

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ

ФАКУЛЬТЕТ ПРОЕКТУВАННЯ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЇ МАШИН

ВОДОПОСТАЧАННЯ І ВОДОВІДВЕДЕННЯ

Методичні вказівки до практичних робіт для студентів
денної та заочної форми навчання
Спеціальності: 192 - Будівництво і цивільна інженерія

Затверджено на засіданні кафедри ремонту та експлуатації машин

Протокол № 13 від 30. 05.18.

Кропивницький, 2018

Водопостачання. Методичні вказівки до практичних робіт. Для студентів денної та заочної форми навчання спеціальності: 192 - Будівництво і цивільна інженерія / Укл. Ковальчук Н.В., Руденко Т.В. – Кропивницький: ЦНТУ, 2018.- 54с.

Укладачі: *Ковальчук Н.В., Руденко Т.В.*

Рецензент: *Кулешков Ю.В.*

1.ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

Водопостачання – це забезпечення споживачів у воді належної якості та в необхідній кількості. Водопостачання відбувається за рахунок системи водопостачання, яка складається з багатьох споруд і виконує наступні заходи: добування води; поліпшення її якості; підняття води наносним устаткуванням; транспортування її до місць споживання; розподіл її між споживачами з наданням умов для більш зручного й доцільного забору води.

Водовідведення (каналізація) – це комплекс інженерних споруд для організованого відведення стічної рідини, очищення її і випуску в водойми.

Метою вивчення дисципліни є формування у майбутніх фахівців умінь і знань з сучасних методів проектування, будівництва та експлуатації систем водопостачання і водовідведення населених міст, житлових і промислових об'єктів.

Основними задачами, що мають бути вирішені в процесі вивчення дисципліни, є теоретична і практична підготовка студентів з таких питань:

- основні положення та вимоги державних стандартів до систем водопостачання і водовідведення;
- класифікації та основні характеристики систем і схем водопостачання і водовідведення населених пунктів, житлових і промислових об'єктів;
- принципи вибору системи й схеми водопостачання і водовідведення об'єкта;
- основні принципи санітарно-технічного обладнання будинків та споруд;
- визначення розрахункових параметрів систем забору, подачі й приготування води різної якості для потреб водопостачання;
- визначення розрахункових параметрів систем відведення і очищення стічних вод від різних споживачів.

Предметом вивчення дисципліни є теорія, методи, розрахунок та влаштування мереж, систем і споруд водопостачання і водовідведення для населених міст та промислових підприємств.

У результаті вивчення дисципліни студенти повинні:

Знати:

- нормативні документи з організації систем водопостачання та поліпшення якості води;
- режим водоспоживання населених пунктів;
- теоретичні основи, методи розрахунку, проектування та влаштування ме-реж водопостачання;
- влаштування регулюючих та запасних ємностей;
- обладнання внутрішньої водопровідної мережі;
- призначення і склад основних споруд систем водопостачання і водовідведення;

- призначення і класифікацію насосних станцій і основні параметри, що характеризують їх роботу;
- вимоги до якості води і основні методи її очищення;
- вимоги до якості води при скиданні у водойми та методи очистки стічних вод.

Вміти:

- вибрати джерело водопостачання;
- обрати склад очисних споруд для водопідготовки;
- розрахувати об'єм регулюючого резервуару;
- згідно заданих вимог виконати розрахунок очисних споруд для очистки питної води.
- обрати склад очисних споруд для очистки стічних вод.;
- згідно заданих вимог виконати розрахунок очисних споруд каналізації

НОРМИ ВОДОСПОЖИВАННЯ, РОЗРАХУНКОВІ ВИТРАТИ ВОДИ

Мета роботи

Навчитися визначати витрати води: на господарськопитні потреби населення міста, комунальні потреби міста, потреби промислових підприємств, на пожежогасіння та розраховувати необхідний напір в мережах.

Теоретичні відомості

При проектуванні систем водопостачання необхідно знати кількість води, яка має бути подана водопроводом, види і кількість водоспоживачів з урахуванням перспективного плану розвитку об'єкта, розрахункові норми споживання води кожним видом споживача та режим споживання води протягом доби.

Нормою водоспоживання називають кількість води, що витрачається на певні потреби за одиницю часу або на одиницю продукції, що виробляється. В населених пунктах норми господарсько-питного водоспоживання призначають на підставі вивчення фактичного об'єму та режиму водоспоживання в аналогічних умовах або, якщо це неможливо, то за СНІП 2.04.02-84.

Середньодобові норми господарсько-питного водоспоживання в населених пунктах на одного жителя (за рік) залежать від ступеню благоустрою районів житлової забудови.

Споживання води населенням, підприємствами і різними іншими споживачами відбувається нерівномірно як протягом року, так і протягом більш коротких відрізків часу - діб і годин.

Нерівномірність споживання води характеризується величиною так званого *коефіцієнта нерівномірності*. Нерівномірність споживання води протягом року враховується величиною коефіцієнта добової нерівномірності ($K_{доб}$),

$$K_{доб} = \frac{Q_{\max.добр}}{Q_{сер.добр}}, \quad (1.1)$$

$Q_{\max.добр}$ - максимальна добова витрата за рік;

$Q_{сер.добр}$ - середня добова витрата за рік.

Нерівномірність споживання води протягом доби враховується величиною коефіцієнта годинної нерівномірності ($K_{год}$):

$$K_{год} = \frac{Q_{\max, год}}{Q_{\text{сер. год}}}, \quad (1.2)$$

$Q_{\max, год}$ - максимальна годинна витрата, що спостерігається протягом доби;

$Q_{\text{сер. год}}$ - середня годинна витрата за добу.

Норми водоспоживання і коефіцієнти нерівномірності витрати води для різних категорій споживання наведені в[1] та табл.1.1.

Водопровідна мережа й усі споруди системи водопостачання повинні бути розраховані на кількість води, що подається місту й промисловим підприємствам протягом доби за умови можливого найбільшого споживання та з достатнім тиском.

Розрізняють такі характерні витрати води, які відповідають основним категоріям споживачів: на господарсько-питні потреби населення міста; на комунальні потреби міста; для промислових підприємств; на пожежегасіння.

1.1. Визначення витрат води на господарсько-питні потреби населення міста

При встановленні витрати води на господарсько-питні потреби населення необхідно визначити кількість населення міста, чол.:

$$N = F \cdot P, \quad (1.3)$$

де F – площа частини міста з тією чи іншою щільністю населення, га;
 P – щільність населення, чол./га.

Розрахункову (середню за рік) добову витрату води на господарсько-питні потреби населення міста, м³/добу :

$$Q_{\text{сер.доб}} = \frac{N \cdot q_{\text{меш}}}{1000}, \quad (1.4)$$

де $q_{\text{меш}}$ - норма водоспоживання л/добу;

N – кількість населення у місті, чол.

Розрахункова витрата води на добу найбільшого та найменшого водоспоживання із формули 1.1 Режим господарсько-питного водоспоживання протягом доби, місяця, року в населеному пункті не буває рівномірним і залежить від багатьох факторів (режиму життя і трудової діяльності людини, пори року, місцевих умов тощо). В розрахунках коливання водоспоживання в літній та зимовий час оцінюють коефіцієнтом добової нерівномірності: найбільшим - $K_{\text{доб. max}}$ та найменшим - $K_{\text{доб. min}}$.

Протягом доби погодинні витрати мають значне коливання, яке враховується коефіцієнтом погодинної нерівномірності:

$$\begin{aligned} \text{найбільшим} \quad K_{\text{год. max}} &= \alpha_{\text{max}} \cdot \beta_{\text{max}} \\ \text{найменшим} \quad K_{\text{год. min}} &= \alpha_{\text{min}} \cdot \beta_{\text{min}} \end{aligned}$$

де $\alpha_{\text{max}} = 1,2 - 1,4$; $\alpha_{\text{min}} = 0,4 - 0,6$; – коефіцієнти, які враховують ступінь благоустрою будинків, режим роботи підприємств та інші місцеві умови (1),

β – коефіцієнт, який враховує чисельність мешканців у населеному пункті (табл. 1.2).

Таблиця 1.1

Норми господарсько-питного водоспоживання

Ступінь благоустрою районів житлової забудови	Середньодобова норма на одного жителя (за рік.), л/доб.
Будинки, обладнаними внутрішнім водопроводом та каналізацією: - без ванн	125-160
- з ваннами і місцевими водонагрівачами	160-230
- з централізованим гарячим водопостачанням	230-350

В населених пунктах, де водокористування здійснюється за допомогою водорозбірних колонок, питомі витрати дорівнюють 30 — 50 л/добу. Потреби місцевої промисловості та непередбачені витрати враховуються збільшенням питомих витрат води на 5 — 10 %.

Таблиця. 1.2

Значення коефіцієнта β

Коефі- цієнт	Чисельність мешканців, тис.чол.										
	До 0,1	0,2	0,5	1,0	4	10	20	50	100	300	1000 і біль- ше
β_{max}	4,5	3,5	2,5	2	1,5	1,3	1,12	1,15	1,1	1,05	1
β_{min}	0,01	0,02	0,05	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,7	0,85	1

1.2. Витрати води на комунальні потреби міста

а) Витрати води на поливання вулиць і площ

Максимальна добова витрата, м³/добу:

$$Q_{\text{max.доб}} = \frac{F \cdot q \cdot n}{1000}, \quad (1.5)$$

де F - площа вулиць і площ, що поливаються, м^2 ;
 q - норма витрати води на поливання, що приймається залежно від типу покриття та способу поливки [1] табл. 3, табл. 1. додаток 1.
 n - число поливок, що приймається залежно від режиму поливок.
Середня годинна витрата, $\text{м}^3/\text{год}$:

$$Q_{\text{сер.год}} = \frac{Q_{\text{max.доб.}}}{24}, \quad (1.6)$$

Максимальна годинна витрата $\text{м}^3/\text{год}$:

$$Q_{\text{max.год}} = \frac{0,0417 \cdot F \cdot K_{\text{год}} \cdot q \cdot n}{1000}, \quad (1.7)$$

де $K_{\text{год}}$ – коефіцієнт годинної нерівномірності витрачання води на поливання; величину його можна приймати для великих міст - 2,0, для малих і середніх міст - 4,0.

Максимальна секундна витрата води, л/с :

$$Q_{\text{max.сек}} = \frac{Q_{\text{max.год.}}}{3,6}, \quad (1.8)$$

б) Витрата води на поливання зелених насаджень

Максимальна добова витрата, $\text{м}^3/\text{добу}$:

$$Q_{\text{max.доб}} = \frac{F_z \cdot q_z \cdot n}{1000}, \quad (1.9)$$

де F_z - площа зелених насаджень, м^2 ;

q_z - норма витрати води на поливання, що приймається по [1] табл. 3 або табл. 1, додаток 1;

n - кількість поливань.

Середню годинну, максимальну годинну та максимальну секундну витрати визначають за формулами (1.6, 1.7, 1.8), що наведені вище.

1.3. Визначення витрати води для промислових підприємств

Ця витрата складається з витрати води на господарсько-питні потреби, витрати води на душ й витрати води на виробничі потреби.

а) Витрати води на господарсько-питні потреби промислового підприємства

Максимальна добова витрата води на господарсько-питні потреби промислових підприємств визначають з виразу, $\text{м}^3/\text{добу}$:

$$Q_{\text{max.доб}} = (q_e \cdot n_e' + q_x \cdot n_x') + (q_e \cdot n_e'' + q_x \cdot n_x'') + (q_e \cdot n_e''' + q_x \cdot n_x''') \quad (1.10)$$

де q_z та q_x – відповідно норми водоспоживання на одного робочого (л за зміну) в цехах із значним тепловиділенням (в гарячих цехах) $q_z = 45$ л, $q_x = 25$ л.

n_z', n_z'', n_z''' – кількість робочих у першій, другій і третій змінах, які працюють

на підприємстві в гарячих цехах;

n_x', n_x'', n_x''' – кількість робочих у першій, другій і третій змінах, які працюють на підприємстві у холодних цехах;

Кількість робітників у кожній зміні та розподіл їх по гарячих і холодних цехах приймають за даними підприємства або на підставі існуючих проектів, цих підприємств. При відсутності тих або інших даних, але відомій кількості робітників можна прийняти наступний розподіл працюючих по змінах:

I зміна - 40-45% всієї кількості працюючих;

II і III зміна - 30-35% всієї кількості працюючих. Розподіл кількості працюючих в гарячих та холодних цехах приймають залежно від характеру технологічного процесу підприємства.

