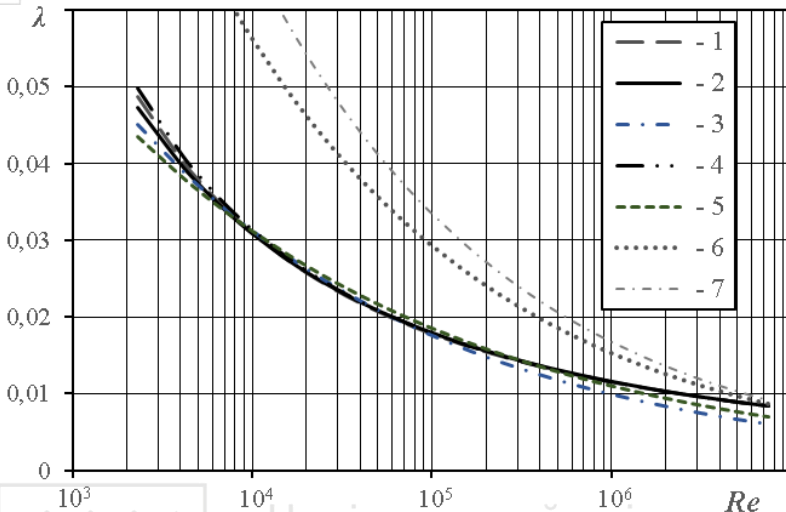


Рис. 1.5. Порівняння формул для визначення коефіцієнтів гідравлічного тертя λ гідравлічно гладких труб: 1 – Кольбука (1.60); 2 – Прандтля-Кармана (1.51); 3 – Блазіуса (1.59); 4 – Альтшуля (1.61); 5 – Шевельова для нових сталевих труб (1.62); 6 – те ж, для нових чавунних (1.63); 7 – те ж, для ненових труб (1.64)

Враховуючи, що гідравлічно гладкими вважають труби, у яких величини виступів шорсткості Δ менше товщин пристінкових ламінарних шарів [1, п. 7-5; 2, с. 91; 4, с. 37; 11, с. 108], навіть труби із шорсткими внутрішніми поверхнями при малих швидкостях рідин (і відповідних їм числах Рейнольдса) можуть працювати як гідравлічно гладкі. У будь-якому разі залежності $\lambda = f(Re; \Delta/d)$ перехідної зони є дотичними до кривої, яка явно, чи умовно, характеризує роботу труб як гідравлічно гладких. У формулі (1.46) $\lambda = f(Re)$ гідравлічно гладких труб параметри A , B і C залежать від величин α і N (формули 1.47–1.49), які у свою чергу залежать від характеру шорсткості внутрішньої поверхні труб (від ідеально гладкої до відносно гладкої з рідко розташованими виступами, що підносяться над бугорками їхньої шорсткості, та з хвилястістю).

На рис. 1.6 нанесено залежності $\lambda = f(Re)$ умовно гідравлічно гладких сталевих і чавунних труб за формулами



Шевельова (1.62), (1.63) і (1.64) та формулою (1.46) при значеннях параметрів A , B (і C), які дають її максимальне наближення до перших.

Значення цих параметрів відповідають величинам κ та N і складають:

- для нових сталевих труб: $A = 2,0$; $B = 0,89$ ($C = 2,73$); $\kappa = 0,4$; $N = 11,73$;
- для нових чавунних труб: $A = 2,0$; $B = 2,41$ ($C = 16,05$); $\kappa = 0,407$; $N = 5,15$;
- для ненових сталевих і чавунних труб: $A = 1,95$; $B = 2,63$ ($C = 22,27$); $\kappa = 0,418$; $N = 2,25$.

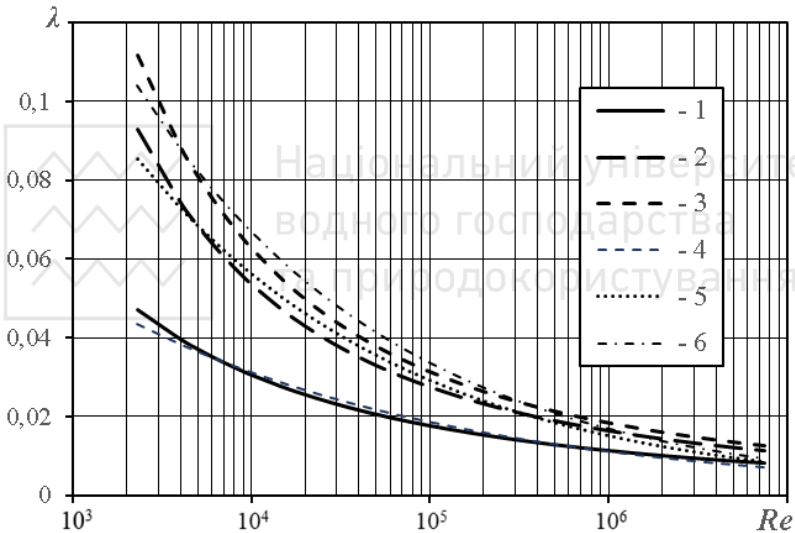


Рис. 1.6. Залежності коефіцієнтів гідравлічного тертя λ умовно гідравлічно гладких сталевих і чавунних труб від числа Рейнольдса Re за формулами:

- 1, 2 і 3 – за формулою (1.46) при різних значеннях параметрів A , B і C ; 4, 5 і 6 – у формулах Шевельова, відповідно, для нових сталевих (1.62), нових чавунних (1.63) і ненових (1.64) труб

Аналіз наведених даних показує, що місце розташування і крутизна кривої, яка характеризує роботу умовно гідравлічно гладких труб, залежить як від числа Рейнольдса Re , так і величини N , що є співвідношенням швидкості потоку на границі



між турбулентним ядром і ламінарним пристінковим шаром до динамічної швидкості (формула 1.40). З іншої сторони величина N залежить від динамічної швидкості, а значить і від коефіцієнта λ (формула 1.5), середньої швидкості потоку \bar{V}_o , кінематичної в'язкості ν та товщини ламінарної плівки $\delta_{пл}$. Тобто параметр N з однієї сторони залежить від кінематичних параметрів потоку (\bar{V}_o і ν), а з іншої – від шорсткості внутрішньої поверхні труб (коефіцієнт λ). Товщина ламінарної плівки $\delta_{пл}$ визначається і кінематичними параметрами, і шорсткістю внутрішньої поверхні. Отже, параметр N , розрахований за формулою (1.40) буде постійним тільки для певного виду труб із відповідним станом їхньої внутрішньої поверхні.

Крім формули (1.58) з визначення коефіцієнтів гідравлічного тертя λ для всіх зон турбулентного режиму (гідравлічно гладких труб, перехідної і квадратичної зон) як «універсальні» найбільш відомими є формули [1; 3; 4; 11]:

- Френкеля Н.З.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \lg \left(\left(\frac{6.81}{Re} \right)^{0.9} + \frac{\Delta_e}{3.7 \cdot d} \right); \quad (1.65)$$

- Альтшуля А.Д.

· логарифмічна

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -1.8 \cdot \lg \left(\frac{7}{Re} + \frac{0.1 \cdot \Delta_e}{d} \right); \quad (1.66)$$

· степеневі

$$\lambda = A \cdot \left(\frac{68}{Re} + \frac{k_e}{d} \right)^m; \quad (1.67)$$

$$\lambda = 0.11 \cdot \left(\frac{68}{Re} + \frac{k_e}{d} \right)^{0.25}, \quad (1.68)$$

в яких параметри становлять [3, п. 3.4]

$$k_e \cong 10 \cdot \bar{\Delta}; \quad A = \frac{2.15 \cdot \lambda}{9.8 \sqrt{\lambda}}; \quad m = 1.56 \cdot \sqrt{\lambda}. \quad (1.69)$$

У цих формулах еквівалентна шорсткість Δ_e і k_e залежить від середньої висоти виступів шорсткості $\bar{\Delta}$, їхньої форми, розташування на поверхні тощо, і дещо по-різному трактується і пропонується до визначення їхніми авторами. Значення



еквівалентної шорсткості Δ_e і k_e самі автори пропонують визначати не прямими вимірюваннями, а за значеннями гідравлічних опорів труб із певним типом шорсткості [1, п. 9-9; 3, п. 4.7; 9, п. 6.8, с. 170; 29, с. 13].

Формулу (1.68) Альтшуль А.Д. запропонував для найбільш імовірних на практиці станів та умов роботи трубопроводів, зокрема, сталевих труб [3, с. 44]. Ці умови більш повно враховують «галузеві орієнтовані» формули, які рекомендовані державними нормативами [5; 6] до застосування на території України та у деяких інших країнах, як нормативні для гідравлічних розрахунків:

- Шевельова Ф.А. для водопровідних труб [5; 29; 30]

$$\lambda = \left(\frac{1}{d} + \frac{1}{Re} \right)^n, \quad (1.70)$$

де A , B і n – параметри, що залежать від матеріалу труб та умов їх експлуатації;

- Федорова М.Ф. для труб і лотків водовідведення [6; 12]

· при роботі у напірному режимі

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \lg \left(\frac{a_2}{Re} + \frac{\Delta_e}{3.42 \cdot d} \right); \quad (1.71)$$

· при безнапірній течії

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \lg \left(\frac{a_2}{Re} + \frac{\Delta_e}{13.68 \cdot R} \right), \quad (1.72)$$

де d і R – діаметр і гідравлічний радіус труби чи лотка;

a_2 – коефіцієнт, що враховує вид шорсткості труб (лотків), характер і структуру потоку рідини із зависю [12, табл. 3.12].

На рис. 1.7 показані залежності коефіцієнтів гідравлічного тертя λ шорстких труб ($\Delta_e=0,5$ мм) від числа Рейнольдса Re , розрахованих за формулою Кольбрука-Уайта (1.58) в області робочих швидкостей потоку ($\bar{V}_o = 0,3-4,0$ м/с), що мають практичне значення (суцільна лінія 2). Там же пунктиром показані ці ж залежності при малих швидкостях ($\bar{V}_o < 0,3$ м/с) та лінія $\lambda = f(Re)$ гідравлічно гладких труб (лінія 1), до якої вони дотично наближаються.

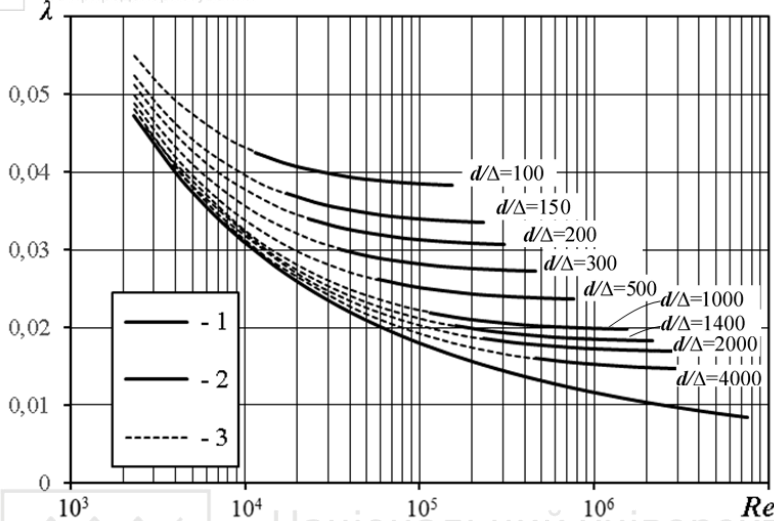


Рис. 1.7. Залежності коефіцієнтів гідравлічного тертя λ від числа Рейнольдса Re за формулою Кольбрука-Уайта (1.58):
 1 – гідравлічно гладких труб; 2 – шорстких труб при швидкостях потоку $\bar{V}_o = 0,3-4,0$ м/с; 3 – те ж, при швидкостях менше 0,3 м/с

Ці дані показують, що для практичних розрахунків слід розглядати більш вузький діапазон залежностей $\lambda = f(Re; \Delta/d)$ у межах робочих швидкостей, які мають практичне значення. Це стосується як формули (1.58), у якій аргумент (λ) задано у неявному вигляді, так і більш простих і зручних для практичних розрахунків формул (1.65–1.71). Незважаючи на незначні «внутрішні» протиріччя (с. 25–28) формули (1.70 і 1.71) рекомендовані вітчизняними нормативами [5; 6] для гідравлічних розрахунків трубопроводів водопостачання і водовідведення. Для практичного застосування ці формули записано із числовими значеннями коефіцієнтів, отриманих на основі експериментальних досліджень:

- Шевельова Ф.А. [29, с. 108]:
 - для нових сталевих водопровідних труб (без стиків)



$$\lambda = 0.23 \cdot \left(\frac{1.8896 \cdot 10^{-3}}{d} + \frac{1}{Re} \right)^{0.226}; \quad (1.73)$$

· для нових чавунних водопровідних труб

$$\lambda = 0.75 \cdot \left(\frac{0.5482 \cdot 10^{-3}}{d} + \frac{1}{Re} \right)^{0.284}; \quad (1.74)$$

- Федорова М.Ф. при роботі у напірному режимі [12, с. 50]:

· азбестоцементних каналізаційних труб

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \lg \left(\frac{73}{Re} + \frac{0.6}{3.42 \cdot d} \right); \quad (1.75)$$

· бетонних і залізобетонних каналізаційних труб

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \lg \left(\frac{100}{Re} + \frac{2}{3.42 \cdot d} \right), \quad (1.76)$$

де d – внутрішній діаметр труб, мм.

За цими формулами побудовано залежності $\lambda = f(Re; d)$ для технічних трубопроводів у діапазоні середніх швидкостей від 0 до 4,0 м/с для діаметрів від 50 до 2000 мм (рис. 1.8 і 1.9). При цьому параметри a_2 і Δ_e у формулі Федорова (1.71) прийнято рівними їхнім нормативним значенням, які відповідають найбільш поширеним у практиці водовідведення бетонним і залізобетонним ($a_2 = 100$ і $\Delta_e = 2.0$ мм) та азбестоцементним ($a_2 = 73$ і $\Delta_e = 0.6$ мм) трубам [6, табл. 5; 12, с. 50; 22, табл. II].

Дані цих графіків вказують на специфічність роботи кожного виду труб. Так, для сталевих труб (рис. 1.8а) є характерним найбільше наближення до зони гідравлічно гладких труб, визначеною напівемпіричною теорією турбулентності. Однак, у зоні малих чисел Рейнольдса Re коефіцієнти гідравлічного тертя λ мають менші значення (до 15%) за теоретично обґрунтовані. При зменшенні Re вони не сполучуються з лінією 2 для гідравлічно гладких труб, а перетинають її. Це вказує на недостатню обґрунтованість числових значень параметрів у формулах (1.62) і (1.73).

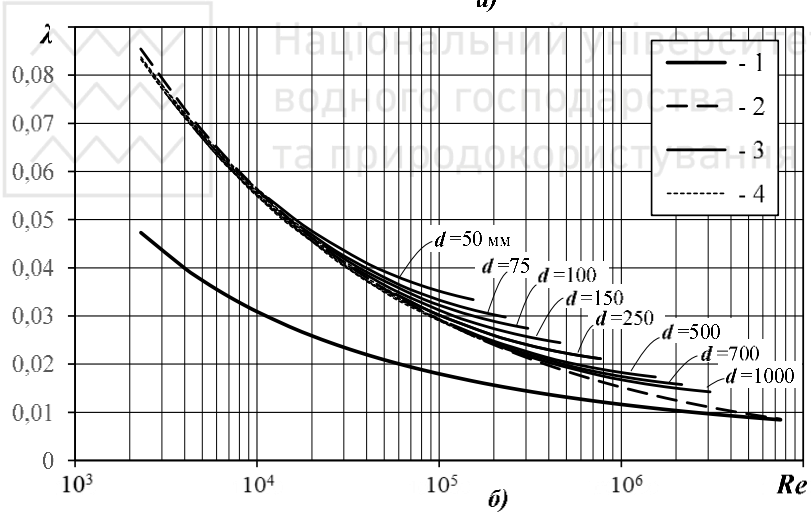
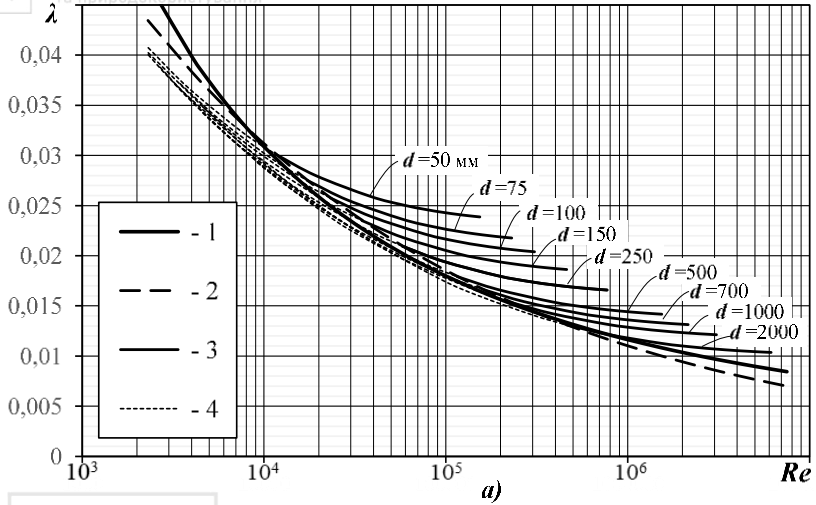


Рис. 1.8. Залежності $\lambda = f(Re; d)$ для нових сталевих без стиків (а)
нових чавунних (б) труб:

- 1 – для гідравлічно гладких труб за формулою Прандтля-Кармана (1.51);
- 2 – те ж, за формулами Шевельова: а) – (1.62); б) – (1.63);
- 3 – для технічних труб за (1.73) і (1.74) при $\bar{V}_o = 0,3-4,0$ м/с;
- 4 – те ж, при $\bar{V}_o < 0,3$ м/с

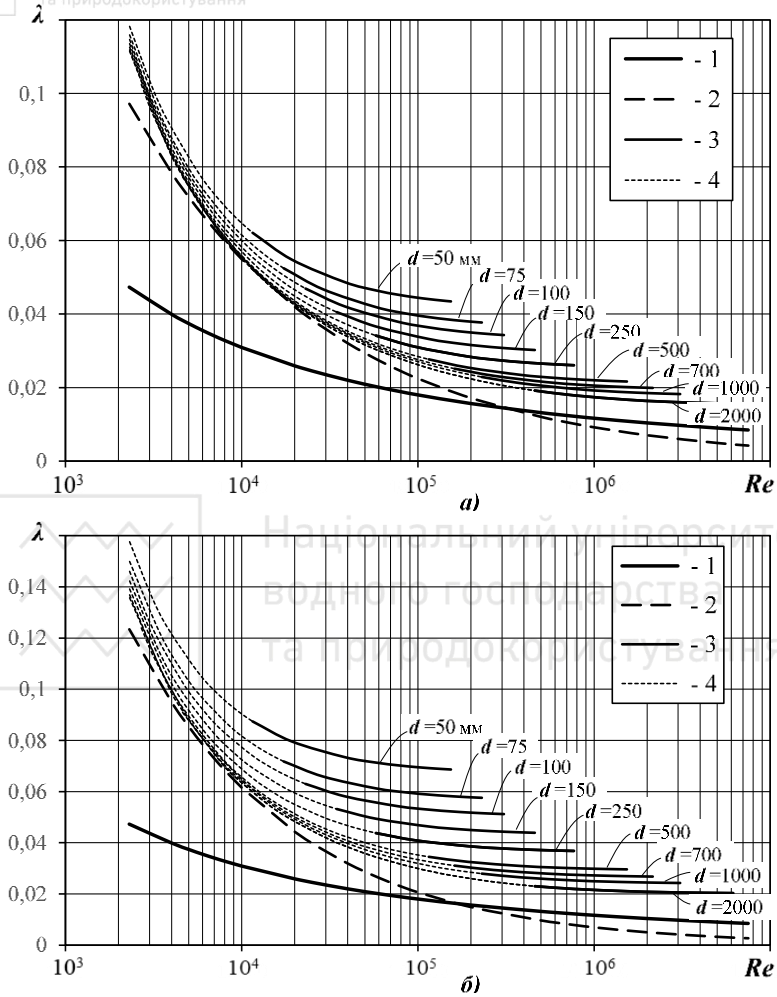


Рис. 1.9. Залежності $\lambda = f(Re; d)$ для каналізаційних труб:
a) азбестоцементних; **б)** бетонних і залізобетонних
 1 – для гідравлічно гладких труб за формулою Прандтля-Кармана (1.51); 2 – те ж, за формулою Федорова (1.77) при концентраціях
 зависі у воді: **a)** – $C_s = 1,2$; **б)** – $C_s = 5,0$ кг/м³; 3 – шорстких труб
 при $\bar{V}_o = 0,3-4,0$ м/с за формулами: **a)** – (1.75); **б)** – (1.76); 4 – те ж,
 при $\bar{V}_o < 0,3$ м/с



Робочі діапазони для нових водопровідних чавунних рис. 1.8б) і каналізаційних труб (рис. 1.9) знаходяться значно вище «теоретичної» зони гідравлічно гладких труб, особливо при малих числах Рейнольдса Re . Це обумовлено хвилястістю внутрішньої поверхні труб та наявністю на ній відносно великих рідко розташованих бугорків, що підносяться над виступами шорсткості. А тому, за дослідженнями Шевельова Ф.А., кожний тип труб у перехідній області має особливу сполучну криву для ліній $\lambda = f(Re; \Delta/d)$ [29, с. 73, 118]. Так, для ненових сталевих і чавунних труб сполучна крива знаходиться вище відповідної кривої для нових чавунних труб (рис. 1.5 і 1.6).

Ці сполучні криві, як і всі залежності $\lambda = f(Re; \Delta/d)$, будуть зміщені вгору, якщо враховувати відмінності у якості укладання труб у лабораторних і виробничих умовах та вплив стикових з'єднань на їхні гідравлічні опори. Для цього Шевельов Ф.А. пропонує у формулу (1.72) ввести відповідні коефіцієнти – k_1 і k_2 , а у формулу (1.73) – тільки k_1 , приймаючи $k_1 = 1,15$ і $k_2 = 1,18$. Однак, незрозуміло яким чином враховувати зміну шорсткості внутрішньої поверхні труб у процесі експлуатації. Адже утворення на ній продуктів інкрустації, кількість яких з часом збільшується, призводить до збільшення виступів шорсткості, а значить і до переміщення залежностей $\lambda = f(Re; \Delta/d)$ на відповідних графіках угору.

Лінії 2 на рис. 1.9, що характеризують роботу умовно гладких каналізаційних труб, перетинають лінію 1 гідравлічно гладких труб, визначеною напівемпіричною теорією турбулентності. Це є свідчення недостатньої обґрунтованості виду формули (1.77) та параметрів у ній. Однак, якщо для умовно гідравлічно гладких труб у формулі (1.71) прийняти $\Delta_e = 0$, то це протиріччя зникає. Сполучна лінія (аналог лінії 2), до якої у перехідній зоні асимптотично наближуються лінії 4, не перетинає лінію 1 для гідравлічно гладких труб.

Незважаючи на такі протиріччя «галузево орієнтовані» формули (1.70)–(1.76) набули широкого застосування для гідравлічних розрахунків трубопроводів водопостачання та водовідведення і дають задовільне співпадіння результатів розрахунків із експериментальними даними [4; 10; 12; 16; 19; 30].



Таким чином, із напівемпіричної теорії турбулентності витікає, що для швидкостей, які мають практичне значення, рух води у трубопроводах припадає на перехідну зону гідравлічного опору. Із збільшенням шорсткості технічних трубопроводів графіки залежностей $\lambda = f(Re; \Delta/d)$ зміщуються вгору від лінії, що характеризує роботу гідравлічно гладких труб. Відомі формули з визначення коефіцієнтів гідравлічного тертя λ слід розглядати як такі, що є достовірними для часткових випадків теорії турбулентності для конкретного виду труб та стану їхньої внутрішньої поверхні.

1.3. Вплив зміни шорсткості та місцевих опорів на коефіцієнти гідравлічного тертя

Зміна шорсткості трубопроводів водопостачання та водовідведення пов'язана із різним станом їхньої внутрішньої поверхні і обумовлена такими факторами:

- застосування труб із різних матеріалів, а відповідно і різною шорсткістю внутрішньої поверхні;
- інкрустацією внутрішньої поверхні труб у процесі експлуатації у зв'язку із корозією металевих труб, осадом механічних домішок та розчинених у воді речовин.

Крім того, наявність місцевих опорів, до яких слід віднести і стикові з'єднання, впливають на структуру потоків у трубах, змінюють профілі швидкостей і, відповідно, дотичні напруження на стінці труби τ_0 , які безпосередньо пов'язані із коефіцієнтами гідравлічного тертя труб де λ (формула 1.7). Врахування цих факторів для технічних трубопроводів має істотне значення, так як їхня наявність суттєво впливає на кінцеві результати гідравлічних розрахунків – гідравлічні ухили і втрати напорів у трубопроводах. При цьому важливо визначити не тільки сумарну величину гідравлічного опору конкретного трубопроводу із наявними величинами шорсткості, видів та кількості місцевих опорів, але й оцінити зміну параметрів і, можливо, структур розрахункових формул (1.58, 1.65–1.72).

Наведені на рис. 1.10 експериментальні дані отримані на експериментальному стенді групою вчених під керівництвом



професора Дікаревського В. С. для залізобетонних труб 700 мм [7, табл. 3.9, 3.10 і 3.11]. Вони засвідчують суттєву залежність гідравлічних опорів від стану шорсткості внутрішньої поверхні труб, яка обумовлена способом їх виготовлення. У порівнянні із гладкими трубами їхні опори більші майже у 2 рази для труб, виготовлених згідно чинних нормативів, і у 1,5 разів – з покращеними умовами виготовлення. Форма ліній $\lambda = f(Re; \Delta/d)$ вказує на утворення особливих типів шорсткості цих труб, що відрізняється як від гідравлічно гладких труб, так і тієї, яку передбачають чинні нормативи [5, додаток К] (лінії 5 і 6).

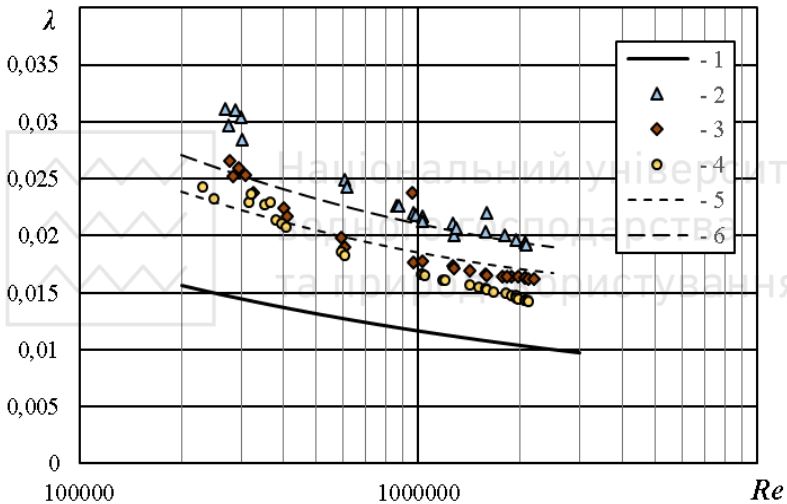


Рис. 1.10. Зміна гідравлічних опорів залізобетонних труб $d = 700$ мм залежно від способу їх виготовлення за даними досліджень під керівництвом В.С. Дікаревського [7]:
1 – залежність $\lambda = f(Re)$ за формулою Прадтля-Кармана (1.51) для гідравлічно гладких труб; 2 – коефіцієнти гідравлічного тертя труб, виготовлених згідно чинних нормативів; 3 – теж, на покращеному гумовому чохлі; 4 – теж, на покращеному гумовому чохлі із пластифікованої бетонної суміші; 5 і 6 – залежності $\lambda = f(Re; \Delta/d)$ для залізобетонних труб за аналогом формули (1.70) з параметрами ДБН В.2.5-74 [5, додаток К], відповідно, для: центрифужованих і віброгідропресованих труб



Враховуючи, що так звані «точні» формули справедливі для конкретного виду труб із притаманним йому станом їхньої внутрішньої поверхні (п. 1.2), автори «універсальних» формул (1.65–1.72) у якості параметрів шорсткості пропонують вводити показники еквівалентної шорсткості Δ_e або k_e , значення яких слід визначати не прямими вимірюваннями, а розрахунками через отриманні експериментально параметри коефіцієнтів гідравлічного тертя λ [1, п. 9-9; 3, п. 4.7; 9, п. 6.8, с. 170; 29, с. 13]. Для практичного користування запропоновано числові значення величин еквівалентної шорсткості для труб із різних матеріалів і станів їхніх внутрішніх поверхонь [3, табл. 4.1 і 4.2; 4, табл. 4.1; 12, п. 3.3]. Це дозволяє врахувати зміну шорсткості у вузькому діапазоні їх величин (практично у межах графіків залежностей $\lambda = f(Re; \Delta/d)$ – рис. 1.7 та його аналогам). Однак, за своїм характером ці зміни відповідають одному виду шорсткості – рівномірній піщаній [1, п. 9-7; 3, с. 64; 12, с. 41], а криві $\lambda = f(Re; \Delta/d)$ асимптотично наближуються до сполучної лінії для гідравлічно гладких труб.

Останній недолік відсутній у формулах Федорова (1.71 і 1.72), у яких коефіцієнти гідравлічного тертя λ каналізаційних труб залежать від параметрів шорсткості внутрішньої поверхні труб і Δ_e і a_2 [6, табл. 5; 12, табл. 3.12], які, у свою чергу знаходяться у тісному взаємозв'язку (рис. 1.11).

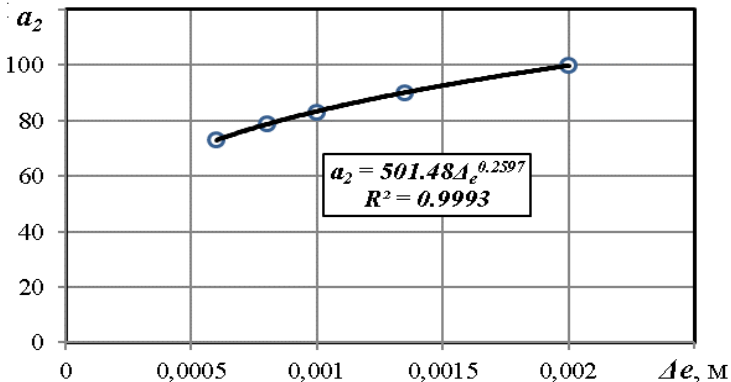


Рис. 1.11. Залежність між параметрами Δ_e і a_2 у формулах Федорова М.Ф. (1.69) і (1.70) для труб різного матеріалу



При малих числах Рейнольдса Re лінії $\lambda = f(Re; \Delta/d)$ наближуються до сполучних ліній $\lambda = f(Re)$ умовно гідравлічно гладких труб, які залежать від концентрації зважених речовин у стічних рідинах C_3 , кг/м³ [12, с. 51]

$$\lambda = (0.165 + 1.6 \cdot C_3^{2/3}) \cdot Re^{-0.19 \cdot (1 + C_3^{0.25})}. \quad (1.77)$$

У діапазоні великих чисел Рейнольдса ($Re > 10^5$) коефіцієнти λ , розраховані за цією формулою, менші ніж «теоретичні» для чистої води. Тому, самі автори рекомендують в цій зоні приймати їх рівними коефіцієнтам λ , розрахованим за формулою Шевельова (1.70) але з параметрами для азбестоцементних труб [12, с. 51].

Дослідження впливу на величини коефіцієнтів гідравлічного тертя λ стикових з'єднань труб та місцевих опорів, що призводять до локального звуження потоків води, показали, що в усьому діапазоні турбулентного режиму має місце збільшення коефіцієнтів λ , а в окремих випадках і форми залежностей $\lambda = f(Re; \Delta/d)$ [3, п. 4.6, 8.3, 8.4, 10.1; 9, п. 6.9; 29, гл. IV, п. 4]. Так, Альтшуль А. Д. на основі вивчення експериментальних даних відмічає, що «спосіб з'єднань сталевих труб не обумовлює визначального впливу на форму кривих опору при якісному виконанні стиків» [3, с. 64]. При цьому лінії $\lambda = f(Re; \Delta/d)$ зміщуються вгору на практично на сталу величину λ_{cm} (рис. 1.12, де наведено експериментальні дані для сталевих труб діаметром 50,8 мм [3, рис. 4.10] зі стиками і без них). Це можна пояснити утворенням додаткових вихрових зон у місцях стикових з'єднань, що призводить до збільшення шорсткості внутрішньої поверхні труб. Однак, залежності самого автора (1.66–1.68) із збільшеною шорсткістю (лінія 4 на рис. 1.12) мають значне відхилення від експериментальних даних. Це означає, що локальний вплив стикових з'єднань на форму залежності $\lambda = f(Re; \Delta/d)$ відбувається за іншими законами ніж зміна шорсткості внутрішньої поверхні труб. Крім того, сам же Альтшуль А. Д. основі аналізу серії дослідів дійшов висновку, що «погано виконані стики змінюють характер кривих $\lambda = f(Re)$ ». Однак, для врахування впливу місцевих опорів він вважає достатнім збільшувати втрати напорів у трубах на 15% [3, с. 64].

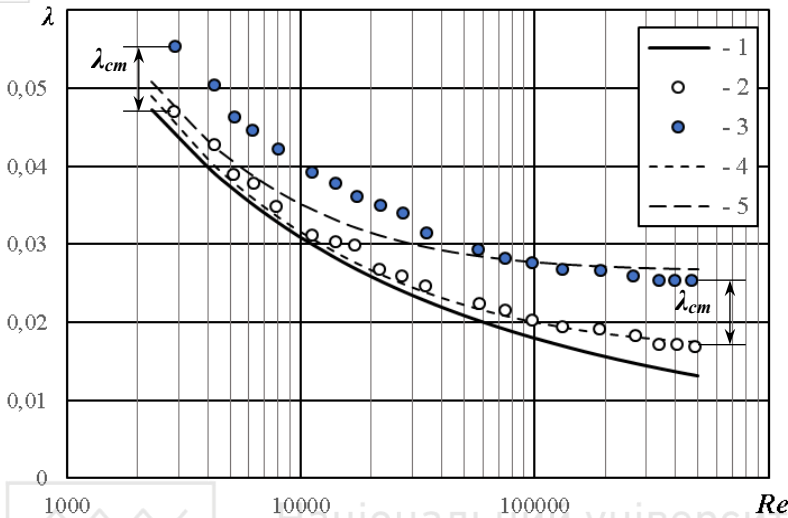


Рис. 1.12. Гідравлічні опори сталевих труб $d = 50,8$ мм зі стиками і без них за дослідженнями А.Д. Альтшуля [3]:

1 – залежність $\lambda = f(Re)$ за формулою Прандтля-Кармана (1.51) для гідравлічно гладких труб; 2 – коефіцієнти гідравлічного тертя труб без стиків; 3 – теж, зі стиками; 4 і 5 – залежності за формулою (1.66) при еквівалентній шорсткості Δ_e , відповідно 0,025 і 0,20 мм

Дані експериментальних досліджень Шевельова Ф. А. сталевих і чавунних труб [29, п. 4 гл. IV], частина яких наведена на рис. 1.13, показують, що на збільшення гідравлічних опорів впливають типи стикових з'єднань, відстані між ними та діаметри труб. Так, при великих відстанях між стиками (3,0 м і більше), що є основним на практиці, кривизна ліній $\lambda = f(Re; \Delta/d)$ зі стиками майже не змінюється. При менших відстанях у діапазоні невеликих чисел Рейнольдса Re кривизна зростає, що обумовлено суттєвим взаємним впливом стиків і формуванням нового типу шорсткості внутрішньої поверхні труб (як це має місце для сталевих і чавунних труб – рис. 1.8, каналізаційних труб із різних матеріалів і з різною концентрацією зависі у воді – рис. 1.9 та залізобетонних труб із різними видами шорсткості поверхні залежно від способу виготовлення труб – рис. 1.10).

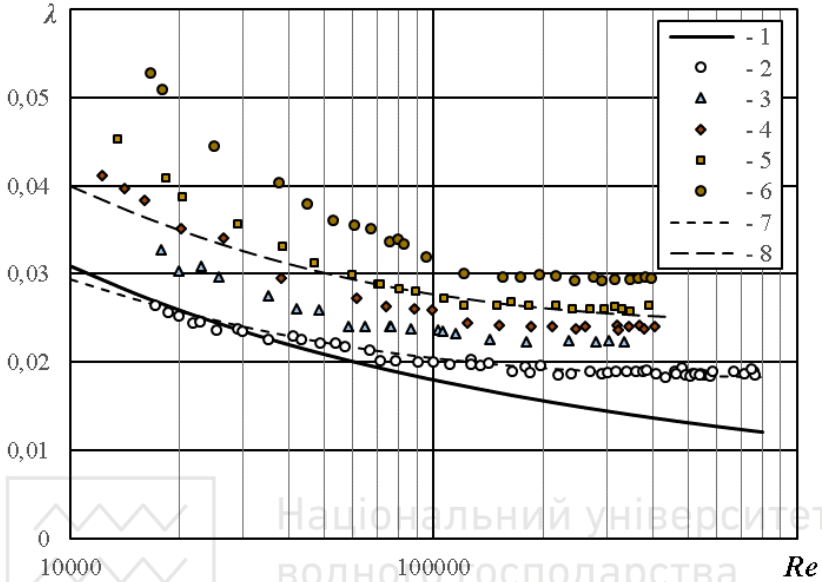


Рис. 1.13. Гідравлічні опори сталевих труб $d = 155,1$ мм зі зварними з'єднаннями за дослідженнями Ф.А. Шевельова [29]:

- 1 – залежність $\lambda = f(Re)$ за формулою Прандтля-Кармана (1.51) для гідравлічно гладких труб; 2 – коефіцієнти гідравлічного тертя труб без стиків; 3, 4, 5 і 6 – теж, зі зварними стиками, відповідно, через: 3,0, 1,5, 0,75 і 0,375 м; 7 – залежність $\lambda = f(Re; \Delta/d)$ для нових сталевих труб без стиків за формулою (1.73); 8 – теж, із врахуванням стикових з'єднань (за рекомендаціями ДБН В.2.5-74 [5, додаток К])

Дані рис. 1.13 засвідчують хороше співпадіння залежності $\lambda = f(Re; \Delta/d)$ для нових сталевих труб без стиків (формула 1.73) з результатами експериментальних досліджень. Разом з тим, мають місце значні розбіжності цієї залежності з експериментальними даними для труб зі стиками як за величиною коефіцієнтів λ , так і за характером їх зміни при різних числах Рейнольдса Re . Так, лінія 8, що характеризує зміну коефіцієнтів гідравлічного тертя λ сталевих труб зі стиками згідно рекомендацій ДБН В.2.5-74 [5, додаток К], не відповідає жодній із наведених на рис. 1.13 експериментально отриманих



залежностей $\lambda = f(Re; \Delta/d)$. Як і в дослідженнях Альтшуля А. Д., при невеликих числах Рейнольдса Re мають місце збільшення фактичних значень коефіцієнтів λ проти розрахункових. Це підтверджує наявність взаємного впливу стиків із формуванням нового типу шорсткості внутрішньої поверхні труб.

Оцінку впливу зварних стиків на зміну гідравлічних опорів труб проведено за рекомендаціями [4, с. 46], за якими їхні коефіцієнти гідравлічного опору розраховують за формулою

$$\lambda_1 = k_d \cdot \lambda, \quad (1.78)$$

де λ – коефіцієнти гідравлічного тертя у трубах без стиків, які слід визначати за формулами (1.57), (1.65–1.73) чи відомими їхніми аналогами [3; 4; 10; 12; 29; 30], наприклад, за формулою (1.82);

k_d – коефіцієнт, що враховує додаткові опори у трубопроводах, у даному випадку – вплив стикових з'єднань

$$k_d = 1 + \frac{\zeta_{ст.о}}{\lambda} \cdot \frac{d}{l_{ст}}, \quad (1.79)$$

де d і $l_{ст}$ – діаметр труб і відстань між стиками, м;

$\zeta_{ст.о}$ – коефіцієнт опору одного стика

$$\zeta_{ст.о} = 13,8 \cdot \left(\frac{\Delta_e}{d_p}\right)^{1.5}, \quad (1.80)$$

де Δ_e – еквівалентна висота стика, мм;

d_p – розрахунковий внутрішній діаметр труб, мм.

При цьому коефіцієнт опору стикових з'єднань становить

$$\zeta_{ст} = \lambda_1 - \lambda = \lambda \cdot (k_d - 1) = \lambda \cdot \left(\frac{\zeta_{ст.о}}{\lambda} \cdot \frac{d}{l_{ст}}\right) = \zeta_{ст.о} \cdot \frac{d}{l_{ст}}. \quad (1.81)$$

Для оцінки співвідношень наведених параметрів і їх залежність від діаметрів труб проведено відповідні розрахунки для нових сталевих труб при їх роботі в області квадратичного опору. Для цього визначено коефіцієнти гідравлічного тертя $\lambda_{кв}$ за формулою [29, ф. 50]

$$\lambda_{кв} = \frac{0,0121}{d_p^{0,226}}. \quad (1.82)$$



Результати розрахунків наведено на рис. 1.14–1.16. Вони показують, що із збільшенням діаметрів труб зменшуються не тільки коефіцієнти гідравлічного тертя λ , але й загальні коефіцієнти опору стикових з'єднань $\zeta_{\text{ст}}$ (рис. 1.14) та окремих стиків $\zeta_{\text{ст.о}}$ (рис. 1.15), а також коефіцієнти їхнього впливу k_d (рис. 1.16).

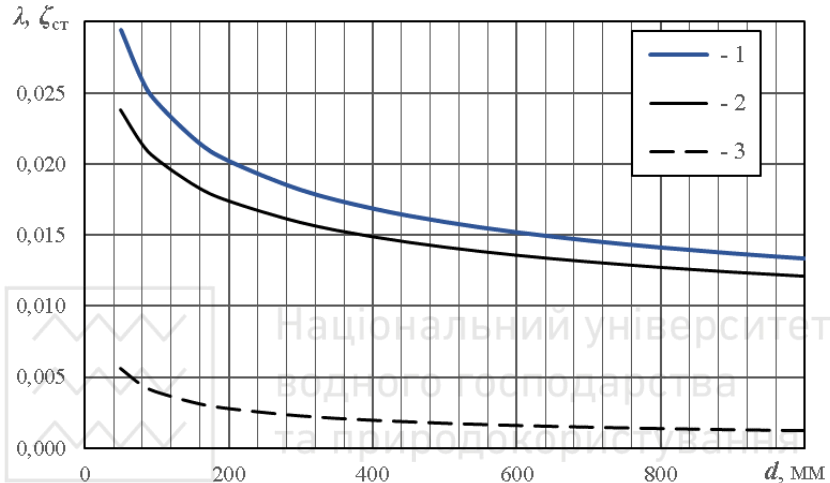


Рис. 1.14. Залежності гідравлічних опорів сталевих труб зі зварними з'єднаннями від їхніх діаметрів:

- 1 – лінія $\lambda_I = f(d)$ загальних опорів труб зі стиками (за формулою (1.78));
- 2 – лінія $\lambda = f(d)$ для труб без стиків (за формулою (1.82));
- 3 – лінія $\zeta_{\text{ст}} = f(d)$ для зварних з'єднань, влаштованих через 3,0 м (за формулою (1.81))

Аналіз результатів розрахунків показує, що відсоток гідравлічних опорів $\zeta_{\text{ст}}$ у стиках не є постійним у величині загального опору труб λ_I , а змінюється від $\sim 10\%$ при великих діаметрах до 23% – при малих діаметрах труб. При збільшенні відстані між стиками $l_{\text{ст}}$ ці відсотки будуть зменшуватись (для $l_{\text{ст}} = 6$ м у $\sim 1,5$ рази), а із зменшенням $l_{\text{ст}}$ – збільшуватись (для $l_{\text{ст}} = 0,5$ м у $\sim 2,8$ разів). Тобто для сталевих труб діаметрами $d = 50 \div 1000$ мм з відстанями між стиками $l_{\text{ст}} = 0,5 \div 6,0$ м на опори стикових з'єднань гідравлічних опорів $\zeta_{\text{ст}}$ може припадати $7 \div 65\%$ загальних величин гідравлічних опорів труб λ_I .



Для отримання більш точних залежностей впливу стикових з'єднань на гідравлічні опори трубопроводів проведено поглиблений аналіз основних впливових факторів на основі наявних у літературі експериментальних даних (рис. 1.15 і 1.16).

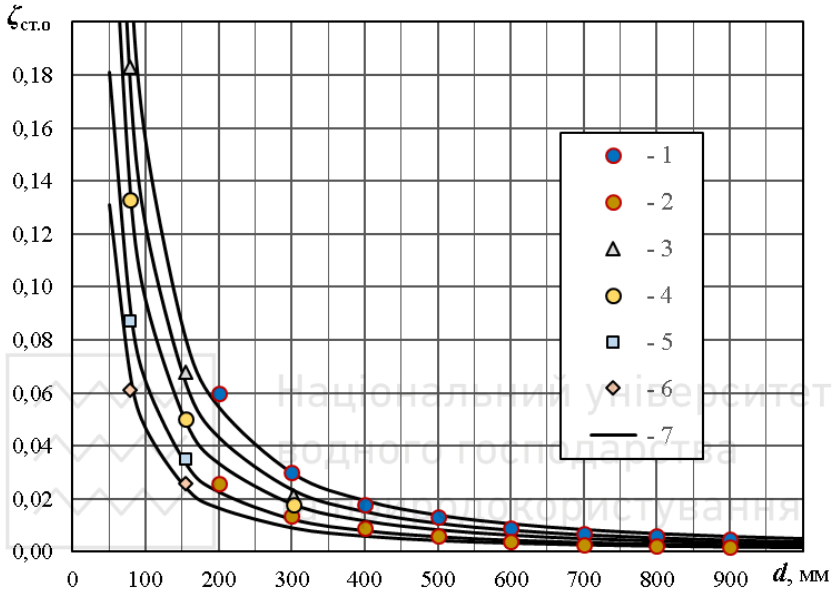


Рис. 1.15. Зміна гідравлічних опорів окремих зварних стиків від діаметрів труб:

- 1 – коефіцієнти опору стиків з підкладними кільцями ($\Delta_e = 5$ мм) [4, табл. 4.17];
- 2 – те ж, для електродугових та контактних стиків ($\Delta_e = 3$ мм);
- 3 – коефіцієнти опору стиків, влаштованих через $l_{ст} = 3,0$ м [29, табл. 9];
- 4 – те ж, з $l_{ст} = 1,5$ м;
- 5 – те ж, з $l_{ст} = 0,75$ м;
- 6 – те ж, з $l_{ст} = 0,375$ м;
- 7 – лінії $\zeta_{ст} = f(d; \Delta_e)$ для $\Delta_e = 5,0; 4,29; 3,61; 2,78$ і $2,24$ мм, розраховані за формулою (1.80)

Гідравлічні опори окремих зварних стиків сталевих труб, розраховані за формулою (1.80), практично співпадають із експериментальними даними, отриманими Шевельовим Ф.А. [29, рис. 41, відомості 15–19 додатків] і наведеними у [4, табл. 4.17].