Витрата води за окремими змінами :

$$\text{I-а зміна } Q'_{зм} = (0,045 \cdot n'_z + 0,025 \cdot n'_x) \quad (1.11)$$

$$\text{II-а зміна } Q''_{зм} = (0,045 \cdot n''_z + 0,025 \cdot n''_x) \quad (1.12)$$

$$\text{III-я зміна } Q'''_{зм} = (0,045 \cdot n'''_z + 0,025 \cdot n'''_x) \quad (1.13)$$

Норми витрати і коефіцієнти нерівномірності споживання води на господарсько-питні потреби промпідприємств відносяться до роботи однієї зміни, тому що максимальну годинну витрату води слід обчислювати для усіх змін.

Величини максимальних годинних витрат для окремих змін:

$$\text{I-а зміна } Q'_{зм} = (0,045 \cdot n'_z \cdot K_z + 0,025 \cdot n'_x \cdot K_x) / t_{зм} \quad (1.14)$$

$$\text{II-а зміна } Q''_{зм} = (0,045 \cdot n''_z \cdot K_z + 0,025 \cdot n''_x \cdot K_x) / t_{зм} \quad (1.15)$$

$$\text{III-я зміна } Q'''_{зм} = (0,045 \cdot n'''_z \cdot K_z + 0,025 \cdot n'''_x \cdot K_x) / t_{зм} \quad (1.16)$$

де K_z і K_x - коефіцієнти годинної нерівномірності відповідно у гарячих та холодних цехах згідно з [1] п. 2.4, $K_z = 2,5$, $K_x = 3$;

$t_{зм}$ - тривалість робочої зміни у годинах.

Максимальна секундна витрата води ,л/сек.:

$$Q_{\text{max.сек}} = \frac{Q_{\text{max.год.}}}{3,6}, \quad (1.17)$$

б) Витрата води на душ на підприємстві

Витрата води на душ залежить від кількості робітників і службовців, які приймають душ у кожній зміні, й характеру виробництва [2].

Максимальна добова витрата води на душ, м³/добу:

$$Q'_{\text{max.доб}} = [q'_e \cdot (n'_e + n''_e + n'''_e) + q'_x \cdot (n'_x + n''_x + n'''_x)], \quad (1.18)$$

де

n'_e, n''_e, n'''_e - кількість робітників, працюючих з підвищеною мірою шкідливості або забрудненості відповідно у гарячих цехах у першій, другій та третій змінах;

n'_x, n''_x, n'''_x - кількість робітників, які приймають душ в останніх цехах відповідно у першій, другій і третій змінах;

q'_e та q'_x - норми витрати води на один душ відповідно у цехах з підвищеною мірою шкідливості або забрудненості і в інших цехах.

Відповідно до норм [2] $q'_e=60$ л та $q'_x=40$ л.

Витрата води на души для окремих змін:

$$\text{I-а зміна } Q'_{зм} = (0,6 \cdot n'_e + 0,4 \cdot n'_x) \quad (1.19)$$

$$\text{II-а зміна } Q''_{зм} = (0,6 \cdot n''_e + 0,4 \cdot n''_x) \quad (1.20)$$

$$\text{III-я зміна } Q'''_{зм} = (0,6 \cdot n'''_e + 0,4 \cdot n'''_x) \quad (1.21)$$

Витрату води для приймання душу можна визначити за іншою формулою (із розрахунку $q_{\text{д.с.}}=500$ л на добу, тривалість користування душем $t_{\text{д}}=45$ хв.) після закінчення зміни:

$$Q'_{\text{душ.зм}} = \frac{N_i \cdot q_{\text{д.с.}} \cdot t_{\text{д}}}{n_i}, \quad (1.22)$$

де N_i - кількість працюючих, які користуються душем у зміні, з і-ою санітарною характеристикою технологічного процесу;

n_i - розрахункова кількість людей на одну душеву сітку у цехах з і-ою санітарною характеристикою технологічного процесу, приймають за табл.2 (доданок 1).

Максимальна годинна витрата води, м³/год. :

$$Q'_{\text{max.год.}} = \frac{Q'_{зм.}}{0,75} \quad (1.23)$$

Максимальна секундна витрата води на душ ,л/сек.:

$$Q'_{\text{max.сек}} = \frac{Q'_{\text{max.год.}}}{3,6}, \quad (1.24)$$

в) Витрата води на виробничі потреби промпідприємства

Витрату води на виробничі потреби промпідприємств визначають за кількістю продукції, яку випускають та питомій витраті на одиницю продукції.

Максимальна добова витрата води підприємств на виробничі потреби, м³/добу:

$$Q''_{\text{max.доб.}} = \Pi \cdot q_{\text{нит}}, \quad (1.25)$$

де Π - добова кількість продукції підприємства;

$q_{\text{нит}}$ - середня питома витрата на виробництво одиниці продукції, м³.

При відсутності даних про витрати води на виробничі потреби за окремими змінами споживання води приймають однаковим протягом всього часу роботи підприємства.

Максимальна годинна витрата при цьому дорівнює:

$$Q''_{\text{max.год.}} = \frac{Q''_{\text{max.доб.}}}{t}, \quad (1.26)$$

де t - тривалість роботи підприємства протягом доби, год.

Максимальна секундна витрата води на виробничі потреби, л/с:

$$Q''_{\text{max.сек}} = \frac{Q''_{\text{max.год.}}}{3,6}, \quad (1.27)$$

1.4. Витрата води на пожежогасіння

Розрахункова витрата на зовнішнє пожежогасіння залежить від розмірів населеного пункту, поверховості будівлі та ступеня їх вогнестійкості, розмірів виробничих будівель, категорії виробництв та інших факторів. Нормами протипожежного проектування встановлюються величини необхідних секундних витрат для гасіння пожежі у населених пунктах і на промислових підприємствах, а також кількість одночасних пожеж. Таким чином, максимальна секундна витрата води на гасіння пожежі визначається як добуток розрахункової секундної витрати, необхідної для гасіння однієї пожежі, на число пожеж

$$Q^c_{\text{пож.}} = (q_{\text{пож.}} + q'_{\text{пож.}} \cdot n), \quad (1.28)$$

де $q_{\text{пож.}}$ - розрахункова витрата води на гасіння однієї зовнішньої пожежі; приймають для населених пунктів за табл. 5 [1], а для промислових підприємств - за табл. 7[1], л/с;

$q'_{\text{пож.}}$ - розрахункова витрата води на один струмінь для внутрішнього поже-жогасіння, приймається за табл. 1 [2], л/с;

n - кількість струменів, приймається по табл. 1 [2].

Тривалість пожежі у населених пунктах і на підприємствах нормами встановлена $t_n = 3$ год. Виходячи з цього, повна витрата води на гасіння пожежі може бути визначена за формулою:

$$Q'_{\text{пож.}} = m \cdot (q'_{\text{пож.}} + q'_{\text{плж}} \cdot n) \quad (1.29)$$

де m - розрахункова кількість одночасних пожеж; приймається для населеного пункту за табл. 6 [1], а для промислового підприємства - залежно від займаної ним площі: одна пожежа при площі до 150га, дві пожежі – понад 150га.

$$Q^n_{\text{пож.}} = 10,8 \cdot Q_{\text{пож.}}, \quad (1.30)$$

Повна витрата води на гасіння пожежі за 3 години

$$Q_{\text{пож.}} = Q_{\text{пож.}}^{\text{НП}} + 0,5Q_{\text{пож.}}^{\text{ПП}} \quad (1.31)$$

де $Q_{\text{пож.}}^{\text{НП}}$ - витрата води на пожежогасіння для населеного пункту

$Q_{\text{пож.}}^{\text{ПП}}$ - витрата води, яка необхідна для гасіння пожежі на підприємстві

Витрата води на пожежогасіння за 1 годину

$$Q_{\text{год.пож.}} = \frac{Q_{\text{пож.}}}{3}, \quad (1.32)$$

Контрольні питання:

1. Що показує коефіцієнт добової нерівномірності, як його визначають, від чого він залежить?
2. Як визначити витрату води на поливання в населеному пункті?
3. Як визначити витрату (за годинами за добу) максимального водоспоживання для всього об'єкта водопостачання?
4. Як визначити витрату води на пожежогасіння?
5. Як визначити витрату води на господарсько-питні і душові нестатки на про-мисловому підприємстві?
6. Навести формули за якими обчислюють розрахункові витрати води (добові, годинні, секундні)?
7. Навести класифікацію систем водопостачання.
8. Намалювати схему водопостачання міст.

Задача 1. Визначити розрахункову витрату води для гасіння пожежі в населеному пункті і на промисловому підприємстві, які мають загальний про-типожежний водопровід, за наступними вихідними даними:

1. Чисельність населення міста - 160000 чоловік;
2. Поверховість будинків - 5;
3. Площа території промислового підприємства – 60 га;
4. Вміст найбільшого будинку (цеху) підприємства - 60 тыс.м3;
5. Категорія виробництва за пожежною небезпекою - Б;
6. Ступінь вогнестійкості будинків - II.

Задача 2. Визначити максимальну секундну витрату води для виробничих цілей для тракторного заводу, добова продукція якого складає 100 тракторів, робота у 3 зміни, питома витрата води для виробництва одного трактора 45м3.

Задача 3. Користуючись вихідними даними попереднього прикладу, визначити витрату води на потреби душових, маючи на увазі, що виробничий процес в гарячих цехах викликає забруднення одягу і рук, а в холодних цехах не викликає такого забруднення. В гарячих цехах душем користуються 70% робочих, а в холодних - 20%.

Задача 4. Визначити витрату води на господарсько-питні потреби робочих на промисловому підприємстві. Кількість робочих на підприємстві становить 6680 чоловік. У гарячих цехах працюють 880 чоловік, з них:

у I зміні - 350; II - 280, III - 250. У холодних цехах працюють 5800 чоловік, із них: у I зміні - 2150; II - 1960, III - 1750.

Задача 5. Визначити добову витрату води на поливку покриття та зелених насаджень міста при площі покриття $F_n = 800000$ м2 і площі зелених насаджень $F_z = 904358$ м2. Число поливок на добу n приймаємо рівним двом.

Задача 6. Площа житлової забудови міста складає 500 га. Розрахункова щільність населення – 180 чол./га. Витрата води на господарсько-питне водо-споживання - 250 л/чол. на добу середнього водоспоживання. Коефіцієнт добової нерівномірності водоспоживання $K_{доб}=1,2$. Визначити витрати води на господарсько-питні потреби мешканців міста.

Задача 7. Площа житлової забудови міста складає 500 га. Розрахункова щільність населення – 180 чол./га. Витрата води на господарсько-питне водоспоживання - 250 л/чол. на добу середнього водоспоживання. Коефіцієнт добової нерівномірності водоспоживання $K_{доб}=1,2$. Визначити витрати води на господарсько-питні потреби мешканців міста.

Задача 8. Визначити добові та годинні витрати господарсько-побутові потреби міста з населенням 120 тис. чол., якщо кількість жителів у районах облаштованим внутрішнім водопроводом без ванн складає 37 тис. чол., з ваннами та гарячим водопостачанням 34 тис. чол.

Додаток 1.

Таблиця 1

Витрата води на полив

Призначення води	Вимірювач	Витрати води на полив, л/м ²
Механізована мийка удосконаленого покриття проїздів та площ	1 мийка	1,2-1,5
Механізований полив удосконаленого покриття проїздів та площ	1 полив	0,3-0,4
Полив вручну (із шлангів) удосконаленого покриття тротуарів і проїздів	теж	0,4-0,5
Поливання міських зелених насаджень	теж	3-4
Поливання газонів та квітників	теж	4-6

Таблиця 2

Розрахункова кількість людей на одну душову сітку

Група виробничих процесів	Санітарна характеристика виробничих процесів	Кількість людей на одну душову сітку
I	а) Які не викликають забруднення одягу та рук	15
	б) Які викликають забруднення одягу та рук	7
II	в) З виділенням великої кількості пилу або особливо забруднених речовин	3
	г) З додатковою потребою води	5

Таблиця 3.

Витрата води на зовнішнє пожежогасіння та розрахункова кількість одночасних пожеж

Кількість мешканців у населеному пункті, тис.чол.	Розрахункова кількість одночасних пожеж	Витрата води на зовнішнє пожежогасіння у населених пунктах	
		Забудова будинками висотою до 2-х поверхів незалежно від їх ступені вогнестійкості	Забудова будинками висотою 3-и поверхи та вище незалежно від їх ступені вогнестійкості
5	1	10	10
10	1	10	15
25	2	10	15
50	2	20	25
100	2	25	35
200	3	-	40
300	3	-	55
400	3	-	70
500	3	-	80
600	3	-	85
700	3	-	90
800	3	-	95
1000	3	-	100
2000	4	-	100

ПРАКТИЧНА РОБОТА №2

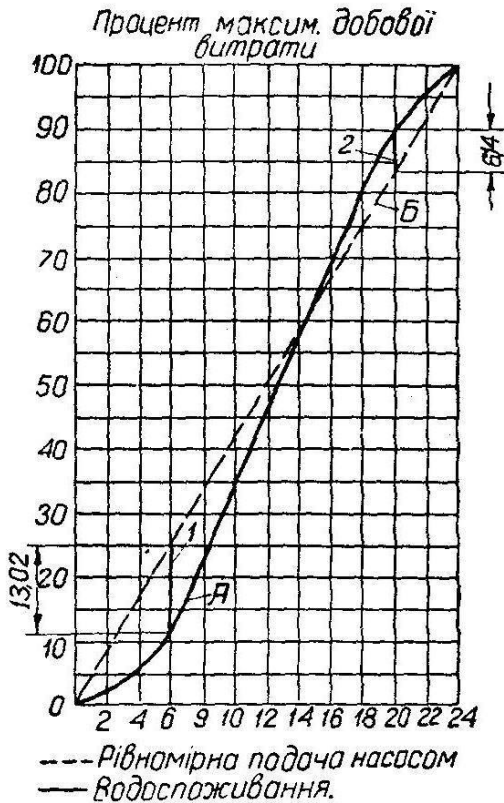
ВИЗНАЧЕННЯ РЕГУЛЮЮЧОЇ МІСТКОСТІ РЕЗЕРВУАРА ВОДОНАПІРНОЇ БАШТИ

Мета роботи

Ознайомитись з режимами водоспоживання; засвоїти методику обрахунку регулюючої місткості резервуара водонапірної башти.

Теоретичні відомості

Регулююча місткість водонапірних башт визначається за спільними графіками водоспоживання і водоподачі.



А — сумарна витрата води; Б — сумарна подача води насосами; 1 — максимальна додатня ордината у відсотках; 2 — максимальна від'ємна ордината

Рисунок 2.1 Інтегральний графік водоспоживання і подачі води насосними станціями

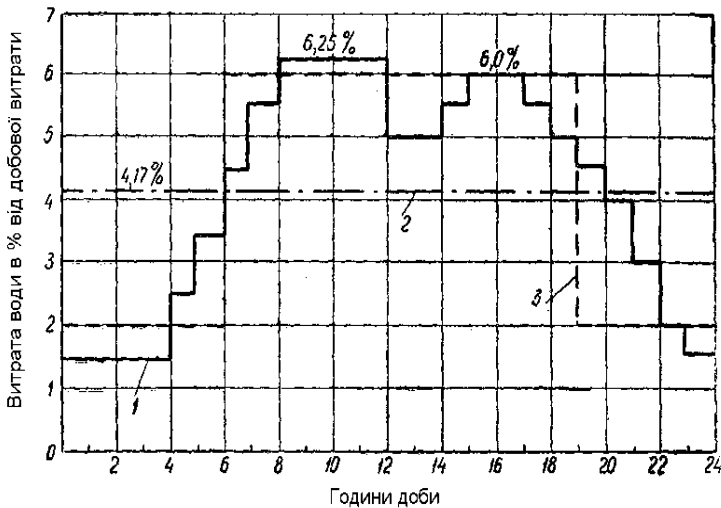
Визначити регулюючу місткість водонапірного резервуара можна коли відомий режим витрачання води об'єктом протягом доби (рис.2.1) та знаючи рівномірну подачу води насосами другого підйому протягом доби.

$$Q_n = \frac{100}{24} = 4,17\%, \quad (2.1)$$

При подачі води насосною станцією другого підйому надлишок її поступає до баку водонапірної башти. У часи, коли водоспоживання перевищує подачу насосів, недостатня кількість води береться з баку башти. Отже, чим значніше різниця між подачею насосів та водоспоживанням, тим більше повинний бути регулюючий об'єм баку водонапірної башти.

На цьому графіку по осі абсцис відкладають години доби, а по осі ординат сумарну витрату води за кожну годину в процентах від добової витрати. Ординати кривої А графіка дають сумарну кількість води, витраченої від початку доби до зазначеної години. Рівномірну подачу води насосами можна подати прямою Б.

З графіка 2.1 та ступінчатого графіка водоспоживання 2.2 видно, що при рівномірній подачі води протягом доби від 0 до 6 та від 20 до 24 год. насос подає води більше, ніж її споживають з сітки. Цей надлишок надходить у бак водонапірної башти. Від 6 до 20 год. споживання води з сітки перевищує подачу води насосами і кількість води, якої не вистачає, подається в сітку з водонапірного бака. Результати підрахунку зведено в таблицю 2.2.



1 — водоспоживання; 2 і 3 — подача води насосними станціями відповідно I і II підйому

Рисунок 2.2 Ступінчастий графік водоспоживання при подачі води насосними станціями

Регулююча місткість резервуара в процентах від добового споживання виражається сумою абсолютних величин максимальної додатної і максимальної від'ємної різниці ординат кривих подачі й споживання (на рис.2.1 регулююча місткість резервуара при рівномірній подачі води насосами дорівнюватиме сумі відрізків 1 і 2, що становить 19,16% від добової витрати).

Найбільший запас води в баці, на який розраховується його регулююча місткість, згідно розрахунків за табл. 2.2, також становить 19,16% від максимальної добової витрати.

Визначаючи об'єм бака, до регулюючої місткості слід додавати запас води для промислових підприємств на десятихвилинну тривалість гасіння пожежі внутрішніми пожежними пунктами, а для населених місць для однієї внутрішньої і однієї зовнішньої пожежі протягом 10 хв. (при одночасній найбільшій витраті води на інші потреби). При автоматизації включення пожежних насосів норму можна скоротити вдвоє.

При заповненні таблиці 2.2, необхідно враховувати наступне:

- колонка 1 “Години доби” складається з опису кожного часу доби, починаючи з “0–1”, закінчуючи “23–24”;

- колонка 2 повністю співпадає з колонкою 8 таблиці 2.1;

- колонки 4 та 5 заповнюються одночасно: якщо водоспоживання (колонка 2) в годину, яка розглядається, перебільшує подачу насосної станції (колонка 3), тоді недостатня кількість води забирається з баку – тобто результат заноситься в 5-ту колонку, при цьому колонка 4 залишається вільною; якщо водоспоживання (колонка 2) в годину, яка розглядається, менше подачі насосної станції (колонка 3), тоді надлишок води поступає до баку – тобто результат заноситься в 4 колонку, а вільною залишається колонка 5;

- колонку 6 починають заповнювати виходячи з припущення, що бак до години максимального забору води був порожнім, потім до визначеного об'єму бака додається кількість води, якщо у наступному рядку є значення в колонці 4, або віднімається від попереднього об'єму, якщо значення є в колонці 5.

За результатами розрахунку з таблиці 2.2 із колонки 6 вибирається два числа:

- найбільше позитивне - $\max^+;$

- найбільше за модулем негативне – $\max^-;$

Тоді регулюючий об'єм резервуарів, м³:

$$W_{рег} = \frac{\kappa \cdot Q_{розр}}{100}, \quad (2.2)$$

де $\kappa = (\max^+ + |\max^-|)$

$Q_{розр}$ – розрахункові витрати води за добу максимального водоспоживання, м³/добу,

$$Q_{розр} = \sum Q_{год} \cdot K_{доб}, \quad (2.3)$$

де $\sum Q_{год}$ – загальне споживання води містом за добу (сума колонки 9 з таблиці 2.1)

$K_{доб}$ – коефіцієнт добової нерівномірності (дає викладач)

Таблиця 2.1

Визначення загального добового споживання води містом

Години доби	Споживання населенням		Споживання лікарнями і готелями		Споживання банями і пральнями		Загальне споживання води	
	%	м³/год.	%	м³/год.	%	м³/год.	%	м³/год.
1	2	3	4	5	6	7	8	9

Таблиця 2.2

Визначення регулюючої місткості резервуара

Години доби	Кількість води (%)				
	що споживається з сітки від середньодобової витрати	що рівномірно подається насосами при цілодобовій роботі	Находження води в бак — різниця між кількістю води, що подається насосами і споживаною з сітки	Витрата з бака	Решта в баку
1	2	3	4	5	6
0-1	1,5	4,17	2,67	-	8,81
1-2	1,5	4,17	2,67	-	11,48
2-3	1,5	4,17	2,67	-	14,15
3-4	1,5	4,17	2,67	-	16,82
4-5	2,5	4,17	1,67	-	18,49
5-6	3,5	4,17	0,67	-	19,16
6-7	4,5	4,17	-	0,33	18,83
7-8	5,5	4,17	-	1,33	17,50
8-9	6,25	4,17	-	2,08	15,42
9-10	6,25	4,17	-	2,08	13,34
10-11	6,25	4,17	-	2,08	11,26
11-12	6,25	4,17	-	2,08	9,18
12-13	5,0	4,17	-	0,83	8,35
13-14	5,0	4,17	-	0,83	7,52
14-15	5,5	4,17	-	1,33	6,19
15-16	6,0	4,17	-	1,83	4,36
16-17	6,0	4,16	-	1,84	2,52
17-18	5,5	4,16	-	1,34	1,18
18-19	5,0	4,16	-	0,84	0,34
19-20	4,5	4,16	-	0,34	0,00
20-21	4,0	4,16	0,16	-	0,16
21-22	3,0	4,16	1,16	-	1,32
22-23	2,0	4,16	2,16	-	3,48
23-24	1,5	4,16	2,66	-	6,14
	100	100	19,16	19,16	

Завдання

1.Обчислити регулюючу місткість бака в башті згідно запропонованого варіанту (табл.2.3). Обчислення записати у вигляді таблиці 2.2.

2. Побудувати ступінчатий графік подачі-водоспоживання.

Таблиця 2.3

Приблизне розподілення витрати води по годинах доби (у %)

Номер варіанту	1	2	3	4	5	6
Години доби	Населені пункти				Лікарні, готелі	Бані, пральні
	$K_{\text{год}}=1,25$	$K_{\text{год}}=1,35$	$K_{\text{год}}=1,7$	$K_{\text{год}}=2$		
0-1	3,35	3,0	1,00	0,75	0,2	-
1-2	3,35	3,2	1,00	0,75	0,2	-
2-3	3,30	2,5	1,00	1,00	0,2	-
3-4	3,20	2,6	1,00	1,00	0,2	-
4-5	3,25	3,5	2,00	3,00	0,5	-
5-6	3,40	4,1	3,00	5,5	0,5	-
6-7	3,85	4,5	5,00	5,5	3,0	-
7-8	4,45	4,9	6,50	5,5	5,0	-
8-9	5,20	4,9	6,50	3,5	8,0	6,25
9-10	5,05	5,6	5,50	3,5	10,0	6,25
10-11	4,85	4,9	4,50	6,0	6,0	6,25
11-12	4,60	4,7	5,50	8,5	10,0	6,25
12-13	4,60	4,4	7,00	8,5	10,0	6,25
13-14	4,55	4,1	7,00	6,0	6,0	6,25
14-15	4,75	4,1	5,50	5,0	5,0	6,25
15-16	4,70	4,4	4,50	5,0	8,5	6,25
16-17	4,65	4,3	5,00	3,5	5,5	6,25
17-18	4,35	4,1	6,50	3,5	5,0	6,25
18-19	4,40	4,5	6,50	6,0	5,0	6,25
19-20	4,30	4,5	5,00	6,0	5,0	6,25
20-21	4,30	4,5	4,50	6,0	2,0	6,25
21-22	4,20	4,8	3,00	3,0	0,7	6,25
22-23	3,75	4,6	2,00	2,0	3,0	6,25
23-24	3,60	3,3	1,00	1,0	0,5	6,25
	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Примітка: $K_{\text{год}}$ — коефіцієнт годинної нерівномірності:

$$K_{\text{год}} = \frac{Q_{\text{макс.год}}}{Q_{\text{сер.год}}}$$

Контрольні питання:

1. З чим пов'язана нерівномірність споживання води?
2. Від чого залежить коефіцієнт годинної нерівномірності водоспоживання?
3. Як визначається регулююча місткість резервуара?
4. Скільки води необхідно врахувати на пожежогасіння?