Така ж відповідність експериментальним даним має місце при визначенні за формулою (1.79) коефіцієнтів збільшення гідравлічних опорів труб k_d за рахунок стикових з'єднань із



врахуванням їхнього взаємного впливу (рис. 1.16). Це підтверджує цілковиту придатність формул (1.79–1.81) для гідравлічних розрахунків сталевих труб з урахування їхніх стикових з'єднань.

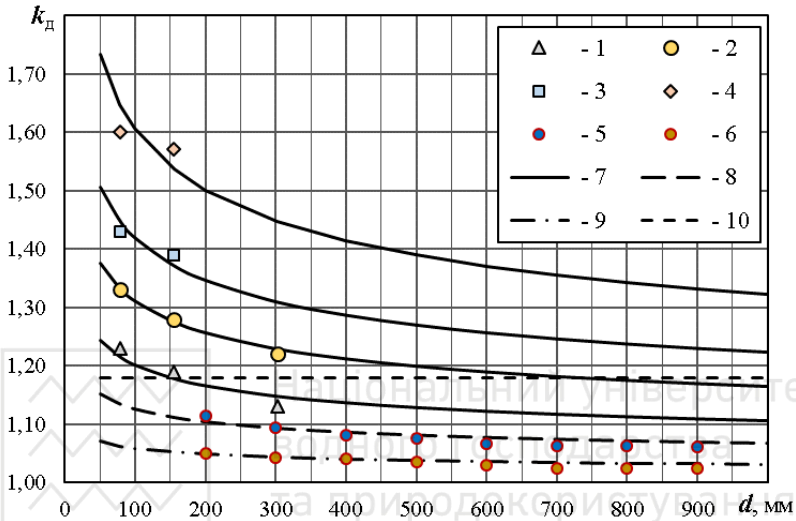


Рис. 1.16. Зміна коефіцієнтів впливу стикових з'єднань на гідравлічні опори труб:

- 1 – коефіцієнти збільшення опору труб із стиковими з'єднаннями, влаштованими через $l_{ст} = 3,0$ м [29, табл. 9]; 2 – те ж, з $l_{ст} = 1,5$ м;
- 3 – те ж, з $l_{ст} = 0,75$ м; 4 – те ж, з $l_{ст} = 0,375$ м; 5 – коефіцієнти збільшення опору труб із стиками через $l_{ст} = 6,0$ м і з $\Delta_e = 5$ мм [4, табл. 4.17]; 6 – те ж, для $l_{ст} = 3,0$ м і з $\Delta_e = 3$ мм; 7 – лінії $k_d = f(d; l_{ст})$, розраховані за формулою (1.79), для тих же коефіцієнтів опору стиків $\zeta_{ст.о}$, що і на рис. 1.15; 8 – лінія $k_d = f(d; l_{ст})$ для $l_{ст} = 6,0$ м і з $\Delta_e = 5$ мм; 9 – те ж, для $l_{ст} = 6,0$ м і $\Delta_e = 3$ мм; 10 – усереднене значення коефіцієнтів k_d за [29, с. 109]

Значення коефіцієнтів опору стиків $\zeta_{ст.о}$ і коефіцієнтів збільшення гідравлічного опору труб k_d на стики суттєво залежать від типів стикових з'єднань та відстаней між ними. Проведені на основі формул (1.78 – 1.80) розрахунки та отримані результати наведені на рис. 1.15 і 1.16. Вони показали, що не тільки значення коефіцієнта $\zeta_{ст.о}$, але й коефіцієнта k_d слід



характеризувати величинами еквівалентної шорсткості Δ_e . Для останнього суттєве значення має взаємний вплив стикових з'єднань. Саме тому, незважаючи на однакову технологію зварювання труб у досліджах Шевельова Ф.А. [29, п. 4 гл. IV], еквівалентна шорсткість Δ_e із зменшенням відстані між стиками – зменшувалась (див. поз. 7 до підписів рис. 1.15). При цьому відхилення від середніх значень величин шорсткості Δ_e труб різних діаметрів, але з однаковою відстанню між стиками, не перевищили $\pm 7,0\%$.

Тому пропозиції, що для врахування впливу стикових з'єднань достатньо збільшувати гідравлічні опори труб на 18% [29, с. 109] або на 15% [3, с. 64] слід вважати частковими випадками для сталевих труб $d = 50 \div 300$ мм.

Однак, на гідравлічні опори трубопроводів крім опору гідравлічного тертя по довжині трубопроводу та опору у стикових з'єднаннях суттєво впливають і місцеві опори, до яких відносять повороти труб, під'єднання бокових ліній, фасонні частини, трубопровідну арматуру тощо. Для врахування їхнього впливу на загальний опір трубопроводу коефіцієнт k_d у формулі (1.78) повинний враховувати не тільки коефіцієнт опору стиків $\zeta_{ст}$ але й у місцевих опорів $\zeta_{м.о}$

$$k_d = 1 + \frac{\zeta_{ст.о}}{\lambda} \cdot \frac{d}{l_{ст}} + \frac{\zeta_{м.о}}{\lambda} \cdot \frac{d}{L}, \quad (1.83)$$

де d і L – діаметр труб і сумарна довжина трубопроводу, м.

При цьому коефіцієнт додаткового опору (стикових з'єднань і місцевих опорів) становитиме

$$\begin{aligned} \zeta_{дод} &= \lambda_1 - \lambda = \lambda \cdot (k_d - 1) = \lambda \cdot \left(\frac{\zeta_{ст.о}}{\lambda} \cdot \frac{d}{l_{ст}} + \frac{\zeta_{м.о}}{\lambda} \cdot \frac{d}{L} \right) = \\ &= \zeta_{ст.о} \cdot \frac{d}{l_{ст}} + \zeta_{м.о} \cdot \frac{d}{L} = \zeta_{ст} + \zeta_{м}. \end{aligned} \quad (1.84)$$

Тоді коефіцієнт загального опору трубопроводу буде визначатись за формулою

$$\lambda_1 = k_d \cdot \lambda = \lambda \cdot \left(1 + \frac{\zeta_{дод}}{\lambda} \right) = \lambda + \zeta_{дод}. \quad (1.85)$$



Величина додаткового опору $\zeta_{\text{дод}}$ залежить від діаметрів труб, параметрів стикових з'єднань, типів та кількості місцевих опорів і може змінюватись у широких межах. Наприклад, для водоводу із сталевих труб діаметром $d = 0,5$ м і довжиною 1000 м визначено коефіцієнт $\zeta_{\text{м.о}}$ за наявності на ньому місцевих опорів, коефіцієнти ζ_0 для яких визначені за [4, п. 4.5; 12, п. 3.4]: повороту на 30° ($\zeta_{\text{п}}=0,155$), бокового підключення сталевих труб діаметром 100 мм ($\zeta_{\text{б.п}}=0,9$), засувка чавунна паралельна повністю відкрита ($\zeta_3=0,2$). У результаті отримано $\zeta_{\text{м.о}}=0,155+0,9+0,2=1,255$. Для цього водоводу, звареного із сталевих труб ($\zeta_{\text{ст.о}}=0,006$) довжиною 8 м додатковий опір становить

$$\zeta_{\text{дод}} = 0,006 \cdot \frac{0,5}{8} + 1,255 \cdot \frac{0,5}{1000} = 0,000375 + 0,0006275 = 0,0010.$$

Коефіцієнт збільшення опору трубопроводу становить

$$k_d = 1 + \frac{\zeta_{\text{дод}}}{\lambda} = 1 + \frac{0,001}{0,01415} = 1 + 0,071 = 1,071,$$

де λ – коефіцієнт гідравлічного тертя трубопроводу, розрахований за формулою (1.82), який для сталевих труб діаметром 0,5 м становить $\lambda = 0,01415$.

По аналогії, із наведеним розрахунком, для ділянки водопровідної мережі також із сталевих труб діаметром $d = 0,2$ м, загальною довжиною 1000 м із зварними стиками через 6 м, визначено коефіцієнт $\zeta_{\text{м.о}}$ для таких місцевих опорів і відповідних їм коефіцієнтів ζ_0 [4, п. 4.5; 12, п. 3.4]: 5 бокових підключень через стандартні трійники діаметром 100 мм ($\zeta_{\text{б.п}}=7,5$), 2 засувки чавунних паралельних повністю відкритих ($\zeta_3=0,2$), 6 підставок під пожежні гідранти ($\zeta_{\text{пн}}=0,7$). $\lambda = 0,01741$; $\zeta_{\text{ст.о}}=0,026$; $\zeta_{\text{м.о}}=5 \cdot 7,5 + 2 \cdot 0,2 + 6 \cdot 0,7 = 42,1$.

$$\zeta_{\text{дод}} = 0,026 \cdot \frac{0,2}{6} + 42,1 \cdot \frac{0,2}{1000} = 0,00087 + 0,00842 = 0,00929.$$

Коефіцієнт збільшення опору трубопроводу становить

$$k_d = 1 + \frac{\zeta_{\text{дод}}}{\lambda} = 1 + \frac{0,00929}{0,01741} = 1 + 0,533 = 1,533.$$

При розрахунках коефіцієнтів $\zeta_{\text{м}}$ взаємний вплив місцевих опорів не враховано, так як при великих відстанях між ними ($l_{\text{вп}} = (40 \div 60) \cdot d$ [4, ф. 4.90]) цей вплив – відсутній. При менших відстанях взаємний вплив двох сусідніх місцевих опорів слід



враховувати множенням суми їхніх опорів на коефіцієнт, який залежно від відстані між ними становить $0,6 \div 1,0$ [4, табл. 4.21]. Однак, на практиці таке зменшення опорів може бути компенсоване як наявністю неврахованих опорів, так і не точним врахуванням величин ζ_0 відомих опорів (наприклад, якість стикових з'єднань чи ступінь відкриття запірної арматури). На точність розрахунків впливає також стандартні відхилення діаметрів труб та їхньої овальності, які передбачені чинними нормативами на виготовлення труб. Такі відхилення можуть становити до $\pm 5\%$, а поправкові коефіцієнти до гідравлічних опорів труб, що враховують ці відхилення – $0,78 \div 1,29$ [4, с. 61].

В практиці гідравлічних розрахунків трубопроводів водопостачання та водовідведення врахування впливу стиків та місцевих опорів здійснюють таким чином:

- введенням у нормативи [5; 6] додаткових коефіцієнтів, що враховують:
 - різницю у якості влаштування трубопроводів на лабораторних установках та у виробничих умовах – $k_1 = 1.15$ [29, с. 109, 137];
 - вплив зварних і муфтових стиків сталевих труб – $k_2 = 1.18$ [29, с. 96, 101, 109];
- врахуванням місцевих опорів:
 - у довгих трубопроводах (понад 100 м) – коефіцієнтами $k_3 = 1.05 \div 1,10$ [4, с. 60, 70]; $k_3 = 1.10 \div 1,20$ [5, п. К.4];
 - для коротких трубопроводів – через коефіцієнти $\zeta_{м.о.}$, які є сумою коефіцієнтів ζ_0 окремих опорів із врахуванням їхнього взаємного впливу.

Таким чином, для довгих трубопроводів, які найчастіше мають місце у системах водопостачання та водовідведення, коефіцієнт, що враховує додаткові опори у трубопроводах k_d , згідно рекомендацій [4; 5; 6; 29] слід визначати за формулою

$$k_d = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 . \quad (1.86)$$

Якщо врахувати, що у вітчизняних нормативах [5; 6] значення коефіцієнтів k_1 і k_2 включені у величини коефіцієнтів λ , значення коефіцієнта k_d слід приймати рівним коефіцієнту k_3 . Для коротких трубопроводів, або у випадку більш точного



врахування впливу стикових з'єднань і місцевих опорів, розрахунки слід проводити за формулою (1.83).

Залежність коефіцієнтів додаткового гідравлічного опору $\zeta_{\text{дод}}$ у формулі (1.85), як і коефіцієнтів $\zeta_{\text{ст}}$ і $\zeta_{\text{м}}$ від чисел Рейнольдса Re можна оцінити за даними [3, п. 10.1 і 10.2; 4, с. 48]. Вони засвідчують, що у діапазоні малих чисел Рейнольдса ($Re < 1000$ – у зоні ламінарного руху) ці коефіцієнти залежать від Re і можуть бути розраховані за формулою

$$\zeta = \frac{A}{Re} + \zeta_{\text{КВ}}, \quad (1.87)$$

де A – коефіцієнт, значення якого залежить від виду місцевих опорів і змінюється у широких межах (від 30 до 5000);

$\zeta_{\text{КВ}}$ – коефіцієнт місцевого опору у квадратичній зоні, де він є постійною величиною [3, табл. 10.1 і 10.2; 12, табл. 3.33].

Для наближених розрахунків можна приймати [3, с.193; 4, с. 48; 12, с. 82].

$$A = 500 \cdot \zeta_{\text{КВ}}. \quad (1.88)$$

В області турбулентного руху [3, рис. 10.1 і 10.2] тільки у діапазоні невеликих чисел Рейнольдса $Re = 2300 \div 10000$ і тільки при великих величинах $\zeta_{\text{КВ}}$ (понад 0,01) значення ζ можуть перевищувати $\zeta_{\text{КВ}}$ на + 5%. Якщо врахувати, що для зовнішніх мереж водопостачання практичне значення мають трубопроводи діаметрами понад 100 мм [5, п. 12.44], для мереж господарсько-побутового водовідведення – 150 мм, а дощового і загальносплавного – 200 мм [6, п. 8.3.1], то стає очевидним, що для розрахунків має значення діапазон турбулентного режиму при числах Рейнольдса $Re > 10000$ (середні швидкості руху води $V > 0.1$ м/с). При цьому відхилення від квадратичного опору менші + 5%, що не перевищує точності розрахунків величин місцевих опорів $\zeta_{\text{КВ}}$. Отже, цілком допустимо, що для практичних розрахунків величини $\zeta_{\text{дод}}$ можуть бути постійними при будь яких числах Рейнольдса Re .



Висновки до розділу 1

1. Існуючі залежності для визначення коефіцієнтів гідравлічного тертя дозволяють врахувати зміну шорсткості внутрішньої поверхні труб у вузькому діапазоні їх величин, порівнюючи її до рівномірної піщаної шорсткості.
2. Трубопроводи водопостачання і водовідведення мають технічну шорсткість і у діапазоні швидкостей, що мають практичне значення (до 3–4 м/с), працюють у перехідній зоні гідравлічного опору, а їхні коефіцієнти гідравлічного тертя залежать від виду шорсткості, діаметрів та чисел Рейнольдса.
3. Величини коефіцієнтів, що враховують вплив стикових з'єднань на гідравлічні опори труб залежать від типів стиків, відстаней між ними та діаметрів труб і можуть змінюватись у широкому діапазоні їх величин (від 1,07 до 1,65).
4. Величина додаткового опору $\zeta_{\text{дод}}$ залежить від діаметрів труб, параметрів стикових з'єднань, типів та кількості місцевих опорів і може змінюватись у широких межах (у порівнянні із коефіцієнтами гідравлічного тертя – у 1,07÷2 і більше разів). Значення $\zeta_{\text{дод}}$ практично не залежать від чисел Рейнольдса.



2. ОБҐРУНТУВАННЯ РОЗРАХУНКІВ ТРУБОПРОВІДНИХ СИСТЕМ ЗА СПРОЩЕНИМИ ФОРМУЛАМИ

Із матеріалу попереднього розділу випливає, що отримані на основі напівемпіричної теорії турбулентності формули для визначення гідравлічних опорів трубопроводів хоч і достатньо точно описують закономірності турбулентного руху у трубопроводах, не враховують у повній мірі основних впливових факторів, які у реальних умовах суттєво впливають на зміну цих закономірностей, а у результаті і точність результатів кінцевих розрахунків. Крім того, окремі із формул є достатньо складними, заданими у неявному виді і часто потребують уточнень окремих параметрів реальними даними. Тому важливим є застосування більш простих формул, придатних не тільки для гідравлічних, але й оптимізаційних розрахунків, які б враховували основні впливові фактори, притаманні трубопроводам водопостачання і водовідведення та їхні зміни у процесі експлуатації.

2.1. Аналіз особливостей чинних нормативних формул для гідравлічних розрахунків трубопроводів

Чинний норматив [5] втрати напору на одиницю довжини трубопроводу (гідравлічний ухил) і з урахуванням гідравлічного опору стикових з'єднань рекомендує визначати за формулою

$$I = \lambda \cdot \frac{1}{d} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} = \frac{A_1}{2 \cdot g \cdot d^{n+1}} \cdot \left(A_0 + \frac{C}{V} \right)^n \cdot V^2, \quad (2.1)$$

де V – середня швидкість руху рідини у трубопроводі, м/с;

d – розрахунковий внутрішній діаметр труб, м;

g – прискорення вільного падіння, м/с²;

λ – коефіцієнт гідравлічного тертя

$$\lambda = \frac{A_1}{d^n} \cdot \left(A_0 + B_0 \cdot \frac{d}{Re} \right)^n = \frac{A_1}{d^n} \cdot \left(A_0 + \frac{C}{V} \right)^n, \quad (2.2)$$

де Re – число Рейнольдса (формула (1.21)), якому при величині коефіцієнта кінематичної в'язкості $\nu = 1,3 \cdot 10^{-6}$ м²/с (температура води $t = 10-11^\circ$ С), відповідає права частина цієї формули;



A_0, A_1, B_0, C і n – параметри, що залежать від матеріалу труб та виду їхньої внутрішньої поверхні, які слід приймати за [5, табл. К.1] і наведені у табл. 2.1.

Таблиця 2.1

Числові значення коефіцієнтів A_0, A_1, B_0, C і показника степеню m у формулах (2.1) і (2.2) [5]

№ з/п	Матеріал та вид труб	A_0	A_1	B_0	C	n	
1	Нові сталеві без внутрішнього захисного покриття або з бітумним захисним покриттям	1	0,0159	526153,8	0,684	0,226	
2	Нові чавунні без внутрішнього захисного покриття або з бітумним захисним покриттям	1	0,0144	1815385	2,36	0,284	
3	Ненові сталеві та чавунні з бітумним внутрішнім покриттям або без нього	$V < 1,2$	1	0,0179	666923,1	0,867	0,3
		$V > 1,2$	1	0,0210	0	0	0,3
4	Азбестоцементні	1	0,011	2700000	3,51	0,19	
5	Залізобетонні віброгідропресовані	1	0,01574	2700000	3,51	0,19	
6	Залізобетонні центрифуговані	1	0,01385	2700000	3,51	0,19	
7	Сталеві та чавунні з внутрішнім пластмасовим або полімерцементним покриттям, нанесені центрифугуванням	1	0,011	2700000	3,51	0,19	
8	Сталеві та чавунні з внутрішнім цементно-піщаним покриттям, нанесеним методом набризкування з наступним загладжуванням	1	0,01574	2700000	3,51	0,19	
9	Сталеві та чавунні з внутрішнім цементно- піщаним покриттям, нанесеним методом центрифугування	1	0,01385	2700000	3,51	0,19	
10	Пластмасові	0	0,01344	769230,8	1	0,226	
11	Скляні та склопластикові	0	0,01461	769230,8	1	0,226	



Гідравлічний опір з'єднувальних частин та фасонних елементів рекомендовано визначати за довідниками, а гідравлічний опір арматури – за паспортами фірм-виробників. За відсутності даних про кількість з'єднувальних частин, фасонних елементів і арматури, що встановлені на трубопроводах, втрати напору в них допускається враховувати додатково в розмірі від 10 % до 20 % від втрат напору у трубопроводах [5, п. К.6].

Гідравлічний розрахунок каналізаційних самопливних трубопроводів (лотків, каналів) може бути проведений за формулою [6, п. 8.2.1]

$$I = \lambda \cdot \frac{1}{R} \cdot \frac{v^2}{8 \cdot g}, \quad (2.3)$$

де R – гідравлічний радіус (формула (1.3)), м;

λ – коефіцієнт гідравлічного тертя, який розраховують за формулою (1.72).

Гідравлічний розрахунок каналізаційних напірних трубопроводів слід виконувати згідно з ДБН В.2.5-74 [5].

При гідравлічному розрахунку самопливних і напірних трубопроводів з пластмасових труб може бути використано ДСТУ-Н Б В.2.5-40 [8] та таблиці для гідравлічних розрахунків трубопроводів із полімерних матеріалів [6, п. 8.2.1]. При цьому коефіцієнти гідравлічного тертя за ДСТУ [8, п. 5.3.1.2] слід розраховувати за формулою

$$\sqrt{\lambda} = \frac{0,5}{\lg\left(\frac{3,7 \cdot d}{K_e}\right)} \cdot \left[\frac{b}{2} + \frac{1,312 \cdot (2-b) \cdot \lg\left(\frac{3,7 \cdot d}{K_e}\right)}{\lg Re_{\phi} - 1} \right], \quad (2.4)$$

де b – число подібності режимів руху води;

Re_{ϕ} – число Рейнольдса фактичне;

K_e – коефіцієнт еквівалентної шорсткості, м;

Коефіцієнт K_e слід приймати згідно з документацією виробника, але не менше 0,00001 м, а число подібності режимів руху води визначати за формулою

$$b = 1 + \frac{\lg Re_{\phi}}{\lg Re_{KB}}, \quad (2.5)$$



де Re_{KB} – число Рейнольдса, що відповідає квадратичній області опорів турбулентного режиму, визначають за формулою

$$Re_{KB} = \frac{500 \cdot d}{K_e}. \quad (2.6)$$

На рис. 2.1 наведено результати розрахунків коефіцієнтів гідравлічного тертя λ пластмасових труб без стиків і зі стиками за рекомендаціями ДБН [5] та ДСТУ [8] з величиною еквівалентної шорсткості $K_e = 0,00002$ м для діапазону середніх швидкостей руху води в трубах, що мають практичне значення, $V = 0,1..4,0$ м/с.

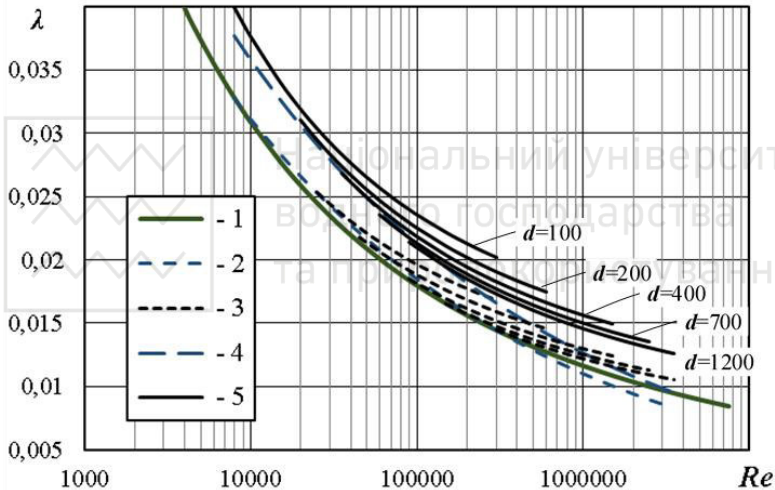


Рис. 2.1. Залежності $\lambda = f(Re; d)$ для пластмасових труб:

- 1 – залежність $\lambda = f(Re)$ за формулою Прандтля-Кармана (1.51) для гідравлічно гладких труб;
- 2 – коефіцієнти гідравлічного тертя труб без стиків за ДБН [5];
- 3 – те ж, за ДСТУ [8];
- 4 – те ж, із врахуванням стикових з'єднань за ДБН [5];
- 5 – те ж, за ДСТУ [8] (20% додаткового опору)

Порівняння цих даних вказує на очевидну розбіжність кінцевих результатів, отриманих за двома чинними нормативами. Особливо це відчутно в області значень, що відповідають великим швидкостям руху води. Так, при великих швидкостях ця розбіжність сягає до 32%. Крім того, у ДБН [5] значення



коефіцієнтів формули (2.2), що наведені у табл. 2.1, враховують збільшення опорів за рахунок стиків на 18%, а за ДСТУ [8, п. 5.3.1.2] втрати напору у стикових з'єднаннях та у локальних місцях опору слід визначати додатково. Допускається ці величини приймати рівними $20 \pm 30\%$ від втрат напорів на тертя. Для 30% додаткового гідравлічного опору розбіжність між результатами зростає до 43%.

Основною відмінністю, а отже і розбіжністю у результатах розрахунків, є те, що за ДБН [5] пластмасові труби працюють як гідравлічно гладкі, а за ДСТУ [8] – як такі, що мають незначну шорсткість. При дуже малій шорсткості значення коефіцієнтів гідравлічного тертя практично співпадають із даними для гідравлічно гладких труб. Тому, якщо прийняти до уваги, що на практиці технічні трубопроводи не можуть мати ідеально гладку внутрішню поверхню, розрахункам за ДСТУ слід віддати перевагу. На користь такого висновку вказує і те, що лінії 2 і 4 на рис. 2.1 (при розрахунках за ДБН) перетинають лінію 1, яка характеризує роботу гідравлічно гладких труб. Цей факт протирічить теорії турбулентності потоків у трубопроводах. Разом з тим розрахунки за ДСТУ (формули (2.4)–(2.6)) є більш складними у порівнянні із більш простими і зрозумілими розрахунками за ДБН. Однак, у кожному із цих методів найбільш суттєве значення має врахування впливу стикових з'єднань та локальних місцевих опорів.

При техніко-економічних розрахунках і виконанні гідравлічних розрахунків систем подачі та розподілу води за допомогою комп'ютерних програм втрати напору в трубопроводах водопостачання рекомендовано визначати за формулою [5, п. К.5]

$$I = k \cdot \frac{q^\beta}{d^m}, \quad (2.7)$$

де q – розрахункова витрата води, $\text{м}^3/\text{с}$;

d – розрахунковий внутрішній діаметр труб, м;

k , β та m – коефіцієнт та показники степеню, що залежать від матеріалу та виду труб, які рекомендовано приймати за [5, табл. К.2] (табл. 2.2).



Таблиця 2.2

Числові значення коефіцієнта k та показників
степеню β та m у формулі (2.7) [5]

№ з/п	Матеріал та вид труб	k	β	m
1	Нові сталеві без внутрішнього захисного покриття або з бітумним захисним покриттям	0,00179	1,9	5,1
2	Нові чавунні без внутрішнього захисного покриття або з бітумним захисним покриттям	0,00179	1,9	5,1
3	Ненові сталеві та чавунні з бітумним внутрішнім захисним покриття або без нього	0,001735	2,0	5,3
4	Азбестоцементні	0,00180	1,85	4,89
5	Залізобетонні віброгідропресовані	0,001688	1,85	4,89
6	Залізобетонні центрифуговані	0,001486	1,85	4,89
7	Сталеві та чавунні з внутрішнім пластмасовим або полімерцементним покриттям, нанесені центрифугуванням	0,00118	1,85	4,89
8	Сталеві та чавунні з внутрішнім цементно-піщаним покриттям, нанесеним методом набризкування з наступним загладжуванням	0,001688	1,85	4,89
9	Сталеві та чавунні з внутрішнім цементно-піщаним покриттям, нанесеним методом центрифугування	0,001486	1,85	4,89
10	Пластмасові	0,001052	1,774	4,774
11	Скляні та склопластикові	0,001144	1,774	4,774

Величини гідравлічних ухилів допускається збільшувати на $10\div 20\%$ для врахування додаткових втрат напору у фасонних частинах і трубопровідній арматурі, встановлених на трубопроводі [5, п. К.6].

Порівняння результатів розрахунків за формулами (2.1) і (2.7) з відповідними для них числовими значеннями параметрів (табл. 2.1 і 2.2) вказують на їхню значну розбіжність для окремих



видів труб. Для цього визначено відхилення δ , %, між значеннями гідравлічних ухилів, розрахованих за формулою (2.1) $I_{2.1}$ і формулою (2.7) $I_{2.7}$

$$\delta = \left(1 - \frac{I_{2.7}}{I_{2.1}}\right) \cdot 100. \quad (2.8)$$

Результати порівняльних розрахунків за формулами (2.1) і (2.7) наведено на (рис. 2.2 і 2.3). Вони засвідчують цілком допустимі відхилення $\pm 3,0\%$ для неметалевих труб (рис. 2.2) і значні розбіжності у розрахунках – для металевих (рис. 2.3).

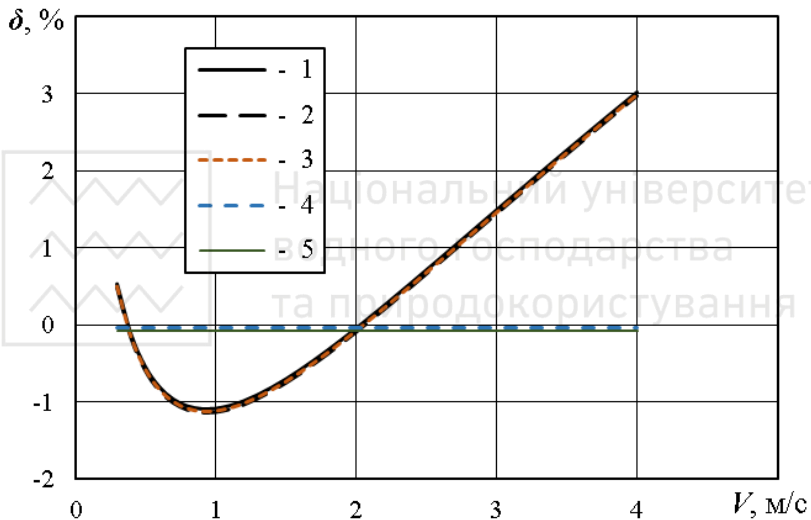


Рис. 2.2. Величини відхилень розрахунків за формулами (2.1) і (2.7) при середніх швидкостях руху води $V = 0,3 \div 4,0$ м/с для неметалевих труб:

- 1 – залізобетонних віброгідропресованих і сталевих та чавунних з цементно-піщаним покриттям, нанесеним набризкуванням із загладжуванням;
- 2 – залізобетонних центрифугованих і сталевих та чавунних з цементно-піщаним покриттям, нанесеним центрифугуванням;
- 3 – азбестоцементних і сталевих та чавунних з пластмасовим або полімерцементним центрифугованим покриттям;
- 4 – пластмасових;
- 5 – скляних і склопластикових

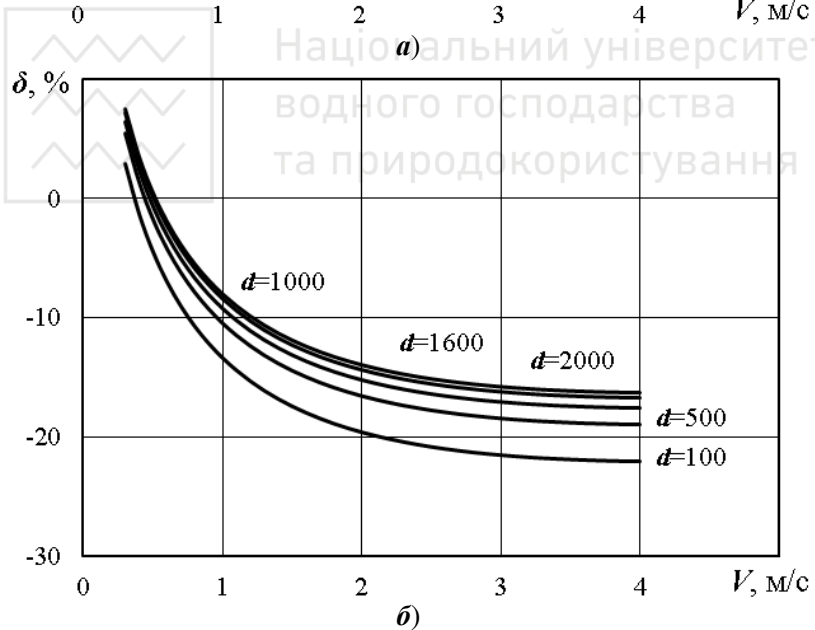
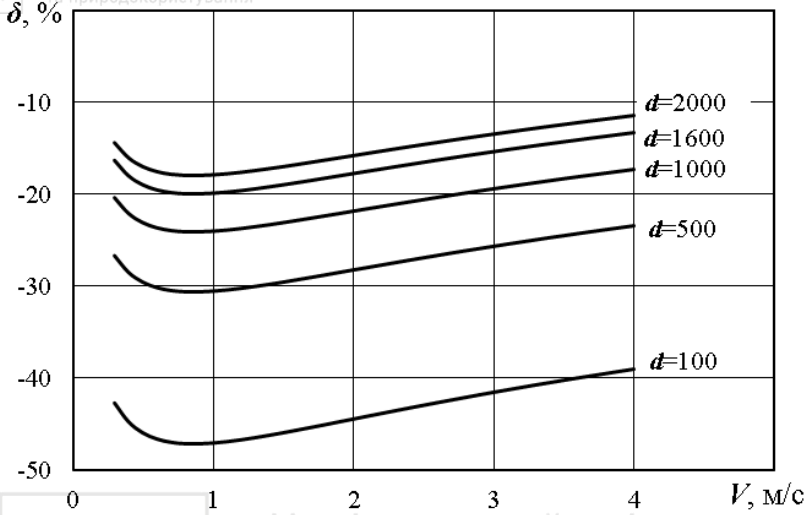


Рис. 2.3. Відхилення у розрахунках за формулами (2.1) і (2.7) для труб без внутрішнього захисного покриття або з бітумним захисним покриттям:

a – нових сталевих; ***б*** – нових чавунних

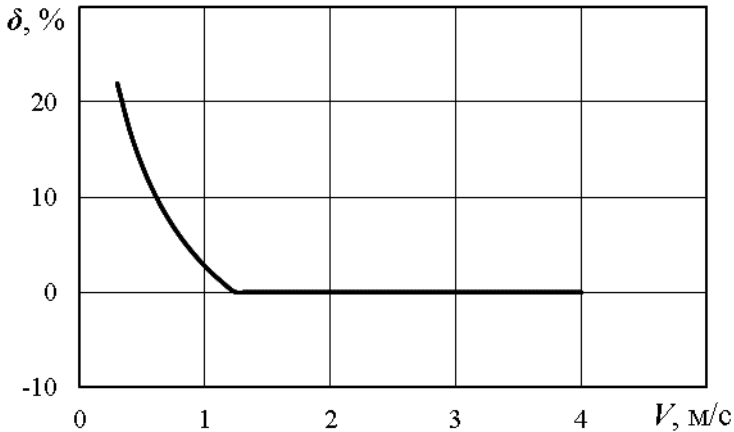


Рис. 2.4. Відхилення у розрахунках за формулами (2.1) і (2.7) для ненових сталевих та чавунних труб без внутрішнього захисного покриття або з бітумним захисним покриттям

Аналіз порівняльних даних гідравлічних розрахунків сталевих та чавунних труб вказує на недопустимість застосування у спрощеній формулі типу (2.7) однакових параметрів для нових сталевих та чавунних труб. Враховуючи достатню обґрунтованість формул типу (2.1) експериментальними даними, суттєві відмінності у величинах коефіцієнтів гідравлічного тертя, крутизну та характер залежностей $\lambda = f(Re; d)$ для нових сталевих і чавунних труб (рис. 1.8), а також різні значення параметрів для них у формулах (2.1) і (2.2) (табл. 2.1), значення параметрів у формулі (2.7) підлягають уточненню.

Такий же висновок стосується і ненових сталевих та чавунних труб не тільки для $V < 1,2 \text{ м/с}$, але для всього діапазону робочих швидкостей, так перехідна область опору має місце і при більших швидкостях [7; 16; 17; 29; 31; 45]. Крім того, для них при обґрунтуванні відповідних параметрів необхідно додатково врахувати, що коефіцієнт гідравлічного тертя конкретного трубопроводу не може мати постійну величину, а змінюється з часом і залежить від конкретних умов експлуатації [3; 16; 17; 26].



У країнах Європи та Америки більшість гідравлічних розрахунків базуються на застосуванні формул [31; 32; 36; 37; 38; 42; 43; 45; 46] Кольбрука Уайта (1.58) та Вільямса-Хазена

$$V = 0,849 \cdot C \cdot R^{0,63} \cdot I^{0,54}, \quad (2.9)$$

або

$$I = 10,67 \cdot \frac{q^{1,852}}{C^{1,852} \cdot d^{4,87}}, \quad (2.10)$$

де C – коефіцієнт Вільямса-Хазена, що залежить від шорсткості труб, значення якого приймають на основі рекомендацій, отриманих експериментальним шляхом [36];

R – гідравлічний радіус (формула (1.3)), м;

q і d – витрата води, м³/с, і внутрішній діаметр труб, м.

Вважається, що ці формули є універсальними і справедливі для труб із будь якого матеріалу і виду шорсткості їхньої внутрішньої поверхні. Однак, матеріали багатьох досліджень [7; 12; 15; 16; 17; 29; 31; 46] вказують, що у випадках шорсткості, характер якої суттєво відрізняється від рівномірної піщаної, мають місце значні відхилення у параметрах кінематичних потоків та крутизни і форми залежностей $\lambda = f(Re; \Delta/d)$ (див. п. 1.2). Так, у роботах [31; 36; 37; 42; 45; 46] вказується на особливість турбулентних потоків для труб значної шорсткості у діапазоні великих чисел Рейнольдса Re і пропонується ряд уточнень для представлення формули Кольбрука-Уайта у явному вигляді.

Для практичних розрахунків, крім формули Вільямса-Хазена чинний Європейський норматив [38] для гідравлічних розрахунків термопластичних труб при температурі води 20°С рекомендує застосовувати формули:

- у діапазоні чисел Рейнольдса $4 \cdot 10^3 \leq Re < 1,5 \cdot 10^5$

$$I = 5,37 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{v^{1,76}}{d^{1,24}}; \quad (2.11)$$

- у діапазоні чисел Рейнольдса $1,5 \cdot 10^5 \leq Re < 10^6$

$$I = 5,79 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{v^{1,80}}{d^{1,20}}. \quad (2.12)$$



Якщо температура води відмінна від 20° С для уточнення гідравлічних ухилів у трубах пропонується формула

$$I_x = I_o \cdot \left(\frac{\vartheta_x}{\vartheta_o} \right)^b, \quad (2.13)$$

де I_x і I_o – гідравлічні ухили для води з конкретною температурою і розраховані за формулами (2.11) або (2.12);

ϑ_x і ϑ_o – кінематична в'язкість води з конкретною температурою і при 20° С, м/с²;

b – показник степені, який для формули (2.11) рівний 0.24, а для формули (2.12) – 0.20.

Аналіз формул (2.11) і (2.12) показує, що вони відповідають роботі в області гідравлічно гладких труб, а їхні результати максимально наближені до результатів формули Прандтля-Кармана (1.51) при 20° С. Крім цих формул норматив [36] допускає застосування і інших формул, зокрема, Прандтля-Кармана (1.51), Кольбука Уайта (1.58), Вільямса-Хазена (2.9), а також інших формул, які за структурою подібні і близькі за значеннями до формул (2.9) і (2.10), але мають застосування на території окремих держав. Такими є формули СИ (Ізраїль), SNV (Швейцарія), а також узагальнені формули Блазіуса, Стріклера, Тісона, Шімемі. Всі вони дають для вузького діапазону чисел Рейнольдса Re в основному близькі за значеннями величини гідравлічних ухилів, але мають суттєві розбіжності за їх межами. Це засвідчує відсутність універсального підходу до гідравлічних розрахунків трубопроводів та їхню орієнтованість на регіональні особливості і традиції.

Тому є очевидним, що вибір більш точної але і більш складної формули залежить від потрібної точності кінцевих результатів, діапазонів режимів роботи трубопроводів та достовірності і точності вихідних даних. Зазвичай для практичних розрахунків комплексів трубопроводів водопостачання чи водовідведення, коли формуються великі масиви вихідних даних, значення яких обумовлені дією ймовірного впливу багатьох факторів, перевагу мають більш прості формули. Однак, їх застосування повинне мати чіткі граничні умови і визначені діапазони режимів роботи.



2.2. Визначення параметрів спрощених формул для гідравлічних розрахунків трубопроводів

Для практичних гідравлічних розрахунків комплексів трубопроводів водопостачання чи водовідведення відповідно до рекомендацій [5, п. К.5] слід застосовувати спрощені степеневі формули типу (2.7). Однак, враховуючи суттєві розбіжності (до 50 %) між окремими із них, різні підходи до врахування місцевих гідравлічних опорів та можливі зміни опорів труб у процесі експлуатації, числові значення параметрів окремих видів труб потребують уточнень і приведення їх у відповідність до наявних експериментальних та теоретичних даних.

2.2.1. Трубопроводи водопостачання

Формула (2.7) може бути представлена у вигляді [21]

$$I = \frac{k}{d^m} \cdot \left(V \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \right)^\beta = k \cdot \left(\frac{\pi}{4} \right)^\beta \cdot \frac{V^\beta}{d^{m-2\beta}} = k_v \cdot \frac{V^\beta}{d^p}, \quad (2.14)$$

де k_v та p – коефіцієнт та показник степеню при переведенні характеристики потоку з витрати q на середню швидкість V .

Числові значення коефіцієнтів k та k_v залежать також від розмірності параметрів q та V . Однак, за своєю структурою формули (2.7) та (2.14) аналогічні, легко доступні для математичного аналізу і мають значне поширення у світовій практиці для розрахунків трубопроводів [5; 12; 20; 36; 38].

Значення пошукових величин k_v , β та p визначено шляхом апроксимації числових даних масиву гідравлічних ухилів I , отриманим експериментальним шляхом або розрахованих за формулою (2.1) для діапазону заданих величин швидкостей V та діаметрів d . Для цього здійснено такі додаткові перетворення числових значень гідравлічних ухилів I :

- значення масиву гідравлічних ухилів ранжовано за величинами швидкостей V_j та діаметрів d_j з утворенням множин MI_i та MI_j ;
- для визначення показника степеню β кожне значення гідравлічних ухилів множини MI_j (для всіх швидкостей j -го діаметру) поділено на величину гідравлічного ухилу I_{1j} (при



швидкості V_i того ж діаметру); в результаті для кожного діаметру труб d_j було утворено нову множину $y_{i,j} = f(x_i)$

$$y_{i,j} = \frac{I_{i,j}}{I_{i,1}} = \frac{\frac{k_v \cdot V_i^\beta}{d_j^p}}{\frac{k_v \cdot V_1^\beta}{d_1^p}} = \left(\frac{V_i}{V_1}\right)^\beta = x_i^\beta; \quad (2.15)$$

- для визначення показника степеню p кожне значення гідравлічних ухилів множини MI_i (для відповідної швидкості кожного діаметру) поділено на величину гідравлічного ухилу $I_{i,1}$ (для діаметра d_1 тієї ж швидкості); в результаті для кожної швидкості V_i були утворені нові множини $y_{i,j} = f(x_j)$

$$y_{i,j} = \frac{I_{i,j}}{I_{i,1}} = \frac{\frac{k_v \cdot V_i^\beta}{d_j^p}}{\frac{k_v \cdot V_i^\beta}{d_1^p}} = \left(\frac{d_j}{d_1}\right)^p = x_j^p. \quad (2.16)$$

Залежності (2.15) і (2.16) для визначення показників степеню β і p є ідентичними. Обидві вони одночленні степеневі із коефіцієнтом, рівним 1,0. Це повністю відповідає даним для їх визначення, наведених на рис. 2.5 і 2.6, на яких значення показників степеню близькі до пошукових величин β і p .

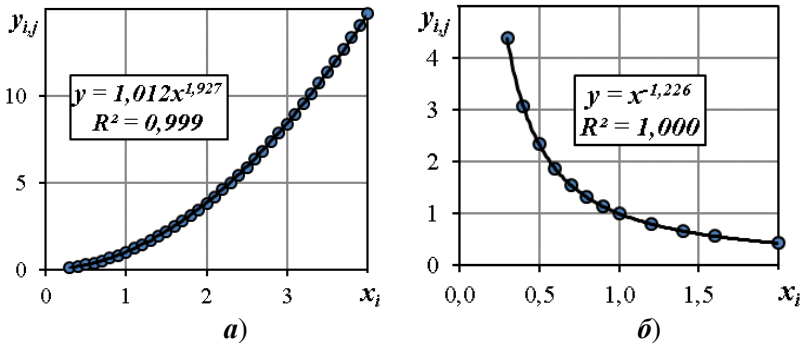


Рис. 2.5. Залежності $y_i = f(x_i)$ з визначення показників степеню β (а) і p (б) для сталевих труб

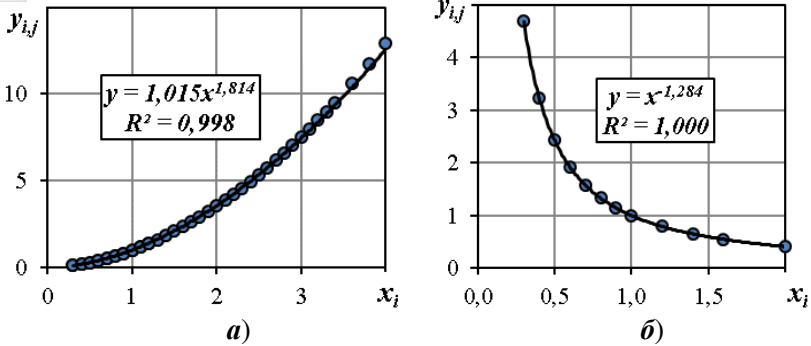


Рис. 2.6. Залежності $y_i = f(x_i)$ з визначення показників степеню β (а) і p (б) для чавунних труб

Крім того, значення аргументів $y_{i,j}$ для одних і тих же величин x_i (чи x_j) практично співпадають. Тому, в обох випадках (для визначення β і p) залежності (2.15) і (2.16) можна представити у вигляді

$$y_i = x_i^\varepsilon, \quad (2.17)$$

де ε – показник степеню, який у першому варіанті рівний β , а у другому – p .

Показники степеню ε визначено після логарифмування формули (2.17) за методом найменших квадратів окремо для сталевих і чавунних, а значення коефіцієнтів k_v – як середнє арифметичне для уже відомих величин β і p за формулою

$$k_v = \frac{1}{n \cdot m} \cdot \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \frac{l_{i,j} \cdot d_j^p}{v_i^\beta}, \quad (2.18)$$

де n – кількість елементів множини MI_i ;

m – те ж, множини MI_j .

За цією методикою параметри β , p і k_v отримано у результаті обробки значного експериментального матеріалу для труб, що мали різний термін експлуатації [17; 26, п. 4; 27] (479 дослідів для сталевих труб діаметрами $d_\phi = 29,6 \div 1200$ мм і 303 досліди для чавунних діаметрами $d_\phi = 30 \div 900$ мм), і розрахованих за формулою (2.1) даних.