ПРАКТИЧНА РОБОТА №3

ГІДРАВЛІЧНИЙ РОЗРАХУНОК ВОДОПРОВІДНОЇ МЕРЕЖІ

Мета роботи

1. Визначення економічно обґрунтованих діаметрів труб, які забезпечують пропуск всіх необхідних витрат води.
2. Визначення втрат напору у мережі для проектування напірних та запасних споруд.
3. Розрахунок необхідного напору.

Теоретичні відомості

Послідовність розрахунку зовнішньої водопровідної мережі

Для визначення діаметрів труб, водопровідну мережу необхідно розділити на розрахункові ділянки.

Ділянкою називається частина водопровідної мережі, протягом якої всі її характеристики (діаметр та матеріал труб, витрати води та інші) залишаються без змін. Розрахункова ділянка починається та закінчується **вузлами**, з яких вода подається до споживачів. Кількість води, що забирається від вузла окремими споживачами є **вузловою витратою**.

Для кожного вузла повинен виконуватися **Перший закон Кірхгофа**: сума витрат води у вузлі повинна дорівнювати нулю, якщо витрати води, що входять до вузла умовно прийняти за позитивні, а що виходять з вузла — за негативні: $\sum q = 0$,

Виходячи з цього, витрати води розрахункової ділянки знаходяться як сума вузових витрат вище розташованого вузла (за напрямком руху води) та витрат ділянок що прилягають до цього вузла

$$q_{i-j} = q_j + \sum_{k=0}^{\infty} q_{j-k}, \quad (3.1)$$

де q_{i-j} – витрати води на ділянці, що розташована між вузлами i та j , л/с;

q_j – витрати води вузла j , яким закінчується ділянка $i-j$, по відношенню до напрямку руху води, л/с;

$\sum_{k=0}^{\infty} q_{j-k}$ – сумарні витрати води ділянок, що прилягають до вузла j та

знаходяться вище його за напрямком руху води, л/с.

Визначення витрат води на ділянках мережі починають з диктуючої точки та закінчують точкою живлення мережі.

Диктуюча точка – це точка мережі, яка найбільше віддалена від джерела водопостачання або знаходиться на самій високій відмітці в порівнянні з точкою живлення мережі. При розрахунку водопровідної мережі втрати напору частини мережі, що з'єднує точку живлення з диктуючою, максимальні в порівнянні з втратами напору інших напрямків руху води. По визначеним витратам води для кожної ділянки розраховують діаметр труби.

3.1. Діаметр трубопроводу, м :

$$d_{i-j} = \sqrt{\frac{4q_{i-j}}{1000\pi \cdot V}}, \quad (3.2)$$

де q_{i-j} – витрати води на розрахунковій ділянці, л/с;

V – швидкість руху води, м/с.

Діаметр труб вибирається з урахуванням оптимальної швидкості руху води, при якій тверді суміші не відкладаються на стінках труб, а також зменшення витрат на монтажні та експлуатаційні роботи. Величина швидкості руху води при звичайній роботі водопроводу приймається для малих діаметрів труб 0,7 – 1,2 м/с, а для великих – 1 – 1,5 м/с. При роботі мережі під час пожежі швидкість руху води в трубах не повинна перебільшувати 2 – 2,5 м/с. При цьому вибір діаметрів труб здійснюється лише при розрахунку мережі до пожежі, тому що для об'єднаного водопроводу одна і та ж мережа подає воду при двох режимах її роботи. При подачі пожежних витрат води, збільшуються втрати напору в мережі, якщо діаметри труб визначені без урахування цього, втрати напору будуть дуже великими, що не допустимо. Для запобігання цьому, визначені до пожежі діаметри труб перевіряють на можливість пропуску пожежних витрат води, при цьому швидкість руху води в трубах не повинна перебільшувати зазначених величин:

$$V_{i-j} = \frac{4q_{i-j}}{\pi \cdot d_{i-j}^2} \leq 2,5 \text{ м/с}, \quad (3.3)$$

Якщо при розрахунку ці умови не виконуються, необхідно збільшити діаметри труб та повторити перевірку. При розрахунку діаметрів труб можливо використання значень таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 Визначення діаметрів труб по швидкості руху води

Витрати, л/с	Внутрішній діаметр d, мм							
	100	125	150	200	250	300	350	400
1	0,13							
2	0,245							
3	0,37	0,24						
4	0,49	0,315	0,122					
5	0,61	0,39	0,274					
6	0,73	0,47	0,33					
7	0,86	0,55	0,384	0,217				
8	0,98	0,63	0,44	0,248				
9	1,1	0,71	0,493	0,279				
10	1,22	0,79	0,548	0,31				
12	1,47	0,94	0,66	0,37	0,24			
14	1,71	1,1	0,77	0,434	0,278			
16	1,96	1,26	0,88	0,5	0,32	0,22		
18	2,2	1,42	0,99	0,56	0,36	0,247		
20	2,45	1,52	1,1	0,62	0,4	0,2785	0,205	
22	2,69	1,73	1,21	0,68	0,44	0,3	0,226	
24	2,94	1,89	1,32	0,74	0,48	0,33	0,246	
26	-	2,05	1,43	0,81	0,52	0,357	0,267	0,206
28	-	2,2	1,53	0,87	0,56	0,385	0,287	0,22
30	-	2,36	1,64	0,93	0,6	0,41	0,308	0,237
32	-	2,522	1,75	0,99	0,64	0,44	0,328	0,253
34	-	2,83	1,86	1,05	0,68	0,467	0,349	0,269
36	-	2,99	1,97	1,12	0,72	0,495	0,369	0,285
38	-	-	2,08	1,18	0,76	0,52	0,39	0,3
40	-	-	2,19	1,24	0,84	0,55	0,41	0,316
42	-	-	2,3	1,3	0,86	0,58	0,43	0,33
44	-	-	2,41	1,36	0,88	0,6	0,45	0,35
46	-	-	2,52	1,43	0,92	0,63	0,47	0,36
48	-	-	2,63	1,49	0,95	0,66	0,49	0,38
50	-	-	2,74	1,55	0,99	0,69	0,51	0,395

3.2. Розрахунок втрат напору на ділянках мережі, м :

$$h_{i-j} = A \cdot L_{i-j} \cdot q_{i-j}^2 = S_{i-j} \cdot q_{i-j}^2, \quad (3.4)$$

де A – питомий опір труб;

$S_{i-j} = A \cdot L_{i-j}$ – опір трубопроводу довжиною L_{i-j} (табл.3.2);

L_{i-j} - довжина розрахункової ділянки, м.

Втрати напору у місцевих опорах зовнішньої водопровідної мережі складають до 5 % від втрат напору по довжині трубопроводу, тому загальні втрати визначають, м :

$$h_{i-j}^{заг} = 1,05 \cdot h_{i-j}, \quad (3.5)$$

Таблиця 3.2 Значення опору S чавунних труб

Довжина трубопроводу	Внутрішній діаметр d ,мм						
	100	125	150	200	250	300	350
50	0,015585	0,004836	0,0018555	0,0004046	0,0001264	0,000047425	0,000021825
100	0,03117	0,009672	0,003711	0,0008092	0,0002528	0,00009485	0,00004365
150	0,046755	0,014508	0,0055665	0,0012138	0,0003792	0,000142275	0,000065475
200	0,06234	0,019344	0,007422	0,0016184	0,0005056	0,0001897	0,0000873
250	0,077925	0,2418	0,0092775	0,002023	0,000632	0,000237125	0,000109125
300	0,09351	0,029016	0,011133	0,00242276	0,0007584	0,00028455	0,00013095
350	0,109095	0,033852	0,0129885	0,0028322	0,0008848	0,000331972	0,000152775
400	0,12468	0,038688	0,014844	0,0032368	0,0010112	0,0003794	0,0001746
450	0,140265	0,043524	0,0166995	0,0036414	0,0011376	0,000426825	0,000196425
500	0,15585	0,04836	0,018555	0,004046	0,001264	0,00047425	0,00021825
550	0,171435	0,053196	0,0204105	0,0044506	0,0013904	0,000521675	0,000240075
600	0,18702	0,058032	0,022266	0,0048552	0,0015168	0,0005691	0,0002619
650	0,202605	0,062868	0,0241215	0,0052598	0,0016432	0,000616525	0,000283725
700	0,21819	0,067704	0,025977	0,0056644	0,0017696	0,00066395	0,00030555
750	0,233775	0,07254	0,0278325	0,006069	0,001896	0,000711375	0,000327375
800	0,24936	0,077376	0,029688	0,0064736	0,0020224	0,0007588	0,0003492
850	0,264945	0,0822212	0,0315435	0,0068782	0,0021488	0,000806225	0,000371025
900	0,28053	0,087048	0,033399	0,0072828	0,0022752	0,00085365	0,00039285
950	0,296115	0,091884	0,0352545	0,0076874	0,0024016	0,000901075	0,000414675
1000	0,3117	0,09672	0,03711	0,008092	0,002528	0,0009485	0,0004365

3.3. Розрахунок необхідного напору, м:

У водопровідній мережі має бути тиск, який забезпечить підйом і виливання води у найвищій водорозбірній точці. Тобто необхідний напір (м) у мережі становить:

$$H = h_z + \sum h_w + h_e, \quad (3.6)$$

де h_z – геометрична висота підйому води від поверхні землі до найбільш високо розташованої точки, м;

Σh_w – втрати напору від точки підключення водопровідної мережі до водорозбірної арматури, м;

h_e – робочий напір на виливання з водорозбірної арматури, м, який визначається за СНІП 2.04.01-85.

Відповідно до СНІП 2.04.02-84 у зовнішній водопровідній мережі має бути забезпечений необхідний вільний напір

$$h_e = 10 + 4(n - 1), \quad (3.7)$$

де n – кількість поверхів у будинку.

Для окремих багатоповерхових будинків, розташованих серед малоповерхових, або будинків, розташованих у підвищених місцях, можливо передбачити місцеві насосні установки для підвищення напору. Вільний напір біля водорозбірної колонки має бути не меншим за 10 м. Вільні напори у зовнішній мережі виробничого водопроводу визначають за технічними даними залежно від прийнятого устаткування.

Вільний напір у господарсько-питному водопроводі біля споживачів не повинен перевищувати 60 м.

Такий максимальний тиск забезпечує надійність експлуатації пристроїв водоспоживання та трубопроводів, а також відповідає необхідним межах витрат води. При зонному водоспоживанні будівель підвищеної поверховості тиск біля найбільш низько розташованих пожежних кранів у зоні повинен бути не більш

90 м. в. ст. Для цього використовують відповідні технічні рішення.

Максимальний розмір гідростатичного тиску у зовнішніх протипожежних водопровідних мережах високого тиску із лафетними стволами на об'єктах підвищеної пожежної небезпеки (підприємства нафтопереробної та хімічної промисловості, лісобріжках та складах для зберігання паливно-мастильних матеріалів та інше) може досягати 150 м.

Завдання. Визначити діаметри водопровідної мережі та необхідний напір на початку мережі. При умовах:

1. витрата на окремих ділянках визначається в залежності від вузлових.
2. Геометрична відмітка в кінцевій точці визначається по рисунку 3.1. в залежності від відмітки першої шляхом додавання різниці між сусідніми горизонталями $\Delta Z = 0,5\text{м}$
3. Додаткові данні в таблиці 3.3.