У результаті для сталевих і чавунних труб із різною шорсткістю внутрішньої поверхні у межах широкого діапазону вхідних параметрів, що мають практичне значення [16; 30; 31; 43], $V = 0,3 \div 4,0$ м/с і $d = 0,1 \div 2,0$ м було отримано [17; 19; 27] такі значення параметрів до формул (2.7) та (2.14):

- для сталевих труб:
 - коефіцієнти $k_v = 0,0009285$ і $k = 0,00148$;
 - показники степеню $\beta = 1,93$, $p = 1,22$ і $m = 5,08$;
- для чавунних труб:
 - коефіцієнти $k_v = 0,001053$ і $k = 0,00163$;
 - показники степеню $\beta = 1,81$, $p = 1,28$ і $m = 4,90$.

Отримані значення параметрів дозволяють проводити гідравлічні розрахунки трубопроводів водопостачання з достатньою точністю (до $\pm 2,5\%$) в діапазоні швидкостей $V = 0,5 \div 5,5$ м/с – для нових сталевих і $V = 0,3 \div 3,2$ м/с – для чавунних труб (рис. 2.7). При збільшенні гідравлічного опору труб (при $K_S > 1,0$) ці діапазони змінюються (рис. 2.8).

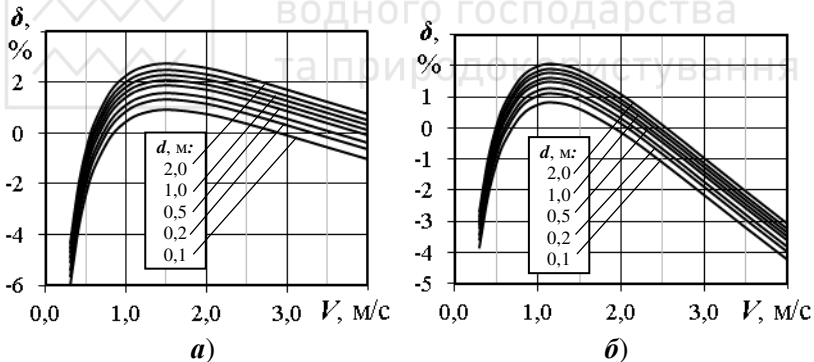


Рис. 2.7. Похибки розрахунків за спрощеною формулою (2.14) у порівнянні з результатами «точної» формули (2.1) для сталевих (а) і чавунних (б) труб

Результати обчислень похибок розрахунків при збільшенні гідравлічних опорів труб (розділ 3) до 10 разів ($K_S = 1 \div 10$) для діаметрів труб d від 0,1 до 1,6 м [19, п. 4.1] наведені на рис. 2.8. Вони показують, що в межах похибок $\pm 5,0\%$ область використання формул (2.7) і (2.14) із отриманими параметрами



β , m і k відповідає основному робочому діапазону швидкостей руху води у трубопроводах [19, табл. 4.4] і діапазону стандартних діаметрів труб при зміні їхніх коефіцієнтів гідравлічних опорів K_S від 1,0 (нові труби) до 10.

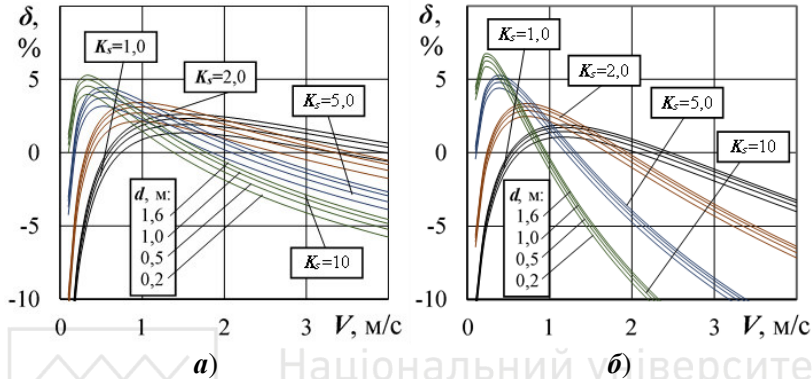


Рис. 2.8. Похибки у розрахунках гідравлічних ухилів сталевих (а) та чавунних (б) труб при збільшенні їхніх гідравлічних опорів ($K_S = 1,0 \div 10,0$)

У результаті порівняльного аналізу розрахунків за спрощеними формулами (2.7) і (2.14) з багаточисельними експериментальними даними для нових сталевих і чавунних труб встановлено їхню цілковиту відповідність. Так, на рис. 2.9 наведено експериментальні дані, отримані Шевельовим Ф.А. [29, відомості 15 і 27 додатків] у лабораторних умовах для нових сталевих (без стиків) і чавунних труб діаметрами, відповідно, 155,1 та 152,0 мм. Для проведення аналізу було враховано той факт, що експериментальні дані отримано не у польових, а у лабораторних умовах. Тому коефіцієнти A_1 у формулі (2.1) і k_v у формулі (2.14) було зменшено на величину коефіцієнта $k_1 = 1,15$, що враховує різницю у якості влаштування трубопроводів на лабораторних установках та у виробничих умовах [29, с. 109, 137], а сталевих додатково на величину коефіцієнта $k_2 = 1,18$ – впливу зварних і муфтових стиків сталевих труб [29, с. 96, 101, 109]. Очевидним є той факт, що як і лінії $i = f(V)$, отримані за формулою (2.1), так і, отримані за формулою (2.14) повністю знаходяться у межах довірчих інтервалів експериментальних



даних. Це вказує на доцільність розрахунків за спрощеною формулою, як більш простою, зрозумілою і придатною не тільки для гідравлічних, але й для оптимізаційних розрахунків.

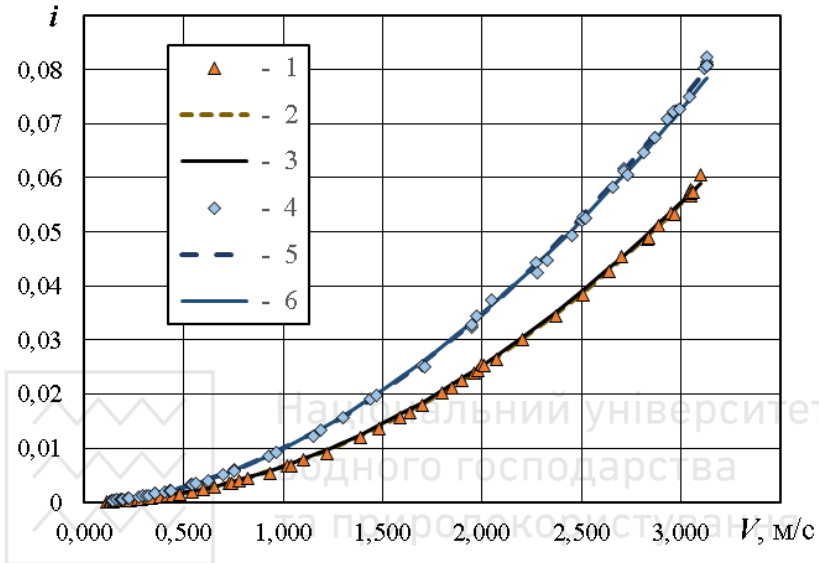


Рис. 2.9. Оцінка відповідності результатів розрахунків гідравлічних ухилів нових сталевих та чавунних труб за спрощеною формулою (2.14) експериментальним даним:

1 і 4 – експериментальні дані Шевельова Ф.А. для сталевих труб діаметром $d = 155,1$ мм і чавунних труб $d = 152,0$ мм; 2 і 5 – лінії гідравлічних ухилів, розраховані за формулою (2.1), відповідно, для сталевих і чавунних труб цих діаметрів; 3 і 6 – те ж, за формулою (2.7)

На рис. 2.10 наведено результати порівнянь розрахунків за спрощеною формулою (2.14) із експериментальними даними, отриманими на діючих трубопроводах водопостачання, які знаходились в експлуатації різну кількість років. Це стосується даних для двох трубопроводів діаметром $d = 900$ мм із сталевих труб довжиною $l = 440$ м з терміном експлуатації $T_{експ} = 15$ років та із чавунних труб довжиною $l = 2000$ м з терміном експлуатації $T_{експ} = 9$ років, отриманих Шевельовим Ф.А. [29, табл. 11, відомості 47 і 48 додатків], та Петросовим В.А. [16, табл. А.1] для водоводу діаметром $d = 1200$ мм із сталевих труб довжиною



$l = 14902$ м з терміном експлуатації $T_{експ} = 37$ років. Там же наведено лінії 2, 5 і 8 $i = f(V)$, розраховані за формулою (2.1) для ненових труб згідно рекомендацій [5, додаток К].

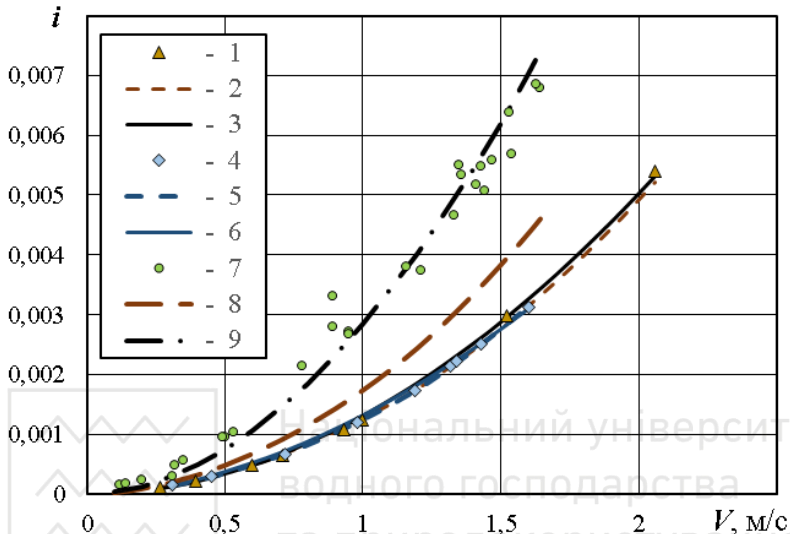


Рис. 2.10. Оцінка відповідності результатів розрахунків гідравлічних ухилів ненових сталевих та чавунних труб за спрощеною формулою (2.14) експериментальним даним: 1 і 4 – експериментальні дані Шевельова Ф.А. для сталевих і чавунних труб діаметрами $d = 900$ мм; 2 і 5 – лінії гідравлічних ухилів, розраховані за формулою (2.1) для ненових сталевих і чавунних труб $d = 900$ мм; 3 і 6 – те ж, за формулою (2.7) із коефіцієнтами збільшення опорів труб, відповідно, $K_s = 1,25$ і $K_s = 1,10$; 4 – результати досліджень Петросова В.А. на водоводі $d = 1200$ мм із сталевих труб; 8 – лінія гідравлічних ухилів, отриманих за формулою (2.1) для сталевих труб $d = 1200$ мм із коефіцієнтом $K_s = 2,0$; 9 – те ж, за формулою (2.7) із коефіцієнтом $K_s = 3,8$

Враховуючи, що застосування спрощених формул для гідравлічних розрахунків трубопроводів, що знаходяться в експлуатації, передбачає врахування збільшення їхніх гідравлічних опорів за рахунок відкладень на внутрішній



поверхні труб [17; 19; 26; 27] за допомогою коефіцієнтів K_S (див. розділ 3), для наведених даних прийнято такі їх значення:

- для сталевих труб $d = 900$ мм з $T_{експ} = 15$ років – $K_S = 1,25$;
- для чавунних труб $d = 900$ мм з $T_{експ} = 9$ років – $K_S = 1,10$;
- для сталевих труб $d = 1200$ мм з $T_{експ} = 37$ років – $K_S = 3,80$.

Наведені дані засвідчують повне співпадіння результатів розрахунків за спрощеними формулами із експериментальними даними Шевельова Ф.А. та формулою (2.1) для ненонних труб. Розрахунки за формулою (2.14) також відповідають експериментальним даним Петрова В.А. на відміну від розрахунків за формулою (2.1) при врахуванні вимог до неї передбачених нормативом [5, п. К.2], який передбачає: «... до значень $A1$ та C , що приймаються за таблицею К.1, а значенню K -за таблицею К.2 слід вводити коефіцієнт (не більше 2), значення якого рекомендується приймати згідно з даними про зростання втрат напору в трубопроводах, що працюють в аналогічних умовах». Тому на рис. 2.10 лінія 8 відповідає значенням, розрахованим із максимальною нормованою величиною коефіцієнта $K_S = 2,0$.

Отримані результати порівняльного аналізу показують, що для гідравлічних розрахунків ненонних сталевих і чавунних труб, тобто таких, що мають на своїй внутрішній поверхні відкладення, які призводять до збільшення їхніх гідравлічних опорів, слід застосовувати формули (2.7) або (2.14) із визначеними параметрами β , m , p , k і k_v , але із коефіцієнтом збільшення гідравлічного опору труб $K_S > 1,0$.

Для аналізу параметрів у спрощеній формулі (2.7) інші види труб, наведені у табл. 2.1 і 2.2, поділено на три групи:

- **I група:** різні види труб на основі портландцементу (азбестоцементні, залізобетонні, віброгідропресовані і центрифуговані, сталеві та чавунні з внутрішніми цементно-піщаними, пластмасовими або полімерцементним покриттями), з показниками степенів у формулі (2.7): $\beta = 1,85$; $m = 4,89$;

- **II група:** пластмасові, гідравлічні розрахунки яких можна проводити за двома нормативами [5 і 8] з очевидною розбіжністю кінцевих результатів;

- **III група:** скляні та склопластикові.



Для труб І-ї групи параметри спрощеної формули (2.7) відрізняються тільки величинами коефіцієнтів k . За своїми значеннями ці параметри практично співпадають із параметрами формули Вільямса-Хазена (2.10) при величинах коефіцієнтів Вільямса-Хазена $C = 110 \div 140$, що відповідає різним видам бетонних покриттів [36]. Результати розрахунків для них майже не відрізняються від розрахунків за «точною» формулою (2.1), похибки яких при середніх швидкостях $V < 2,7$ м/с не перевищують $\delta \pm 1\%$ (лінії 1, 2 і 3 на рис. 2.2). Це вказує на прийнятність параметрів, рекомендованих нормативом [5] (табл. 2.2) для гідравлічних розрахунків за спрощеними формулами.

Для труб II-ї групи, що об'єднує різні типи пластмасових труб, враховуючи очевидну розбіжність кінцевих результатів розрахунків за двома чинними нормативами [5 і 8] (див. с. 48–49), окремі протиріччя розрахунків за ДБН теорії турбулентності потоків у трубопроводах (вихід за межі гідравлічно гладких труб у сторону зниження коефіцієнтів гідравлічного тертя (рис. 2.1) при числах Рейнольдса $Re > 3 \cdot 10^5$), різний стан внутрішньої поверхні труб, виготовлених із різних термопластичних матеріалів та за різними технологіями, розрахункам за ДСТУ слід віддати перевагу [8]. Розрахунки за ДСТУ (формули 2.3 і 2.4) є більш гнучкими, так як дають можливість враховувати зміну гідравлічних опорів при різних матеріалах пластмасових труб. Однак, вони є більш складними і потребують переходу на розрахунки за спрощеними формулами.

Для цього за наведеною вище методикою визначено значення параметрів до спрощених формул (2.7) та (2.14) для пластмасових труб:

- показники степеню $\beta = 1,87$, $p = 1,20$ і $m = 4,94$;
- коефіцієнти k_v і k залежать від величин еквівалентної шорсткості k_e , мм, і розраховують за формулами

$$k_v = 0.000845 \cdot k_e^{0.0655}; \quad k = 0.00133 \cdot k_e^{0.0655}. \quad (2.19)$$

Оцінка точності розрахунків за спрощеними формулами (2.7) і (2.14) у порівнянні із більш точними (2.3) і (2.4) дозволяє рекомендувати отримані параметри для визначення гідравлічних



ухилів у трубах із термопластичних матеріалів із значеннями еквівалентної шорсткості $k_e = 0,01 \div 0,05$ мм, яка характерна для більшості пластмасових труб промислового виробництва [8; 38]. На рис. 2.11 наведені величини похибок розрахунків за спрощеними і «точними» формулами для значень еквівалентної шорсткості $k_e = 0,01$ і $k_e = 0,05$ мм. Очевидно, що для всього діапазону діаметрів пластмасових труб, що застосовують у зовнішніх системах водопостачання похибки, в основному, не перевищують $\pm 2,5\%$. Виключення становлять труби малих діаметрів ($d = 100 \div 200$ мм), для яких при швидкостях $V < 0,7$ м ці похибки є дещо вищими, але не перевищують точності кінцевих розрахунків.

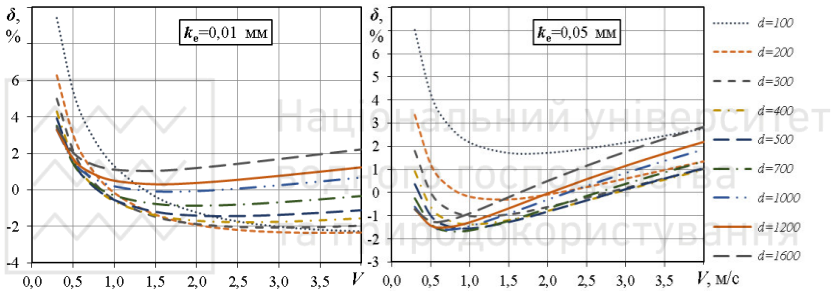


Рис. 2.11. Похибки у розрахунках гідравлічних ухилів пластмасових труб при значеннях еквівалентної шорсткості $k_e = 0,01$ і $k_e = 0,05$ мм

Для труб III-ї групи (скляні та склопластикові), незважаючи на однакові значення показників степенів β і m , не існує таких явних недоліків, які притаманні трубам II-ї групи. Так, через більшу величину коефіцієнта k (табл. 2.2) вихід за межі гідравлічно гладких труб має місце при $Re > 2 \cdot 10^6$, що характерно тільки для труб значних діаметрів (понад 2 м) при швидкостях понад 1,5 м/с. Враховуючи також, що ці труби не мають такого широкого діапазону шорсткості внутрішньої поверхні як пластмасові, значення параметрів, рекомендованих нормативом [5] (табл. 2.2) для гідравлічних розрахунків за спрощеними формулами є цілком прийнятними. Однак, у перспективі, у разі набуття широкого поширення скляних і склопластикових труб



для систем водопостачання і водовідведення, такі уточнення стануть нагайними, особливо для труб великих діаметрів.

Отже, результати розрахунків за спрощеними формулами (2.7) і (2.14) є адекватними експериментальним даним і більш точним формулам типу (2.1). Це засвідчує її придатність для гідравлічних розрахунків трубопроводів водопостачання у межах швидкостей, діаметрів труб і коефіцієнтів збільшення їхніх гідравлічних опорів, що мають практичне значення. Рекомендовані значення параметрів для розрахунків за спрощеними формулами наведені у табл. 2.3

Таблиця 2.3

Значення коефіцієнтів k_v і k та показників степеню β , p та m у формулах (2.7) і (2.14) для гідравлічних розрахунків трубопроводів водопостачання

№ з/п	Матеріал та вид труб	k_v	k	β	p	m
1	Сталеві	0,0009285	0,00148	1,93	1,22	5,08
2	Чавунні	0,001053	0,00163	1,81	1,28	4,90
3	Азбестоцементні та труби з нанесеним центрифугуванням внутрішнім пластмасовим або полімерцементним покриттям	0,001151	0,00180	1,85	1,19	4,89
4	Залізобетонні віброгідропресовані та труби з нанесеним набризкуванням з наступним загладжуванням внутрішнім цементно-піщаним покриттям	0,001080	0,001688	1,85	1,19	4,89
5	Залізобетонні центрифуговані та труби з нанесеним центрифугуванням внутрішнім цементно- піщаним покриттям	0,00095	0,001486	1,85	1,19	4,89
6	Пластмасові	0,000654	0,00103	1,87	1,20	4,94
7	Скляні та склопластикові	0,000745	0,001144	1,774	1,226	4,774



2.2.2. Трубопроводи водовідведення

Спрощені формули типу (2.7) і (2.14) можуть бути застосовані для гідравлічних розрахунків як напірних, так і самопливних трубопроводів водовідведення. Однак, значення параметрів у цих формулах будуть іншими як для трубопроводів водопостачання. Вони повинні відповідати гідравлічним режимам руху стічних вод у трубопроводах, шорсткості та стану їхньої внутрішньої поверхні.

Для визначення числових значень параметрів спрощених формул в якості еталонних розрахункових даних прийнято значення відповідних параметрів, визначених за формулами (2.3) і (1.72), які рекомендовані чинним вітчизняним нормативом [6], із врахуванням значень вихідних параметрів [6, табл. 5; 12, табл. 3.12] та впливу гідродинамічних характеристик потоку на величину витрат води в трубопроводах при їхньому частковому наповненні [10, с. 6–8; 11, п. 6.6].

Значення пошукових величин k_v , β та p визначали шляхом апроксимації числових даних масиву гідравлічних ухилів I , розрахованих за формулами (2.3) і (1.72) при повному заповненні трубопроводу у межах заданих діапазонів параметрів: швидкостей $V = 0,5\text{--}4,0$ м/с; діаметрів $d = 0,15\text{--}2,5$ м; кінематичної в'язкості води $\nu = 1,3 \cdot 10^{-6}$ м²/с, яка характерна для стічної води з температурою $t = 11\text{--}12^\circ\text{C}$ при кількості завислих речовин до 400 мг/л; шорсткості внутрішньої поверхні труб $\Delta_e = 0,002$ м ($n = 0,014$; $a_2 = 100$), що найбільше поширена у колекторах водовідведення, зокрема з бетонних та залізобетонних труб [4; 6; 10–13; 20; 22].

У результаті розрахунків за наведеною у п. 2.2.1 методикою отримано такі значення пошукових параметрів: $k_v = 0,0013$; $k = 0,002087$; $\beta = 1,96$; $p = 1,31$; $m = 5,23$ [20; 21].

Порівняння точності розрахунків за формулою (2.14) для отриманих числових значень коефіцієнта k_v та показників степеню β і p із розрахунками гідравлічних ухилів за еталонними формулами (2.3) і (1.72) показує (рис. 2.12), що похибки δ не перевищують $\pm 3\%$ в діапазоні робочих швидкостей (0,5–2,5 м/с). Виняток становлять розрахунки для труб великих діаметрів (2 і



2,5 м), особливо при швидкостях понад 2,5 м/с ($\delta < 6\%$). Це вказує на прийнятність уточненої формули і отриманих числових значень параметрів для практичних розрахунків трубопроводів при напірному русі води.

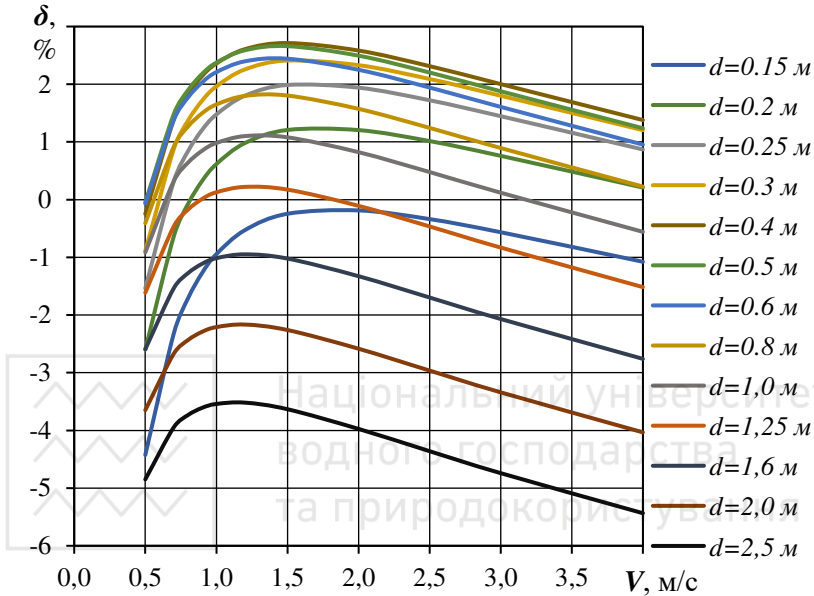


Рис. 2.12. Похибки розрахунків гідравлічних ухилів за степеневою формулою (2.14) у порівнянні із розрахунками за еталонними формулами (2.3) і (1.72)

Для гідравлічних розрахунків трубопроводів при безнапірному русі стічних вод у формулі (2.14) значення діаметра труби записано через її гідравлічний радіус R ($d = 4R$), а його – через наповнення трубопроводу h/d (рис. 2.13), використовуючи відомі залежності між наповненням труби h/d , центральним кутом сегменту наповнення труби α , виміряного у радіанах, площею наповнення ω і змоченим периметром χ

$$\chi = \alpha \cdot \frac{d}{2}; \quad (2.19) \quad R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{d}{4} \cdot \left(1 - \frac{\sin \alpha}{\alpha}\right); \quad (2.20)$$

$$\omega = \frac{d^2}{8} \cdot (\alpha - \sin \alpha); \quad (2.21) \quad \alpha = 2 \cdot \arccos \left(1 - 2 \cdot \frac{h}{d}\right). \quad (2.22)$$

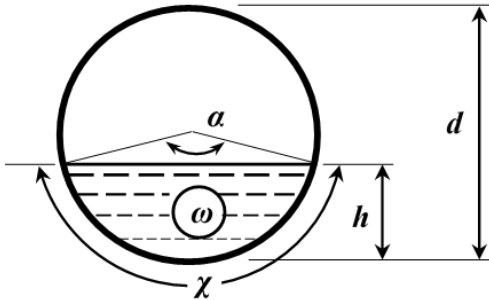


Рис. 2.13. Схема до визначення гідравлічного радіусу труби

В результаті отримано

$$I = \frac{k_v \cdot V^\beta}{(4 \cdot R)^p} = \frac{k_v}{4^p} \cdot \frac{\left(\frac{q}{\omega}\right)^\beta}{\left(\frac{d}{4}\right)^p \cdot \left(1 - \frac{\sin \alpha}{\alpha}\right)^p} = \dots = k_v \cdot \frac{q^\beta}{d^{2\beta+p}} \cdot \frac{8^\beta \cdot \alpha^p}{(\alpha - \sin \alpha)^{\beta+p}} \quad (2.23)$$

Виходячи із формул (2.14) і (2.23) можна записати

$$I = k \cdot \frac{q^\beta}{d^m} \cdot k_{h/d}, \quad (2.24)$$

де $k_{h/d}$ – коефіцієнт, що залежить від наповнення трубопроводу

$$k_{h/d} = \frac{(2\pi)^\beta \cdot \alpha^p}{(\alpha - \sin \alpha)^{\beta+p}} \quad (2.25)$$

де α – центральний кут сегменту наповнення (рис. 2.13), рад, який слід визначати залежно від наповнення h/d за формулою (2.22).

Формула (2.24) відрізняється від формули (2.14) для напірного режиму тільки коефіцієнтом $k_{h/d}$, який при $h = d$ рівний одиниці (кут $\alpha = 2\pi$ (360°), $\sin 360^\circ = 0$). При $h/d < 1$, а отже і $\alpha < 2\pi$ (360°), – коефіцієнт $k_{h/d} > 1,0$ (рис. 2.14).

Дані розрахунків за формулами (2.22) і (2.24) показують, що залежність $k_{h/d} = f(h/d)$ має мінімум при $h/d = 0,938$. Це означає що, максимальне значення витрати q має місце при $h/d = 0,938$, що підтверджується числовими даними таблиць для гідравлічних розрахунків мереж водовідведення [13]. Однак, більш пізніші дослідження [10; 11] дозволили встановити вплив гідродинамічних характеристик потоку на величину витрат води в трубопроводах при їхньому частковому наповненні.

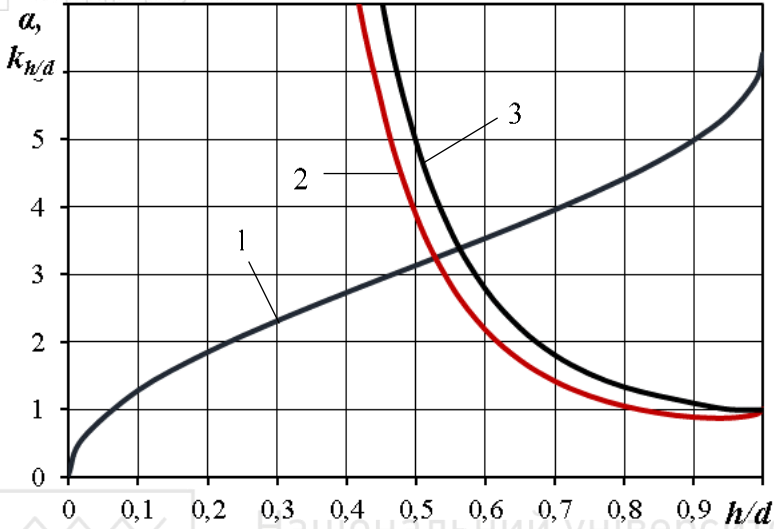


Рис. 2.14. Зміна кута α , радіани (лінія 1), і коефіцієнтів $k_{h/d}$, розрахованих за формулами (2.22) і (2.25) (лінія 2) та (2.26) (лінія 3), від наповнення трубопроводу h/d

На основі значних експериментальних даних рекомендовано значення коефіцієнтів впливу гідродинамічних характеристик потоку K_{z0} , які слід враховувати для визначення витрат води при гідравлічних розрахунках трубопроводів. Залежно від наповнення h/d трубопроводу значення цих коефіцієнтів становлять $K_{z0} = 0,88 \div 1,0$ [10, табл. 4]. Із врахуванням коефіцієнта K_{z0} залежність коефіцієнтів $k_{h/d}$ від наповнення трубопроводу h/d буде визначатись за формулою

$$k_{h/d} = \frac{(2\pi)^\beta \cdot \alpha^p}{K_{z0}^\beta \cdot (\alpha - \sin \alpha)^{\beta+p}} \quad (2.26)$$

Розрахунки значень кута α за формулою (2.22) і коефіцієнта $k_{h/d}$ – за формулою (2.26) при різному наповненні трубопроводу h/d дозволили шляхом апроксимації отриманих даних встановити залежність для коефіцієнтів $k_{h/d}$ (рис. 2.15)

$$k_{h/d} = 0.74 + 0.26 \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^{-3.92} \quad (2.27)$$

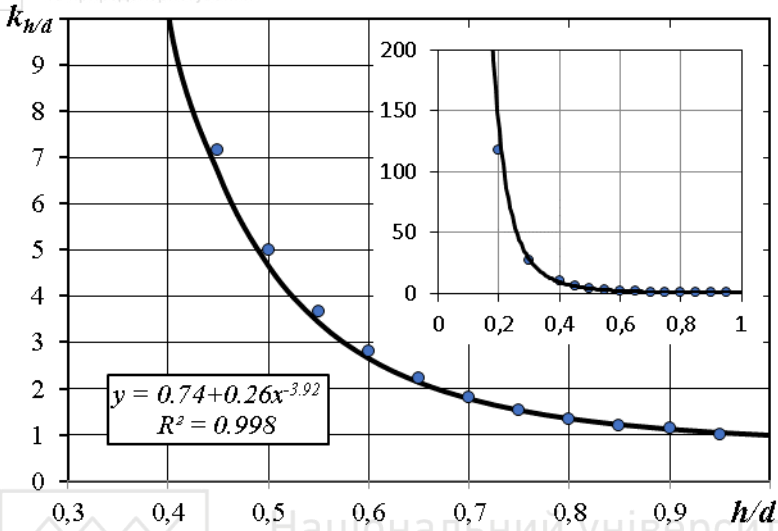


Рис. 2.15. Залежність коефіцієнтів $k_{h/d}$ від наповнення трубопроводу h/d з урахуванням впливу гідродинамічних характеристик потоку

Перевірка формули (2.27) на граничні умови показує, що при $h/d \rightarrow 0 - k_{h/d} \rightarrow \infty$, а при $h/d = 1 - k_{h/d} = 1,0$. Це повністю відповідає умовам «точної» формули (2.26) і сучасним уявленням про природу гідродинамічних потоків у безнапірних трубопроводах [10; 11; 20].

Порівняльний аналіз результатів розрахунків (табл. 2.4) за формулою (2.24) і за формулами різних авторів [10; 12; 13; 22] показує, що при однакових умовах роботи трубопроводів водовідведення (шорсткість внутрішньої поверхні труб, в'язкість води тощо), їхня точність повністю співрозмірна з точністю гідравлічних розрахунків напірних трубопроводів (рис. 2.12). При цьому зміни умов роботи трубопроводів вносять похибки у гідравлічні розрахунки до $\pm 10\%$. Так, тільки зміна шорсткості поверхні труб з $\Delta_e = 2,0$ мм на $\Delta_e = 1,35$ мм у формулі Федорова М.Ф. (1.72) дає похибку в обчисленні гідравлічних ухилів до -12% . Очевидно, що на практиці ці відмінності будуть дещо більшими. Тому незначні відхилення від найбільш «точної»



формули Федорова М.Ф. (1.76) в межах від -5% до +3% (рис. 2.12) можна вважати цілком допустимими.

Враховуючи, що чинні практичні рекомендації для гідравлічних розрахунків каналізаційних мереж [10; 13; 22] базуються на дещо відмінних між собою умовах роботи трубопроводів водовідведення, що очевидно пов'язано із різними вихідними умовами досліджень, застосування у степеневій формулі прийнятих параметрів, що відповідають найбільш поширеним умовам роботи трубопроводів дощового водовідведення є цілком доцільним.

Таблиця 2.4

Порівняння результатів гідравлічних розрахунків за рекомендаціями різних авторів

Діаметр d , мм	Гідравлічний ухил I	Наповнення h/d	Витрати води q , л/с Середні швидкості V , м/с			
			Таблиці			Формула (2.24)
			Лукіних [13]	Федорова [22]	Константи нова [10]	
1	2	3	4	5	6	7
200	0,005	0,9	$\frac{23,2}{0,78}$	$\frac{23,8}{0,80}$	$\frac{20,1}{0,68}$	$\frac{20,0}{0,67}$
			$\frac{21,8}{1,39}$	$\frac{22,9}{1,46}$	$\frac{19,1}{1,22}$	$\frac{19,7}{1,25}$
	0,06	1	$\frac{75,4}{2,40}$	$\frac{80,4}{2,56}$	$\frac{76,2}{2,42}$	$\frac{75,7}{2,41}$
600	0,001	0,3	$\frac{35,7}{0,50}$	$\frac{35,7}{0,50}$	$\frac{32,3}{0,45}$	$\frac{31,1}{0,44}$
			$\frac{482,6}{2,28}$	$\frac{513,7}{2,43}$	$\frac{426,0}{2,02}$	$\frac{422,6}{2,00}$
	0,02	1	$\frac{815,2}{2,88}$	$\frac{870,8}{3,08}$	$\frac{796,86^*}{2,82^*}$	$\frac{810,6}{2,87}$
800	0,001	0,3	$\frac{76,5}{0,61}$	$\frac{74,8}{0,59}$	$\frac{70,0}{0,55}$	$\frac{66,9}{0,53}$
			$\frac{1038,0}{2,76}$	$\frac{1037,2}{2,76}$	$\frac{913,5}{2,43}$	$\frac{910,5}{2,42}$
	0,01	1	$\frac{1241,0}{2,47}$	$\frac{1241,5}{2,47}$	$\frac{1234,7}{2,46}$	$\frac{1226,3}{2,44}$



продовження табл. 2.4

1	2	3	4	5	6	7
1 000	0,01	0,3	$\frac{439,3}{2,22}$	$\frac{443,9}{2,24}$	$\frac{413,7}{2,09}$	$\frac{393,0}{1,98}$
	0,005	0,5	$\frac{793,2}{2,02}$	$\frac{785,4}{2,00}$	$\frac{695,6}{1,77}$	$\frac{711,0}{1,81}$
	0,0005	1	$\frac{502,6}{0,64}$	$\frac{487,0}{0,62}$	$\frac{483,2}{0,62}$	$\frac{482,4}{0,61}$
1 400	0,008	0,3	$\frac{964,4}{2,48}$	$\frac{959,4}{2,47}$	$\frac{901,2}{2,32}$	$\frac{860,7}{2,22}$
	0,001	0,6	$\frac{1169,0}{1,21}$	$\frac{1118,6}{1,16}$	$\frac{1001,8}{1,04}$	$\frac{1022,4}{1,06}$
	0,0004	1	$\frac{1102,0}{0,72}$	$\frac{1046,7}{0,68}$	$\frac{1053,0}{0,68}$	$\frac{1056,5}{0,69}$
2 000	0,001	0,3	$\frac{882,6}{1,11}$	$\frac{856,1}{1,08}$	$\frac{804,8}{1,02}$	$\frac{771,6}{0,97}$
	0,0005	0,8	$\frac{3112,0}{1,16}$	$\frac{2897,0}{1,08}$	$\frac{2619,9}{0,97}$	$\frac{2617,8}{0,97}$
	0,008	1	$\frac{12726,0}{4,05}$	$\frac{12346,0}{3,93}$	$\frac{12359,8}{3,94}$	$\frac{12618,2}{4,02}$

Аналіз даних табл. 2.4 показує, що розрахункові дані за формулою (2.24) включно з (2.27) практично співпадають з даними таблиць Константинова Ю. М. [10] для бетонних і залізобетонних труб, які базуються на ідентичних вихідних даних, що і формула (2.24). Більш значні відмінності від результатів розрахунків за таблицями Лукіних [13] і Федорова [22] пояснюються неврахуванням останніми впливу гідродинамічних характеристик потоків, квадратичністю гідравлічного опору для всього діапазону швидкостей (таблиці Лукіних), іншою величиною в'язкості води ($\nu = 1,41 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$) та іншими величинами шорсткості для труб до 600 мм (таблиці Федорова [22]).

Отже, формула (2.24) із запропонованими аналітичними залежностями (2.26) і (2.27) для розрахунків коефіцієнта, що враховує наповнення трубопроводу, може бути рекомендована для гідравлічних розрахунків руху стічних вод, як у напірному, так і безнапірному режимах.



2.3. Взаємозв'язки гідравлічних та оптимізаційних розрахунків трубопроводів

При виконанні комплексних розрахунків гідравлічно взаємозв'язаних споруд у системах водопостачання та водовідведення [18; 26] з метою наладки та оптимізації їх роботи вирішують не тільки пряму гідравлічну задачу (визначення втрат напорів чи гідравлічних ухилів трубопроводів за відомими значеннями їхніх гідравлічних опорів і витрат води), але й зворотну. Вона передбачає визначення гідравлічних опорів труб або витрат води у них при відомих гідравлічних ухилах.

Застосування для цих цілей формули (2.1) або інших, що базуються на визначенні коефіцієнтів гідравлічного тертя λ за логарифмічними чи степеневими формулами (1.58÷1.72) значно утруднює вирішення зворотної задачі. Якщо врахувати, що більшість трубопроводів водопостачання та водовідведення працюють у перехідній зоні гідравлічного опору (див. п. 1.2), то її вирішення із застосуванням двочленних залежностей для коефіцієнта λ стає вкрай незрозумілим і важким навіть при застосуванні сучасної обчислювальної техніки.

Для прямої гідравлічної задачі на основі формули (2.1) можна записати

$$I = \lambda \cdot \frac{1}{d} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} = \lambda \cdot \frac{8}{g \cdot \pi^2 \cdot d^5} \cdot Q^2 = A_{\text{тр}} \cdot Q^2, \quad (2.28)$$

де $A_{\text{тр}}$ – питомий гідравлічний опір трубопроводу, який рівний:

$$A_{\text{тр}} = \frac{8 \cdot \lambda}{g \cdot \pi^2 \cdot d^5}. \quad (2.29)$$

Коефіцієнт λ залежить від параметрів турбулентного режиму, визначальною характеристикою для якого є значення числа Рейнольдса Re (формули (1.58)÷(1.72)), тому $\lambda = f(V, d)$, а величина $A_{\text{тр}} = f(\lambda, V, Q, d)$. Приймаючи, наприклад, значення коефіцієнта λ за формулою (2.2) отримаємо

$$A_{\text{тр}} = \frac{8 \cdot K_S \cdot A_1}{g \cdot \pi^2 \cdot d^{5+n}} \cdot \left(A_0 + \frac{C}{V} \right)^n = \frac{B_{\text{ст}}}{d^{5+n}} \cdot \left(A_0 + \frac{C}{V} \right)^n. \quad (2.30)$$

де $B_{\text{ст}}$ – коефіцієнт сталої частини опору трубопроводу;



K_S – коефіцієнт збільшення гідравлічного опору трубопроводу за рахунок місцевих опорів та відкладень на внутрішній поверхні труб (див. п. 1.3 та розд. 3).

Із формули (2.30) слідує, що значення питомого гідравлічного опору конкретного трубопроводу $A_{тр}$ не є постійною величиною і залежить не тільки від конструктивних його параметрів (діаметру, матеріалу труб, шорсткості їхньої внутрішньої поверхні), але й середньої швидкості води у ньому. Тому, при кожній зміні витрат q , а отже і швидкостей V на ділянці трубопроводу, її величину $A_{тр}$ потрібно постійно уточнювати, що значно ускладнює розрахунки.

При вирішенні зворотної гідравлічної задачі визначена із формули (2.28) величина питомого гідравлічного опору $A_{тр}$ потребує уточнення для інших значень витрат q .

При використанні формул (2.7), (2.14) чи (2.24) зворотна задача вирішується набагато простіше. Для цього їх можна записати у вигляді

$$I = S_o \cdot q^\beta, \quad (2.31)$$

де S_o – питомий гідравлічний опір трубопроводів, який на відміну від $A_{тр}$ не залежить від витрат q і швидкостей V , а є постійною величиною для конкретної ділянки трубопроводу і рівний:

- для напірних ліній

$$S_o = K_S \cdot \frac{k}{d^m}, \quad (2.32)$$

- для самопливних ліній

$$S_o = K_S \cdot \frac{k}{d^m} \cdot k_{h/d}, \quad (2.33)$$

де k – коефіцієнт, що враховує шорсткість нових труб і залежить від їхнього матеріалу (табл. 2.3);

$k_{h/d}$ – коефіцієнт, наповнення трубопроводу (формула 2.27).

За результатами натурних вимірювань гідравлічних ухилів I і витратах води q питомий гідравлічний опір розраховують за формулою

$$S_o = \frac{I}{q^\beta}. \quad (2.34)$$



Гідравлічні розрахунки з повузловою ув'язкою

водопровідних мереж передбачають незалежність величин гідравлічних опорів трубопроводів від витрат води на їхніх ділянках [18, п. 8.3; 19, п. 2.1]. Така ув'язка є сучасним потужним інструментом для розрахунків сумісної роботи всіх гідравлічно взаємозв'язаних споруд систем подачі та розподілення води (кільцевих і тупикових водопровідних мереж сумісно з насосними станціями, резервуарами чистої води, водонапірними баштами та обладнанням на трубопроводах – дроселях, станціях підкачки, зворотних клапанах тощо) [18; 19; 26]. Так, при повузловій ув'язці для забезпечення виконання аналога I-го правила Кірхгофа [18, п. 8.1; 19, с. 41] необхідно вносити поправкові напори ΔH_j до значень п'єзометричних позначок Π_j вузлів

$$\sum_{i=1}^{m_j} \pm \left(\frac{|\Pi_k - \Pi_j - \Delta H_j|}{S_i} \right)^{\frac{1}{\beta}} + q_{\text{вуз.}j} = 0, \quad (2.35)$$

де Π_j і Π_k – п'єзометричні позначки у двох суміжних вузлах (на початку і в кінці ділянки – у j -му та k -му вузлах);

$q_{\text{вуз.}j}$ – вузлова витрата у j -му вузлу (вузлу ув'язки);

m_j – кількість ділянок, що прилягають до j -го вузла;

S_i – гідравлічний опір i -ї ділянки (між вузлами j -м і k -м вузлами)

$$S_i = S_{o,i} \cdot L_i, \quad (2.36)$$

де $S_{o,i}$ і L_i – питомий гідравлічний опір і довжина i -ї ділянки.

При цих розрахунках невідомими є витрати води на ділянці, які визначають за величинами Π_j , Π_k , ΔH_j і S_i . Тобто враховувати залежність гідравлічних опорів від витрат води, які визначають, суттєво ускладнює розрахунки.

При техніко-економічних розрахунках на основі математичного аналізу визначають оптимальні значення параметрів або окремих елементів комплексу гідравлічно взаємозв'язаних споруд, або їхні конструктивні схеми. Зокрема, для отримання економічно вигідних діаметрів труб проводять диференціювання функції мети, яка включає капітальні та експлуатаційні затрати, основними статтями яких є будівельна



вартість трубопроводів K та вартість електроенергії на подачу води по трубах $B_{ет}$ [12; 19; 26; 30]. Так, для самого простого варіанту подачі води по одній нитці водоводу з постійною у часі витратою води q дисконтовані на початок реалізації проекту витрати становитимуть [19, п. 3.1.1]

$$B_H = K_H + B_{a.H} + B_{ел.н}, \quad (2.37)$$

де K_H , $B_{a.H}$ і $B_{ел.н}$ – дисконтовані на початок реалізації проекту, відповідно, будівельна вартість трубопроводів, амортизаційні відрахування і вартість електроенергії.

Приймаючи за [19, п. 3.1.3] значення K_H , $B_{a.H}$ і $B_{ел.н}$ для водоводу в одну нитку отримаємо

$$B_H = (1 + P_a) \cdot (a + b \cdot d^a) \cdot l + 9.81 \cdot \sigma \cdot T_{нс} \cdot \frac{Q_{нс}}{\eta} \cdot (H_\Gamma + h), \quad (2.38)$$

де P_a – нормативні амортизаційні відрахування від будівельної вартості трубопроводів, частка одиниці;

a , b та a – параметри аналітичного виразу питомої вартості прокладання трубопроводів залежно від матеріалу, умов будівництва тощо;

l – довжина трубопроводу, м;

σ – вартість 1 кВт-год електроенергії, грн/кВт-год;

$T_{нс}$ – тривалість подачі води по трубопроводу протягом року, годин;

$Q_{нс}$ – подача води насосною станцією (за умовою задачі – рівна витраті води по трубопроводу q), м³/с;

η – коефіцієнт корисної дії насосних агрегатів, частки одиниці

H_Γ – геометрична висота підйому води, м;

h – втрати напору в трубопроводах від насосної станції до найвіддаленішого споживача, м

При визначенні втрат напору за формулою (2.28) отримано

$$h = A_{тр} \cdot l \cdot q^2 = \frac{B_{ст} \cdot l}{d^{5+n}} \cdot \left(A_0 + \frac{C}{V} \right)^n \cdot q^2. \quad (2.39)$$

Враховуючи, що середня швидкість у трубопроводі рівна

$$V = \frac{4 \cdot q}{\pi \cdot d^2}, \quad (2.40)$$

отримано



$$h = \frac{B_{ст} \cdot l}{d^{5+n}} \cdot \left(A_0 + \frac{\pi \cdot C \cdot d^2}{4 \cdot q} \right)^n \cdot q^2. \quad (2.41)$$

Оптимальне значення діаметра трубопроводу d відповідає мінімуму функції B_n , коли її перша похідна дорівнюватиме нулю, а друга більша нуля [19, с. 79]. Враховуючи, що $Q_{нс} = q$, після підстановки виразу (2.41) у формулу (2.38) і її диференціювання по d отримано

$$\begin{aligned} \frac{\partial B_n}{\partial d} = (1 + P_a) \cdot \alpha \cdot b \cdot d^{\alpha-1} \cdot l + 9.81 \cdot \sigma \cdot T_{нс} \cdot \frac{q^3}{\eta} \cdot B_{ст} \cdot l \cdot \\ \cdot \frac{n \cdot \frac{\pi \cdot C \cdot d^2}{2 \cdot q} - (5+n) \cdot \left(A_0 + \frac{\pi \cdot C \cdot d^2}{4 \cdot q} \right)}{d^{6+n} \cdot \left(A_0 + \frac{\pi \cdot C \cdot d^2}{4 \cdot q} \right)^{1-n}} = 0. \end{aligned} \quad (2.42)$$

Отримання аналітичного виразу для визначення економічно вигідного діаметра труб $d_{ек}$ із формули (2.42) є неможливим, так як пошуковий параметр d розміщений у різних доданках з різними показниками степеню. Тобто, у даному випадку проведення техніко-економічних розрахунків на основі «точних» формул для гідравлічних розрахунків трубопроводів не має аналітичного розв'язку.

При застосуванні спрощених формул для гідравлічних розрахунків трубопроводів втрати напорів на основі формул (2.31) і (2.32) становитимуть

$$h = K_S \cdot l \cdot \frac{k}{d^m} \cdot q^\beta. \quad (2.43)$$

Після підстановки цієї залежності у формулу (2.38) і її диференціювання по d отримано

$$\begin{aligned} \frac{\partial B_n}{\partial d} = (1 + P_a) \cdot \alpha \cdot b \cdot d^{\alpha-1} \cdot l + 9.81 \cdot \sigma \cdot T_{нс} \cdot \frac{q^{\beta+1}}{\eta} \cdot \\ \cdot K_S \cdot l \cdot k \cdot \frac{(-m)}{d^{m+1}} = 0, \end{aligned} \quad (2.44)$$

Звідки

$$d = \left[\frac{9.81 \cdot \sigma \cdot T_{нс} \cdot K_S \cdot k \cdot m}{\alpha \cdot b \cdot (1 + P_a) \cdot \eta} \right]^{\frac{1}{\alpha+m}} \cdot q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}. \quad (2.45)$$



Наведені приклади застосування спрощених формул наглядно доводять їхні переваги для проведення як гідравлічних, так і техніко-економічних розрахунків трубопроводів водопостачання і водовідведення.

Висновки до розділу 2

1. Для гідравлічних розрахунків трубопроводів водопостачання та водовідведення чинні вітчизняні та закордонні нормативи рекомендують степеневі або логарифмічні залежності з визначення коефіцієнтів гідравлічного тертя та гідравлічних ухилів. Між окремими із них існують суттєві розбіжності (до 50%), які можуть зростати при різних підходах до врахування місцевих гідравлічних опорів.
2. Значення параметрів у спрощеній формулі типу (2.7) для нових і ненових сталевих та чавунних труб не відповідають зміні їхніх коефіцієнтів гідравлічного тертя від гідравлічних режимів їх роботи і підлягають уточненню.
3. Отримано числові значення коефіцієнтів k і k_v та показників степеню β , m і p у спрощених формулах (2.7) і (2.14) для гідравлічних розрахунків сталевих і чавунних труб. Їхні значення є однаковими для нових і ненових труб. Збільшення гідравлічних опорів ненових труб, тобто таких, що мають на своїй внутрішній поверхні відкладення, слід враховувати коефіцієнтом $K_S > 1,0$.
4. Для гідравлічних розрахунків термопластичних труб за спрощеними формулами (2.7) і (2.14) уточнено числові значення показників степеню β , m і p та отримано формули (2.19) для коефіцієнтів k і k_v залежно від величин еквівалентної шорсткості внутрішньої поверхні труб.
5. Результати розрахунків за спрощеними формулами (2.7) і (2.14) є адекватними експериментальним даним і більш точним формулам типу (2.1). Це засвідчує її придатність для гідравлічних розрахунків трубопроводів водопостачання у межах швидкостей, діаметрів труб і коефіцієнтів збільшення їхніх гідравлічних опорів, що мають практичне значення.



6. Визначено, що для проведення гідравлічних розрахунків, як напірних, так і безнапірних трубопроводів водовідведення, найбільш придатною є степенева формула типу (2.24). Отримано числові значення коефіцієнтів і показників степеню цієї формули, а також запропоновано аналітичні залежності (2.26) і (2.27) для розрахунків коефіцієнта, що враховує наповнення трубопроводу.
7. Наглядно доведено переваги застосування спрощених формул як гідравлічних, так і техніко-економічних розрахунків трубопроводів водопостачання і водовідведення.





3. ВРАХУВАННЯ ЗМІН ГІДРАВЛІЧНИХ ОПОРІВ ТРУБОПРОВОДІВ У ПРОЦЕСІ ЕКСПЛУАТАЦІЇ

Зміна гідравлічних опорів трубопроводів у процесі експлуатації пов'язана із зміною шорсткості трубопроводів через інкрустацію внутрішньої поверхні труб у зв'язку із корозією металевих труб, осадом механічних домішок та розчинених у воді речовин (п. 1.3), а також із зміною конструктивного стану трубопроводів через утворення на них додаткових місцевих опорів, що обумовлено влаштуванням нових підключень, трубопровідної арматури та обладнання.

3.1. Збільшення коефіцієнтів гідравлічного тертя трубопроводів у процесі експлуатації

Для врахування зміни гідравлічних опорів трубопроводів у процесі експлуатації пропонують різні підходи. П.Д. Хоружий [26], зокрема, для виконання техніко-економічних розрахунків СПРВ пропонує формулу

$$h = h_0 \cdot (1 + \rho \cdot t), \quad (3.1)$$

де h_0 – втрати напору на тертя по довжині в початковий період експлуатації трубопроводу, м;

ρ – коефіцієнт, що враховує додаткові втрати напору у зв'язку зі зміною гідравлічних характеристик труб у часі і залежить від матеріалу, діаметра труб та якості води, 1/рік;

t – час від початку експлуатації трубопроводу в межах його строку служби, рік.

В.А. Петросов [16] за даними натурних спостережень на Харківському водопроводі для сталевих водоводів великих діаметрів (\varnothing 1200...1600 мм) отримав емпіричні залежності для визначення фактичних значень коефіцієнтів гідравлічного тертя. Одна із них з високим коефіцієнтом кореляції має вид

$$\lambda_\phi = a + b \cdot \sqrt{T}, \quad (3.2)$$

де a і b – коефіцієнти регресії, що залежать від діаметра труб і стану їхньої поверхні: $a = 0,019 \div 0,026$; $b = 0,0017 \div 0,0022$;

T – тривалість експлуатації трубопроводу, місяці.



Раніше автором на основі обробки багаточисельних експериментальних даних запропонована залежність [17; 19], що враховує коефіцієнти збільшення гідравлічних опорів сталевих і чавунних труб у процесі експлуатації до формули виду (2.43)

$$K_S = 1 + a_{2p} \cdot \lg(1 + a_1 \cdot T), \quad (3.3)$$

де T – тривалість експлуатації трубопроводу, роки;

a_{2p} – коефіцієнт, що враховує вплив основних факторів на збільшення гідравлічних опорів та зміну внутрішнього діаметру труб за рахунок утворення відкладень на їхній внутрішній поверхні

$$a_{2p} = a_2 \cdot \left(1 + \frac{25,54}{d}\right), \quad (3.4)$$

a_1 і a_2 – коефіцієнти, що враховують безперервність роботи трубопроводу та вплив основних факторів на зростання гідравлічних опорів: якості води; матеріалу труб чи ступеня його захисту від корозії; умов експлуатації;

d – розрахунковий внутрішній діаметр труб, мм.

Відповідність розрахунків за формулами (3.3) і (3.4) реальним даним, отриманих В. А. Петросовим на Харківському водопроводі протягом достатньо тривалого часу ($T = 37$ років) показана на рис. 3.1. Для цього було оброблено вихідні дані «Гідравлічних опорів сталевих водоводів діаметрами 1200, 1400 і 1600 мм протягом часу їх експлуатації за даними натурних досліджень», наведених у додатку А [16, табл. А.1÷А.4]. За первинними вихідними даними (гідравлічні ухили I , витрати води q і внутрішній діаметр d) на основі формули (2.43) визначено фактичні значення коефіцієнтів збільшення гідравлічних опорів труб

$$K_S = \frac{h \cdot d^m}{k \cdot L \cdot q^\beta} = \frac{I \cdot d^m}{k_T \cdot k_\theta \cdot q^\beta}, \quad (3.5)$$

де h і L – втрати напору на ділянці трубопроводу та її довжина, м; k_T – табличне значення коефіцієнта, що залежать від матеріалу та виду труб (безпосередньо – коефіцієнта гідравлічного опору) для нових труб (табл. 2.3);



k_9 – коефіцієнт, що враховує вплив зміни в'язкості води із зміною її температури на гідравлічні опори труб;

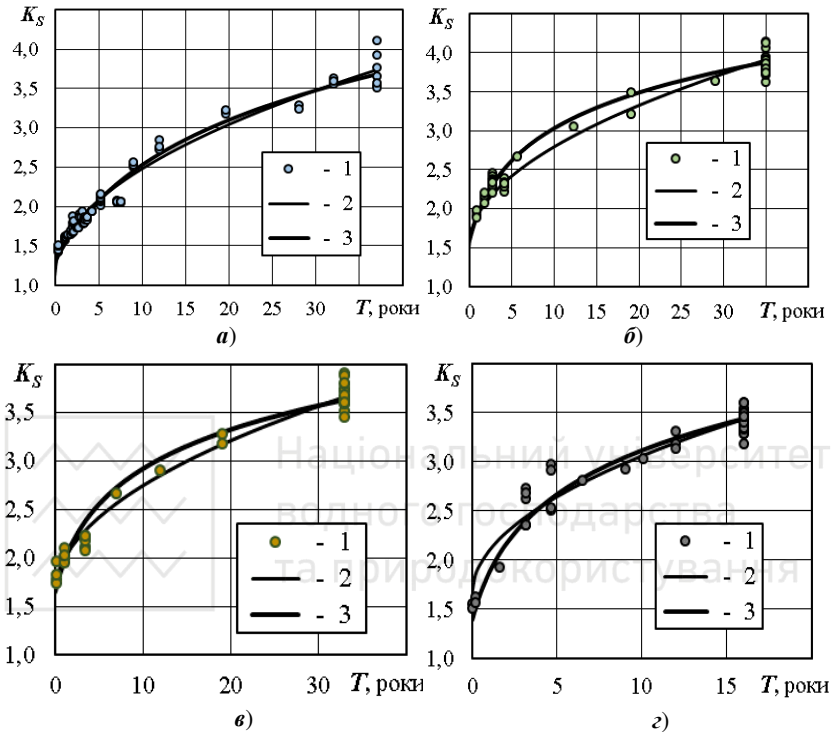


Рис. 3.1. Залежності коефіцієнтів збільшення гідравлічних опорів сталевих труб K_S в часі: а) дані для водоводу $d_y=1200$ мм від р. Сіверський Донець; б) те ж, для $d_y=1400$ мм; в) те ж, для $d_y=1600$ мм; з) те ж, для $d_y=1400$ мм від р. Дніпро 1 – експериментальні дані, В. А. Петросова [16]; 2 – залежність $K_S = f(T)$ за формулами (3.2) і (3.9); 3 – те ж, за формулою (3.3)

Для коефіцієнтів k_9 на основі даних числових значень кінематичної в'язкості чистої води при температурі $t = 4 \div 22^\circ \text{C}$ [1, табл. 1-3; 4, табл. 1.9; 12, п. 1.4] отримано залежність (рис. 3.2)

$$k_9 = 1.023 - 0.0023 \cdot t, \quad (3.6)$$

де t – фактична температура води, $^\circ\text{C}$.

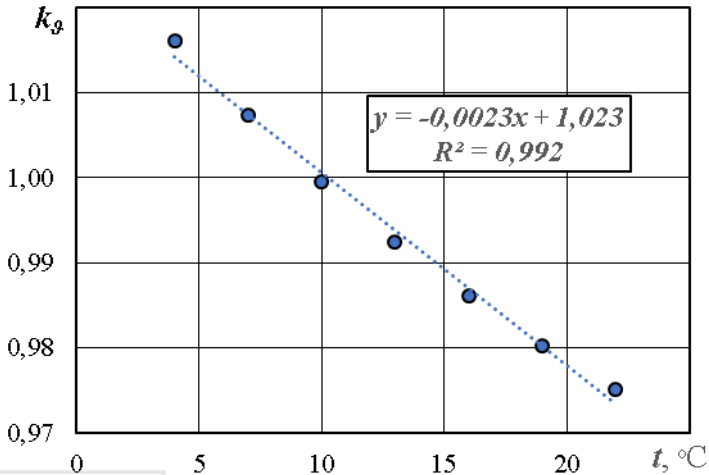


Рис. 3.2. Залежність коефіцієнта k_g впливу на величини гідравлічних опорів в'язкості води при зміні її температури

Враховуючи, що дослідження гідравлічних опорів водоводів проводились у різні періоди року [16, додаток А] і температура води змінювалась у широких межах (від 1 до 23° С), різною була і в'язкість води. Вона має вплив на величини чисел Рейнольдса (формула (1.21)), від яких залежать і величини коефіцієнтів гідравлічних опорів λ (формули (1.65÷1.76)), а значить і величини коефіцієнтів k (формули (2.1), (2.7) і (2.14)). Відповідно до методики з визначення значень параметрів β , p , m , k_v і k (п. 2.2.1) було проведено розрахунки із зміни їхніх величин для різних значень в'язкості при зміні температури води, що подавалась по водоводах. Встановлено, що при зміні кінематичної в'язкості води змінюються тільки коефіцієнти k_v і k , а показники степенів β , p і m практично є постійними. Враховуючи, що параметри у формулах гідравлічних розрахунків (табл. 2.1, 2.2 і 2.3) отримано для номінальної в'язкості питної води $\mathcal{J}_n = 1,3 \cdot 10^{-6}$ м²/с, яка відповідає температурі $t_n \approx 10^\circ$ С [4; 5; 6; 19; 29; 30], визначено зміни коефіцієнтів k_v і k при зміні температури води у межах $t = 4 \div 22^\circ$ С, якій відповідає



кінематична в'язкість $\nu = (0,96 \div 1,57) \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$ [1; 4; 12]. Ці зміни рекомендовано враховувати коефіцієнтом k_ν за формулами

$$k = k_T \cdot k_\nu ; \quad (3.7)$$

$$k_{\nu,T} = k_{\nu,T} \cdot k_\nu , \quad (3.8)$$

де k_T і $k_{\nu,T}$ – номінальні (табличні) значення коефіцієнтів k і k_ν (табл. 2.2 і 2.3), які отримано для в'язкості чистої води $\nu_n = 1,3 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2/\text{с}$, що відповідає її температурі $t_n \approx 10^\circ \text{ С}$.

Для порівняльного аналізу оцінки змін гідравлічних опорів в часі для величин коефіцієнтів λ_ϕ , розрахованих за формулою (3.2), визначено коефіцієнти збільшення опорів труб

$$K_S = \frac{\lambda_\phi}{\lambda_n} , \quad (3.9)$$

де λ_n – коефіцієнт гідравлічного тертя нових труб (табл. 3.1).

Для оцінки ступеню узгодженості формул (3.2) і (3.3) із емпіричними даними визначено коефіцієнти детермінації R^2 [51]

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - y_t)^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} , \quad (3.10)$$

де y_i – емпіричне значення i -го елемента масиву коефіцієнтів K_S ; y_t – теоретичне значення елемента масиву K_S для його i -го аргумента (T_i), яке розраховано за формулами (3.2) або (3.3); \bar{y} – середнє значення емпіричних величин коефіцієнтів K_S масивів даних, отриманих експериментальним шляхом.

Числові значення коефіцієнтів гідравлічного тертя нових труб λ_n отримано уточненням їхніх розрахункових величин $\lambda_{p,n}$, визначених за формулою (2.2) із параметрами табл. 2.1 для нових сталевих труб. Уточнення λ_n проводили шляхом коригування величин $\lambda_{p,n}$ за рахунок значень коефіцієнтів k_1 і k_2 формули (1.86), що враховують різницю у якості влаштування трубопроводів на лабораторних установках та у виробничих умовах і вплив зварних стиків сталевих труб. Критерієм коригування було отримання найбільших значень коефіцієнтів детермінації R^2 , що є умовою найкращої узгодженості формули (3.2) експериментальним даним.



Числові значення коефіцієнтів формули (3.2) для кожного із чотирьох водоводів отримано за даними [16, п. 3.2.6, додаток А] і наведено у табл. 3.1.

Таблиця 3.1

Числові значення параметрів з визначення коефіцієнтів K_S за формулою (3.2), наведених на рис. 3.1

Діаметри		Коефіцієнти гідравлічного тертя		Параметри формули (3.2)		R^2
d_y , мм	d_p , м	$\lambda_{p,n}$	λ_n	a	b	
1200	1,195	0,0169	0,0173	0,01925	0,00215	0,969
1400	1,396	0,0163	0,0163	0,02463	0,00191	0,975
1600	1,590	0,0158	0,0163	0,02636	0,0168	0,955
1400	1,396	0,0163	0,0158	0,02600	0,00203	0,942

Отримані за формулою (3.5) значення коефіцієнтів K_S визначають збільшення гідравлічних опорів трубопроводів в часі за рахунок продуктів корозії на внутрішній поверхні труб та наявних місцевих опорів. Тому формула для оцінки коефіцієнтів K_S матиме вигляд

$$K_S = 1 + K_{St} + k_{m.o}, \quad (3.11)$$

де K_{St} і $k_{m.o}$ – визначальні частки коефіцієнтів збільшення гідравлічних опорів у часі та впливу місцевих опорів, які характеризують додаткові втрати напорів (до гідравлічного тертя по довжині у нових трубах) через збільшення шорсткості труб у процесі експлуатації і наявність на трубопроводі різного роду обладнання, трубопровідної арматури та фасонних частин.

За своїм змістом частка K_{St} дорівнює другому доданку формули (3.3), а частка $k_{m.o}$ – значенням K_S при $T = 0$ (на початку експлуатації), наведених на рис. 3.1. Тому числові значення величин $k_{m.o}$ визначали при побудові графіків залежностей $K_S = f(T)$ (рис. 3.1) з урахуванням коефіцієнтів гідравлічного тертя, наведених у табл. 3.1, і за даними [16, додаток А.1÷А.4, рис. 3.38, 3.45, 3.51 і 3.57].



Числові значення коефіцієнтів формул (3.3) і (3.4) визначали за умови максимального наближення розрахункових величин коефіцієнтів K_S до їхніх експериментальних величин, визначених за формулою (3.5). При цьому критерієм узгодження, як і у попередньому випадку, було отримання найбільших значень коефіцієнтів детермінації R^2 .

Таблиця 3.2

Числові значення параметрів з визначення коефіцієнтів K_S за формулою (3.11) з урахуванням (3.3) та (3.4) і наведених на рис. 3.1

Діаметри d_y , мм	$k_{м.о}$	Коефіцієнти			R^2
		a_1	a_2	a_{2p}	
1200	0,30	0,20	2,52	2,57	0,969
1400	0,60	0,60	1,67	1,70	0,976
1600	0,65	0,40	1,67	1,70	0,974
1400	0,40	0,91	1,68	1,71	0,948

Отримані величини коефіцієнтів детермінації (табл. 3.1 і 3.2) мають достатньо високі значення ($R^2 > 0,94$), що свідчить про придатність проведеного оцінювання коефіцієнтів збільшення гідравлічних опорів у часі за формулами (3.9) і (3.11) та цілковиту узгодженість формул (3.2) і (3.3) із експериментальними даними. Характерно, що для формули (3.3) величини коефіцієнтів R^2 для всіх водоводів дещо вищі, ніж для формули (3.2). Це свідчить про більш високу точність формули (3.3) і її придатність для практичних розрахунків.

На основі аналізу отриманих експериментальних даних для зазначених водоводів можна зробити такі висновки:

- фактичні додаткові втрат напору у водоводах становлять від 30 до 60% проти нормативних 10÷20% від [5, п. К.6];
- темпи зростання гідравлічних опорів, характер їхніх змін у часі для кожного трубопроводу є індивідуальними;
- формули (3.3) і (3.4) достатньо точно відображають тенденції росту гідравлічних опорів металевих труб, що підтверджує їхню доцільність практичного застосування.



3.2. Зміна конструктивного стану трубопроводів

Конструктивний стан трубопроводів водопостачання та водовідведення характеризується не тільки різною довжиною, матеріалом і діаметром труб, але й кількістю, видами та взаємним розташуванням місцевих опорів (див. п. 1.3). У процесі експлуатації цей стан змінюється, що обумовлено появою нових, ліквідацією чи заміною існуючого обладнання на трубопроводах (місцевих опорів), зокрема, влаштування нових підключень, встановлення трубопровідної арматури тощо.

За існуючою практикою вплив основних факторів на зміну конструктивного стану враховують через збільшення коефіцієнта гідравлічного тертя λ на величину коефіцієнта k_d , що враховує додаткові опори (формула (1.78)). Значення коефіцієнта k_d можна розраховувати двома способами:

- 1) *класичний* – через додавання до коефіцієнта гідравлічного тертя λ суми додаткових опорів (формула (1.85)) – стикових з'єднань і місцевих опорів у трубопровідній арматурі та фасонних частинах (формули (1.83) і (1.84));
- 2) *прагматичний* – через добуток коефіцієнтів, що враховують основні впливові фактори (формула (1.86)) – різницю у якості влаштування трубопроводів на лабораторних установках та у виробничих умовах k_1 , вплив стикових з'єднань k_2 і місцевих опорів k_3 .

Класичний спосіб базується на рівнянні Бернуллі та формулі Дарсі-Вейсбаха і має теоретичне обґрунтування [1, п. 6-1 і 6-2; 4, п. 4.5; 12, п. 3.1, гл. 4], тому його слід вважати більш точним у порівнянні із прагматичним, який отримав поширення в інженерній практиці [3, с. 64; 29, с. 109, 137] і, зокрема, у нормативних документах [5; 8] для розрахунків «довгих» трубопроводів. При невеликих значеннях коефіцієнтів k_1 , k_2 і k_3 (до 1,15) обидва способи розрахунків дають практично однакові результати. При більших значеннях цих коефіцієнтів похибки перевищують 5% точність, якщо не враховувати взаємний вплив зазначених факторів.

За характером впливу на зміну конструктивного стану трубопровідної лінії значені коефіцієнти можна розділити на дві групи: *континуальні* і *дискретні* зміни по довжині трубопроводу.



Континуальні (неперервні по довжині трубопроводу) зміни відображають збільшення гідравлічних опорів труб через відкладення та якість укладання труб у виробничих умовах і визначаються коефіцієнтами K_S і k_1 . Дискретні зміни характеризують локальні впливи на збільшення гідравлічних опорів труб (місцеві опори включно із стиковими з'єднаннями) і визначаються коефіцієнтами k_2 і k_3 . Врахування дискретних змін впливу на конструктивний стан трубопроводів можна проводити за формулою (1.83). Однак, якщо взяти до уваги, що дискретні зміни тісно пов'язані із континуальними (однакова якість влаштування всіх елементів трубопроводу і збільшення шорсткості внутрішньої поверхні труб включно із їхніми фасонними частинами та трубопровідною арматурою), то більш практичним буде застосування формул (1.86) і (3.11).

У загальному вигляді дію основних впливових факторів на зміну конструктивного стану окремої трубопровідної лінії можна оцінити через загальний коефіцієнт конструктивного стану

$$K_{KC} = K_S \cdot k_d = (1 + K_{St} + k_{mo}) \cdot k_1 \cdot k_2, \quad (3.12)$$

де K_S – коефіцієнт зміни гідравлічних опорів труб у процесі експлуатації (формула (3.11));

k_d – коефіцієнт, що враховує додаткові опори до коефіцієнта гідравлічного тертя у трубах по довжині λ (п. 1.2) або до питомого гідравлічного опору трубопроводів S_o (формула (2.32)), зокрема, різницю у якості влаштування трубопроводів на лабораторних установках та у виробничих умовах (коефіцієнтом k_1) та вплив стикових з'єднань (коефіцієнтом k_2);

K_{St} – визначальна частка коефіцієнта збільшення гідравлічних опорів у часі, яка на основі формул (3.3) і (3.4) становить

$$K_{St} = a_2 \cdot \left(1 + \frac{25,54}{d}\right) \cdot \lg(1 + a_1 \cdot T); \quad (3.13)$$

k_{mo} – значуща частка у коефіцієнті впливу місцевих опорів k_3

$$k_{mo} = k_3 - 1. \quad (3.14)$$

Для практичних розрахунків усереднені значення коефіцієнтів k_1 і k_2 вітчизняними нормативами [5, 6] включенні



до величин параметрів формул гідравлічних розрахунків трубопроводів водопостачання та водовідведення (с. 42, табл. 2.1, 2.2, а також 2.3). Тому, величини коефіцієнтів конструктивного стану $K_{КС}$ будуть залежати тільки від двох параметрів – K_S і k_{MO} .

Для отримання формули з визначення частки коефіцієнтів впливу місцевих опорів k_{MO} за спрощеними формулами проведено порівняння формул для гідравлічних ухилів нової труби без врахування місцевих опорів I_0 та із їхнім врахуванням I_M . Для цього на підставі формул (2.14) і (2.28) можна записати

$$I_0 = k_V \cdot \frac{V^\beta}{d^p} = \lambda \cdot \frac{1}{d} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}; \quad (3.15)$$

$$I_M = k_3 \cdot I_0 = k_3 \cdot k_V \cdot \frac{V^\beta}{d^p} = (\lambda + \zeta_{MO} \cdot \frac{d}{L}) \cdot \frac{1}{d} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}; \quad (3.16)$$

звідки

$$\lambda = 2 \cdot g \cdot k_V \cdot \frac{V^{\beta-2}}{d^{p-1}}; \quad (3.17)$$

$$k_{MO} = \frac{\zeta_{MO} \cdot d}{\lambda \cdot L} = \frac{\zeta_{MO}}{2 \cdot g \cdot k_V} \cdot \frac{d^p \cdot V^{2-\beta}}{L}, \quad (3.18)$$

де ζ_{MO} – сума коефіцієнтів місцевих опорів, які наведено у довідниках [1; 3; 4; 11; 12] та додатку А; значення інших параметрів наведені у поясненнях до формул (2.14) і (2.28).

Формула (3.18) показує, що частка k_{MO} залежить не тільки від конструктивних параметрів трубопроводу (видів і кількості місцевих опорів, матеріалу, діаметра і довжини труб), але й від режиму роботи, що залежить від швидкості руху води у трубах V . При застосуванні практичного способу визначення додаткових опорів можна прийняти $V = 1.0$ м/с, що внесе похибки при зміні швидкостей у їхньому робочому діапазоні до $\pm 15\%$. Однак, враховуючи компенсацію похибок іншими впливовими факторами, їхню невисоку точність при неповній інформації про стани трубопроводів у різних умовах експлуатації, такий підхід є цілком допустимим, а формула для k_{MO} матиме вид

$$k_{MO} = \frac{\zeta_{MO}}{2 \cdot g \cdot k_V} \cdot \frac{d^p}{L}, \quad (3.19)$$



де k_v і p – коефіцієнт і показник степеню, які слід приймати за табл. 2.3 залежно від матеріалу труб.

У трубопровідних системах водопостачання та водовідведення (водоводи, водопровідні і каналізаційні мережі тощо) додатково слід враховувати їхні конструктивні схеми, які визначають взаємне розміщення ділянок трубопроводів, їхні з'єднання між собою та величини відборів води споживачами по шляхах її транспортування [19, п. 5.5].

3.3. Практичні рекомендації з врахування змін гідравлічних опорів трубопроводів

Основою для гідравлічних розрахунків трубопроводів систем водопостачання та водовідведення є їхні розрахункові схеми, які складають за правилами, наведеними у п. 4.1. При проведенні гідравлічних розрахунків вважається, що на кожній ділянці розрахункової схеми трубопровідної системи витрати води є незмінними від початку до кінця ділянки. Тому, якщо до ділянки є підключення (розподільчі лінії, внутрішньоквартальні та будинкові вводи тощо) відбори води по них вносять похибки у розрахунки, які можуть сягати до 30 % і, навіть, більше [18, п. 6.1; 19, п. 5.5]. Якщо врахувати наявність витоків із водопровідних ліній, які здійснюються стохастично і у невизначених місцях, то похибки розрахунків будуть ще вищими. Отже, висока точність у визначенні гідравлічних опорів трубопроводів немає ніякого значення, особливо, коли мова йде про розрахунки водопровідних мереж.

Для врахування змін гідравлічних опорів трубопроводів за даними натурних досліджень на діючій системі водопостачання:

- за результатами періодичних вимірювань втрат напорів h і витрат води q на окремих ділянках водопроводу при відомих внутрішніх діаметрах d і довжинах L труб формують масив загальних коефіцієнтів збільшення гідравлічних опорів труб K_S , розраховуючи їх за формулою

$$K_S = \frac{h \cdot d^m}{k_T \cdot L \cdot q^\beta} = \frac{I \cdot d^m}{k_T \cdot q^\beta}, \quad (3.20)$$

де I – гідравлічні ухили на ділянці трубопроводу, частка одиниці;



k_t , m і β – табличні значення коефіцієнта і показників степенів, що залежать від матеріалу та виду внутрішнього покриття нових труб (табл. 2.3);

- для кожної ділянки оцінюють вплив місцевих опорів на конструктивний стан із визначенням часток k_{mo} :
 - розрахунком на основі реальних даних про наявність місцевих опорів на трубопроводах за формулою (3.19);
 - оцінкою величин k_{mo} у початковий період експлуатації за результатами досліджень, приймаючи $k_{mo} = K_S$ при $T \approx 0$;
- визначають частки збільшення гідравлічних опорів трубопроводів у часі K_{St} , на яких проводили дослідження

$$K_{St} = K_S - 1 - k_{mo}; \quad (3.21)$$

- за відомими величинами K_{St} на основі формул (3.3) і (3.4) визначають параметри a_1 і a_2 , попередньо згрупувавши всі ділянки трубопровідного комплексу за ознаками найбільшого впливу на зростання гідравлічних опорів (призначення: водоводи, магістральні і розподільчі лінії, вводи; режими роботи: постійні великі швидкості, значні коливання руху води, зміни інтенсивного розбору води із її застоєм тощо);
- визначають частки K_{St} і коефіцієнти K_S для кожної ділянки розрахункової схеми трубопровідного комплексу при його гідравлічних розрахунках на перспективу.

Прогнозні розрахунки на перспективу необхідно проводити за формулами (3.3) і (3.4) при визначених величинах параметрів a_1 і a_2 для прогнозних термінів експлуатації трубопроводів T .

На основі отриманих даних натурних досліджень на багатьох водопроводах населених пунктів України (понад 50 міст і селищ) [17; 19; 26; 50] значення коефіцієнтів збільшення гідравлічних опорів труб K_S слід приймати рівними:

- для нових труб без фасонних частин та трубопровідної арматури – $K_S = 1,0$;
- для нових труб із фасонними частинами та арматурою – за розрахунками місцевих опорів труб із коефіцієнтами ξ_{mo} згідно формули (3.19), приймаючи $K_S = 1 + k_{mo}$;



- за відсутності даних про число фасонних частин та арматури на трубопроводах – $K_S = 1,1 \dots 1,2$ [5, п. К.4];
- при значних відкладеннях у трубах – за результатами натурних досліджень та за формулою (3.11) із визначенням часток K_{St} за формулою (3.3), або за побудованою на її основі номограмою (рис. 3.3) і параметрами a_1 і a_2 .

Для визначення величин коефіцієнтів a_1 і a_2 , що є основою прогнозних розрахунків, у результаті аналізу багатьох експериментальних даних [7; 17; 19; 26; 27; 29; 50] можна рекомендувати такі підходи:

- *параметр* a_1 , 1/рік:
 - при безперервній роботі трубопроводу – $a_1 = 1,0$;
 - при зміні режимів або перервах у подачі води – $a_1 <> 1,0$.
- *параметр* a_2 є добутком трьох коефіцієнтів:
 - якість води – a_B ;
 - матеріал труб – a_M ;
 - умови експлуатації – a_E .

Значення коефіцієнтів a_B , a_M і a_E визначають на основі вимірювань гідравлічних опорів труб. Для цього на конкретному водопроводі, або кількох водопроводах, що функціонують в практично однакових умовах, визначають фактичні значення коефіцієнтів збільшення гідравлічних опорів труб K_S . В натурних умовах визначають гідравлічні ухили, витрати води або їхні середні швидкості. Для їхніх вимірювань застосовують відомі методи прямих замірів (традиційний, «трьох манометрів», швидкостей) або математичного моделювання (ідентифікації параметрів трубопровідної системи на основі її спрощеної моделі та манометричної зйомки) [7; 16; 17; 19]. Далі за наведеною вище методикою визначають загальні коефіцієнти збільшення гідравлічних опорів труб K_S (формула (3.20)) та їхні частки збільшення гідравлічних опорів трубопроводів у часі K_{St} (формула (3.21)). За отриманими величинами K_{St} визначають коефіцієнти a_1 , a_2 , a_B , a_M і a_E для кожної із груп ділянок трубопровідного комплексу (наприклад, водоводи, магістральні і розподільчі лінії, вводи). Середні значення цих коефіцієнтів поширюють на інші ділянки, що функціонують в аналогічних умовах кожної із груп всього трубопровідного комплексу.

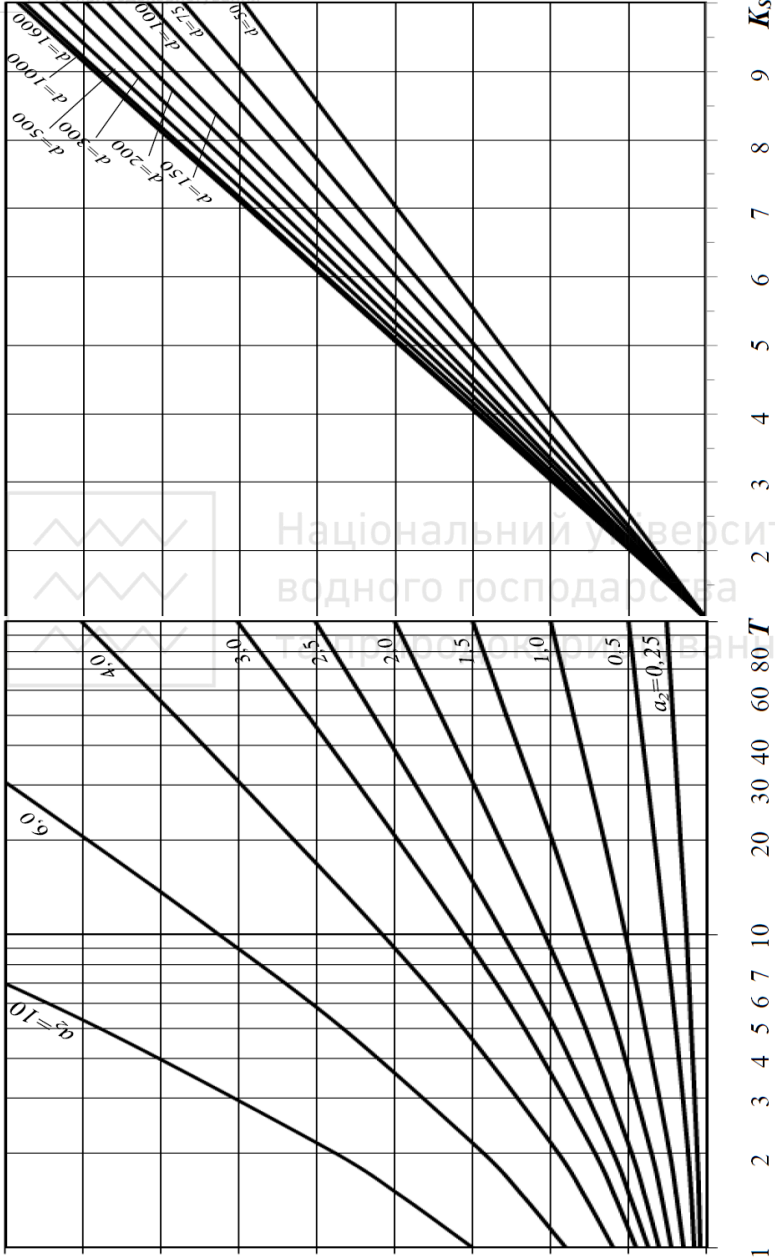


Рис. 3.3. Номограма для визначення коефіцієнтів збільшення гідравлічного опору труб K_s



Для наближених розрахунків значення параметрів α_1 і α_2 можна приймати рівними [19, с. 120]: $\alpha_1 = 1,0$; $\alpha_2 = \alpha_B \cdot \alpha_M \cdot \alpha_E$. При цьому величини коефіцієнтів α_B , α_M і α_E слід визначати у межах їхніх діапазонів залежно від умов функціонування та інших впливових факторів:

- $\alpha_B = 0,01 \dots 1,0$ – пропорційно корозійній активності води по відношенню до металу за п'ятибальною шкалою:

- 1) *дуже стійкі* – $\alpha_B < 0,01$;
- 2) *стійкі* – $\alpha_B = 0,01 \div 0,1$;
- 3) *зниженої стійкості* – $\alpha_B = 0,11 \div 0,3$;
- 4) *малостійкі* – $\alpha_B = 0,31 \div 1,0$;
- 5) *нестійкі* – $\alpha_B > 1,0$;

- $\alpha_M = 0,2$ – для чавунних труб із бітумним захисним покриттям і транспортуванні малокорозійних вод (1...3-ї груп); $\alpha_M = 1,0$ – для незахищених сталевих і чавунних труб та при транспортуванні висококорозійних вод (4-ї та 5-ї груп);

- α_E – залежно від режимів руху води в трубах для трьох основних їхніх груп:

- 6) *водоводи* та основні *магістральні лінії* водопровідної мережі, у яких середні швидкості руху води близькі до економічно вигідних і мало змінюються з часом – $\alpha_E = 1,0 \dots 3,5$;
- 7) *розподільчі лінії* із значною зміною величин швидкостей і навіть напрямків руху води: $\alpha_E = 3,5 \dots 7,5$;
- 8) *тупикові ділянки*, на яких інтенсивний водорозбір передують із застоєм води в трубах, зокрема будинкові вводи: $\alpha_E = 7,5 \dots 16$.

При реконструкції діючих систем водопостачання широко застосовують неметалеві труби, найчастіше пластмасові (поліетиленові, полівінілхлоридні, поліпропіленові тощо) та санацію труб із нанесенням антикорозійних покриттів [8; 19; 25; 39]. У цих випадках збільшення гідравлічних опорів труб у часі не спостерігається і визначальним у зміні конструктивного стану є вплив місцевих опорів. Тому, величину параметра a_2 слід приймати рівною нулю $a_2 = 0$, для якого частка зміни гідравлічного опору у часі буде також рівною нулю $K_{St} = 0$. При цьому $K_S = 1 + k_{mo}$.



Приклад врахування змін гідравлічних опорів трубопроводів водопостачання у часі. На рис. 3.4 наведена розрахункова схема магістральних ліній водопровідної мережі міста. Параметри основних магістральних ліній, для яких проведено визначення коефіцієнтів збільшення гідравлічних опорів, наведено у табл. 3.3, а результати проведених на них досліджень – у додатку Б.



Рис. 3.4. Розрахункова схема водопровідної мережі

Таблиця 3.3
Параметри обстежених ліній водопровідної мережі

№ з/п	Граничні вузли	Діаметри, мм		Матеріал труб	Довжина L , м
		d_y	$d_{p.вн}$		
1	1 – 2	400	401	чавун	1450
2	2 – 8	400	401	чавун	1680
3	1 – 3	600	600	чавун	2000
4	3 – 6	600	600	чавун	2690
5	1 – 5	600	600	залізобетон	3000
6	5 – 15	600	600	залізобетон	2700
7	3 – 4 – 7	300	302	чавун	1270



Дослідження гідравлічних опорів трубопроводів проводились у різні періоди експлуатації водопровідної мережі. Для цього було проведено вимірювання гідравлічних ухилів при різних втратах води на ділянках згідно методики [19, п. 2.2.1], а за їхніми значеннями за формулою (3.20) визначено загальні коефіцієнти збільшення гідравлічних опорів труб K_S . Крім додатку Б значення коефіцієнтів K_S наведено на рис. 3.5.

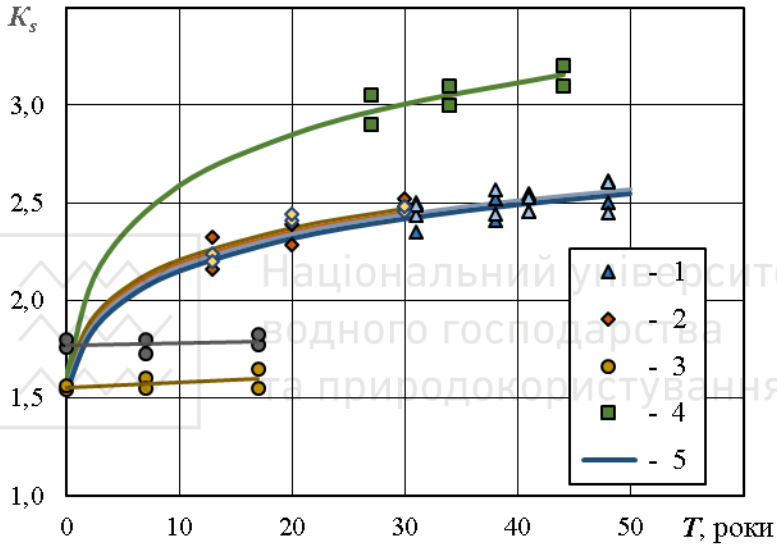


Рис. 3.5. Експериментальні значення загальних коефіцієнтів збільшення гідравлічних опорів труб K_S :

- 1 – для ділянок 1-2-8 (рис. 3.4 і табл. 3.3); 2 – теж, для 1-3-6; 3 – теж, для 1-5-15; 4 – теж, для 3-4-7; 5 – теж, для апроксимуючі лінії формули (3.11) разом із (3.13)

Дані рис. 3.5 вказують, що досліджені водопровідні лінії можна поділити на три групи:

- 1) головні магістральні лінії із чавунних труб великих діаметрів $d_y = 400$ і 600 мм;
- 2) головні магістральні лінії із залізобетонних труб великих діаметрів $d_y = 600$ мм;
- 3) магістральні лінії із чавунних труб діаметром $d_y = 300$ мм.



Для ліній 1-ї групи (ділянки 1 – 2 – 8 і 1 – 3 – 6) характерним є практично однакове зростання гідравлічних опорів у часі, що обумовлено як однаковим матеріалом труб, так і однаковими режимами роботи: незначні коливання середніх швидкостей руху води, відсутність розборів води по довжині тощо.

До 2-ї групи віднесено магістралі із залізобетонних труб (1 – 5 – 15), для яких практично відсутнє збільшення гідравлічних опорів у часі. Визначальне значення на величину коефіцієнта K_S цих ліній має частка впливу місцевих опорів $k_{мо}$.

До 3-ї групи увійшли магістральні лінії (3 – 4 – 7), для яких характерні більш складні режими роботи, зокрема, більш значне коливання швидкостей руху води, наявність розборів води по шляху транспортування, наявність підключення розподільчих ліній тощо.

Для кожної із досліджених ділянок визначено частки впливу місцевих опорів $k_{мо}$ на (за даними, наведеними на рис. 3.5 при $T \approx 0$ та розрахунком на основі реальних даних про наявність місцевих опорів на трубопроводах за формулою (3.19)) та параметрів для визначення частки K_{St} у формулах (3.3) і (3.12), які наведено у табл. 3.4.

Таблиця 3.4
Величини складових параметрів для визначення коефіцієнтів збільшення гідравлічних опорів K_S

№ з/п	Ділянки	Частки $k_{мо}$	Параметри для визначення частки K_{St}			Примітки
			a_1	a_2	a_{2p}	
1	1 – 2	0,53	1,00	0,56	0,596	1-а група ліній
2	2 – 8	0,55				
3	1 – 3	0,28			0,584	
4	3 – 6	0,60				
5	1 – 5	0,76	-	0	0	2-а група ліній
6	5 – 15	0,54				
7	3 – 4 – 7	0,62	1,00	0,86	0,933	3-а група



Для кожного експериментального значення коефіцієнтів збільшення гідравлічних опорів трубопроводів у часі за формулою (3.21) визначено числові значення часток K_{St} . За їхніми величинами для кожної із груп водопровідних ліній на основі формул (3.3) і (3.4) визначено параметри a_1 , a_2 і a_{2p} (табл. 3.4) та відповідні аналітичні залежності $K_{St} = f(T)$ (рис. 3.5).

Визначення усереднених значень параметрів a_1 і a_2 кожної групи трубопроводів доцільно проводити на основі кореляційного аналізу масиву $K_{St.o} = f(T)$, у якому кожний елемент розраховують за формулою

$$K_{St.o} = \frac{K_{St}}{1 + \frac{25,54}{d}}. \quad (3.22)$$

На рис. 3.6 наведено експериментальні дані залежності $K_{St.o} = f(T)$ для найбільшої (1-ї групи) трубопроводів та її апроксимуючу лінію, побудовану за формулою

$$K_{St.o} = a_2 \cdot \lg(1 + a_1 \cdot T). \quad (3.23)$$

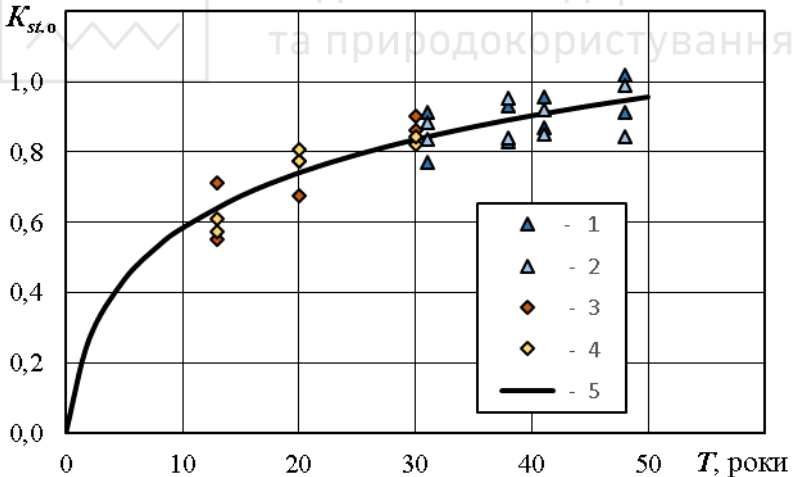


Рис. 3.6. Залежності $K_{St.o} = f(T)$ для 1-ї групи водопровідних ліній:

1 – експериментальні дані для ділянки 1-2 (рис. 3.4 і табл. 3.3);

2 – теж, для 2-8; 3 – теж, для 1-3; 4 – теж, для 3-6;

5 – апроксимуюча лінія за формулою (3.23)



Отримані значення параметрів a_1 і a_2 можуть бути поширені і на інші ділянки, які за режимами роботи слід віднести до однієї із розглянутих груп ліній водопровідної мережі. Однак, для кожної такої ділянки при проведенні прогностичних розрахунків індивідуально слід визначати прогностичний термін експлуатації трубопроводів T (як різницю прогностичного року і року будівництва) та частку впливу місцевих опорів k_{MO} .