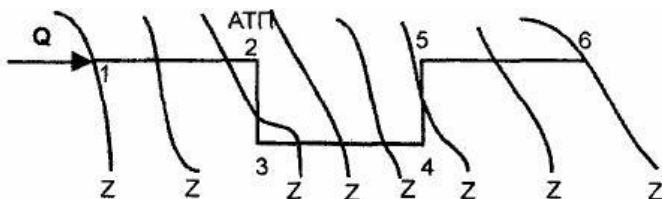


Рисунок 3.1

Таблиця 3.3

Вихідні дані для розрахунків

Номер варіанту	Витрата води у вузлах q , л/с						Довжина ділянок L , м					Кількість поверхів забудови n	Геом. відмітка на очатку, м Z_1
	q_1	q_2	q_3	q_4	q_5	q_6	L_{1-2}	L_{2-3}	L_{3-4}	L_{4-5}	L_{5-6}		
1	3	2	1	4	2	2	180	170	190	160	130	5	2
2	1	5	3	2	1	5	120	150	160	180	240	3	3
3	4	3	7	6	1	4	140	250	460	250	460	12	5
4	5	3	7	6	2	3	250	460	530	640	730	5	6
5	6	5	6	8	3	5	540	150	110	400	630	9	7
6	4	5	6	8	4	6	730	340	120	200	430	9	5
7	3	6	3	2	5	7	850	360	140	400	550	9	5
8	6	6	3	2	6	1	460	240	170	600	360	4	4
9	6	4	2	2	7	2	670	320	180	700	30	4	4
10	8	4	2	3	8	3	450	240	250	700	400	11	6
11	8	3	1	3	9	4	690	360	350	50	400	12	6
12	6	3	1	4	2	4	540	140	360	400	400	8	6
13	6	2	1	3	3	5	320	370	380	300	50	8	6
14	6	2	6	2	4	2	650	350	570	200	60	8	2
15	3	7	6	5	5	3	630	250	670	400	60	4	2
16	5	7	6	5	6	4	740	360	780	400	60	4	5
17	2	6	4	6	3	5	570	340	370	500	60	5	2
18	8	6	4	3	4	5	480	260	520	300	60	5	8
19	9	5	4	4	5	5	350	230	630	700	110	5	8
20	6	5	9	5	6	2	460	50	740	600	230	9	3
21	5	4	9	6	2	2	570	130	640	500	450	9	3
22	4	4	9	7	3	2	430	240	540	400	60	9	3
23	2	3	3	2	4	8	150	350	430	500	70	10	4
24	3	8	3	3	5	8	130	130	230	600	80	10	4
25	4	3	3	4	6	8	160	120	250	600	90	12	6

На початку визначають розрахункові витрати води на кожній ділянці мережі (3.1) Розрахував витрати води, при відомих швидкостях за таблицею 3.1 приймають діаметри труб та визначають втрати напору для кожної ділянки мережі (3,4) і (3.5). Сума втрат напору магістральної частини від точки живлення мережі до диктуючої точки складає втрати напору мережі. Після чого визначають необхідний напір (3.6).

Контрольні питання:

1. Чому дорівнюють мінімальні та максимальні вільні напори в зовнішніх мережах низького та високого тиску?
2. Як визначити розрахункові витрати ділянки мережі?
3. Як визначити діаметр труб водогінної мережі?
4. Як визначити втрати напору в трубах?
5. Як визначити швидкість руху води в трубах?
6. Що таке питомий опір трубопроводу, опір розрахункової ділянки, втрати напору в трубопроводі, як їх визначити?

ПРАКТИЧНА РОБОТА №4

РОЗРАХУНОК ПАРАМЕТРІВ РОБОТИ ВІДЦЕНТРОВОГО НАСОСА

Мета роботи

1. Ознайомитися з конструкціями відцентрових насосів та правилами їх експлуатації.
2. Побудувати характеристики відцентрового насоса.
3. Ознайомитись з особливостями спільної роботи відцентрових насосів, а саме: розглянути паралельне та послідовне з'єднання насосів.
4. Виконати розрахунки параметрів насоса за прикладом.

Теоретичні відомості

Найбільшого поширення для водопостачання населення отримали лопатеві насоси. Робочим органом лопатевої машини є обертове робоче колесо, забезпечене лопатями. Лопатеві насоси діляться на відцентрові і осьові.

У *відцентровому лопатевому насосі* рідина під дією відцентрових сил переміщується через робоче колесо від центру до периферії.

На рис. 4.1 зображена проста схема відцентрового насоса. Проточна частина насоса складається з трьох основних елементів - підведення 1, робочого колеса 2 і відводу 3. За підводу рідина подається в робоче колесо з трубопроводу, що підводить. Робоче колесо 2 передає рідині енергію від приводного двигуна. Робоче колесо складається з двох дисків *a* і *б*, між

якими знаходяться лопатки *в*, вигнуті в сторону, протилежну напрямку обертання колеса.

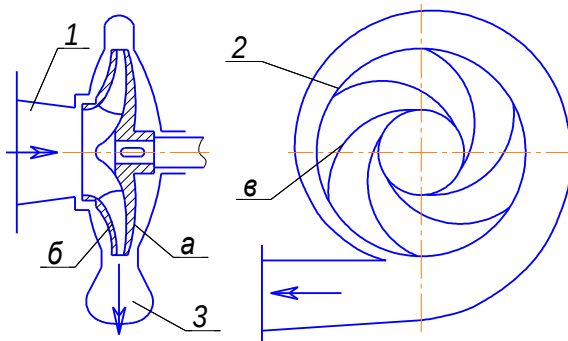


Рисунок 4.1. Схема відцентрового насоса

Рідина рухається через колесо з центральної його частини до периферії. Щодо відведення рідина відводиться від робочого колеса до напірного патрубку або, в багатоступінчастих насосах, до наступного колеса.

Робота відцентрового насоса характеризується наступними параметрами: *витратою, напором, частотою обертання, потужністю, максимальною висотою всмоктування та коефіцієнтом корисної дії (ККД)*.

Всі параметри взаємопов'язані між собою та залежать від величини обертання валу насоса, адже неможливо оцінити продуктивність і напір насосу, не зазначивши частоту обертання привідного валу. Відцентрові насоси забезпечують подачу води рівномірно, без пульсацій. Важливим є те, що вони можуть працювати «на себе». При перекриванні ствола або загині напірних рукавів, насос буде продовжувати неперервну роботу, при цьому напір в порожнині насоса буде залишатись сталим. Відцентрові насоси не потребують складного приводу від двигуна, надійні в роботі та прості в керуванні. Насос може споживати не більше 70 % потужності, що розвиває двигун, та працювати безперервно на протязі 6 годин при будь-яких температурах навколишнього середовища.

Залежності напору, потужності та ККД насоса від витрати при сталій частоті обертання, називаються характеристиками насоса (рис. 4.2)

Оптимальна точка характеристики *с* відповідає максимальному значенню к.к.д. Оскільки крива *Q (η)* має у зоні оптимальної точки пологий характер, то на практиці використовують робочу частину характеристики насоса (зона між точками *а* та *б*). Робоча частина характеристики залежить від

допустимого зниження к.к.д., яке приймають не більше 2 – 3% від його максимального значення. Максимальна точка характеристики –

кінцева точка кривої $Q(H)$ відповідає тому значенню подачі, після якого насос може увійти у кавітаційний режим.

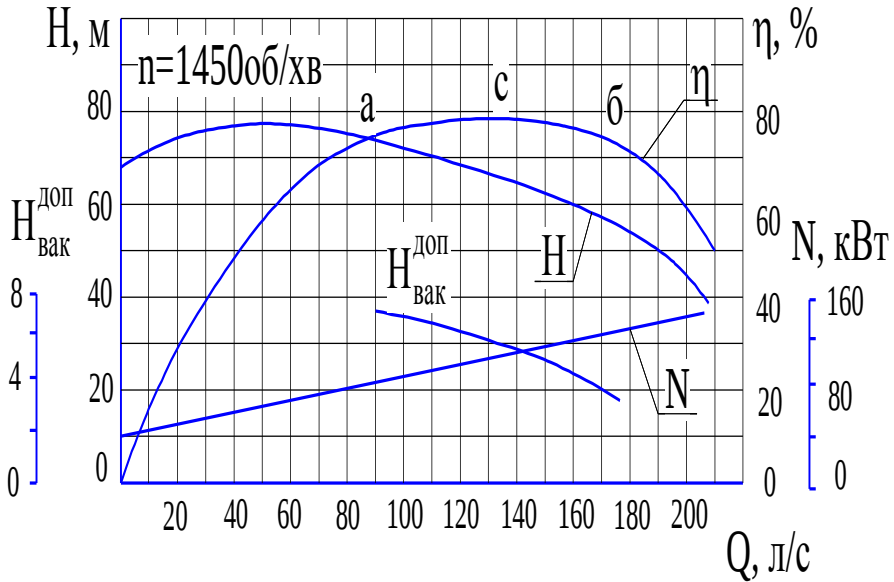


Рисунок 4.2 Характеристики відцентрового насоса

Подача (витрата) насоса $Q(\text{м}^3/\text{с})$ – це об'єм рідини, що переміщує насос за одиницю часу і вимірюється за допомогою витратоміра, який розташований на напірному трубопроводі. Розраховується витрата за наступною формулою:

$$Q = W/t, \quad (4.1)$$

де W – об'єм рідини (м^3);

t – час (с).

Напір насоса H – це енергія, яку передає насос одиниці ваги рідини і визначається за формулою:

$$H = \Delta Z + \frac{P_m + P_{\text{в1}}}{\rho g} + \frac{V_n^2 - V_v^2}{2g}, \quad (4.2)$$

де ΔZ – різниця рівнів розташування манометра (Z_2) та точки приєднання вакуумметра (Z_1), м;

P_v – вакууметричний тиск попереду насоса, Па;

P_m – манометричний тиск на напірному трубопроводі, Па ;

V_n , V_v – швидкості руху рідини у напірному і всмоктуючому трубопроводах відповідно, м/с.

Корисна потужність насоса (Вт) визначається за формулою:

$$N_n = \rho g Q H \quad (4.3)$$

Для вимірювання потужності, яка споживається насосом, використовують електровимірювальні прилади за допомогою яких визначають потужність, яку споживає електродвигун. Помноживши її на ККД електродвигуна, маємо потужність на валу насоса (Вт):

$$N_B = P U \cos \varphi \eta_{\text{дв}}, \quad (4.4)$$

де I – сила струму (А);

U – напруга (В);

$\cos \varphi$ - характеристика насоса (0,9);

$\eta_{\text{дв}}$ - ККД двигуна (0,85).

Потужність на валу насоса більше корисної потужності на величину втрат у насосі. Ці втрати оцінюються повним ККД насоса. Коефіцієнт корисної дії η_n характеризує досконалість конструкції й економічність експлуатації насоса. Величина η_n показує відносні втрати потужності в самому насосі й виражається добутком

$$\eta_n = \eta_v \cdot \eta_g \cdot \eta_{\text{мех}} \quad (4.5)$$

У вираз (4.5) входять наступні величини:

$\eta_v = Q_d / Q_m$ – **коефіцієнт подачі**, що представляє собою відношення дійсної подачі насоса Q_d до теоретичної Q_T (враховує втрати продуктивності при витоках рідини крізь зазори й сальники насоса, а також внаслідок інших причин – під час всмоктування);

η_g – **гідравлічний к.к.д.** – відношення дійсного напору насоса до теоретичного (враховує втрати напору при русі рідини крізь насос);

$\eta_{\text{мех}}$ – **механічний к.к.д.**, що характеризує втрати потужності на механічне тертя в насосі (у підшипниках, сальниках і ін.).

У технологічних процесах різних виробництв постає потреба подавати в мережу значну кількість рідини. Крім того, велика протяжність трубопроводів потребує застосування насосів з дуже великими напорами. Для цих випадків потрібно створити спеціальні насоси, що не завжди можна конструктивно виконати і що економічно не доцільно. Тому до мережі під'єднують два й більше насосів.

Існує дві схеми спільної роботи відцентрових насосів. Паралельне ввімкнення – коли всмоктувальні й напірні трубопроводи насосів мають спільні точки. У цьому разі витрата рідини може дорівнювати сумі витрат насосів, які працюють паралельно. Щоб дістати сумарну характеристику насосів, потрібно додати абсциси точок кривих напорів двох насосів за сталого напору – з однією й тією самою ординатою (рис.4.3(а)). Важливо запам'ятати, що під час роботи на конкретну мережу паралельне підключення краще для випадку похилої характеристики мережі, тобто простих трубопроводів великого діаметра.

Послідовне з'єднання використовують для збільшення напору тоді, коли один насос не може подолати опору мережі. У цьому разі подавання

насосів однакове, а їх загальний напір дорівнює сумі напорів кожного з них і тим самим подаванням (рис. 4.3(б)). Отже, сумарна характеристика насосів – це сума ординат характеристик насосів з відповідною витратою.

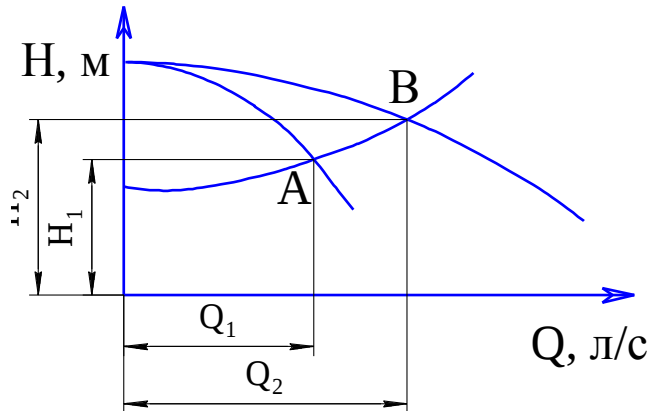
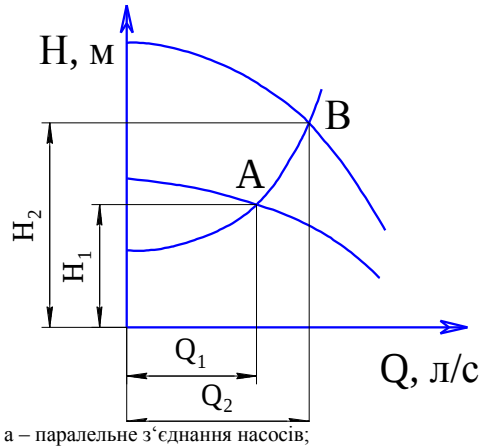


Рисунок 4.3. Спільна робота насосів

Характеристика мережі визначається за формулою:

$$H = H_{\text{ст}} + h_{\omega}, \quad (4.6)$$

де $H_{\text{ст}}$ – статичний напір насосної установки, м;

h_{ω} – втрати напіру в напірній магістралі, м.

Втрати напіру в напірній магістралі визначаються за формулою:

$$h_{\omega} = \left(\lambda \frac{L}{d} + \sum \xi \right) \frac{V^2}{2g}, \quad (4.7)$$

де λ – коефіцієнт гідравлічного тертя; L – довжина напірного трубопроводу; d – діаметр трубопроводу; V – середня швидкість; $\Sigma\zeta$ – сумарний коефіцієнт місцевих опорів.

Точка перетину характеристики мережі з характеристиками насосів дозволяє визначити подачу та напір насосів, які приєднані до даного трубопроводу.

Для визначення ефективності паралельного з'єднання насосів розраховується коефіцієнт ефективності за формулою:

$$K_{\text{парал}} = \Sigma Q / Q, \quad (4.8)$$

де ΣQ — сумарна подача двох паралельно з'єднаних насосів, $\text{м}^3/\text{с}$;

Q – подача одного насоса, $\text{м}^3/\text{с}$.

Для визначення ефективності роботи послідовного з'єднання насосів використовується формула:

$$K_{\text{послід}} = \Sigma H / H, \quad (4.9)$$

де ΣH – сумарний напір двох послідовно з'єднаних насосів, м ;

H – напір одного насоса, м .

Завдання

Відцентровий насос піднімає воду на висоту h_z , м по трубопроводу довжиною l , м і діаметром d , мм (рис. 4.4). Коефіцієнт гідравлічного тертя λ , сумарний коефіцієнт місцевих опорів $\Sigma\zeta$.

Характеристика насоса при $n = 1000 \text{ хв}^{-1}$ наведена в табл. 4.1

Додаткові дані в таблиці 4.3 (згідно варіанту).

Необхідно визначити:

- 1) подачу, напір та потужність, яка споживається насосом;
- 2) подачу води в трубопровід при паралельному включенні двох однакових насосів;
- 3) подачу води в трубопровід при послідовному включенні двох однакових насосів;

Таблиця 4.1

Характеристика насоса при $n = 1000 \text{ хв}^{-1}$

Q, л/с	0	4	8	12	16	20
H, м	10	10,2	9,7	8,8	7,6	6,0
η	0	0,28	0,51	0,63	0,65	0,55

Порядок розв'язання. Для визначення подачі, напору і необхідної потужності насоса при роботі на заданий трубопровід, необхідно побудувати характеристику насоса та насосної установки.

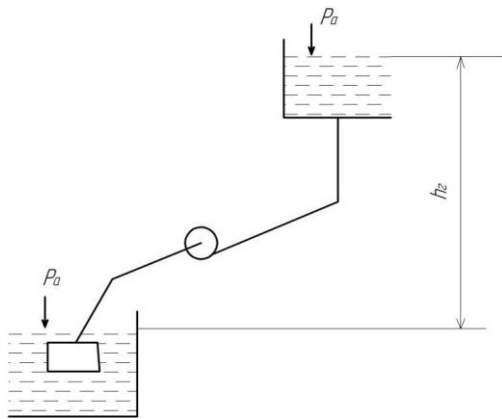


Рисунок 4.4 – Розрахункова схема

Характеристика насосної установки визначає залежність необхідного напору та витрати, будується за даними, отриманими за формулою:

$$H_{необ} = h_z + h_w + \frac{p_2 - p_1}{\rho \cdot g}, \quad (4.10)$$

де p_2 , p_1 – тиск на поверхні води відповідно в живильному та приймальному резервуарах. Оскільки в даному випадку два резервуари відкриті, то $p_2 = p_1 = p_a$ та $H_{необ} = h_z + h_w$.

Втрати напору визначити по формулі 4.7. , яка прийме вигляд

$$h_w = \left(\lambda \frac{L}{d} + \sum \xi \right) \frac{1}{2g} \left(\frac{4Q}{\pi d^2} \right)^2, \quad (4.11)$$

Для побудови залежності $H_{необ} = f(Q)$ задаємося рядом значень Q і знаходимо відповідні значення $H_{необ}$.

Значення $H_{необ}$ при різних значеннях Q заносимо до таблиці 4.2

Таблиця 4.2

Характеристика насосної установки

Q , л/с					
$H_{необ}$, м					

За даними таблиць 4.1 і 4.2 будуються графіки та знаходиться робоча точка (перетин даних характеристик) насоса з трубопроводом.

Після визначення координат робочої точки розраховується корисна та споживча потужність насосної установки за формулою 4.3 та 4.12

$$\eta_6 = \frac{N_n}{\eta}, \quad (4.11)$$

Для визначення подачі води в трубопровід при паралельному включенні двох однакових насосів необхідно побудувати їх сумарну характеристику шляхом додавання абсцис точок кривих $H_1 = f(Q)$ обох насосів, взятих при одній і тій же ординаті H . Оскільки за умовою задачі два насоси однакові, то їх сумарна характеристика будується шляхом подвоєння абсцис точок кривих $H_1 = f(Q)$. В перетину цієї кривої з насосною характеристикою установки (крива $H_{необ} = f(Q)$) є робочою.

Сумарна характеристика двох насосів, включених послідовно, будується додаванням ординат точок кривих $H_1 = f(Q)$ обох насосів при одних і тих же значеннях подачі. Оскільки за умовою задачі насоси однакові, то їх сумарна характеристика будується шляхом подвоєння ординат кривої $H_1 = f(Q)$. Перетин сумарної характеристики насосів з характеристикою насосної установки дає робочу точку, яка визначає подачу і сумарний напір обох насосів.

Таблиця 4.3

Дані для розрахунків

Варіант	Висота h_z , м	Довжина тр-да l , м	Діаметр тр-да d , мм	Коефіцієнт гідрравлічного тертя λ	Сумарний коефіцієнт місцевих опорів $\sum \xi$
1	5	3	100	0,02	15
2	5	3	150	0,015	25
3	5	3	200	0,03	32
4	5	3	100	0,025	41
5	6	4	200	0,02	26
6	6	4	150	0,03	34
7	6	4	100	0,015	30
8	7	4	150	0,02	20
9	7	5	200	0,025	10
10	7	5	100	0,035	16
11	9	5	200	0,015	27
12	9	5	150	0,03	38
13	9	5	100	0,015	21
14	12	6	200	0,02	52
15	12	6	150	0,025	46
16	12	6	100	0,015	32
17	12	6	150	0,035	42
18	15	9	100	0,03	51
19	15	9	200	0,015	28
20	15	9	150	0,02	30

Приклад розрахунку

Відцентровий насос піднімає воду на висоту $h_z = 6$ м по трубопроводу довжиною $l = 700$ м і діаметром $d = 150$ мм (рис. 4.4). Коефіцієнт гідравлічного тертя $\lambda = 0,03$, сумарний коефіцієнт місцевих опорів $\sum \xi = 12$. Характеристика насоса при $n = 1000$ хв.⁻¹ наведена в табл. 4.1

Необхідно визначити:

- 1) подачу, напір та потужність, яка споживається насосом;
- 2) подачу води в трубопровід при паралельному включенні двох однакових насосів;
- 3) подачу води в трубопровід при послідовному включенні двох однакових насосів;

Розв'язання. Для визначення подачі, напору і необхідної потужності насоса при роботі на заданий трубопровід, необхідно побудувати характеристику насоса та насосної установки.

Характеристика насосної установки визначає залежність необхідного напору та витрати, будується за даними, отриманими за формулою 4.10

Втрати напору за формулою 4.11

Підставляючи в цей вираз задані значення λ , l , d та $\sum \xi$, після перетворень отримаємо:

$$h_w = 2,48 \cdot 10^4 Q^2$$

Тоді необхідний напір насоса визначиться:

$$H_{необ} = h_z + h_w = 6 + 2,48 \cdot 10^4 \cdot Q^2$$

Для побудови залежності $H_{необ} = f(Q)$ задаємося рядом значень Q і знаходимо відповідні значення $H_{необ}$. Нехай, наприклад, $Q = 10$ л/с = $0,01$ м³/с. Тоді $H_{необ} = 6 + 24800 Q^2 = 6 + 24800 \cdot 0,01^2 = 8,48$ м.

Таблиця 4.3

Характеристика насосної установки (значення $H_{необ}$ при різних значеннях Q)

Q, л/с	0	5	10	15	20
H _{необ} , м	6,0	6,62	8,48	11,62	15,92

За даними таблиць 4.1 і 4.3 побудовані графіки (рис. 4.5).

Точка А, точка перетину головної характеристики насоса (крива $H_1 = f(Q)$) та характеристики насосної установки (крива $H_{необ} = f(Q)$) є робочою точкою. Робоча точка визначає режим роботи насоса на заданий трубопровід: $Q = 11,2$ л/с; $H = 9,1$ м; $\eta = 0,62$.