Для ділянок водопровідної мережі, які не увійшли у дослідну групу трубопроводів, частку впливу місцевих опорів k_{MO} слід визначати на основі реальних даних про наявність місцевих опорів на трубопроводах за формулою (3.19). Нижче наведено приклад такого підходу для ділянки 7–8 із чавунних труб діаметром $d_y = 200$ мм довжиною 290 м. План траси цієї ділянки мережі та деталювання її колодязів наведено у додатку В, а схема розташування трубопровідної арматури та фасонних частин – на рис. 3.7.

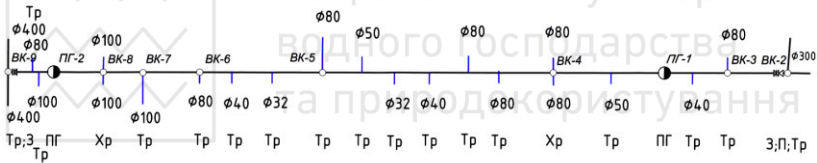


Рис. 3.7. Схема розташування трубопровідної арматури та фасонних частин на ділянці водопровідної мережі:

Tr – трійник; Xp – хрест; З – засувка; П – перехідник

Значення коефіцієнтів місцевих опорів ζ_{KB} на даній ділянці, визначених за додатком А відповідно до схеми розташування трубопровідної арматури та фасонних частин (рис. 3.7), наведено у табл. 3.5. При цьому сума коефіцієнтів місцевих опорів на всій ділянці трубопроводу становить $\zeta_{MO} = 14,07$. Величина коефіцієнта k_{MO} , розрахована за формулою (3.19) складає:

$$k_{MO} = \frac{\zeta_{MO}}{2 \cdot g \cdot k_v} \cdot \frac{d^p}{L} = \frac{14,07}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,001053} \cdot \frac{0,2^{1,28}}{290} = 0,30.$$

Прийнявши для ділянки 7–8 параметри a_1 і a_2 такими, як для 3-ї групи трубопроводів (табл. 3.4) при $T = 25$ років за формулою (3.13) отримано $K_{St} = 1,37$.



Таблиця 3.5

Величини коефіцієнтів місцевих опорів $\zeta_{\text{кв}}$ на ділянці
трубопроводу

№ з/п	Назва місцевого опору	Позначення	Розміри, мм	Кількість	$\zeta_{\text{кв}}$
1	Трійники стандартні	Тр	400x200	1	0,7
			300x300	1	0,7
			200x100	2	1,4
			200x80	6	4,2
			200x50	2	1,4
2	Трійники зварні	Тр	200x40	3	0,6
			200x32	2	0,4
3	Хрести стандартні	Хр	200x100	1	1,4
			200x80	1	1,4
4	Пожежні підставки розтрубні	ППР	200	2	1,4
5	Засувки (повне відкриття)	З	200	2	0,2
6	Перехід стандартний	П	200x300	1	0,27
Разом				23	14,07

Для отриманих величин $k_{\text{мо}}$ і K_{St} значення коефіцієнта збільшення гідравлічного опору трубопроводу ділянки 7–8 за формулою (3.11) становитиме:

$$K_S = 1 + K_{St} + k_{\text{мо}} = 1 + 1,37 + 0,30 = 2,67.$$

Дані наведених розрахунків на прикладі діючих водопроводів показують, що величини часток $k_{\text{мо}}$, що враховують вплив місцевих опорів становлять від 30 до 65% і навіть більше (табл. 3.2 і 3.4). Це значно більше рекомендованих нормативами величин: 10÷20% [5, п. К.4]; 20÷30% [8, п. 5.3.1.2]. Тому, при гідравлічних розрахунках трубопроводів водопостачання, особливо, водопровідних мереж, частки впливу місцевих опорів слід визначати індивідуально для окремих водопровідних ліній, або приймати на рівні 30÷60%.



Висновки до розділу 3

1. Проведена оцінка достовірності прогнозних розрахунків збільшення гідравлічних опорів водопровідних труб у часі показала, що запропоновані автором залежності (3.3) і (3.4) є найбільш точними і мають цілковиту придатність для практичного застосування.
2. Конструктивний стан трубопроводів водопостачання змінюється у часі під впливом континуальних і дискретних факторів, які є взаємозалежними і можуть бути виражені загальним коефіцієнтом конструктивного стану, що враховує збільшення гідравлічних опорів водопровідних труб у часі та вплив місцевих опорів.
3. Вплив місцевих опорів на загальний коефіцієнт конструктивного стану доцільно визначати у двох незалежних напрямках: розрахунком на основі реальних даних про наявність місцевих опорів на трасах трубопроводів та оцінкою їхніх величин у початковий період експлуатації за результатами досліджень, приймаючи.
4. Розроблено практичні рекомендації щодо визначення загальних коефіцієнтів збільшення гідравлічних опорів водопровідних труб у часі за результатами натурних досліджень та у разі використання обмеженої і недостовірної інформації про їхні зміни.
5. При гідравлічних розрахунках трубопроводних комплексів водопостачання, особливо, водопровідних мереж, частки впливу місцевих опорів слід визначати індивідуально для окремих водопровідних ліній, або приймати їхні значення на рівні 30÷60%.



4. КОМПЛЕКСНІ ГІДРАВЛІЧНІ РОЗРАХУНКИ СИСТЕМ ПОДАЧІ ТА РОЗПОДІЛУ ВОДИ

Гідравлічні розрахунки різного роду, розмірів і складності трубопровідних комплексів передбачають отримання параметрів, що характеризують режими їхньої роботи. Для систем подачі та розподілу води (СПРВ), до складу яких входять водопровідні насосні станції (ВНС), резервуари чистої води (РЧВ), водоводи, водопровідні мережі тощо, такими параметрами є витрати і швидкості води у трубопроводах, втрати напорів у них, вільні і п'єзометричні напори у визначених точках СПРВ – на ВНС, на ділянках водоводів і мережі, рівні води у РЧВ і баштах тощо.

4.1. Розрахункові схеми трубопровідних об'єктів водопостачання

Гідравлічні розрахунки будь яких трубопровідних комплексів виконують на основі їхніх розрахункових схем, які є графічними моделями топології трубопроводів на місцевості. Ці схеми повинні відповідати реальній конфігурації трубопроводів, місць розташування і підключення різного роду споруд та обладнання (насосні станції, резервуари, башти, вузли регулювання тощо), адекватно відображати гідравлічні процеси, що протікають у трубах, спорудах та обладнанні, а результати розрахунків повинні як найточніше відповідати значенням реальних параметрів трубопровідних комплексів. Тому, їхні розрахункові схеми повинні створюватись за певними правилами, які першочергово обумовлені двома принципово протилежними підходами до цілей гідравлічних розрахунків:

- 1) проектування нових СПРВ;
- 2) моделювання існуючих трубопровідних комплексів.

У першому випадку спочатку визначають конфігурацію трубопровідного комплексу (трасують водоводи і водопровідні мережі), а потім формують його розрахункову схему. У другому – конфігурація уже сформована, зафіксовані місця підключень споруд, що живлять водопровідну мережу, споживачів води, їхня кількість та категорії, а розрахункова схема повинна бути адекватною реальному стану СПРВ [19; 25; 33; 35; 39; 40; 47].



Трасування водопровідних ліній виконують при новому будівництві або визначенні альтернативних варіантів реконструкції. Основними вимогами до трасування є [18, п. 5.2]:

- мінімальна сумарна довжина ліній за умови доставки води до кожного споживача;
- врахування природних і штучних перешкод у районі будівництва;
- водоводи, зазвичай, прокладають у дві паралельних лінії найкоротшим шляхом від джерел до об'єктів водопостачання;
- водопровідні лінії мережі прокладають вздовж доріг, вулиць і проїздів паралельно лініям забудови:
 - *магістральні* – кільцевими (замкненими);
 - *розподільчі* – кільцевими або тупиковими, трасуючи їх практично по кожній вулиці чи проїзді для розміщення на них пожежних гідрантів (для водопроводів, об'єднаних із протипожежними); при цьому довжина тупиків повинна бути не більшою 200 м [5, п. 12.5, 12.16];
- внутрішньоквартальні лінії трасують при розробленні детальних планів забудови із розміщенням на них, за потреби, пожежних гідрантів.

При проектуванні нових водопровідних мереж розрахункові схеми складають, зазвичай, для магістральних ліній, що дозволяє визначати їхні економічно вигідні діаметри труб, виконувати гідравлічні розрахунки, за показниками яких визначають параметри ВНС, висоти водонапірних башт тощо.

В існуючих трубопровідних комплексах на основі їхніх розрахункових схем проводять гідравлічні та техніко-економічні розрахунки з метою реконструкції чи інтенсифікації роботи СПРВ. При цьому створення розрахункових схем проходить щонайменше дві стадії [17; 32; 33; 35; 39; 41; 47–50]:

- 1) оцінка існуючого стану СПРВ;
- 2) моделювання роботи СПРВ на перспективу, що може передбачати додавання (інколи виключення) до попередньої схеми нових ділянок трубопроводів, нових ВНС, станцій підкачки, вузлів дроселювання тощо.



Створення будь якої розрахункової схеми передбачає укрупнення окремих елементів і спрощення де-яких процесів, що мають місце у реальній СПРВ. Ці укрупнення і спрощення базуються на моделюванні режимів подачі та розбору води, руху води у трубопроводах і спорудах, гідравлічної взаємодії окремих елементів СПРВ тощо. Критерієм моделювання є відповідність розрахункових параметрів СПРВ їхнім реальним значенням (втрати напорів, витрати і швидкості руху води у трубопроводах, вільні і п'єзометричні напори у вузлах тощо). При цьому кількість елементів розрахункової схеми має бути мінімально достатньою для відповідності моделі СПРВ її реальній структурі та стану. Адже надлишкова деталізація структури СПРВ з метою відображення як найбільше наявних елементів (наприклад, включення у розрахункову схему всіх водопровідних ліній, всіх підключень до ділянок мережі тощо) суттєво ускладнює саму розрахункову схему, збільшує розміри масивів вихідних даних, затрати праці та часу на їхню підготовку, тривалість розрахунків, аналізу результатів і корегування вихідних даних з метою усунення помилок та удосконалення СПРВ. З іншої сторони, суттєве спрощення розрахункової схеми (наприклад, ігнорування ділянок з великими діаметрами труб, підключень великих споживачів води у середніх частинах ділянок трубопроводів, неврахування зміни поверховості будівель у зонах впливу окремих вузлів тощо) спотворює модель СПРВ і вносить значні неточності у результати розрахунку. Тому створення розрахункової схеми СПРВ повинно відповідати певним правилам, базуючись на таких основних положеннях:

- відповідність структури поняттям теорії графів;
- спрощена модель розбору води із трубопроводів;
- узгодженість із наявним програмним забезпеченням для проведення гідравлічних розрахунків.

З позицій теорії графів розрахункова схема СПРВ являє собою кінцевий зв'язний граф [28], тобто топологічну структуру, яка складається з кінцевого числа b вершин (вузлів), які зв'язані між собою p ребрами (ділянками) та утворюють n елементарних кілець. Ця структура має загальний вигляд, наведений на рис. 4.1, елементи якої зв'язані між собою залежностями:



Національний університет
водного господарства
та природокористування

- для площинної структури

$$n = p - b + 1 ; \quad (4.1)$$

- для просторової структури

$$v = p - b + 1 , \quad (4.2)$$

де v – так зване цикломатичне число, яке завжди менше n .

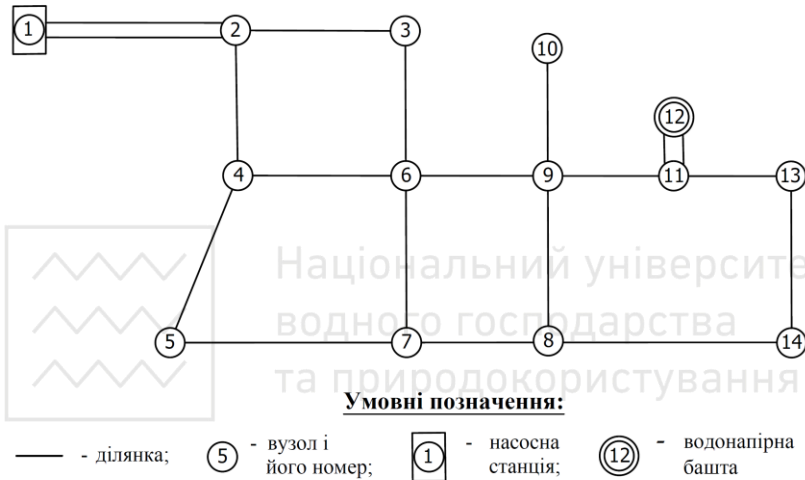


Рис. 4.1. Розрахункова схема СПРВ у складі ВНС, водоводів, водопровідної мережі і водонапірної башти

Наведена на рис. 4.1 розрахункова схема СПРВ містить $b = 14$ вузлів (вершин), $p = 19$ ділянок (ребер) і $n = 6$ кілець. Враховуючи, що структура СПРВ є площинною, зв'язки між її елементами відповідають умові формули (4.1): $6 = 19 - 14 + 1$.

Кожний елемент розрахункової схеми, як топографічної моделі реальної СПРВ, має свої дискретні характеристики, які відповідають параметрам визначеної споруди, обладнання, трубопроводу чи процесу, який є визначальним для заданого режиму роботи. Так, ділянкам розрахункової схеми, в основному, відповідають такі параметри трубопроводів, як діаметри, довжини, матеріал труб, коефіцієнти збільшення гідравлічних



опорів тощо. Вузлам можуть відповідати параметри насосних станцій, напірно-регульовальних споруд, вузлових відборів (витрат води, необхідних напорів, показників нераціональних витрат і втрат води) тощо. Тому при формуванні розрахункових схем важливо, щоб кожний впливовий елемент СПРВ був віднесений до конкретного вузла чи ділянки.

4.2. Формування вузлових відборів

Найбільш визначальним фактором при складанні розрахункової схеми СПРВ є прийняття **спрощеної моделі розбору води** із трубопроводів [18, п. 6.1; 19, п. 5.5], в основу якої покладено три постулати:

- 1) відбори води здійснюються тільки у вузлах;
- 2) витрати води є незмінними по довжині кожної ділянки;
- 3) реальні втрати напорів на ділянках трубопроводів і моделі повинні бути рівними.

Відбори води на реальних трубопроводах розбираються у багатьох точках і визначаються такими основними схемами розбору води (рис. 4.2): зосереджені, пошляхові та багатоточкові.

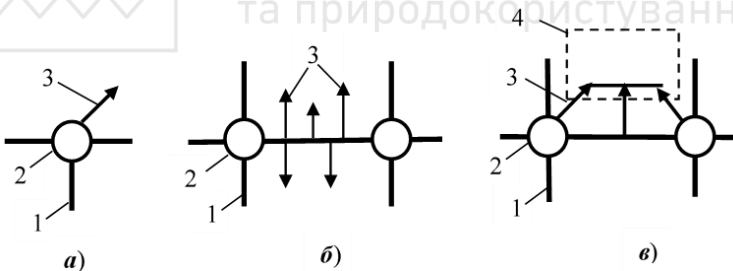


Рис. 4.2. Схеми розбору води із трубопроводів:

а) зосереджений, *б)* пошляховий, *в)* багатоточковий;

- 1 і 2 – ділянки та вузли розрахункової схеми; 3 – підключення споживачів; 4 – великий споживач або їхня група

Зосереджені розбори здійснюються безпосередньо із вузлів розрахункової схеми і найбільш точно відображають реальну картину розподілу і розбору води на діючих СПРВ.

Пошляхові розбори припадають на підключення до трубопроводів між вузлами. У спрощеній моделі водорозбору їх розподіляють між вузлом початку і вузлом кінця кожної ділянки.



Багатоточкові розбори – розосереджені відбори, які здійснюються в будь-яких точках ділянки і не є фіксованими, зокрема, якщо підключення споживачів закріплені або коли один споживач отримує воду від різних ділянок.

Схема формування вузлових відборів із пошляховими рівномірно розподіленими по довжині трубопроводу розборами води показана на рис. 4.3. Ділянка трубопроводу обмежена вузлами 1 і 2. У вузол 1 від суміжних ділянок подається сумарна витрата $q_{вх}$, а із вузла 2 відбирається – $q_{вих}$. Зосереджені відбори у цих вузлах, відповідно, становлять $q_{зв1}$ і $q_{зв2}$. По довжині ділянки l (від вузла 1 до вузла 2) розбираються пошляхові витрати q_p , які розподілені рівномірно із питомими витратами q_0

$$q_0 = \frac{q_p}{l}. \quad (4.3)$$

Витрати води на початку і в кінці ділянки становлять

$$q_1 = q_{вх} - q_{зв1} = q_{тр} + q_p; \quad (4.4)$$

$$q_2 = q_{вих} + q_{зв2} = q_{тр}. \quad (4.5)$$

Очевидно, що $q_1 > q_2$, а згідно 2-го постулата розрахункова витрата на всій довжині ділянки q_p повинна бути незмінною, тому

$$q_p = q_{тр} + \alpha \cdot q_p, \quad (4.6)$$

де α – частина пошляхових витрат, які у спрощеній моделі розбору води прирівнюють до транзитних.

При цьому вузлові відбори визначають за формулами

$$q_{вуз.1} = (1 - \alpha) \cdot q_p + q_{зв1}; \quad (4.7)$$

$$q_{вуз.2} = \alpha \cdot q_p + q_{зв2}. \quad (4.8)$$

У формулах (4.7) і (4.8) невідомим є коефіцієнт α , для визначення якого, враховуючи 3-й постулат спрощеної моделі водорозбору, можна записати

$$h_p = h_m = h, \quad (4.9)$$

де h_p і h_m – втрати напору на ділянці реальні і на моделі, м.

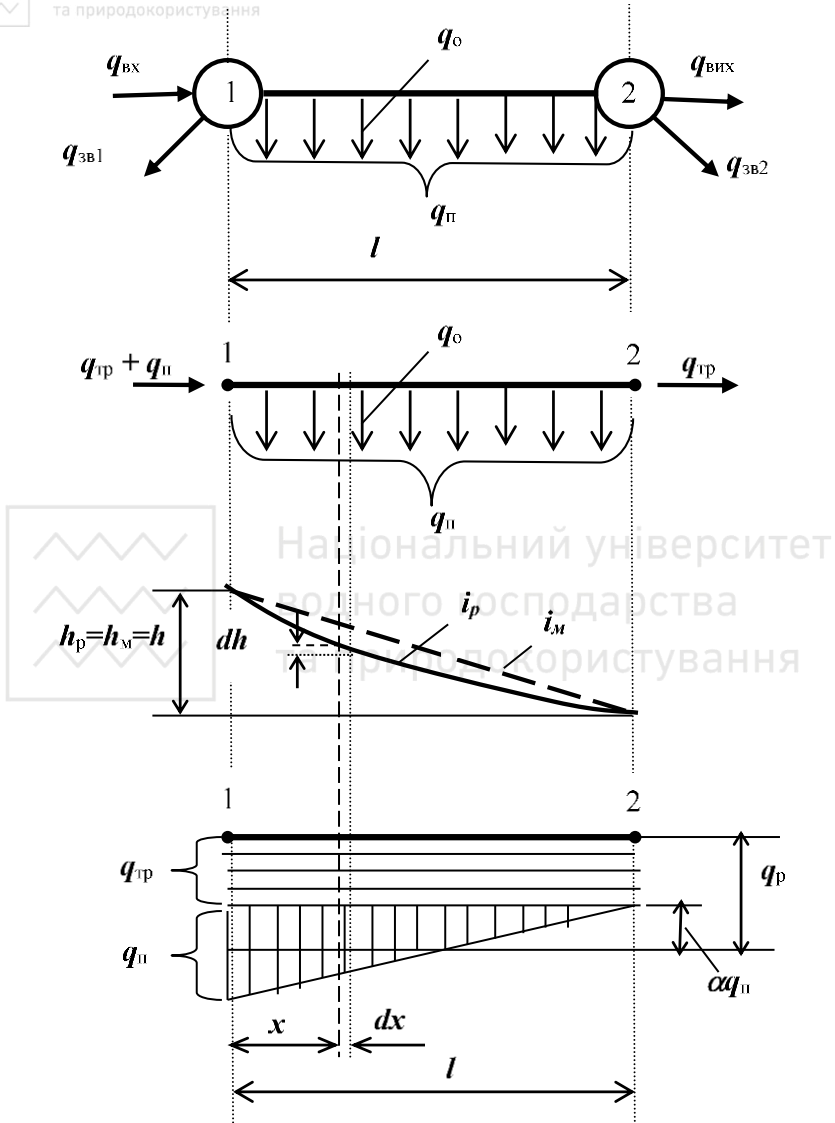


Рис. 4.3. Розрахункова схема формування вузлових відборів

Умова (4.9) витікає із третього постулату моделі і відображає її адекватність реальному стану.



Для визначення втрат напору на моделі h_m на підставі формул (2.31) і (4.6) можна записати

$$\begin{aligned} h_m &= i_m \cdot l = S_o \cdot l \cdot q_p^\beta = S_o \cdot l \cdot (q_{тр} + \alpha \cdot q_n)^\beta = \\ &= S_o \cdot l \cdot q_n^\beta \cdot \left(\frac{q_{тр}}{q_n} + \alpha\right)^\beta = S_o \cdot l \cdot q_n^\beta \cdot (C_q + \alpha)^\beta, \end{aligned} \quad (4.10)$$

де $C_q = q_{тр}/q_n$ – коефіцієнт співвідношення між транзитними і пошляховими витратами води на ділянці.

Втрати напору у реальній схемі h_p визначено інтегруванням втрат напору dh у безкінечно малому перерізі довжиною dx на відстані x від початкового вузла (рис. 4.3), які становлять

$$dh = S_o \cdot dx \cdot (q_{тр} + q_n - q_o \cdot x)^\beta. \quad (4.11)$$

З урахуванням залежності (4.3) і коефіцієнта C_q із формули (4.10) після підстановок та скорочень отримано

$$h_p = \int_0^h dh = S_o \cdot q_n^\beta \cdot \int_0^l \left(C_q + 1 - \frac{x}{l}\right)^\beta dx, \quad (4.12)$$

а після інтегрування

$$h_p = S_o \cdot l \cdot q_n^\beta \cdot \frac{(C_q + 1)^{\beta+1} - C_q^{\beta+1}}{\beta+1}. \quad (4.13)$$

Із формул 4.9, 4.10 і 4.13 в області дійсних чисел отримано вираз для визначення коефіцієнта α

$$\alpha = \left(\frac{(C_q + 1)^{\beta+1} - C_q^{\beta+1}}{\beta+1}\right)^{\frac{1}{\beta}} - C_q. \quad (4.14)$$

При $C_q = \infty$ значення коефіцієнта α становлять $\alpha = 0,5$ для будь-якого значення показника степеню β . Для $C_q = 0$ при $\beta = 1,774 \dots 1,93$ (табл. 2.3) – $\alpha = 0,5626 \dots 0,5729$ (рис. 4.4).

На практиці розбори води здійснюються через конкретні підключення до ділянок. Для n підключень з однаковими відборами втрати напору на ділянці становлять



$$\begin{aligned} h_p &= h_1 + h_2 + \dots + h_i + \dots + h_{n+1} = \\ &= S_o \cdot q_p^\beta \cdot \frac{l}{n+1} \cdot \sum_{i=1}^{n+1} \left(C_q + 1 - \frac{i-1}{n} \right)^\beta. \end{aligned} \quad (4.15)$$

На підставі формул 4.9, 4.10 і 4.15 отримано

$$\alpha = \left(\frac{\sum_{i=1}^{n+1} \left(C_q + 1 - \frac{i-1}{n} \right)^\beta}{n+1} \right)^{\frac{1}{\beta}} - C_q, \quad (4.16)$$

Аналогічно, як і у попередньому випадку, при $C_q = \infty$ значення коефіцієнта α становлять $\alpha = 0,5$ для будь-якого значення показника степеню β і числа підключень n . Для $n = \infty$ значення α , отримані за формулами (4.16) і (4.14) співпадають. При $C_q = 0$ для $n = 1 \dots \infty - \alpha = 0,565 \dots 0,682$ (рис. 4.4). Отже, при зменшенні кількості підключень частка пошляхових витрат, порівняних до транзитних, буде зростати, а при зменшенні значення показника степеню β – спадати.

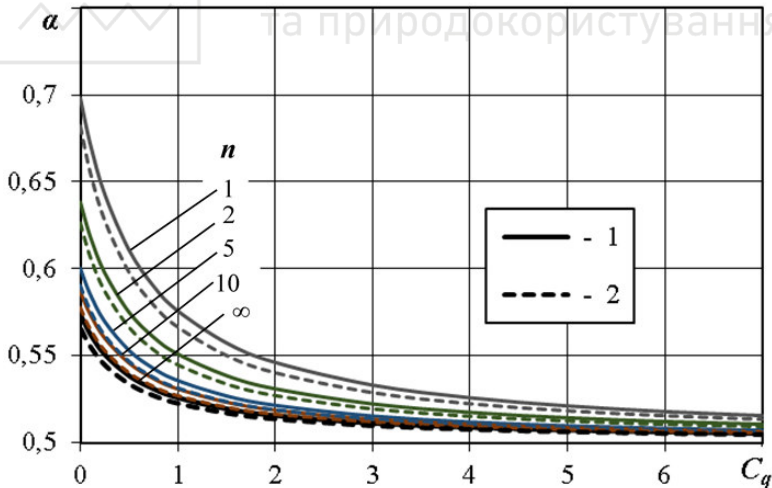


Рис. 4.4. Залежності частки пошляхових витрат α , умовно порівняних до транзитних, від їхнього загального співвідношення C_q і кількості підключень n до ділянки:

1 – лінії $\alpha = f(C_q; n)$ для $\beta = 1,93$; 2 – теж, для $\beta = 1,81$



Залежності $\alpha = f(C_q; n)$ на рис. 4.4 відповідають параметрам спрощених гідравлічних розрахунків для сталевих ($\beta = 1,93$) та чавунних ($\beta = 1,81$) труб, наведених у табл. 2.3. Їхні величини охоплюють практично весь діапазон змін $\alpha = f(C_q; n)$, який знаходиться між лініями 1 і 2 для кожного значення числа підключень до ділянки n .

На практиці розбори води по довжині ділянок, зазвичай, відбуваються нерівномірно. Для оцінки такого впливу додатково розглянуто дві схеми інтенсивності розбору води вздовж ділянки: зростаючу і спадаючу (рис. 4.5).

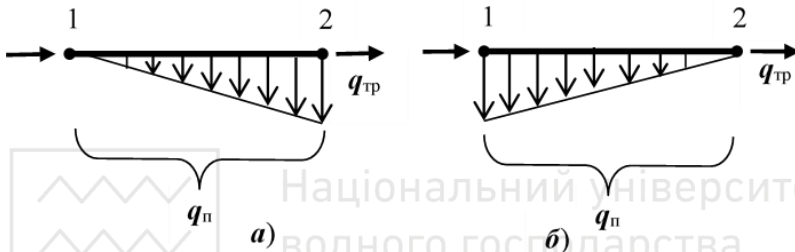


Рис. 4.5. Розрахункові схеми інтенсивності розбору води вздовж ділянок трубопроводів:
а) зростаюча; б) спадаюча

По аналогії із рівномірним розбором, але для коефіцієнта $\beta = 2,0$, що обумовлено проблематичністю інтегрування для визначення кінцевої аналітичної залежності, отримано такі формули розрахунку коефіцієнтів α для зростаючої і спадаючої інтенсивності розбору води

$$\alpha = \left(C_q^2 + \frac{4}{3} \cdot C_q + \frac{8}{15} \right)^{\frac{1}{2}} - C_q ; \quad (4.17)$$

$$\alpha = \left(C_q^2 + \frac{2}{3} \cdot C_q + \frac{1}{5} \right)^{\frac{1}{2}} - C_q . \quad (4.18)$$

Значення коефіцієнтів α для цих інтенсивностей суттєво відрізняються від їхніх величин для рівномірного розбору води. Залежності $\alpha = f(C_q)$ для всіх трьох інтенсивностей при $\beta = 2,0$ наведено на рис. 4.6.

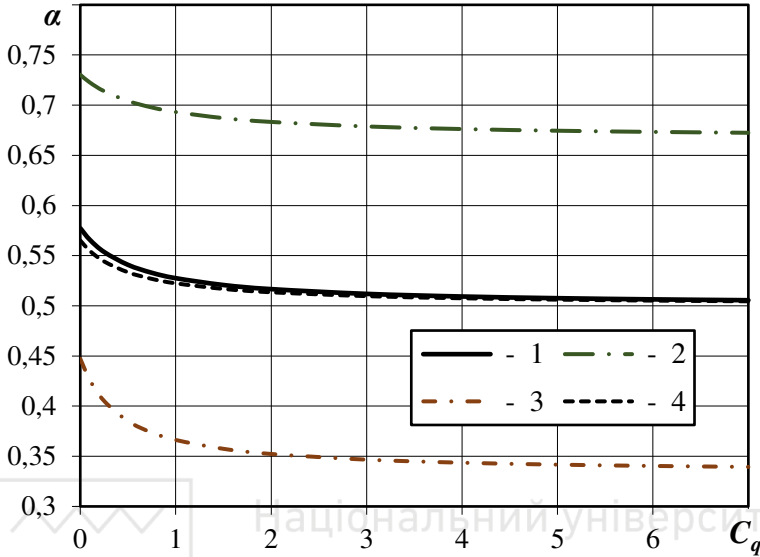


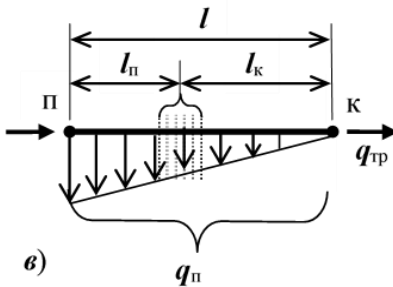
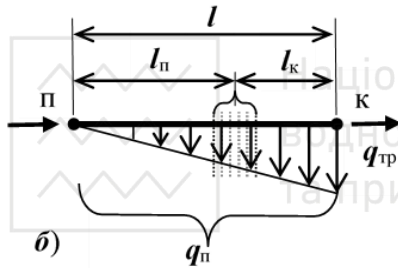
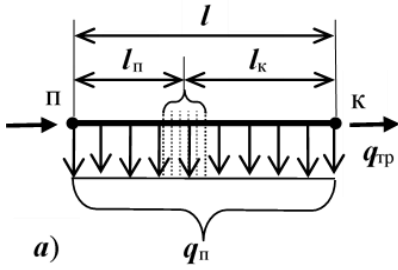
Рис. 4.6. Залежності $\alpha = f(C_q)$ для інтенсивностей розбору води:
1 – рівномірного при $\beta = 2.0$; 2 – те ж, зростаючого;
3 – те ж, спадаючого; 4 – рівномірного при $\beta = 1.81$

Дані рис. 4.6 показують, що інтенсивність розбору води по довжині ділянки має суттєве значення для врахування частки пошляхових витрат α , умовно прирівняних до транзитних витрат води. У порівнянні із рівномірним розбором похибка може складати понад 30%. Тому, враховуючи, що оцінити фактичну інтенсивність розбору води із ділянок трубопроводів при проведенні їхніх гідравлічних розрахунків досить проблематично, а то і неможливо, слід віддати перевагу найбільш простому і зрозумілому методу формування вузлових витрат, точність якого відповідає впливу змін реального водорозбору. Крім того, слід відмітити, що оцінка характеру водорозбору при різних значеннях β , що пов'язано із матеріалом труб водопровідних ліній, немає суттєвого значення.

Із проведеного аналізу видно, що на практиці формування вузлових відборів доцільно проводити шляхом визначення зон впливу вузлів трубопровідного комплексу, яким найчастіше є



водопровідні мережі населених пунктів. Положення границі, що розділяє пошляхові витрати, віднесені до вузлів початку і кінця ділянки, залежить від зміни інтенсивності розбору води вздовж ділянки трубопроводу та величини коефіцієнта α (рис. 4.7). Так,



при рівномірній інтенсивності водорозбору залежно від співвідношення між транзитними і пошляховими витратами води на ділянці C_q і кількості підключень n значення коефіцієнта α становлять $\alpha = 0,5 \div 0,7$ (рис. 4.4). При нерівномірній інтенсивності – $\alpha = 0,34 \div 0,73$ (рис. 4.6). Лінія розмежування між зонами впливу вузлів початку (п) і кінця (к) ділянки буде знаходитись на відстані $l_п$ від початку ділянки і на $l_к$ від кінця ділянки.

Рис. 4.7. Положення граничних ліній розмежування зон впливу між вузлами початку (п) і кінця (к) ділянки для інтенсивностей водорозбору: рівномірної (а), зростаючої (б) і спадаючої (в)

Ці відстані слід визначати за формулами

$$l_п = k_п \cdot l; \quad l_к = k_к \cdot l; \quad (4.19)$$

де $k_п$ і $k_к$ – частки ділянки до лінії розмежування, відповідно, від початку і кінця ділянки.



Очевидно, що

$$k_{\Pi} + k_{\kappa} = 1. \quad (4.20)$$

Значення коефіцієнтів k_{Π} і k_{κ} залежать від виду інтенсивності водорозбору і величини коефіцієнта α . Так, для різних інтенсивностей водорозбору вони становлять:

- рівномірної

$$k_{\Pi} = 1 - \alpha; \quad k_{\kappa} = \alpha; \quad (4.21)$$

- зростаючої

$$k_{\Pi} = \sqrt{1 - \alpha}; \quad k_{\kappa} = 1 - \sqrt{1 - \alpha}; \quad (4.22)$$

- спадаючої

$$k_{\Pi} = 1 - \sqrt{\alpha}; \quad k_{\kappa} = \sqrt{\alpha}. \quad (4.23)$$

Визначені за цими формулами значення коефіцієнтів k_{Π} і k_{κ} при значній кількості підключень до ділянки ($n > 10$) для різних типів інтенсивностей водорозбору наведені у табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Діапазони змін часток α , k_{Π} і k_{κ} для різних типів інтенсивностей водорозбору

№ з/п	Тип інтенсивності водорозбору	α		k_{Π}		k_{κ}	
		мін	макс	мін	макс	мін	макс
1	Рівномірна	0,50	0,57	0,43	0,50	0,50	0,57
2	Зростаюча	0,67	0,73	0,52	0,57	0,43	0,48
3	Спадаюча	0,34	0,45	0,33	0,42	0,58	0,67

Примітка: Виділені жирним шрифтом значення коефіцієнтів відповідають умові відсутності транзитних витрат води ($C_q = 0$), що є характерним для кінцевих ділянок водопровідної мережі.

Аналіз даних рис. 4.6 і табл. 4.1 показує, що середньозваженою величиною часток k_{Π} і k_{κ} є 0,5, тобто середина ділянки, що з'єднує вузли. Однак, більш точним розподіл пошляхових витрат між вузлами буде, коли при відомому і



незмінному для різних розрахункових варіантів руху води на ділянках буде застосований, так званий *ексцентричний розподіл*, за яким границю розмежування між зонами впливу вузлів зміщують у сторону меншої інтенсивності водорозбору. У разі можливості оцінки розподілу пошляхових витрат пропорційно площам забудови навколо вузлів, що характерно для однотипної рівномірної забудови одного ступеню санітарного благоустрою, цю границю можна визначати за допомогою коефіцієнтів співвідношення довжин до неї від початку і від кінця ділянки k_l або площ зон впливу вузлів k_ω (табл. 4.2)

$$k_l = \frac{l_p}{l_k}; \quad k_\omega = \frac{\omega_p}{\omega_k}, \quad (4.24)$$

де l_p і l_k – відстані до лінії розмежування, відповідно, від початку і від кінця ділянки (рис. 4.7);

ω_p і ω_k – площі зон впливу вузлів початку і кінця ділянки.

Таблиця 4.2

Граничні значення частки α та коефіцієнтів k_l і k_ω для ексцентричного розподілу пошляхових витрат води

№ з/П	Тип інтенсивності водорозбору	α		$k_l = l_p/l_k$		$k_\omega = \omega_p/\omega_k$	
		мін	макс	мін	макс	мін	макс
1	Рівномірна	0,50	0,57	0,75	1,0	0,75	1,0
2	Зростаюча	0,67	0,73	1,08	1,33	0,37	0,48
3	Спадаюча	0,34	0,45	0,50	0,72	1,23	2,0

Примітки: 1. Виділені жирним шрифтом значення відповідають умові відсутності транзитних витрат води ($C_q = 0$).

2. Співвідношення довжин l_p/l_k відповідає співвідношенню часток k_p/k_k (рис. 4.7).

Для перевірки доцільності ексцентричного розподілу пошляхових витрат води між вузлами ділянки за формулою (4.25) визначено відхилення δ , %, у розрахунках втрат напору за формулою (4.10) при «точних» значеннях $\alpha = \alpha_m$, розрахованих за формулами (4.14), (4.17) і (4.18), і рекомендованих для практичного застосування величин α_p згідно даних табл. 4.3.



$$\delta = \left(1 - \left(\frac{c_q + \alpha_p}{c_q + \alpha_m} \right)^\beta \right) \cdot 100, \% . \quad (4.25)$$

Таблиця 4.3

Рекомендовані значення часток α_p та коефіцієнтів k_l і k_ω для ексцентричного розподілу пошляхових витрат води

№ з/п	Тип інтенсивності водорозбору	Формули для розрахунків значень α_m	Рекомендовані значення			
			k_{lp}	α_p	$k_{\omega p}$	α_p
1	Рівномірна	4.14	0,9	0,53	0,9	0,53
2	Зростаюча	4.17	1,2	0,70	0,4	0,71
3	Спадаюча	4.18	0,6	0,39	1,5	0,40

Рекомендовані для практичного застосування величин α_p залежать як від типу інтенсивності водорозбору, так і значень коефіцієнтів k_l і k_ω . Так, залежно від коефіцієнтів k_l , що є співвідношенням довжин ділянки до границі розмежування між зонами впливу вузлів від початку і від кінця ділянки, для різних типів інтенсивності водорозбору вони становлять:

- рівномірної

$$\alpha_p = \frac{1}{1+k_l}; \quad (4.26)$$

- зростаючої

$$\alpha_p = \frac{2}{1+k_l} - \frac{1}{(1+k_l)^2}; \quad (4.27)$$

- спадаючої

$$\alpha_p = \frac{1}{(1+k_l)^2}. \quad (4.28)$$

Залежно від коефіцієнтів k_ω , що є співвідношенням площ зон впливу вузлів початку і кінця ділянки, для всіх типів інтенсивності водорозбору величина α_p рівна

$$\alpha_p = \frac{1}{1+k_\omega}. \quad (4.29)$$



На рис. 4.8 наведено залежності $\delta = f(C_q)$ при $\beta = 2$ для різних інтенсивностей водорозбору із рекомендованими значеннями часток α_p , визначених за формулами (4.26), (4.27) і (4.28), для прийнятих величин коефіцієнтів k_l і k_ω (табл. 4.3) для *ексцентричного розподілу* пошляхових витрат води. Для порівняння там же (на рис. 4.8) показані залежності $\delta = f(C_q)$ для *симетричного розподілу* при $k_l = 1,0$ і відповідних їм величинам α_p для рівномірної ($\alpha_p = 0,5$), зростаючої ($\alpha_p = 0,75$) і спадаючої ($\alpha_p = 0,25$) інтенсивностей водорозбору.

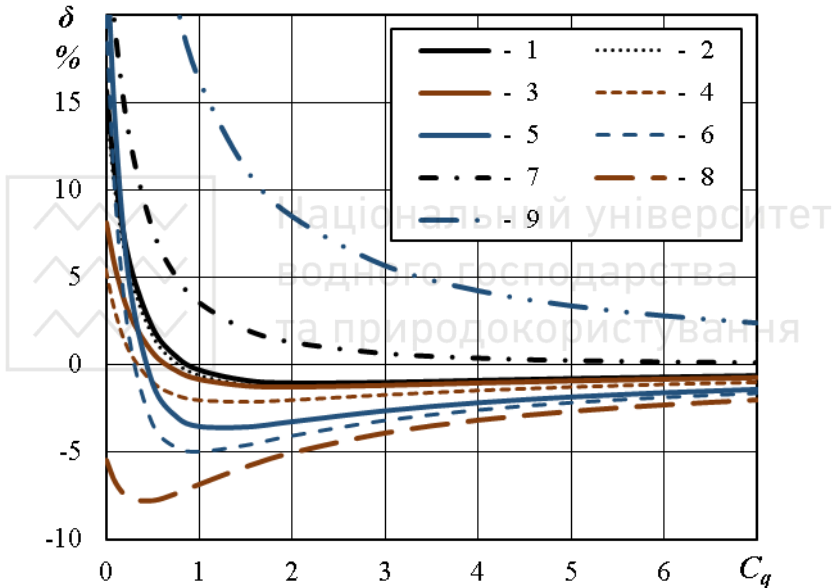


Рис. 4.8. Відхилення у визначенні втрат напору на ділянках трубопроводів за спрощеною моделлю для інтенсивностей водорозбору: 1, 2, 7 – рівномірного; 3, 4, 8 – зростаючого; 5, 6, 9 – спадаючого; 1, 3, 5 – для $\alpha_p = f(k_l)$ згідно табл. 4.3; 2, 4, 6 – те ж, для $\alpha_p = f(k_\omega)$; 7, 8, 9 – для $k_l = 1,0$

Дані рис. 4.8 показують, що застосування ексцентричного розподілу пошляхових витрат відповідає допустимій точності практичних розрахунків ($\pm 5\%$) майже в усьому діапазоні співвідношень транзитних і пошляхових витрат ($C_q > 0,3$). У випадку симетричного розподілу цей діапазон значно вужчий.



Так, він становить для інтенсивностей: рівномірної – $C_q > 0,7$; зростаючої – $C_q > 2$; спадаючої – $C_q > 3$. При застосуванні у розрахунках значень $\beta < 2$ похибки будуть дещо меншими (рис. 4.6), але загальна тенденція у зміні точності збережеться.

Отже, за положенням ліній розмежування зон впливу вузлів початків і кінців ділянок трубопроводів для практичного застосування слід рекомендувати такі способи формування вузлових витрат води:

- *симетричний* – по середині ділянок;
- *ексцентричний* – зі зміщенням у сторону більшої інтенсивності водорозбору.

Ексцентричний спосіб є більш точним і має широкий діапазон застосування у порівнянні із симетричним. Однак, при його застосуванні важливе значення має визначення положення лінії розмежування зон впливу вузлів на початку і у кінці ділянок трубопроводів при різному характері забудови вздовж ділянки і відповідного йому типу інтенсивності водорозбору. Це потребує високої кваліфікації і досвіду фахівців-проектувальників. Застосування симетричного способу більш просте і зрозуміле, так як незалежно від характеру забудови та інтенсивності водорозбору вздовж ділянок границя розмежування проходить по середині кожної із них. При цьому для малих значень C_q можуть бути суттєві неточності у визначенні вузлових відборів.

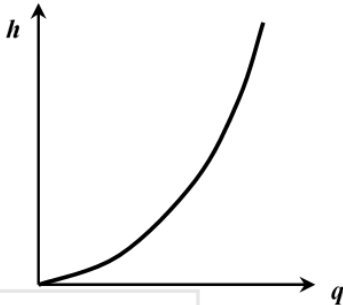
4.3. Моделювання елементів СПРВ

При гідравлічних розрахунках СПРВ кожен її елемент має бути представлений математичною залежністю, яка адекватно описує як взаємозв'язки його робочих параметрів, так і вплив конструктивних показників. Так, на основні робочі показники водопровідних ліній зв'язані між собою залежністю (2.31), у якій гідравлічні опори труб залежать від їхніх діаметрів, матеріалу, коефіцієнтів збільшення опору труб, довжин тощо (формули (2.32), (2.36) та інші). На величини коефіцієнтів збільшення опору труб (3.11), у свою чергу, впливають відкладення на внутрішній поверхні (3.3) і місцеві опори (3.19). Крім того, кожна ділянка трубопроводного комплексу знаходиться у конструктивному та гідравлічному взаємозв'язку із іншими



ділянками і займає відповідне положення у розрахунковій схемі СПРВ (рис. 4.1).

Водопровідні лінії моделюють як окремі ділянки (ребра графа мережі). Взаємозв'язки між їхніми параметрами визначають за формулами (2.7) і (2.43), які задають модельну залежність (4.30), загальний вигляд якої наведено на рис. 4.9.



Крім цього конструктивні зв'язки ділянок визначають матрицею суміжності або списку ребер (дуг), а гідравлічні – матрицею інцидентів, у яких вказують граничні вузли (початку і кінця) кожної ділянки [28, п. 5].

Рис. 4.9. Залежність $h = f(q)$ для водопровідних ліній

$$h = K_S \cdot l \cdot \frac{k}{d^m} \cdot q^\beta = S_0 \cdot l \cdot q^\beta = S \cdot q^\beta. \quad (4.30)$$

де K_S – коефіцієнт збільшення гідравлічного опору трубопроводу за рахунок відкладень на внутрішній поверхні труб та місцевих опорів (формула (3.11));

l – довжина ділянки, м;

q – розрахункова витрата води, м³/с;

d – розрахунковий внутрішній діаметр труб, м;

k , β та m – коефіцієнт та показники степеню, що залежать від матеріалу та виду труб, які слід приймати за табл. 2.3;

S_0 і S – питомий і повний гідравлічні опори трубопроводу.

Вузлові відбори моделюються як витрати води, що не залежать або залежать (формули (4.31), (4.32) ÷ (4.35)) від вільних напорів у вузлах [18, п. 11.2; 32; 41; 44; 48; 50].

У випадках, коли вузлові витрати $q_{\text{вуз}}$ моделюють незалежними від напорів, їхні значення приймають рівними номінальним q_n , які розраховують за існуючими нормативами [5; 18, п. 6.3] за умови раціонального водоспоживання (задоволення потреб у воді без будь-яких її втрат). Однак, у реальних умовах вузлові відбори залежать від величин вільних напорів, що

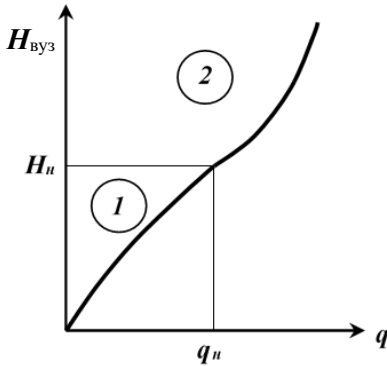


Рис. 4.10. Залежність вузлових відборів від вільних напорів
 $q_{\text{вуз}} = f(H_{\text{вуз}})$:

- 1 – зона недостатніх напорів;
2 – зона надлишкових напорів

обумовлено неподачею води на верхні поверхи (зона 1 (рис. 4.10) при напорах $H_{\text{вуз}}$ менше необхідних H_n) або її перевитратами (зона 2 – при $H_{\text{вуз}} > H_n$) через непродуктивні витрати при користуванні різного роду водорозбірним обладнанням та втрати через витоки [18, п. 4.1; 19, р. 6]. У загальному вигляді така залежність **вузлових відборів** $q_{\text{вуз}}$ від величин вільних напорів $H_{\text{вуз}}$ може бути розрахована за формулою

$$q_{\text{вуз}} = q_n \cdot \left(\frac{H_{\text{вуз}}}{H_n} \right)^\chi, \quad (4.31)$$

де q_n – номінальна вузлова витрата, л/с, при водорозборі, коли вільний напір рівний необхідному $H_{\text{вуз}} = H_n$;

χ – показник степеню, який залежить від технічного стану трубопроводів, водорозбірного обладнання, місцевих умов і традицій водокористування тощо.

Характер зміни вузлових витрат від величин вільних напорів $q_{\text{вуз}} = f(H_{\text{вуз}})$ залежить від значень показника степеню χ . На його величину впливає багато факторів (сумарна довжина, діаметри, матеріал, технічний стан трубопроводів і водорозбірного обладнання, санітарно-технічне оснащення будівель, їхня поверховість, кількість і види споживачів води тощо). Встановлено [14; 18, п. 11.2; 50], що у загальному величина показника степеню χ залежать від часток загальних втрат води α у величинах вузлових відборів $q_{\text{вуз}}$ та часток втрат води споживачами γ у загальних втратах води. Значення показника χ знаходяться в діапазоні 0,4–2,6 і визначаються за результатами натурних досліджень, а за їхньої відсутності (для попередніх розрахунків) показник степеню χ можна визначати за модельними формулами:



- при напорах у вузлах менших за необхідний $H_{\text{вуз}} \leq H_{\text{н}}$

$$\chi = 1,18 \cdot k_{\text{м}}^{2,04}; \quad (4.32)$$

- при напорах у вузлах більших за необхідний $H_{\text{вуз}} > H_{\text{н}}$

$$\chi = 0,95 \cdot K_{\text{м}}^{0,65}, \quad (4.33)$$

де $k_{\text{м}}$ та $K_{\text{м}}$ – коефіцієнти регресії, які залежать від часток загальних втрат води α та відношення втрат води у споживачів до загальних γ і за результатами досліджень [18, с. 208] можуть визначають за формулами

$$k_{\text{м}} = 1,1 \cdot \alpha \cdot (\gamma - 0,5) + 1,1, \quad (4.34)$$

$$K_{\text{м}} = 6,36 \cdot \alpha \cdot \gamma + 0,26. \quad (4.35)$$

Найчастіше загальні втрати води із міських водопровідних мереж становлять 25÷50% ($\alpha = 0,25 \div 0,50$), із них внутрішньобудинкових (у будівлях споживачів) – 5÷30% [19], для яких $\gamma = 0,2 \div 0,6$. При цих значеннях часток α і γ коефіцієнти $k_{\text{м}}$ і $K_{\text{м}}$ становитимуть: $k_{\text{м}} = 0,9 \div 1,2$; $K_{\text{м}} = 0,6 \div 2,1$. Для цих значень та показники степеню χ складуть:

- при $H_{\text{вуз}} \leq H_{\text{н}} - \chi = 0,95 \div 1,7$;
- при $H_{\text{вуз}} > H_{\text{н}} - \chi = 0,7 \div 1,5$.

Широкі діапазони значень χ вказують на їхню залежність від часток реальних втрат води через виток у зовнішніх мережах та у споживачів. При зміні розмірів водоспоживання ці частки також змінюються [14]. Так, для житлових будинків втрати води складали: при максимальному водоспоживанні – 2%; при середньому – 17%; мініимальному – 35%; у нічні години – 67%. Це обумовлено тим, що абсолютні величини втрат води у внутрішньобудинкових водопроводах майже не змінювались протягом доби при значних змінах величин корисного водоспоживання. Тому у нічні години при дуже малих витратах на потреби споживачів частка $\gamma = 0,67$, а при максимальному водоспоживанні – $\gamma = 0,02$.

Отже, для практичного застосування, у разі відсутності результатів натурних досліджень на конкретній СПРВ, можна рекомендувати такий інженерний підхід:



- за звітними статистичними даними встановлюють середні частки загальних втрат води $\alpha_{\text{ср.ст}}$ та у споживачів $\gamma_{\text{ср.ст}}$;
- для різних розрахункових режимів розрахункові значення частки втрат у споживачів γ_p та загальних втрат води α_p визначають за формулами

$$\gamma_p = \frac{\gamma_{\text{ср.ст}}}{K_{\text{нр}}} ; \quad (4.36)$$

$$\alpha_p = \alpha_{\text{ср.ст}} \cdot (1 - \gamma_{\text{ср.ст}} + \gamma_p), \quad (4.37)$$

де $\gamma_{\text{ср.ст}}$ – середнє статистичне значення частки втрат води у споживачів у загальних її втратах в СПРВ за звітний період, наприклад, за місяць, квартал чи рік;

$K_{\text{нр}}$ – коефіцієнт нерівномірності водоспоживання протягом звітного періоду, який є добутком добових і погодинних коефіцієнтів нерівномірності водоспоживання: $K_{\text{нр}} = K_{\text{доб}} \cdot K_{\text{год}}$;

- для отриманих величин α_p і γ_p за формулами (4.32) ÷ (4.35) визначають коефіцієнти k_m і K_m та відповідні їм значення показників степеню χ .

Наприклад: за статистичними звітними даними визначено: $\alpha_{\text{ср.ст}} = 0,35$; $\gamma_{\text{ср.ст}} = 0,4$; $K_{\text{доб.макс}} = 1,15$; $K_{\text{год.макс}} = 1,3$. Тоді для випадку максимального водоспоживання отримано: $K_{\text{нр.макс}} = K_{\text{доб.макс}} \cdot K_{\text{год.макс}} = 1,15 \cdot 1,30 \approx 1,50$; $\gamma_p = 0,4 / 1,5 = 0,27$; $\alpha_p = 0,35 \cdot (1 - 0,4 + 0,27) = 0,30$; $k_m = 1,1 \cdot 0,30 \cdot (0,27 - 0,5) + 1,1 = 1,02$; $K_m = 6,36 \cdot 0,30 \cdot 0,27 + 0,26 = 0,78$. Для цих величин коефіцієнтів k_m і K_m значення показників степеню χ становлять:

- при $H_{\text{вуз}} \leq H_n - \chi = 1,23$;
- при $H_{\text{вуз}} > H_n - \chi = 0,81$.

Для випадку мінімального водоспоживання при $K_{\text{доб.мін}} = 0,9$; $K_{\text{год.мін}} = 0,75$ отримано: $K_{\text{нр.мін}} = 0,9 \cdot 0,75 \approx 0,68$; $\gamma_p = 0,4 / 0,68 = 0,59$; $\alpha_p = 0,35 \cdot (1 - 0,4 + 0,59) = 0,42$; $k_m = 1,1 \cdot 0,42 \cdot (0,59 - 0,5) + 1,1 = 1,14$; $K_m = 6,36 \cdot 0,42 \cdot 0,59 + 0,26 = 1,84$. Для цих величин коефіцієнтів k_m і K_m значення показників степеню χ становлять:

- при $H_{\text{вуз}} \leq H_n - \chi = 1,54$;
- при $H_{\text{вуз}} > H_n - \chi = 1,41$.

У разі розташування у зоні впливу вузла будівель різної поверховості значення необхідного напору H_n слід приймати як



середньозважену величину від витрат води споживачами у будівлях різної поверховості. При цьому для відомих величин α_p і γ_p значення показників степеню χ для всього діапазону H/H_n слід визначати за формулами (4.33) і (4.35) або графіком рис. 4.11. Якщо вузлові відбори не залежать від напорів у вузлах, то $\chi = 0$.

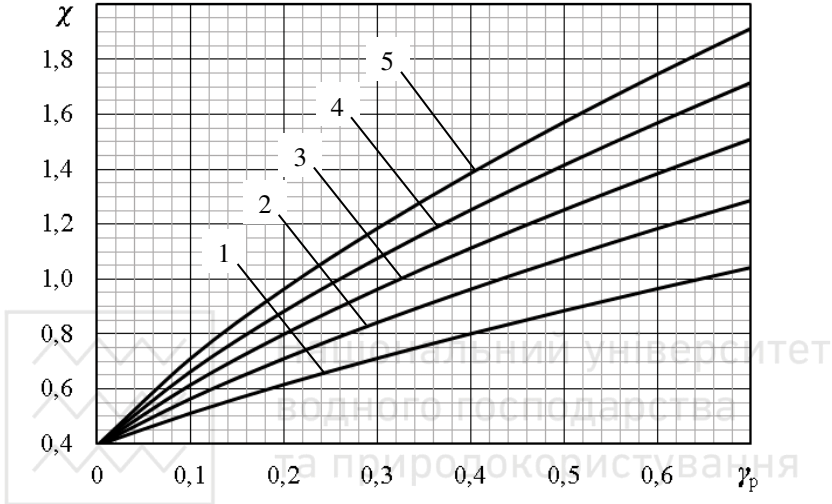


Рис. 4.11. Значення показника степеню χ залежно від розрахункових величин часток загальних втрат води α_p та у споживачів γ_p :

1 – для $\alpha_p = 0,2$; 2 – для $\alpha_p = 0,3$; 3 – для $\alpha_p = 0,4$; 4 – для $\alpha_p = 0,5$;
5 – для $\alpha_p = 0,6$

Насосні станції, що живлять СПРВ (подають воду у трубопровідний комплекс із РЧВ), моделюють як окремі вузли, п'єзометричні позначки на виході $\Pi_{НС}$, м, з яких визначають залежністю (рис. 4.12)

$$\Pi_{НС} = Z_{РЧВ} + H_0 + S_1 \cdot Q_{НС} - S_2 \cdot Q_{НС}^2, \quad (4.38)$$

де $Z_{РЧВ}$ – позначка рівня води у РЧВ, з якого насосна станція забирає воду, м;

$Q_{НС}$ – подача води насосною станцією, л/с;

H_0 , S_1 і S_2 – параметри аналітичної характеристики насосів, які залежать від марки насосів, частот обертання та діаметрів робочих коліс [18, п. 10.1.3; 19, п. 4.2].

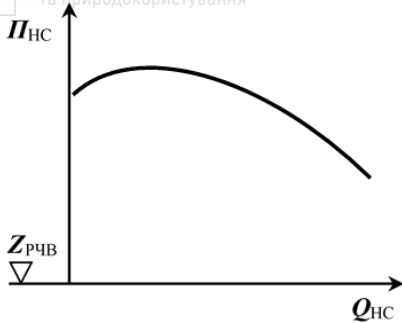


Рис. 4.12. Залежність п'езометричних позначок Π_{HC} на виході із насосної станції від поданих нею витрат води Q_{HC}

Станції регулювання напорів, тобто станції, які збільшують або зменшують напір на ділянці при русі води від вузла на початку до вузла у кінці ділянки. Станцію моделюють однією ділянкою (рис. 4.13), для якої зміни втрат напору визначають за формулою

$$h_c = S_c \cdot q^2 + H_c, \quad (4.39)$$

де S_c – гідравлічний опір станції, $(\text{с/л})^2\text{м}$,

H_c – напір станції, м, який приймають від'ємним (в разі підвищення напору станцією підкачки $H_{c,сп}$) і додатнім (при зниженні напору дросельною станцією $H_{c,др}$).

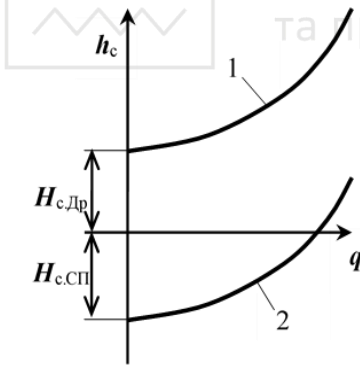


Рис. 4.13. Залежності $h_c = f(q)$ для дросельних (1) і станцій підкачки (2)

Напірно-регулювальні споруди (резервуари чистої води, водонапірні башти, колони тощо) моделюють як окремі вузли, п'езометричні позначки рівнів води (рис. 4.14) у яких розраховують за формулою

$$\Pi_{HPC} = \Pi_{\text{поч}} \pm 3,6 \cdot \frac{Q_{HPC} \cdot T}{F_{HPC}}, \quad (4.40)$$

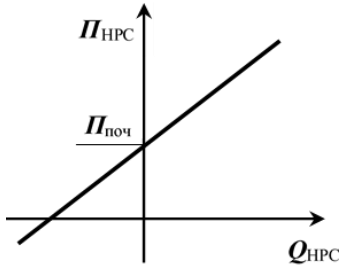


Рис. 4.14. Залежність п'єзометричних позначок у НРС $P_{НРС}$ від подачі води $Q_{НРС}$

де $P_{НРС}$ і $P_{поч}$ – п'єзометричні позначки у напірно-регульовальній споруді, м, на початку і під кінець контрольного часу T , год;

$Q_{НРС}$ – витрата води, що поступає у НРС (із знаком «+») або відбирається із неї (із знаком «-»), л/с;

T – розрахунковий період контрольного часу, год;

$F_{НРС}$ – площа дзеркала води у НРС, м².

Для розрахунків, зазвичай, приймають розрахункове значення контрольного часу – одна година: $T = 1$ год.

Регулятори тисків – обладнання, які забезпечують постійні напори після себе. Моделюють як окремі ділянки, у кінцевих вузлах яких п'єзометричні позначки (і вільні напори) мають задані постійні значення (рис. 4.15) за умови руху води від вузла на початку до вузла у кінці ділянки і, що п'єзометричні позначки у початковому вузлі більші заданих (для кінцевого вузла). Для цих умов повинні бути дотриманні такі залежності

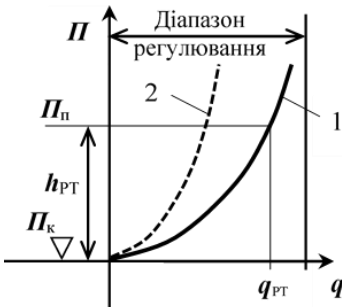


Рис. 4.15. Модельні залежності регуляторів тиску: 1 і 2 – можливі варіанти положень ліній $h_{РТ} = f(S_{РТ}; q_{РТ})$

$$\left. \begin{aligned} h_{РТ} &= P_n - P_k; \\ P_k &= \text{const}; \\ S_{РТ} &= \frac{h_{РТ}}{q_{РТ}^2}, \end{aligned} \right\} (4.41)$$

де $h_{РТ}$ – втрати напору у регуляторі тиску, м;

P_n і P_k – п'єзометричні позначки у вузлах на початку та у кінці ділянки, м;

$S_{РТ}$ – гідравлічний опір регулятора тиску, (с/л)²м,

$q_{РТ}$ – витрати води, що проходять через регулятор, л/с.



Зворотні клапани – моделюють як водопровідні лінії (рис.

4.9; формула (4.30)) але з додатковою умовою – рух води може здійснюватися тільки у напрямку від початкового вузла ділянки до кінцевого, тобто при:

- $\Pi_{п} > \Pi_{к} - \epsilon$ – рух води; залежність (4.30) дійсна;
- $\Pi_{п} < \Pi_{к}$ – руху води немає; $q = 0$.

Реалізація розглянутого моделювання у сучасних комп'ютерних програмах передбачає формування вихідних даних згідно створеної розрахункової схеми із заповненням відповідних таблиць для кожного виду елементів СПРВ.

4.4. Розрахунки сумісної роботи споруд систем подачі та розподілу води

Розрахунки сумісної роботи водоводів, водопровідних мереж, насосних станцій, напірно-регулювальних ємкостей та установок необхідно проводити в обсязі достатньому для обґрунтування системи подачі і розподілення води на розрахунковий період, встановлення черговості будівництва споруд, підбору насосного обладнання і визначення потрібних об'ємів регулювальних ємкостей та їх розташування [5, п. 8.9].

Для систем водопостачання населених пунктів розрахунки сумісної споруд СПРВ, як правило, рекомендується виконувати для наступних характерних режимів подачі води [5, п. 8.10]:

- для доби максимального водоспоживання (за рік) – у години максимального, середнього та мінімального водорозбору, а також пожежогасіння під час максимального водоспоживання;
- для доби середнього за рік водоспоживання – середньої годинної витрати;
- для доби мінімального за рік водоспоживання – мінімальної годинної витрати.

Проведення розрахунків для інших режимів водоспоживання, або відмова від проведення розрахунків для одного чи декількох із зазначених режимів повинно бути обумовлено завданням на проектування.

Розрахунки сумісної споруд СПРВ є обов'язковими при визначенні ефективності проектних заходів з інтенсифікації та реконструкції СПРВ [19, р. 7; 26, п. 27; 33].



Основними чинниками, що обумовлюють гідравлічну взаємодію споруд СПРВ є:

- гідравлічні закономірності руху рідин у трубопроводах:
 - нерозривність потоків – (4.4), (4.5);
 - виконання аналогів обох правил Кірхгофа [18, формули 8.2 і 8.3];
 - пропорційні зміни втрат напорів по довжині ділянок трубопроводів – (4.30);
- залежність подачі води і вузлових відборів від напорів:
 - саморегулювальна здатність відцентрових насосів, що подають воду у систему – (4.38);
 - зростання водоспоживання при збільшенні вільних напорів у мережі – (4.31);
 - зміни рівнів води у напірно-регулювальних спорудах – (4.40);
- критичні режими чи позакритичні ситуації в окремих спорудах:
 - вихід із ладу насосів, що обумовлює зміну параметрів ***Q-H***-характеристик насосів (4.38);
 - зниження рівнів води у РЧВ нижче допустимих, що потребує зменшення або припинення відборів води із них за рахунок відключення насосів тощо;
 - аварії на трубопроводах, які повинні бути враховані у розрахунках або, як додаткові витoki води, або відключенням аварійних ділянок трубопроводного комплексу тощо.

Так, зміна розмірів водоспоживання призводить до змін відборів води у водопровідних мережах, що, у свою чергу, неодмінно викликає зміни подачі води насосами ВНС і, як наслідок, зміни напорів у всій системі. Так, у години максимального водоспоживання напори у водопровідній мережі будуть найменшими і, можливо, в окремих вузлах нижче необхідних. У години мінімального водоспоживання, навпаки вільні напори зростають і можуть перевищувати максимально допустимі [5, п. 6.3.1]. Такі зміни потребують контролю та окремого аналізу, а за необхідності змін розмірів і параметрів споруд чи навіть схеми всієї СПРВ.



Математична модель СПРВ для розрахунків сумісної роботи її споруд у загальному вигляді представляє систему лінійних і нелінійних рівнянь, що визначають залежності між робочими параметрами і конструктивними характеристиками окремих елементів СПРВ [19, п. 1.4]. Вона включає такі основні підсистеми рівнянь:

а) b -1 – лінійних рівнянь: $\sum q_i + q_{\text{вуз}} = 0$ – аналог I-го правила

Кірхгофа (у кожному вузлі сума притоків води дорівнює сумі всіх її відборів) [18, п. 8.1];

б) p – нелінійних рівнянь $h = f(q, d, l, \text{мт}, K_S)$ – типу (4.30);

в) p – лінійних рівнянь $h = \Pi_{\text{вуз},j} \pm \Pi_{\text{вуз},k}$;

г) b – лінійних рівнянь $H_{\text{вуз}} = \Pi_{\text{вуз}} - Z_{\text{вуз}}$;

д) b – лінійних рівнянь $q_{\text{вуз}} = f(H_{\text{вуз}}, \chi)$ – типу (4.31);

е) $k_{\text{НС}}$ – нелінійних рівнянь $\Pi_{\text{НС}} = f(Q_{\text{НС}}, S_{\text{НС}})$ – типу (4.38);

ж) $k_{\text{НРС}}$ – лінійних рівнянь $\Pi_{\text{НРС}} = f(Q_{\text{НРС}}, S_{\text{НРС}})$ – типу (4.40);
де *b* і *p* – кількість вузлів і ділянок розрахункової схеми СПРВ;

$h, q, d, l, \text{мт}, K_S$ – втрата напору, витрата води, діаметр, довжина, матеріал труб, коефіцієнт збільшення гідравлічного опору ділянки трубопровідного комплексу;

$\Pi_{\text{вуз},j}$ і *$\Pi_{\text{вуз},k}$* – п'єзометричні позначки в *j* -му і сусідньому з ним (*k* -му) вузлі, що з'єднуються ділянкою із втратами напору *h* ;

$H_{\text{вуз}}, \Pi_{\text{вуз}}, Z_{\text{вуз}}, q_{\text{вуз}}$ і *χ* – вільний напір, п'єзометрична позначка, позначка землі, вузлова витрата та параметр, що характеризує витоки води;

$\Pi_{\text{НС}} (\Pi_{\text{НРС}}), Q_{\text{НС}} (Q_{\text{НРС}})$ і *$S_{\text{НС}} (S_{\text{НРС}})$* – п'єзометричні позначки, витрати води і гідравлічні опори для насосних станцій (напірно-регульовальних споруд).

$k_{\text{НС}}$ і *$k_{\text{НРС}}$* – кількість вузлів розрахункової схеми СПРВ, що моделюють насосні станції і напірно-регульовальні споруди.

Додатково до цих рівнянь можуть бути долученні залежності, що моделюють станції регулювання (4.39), регулятори тиску (4.41), зворотні клапани тощо.

Зазвичай, при визначенні параметрів зазначеної математичної моделі СПРВ невідомими є п'єзометричні позначки *$\Pi_{\text{вуз}}$* і вільні напори *$H_{\text{вуз}}$* у вузлах та витрати води *q* і втрати напорів *h* на ділянках, тобто *$2b + 2p$* – невідомих. Кількість



рівнянь для їх знаходження становить $2b + 2p - 1$ (підсистеми a , b , v і z моделі). Тому для розв'язку системи рівнянь із підсистем ϵ і (або) μ задають не менше однієї додаткової аналітичної залежності з визначення п'єзометричних позначок у точках живлення СПРВ. У разі врахування залежності вузлових відборів води від вільних напорів $q_{\text{вуз}} = f(H_{\text{вуз}})$, регулювання напорів підвищувальними чи дросельними станціями або регуляторами тиску додаткова кількість невідомих їхніх параметрів відповідає кількості додаткових аналітичних залежностей з їх визначення.

Алгоритм визначення параметрів математичної моделі СПРВ передбачає попереднє наближене визначення п'єзометричних позначок у вузлах мережі, що забезпечує виконання аналога другого правила Кірхгофа [18, п. 8.1] (у кожному замкненому контурі алгебраїчна сума втрат напорів дорівнює нулю). При цьому втрати напорів і витрати води на всіх ділянках мережі становитимуть

$$h_i = \Pi_{\text{вуз},k} - \Pi_{\text{вуз},j}; \quad (4.42)$$

$$q_i = \left(\frac{|h_i|}{S_i} \right)^{\frac{1}{\beta}} = \left(\frac{|\Pi_{\text{вуз},k} - \Pi_{\text{вуз},j}|}{S_i} \right)^{\frac{1}{\beta}}. \quad (4.43)$$

Для кожного (j -го) вузла визначають нев'язку витрат води

$$\sum_{i=1}^{m_j} q_{ij} + q_{\epsilon_{\text{вуз},j}} = \sum_{i=1}^{m_j} \pm \left(\frac{|\Pi_{\text{вуз},k} - \Pi_{\text{вуз},j}|}{S_i} \right)^{\frac{1}{\beta}} + q_{\text{н},j} \cdot \left(\frac{\Pi_{\text{вуз},j} - Z_{\text{вуз},j}}{H_{\text{н},j}} \right)^{\chi_j} = \Delta q_j, \quad (4.44)$$

де q_{ij} – витрата на i -й ділянці, що прилягає до j -го вузла (приймають із знаком «+», якщо витрата направлена до вузла, і знаком «-», якщо – від вузла);

$q_{\epsilon_{\text{вуз},j}}$ – вузлова витрата в j -му вузлі (приймають із знаком «+», якщо здійснюється подача у вузол, і знаком «-», якщо – відбір);

Δq_j – неув'язка у j -му вузлі.

Якщо модуль нев'язки у вузлі більший за допустиму нев'язку ($|\Delta q_j| > \Delta q_{\text{доп}}$), то проводять ув'язку системи, змінюючи



попередньо задані значення п'єзометричних позначок у кожному (j -му) вузлі, забезпечуючи цим виконання аналога першого правила Кірхгофа. Для цього у кожне рівняння системи (4.44) вносять поправкові напори ΔH_j

$$\sum_{i=1}^{m_j} \pm \left(\frac{|P_{\text{вуз},k} - P_{\text{вуз},j} - \Delta H_{\text{вуз},j}|}{S_i} \right)^{\frac{1}{\beta}} + q_{\text{н},j} \cdot \left(\frac{P_{\text{вуз},j} - Z_{\text{вуз},j} + \Delta H_{\text{вуз},j}}{H_{\text{н},j}} \right)^{\alpha_j} = 0. \quad (4.45)$$

Значення поправкового напору ΔH_j розраховують за формулою [18, п. 8.1]

$$\Delta H_j = \beta \cdot \frac{\Delta q_j}{\sum_{i=1}^{m_j} \left(\frac{q_i}{h_i} \right)}. \quad (4.46)$$

За отриману величину поправкового напору ΔH_j визначають нове (уточнене) значення п'єзометричної позначки у даному вузлі (рис. 4.16)

$$P'_{\text{вуз},j} = P_{\text{вуз},j} + \Delta H_j. \quad (4.47)$$

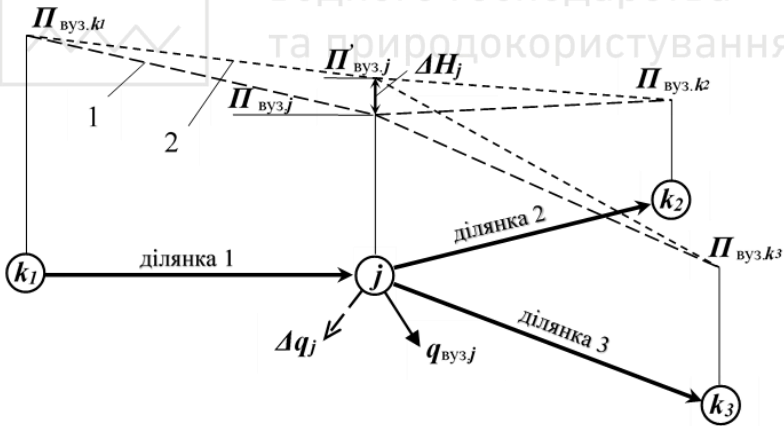


Рис. 4.16. Ілюстраційна схема ув'язки одного (j -го) вузла:
1 – п'єзометрична позначка у j -му вузлі до ув'язки;
2 – те ж, після ув'язки

Враховуючи нелінійний характер рівнянь системи (4.45), в ході ув'язки шляхом поступових наближень знаходять значення



поправкових напорів ΔH_j та уточнені величини п'єзометричних позначок $P'_{\text{вуз},j}$ і вільних напорів $H_{\text{вуз}}$ у вузлах та витрат води на ділянках q . Для цього послідовно проводять ув'язку кожного вузла мережі, забезпечуючи виконання аналога 1-го правила Кірхгофа. Отримані уточнені значення п'єзометричних позначок враховують при ув'язці наступних вузлів. Процес ув'язки є ітераційним і його продовжують до досягнення для кожного вузла умови

Розрахунки сумісної роботи споруд СПРВ передбачають застосування сучасних комп'ютерних програм чи додатків для офісних програм. Такими є комп'ютерні програми УПВГ (нині НУВГП) для гідравлічних розрахунків сумісної роботи споруд СПРВ **GRS** [19] і **GRS_NEW** [18]. Вони не передбачають якогось особливого моделювання окремих споруд СПРВ чи спеціальної підготовки користувачів. Всі процеси моделювання споруд СПРВ (п. 4.3) закладені у самі комп'ютерні програми. Вихідні дані формуються у формі таблиць параметрів: *ділянок, вузлів, насосних станцій, напірно-регулювальних споруд, свердловин, обладнання на ділянках і стандартних діаметрів труб*. При цьому обов'язковими для розрахунків є таблиці параметрів *ділянок, вузлів, стандартних діаметрів труб і насосних станцій або напірно-регулювальних споруд*. Для виконання гідравлічних розрахунків достатньо, щоб хоча в одному вузлі розрахункової схеми СПРВ було передбачене влаштування насосної станції, або водонапірної башти або РЧВ. Наявність свердловин і обладнання на ділянках мережі (станції підкачки, дроселі, зворотні клапани, регулятори напорів) є необов'язковим для проведення розрахунків.



Висновки до розділу 4

1. Гідравлічні розрахунки систем подачі та розподілення води виконують на основі їхніх розрахункових схем, створення яких передбачає наявність не тільки топологічних даних, але й інформації про розташування споживачів води та інтенсивності її розбору із трубопроводів.
2. В основу формування вузлових відборів на розрахункових схемах СПРВ покладена спрощена модель розборів води із трубопроводів, яка передбачає віднесення пошляхових витрат води на ділянках трубопроводів до вузлів на їхньому початку і в кінці.
3. Для визначення положення ліній розмежування зон впливу вузлів початків і кінців ділянок трубопроводів рекомендовано симетричний та ексцентричний способи. Більш простим і зрозумілим є симетричний спосіб, а ексцентричний – більш точним, але й таким, що вимагає високої кваліфікації і досвіду фахівців-проектувальників.
4. Наведено аналітичні залежності для математичного моделювання елементів СПРВ, що адекватно описують як взаємозв'язки їхніх робочих параметрів, так і вплив конструктивних показників при проведенні гідравлічних розрахунків сумісної роботи споруд СПРВ.
5. Визначено робочі діапазони та рекомендовано інженерний підхід з визначення показників степеню у залежності вузлових відборів від величин вільних напорів при гідравлічних розрахунках діючих СПРВ.
6. Розглянуто теоретичні основи і практичні заходи з формування математичної моделі гідравлічних розрахунків сумісної роботи споруд СПРВ.



5. ОПТИМІЗАЦІЯ ГІДРАВЛІЧНИХ РОЗРАХУНКІВ БЕЗНАПІРНИХ ТРУБОПРОВОДІВ

Переважна більшість мереж водовідведення влаштована із безнапірних трубопроводів. Рух води у них здійснюється самопливом під дією сил гравітації за рахунок прокладання труб з відповідними ухилами, від величин яких залежать не тільки кінематичні параметри потоків (витрати і швидкості стічних вод) але й заглиблення трубопроводів. Враховуючи, що будівельна вартість таких трубопроводів залежить від величин діаметрів труб і глибин їхнього закладання, важливе значення має оптимізація гідравлічних розрахунків з метою визначення взаємозалежних параметрів трубопроводів: діаметрів, ухилів і заглиблення.

5.1. Взаємозв'язки між конструктивними і кінематичними параметрами трубопроводів

До конструктивних параметрів безнапірних трубопроводів слід віднести показники, які визначають структуру всього трубопровідного комплексу та його будівельну вартість:

- *топологию трубопроводів* на місцевості, за якою формують його *розрахункову схему*;
- *матеріал, діаметри d і довжини l* трубопроводів;
- *ухили $I_{тр}$ і глибини закладання $H_{тр}$* трубопроводів.

Кінематичні параметри залежать від режимів руху рідин у трубопроводах і включають:

- *витрати q і швидкості V* потоків;
- *значення чисел Рейнольдса Re* ;
- *наповнення трубопроводів h/d* .

За топологією такі трубопровідні комплекси є тупиковими (розгалуженими), а їхні **розрахункові схеми** представляють собою орієнтований зв'язний граф у вигляді дерева (рис. 5.1). При цьому напрямки руху води завжди є незмінними – від тупиків до вершини ствола (кінцевого вузла, у який поступають сумарні витрати води усього комплексу). Кожне ребро (ділянка трубопроводу) є прямолінійним у плані і має незмінні по всій довжині конструктивні та кінематичні параметри [12; 34; 39].



Точки з'єднання потоків чи зміни хоча б одного із таких конструктивних параметрів, як поворот траси, ухил або діаметр труб, є вершинами графа (вузлами розрахункової сіми).

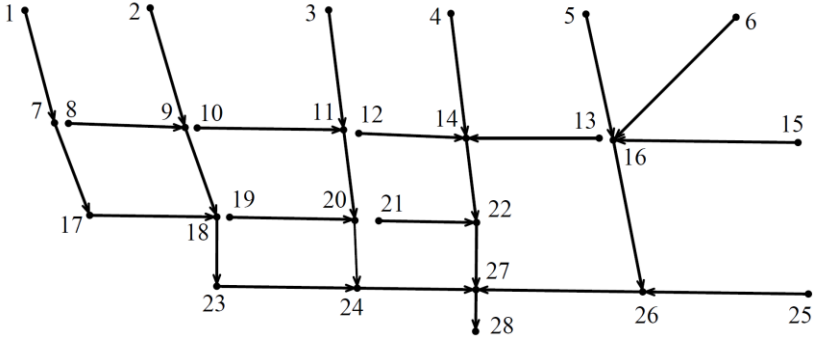


Рис. 5.1. Розрахункова схема безнапірного трубопроводного комплексу

У безнапірних трубопроводах гідралічні ухили завжди рівні ухилам трубопроводів $I_{тр}$ та поверхні потоку I_p [11, п. 6.1]. На підставі отриманої формул (2.23) і (2.24) можна записати

$$I_p = I_{тр} = k_v \cdot \frac{v^\beta}{(4 \cdot R)^p} = k_v \cdot \frac{v^\beta}{d^p} \cdot k_{h/d_v} = k \cdot \frac{q^\beta}{d^m} \cdot k_{h/d}, \quad (5.1)$$

де k_v , k , β , p і m – коефіцієнти і показники степеню, які для трубопроводів водовідведення згідно п. 2.2.2 можна прийняти рівними: $k_v = 0,0013$; $k = 0,002087$; $\beta = 1,96$; $p = 1,31$; $m = 5,23$;

R – гідралічний радіус потоку у трубопроводі, який визначають за формулою (2.20)

$k_{h/d}$ і k_{h/d_v} – коефіцієнти, що залежать від наповнення трубопроводу, які визначають за формулами (2.27) і (5.2)

$$k_{h/d_v} = k_{h/d} \cdot \left(\frac{\alpha - \sin \alpha}{2 \cdot \pi} \right)^\beta, \quad (5.2)$$

де α – центральний кут сегменту наповнення (рис. 2.13), рад, який залежить від наповнення h/d труби (формула (2.22)).

При відомих значеннях конструктивних параметрів трубопроводу $I_{тр}$ та d , м, а також заданих величинах витрат води на окремих ділянках q , м³/с, кінематичні параметри потоків на підставі залежностей (2.19)÷(2.27) слід визначати за формулами:



- коефіцієнт наповнення трубопроводу

$$k_{h/d} = \frac{I_{\text{тр}} \cdot d^m}{k \cdot q^\beta}; \quad (5.3)$$

- наповнення трубопроводу

$$\frac{h}{d} = \frac{0,71}{(k_{h/d} - 0,74)^{0,26}}; \quad (5.4)$$

- середня швидкість води у потоці трубопроводу, м/с

$$V = \frac{8 \cdot q}{d^2 \cdot (\alpha - \sin \alpha)}, \quad (5.5)$$

$$V = \frac{I_{\text{тр}}^{\frac{1}{\beta}} \cdot d^{\frac{p}{\beta}}}{k_V^{\frac{1}{\beta}}} \cdot \left(1 - \frac{\sin \alpha}{\alpha}\right)^{\frac{p}{\beta}} = \frac{4 \cdot I_{\text{тр}}^{\frac{1}{\beta}} \cdot d^{\frac{p}{\beta}}}{\pi \cdot k^\beta} \cdot \left(1 - \frac{\sin \alpha}{\alpha}\right)^{\frac{p}{\beta}}; \quad (5.6)$$

- гідравлічний радіус (формула (2.20)), м

$$R = \frac{d}{4} \cdot \left(1 - \frac{\sin \alpha}{\alpha}\right); \quad (5.7)$$

- число Рейнольдса

$$Re = \frac{4 \cdot V \cdot R}{\nu} = \frac{V \cdot d}{\nu} \cdot \left(1 - \frac{\sin \alpha}{\alpha}\right), \quad (5.8)$$

де ν – кінематична в'язкість стічних вод, м²/с, яка залежить від їх температури та концентрації зважених речовин [22, табл. IV].

Особливістю самопливних трубопроводів є те, що при будь яких витратах стічних вод гідравлічні ухили в них завжди однакові і дорівнюють ухілам самих трубопроводів. При зміні витрат води змінюються наповнення трубопроводів та швидкості руху стічних вод. Для оцінки впливу цих змін на кінематичні параметри потоку при сталому ухилі трубопроводу встановлено залежності його наповнення від відносних витрат і відносних середніх швидкостей по висоті потоку $h/d = f(q/q_1)$ і $h/d = f(V/V_1)$. Для цього на основі формул (5.1), (5.2) і (2.27) визначено коефіцієнти K_q (і K_V), як співвідношення між витратами q (швидкістю V) при частковому наповненні трубопроводу h/d і витратою q_1 (швидкістю V_1) при повному наповненні $h/d = 1,0$. В результаті отримано залежності (рис. 5.2)



$$K_q = \frac{q}{q_1} = \frac{1}{(0,74 + 0,26 \cdot (h/d)^{-3,92})^{1/\beta}}; \quad (5.9)$$

$$K_v = \frac{V}{V_1} = \frac{2 \cdot \pi}{(\alpha - \sin \alpha) \cdot (0,74 + 0,26 \cdot (h/d)^{-3,92})^{1/\beta}}. \quad (5.10)$$

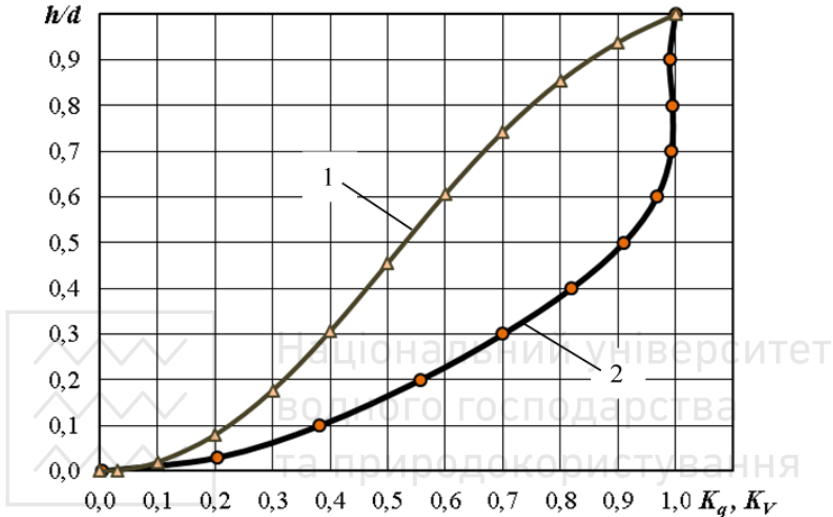


Рис. 5.2. Залежності між наповненням трубопроводу h/d і коефіцієнтами відносних витрат K_q та швидкостей K_v :

1 – залежність $h/d = f(K_q)$; 2 – те ж, $h/d = f(K_v)$

Отримані дані вказують на те, що характер зміни витрат води і швидкостей потоків у їхньому живому перерізі не залежить від діаметрів та ухилів трубопроводів, а тільки від їхнього наповнення. Характерно, що із збільшенням наповнення трубопроводу витрати води постійно зростають, а швидкості при наповненнях $h/d > 0,7$ стабілізуються на рівні їхніх максимальних значень для даного діаметра і ухилу трубопроводу. Отже, за своєю суттю нормативна мінімальна швидкість стічних вод дорівнює максимальній для заданого діаметра при мінімально допустимому ухилі трубопроводу (табл. 5.1).

На основі формул (5.1)–(5.8) для практичних розрахунків можуть бути складені або спеціальні програми, або програмні модулі, наприклад, у середовищі *Microsoft Excel*. Таким, зокрема,



є програмний модуль *Гідр_Розр_ТрКан.xlsx*, який слід застосовувати при напівручних гідравлічних розрахунках як електронний калькулятор (рис. 5.3). При цьому отримані результати необхідно заносити або в окрему таблицю, або на розрахункову схему мережі. За його допомогою можна визначити наповнення h/d і середню швидкість води V у трубопроводі при заданому діаметрі труб d , витраті води q та ухилі трубопроводу $I_{тр}$. У випадку переходу безнапірного режиму у напірний буде зафіксовано: $h/d = 1,0$; $I_p > I_{тр}$. У безнапірному ж режимі має місце: $h/d \leq 1,0$; $I_p = I_{тр}$.

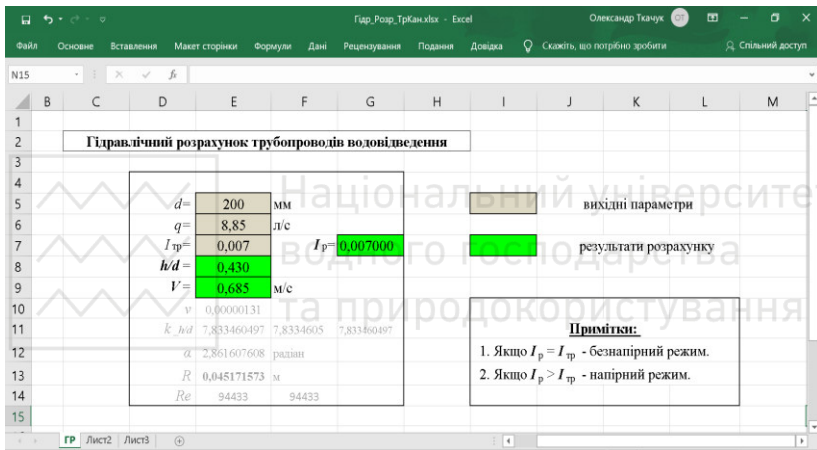


Рис. 5.3. Приклад робочого поля програмного модуля
Гідр_Розр_ТрКан.xlsx

Крім того, під основними результатами розрахунків сірим кольором наведено проміжні результати обчислень, які можуть бути корисними для поглибленого аналізу, чи для пошуку оптимальних значень, наприклад, ухилів чи діаметрів труб.

Такий підхід є альтернативою гідравлічним розрахункам за допомогою таблиць [10; 13], а також інструментом для створення і налашки спеціальних програм чи програмних модулів для розрахунків всього трубопровідного комплексу.



5.2. Особливості оптимізації гідравлічних розрахунків мереж водовідведення

Безнапірні трубопроводи у складі мереж різного призначення мають специфічні конструктивні особливості, різні нормативні вимоги та обмеження щодо режимів роботи (табл. 5.1). Дотримання цих вимог є обов'язковою умовою при проектуванні мереж, конструктивні параметри яких визначають на основі їхніх гідравлічних розрахунків. Тому для кожного із типів трубопровідних комплексів важливе значення мають особливі умови оптимізації їхніх гідравлічних розрахунків.

Таблиця 5.1

Нормативні конструктивні вимоги та умови функціонування мереж водовідведення

№ з/п	Параметри	Показники для мереж		Додаткові умови
		господар.- побутових	дощових та загальносп.	
1	2	3	4	5
1	Мінімально допустимі діаметри труб d [6, п. 8.3.1]:			
	- внутрішньо кварталних	150	200	
	- вуличних	200	250	
2	Найменші ухили трубопроводів $I_{\text{тр.мін}}$ [6, п. 8.5.1]:			
	- для діаметрів $d = 150$ мм	0,008	-	0,007 (0,006) ¹
	- для діаметрів $d = 200$ мм	0,007	0,007	0,005 (0,004) ¹
	- для діаметрів $d > 200$ мм	залежно від $V_{\text{мін}}$ при $h/d_{\text{макс}}$ (рис. 5.3)		
4	Найменші швидкості стічних вод у трубах $V_{\text{мін}}$ при найбільшому розрахунковому наповненні труб [6, п. 8.4.1]:			
	- для діаметрів $d \leq 250$ мм	0,7	0,7	Для пластмасових труб: 1,15 1,2 1,2 1,2
	- для $d = 300 \div 400$ мм	0,8	0,8	
	- для $d = 450 \div 500$ мм	0,9	0,9	
	- для $d = 600 \div 800$ мм	1,0	1,0	
	- для $d = 900$ мм	1,15	1,15	
	- для $d = 1000 \div 1200$ мм	1,2	1,2	
	- для $d = 1500$ мм	1,3	1,3	
- для $d \geq 1500$ мм	1,5	1,5		



1	2	3	4	5
3	Максимальне наповнення труб $h/d_{\text{макс}}$ [6, табл. 6]:			
	- для діаметрів $d \leq 250$ мм	0,6	1,0	
	- для $d = 300 \div 400$ мм	0,7	1,0	
	- для $d = 450 \div 900$ мм	0,75	1,0	
	- для $d \geq 1000$ мм	0,8	1,0	
5	Максимальні швидкості стічних вод $V_{\text{макс}}$ [6, п. 8.4.3]:			
	- для металевих труб	8,0	10,0	
	- для неметалевих труб	4,0	7,0	

Примітки: 1. Найменші ухили трубопроводів $I_{\text{тр.мін}}$, як виняток, залежно від місцевих умов для окремих ділянок можуть бути зменшені до вказаних величин (в дужках – при застосуванні пластмасових труб).
2. Для дощової каналізації при періоді одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу $P = 0,33$ року приймають $V_{\text{мін}} = 0,6$ м/с [6, п. 8.4.1, табл. 6, прим. 4].