Корисна потужність:

$$N_{\eta} = \rho \cdot g \cdot q \cdot H = 1000 \cdot 9,81 \cdot 0,0112 \cdot 9,1 = 1000 \text{ Вт} = 1 \text{ кВт}, \quad (4.2)$$

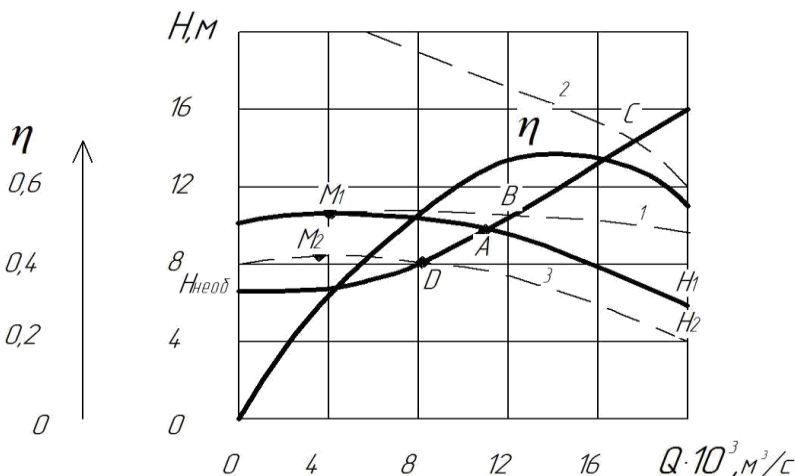


Рисунок 4.5 Характеристика насосної установки

Споживана потужність :

$$\eta_s = \frac{N_n}{\eta} = \frac{1}{0,62} = 1,6 \text{ кВт} , \quad (4.11)$$

Для визначення подачі води в трубопровід при паралельному включенні двох однакових насосів необхідно побудувати їх сумарну характеристику шляхом додавання абсцис точок кривих $H_1 = f(Q)$ обох насосів, взятих при одній і тій же ординаті H . Оскільки за умовою задачі два насоси однакові, то їх сумарна характеристика будується шляхом подвоєння абсцис точок кривих $H_1 = f(Q)$. Сумарна характеристика зображена кривою 1. Точка В перетину цієї кривої з насосною характеристикою установки (крива $H_{необ} = f(Q)$) є робочою. Абсциса точки В дорівнює сумарній подачі обох насосів ($Q=12,8 \text{ л/с}$), ордината – напору насосів ($H=10 \text{ м}$).

Сумарна характеристика двох насосів, включених послідовно, будується додаванням ординат точок кривих $H_1 = f(Q)$ обох насосів при одних і тих же значеннях подачі. Оскільки за умовою задачі насоси однакові, то їх сумарна характеристика будується шляхом подвоєння ординат кривої $H_1 = f(Q)$ (рис. 4.5, кривою 2). Перетин сумарної характеристики насосів з характеристикою насосної установки дає робочу точку С, яка визначає подачу $Q=17,8 \text{ л/с}$ і сумарний напір $H=13,8 \text{ м}$ обох насосів.

Контрольні питання:

1. Поясніть схему роботи відцентрового насоса.
2. Назвіть основні характеристики відцентрового насоса.
3. Поясніть принцип побудови графіків спільної роботи мережі і насоса.
4. Поясніть принцип побудови графіків спільної роботи декількох насосів.

РОЗРАХУНОК ПРИТОКУ СТІЧНИХ ВОД МІСТА ДО КАНАЛІЗАЦІЙНОЇ МЕРЕЖІ

Мета роботи

Навчитися складати схему притоку стічних вод до каналізаційної мережі, ознайомитися з методикою розрахунків витрат стічних вод від населення міста та інших користувачів системою водовідведення.

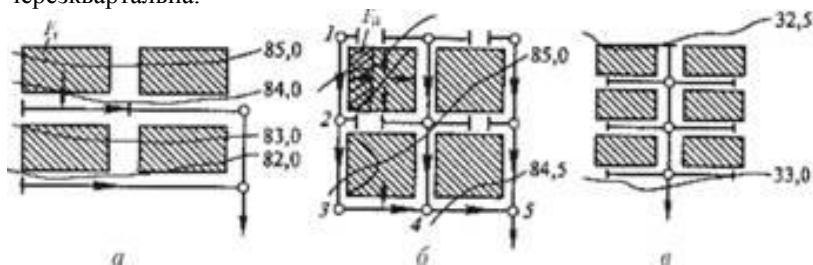
Теоретичні відомості

Водовідвідні системи поділяють на такі види: загальносплавна; роздільна; комбінована (по виду споживачів та якості стічних вод). Схема водовідведення- це склад і послідовність споруд системи водовідведення.

Міські схеми трасування мереж залежать від місцевих умов. Серед усіх схем, які найбільш часто зустрічаються на практиці, можна виділити такі: перпендикулярну, пересічену, паралельну, зонну та радіальну.

В залежності від рельєфу місцевості, розмірів кварталів та типу забудови, вуличні мережі трасуються за такими схемами:

- охоплююча;
- по пониженій стороні кварталу;
- черезквартальна.



- а – по пониженій стороні кварталу; б - охоплююча; в - черезквартальна;
- Рис. 10.1. Схеми трасування каналізаційних мереж:

На основі вивчення рельєфу місцевості визначають межі басейнів каналізування для вибору напрямку руху стічних вод по трубах проектованої каналізаційної мережі. Як правило, напрям руху потоку стічних вод або ухилів труб повинен слідувати за падінням рельєфу місцевості. Відповідно до цього принципу в генплан наносять вуличні, бічні та головні колектори. Бічні колектори намічають за зниженими ділянками місцевості. Напрями руху стічних вод вказують стрілками. Нумерують ділянки головного колектора. Намічають попереднє місце розташування головної НС і НС підкачки, та трасування напірних трубопроводів.

ання.

Каналізаційні лінії слід прокладати прямолінійно. В місцях поворотів мереж, в місцях зміни ухилу та діаметру труб, а також в місцях з'єднання декількох ліній необхідно влаштовувати колодязі.

Проектуючи трасу каналізаційної мережі, необхідно уникати або зводити до мінімуму число перетинів із залізничною колією, підземними спорудами та водними перешкодами.

Як правило вулиці та проїзди міста насичені підземними комунікаціями різного призначення, тому водовідвідні мережі доводиться прокладати паралельно з іншими та влаштовувати з ними перетини. При цьому мають бути забезпечені мінімально допустимі відстані між комунікаціями, щоб не допустити їх руйнування під час будівництва та ремонту, забезпечити нормальні умови їх експлуатації, дотримання санітарних вимог та вимог техніки безпеки, а саме:

- до теплотрас - 1,0 - 1,5м;
- до ліній електропередач до 35 кВ - 5м;
- до ліній електропередач більше 35 кВ - 10м;
- до дерев цінних порід - 2,0м;
- до щогл та опор освітлення, зв'язку, контактної мережі - 1,5м;
- до бортового каменя автодоріг - 1,5м;
- до краю кювету - 1,0м;
- до трамвайних та заводських колій - 1,5м;
- до залізничних колій загальної мережі - 4м (до осі колії);
- до підшви насипу - не менше глибини траншеї.

Мінімальна відстань між водовідвідною мережею та газопроводом при паралельному прокладанні приймається в залежності від тиску газу в газопроводі:

- при низькому тиску до 5 кПа - 1,0м;
- при середньому тиску до 0,3 мПа - 1,5м;
- при високому тиску до 0,6 мПа - 2,0м;
- при високому тиску до 1,2 мПа - 5м.

Мінімальна відстань між водовідвідною мережею та водопроводом приймається:

- при паралельному прокладанні на одному рівні та діаметрі водопроводу до 200мм - не менша за 1,5м, при більшому діаметрі - не менша за 3м
- при прокладанні мереж водовідведення вище від водопроводу на 0,5м та більше - не менша за 5м в водопроникних ґрунтах.

При перетинах з водопроводом водовідвідна мережа прокладається нижче від водопроводу не менше, як на 0,4м Цієї вимоги можна не дотримуватися, якщо водопровід прокладений в футлярі і виконаний з металевих труб.

У випадку, коли при перетині водовідвідна мережа прокладається вище водопроводу, останній береться у футляр з металевих труб. Довжина захищеної ділянки по обидва боки від перетину приймається в

водонепроникних ґрунтах (глинистих) - не меншою за 3м, в фільтруючих - 10м).

Для проведення гідравлічного розрахунку каналізаційної мережі необхідно визначити витрату стічної води на кожній ділянці мережі. Розрахунковою ділянкою називають каналізаційну лінію між двома точками, на якій розрахункову витрату умовно приймають постійною. За основу при визначенні розрахункових витрат приймають середньодобову норму водовідведення, що дорівнює нормі водоспоживання.

Витрата стічних вод від населення міста

Середньодобову витрату стічних вод від населення міста знаходять за формулою

$$Q_{сер.доб} = \frac{N \cdot Q_{\delta}}{1000}, \text{ м}^3/\text{доб}, \quad (5.1)$$

де q_{δ} - питоме водовідведення, л/доб на 1 людину.

Середня секундна витрата дорівнює

$$q_{сер.сек} = \frac{N \cdot q_{\delta}}{24 \cdot 60 \cdot 60} \text{ л/с}, \quad (5.2)$$

Максимальну і мінімальну добові витрати визначають за формулами

$$Q_{\max} = Q_{сер.доб} \cdot K_{\max}, \text{ м}^3/\text{доб}, \quad (5.3)$$

$$Q_{\min} = Q_{сер.сек} \cdot K_{\min}, \text{ м}^3/\text{доб}, \quad (5.4)$$

де $K_{\max}$, $K_{\min}$ - максимальний і мінімальний коефіцієнти

нерівномірності притоку стічних вод, що визначають залежно від середньої витрати за табл 5.1

Таблиця 5.1

Загальний коефіцієнт нерівномірності притоку стічних вод	Середня витрата стічних вод, л/с								
	5	10	20	50	100	300	500	1000	5000 і більше
Максимальний $K_{\max}$	2,5	2,1	1,9	1,7	1,6	1,55	1,5	1,47	1,44
Мінімальний $K_{\min}$	0,38	0,45	0,5	0,55	0,59	0,62	0,66	0,69	0,71

Витрата стічних вод від промислових підприємств

Витрата стічних вод від промислових підприємств складається з витрат побутових стічних вод, стічних вод від душових і витрати виробничих стічних вод.

Витрата побутових стічних вод від підприємства

Питоме водовідведення побутових стічних вод на промислових підприємствах на 1 робітника приймається в розмірі 45 л/зміну в цехах з тепловиділенням більше 80 кДж/год на 1м³ об'єму та 25 л/зміну в інших цехах та допоміжних будівлях. Розрахункові формули аналогічні формулам при розрахунках водопостачання п.1.3.(а).

Витрати стічних вод від душових приміщень визначають окремо. Тривалість дії душових приймають рівною 45 хвилинам, а надходження їх у водовідвідну мережу залежить від характеру виробництва. Питоме водовідведення душових стічних вод приймається:

- для групових душових – 500 л/год на одну душову сітку;
- для індивідуальних – 40 або 60л на одну процедуру, в залежності від санітарного режиму.

Кількість приймаючих душ на одну душову сітку приймається в залежності від характеру виробництва і складає від 3 до 15 робітників. Розрахункові формули аналогічні формулам при розрахунках водопостачання п.1.3.(б).

Водовідведення від підприємств місцевої промисловості та невраховані витрати приймаються в розмірі 5–10% витрати стічних вод від населення.

Завдання

Розрахувати витрати стоків для господарсько-побутової каналізації частини міста(схема надається викладачем)

Розрахункові максимальні секундні витрати господарсько-побутових стічних вод, л/с, рекомендується визначати за коефіцієнтами добової та годинної нерівномірності, а за їх відсутності допускається [9, п. 7.1.6, табл. 2] розраховувати за середньодобовими (за рік) витратами стічних вод $q_{сер}$; яке переведене в л/с, та максимальним коефіцієнтом нерівномірності припливу стічних вод: K_{max}

$$q_{max} = q_{сер} \cdot K_{max} \quad '(5,5)$$

Середні витрати стічних $q_{сер}$ розраховують окремо для кожної розрахункової ділянки мережі, як суму шляхових $q_{шл}$, транзитних $q_{тр}$, бокових $q_{б}$ та зосереджених $q_{зс}$ витрат води

$$q_{сер} = q_{шл} + q_{тр} + q_{б} + q_{зс} \quad (5,6)$$

Шляхові витрати води формуються на розрахунковій ділянці по всій її довжині і можуть визначатись за формулою

$$q_{шл} = q_o \cdot F_o \quad (5.7)$$

Де F_o — площа житлових кварталів, з яких поступають стічні води в розрахункову ділянку трубопроводу, га;

q_o — модуль стоку, л/с/га

$$q_o = \frac{q_{жс} \cdot P}{86400} \quad (5.8)$$

де P - Щільність населення на 1 га (згідно із завданням);

$q_{жс}$ — питома середньодобова (за рік) норма водовідведення,

л/добу на одного жителя, [9, табл. 1].