Заглиблення трубопроводів визначають розрахунками, забезпечуючи самопливний рух стічних вод. При цьому позначки рівнів води на початку кожної ділянки не повинні перевищувати відповідні позначки в кінці ділянок, що розташовані вище за рухом води, включаючи і бічні підключення. Тому з'єднання трубопроводів різних діаметрів потрібно передбачати в колодязях по шелигах труб, а в окремих випадках – за розрахунковим рівнем води [6, п. 8.6.3]. Найменшу глибину закладання каналізаційних трубопроводів необхідно приймати на підставі досвіду експлуатації каналізаційних мереж у даному районі. За відсутності таких даних мінімальну допустиму глибину закладання трубопроводу $H_{\text{доп}}$ допускається приймати для труб діаметром до 500 мм – на 0,3 м, для труб більшого діаметра – на 0,5 м менше найбільшої глибини проникнення в ґрунт нульової температури, але не менше 0,7 м до верху труби, рахуючи від відміток поверхні землі або планування [6, п. 8.6.4].

Для самопливних трубопроводів норматив [6] визначає різні значення максимальних розрахункових наповнень $(h/d)_{\text{макс}}$, відповідних їм мінімальних швидкостей $V_{\text{мін}}$ і найменших ухилів $I_{\text{тр.мін}}$. При цьому значення $I_{\text{тр.мін}}$ слід приймати залежно від



допустимих мінімальних швидкостей руху стічних вод при найбільшому розрахунковому наповненні труб і каналів [6, п. 8.5.1]. Їхні значення можна визначити за формулами (2.27), (5.1) і (5.2) при відповідних нормативних величинах V_{\min} та $(h/d)_{\max}$

$$I_{\text{тр.мін}} = k_v \cdot \frac{v_{\text{мін}}^\beta}{d^p} \cdot \left(0,74 + \frac{0,26}{(h/d)_{\max}^{3,92}}\right) \cdot \left(\frac{\alpha - \sin \alpha}{2\pi}\right)^\beta \quad (5.11)$$

Отримані значення залежності $I_{\text{тр.мін}} = f(d)$ для нормативних величин V_{\min} та $(h/d)_{\max}$ (табл. 5.1) наведено на рис. 5.4.

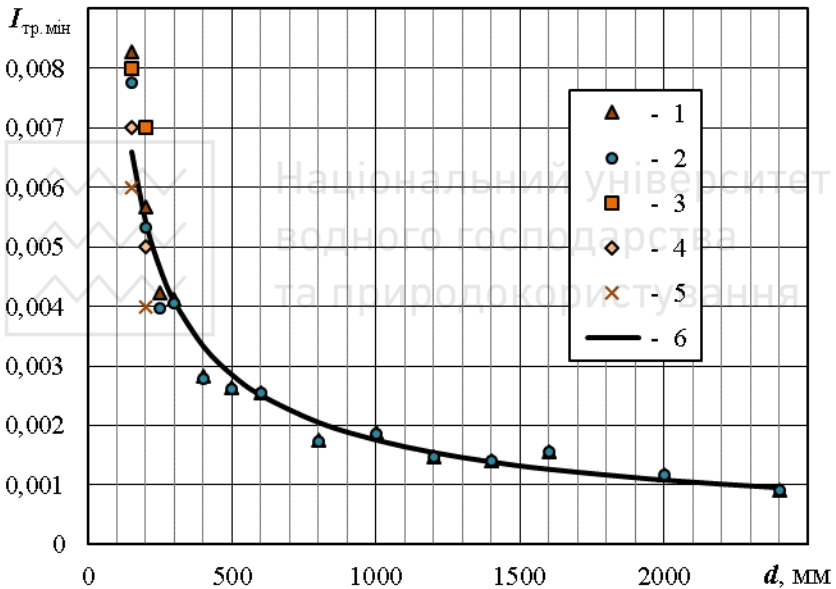


Рис. 5.4. Зміни мінімально допустимих ухилів трубопроводів $I_{\text{тр.мін}}$ залежно від їхніх діаметрів d :

- 1 – значення $I_{\text{тр.мін}}$, розраховані за формулою (5.11) для трубопроводів господарсько- побутової каналізації;
- 2 – те ж, для дощової і загальносплавної каналізації;
- 3 – унормовані значення $I_{\text{тр.мін}}$ для труб $d = 150$ і 200 мм;
- 4 – те ж, допустимі, як виняток, для окремих ділянок мережі;
- 5 – те ж, при застосуванні пластмасових труб;
- 6 – лінія апроксимаційної залежності (5.12)



Отримані дані показують, що значення $I_{\text{тр.мін}}$, особливо для труб великих діаметрів всіх типів каналізації (господарсько-побутової, дощової і загальносплавної), практично співпадають. Їхні величини з достатньою для практичних розрахунків точністю можуть бути визначені за апроксимуючою залежністю

$$I_{\text{тр.мін}} = 0,22 \cdot d^{-0,7}, \quad (5.12)$$

де d – діаметр трубопроводу, мм.

За залежністю (5.12) або за рис. 5.4 достатньо просто отримати мінімально допустимі величини ухилів самопливних трубопроводів $I_{\text{тр.мін}}$. Для труб діаметрами 150 і 200 мм значення $I_{\text{тр.мін}}$ слід враховувати за додатковими нормативними вимогами [6, п. 8.5.1], які наведено у табл. 5.1.

Нормативи [6, 8] не встановлюють граничних значень максимальних ухилів трубопроводів водовідведення. Однак, вони обмежують максимальні швидкості руху стічних вод у трубопроводах для запобігання їхнього руйнування. Враховуючи, що швидкості води у трубопроводах залежать від їхніх ухилів, аналогічно, як і для $I_{\text{тр.мін}}$, визначено максимально допустимі ухили трубопроводів, при яких швидкості стічних вод не перевищують допустимих максимальних величин [6, п. 8.4.3]. Для цього при $V_{\text{макс}}$ та $(h/d)_{\text{макс}}$ (табл. 5.1) отримано залежність

$$I_{\text{тр.макс}} = k_v \cdot \frac{v_{\text{макс}}^\beta}{d^p} \cdot \left(0,74 + \frac{0,26}{(h/d)_{\text{макс}}^{3,92}} \right) \cdot \left(\frac{\alpha - \sin \alpha}{2\pi} \right)^\beta. \quad (5.13)$$

Розраховані за цією формулою величини $I_{\text{тр.макс}}$ для неметалевих труб господарсько-побутової та дощової каналізації з максимальними швидкостями руху стічних вод і максимальними розрахунковими наповненнями трубопроводів $(h/d)_{\text{макс}}$ (табл. 5.1), наведено на рис. 5.5. Ці значення $I_{\text{тр.макс}}$ з достатньою для практичних розрахунків точністю можуть бути визначені за апроксимуючими залежностями

$$I_{\text{тр.макс.г-п}} = 195 \cdot d^{-1,33}; \quad (5.14)$$

$$I_{\text{тр.макс.дощ}} = 500 \cdot d^{-1,31}, \quad (5.15)$$

де d – діаметри трубопроводів, мм.

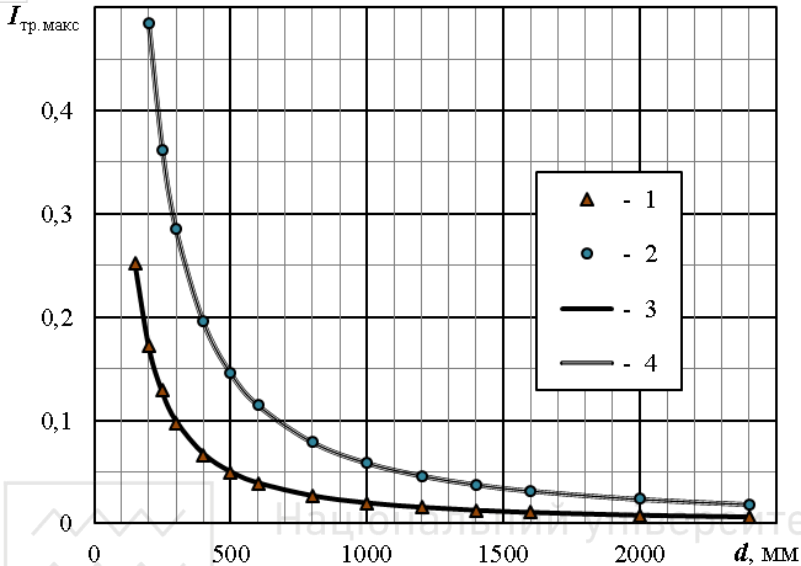


Рис. 5.5. Зміни максимально допустимих ухилів трубопроводів $I_{\text{тр.макс}}$ залежно від їхніх діаметрів d :

1 – значення $I_{\text{тр.макс.г-п}}$, розраховані за формулою (5.13) для трубопроводів господарсько- побутової каналізації; 2 – те ж, $I_{\text{тр.макс.дощ}}$, для дощової і загальносплавної каналізації; 3 – лінія апроксимаційної залежності (5.14) для трубопроводів господарсько- побутової каналізації; 4 – те ж, для трубопроводів дощової каналізації (за (5.15))

При відомих величинах допустимих ухилів трубопроводів $I_{\text{тр.мін}}$ та $I_{\text{тр.макс}}$ за спрощеними формулами (5.1) достатньо просто визначити максимальні витрати стічних вод, які їм відповідають

$$q_{\text{макс.}I_{\text{мін}}} = \left(\frac{I_{\text{тр.мін}} \cdot d^m}{k \cdot (0,74 + 0,26 \cdot (h/d)_{\text{макс}}^{-3,92})} \right)^{1/\beta}; \quad (5.16)$$

$$q_{\text{макс.}I_{\text{макс}}} = \left(\frac{I_{\text{тр.макс}} \cdot d^m}{k \cdot (0,74 + 0,26 \cdot (h/d)_{\text{макс}}^{-3,92})} \right)^{1/\beta}, \quad (5.17)$$

де $q_{\text{макс.}I_{\text{мін}}}$ та $q_{\text{макс.}I_{\text{макс}}}$ – максимальні витрати стічних вод при ухилах трубопроводів $I_{\text{тр.мін}}$ та $I_{\text{тр.макс}}$.



Результати розрахунків за формулами (5.16) і (5.17) для значень $(h/d)_{\max}$ (табл. 5.1) наведені на рис. 5.6 та у табл. 5.2. Біля відповідних ліній на рис. 5.6 наведені більш прості степеневі формули $q = a \cdot d^\alpha$. Вони достатньо точно апроксимують складніші залежності (5.16) і (5.17) і є зручнішими для практичних розрахунків.

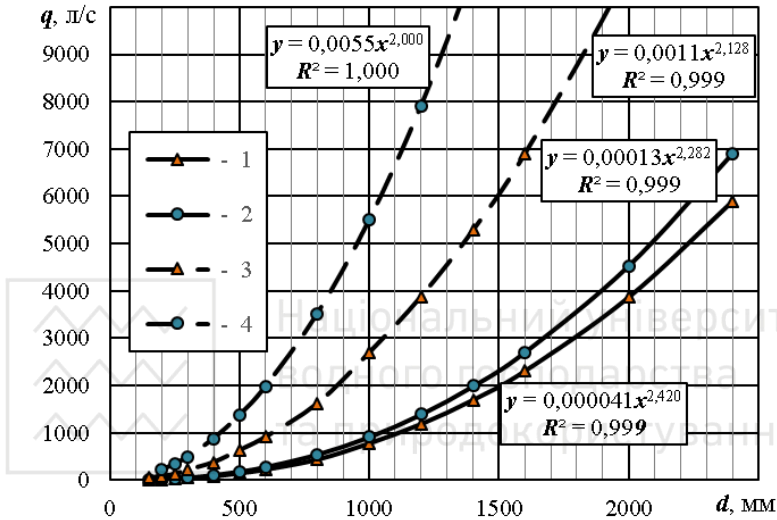


Рис. 5.6. Зміни максимально допустимих витрат води у трубопроводах залежно від їхніх діаметрів d :

1 – значення $q_{\max, I_{\min}}$, розраховані за формулою (5.16) для трубопроводів господарсько- побутової каналізації; 2 – те ж, для дощової і загальносплавної каналізації; 3 – значення $q_{\max, I_{\max}}$, розраховані за формулою (5.17) для трубопроводів господарсько-побутової каналізації; 4 – те ж, для дощової і загальносплавної каналізації

Наведені у табл. 5.2 значення витрат стічних вод q_{\max} вказують на величини їхніх діапазонів при зміні ухилів трубопроводів від мінімально допустимих $I_{\text{тр.мін}}$ до максимальних $I_{\text{тр.макс}}$. Врахування діапазонів значень як витрат q_{\max} , так і ухилів трубопроводів $I_{\text{тр}}$, дозволяє оптимізувати гідравлічні розрахунки за рахунок обґрунтованого збільшення діаметрів труб.



Таблиця 5.2

Максимально допустимі витрати води у трубопроводах
водовідведення

<i>d</i> , мм	Для мінімальних ухилів			Для максимальних ухилів			
	$I_{\text{тр.мін}}$	$q_{\text{макс.}I_{\text{мін}}}$, л/с		$I_{\text{тр.макс}}$		$q_{\text{макс.}I_{\text{макс}}}$, л/с	
		госп.-п.	дощ.	госп.-п.	дощ.	госп.-п.	дощ.
150	0,008	7,6	-	0,25180	-	44,3	-
200	0,007	15,3	25,3	0,17274	0,48527	78,7	219,9
250	0,00461	22,5	37,1	0,12896	0,36227	123,0	343,6
300	0,00406	42,0	56,5	0,09658	0,28530	211,4	494,8
400	0,00332	81,6	109,9	0,06625	0,19572	375,8	879,7
500	0,00284	147,5	184,0	0,04915	0,14611	631,9	1374,5
600	0,00250	224,8	280,5	0,03871	0,11507	909,9	1979,3
800	0,00204	437,1	545,4	0,02655	0,07894	1617,6	3518,8
1000	0,00175	779,8	913,4	0,01986	0,05893	2694,4	5498,1
1200	0,00154	1188,4	1392,1	0,01564	0,04641	3880,0	7917,2
1400	0,00138	1697,0	1987,9	0,01278	0,03792	5281,1	10776,2
1600	0,00126	2310,6	2706,6	0,01073	0,03184	6897,8	14075,1
2000	0,00108	3869,9	4533,3	0,00801	0,02377	10777,8	21992,3
2400	0,000947	5898,1	6909,0	0,00631	0,01872	15520,0	31668,9

При визначенні діаметрів труб, коли їхні ухили явно більші за ухили поверхні землі, за аналогами формули (5.16), наведеними на рис. 5.6 для ліній 1 і 2, достатньо просто визначити рекомендовані діаметри *d*, мм, при відомих витратах води на ділянках $q_{\text{г-п}}$ і $q_{\text{дощ}}$, л/с:

- для господарсько-побутових мереж

$$d_{\text{рек.г-п}} = \left(\frac{q_{\text{г-п}}}{0,000041} \right)^{1/2.42} = 65 \cdot q_{\text{г-п}}^{0.41}; \quad (5.18)$$

- для дощових мереж

$$d_{\text{рек.дощ}} = \left(\frac{q_{\text{дощ}}}{0,00013} \right)^{1/2.282} = 50 \cdot q_{\text{дощ}}^{0.438}. \quad (5.19)$$

Отримані за цими формулами значення діаметрів труб, заокруглюють у більшу сторону до найближчих стандартних величин діаметрів і за формулою (5.12) уточнюють $I_{\text{тр.мін}}$.



5.3. Автоматизація гідравлічних розрахунків мереж водовідведення

Гідравлічні розрахунки мереж водовідведення можна поділити на дві задачі: **1-а – оптимізаційна** – визначення діаметрів d та ухилів труб $I_{\text{тр}}$ при заданих витратах води на ділянках $q_{\text{р.макс}}$ із дотриманням нормативних вимог щодо режимів руху стічних вод (неперевищення наповнення труб $(h/d)_{\text{макс}}$ і забезпечення мінімальних швидкостей потоків стічних вод $V_{\text{мін}}$), а також мінімального заглиблення труб H , але не менше допустимого $H_{\text{доп}}$ до верху труб; **2-а – перевірна** – визначення при відомих діаметрах d та ухилах труб $I_{\text{тр}}$ витрат води $q_{\text{р.макс}}$ (для нормативних значень $(h/d)_{\text{макс}}$) або наповнень h/d та швидкостей V для заданих витрат води на ділянках q мережі. Для мереж різних типів алгоритми автоматизації гідравлічних розрахунків мають свої специфічні особливості. Вони є канвою для створення комп'ютерних програм або розрахункових модулів у різних програмованих середовищах.

5.3.1. Господарсько-побутові мережі

При вирішенні **1-ї задачі** гідравлічного розрахунку відповідно до розрахункової схеми каналізаційної мережі (рис. 5.1) повинні бути задані:

- довжини кожної ділянки l ;
- позначки поверхні землі у всіх вузлах Z_3 ;
- мінімально допустимі заглиблення труб кожної ділянки мережі $H_{\text{доп}}$, рахуючи до верху труб (с. 140) [6, п. 8.6.4];
- витрати стічних вод на всіх ділянках q .

Алгоритм розрахунків включає 7 кроків до визначення пошукових параметрів (діаметрів d та ухилів труб $I_{\text{тр}}$).

Крок 1: Визначення найменших значень геодезичних позначок шелиг трубопроводів у вузлах мережі

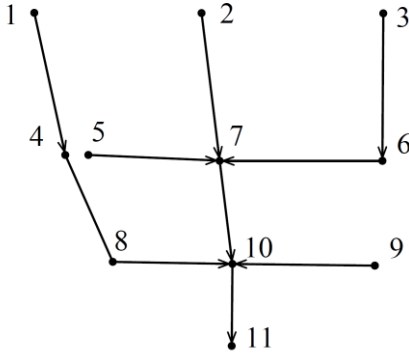
$$Z_{\text{ш.мін}} = Z_3 - H_{\text{доп.макс}}, \quad (5.20)$$

де Z_3 – геодезична позначка поверхні землі вузла мережі, м;

$H_{\text{доп.макс}}$ – максимальне значення допустимого заглиблення до верху труб на ділянках, що під'єднані до вузла, м.



Кількість ділянок, під'єднаних до одного вузла, визначається розрахунковою схемою мережі. Так, для наведеного



нижче ілюстративного прикладу покровоного алгоритму (рис. 5.7) ця кількість становить: до вузлів 1, 2, 3, 5, 9 і 11 – по одній ділянці; до вузлів 4, 6 і 8 – по дві; до вузлів 7 і 10 – по чотири.

Рис. 5.7. Розрахункова схема мережі водовідведення

Тут і далі (у табл. 5.3÷5.6) наведено приклад практичних підходів до автоматизації гідравлічних розрахунків мережі господарсько-побутового водовідведення за схемою рис. 5.7.

Таблиця 5.3

Визначення найменших значень геодезичних позначок шелиг труб у вузлах мережі (крок 1)

№ вузла	Позначки землі, м	№ ділянок, що прилягають до вузла					Допустимі заглиблення до верху труб $H_{\text{доп}}$, м				Позначки шелиг $Z_{\text{ш.мін}}$, м
1	202,65	1-4					0,80				201,85
2	201,85	2-7					1,00				200,85
3	202,00	3-6					0,90				201,10
4	201,30	1-4	4-8				0,80	1,15			200,15
5	201,05	5-7					0,95				200,10
6	201,10	3-6	6-7				0,90	1,00			200,10
7	200,70	2-7	5-7	6-7	7-10		1,00	0,95	1,00	0,95	199,70
8	200,10	4-8	8-10				1,15	0,95			198,95
9	200,05	9-10					1,00				199,05
10	199,80	7-10	8-10	9-10	10-11		0,95	0,95	1,00	1,05	198,75
11	199,05	10-11					1,05				198,00

Примітка: Жирним шрифтом виділено прийняті значення позначок шелиг, а курсивом – максимальні величини $H_{\text{доп}}$.



Крок 2: Визначення рекомендованих діаметрів труб $d_{\text{рек}}$ шляхом заокруглення у більшу сторону до найближчих стандартних величин діаметрів, розрахованих за формулою (5.18) $d_{\text{розра}}$ для витрат води на ділянках q (табл. 5.4). При цьому значення рекомендованих діаметрів не повинні бути меншими за мінімально допустимі (табл. 5.1).

Таблиця 5.4
Визначення рекомендованих діаметрів труб (крок 2)

№ ділянок			Довжини l , м	Витрати q , л/с	Діаметри d , мм	
з/п	вузли				розра- хункові	рекомен- довані
	поч.	кін.				
1	1	4	175	15,3	<i>199</i>	200
2	2	7	175	9,7	<i>165</i>	200
3	3	6	170	7,2	<i>146</i>	200
4	4	8	150	23,2	<i>236</i>	250
5	5	7	140	9,7	<i>165</i>	200
6	6	7	180	12,2	<i>181</i>	200
7	7	10	140	31,6	<i>268</i>	300
8	8	10	130	28,6	<i>257</i>	300
9	9	10	170	7,2	<i>146</i>	200
10	10	11	130	65,2	<i>360</i>	400

Примітка: Жирним шрифтом виділено прийняті значення діаметрів труб, а курсивом – розраховані за формулою (5.18).

Крок 3: Визначення геодезичних ухилів труб на ділянках мережі (табл. 5.5)

$$I_{\text{гео}} = \frac{Z_{\text{ш.поч}} - Z_{\text{ш.кін}}}{l}, \quad (5.21)$$

де $Z_{\text{ш.поч}}$ і $Z_{\text{ш.кін}}$ – мінімально допустимі значення геодезичних позначок шелиг трубопроводів у вузлах на початку та у кінці ділянки (табл. 5.3), м; l – довжина ділянки мережі, м.



Таблиця 5.5

Визначення геодезичних ухилів трубопроводів (крок 3)

№ ділянок			Дов- жини l , м	Діаметри d , мм	$Z_{ш.мін}$, М		Геодезичні ухили труб $I_{тр}$
з/п	вузли				початку	кінця	
	поч.	кін.					
1	1	4	175	200	201,85	200,15	0,00971
2	2	7	175	200	200,85	199,70	0,00657
3	3	6	170	200	201,10	200,10	0,00588
4	4	8	150	250	200,15	198,95	0,00800
5	5	7	140	200	200,10	199,70	0,00286
6	6	7	180	200	200,10	199,70	0,00222
7	7	10	140	300	199,70	198,75	0,00679
8	8	10	130	300	198,95	198,75	0,00154
9	9	10	170	200	199,05	198,75	0,00176
10	10	11	130	400	198,75	198,00	0,00577

Таблиця 5.6

Визначення доцільних ухилів трубопроводів (крок 4)

№ ділянок			Дов- жини l , м	Діа- метри d , мм	Ухили труб $I_{тр}$		
з/п	вузли				геоде- зичні	рекомен- довані	доцільні
	поч.	кін.					
1	1	4	175	200	0,00971	0,00539	0,00971
2	2	7	175	200	0,00657	0,00539	0,00657
3	3	6	170	200	0,00588	0,00539	0,00588
4	4	8	150	250	0,00800	0,00461	0,00800
5	5	7	140	200	0,00286	0,00539	0,00539
6	6	7	180	200	0,00222	0,00539	0,00539
7	7	10	140	300	0,00679	0,00406	0,00679
8	8	10	130	300	0,00154	0,00406	0,00406
9	9	10	170	200	0,00176	0,00539	0,00539
10	10	11	130	400	0,00577	0,00332	0,00577

Примітка: Жирним шрифтом виділено більші значення ухилів, трубопроводів, які прийнято за доцільні.



Крок 4: Визначення доцільних ухилів труб $I_{\text{тр.доц}}$ шляхом порівняння геодезичних ухилів із розрахованими за формулою (5.12) $I_{\text{тр.реком}}$ для рекомендованих діаметрів труб. Для подальших розрахунків у якості доцільних ухилів приймають більше значення із геодезичного і рекомендованого ухилів трубопроводу кожної ділянки (табл. 5.6).

Крок 5: Уточнення позначок шелиг труб $Z_{\text{ш}}$ за величинами доцільних ухилів труб $I_{\text{тр.доц}}$ у випадку зміни ухилів на ділянці трубопроводу (крок 4). Для цього уточнюють $Z_{\text{ш}}$ у кінцевих вузлах ділянок із зміненими ухилами. Уточнення слід проводити у кілька етапів (табл. 5.7):

1. Позначки шелиг у початкових вузлах $Z_{\text{ш.поч}}$ кожної ділянки приймають рівними попереднім;
2. Позначки шелиг у кінцевих вузлах $Z_{\text{ш.кін}}$ кожної ділянки розраховують за формулою

$$Z_{\text{ш.кін}} = Z_{\text{ш.поч}} - I_{\text{тр.доц}} \cdot l; \quad (5.22)$$

3. Для вузлів із 2-ма і більше ділянками величину позначки шелиг приймають рівним найменшому їхньому значенню. Наприклад, уточненні значення $Z_{\text{ш}}$ для вузла 7 (табл. 5.5) на ділянках, що прилягають до нього, становлять: на діл. 2-7: 199,700; на діл. 5-7: 199,345; на діл. 6-7: 199,130; на діл. 7-10: 199,700 м. Мінімальним є значення 199,130 м і його приймають до подальших розрахунків для вузла 7 і всіх його ділянок. Аналогічним є значення $Z_{\text{ш}} = 198,133$ м для вузла 10.
4. На всіх ділянках, у граничних вузлах яких було уточнено значення $Z_{\text{ш}}$, визначають нові (прийняті) величини ухилів труб $I_{\text{тр.пр}}$ за формулою (5.21). При цьому контролюють, щоб значення прийнятих ухилів були не меншими за мінімально допустимі, розраховані за (5.12) як рекомендовані $I_{\text{тр.реком}}$ для рекомендованих діаметрів труб. У наведеному прикладі таким є ухил ділянки 10-11. Тому, враховуючи зміну $Z_{\text{ш}}$ у вузлі 7 та $I_{\text{тр.10-11}}$ уточнено значення $Z_{\text{ш}}$ для вузла 11 за формулою (5.22).

Крок 6: Визначення кінематичних параметрів (табл. 5.8) для рекомендованих значень діаметрів труб d та прийнятих для них ухилів $I_{\text{тр.пр}}$ за формулами (5.3) і (5.4) – наповнень труб h/d та за (5.5) із (2.22) – середніх швидкостей потоків.



Таблиця 5.7
Уточнення позначок шелиг труб $Z_{ш}$ за величинами доцільних ухливів труб $I_{гр, доц}$ (крок 5)

з/п	№ ділянок		Дов- жини l , м	Доцільні ухливи труб $I_{гр, доц}$	Діа- метри d , мм	Позначки шелиг труб $Z_{ш}$, м						Прийнятні ухливи труб $I_{гр, пр}$
	пoc.	кiн.				попередні		уточнені		прийнятні		
						початку	кінця	початку	кінця	початку	кінця	
1	1	4	175	0,00971	200	201,850	200,150	201,850	200,150	201,850	200,150	0,00971
2	2	7	175	0,00657	200	200,850	199,700	200,850	199,700	200,850	199,130	0,00983
3	3	6	170	0,00588	200	201,100	200,100	201,100	200,100	201,100	200,100	0,00588
4	4	8	150	0,00800	250	200,150	198,950	200,150	198,950	200,150	198,950	0,00800
5	5	7	140	0,00539	200	200,100	199,700	200,100	199,345	200,100	199,130	0,00693
6	6	7	180	0,00539	200	200,100	199,700	200,100	199,130	200,100	199,130	0,00539
7	7	10	140	0,00679	300	199,700	198,750	199,700	198,750	199,130	198,133	0,00711
8	8	10	130	0,00406	300	198,950	198,750	198,950	198,422	198,950	198,133	0,00628
9	9	10	170	0,00539	200	199,050	198,750	199,050	198,133	199,050	198,133	0,00539
10	10	11	130	0,00577	400	198,750	198,000	198,750	198,000	198,133	197,702	0,00332

Примітки: 1. Курсивом виділено значення $Z_{ш}$, які підлягають корегуванню.

2. Жирним шрифтом виділено найменші значення $Z_{ш}$ для вузлів 7 (на синьому фоні) і 10 (на зеленому фоні).

3. Курсивом і жирним шрифтом показано уточнені значення позначок шелиг та ухливів трубопроводів.

4. Для вузла 11 величину ухливу трубопроводу прийнято рівною мінімально допустимому (рекомендованому) для $d = 400$ мм у табл. 5.4).



Таблиця 5.8
Визначення кінематичних параметрів (крок 6) та уточнення ухлонів і діаметрів трубопроводів (крок 7)

№ ділянок з/п	Вузли поч. кін.	φ , д/с	L , м	$I_{гр,пр}$	d , мм	n/d	V , м/с	Відмітки, м						Глибина закладання труб H_z , м			
								Шеллиг $Z_{ш}$		Рівнів води Z_p		Лотків $Z_{л}$		Землі Z_z		поч	кін
								поч	кін	поч	кін	поч	кін	поч	кін		
Ітерація 1																	
1	4	15.3	175	0.00971	200	0.53	0.90	201.850	200.151	201.757	200.058	201.650	199.951	202.65	201.30	1.00	1.35
2	7	9.7	175	0.00983	200	0.41	0.81	200.850	199.130	200.732	199.011	200.650	198.930	201.85	200.70	1.20	1.77
3	6	7.2	170	0.00588	200	0.40	0.61	201.100	200.100	200.980	199.980	200.900	199.900	201.90	201.10	1.00	1.20
4	8	23.2	150	0.00800	250	0.51	0.93	200.151	198.951	200.028	198.828	199.901	198.701	201.30	200.10	1.40	1.40
5	7	9.7	140	0.00693	200	0.45	0.71	200.100	199.130	199.990	199.020	199.900	198.930	201.05	200.70	1.15	1.77
6	6	12.2	180	0.00539	200	0.56	0.67	200.100	199.130	200.012	199.042	199.900	198.930	201.10	200.70	1.20	1.77
7	10	31.6	140	0.00711	300	0.47	0.96	199.130	198.134	198.972	197.977	198.830	197.834	200.70	199.80	1.87	1.97
8	10	28.6	130	0.00628	300	0.46	0.89	198.950	198.134	198.789	197.973	198.650	197.834	200.10	199.80	1.45	1.97
9	10	7.2	170	0.00539	200	0.41	0.59	199.050	198.134	198.932	198.016	198.850	197.934	200.05	199.80	1.20	1.87
10	10	65.2	130	0.00332	400	0.59	0.85	198.134	197.703	197.970	197.539	197.734	197.303	199.80	199.05	2.07	1.75
Ітерація 2																	
1	4	15.3	175	0.00971	200	0.53	0.90	201.850	200.151	201.757	200.058	201.650	199.951	202.65	201.30	1.00	1.35
2	7	9.7	175	0.00983	200	0.41	0.81	200.850	199.130	200.732	199.011	200.650	198.930	201.85	200.70	1.20	1.77
3	6	7.2	170	0.00570	200	0.40	0.61	201.100	200.131	200.980	200.072	200.900	199.931	201.90	201.10	1.00	1.17
4	8	23.2	150	0.00800	250	0.51	0.93	200.151	198.951	200.028	198.828	199.901	198.701	201.30	200.10	1.40	1.40
5	7	9.7	140	0.00693	200	0.45	0.71	200.100	199.130	199.990	199.020	199.900	198.930	201.05	200.70	1.15	1.77
6	6	12.2	180	0.00539	200	0.56	0.67	200.100	199.130	200.012	199.042	199.900	198.930	201.10	200.70	1.20	1.77
7	10	31.6	140	0.00711	300	0.47	0.96	199.130	198.134	198.972	197.977	198.830	197.834	200.70	199.80	1.87	1.97
8	10	28.6	130	0.00628	300	0.46	0.89	198.950	198.134	198.789	197.973	198.650	197.834	200.10	199.80	1.45	1.97
9	10	7.2	170	0.00539	200	0.41	0.59	199.050	198.134	198.932	198.016	198.850	197.934	200.05	199.80	1.20	1.87
10	10	65.2	130	0.00332	400	0.59	0.85	198.134	197.703	197.970	197.539	197.734	197.303	199.80	199.05	2.07	1.75



На початку розрахунків на кроці 6 заокруглюють до заданої точності або кількості знаків, зазвичай, три значущих цифри, отримані на попередніх кроках значення прийнятих ухилів трубопроводів $I_{\text{тр.пр}}$. Для них, крім кінематичних параметрів, визначають:

- позначки шелиг у кінцевих вузлах ділянок – за формулою (5.22), але для округленого значення $I_{\text{тр.пр}}$;
- позначки лотків на початку та у кінці кожної ділянки

$$Z_{\text{л}} = Z_{\text{ш}} - d; \quad (5.23)$$

- позначки рівнів води у трубах на початку та у кінці кожної ділянки (тільки для мереж господарсько-побутового водовідведення)

$$Z_{\text{р}} = Z_{\text{л}} + h/d \cdot d; \quad (5.24)$$

- глибини закладання труб на початку та у кінці кожної ділянки

$$H_{\text{з}} = Z_{\text{з}} - Z_{\text{л}}. \quad (5.25)$$

Крок 7: Уточнення конструктивних і кінематичних параметрів трубопроводів на основі аналізу отриманих результатів розрахунків та їхньої відповідності нормативним значенням (табл. 5.1). У разі невідповідностей уточнюють діаметри, ухили і заглиблення трубопроводів і результати їхніх розрахунків. Для ділянок із значними заглибленнями труб розглядають варіанти їхнього зменшення за рахунок зменшення ухилів при збільшенні діаметрів труб і навпаки – зменшення діаметрів при наявних геодезичних ухилах труб.

Додатково контролюють недопустимість перевищень рівня води на вихідній із вузла ділянці над вхідними. Якщо у якомусь вузлі таке перевищення має місце, то сполучення трубопроводів у ньому проводять за рівнями води. Для цього, при можливості, корегують ухили вхідних ділянок або позначку рівня на вихідній ділянці, приймаючи її рівною найменшому із значень позначок рівнів води вхідних ділянок. Далі за рухом води корегують ухили, позначки рівнів води, шелиг і лотків, а, за потреби, і діаметри труб.



У наведеному прикладі (табл. 5.8) таким вузлом є 6-й, для якого на вхідній ділянці (3-6) $Z_p = 199,980$ м, а на вихідній (6-7) – $Z_p = 200,012$ м. Враховуючи, що на вхідній ділянці (3-6) прийнятий ухил трубопроводу $I_{тр.пр} = 0,00588$ був більшим за рекомендований, як мінімально допустимий $I_{тр.рек} = 0,00539$ (табл. 5.6 і 5.7), а допустиме заглиблення ділянки 3-6 $H_{доп.3-6} = 0,9$ м менше ніж прийняте для вузла 6 $H_{доп.6} = 1,0$ м (табл. 5.3), прийнято уточнення значення ухилу трубопроводу на ділянці 3-6 $I_{тр.ут} = 0,00570$, для якого позначки рівнів води у трубах вузла 6 будуть однаковими (табл. 5.8, ітерація 2). При цьому заглиблення до верху труб на ділянці 3-6 біля вузла 6 становитиме $H_{3-6,вуз.6} = 0,97$ м, що більше допустимого ($H_{доп.3-6} = 0,9$ м).

Вирішення **2-ї задачі** гідравлічних розрахунків мереж водовідведення має перевірочний характер і за своєю суттю відповідає діям на кроці 6 попереднього алгоритму, коли для відомих конструктивних параметрів (діаметрів d та ухилів труб $I_{тр}$) було визначено кінематичні – наповнення h/d і швидкості V для заданих витрат води на ділянках q мережі (табл. 5.8). Максимальну пропускну здатність окремих ділянок мережі при заданих значеннях конструктивних параметрів розраховують за формулою

$$q_{\max} = \left(\frac{I_{тр} \cdot d^m}{k \cdot (0,74 + 0,26 \cdot (h/d)_{\max}^{-3,92})} \right)^{1/\beta} \cdot \quad (5.26)$$

5.3.2. Дошові мережі

Особливістю гідравлічних розрахунків дошових мереж є те, що розрахункові витрати води на їхніх ділянках залежать від розрахункової тривалості дощу, яку приймають рівною тривалості протікання поверхневих вод по поверхні, лотках та трубах до розрахункової ділянки [6, п. А.1]. Для заданого розрахункового випадку витрати води не є постійними, як для господарсько-побутових мереж, а будуть змінюватись залежно від швидкостей руху стічних вод на поверхні, у лотках і трубопроводах всіх ділянок, що за рухом води розташовані вище розрахункової ділянки. При зміні діаметра чи ухилу хоча б на одній ділянці зміняться розрахункові витрати на всіх ділянках, що за рухом води розташовані нижче. Тому, у процесі гідравлічних розрахунків витрати води на ділянках мережі



підлягають уточненню при кожній зміні конструктивних чи кінематичних параметрів.

Витрати дощових вод на ділянках дощових мереж, л/с, визначають за методом граничних інтенсивностей [6, п. 7.1.10, дод. А] за формулою

$$q_r = \frac{z_{mid} \cdot A^{1,2} \cdot F_d}{t_r^{1,2 \cdot n - 0,1}} \cdot \eta \cdot m, \quad (5.27)$$

де z_{mid} – середнє значення коефіцієнта покриття, що характеризує поверхню басейну стоку і залежить від виду поверхні покриття міської території [6, п. А.7];

A, n – параметри, які слід визначати за результатами обробки багаторічних записів самописних дощомірів, зареєстрованих у даному конкретному пункті [6, п. А.2];

F_d – площа поверхневого стоку, що проходить через розрахункову ділянку, га;

t_r – розрахункова тривалість дощу, що дорівнює тривалості протікання поверхневих вод по поверхні, лотках та трубах до розрахункової ділянки, хв;

η – коефіцієнт, що враховує нерівномірність випадання дощу на площі стоку;

m – коефіцієнт, що враховує тривалість дощу.

Для практичних розрахунків формулу (5.27) слід представити у вигляді

$$q_r = z_{mid} \cdot k_r \cdot \frac{F_d}{t_r^\varepsilon}, \quad (5.28)$$

де k_r і ε – коефіцієнт і показник степеню, які характеризують географічні умови утворення дощового стоку

$$k_r = A^{1,2} \cdot \eta \cdot m; \quad (5.29)$$

$$\varepsilon = 1,2 \cdot n - 0,1. \quad (5.30)$$

Значення впливових параметрів на розрахункові витрати води q_r слід визначати за результатами обробки багаторічних записів самописних дощомірів, зареєстрованих у даному конкретному пункті [6, п. А.2], а за їхньої відсутності згідно [6, додаток А]. Так, параметр A залежить від географічного регіону,



періоду одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу P , умов розташування колекторів і може бути розрахований за формулою (А.2) і даними табл. А.4 [6]. Для умов України він становить $A = 400 \div 2000$.

Коефіцієнт η у більшості випадків (при $A < 500$ га) $\eta = 1.0$, а для більших площ – $\eta < 1.0$ [6, табл. А.5]. При розрахунковій тривалості дощу $t_r \geq 10$ хв коефіцієнт $m = 1.0$, а при меншій тривалості – $m < 1.0$, яке розраховують за формулою (А.2) [6]. Розрахункова тривалість дощу $t_r < 10$ хв характерна, зазвичай, для внутрішньоквартальних мереж [6, п. А.6]. Тому, у переважній більшості при розрахунках вуличних мереж одного басейну каналізування коефіцієнти η і m дорівнюють 1.0, а k_r і показник степеню ε – мають постійні значення.

Середнє значення коефіцієнта z_{mid} потрібно визначати як середньозважену величину залежно від коефіцієнтів покриття z різних видів покриттів міської території, які становлять $z = 0,038 \div 0,224$ для водопроникних поверхонь і $z = 0,23 \div 0,33$ для водонепроникних поверхонь [6, п. А.7]. У більшості випадків значення коефіцієнта z_{mid} для міст становить $z_{mid} = 0,1 \div 0,2$.

Отже, для розрахункових витрат води дощових мереж, на відміну від господарсько-побутових, попередньо повинні бути визначені такі додаткові параметри: постійні значення коефіцієнта k_r і показника степеню ε – за формулами (5.29) і (5.30), площі водозбору і коефіцієнти z_{mid} , що мають різні величини для кожної ділянки мережі.

Розрахункову тривалість дощу t_r приймають рівною сумі часу добігання краплини дощу від найвіддаленішої точки кварталу до розрахункового перерізу трубопроводу і визначають як суму тривалостей протікання дощових вод до вуличного лотка (час поверхневої концентрації) t_{con} , по вуличних лотках до дощоприймачів t_{can} та по трубах до розрахункового перерізу t_{tr} згідно [6, п. А.5 і А.6]. Для одного вуличного колектора сума $t_{con} + t_{can} = const$, а змінною величиною є тільки час пробігання води по трубах t_{tr} . Він є визначальним при корегуванні розрахункових витрат стічних вод на ділянках мережі на кожній ітерації розрахунків. Тому, його визначення є складовою гідравлічних розрахунків трубопроводів.



Отже, для вирішення **1-ї задачі** (оптимізаційної) гідравлічного розрахунку дощових мереж відповідно до їхньої розрахункової схеми (рис. Г.1) повинні бути задані:

- значення коефіцієнта k_r (5.29) і показника степеню ε (5.30);
- позначки поверхні землі у всіх вузлах Z_3 ;
- для кожної ділянки мережі:
 - мінімально допустимі заглиблення труб $H_{\text{доп}}$, рахуючи до верху труб (с. 141) [6, п. 8.6.4];
 - довжини кожної ділянки l ;
 - площі збору атмосферних вод F_d ;
 - середні значення коефіцієнтів покриву z_{mid} .

Для ілюстративного прикладу розрахунків значення цих параметрів наведені у додатку Г (табл. Г.1 і Г.2). Алгоритм розрахунків, як і для господарсько-побутових мереж, включає покрокове визначення пошукових параметрів.

Крок 1: Визначення найменших значень геодезичних позначок шелиг трубопроводів у вузлах мережі проводять за формулою (5.20), які наведено у табл. Г.1.

Крок 2: Визначення рекомендованих діаметрів труб проводять шляхом заокруглення у більшу сторону до найближчих стандартних величин діаметрів, розрахованих за формулою (5.19) для витрат води на ділянках q . Враховуючи, що розрахункові витрати води на кожній ділянці залежать від часу добігання води до них (формули (5.27) і (5.28)) необхідно попередньо визначити цей час t_r , а для нього і попередні значення витрат води q_r за формулою (5.29). Враховуючи, що змінна складова цього часу залежить тільки від часу пробігання води по трубах, у якості середніх швидкостей води на ділянках можна прийняти швидкість $V = 1.0$ м/с. При цьому значення рекомендованих діаметрів не повинні бути меншими за мінімально допустимі (табл. 5.1). Результати розрахунків для вказаного прикладу наведено у табл. Г.2.

Крок 3: Визначення геодезичних ухилів труб на ділянках мережі проводять за формулою (5.21). Результати розрахунків для прикладу наведено у табл. Г.3.

Крок 4: Визначення доцільних ухилів труб $I_{\text{тр.доп}}$ полягає у застосуванні для подальших розрахунків більшого значення



геодезичних або розрахованих за формулою (5.12) ухилів $I_{\text{тр.реком}}$ для рекомендованих діаметрів кожної ділянки труб (табл. Г.4).

Крок 5: Уточнення позначок шелиг труб $Z_{\text{ш}}$ за величинами доцільних ухилів труб $I_{\text{тр.доц}}$ передбачають (крок 4) визначення нових величин $Z_{\text{ш}}$ у кінцевих вузлах ділянок із зміненими ухилами на ділянках мережі. Уточнення, як і для господарсько-побутових мереж (крок 5, с. 150), проводять у кілька етапів. Приклад уточнень для дощових мереж наведено у додатку Г (крок 5, табл. Г.5).

Крок 6: Визначення кінематичних параметрів (наповнень труб h/d і середніх швидкостей потоків V) проводять для рекомендованих значень діаметрів труб d та прийнятих для них ухилів $I_{\text{тр.пр}}$ за формулами (5.3) і (5.4) – h/d та за (5.5) із (2.22) – V (табл. Г.6). Для цього на початку розрахунків заокруглюють до заданої точності, отримані на попередніх кроках значення прийнятих ухилів трубопроводів $I_{\text{тр.пр}}$. У зв'язку із втратою «точності» через заокруглення контролюють можливі (хоч і не суттєві) зміни позначок шелиг у кінцевих вузлах ділянок за формулою (5.22) з округленим значенням $I_{\text{тр.пр}}$. За потреби, у разі значних відмінностей у величинах позначок шелиг $Z_{\text{ш}}$, що прилягають до одного вузла, корегують їхні значення, як і на кроці 5. Для них крім кінематичних параметрів для вузлів на початку і у кінці кожної ділянки визначають позначки лотків $Z_{\text{л}}$ (формула 5.23) та глибини закладання труб (формула 5.25).

Крок 7: Уточнення конструктивних і кінематичних параметрів трубопроводів проводять на основі аналізу отриманих результатів розрахунків (табл. Г.6) та їхньої відповідності нормативним значенням (табл. 5.1). За потреби уточнюють діаметри, ухили і заглиблення трубопроводів і результати їхніх розрахунків. У разі переповнень окремих ділянок, для яких наповнення $h/d = 1,0$, що є свідченням їхньої роботи у напірних режимах, які, зазвичай, не узгоджуються із самопливними режимами на інших ділянках, під'єднаних до їхніх граничних вузлів, розглядають варіанти збільшення ухилів або діаметрів труб. При значних заглибленнях трубопроводів розглядають варіанти зменшення ухилів при збільшенні діаметрів труб і навпаки – зменшення діаметрів при наявних ухилах труб.



Висновки до розділу 5

1. Визначено взаємозв'язки і наведено основні математичні залежності між конструктивними та кінематичними параметрами трубопроводів, необхідні для виконання їхніх гідравлічних розрахунків за спрощеними формулами.
2. Характер зміни витрат води і швидкостей потоків у їхніх живих перерізах не залежать від діаметрів та ухилів трубопроводів, а тільки від їхніх наповнень. При наповненнях $h/d > 0,7$ швидкості стабілізуються на рівні їхніх максимальних значень і за своєю суттю і величиною відповідають нормативним мінімальним швидкостям стічних вод для заданого діаметра і ухилу трубопроводу.
3. Встановлено, що для всіх типів каналізації (господарсько-побутової, дощової і загальносплавної), значення мінімально допустимих ухилів трубопроводів практично співпадають, залежать тільки від їхніх діаметрів і можуть бути визначені за отриманою емпіричною формулою (5.12).
4. Визначено гранично допустимі мінімальні та максимальні ухили, а також максимальні витрати стічних вод, що відповідають цим ухилам для трубопроводів різних діаметрів (табл. 5.2).
5. Розроблено алгоритми автоматизації гідравлічних розрахунків господарсько-побутових і дощових мереж. Вони є канвою для створення комп'ютерних програм або розрахункових модулів у різних програмованих середовищах. Наведені алгоритми проілюстровано прикладами розрахунків та окремих пояснень до них.



ЛІТЕРАТУРА

1. Агроскин И. И., Дмитриев Г. Т., Пикалов Ф. И. Гидравлика. М.–Л. : Энергия, 1964. 352 с.
2. Алешко П. И. Механика жидкости и газа. Харьков : Вища школа, 1977. 320 с.
3. Альтшуль А. Д. Гидравлические сопротивления. М. : Недра, 1982. 224 с.
4. Справочник по гидравлике / Большаков В. А., Константинов Ю. М., Попов В. Н. и др. Киев : Вища школа, 1984. 343 с.
5. ДБН В.2.5-74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України. 172 с.
6. ДБН В.2.5-75:2013. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013. 112 с.
7. Дикаревский В. С., Якубчик П. П., Продоус О. А., Константинов Ю. М. Гидравлический расчет и устройство водопроводов из железобетонных труб. Київ : Будівельник, 1984. 211 с.
8. ДСТУ-Н Б В.2.5-40:2009. Проектування та монтаж мереж водопостачання та каналізації з пластикових труб. [Чинний від 2009-12-21]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 44 с.
9. Емцев Б. Т. Техническая гидромеханика. М. : Машиностроение, 1987. 440 с.
10. Константинов Ю. М., Василенко А. А., Сапунин А. А., Батченко Б. Ф. Гидравлический расчет сетей водоотведения. Расчетные таблицы. Київ : Будівельник, 1987. 120 с.
11. Константинов Ю. М., Гіжа О. О. Технічна механіка рідин та газу : підручник. Київ : Вища школа, 2002. 277 с.
12. Курганов А. М., Федоров Н. Ф. Гидравлические расчеты водоснабжения и водоотведения : справочник. Л. : Стройиздат, 1986. 440 с.
13. Лукиных А. А., Лукиных М. А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н.Н. Павловского. М. : Стройиздат, 1987. 156 с.
14. Новицька О. С. Вплив вільних напорів на формування відборів води із водопровідних мереж : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.04. Рівне : НУВГП, 2007. 216 с.
15. Павлов Є., Ліфанов О. Зміна якості питної води і опору трубопроводу при транспортуванні її по водопровідних трубах.



Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки : науково-технічний збірник. Київ : КНУБА, 2022. Вип. 38. С. 50–54.

16. Петросов В. А. Устойчивость водоснабжения. Харків : Фактор, 2007. 360 с.
17. Ткачук А. А. Совершенствование методов расчета реконструируемых водопроводных сетей с учетом изменения их гидравлических сопротивлений : дис. .. канд. техн. наук : 05.23.04. Ровно : УИИВХ, 1985. 206 с.
18. Ткачук О. А., Косінов В. П., Новицька О. С. Системи подачі та розподілення води населених пунктів : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2011. 273 с.
19. Ткачук О. А. Удосконалення систем подачі та розподілення води населених пунктів : монографія. Рівне : НУВГП, 2008. 301 с.
20. Ткачук О. А., Ярута Я. В. Удосконалені гідравлічні розрахунки трубопроводів мереж водовідведення. *Водопостачання і водовідведення* : виробничо-практичний журнал. Київ, 2018. № 1. С. 11–16.
21. Ткачук О. А., Ярута Я. В. Уточнені формули для розрахунків трубопроводів мереж водовідведення. *Вісник ОДАБА* : зб. наук. праць. Одеса, 2017. Вип. 68. С. 165–172.
22. Федоров Н. Ф., Волков Л. Е. Гидравлический расчет канализационных сетей (Расчетные таблицы). 4-е издание. Л. : Стройиздат, 1968. 251 с.
23. Хлапук М. М., Мошинський В. С., Безусьяк О. В., Волк Л. Р. Аналіз розвитку теорії руху потоку в трубопроводах. *Вісник НУВГП. Сільськогосподарські науки*. 2019. Вип. 2(86). С. 70–78.
24. Хлапук М. М., Мошинський В. С., Безусьяк О. В., Волк Л. Р. Дослідження розподілу дотичних напружень сил тертя в трубопроводах при турбулентному режимі руху рідини в гладкій області. *Вісник НУВГП. Сільськогосподарські науки*. 2020. Вип. 2(90). С. 42–49.
25. Хомуцька Т. П. Енергоощадне водопостачання. Київ : Аграрна наука, 2016. 304 с.
26. Хоружий П. Д. Расчет гидравлического взаимодействия водопроводных сооружений. Львов : Изд-во «Вища школа» при ЛГУ, 1984. 152 с.
27. Хоружий П. Д., Ткачук А. А. Определение коэффициента гидравлических сопротивлений макрошероховатых труб. *Гидравлика и гидротехника* : респ. міжвід. наук.-техн. зб. 1985. Вип. 40. С. 27–31.



28. Швачич Г. Г., Бартенев Г. М., Онищенко О. В., Толстой В. В. Основы дискретной математики : навч. посібник. *Основы теории графов*. Дніпропетровськ : НМетАУ, 2014. Ч. III. 67 с. URL: https://nmetau.edu.ua/file/shvachich_g.g_osnovy_diskretnoy_matematiki_chast_iii_osnovy_teorii_grafov_2014.pdf (дата звернення: 05.05.2022).
29. Шевелев Ф. А. Исследование основных гидравлических закономерностей турбулентного движения в трубах. М. : Стройиздат, 1953. 208 с.
30. Шевелев Ф. А., Шевелев А. Ф. Таблицы для гидравлического расчёта водопроводных труб. М. : Стройиздат, 1984. 116 с.
31. Brkić D. (2016). A note on explicit approximations to Colebrook's friction factor in rough pipes under highly turbulent cases. *International Journal of Heat and Mass Transfer*. 93, 513–515. URL: <https://dx.doi.org/10.1016/j.ijheatmasstransfer.2015.08.109> (дата звернення: 06.04.2022).
32. Chang, D. E., Yoo D. G., Kim J. H. A study on the practical pressure-driven hydraulic analysis method considering actual water supply characteristics of water distribution network. *Sustainability*. 2021. 13, 2793. URL: <https://www.mdpi.com/2071-1050/13/5/2793> (дата звернення: 05.05.2022).
33. Cunha M., Marques J. A new multi objective simulated annealing algorithm – MOSA-GR: Application to the optimal design of water distribution networks. *Water Resources Research*. 2020. Vol. 56. e2019WR025852. URL: <https://doi.org/10.1029/2019WR025852> (дата звернення: 12.05.2022).
34. Drain and sewer systems outside buildings. *Sewer system management: BS EN 752:2017*. 130 p.
35. Giustolisi O., Simone A., Ridolfi L. Network structure classification and features of water distribution systems. *Water Resources Research*. 2017. Vol. 53, 3407–3423. e10.1002/2016WR020071. URL: <https://doi.org/10.1002/2016WR020071> (дата звернення: 12.05.2022).
36. Fluid Flow Friction Loss - Hazen-Williams Coefficients. URL: https://www.engineeringtoolbox.com/hazen-williams-coefficients-d_798.html (дата звернення: 12.05.2022).
37. Hussein A. K. Calculate the head loss for the circular pipes using the Simulink/Matlab. *American Journal of Engineering and Applied Sciences*. 2019.
38. ISO TR 10501 Thermoplastics pipes for the transport of liquids under pressure - Calculation of head losses (Status: Active).



39. Mala-Jetmarova H., Sultanova N., Savic D. Lost in optimisation of water distribution systems? A literature review of system operation. *Environmental Modelling & Software*. 2017. 93, 209–254. URL: <https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2017.02.009> (дата звернення: 05.04.2022).
40. Meng F., Fu G., Farmani R., Sweetapple C., Butler D. Topological attributes of network resilience: A study in water distribution systems. *Water Research*. 2018. 143, 376–386. URL: <https://doi.org/10.1016/j.watres.2018.06.048> (дата звернення: 21.04.2022).
41. Nasrollahi H., Safaei Boroujeni R., Shirmohammadi R. etc. Optimization of Water Pressure of a Distribution Network within the Water–Energy Nexus. *Appl. Sci*. 2021. 11, 8371. URL: <https://doi.org/10.3390/app11188371> (дата звернення: 21.04.2022).
42. Neto O. R., Botrel T. A., Frizzone J. A., Camargo A. P. Method for determining friction head loss along elastic pipes. *Irrigation Science*. 2014. 32 (5): 1-11. 10.1007/s00271-014-0431-7.
43. Nomogram for linear head losses in steel pipes. URL: <http://bvspcr.paho.org/texcom/desastres/achwashp/achwashp20.pdf> (дата звернення: 14.04.2022).
44. Rajakumar A. G., Cornelio A. A., Mohan Kumar M. S. Leak management in district metered areas with internal-pressure reducing valves. *Urban Water Journal*. 2020. 17, 714–722. URL: <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/1573062X.2020.1773508> (дата звернення: 05.05.2022).
45. Rollmann P., Spindler K. Explicit representation of the implicit Colebrook–White equation. *Case Studies in Thermal Engineering*. Eng. 2015. 5, pp. 41–47.
46. Shaikh M. M., Massan S. R., Wagan A. I. A new explicit approximation to Colebrook's friction factor in rough pipes under highly turbulent cases. *International Journal of Heat and Mass Transfer*. 2015. 88, pp. 538–543.
47. Sitzenfreil R., Wang Q., Kapelan Z. and Savic D. Using Complex Network Analysis for Optimization of Water Distribution Networks. *Water Resources Research*. 2020. Vol. 56, e2020WR027929 URL: <https://doi.org/10.1029/2020WR027929> (дата звернення: 12.05.2022).
48. Tkachuk A., Pilipaka L., Azizova A. Optimization of City Water Supply Networks on Their Structural and Functional Analysis Base. *International Journal of Engineering & Technology*. 2018. 7 (3.2). P. 680–685.



49. Ulusoy A.-J., Stoianov I., Chazerain A. Hydraulically informed graph theoretic measure of link criticality for the resilience analysis of water distribution networks. *Applied Network Science*. 2018. 3(1), 31. URL: <https://doi.org/10.1007/s41109-018-0079-y> (дата звернення: 05.05.2022).
50. Water Supply and Wastewater Removal. Lublin : Lublin University of Technology, 2016. 229 с. Edited by Henryk Sobczuk, Beata Kowalska. (O. A. Tkachuk, O. S. Novytska. *Reconstruction and modernization of urban water networks*. P. 205–216).
51. Wikipedia. Коефіцієнт детермінації. URL: https://uk.wikipedia.org/wiki/Коефіцієнт_детермінації (дата звернення: 30.03.2022).





ГЛОСАРІЙ

Вільний напір – висота стовпа води над поверхнею землі у будь-якій точці трубопровідного комплексу.

Витоки води – самовільний вилив води із трубопроводів, споруд, трубопровідної та водорозбірної арматури та санітарно-технічного обладнання без посередньої участі споживачів.

Витрата води – кількість води, що розбирають споживачі або подають у трубопровідний комплекс, чи що протікає через живий переріз труб, за одиницю часу.

Водовід – трубопровід для транспортування води до окремих водопровідних споруд, зокрема, від насосної станції до водопровідної мережі.

Водопровідна мережа – система трубопроводів і споруд на ній для доставки води до місць її споживання на території об'єкта водопостачання.

Вузол розрахункової схеми – умовна точка, у якій здійснюються з'єднання ділянок трубопровідного комплексу та формуються розбори води відповідно до спрощеної схеми водорозбору.

Гідралічний опір трубопроводу – параметр, який визначає його пропускну спроможність і залежить від довжини, діаметра, матеріалу труб та інших впливових факторів, зокрема, місцевих опорів, величин та характеру відкладень на внутрішній поверхні трубопроводу тощо.

Гідралічний радіус – параметр, що є відношенням площі живого перерізу потоку до його змоченого периметру.

Гідралічний розрахунок каналізаційних мереж – обчислення з визначення витрат води, діаметрів труб, їхніх ухилів, наповнення, швидкостей стічних вод на ділянках та п'єзометричних позначок рівнів води, лотків і шелиг колекторів.

Гідралічний розрахунок СПРВ – обчислення з визначення фактичних витрат води та втрат напору на ділянках,



п'єзометричних позначок і вільних напорів у вузлах розрахункової схеми, а також параметрів окремих споруд та обладнання СПРВ.

Гідравлічний ухил – безрозмірний параметр, що є відношенням втрат напору на ділянці трубопроводу до його довжини.

Гідравлічно гладкі труби – трубопроводи з низькою шорсткістю внутрішньої поверхні, виступи якої не впливають на параметри турбулентного потоку.

Господарсько-побутова мережа водовідведення – комплекс з'єднаних між собою трубопроводів, колекторів різних поперечних профілів та каналів для приймання і транспортування побутових і попередньо очищених виробничих стічних вод (до якості побутових) у місця їхнього очищення або до перекачувальних каналізаційних насосних станцій. У містах України влаштовують, в основному, самопливні мережі водовідведення.

Дискретні зміни по довжині трубопроводу – зміни, що характеризують локальні впливи на збільшення гідравлічних опорів труб (місцеві опори включно із стиковими з'єднаннями).

Дощова мережа водовідведення – комплекс з'єднаних між собою трубопроводів, колекторів різних поперечних профілів та каналів для приймання і транспортування поверхневих вод, утворених у результаті атмосферних опадів, поливу та дренажу, у місця їхнього очищення і випусків у водойми або до перекачувальних каналізаційних насосних станцій. У містах України влаштовують, в основному, самопливні дощового мережі водовідведення.

Еквівалентна шорсткість труб – уявна висота виступів і впадин на внутрішній поверхні труб, яка при обчисленнях дає такі ж втрати напору, як і при наявності дійсних виступів.

Інкрустація внутрішньої поверхні труб – утворення виступів, які збільшують шорсткість труб, через корозію або випадіння осаду із води, що транспортується.



Зворотна гідравлічна задача – визначення гідравлічних опорів трубопроводів залежно від значень параметрів потоку у них (витрат води, втрат напорів, гідравлічних ухилів).

Квадратична область гідравлічного опору – діапазон турбулентного режиму, у якому коефіцієнти гідравлічного тертя не залежать як від кінематичних (числа Рейнольдса) параметрів потоків у трубопроводах, а тільки від конструктивних (діаметри, шорсткість).

Кінематичні параметри трубопроводів – показники, які визначають їхні гідравлічні режими роботи: витрати води, їхні середні швидкості, наповнення колекторів тощо.

Коефіцієнт гідравлічного тертя (коефіцієнт Дарсі) – безрозмірний параметр, що характеризує сили тертя на внутрішній поверхні труб та їхній вплив на втрати напору по довжині трубопроводу і залежить від режимів руху води (іншої рідини або газу), діаметра труб та величини і виду шорсткості внутрішньої поверхні труб.

Коефіцієнт детермінації (R^2) – статистичний показник міри залежності варіації залежної змінної від варіації незалежних змінних, що чисельно показує наскільки запропонована модель відповідає отриманим спостереженням (від 0 до 1 – чим ближче до 1, тим кращою є модель).

Комплексні гідравлічні розрахунки СПРВ – серія гідравлічних розрахунків сумісної роботи споруд СПРВ для різних розрахункових режимів і варіантів можливих надзвичайних (аварійних) ситуацій для окремих споруд.

Конструктивні параметри трубопроводів – показники, які визначають розміри та інші будівельні характеристики трубопроводів: діаметри, довжини, ухили, заглиблення, матеріал труб, їхні з'єднання між собою тощо.

Континуальні зміни по довжині трубопроводу – неперервні по довжині трубопроводу зміни, що відображають збільшення гідравлічних опорів труб через відкладення та якість укладання труб у виробничих умовах.



Ламінарний режим руху води у трубопроводах – впорядкований рух води, за якого вона рухається шарами, паралельними до напрямку течії без перемішування між сусідніми шарами. Має місце при числах Рейнольдса менше 2320.

Лоток труби – нижня частина її поперечного перерізу.

Мінімально допустиме заглиблення трубопроводів – відстань від поверхні землі чи дорожнього покриття до верху або низу труби, яка забезпечує нерозчавлювання труб транспортом, захист від пошкоджень і (або) незамерзання води у холодну пору року. Для самопливних мереж, крім цього, – підключення випусків із будівель, або внутрішньоквартальних трубопроводів до вуличних колекторів.

Напівемпірична теорія турбулентності – вчення основане на теорії перенесення кількості руху, що було започатковане у 20-х роках ХХ століття Л. Прандтлем, розвинуто Л. Карманом та експериментально підтверджено І. Нікурадзе.

Напірний режим роботи трубопроводів самопливних мереж – транспортування потоку стічних вод повним перерізом із перевищенням п'езометричних позначок потоку над позначками шелиг труби. Допускається в окремих випадках на короткий проміжок часу для трубопроводів дощових мереж.

Наповнення трубопроводів h/d – безрозмірна величина, що є відношенням висоти водного потоку у трубі до її діаметра.

Необхідний напір – величина тиску води у метрах водяного стовпа, необхідного для забезпечення її подачі до споживачів, які знаходяться на верхніх поверхах будівель, а для підприємств – виконання технологічних процесів.

Нераціональні витрати води – безкорисне її споживання, що обумовлено відповідним рівнем культури водоспоживання населення та відсутністю у значної частини споживачів мотивацій та стимулів до водозбереження.

Оптимізаційні розрахунки – серія обчислень з визначення оптимальних величин окремих конструктивних параметрів або



показників, що характеризують роботу трубопровідного комплексу.

Перехідна область гідравлічного опору – діапазон турбулентного режиму, у якому коефіцієнти гідравлічного тертя залежать як від кінематичних (числа Рейнольдса), так і конструктивних (діаметри, шорсткість) параметрів потоків у трубопроводах.

Період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу P – проміжок часу функціонування мереж дощового водовідведення у роках, протягом якого допускається одна можлива неспроможність мереж відвести атмосферні опади, що утворюються у місцях їхнього стоку. Нормативами регламентуються періоди $P = 0,33 \div 20$ років.

П'єзометрична позначка – абсолютне значення позначки рівня води, до якої вона може піднятися у відкритій зверху трубі, умовно встановленій у трубопровід чи інженерну споруду.

Попередній потокорозподіл – розподіл потоків води на ділянках трубопровідного комплексу за встановленими правилами при проведенні гідравлічних розрахунків СПРВ.

Пряма гідравлічна задача – визначення параметрів потоку у трубопроводах (витрат води, втрат напорів, гідравлічних ухилів) при відомих значеннях їхніх гідравлічних опорів.

Розгалужена (тупикова) мережа – трубопровідний комплекс, який забезпечує доставку води до споживачів тільки за одним можливим маршрутом.

Розрахункова витрата води – добова, годинна чи секундна витрата води, яку визначають для всіх категорій споживачів і населеного пункту в цілому при проведенні гідравлічних та технологічних розрахунків водопровідних і каналізаційних мереж.



Розрахункова ділянка трубопроводу – частина водопроводу чи каналізаційного колектора, що характеризується однаковими параметрами (матеріал труб, діаметр, товщина стінки тощо), способом та умовами прокладки.

Розрахункова схема трубопровідного комплексу – графічне зображення конструктивних взаємозв'язків між окремими ділянками трубопроводів, точки перетину яких є вузлами. З позицій теорії графів – це кінцевий зв'язний граф (топологічна структура з обмеженою кількістю елементів), ребрами якого є ділянки, а вершинами – вузли.

Розрахункова тривалість дощу – проміжок часу у хвилинах, який застосовують для визначення розрахункових витрат дощових вод при гідравлічних розрахунках дощових мереж і, який приймають рівним сумі тривалості протікання стічних вод по поверхні, лотках та у трубопроводах до розрахункової ділянки мережі.

Розрахунковий режим роботи трубопровідного комплексу – характерний режим подачі та розбору води із водопровідних чи каналізаційних мереж, за яким проводять їхні гідравлічні та технологічні розрахунки.

Самопливний режим роботи трубопроводів – транспортування водних потоків із частковим заповненням труб. П'єзометричні лінії таких потоків співпадають із їхніми поверхнями води у трубах. Є основним гідравлічним режимом колекторів водовідведення.

Система подачі і розподілення води (СПРВ) – технологічно взаємозв'язана система водопровідних споруд, до складу якої входять водоводи, магістральні і розподільчі зовнішні мережі, насосні станції та напірно-регулювальні споруди.

Спрощена модель розбору води – умовна схема відборів води із трубопроводів, у якій всі витрати води споживачами здійснюються виключно у вузлах розрахункової схеми



трубопровідного комплексу, адекватність якої визначається рівністю втрат напорів моделі і при відборах по довжині ділянки.

Техніко-економічні розрахунки – серія обчислень на основі математичного аналізу з визначення оптимальних значень конструктивних розмірів чи експлуатаційних параметрів окремих елементів трубопровідних комплексів або їхніх конструктивних схем.

Трубопровідний комплекс – конструктивно об'єднані між собою і гідравлічно взаємозв'язані ділянки трубопроводів на певній території.

Турбулентний режим руху води у трубопроводах – рух води, за якого відбувається перемішування сусідніх шарів та утворення вихорів.

Ухил трубопроводу – безрозмірний параметр, що є відношенням перевищення позначок лотків на початку та у кінці ділянки трубопроводу до її довжини.

Час поверхневої концентрації дощового стоку – тривалість протікання дощових вод до вуличного лотка, а за наявності дощоприймачів у межах кварталу – до вуличного колектора, хв.

Число Рейнольдса – безрозмірний параметр, що є відношенням добутку середньої швидкості потоку на діаметр трубопроводу (або його гідравлічний радіус) до кінематичної в'язкості рідини.

Шелига труби – верхня частина її поперечного перерізу.

Шорсткі труби – трубопроводи з шорсткістю внутрішньої поверхні, виступи якої впливають на параметри турбулентного потоку, викликаючи більш інтенсивне перемішування шарів рідини та утворення вихорів.



Національний університет
водного господарства
та природокористування



Національний університет
ДОДАТКИ
водного господарства
та природокористування



Додаток А

Значення коефіцієнтів місцевих опорів $\zeta_{\text{КВ}}$

№ з/п	Місцеві опори	$\zeta_{\text{КВ}}$	Примітка									
1	Раптове розширення труби	$\left(1 - \frac{\omega}{\Omega}\right)^2$	Відносно швидкості у ω									
2	Раптове звуження труби	$\frac{\omega}{\Omega}$	0,01 0,1 0,2 0,4 0,6 0,8 1									
		$\zeta_{\text{Р.З}}$	0,50 0,45 0,40 0,30 0,22 0,12 0									
3	Плавний поворот труби діаметром d на 90° ; радіус повороту R											
	d/R	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	
	$\zeta_{\text{К}}$	0,13	0,14	0,16	0,21	0,29	0,44	0,66	0,98	1,41	1,97	
4	Те ж, на кут $\alpha \neq 90^\circ$	$\xi_\alpha = \xi_{\text{К}} \cdot \frac{\alpha}{90}$	$\zeta_{\text{К}}$ – із п. 3									
5	Різкий поворот труби на кут α	α°	30 40 50 60 70 80 90									
		$\zeta_{\text{ПОВ}}$	0,2 0,3 0,4 0,55 0,7 0,9 1,1									
6	Переходи чавунні (з D на d)	$0,35 + 0,12 \cdot \ln\left(\frac{D}{d} - 1\right)$										
7	Засувка, залежно від ступеня закриття a/d :											
	a/d	0	1/8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1		
	$\zeta_{\text{ЗАС}}$	0,10	0,15	0,26	0,81	2,06	5,52	17,0	97,8	∞		
8	Зворотний клапан	5,5÷6,5										
9	Поворотний затвор	0,05÷0,15										
10	Трійники стандартні	0,7										
11	Трійники зварні	0,2										
12	Хрести стандартні	1,4										
13	Хрести зварні	0,4										
14	Пожежна підставка розтрубна	0,7										
15	Пожежна підставка з трійником	1,4										
16	Пожежна підставка з хрестом	2,0										

Примітки: 1. Площа живого перерізу труби Ω більша за площу ω .
2. Діаметр труби D більший за діаметр d .



Додаток Б

Результати досліджень гідравлічних опорів трубопроводів водопровідної мережі

№ з/п	Строк експлуатації T , роки	Витрати води q , л/с	Гідравлічні ухили I	Коефіцієнт K_s	Примітки
1	2	3	4	5	6
Ділянка 1 – 2 $d_y = 400$ мм, чавун					
1	31	138,9	0,01006	2,50	$k_{mo} = 0,53$
2	31	88,4	0,00417	2,35	
3	38	113,6	0,00705	2,52	
4	38	151,5	0,01136	2,41	
5	41	63,1	0,00237	2,45	
6	41	119,9	0,00787	2,55	
7	48	75,7	0,00336	2,50	
8	48	164,1	0,01423	2,61	
Ділянка 2 – 8 $d_y = 400$ мм, чавун					
1	31	132,5	0,00902	2,44	$k_{mo} = 0,55$
2	31	80,8	0,00376	2,49	
3	38	108,6	0,00661	2,56	
4	38	138,9	0,00983	2,44	
5	41	58,1	0,00204	2,46	
6	41	113,6	0,00708	2,53	
7	48	69,4	0,00281	2,45	
8	48	146,4	0,01153	2,60	
Ділянка 3 – 3 $d_y = 600$ мм, чавун					
1	13	260,0	0,00375	2,16	$k_{mo} = 0,58$
2	13	240,2	0,0035	2,32	
3	20	209,1	0,00268	2,29	
4	20	268,5	0,0044	2,39	
5	30	141,3	0,00143	2,48	
6	30	237,4	0,00372	2,52	

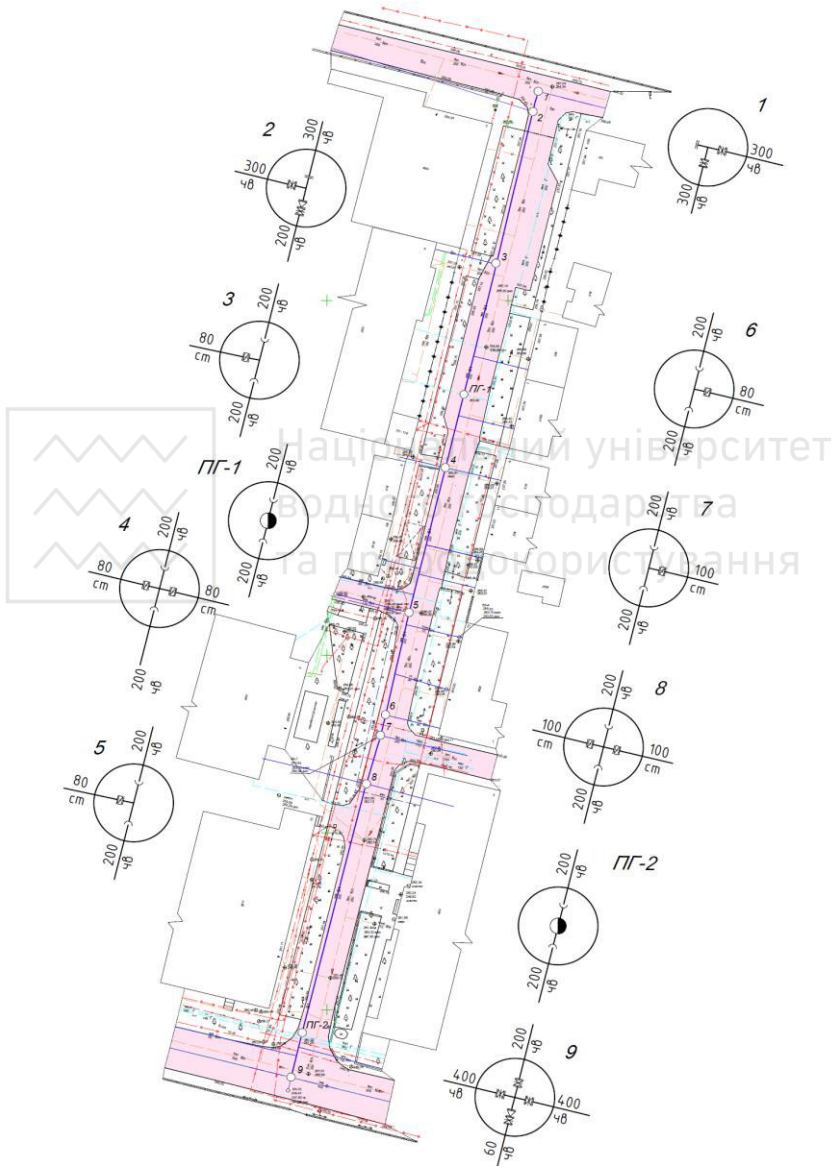


1	2	3	4	5	6
Ділянка 3 – 6 $d_y = 600$ мм, чавун					
1	13	226,1	0,00302	2,24	$k_{mo} = 0,60$
2	13	197,8	0,00233	2,20	
3	20	231,7	0,00340	2,41	
4	20	248,7	0,00392	2,44	
5	30	169,6	0,00197	2,46	
6	30	155,4	0,00170	2,48	
Ділянка 1 – 5 $d_y = 600$ мм, залізобетон					
1	0	305,2	0,00402	1,76	$k_{mo} = 0,76$
2	0	214,8	0,00214	1,79	
3	7	316,5	0,00422	1,73	
4	7	268,5	0,003243	1,80	
5	17	183,7	0,00158	1,77	
6	17	209,1	0,00207	1,82	
Ділянка 5 – 15 $d_y = 600$ мм, залізобетон					
1	0	288,3	0,00316	1,54	$k_{mo} = 0,54$
2	0	209,1	0,00177	1,56	
3	7	299,6	0,00353	1,60	
4	7	254,3	0,00253	1,55	
5	17	169,6	0,00127	1,65	
6	17	197,8	0,00157	1,55	
Ділянка 3 – 4 – 7 $d_y = 300$ мм, чавун					
1	27	50,1	0,0052	3,05	$k_{mo} = 0,62$
2	27	43,0	0,004	2,90	
3	34	53,7	0,0057	3,00	
4	34	57,3	0,00656	3,10	
5	44	43,0	0,0033	3,10	
6	44	45,1	0,00285	3,20	



Додаток В

План траси водопровідної лінії та схеми її колодязів





Додаток Г

Результати гідравлічних розрахунків мережі дощового водовідведення

Мета розрахунків: вирішення **1-ї задачі** (оптимізаційної) гідравлічного розрахунку – визначення діаметрів d та ухилів труб $I_{тр}$ для розрахункової схеми дощових мереж (рис. Г.1).

Вихідні дані: розрахункові параметри опадів (для Рівненського регіону): $q_{20} = 110$ л/с/га; $n = 0,73$; $\gamma = 1,82$; $m_r = 170$ [6, табл. А.1]; період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу для середніх умов розташування колекторів на вулицях – $P = 1,0$ рік [6, табл. А.2].

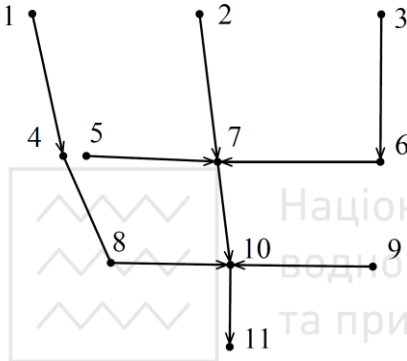


Рис. Г.1. Розрахункова схема мережі водовідведення

У результаті розрахунків отримано: $A = 980$ [6, ф. (А.4)]; $k_r = 3885$ (формула 5.28); $\varepsilon = 0,776$ (формула 5.29).

Значення найменших геодезичних позначок шелиг трубопроводів у вузлах мережі (крок 1) визначено за формулою (5.20) і наведено у табл. Г.1.

Для визначення рекомендованих діаметрів труб (крок 2) попередньо розраховані витрати води на ділянках мережі q за формулою (5.19). Для цього розрахунковий час тривалості дощу t_r визначено як суму часу поверхневої концентрації t_{con} , по вуличних лотках до дощоприймачів t_{can} та по трубах до розрахункового перерізу $t_{тр}$ [6, п. А.5 і А.6]

$$t_r = t_{con} + t_{can} + \sum t_{тр}, \quad (Г.1)$$

де $\sum t_{тр}$ – сума часу пробігання води по вище розташованих ділянках до розрахункової при середній швидкості $V = 1.0$ м/с, хв.

Для розрахунків прийнято $t_{con} + t_{can} = 10$ хв (табл. Г.2).



Таблиця Г.1

Визначення найменших значень геодезичних позначок шелиг труб у вузлах мережі (крок 1)

№ вузла	Позначки землі, м	№ ділянок, що прилягають до вузла					Допустимі заглиблення до верху труб $H_{\text{доп}}$, м				Позначки шелиг $Z_{\text{ш.мін}}$, м		
		1-4	2-7	3-6	4-8	5-7	6-7	7-10	0,85	0,90		0,80	0,95
1	202,65	1-4					0,80						201,85
2	201,85	2-7					0,90						200,95
3	202,00	3-6					0,85						201,15
4	201,30	1-4	4-8				1,00	0,85					200,30
5	201,05	5-7					0,90						200,15
6	201,10	3-6	6-7				1,00	0,80					200,10
7	200,70	2-7	5-7	6-7	7-10		0,90	0,90	0,80	0,95			199,75
8	200,10	4-8	8-10				0,85	0,95					199,15
9	200,05	9-10					1,00						199,05
10	199,80	7-10	8-10	9-10	10-11		0,95	0,95	1,00	0,90			198,80
11	199,05	10-11					0,90						198,15

Примітка: Жирним шрифтом виділено максимальні значення $H_{\text{доп}}$.

Таблиця Г.2

Визначення рекомендованих діаметрів труб (крок 2)

№ ділянок		Довжини l , м		Площі збору води $F_{\text{д}}$, га	Коефіцієнти покриття Z_{mid}	Розрахунковий час, хв		Витрати води q , л/с	Діаметри d , мм	
						пробігу по ділянці	дощу t_r		розрахункові	рекомендовані
з/п	вузли	поч.	кін.							
1	1	4	175	3,0	0,142	2,92	10,00	277,2	587	600
2	2	7	175	2,8	0,134	2,92	10,00	244,1	556	600
3	3	6	170	2,8	0,144	2,83	10,00	262,4	573	600
4	4	8	150	5,3	0,123	2,50	12,92	347,8	649	600
5	5	7	140	1,3	0,134	2,33	10,00	113,4	397	400
6	6	7	180	4,3	0,144	3,00	12,83	332,0	636	600
7	7	10	140	10,6	0,126	2,33	15,83	608,4	829	800
8	8	10	130	6,3	0,120	2,17	15,42	351,6	652	800
9	9	10	170	1,2	0,118	2,83	10,00	92,1	363	400
10	10	11	130	22,0	0,122	2,17	18,17	1098,9	1074	1000



Геодезичні ухили труб на ділянках мережі (крок 3) розраховані за формулою (5.21) і наведені у табл. Г.3.

Таблиця Г.3

Визначення геодезичних ухилів труб на ділянках мережі (крок 3)

№ ділянок			Дов- жини l , м	Діаметри труб d , мм	$Z_{ш.мін}$, М		Геодезичні ухили труб $I_{г}$
з/п	вузли				початку	кінця	
	поч.	кін.					
1	1	4	175	600	201,85	200,30	0,00886
2	2	7	175	600	200,95	199,75	0,00686
3	3	6	170	600	201,15	200,10	0,00618
4	4	8	150	600	200,30	199,15	0,00767
5	5	7	140	400	200,15	199,75	0,00286
6	6	7	180	600	200,10	199,75	0,00194
7	7	10	140	800	199,75	198,80	0,00679
8	8	10	130	800	199,15	198,80	0,00269
9	9	10	170	400	199,05	198,80	0,00147
10	10	11	130	1000	198,80	198,15	0,00500

Доцільні ухили труб на ділянках мережі (крок 4) визначені із більшого значення геодезичних i , розрахованих за формулою (5.12), ухилів для рекомендованих діаметрів труб (табл. Г.4).

Таблиця Г.4

Визначення доцільних ухилів труб на ділянках мережі (крок 4)

№ ділянок			Дов- жини l , м	Діа- метри d , мм	Ухили труб $I_{гп}$		
з/п	вузли				геоде- зичні	рекомен- довані	доцільні
	поч.	кін.					
1	1	4	175	600	0,00886	0,00250	0,00886
2	2	7	175	600	0,00686	0,00250	0,00686
3	3	6	170	600	0,00618	0,00250	0,00618
4	4	8	150	600	0,00767	0,00250	0,00767
5	5	7	140	400	0,00286	0,00332	0,00332
6	6	7	180	600	0,00194	0,00250	0,00250
7	7	10	140	800	0,00679	0,00204	0,00679
8	8	10	130	800	0,00269	0,00204	0,00269
9	9	10	170	400	0,00147	0,00332	0,00332
10	10	11	130	1000	0,00500	0,00175	0,00500



Уточнення позначок шелиг та ухилів трубопроводів (крок 5) передбачає (табл. Г.5) приведення у відповідність до змінених на кроці 4 геодезичних ухилів на рекомендовані, які є більш доцільними для попередньо прийнятих діаметрів труб. Для цього за формулою (5.22) визначають позначки шелиг у кінцевих вузлах $Z_{ш.кін}$ кожної ділянки. Такими є вузли 7 і 10.

Для вузла 7 (табл. Г.5) на ділянках, що прилягають до нього, уточненні значення $Z_{ш}$ становлять: на діл. 2-7 – 199,750 м; на діл. 5-7 – 199,685; на діл. 6-7 – 199,650; на діл. 7-10 – 199,750. Мінімальним є значення 199,650 м і його прийнято до подальших розрахунків на всіх ділянках вузла 7.

Для вузла 10 значення $Z_{ш}$ становлять: на діл. 7-10, 8-10 і 10-11 – 198,800 м; на діл. 9-10 – 198,486 м, яке є мінімальною величиною $Z_{ш}$, і прийнято для подальших розрахунків у всіх кінцевих вузлах ділянок навколо вузла 10.

В усіх інших вузлах (початкові – 1, 2, 3, 5, 9 та проміжні – 8 і 11) позначки шелиг залишаються такими, як уточнені і переходять у розряд прийнятих значень $Z_{ш}$. Для кожної ділянки мережі за формулою (5.21) визначено нові (прийняті) величини ухилів труб $I_{тр.пр}$. Їхні значення не повинні бути меншими за мінімально допустимі, розраховані за (5.12) як рекомендовані $I_{тр.реком}$ для рекомендованих діаметрів труб. У наведеному прикладі такі випадки відсутні (див. табл. Г.4 і Г.5).

Визначення кінематичних параметрів (крок 6) для рекомендованих величин діаметрів труб d та прийнятих для них ухилів $I_{тр.пр}$ виконано за формулами (5.3) і (5.4) – наповнень труб h/d та середніх швидкостей потоків – за (5.5) із (2.22). Їхні значення наведено у табл. Г.6. Заокруглення прийнятих ухилів трубопроводів $I_{тр.пр}$ (до 3-х значущих цифр) призвело до незначних «втрат точності» (на 0,001 м) у вузлах 6 (ділянки 3-6 і 6-7) і 10 (ділянки 7-10 і 10-11). Крім того, на ділянках 6-7 і 10-11 виявлено роботу у напірних режимах ($h/d = 1.0$), які не узгоджуються із самопливними режимами на інших ділянках, що прилягають до їхніх граничних вузлів.

Для усунення цих недоліків проведено уточнення (крок 7) конструктивних параметрів трубопроводів і перераховано їхні кінематичні показники (табл. Г.6, ітерація 2).



Таблиця Г.5
Уточнення позначок шелиг труб $Z_{ш}$ за величинами доцільних ухилів труб $I_{гр,доц}$ (крок 5)

№ ділянок з/п	Дов- жини l , м		Доцільні ухили труб $I_{гр,доц}$	Діа- метри d , мм	Позначки шелиг труб $Z_{ш}$, м						Прийнятні ухили труб $I_{гр}$	
	поч.	кін.			попередні		уточнені		прийнятні			
					початку	кінця	початку	кінця	початку	кінця		
1	1	4	175	0,00886	600	201,850	200,300	201,850	200,300	201,850	200,300	0,00886
2	2	7	175	0,00686	600	200,950	199,750	200,950	199,750	200,950	199,650	0,00743
3	3	6	170	0,00618	600	201,150	200,100	201,150	200,100	201,150	200,100	0,00618
4	4	8	150	0,00767	600	200,300	199,150	200,300	199,150	200,300	199,150	0,00767
5	5	7	140	0,00332	400	200,150	199,750	200,150	199,685	200,150	199,650	0,00357
6	6	7	180	0,00250	600	200,100	199,750	200,100	199,650	200,100	199,650	0,00250
7	7	10	140	0,00679	800	199,750	198,800	199,750	198,800	199,650	198,486	0,00832
8	8	10	130	0,00269	800	199,150	198,800	199,150	198,800	199,150	198,486	0,00511
9	9	10	170	0,00332	400	199,050	198,800	199,050	198,486	199,050	198,486	0,00332
10	10	11	130	0,00500	1000	198,800	198,150	198,800	198,150	198,486	198,150	0,00258

Примітки. 1. Курсивом виділено значення $Z_{ш}$, які підлягають корегуванню.

2. Жирним шрифтом виділено найменші значення $Z_{ш}$ для вузлів 7 (на синьому фоні) і 10 (на зеленому фоні).

3. Курсивом і жирним шрифтом показано уточнені значення позначок шелиг та ухилів трубопроводів.



Таблиця Г.6
Визначення кінематичних параметрів (крок б) та уточнення ухлонів і діаметрів трубопроводів (крок 7)

№ ділянок в/п/п	L, м	F _{дс} , га	Z _{мін}	t _{дтр} , хв	t _{доп} , хв	φ _р , Д/с	I _{фр} , Д/с	d, мм	h/d	V, м/с	Відмітки, м				Глибина закладання труб H _з , м			
											Шелпг Z _ш		Лотків Z _л		Землі Z _з		поч	кін
поч	кін	поч	кін	поч	кін	поч	кін	поч	кін	поч	кін	поч	кін	поч	кін			
Ітерація 1 (крок б)																		
1	4	175	3,0	0,142	1,7	10,0277,2	0,00886	600	0,54	1,77	201,850	200,300	201,250	199,700	202,65	201,30	1,40	1,60
2	7	175	2,8	0,134	1,8	10,0244,1	0,00743	600	0,53	1,61	200,950	199,650	200,350	199,050	201,85	200,70	1,50	1,65
3	6	170	2,8	0,144	1,9	10,0262,4	0,00618	600	0,59	1,51	201,150	200,099	200,550	199,499	201,90	201,10	1,35	1,60
4	8	150	5,3	0,123	1,4	11,7376,9	0,00767	600	0,71	1,75	200,300	199,150	199,700	198,550	201,30	200,10	1,60	1,55
5	7	140	1,3	0,134	2,6	10,0113,4	0,00357	600	0,99	0,90	200,150	199,650	199,750	199,250	201,05	200,70	1,30	1,45
6	6	180	4,3	0,144	2,4	11,9352,7	0,00250	600	1,00	1,25	200,100	199,650	199,500	199,050	201,10	200,70	1,60	1,65
7	10	140	10,6	0,126	1,1	14,3659,3	0,00832	800	0,59	2,14	199,650	198,485	198,850	197,685	200,70	199,80	1,85	2,11
8	10	130	6,3	0,120	1,4	13,1399,5	0,00511	800	0,50	1,58	199,150	198,486	198,350	197,686	200,10	199,80	1,75	2,11
9	10	170	1,2	0,118	3,3	10,0192,1	0,00332	400	0,79	0,87	199,050	198,486	198,650	198,086	200,05	199,80	1,40	1,71
10	10	130	22,0	0,122	2,2	15,4251,3	0,00258	1000	1,00	1,59	198,486	198,151	197,486	197,151	199,80	199,05	2,31	1,90
Ітерація 2 (крок 7 + уточнення кроку б)																		
1	4	175	175	0,142	1,8	10,0277,2	0,00886	500	0,79	1,67	201,850	200,300	201,350	199,800	202,65	201,30	1,30	1,50
2	7	175	175	0,134	1,7	10,0244,1	0,00898	500	0,70	1,67	200,950	199,379	200,450	198,879	201,85	200,70	1,40	1,82
3	6	170	170	0,144	2,1	10,0262,4	0,00618	500	0,93	1,38	201,150	200,099	200,650	199,599	201,90	201,10	1,25	1,50
4	8	150	150	0,123	1,4	11,8374,3	0,00767	600	0,71	1,75	200,300	199,150	199,700	198,550	201,30	200,10	1,60	1,55
5	7	140	140	0,134	2,1	10,0113,4	0,00551	400	0,75	1,13	200,150	199,379	199,750	198,979	201,05	200,70	1,30	1,72
6	6	180	180	0,144	2,4	12,1348,5	0,00400	600	0,96	1,25	200,099	199,379	199,499	198,779	201,10	200,70	1,60	1,92
7	10	140	140	0,126	1,1	14,5652,9	0,00832	800	0,59	2,13	199,650	198,485	198,850	197,685	200,70	199,80	1,85	2,11
8	10	130	130	0,120	1,4	13,2397,0	0,00512	800	0,50	1,58	199,150	198,485	198,350	197,685	200,10	199,80	1,75	2,11
9	10	170	170	0,118	3,3	10,0192,1	0,00333	400	0,78	0,87	199,050	198,485	198,650	198,085	200,05	199,80	1,40	1,72
10	10	130	130	0,122	2,2	15,6239,8	0,00320	1000	0,995	1,58	198,485	198,069	197,485	197,069	199,80	199,05	2,31	1,98



Для усунення напірних режимів на ділянках 6-7 і 10-11 збільшено ухили труб. Це призвело до несуттєвого збільшення заглиблень труб на ділянках, розташованих нижче за потоком води. При цьому на ділянці 10-11 ухил трубопроводу залишився меншим за геодезичний ухил поверхні землі.

Значні ухили труб на початкових ділянках, а для 2-7 його збільшення через збільшення глибини закладання труб у вузлі 7, дозволили зменшити діаметри труб на ділянках 1-4, 2-7 і 3-6 із 600 на 500 мм. У табл. Г.6, де на ітерації 2 курсивом, жирним шрифтом, синім і зеленим кольорами, показано ці зміни конструктивних параметрів. Відповідно до внесених конструктивних змін перераховано і кінематичні показники, які у повній мірі відповідають нормативним.





Національний університет
водного господарства
та природокористування

Наукове видання

Ткачук Олександр Андрійович

Гідравлічні розрахунки трубопровідних систем водопостачання та водовідведення



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Монографія

Друкується в авторській редакції

Технічний редактор

Г.Ф. Сімчук

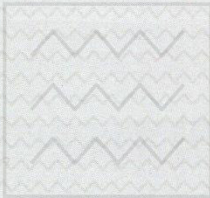
Підписано до друку 24.06.2022 р. Формат 60×84 ¹/₁₆.
Ум.-друк. арк. 10,7. Обл.-вид. арк. 11,2.
Тираж 300 прим. Зам. № 5581.

*Видавець і виготовлювач
Національний університет
водного господарства та природокористування
вул. Соборна, 11, м. Рівне, 33028.*

*Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи до
державного реєстру видавців, виготівників і розповсюджувачів
видавничої продукції РВ № 31 від 26.04.20*



Національний університет
водного господарства
та природокористування



Національний університет
водного господарства
та природокористування



9 789663 275314