Модуль стоку визначають для кожного кварталу, який відрізняється від: інших щільністю населення та нормою водовідведення.

Для спрощення розрахунків умовно вважають, що всі шляхові витрати від житлових кварталів надходять тільки в початкову точку ділянки, а не змінюються на всій її довжині.

Транзитні і бокові витрати приймають рівними середнім витратам на ділянках, які приєднані до початкового вузла розрахункової ділянки, відповідно, по розрахунковому напрямку і зі сторони бокового під'єднання.

Зосереджені витрати - витрати від промислових підприємств, комунально-побутових та громадських закладів, які розраховують за формулами зазначеними вище (даної практичної роботи), а також пункту 1.3 (витрати на виробничі потреби підприємств) або згідно даних по об'єктам -аналогам [9, табл. 2, прим. 1].

Визначення розрахункових витрат стічних вод починають від вододілів (крайніх верхніх точок розрахункової схеми мережі) і виконують у формі табл. 5.2

Таблиця 5.2

Розрахунок витрат стоків для господарсько-побутової каналізації частини міста

Розрахункові ділянки	Номери кварталів, які формують шляхові витрати	Площа кварталів F_d , га	Модуль стоку q_o , л/с/га	Середня витрата стічних вод $q_{сер}$, л/с					K_{max}	q_{max} , л/с
				шляхові	транзитні	бокові	зосереджені	сумарні		
1-2										
2-3										

Контрольні питання:

1. Назвіть основні вимоги до способу відведення стічних вод.
2. Що таке схема водовідведення, її основні елементи?
3. Яка різниця між «схемою» і «системою» водовідведення?
4. Які системи водовідведення використовують в сучасних населених пунктах?
5. Які схеми трасування міських мереж зустрічаються в практиці проектування?
6. Як розташовують трубопроводи водовідвідної мережі в поперечному переході вулиці?
7. Чим обумовлені мінімальні відстані між комунікаціями при їх паралельному прокладенні?
8. Яких умов треба притримуватись при паралельному прокладенні і пересіченні трубопроводів водопостачання і водовідведення?

ПРАКТИЧНА РОБОТА №6

ГІДРАВЛІЧНИЙ РОЗРАХУНОК МЕРЕЖІ ГОСПОДАРСЬКО-ПОБУТОВОЇ КАНАЛІЗАЦІЇ

Мета роботи

Ознайомитися з методикою гідравлічних розрахунків ділянок каналізаційних мереж.

Теоретичні відомості

Гідравлічний розрахунок каналізаційної мережі полягає в тому, щоб при відомих витратах води на ділянці q_{max} підібрати діаметр - d, ухил труб

- і, їх наповнення - h/d так, щоб швидкість руху потоку стічної рідини V була достатньою для транспортування забруднень, які містяться в ній, а заглиблення труб H - мінімальним, (але не менше допустимого $H_{\text{доп}}$)

При проведенні гідравлічного розрахунку мереж господарсько-побутової каналізації повинні бути забезпечені такі вимоги:

1. Діаметр трубопроводів визначається гідравлічним розрахунком. Але з метою запобігання засмічення та забивання водовідвідних трубопроводів на підставі даних довгострокової експлуатації в [1] введено обмеження мінімального діаметра труб, що використовуються при будівництві мережі.

Мінімальні діаметри труб внутрішньо квартальної мережі -150мм , а вуличної - 200 мм, для дощовій мережі мінімальні діаметри труб відповідно складають 200 та 250мм. В населених пунктах з добовою витратою стічних вод до 300 м³/доб допускається влаштування вуличної водовідвідної мережі з труб діаметром 150мм.

Ділянки водовідвідної мережі з малими витратами (до 5л/с) і мінімальними діаметрами укладаються з мінімальним похилом і в них швидкість не визначається. Такі ділянки називаються без розрахунковими [9, п. 8.3.1];

2. Враховуючі дані експлуатації мереж водовідведення населених пунктів і результати наукових досліджень [9,11 8.4.1, табл. 6] регламентує мінімальні швидкості для труб різних діаметрів при граничному наповненні.(табл.. 6.1)

3. максимальні швидкості стічних вод V_{max} для металевих труб
- 8,0 м/с ; для неметалевих - 4,0 м/с [9, п. 8.4.3];

Таблиця 6.1

Діаметр, мм	Максимальне наповнення, h/d	Мінімальні	
		швидкості, м/с	похили
1	2	3	4
150	0,6	0,7	0,008 (0,007)
200	0,6	0,7	0,007 (0,005)
300	0,7	0,8	0,0033
400	0,7	0,8	0,0021
500	0,75	0,9	0,002
600	0,75	1,0	0,0019
800	0,75	1,0	0,0013
1000	0,8	1,15	0,0013
1200	0,8	1,15	0,001
1400	0,8	1,3	0,001
2000	0,8	1,5	0,0009

Примітка: в таблиці в дужках вказано мінімальний похил, який приймається при обґрунтуванні на окремих ділянках.

4. Мінімальну глибину закладання лотка 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 від поверхні землі або планування [9, п. 8.6.4].

Гідравлічний розрахунок самопливних трубопроводів, лотків і каналів систем водовідведення слід виконувати на пропуск розрахункової максимальної витрати стічних вод за формулами:

$$V = W \sqrt{i} \quad (6.1)$$

$$Q = w \cdot W \sqrt{i} \quad (6.2)$$

де V – швидкість руху стічних вод, м/с;

Q – розрахункова витрата стічних вод, м³/с;

i – гідравлічний похил, який при рівномірному русі дорівнює похилу трубопроводу;

ω – площа живого перерізу потоку, м²;

W – швидкісна характеристика, яка обчислюється за формулою

$$W = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} R \quad (6.3)$$

де g – прискорення сили тяжіння, м/с²;

R – гідравлічний радіус, м;

λ – гідравлічний коефіцієнт тертя, який слід визначати за формулою, яка враховує різний ступінь турбулентності потоку

$$\lambda = \frac{0,25}{\lg^2 \left[\frac{\Delta_e}{13,68R} + \frac{a_2}{Re} \right]} \quad (6.4)$$

де Δ_e – еквівалентна шорсткість;

a_2 – коефіцієнт, який враховує характер шорсткості матеріалу труб і каналів;

Re – число Рейнольдса, яке обчислюють за формулою

$$Re = \frac{4R \cdot V}{\nu} \quad (6.5)$$

Де ν – кінематична в'язкість рідини, м²/с, яка залежить від температури стічних вод і концентрації в них зависливих речовин.

Значення Δ_c і a_2 слід приймати за таблицею 4.3.

Труби	Δ_c , см	a_2
1	2	3
Труби бетонні та залізобетонні	0,2	100
керамічні	0,135	90
чавунні	0,1	83
сталеві	0,08	79
азбестоцементні	0,06	73
поліетиленові	0,004	20
полівінілхлоридні	0,006	20
поліпропіленові	0,0005	130

У замкнених водоводах ширина потоку зверху починаючи з деякого значення глибини h зі збільшенням останньої зменшується. У верхній частині водоводу зі збільшенням глибини змочений периметр збільшується швидше, ніж площа живого перерізу, що приводить до зменшення гідравлічного радіуса R .

Для замкнених перерізів за пропозицією Ю.М. Константінова й О.О. Сапухіна [1] швидкісну характеристику рекомендують визначати за формулою

$$W = \frac{\kappa'}{n} R^z \quad (6.6)$$

де κ' - поправковий коефіцієнт, який дорівнює:

$$\kappa' = f_4\left(\frac{h}{d}\right) \quad (6.7)$$

значення κ' - беруть за дослідними даними.

З урахуванням викладеного і беручи $z = 2/3$, середню швидкість у перерізі безнапірного водоводу по відношенню до W_{Π} – витратної характеристики при повному наповненні трубопроводу можна визначити як

$$V = BW_n \sqrt{i} \quad (6.8)$$

де B – відносна швидкісна характеристика, яка залежить від наповнення водоводу h/d ;

W_{Π} визначають за таблицями, наведеними у довідниках.

Витрату у безнапірному замкнутому водоводі можна записати як

$$Q = AK_n \sqrt{i} \quad (6.9)$$

де A – відносна витратна характеристика, що залежить від наповнення водоводу;

$K_{\Pi} = \omega_{\Pi} W_{\Pi}$ – витратна характеристика труби при повному наповненні трубопроводу. Значення величин А і В для труб круглого поперечного перерізу наведені в табл.6.3

Таблиця 6.3

Значення величин А і В для труб круглого поперечного перерізу при різних відносних наповненнях

h/d	A	B
0,1	0,020	0,385
0,2	0,084	0,592
0,3	0,180	0,710
0,4	0,297	0,794
0,5	0,440	0,880
0,55	0,515	0,914
0,6	0,589	0,945
0,65	0,670	0,974
0,7	0,740	0,989
0,75	0,800	0,995
0,8	0,870	1,015
0,85	0,917	1,013
0,9	0,952	1,010
0,95	0,993	1,006
1,0	1,000	1,000

Розрахунки самопливних мереж виконують за допомогою таблиць, які складені по вищенаведеним формулам [9], або за допомогою розрахункових програм для ЕОМ.

При гідравлічних розрахунках самопливних колекторів діаметром більше 500мм враховують місцеві опори на поворотах, при з'єднанні потоків, у випадках, коли діаметр приєднання складає не менше 350мм, а також при наявності перепадів на основному колекторі. Витрати напору на подолання місцевих опорів в самопливних і напірних трубопроводах визначаються за формулою

$$h_m = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (6.10)$$

де ξ – коефіцієнт місцевого опору.

Коефіцієнти місцевих опорів наведені в довідниках для гідравлічних розрахунків [11].

Для підтримування рівномірного руху в самопливних трубопроводах водовідвідної мережі на ділянках з місцевими опорами слід передбачати додаткове пониження лотку трубопроводу на величину перепаду, який утворює місцевий опір.

Розрахунок напірних трубопроводів, дюкерів, мулопроводів зводиться до вибору діаметру труб, визначенню втрат напору на тертя по довжині трубопроводу і в місцевих опорах.

Діаметри трубопроводів визначаються за формулами рівномірного руху виходячи із розрахункової витрати і техніко-економічного обґрунтування. Швидкість руху стічних вод приймається в границях між мінімальною незамулюючою і максимальною для вибраного матеріалу труб.

Завдання

Виконати гідравлічні розрахунки каналізаційної безнапірної мережі за умовами попередньої практичної роботи.

Для скорочення часу розрахунки можна провести у табличній формі (табл. 6.4) за допомогою таблиць [10].

Таблиця 6.4.
Результати гідравлічних розрахунків господарсько-побутової мережі

Ділянки	Розрахункова витрата Q_{max} , л/с	L, м	Ухил і	d, мм	h/d	V, м/с	Наповнення колекторів, мм
1-2							
2-3							
3-4							
.....							

Контрольні питання:

1. Які режими руху рідини спостерігаються у водовідвідних мережах?
2. Чому водовідвідні мережі розраховують на неповне наповнення?
3. Чим обумовлено наявність мінімальної і максимальної швидкостей при проектуванні мереж водовідведення?
4. Від яких факторів залежить швидкість в трубах водовідведення?
5. Які форми поперечного перерізу труб і каналів використовують при будівництві мереж водовідведення?
6. За якими формулами виконується гідравлічний розрахунок водовідвідних труб?
7. Як враховуються місцеві опори при русі стічних вод в мережах?
8. Які особливості гідравлічного розрахунку мулопроводів?
9. В чому полягає перевірочний розрахунок самопливних трубопроводів і каналів?

ПОБУДОВА ПРОФІЛЮ КАНАЛІЗАЦІЙНОЇ МЕРЕЖІ

Мета роботи

Побудувати поздовжній профіль самопливної каналізаційної мережі.

Теоретичні відомості

Одночасно з гідравлічним розрахунком самопливної водовідвідної мережі складається її поздовжній профіль. У встановлених масштабах по трасах мереж, що проектуються, викреслюється профіль поверхні землі. На профіль з плану переносяться розрахункові точки, визначаються довжини ділянок. Одночасно готуються відомість, в яку заносяться результати обчислень.

По профілю визначається початкове заглиблення мережі і ділянки з найбільшим та найменшим заглибленням колектору. Після чого на профіль наносяться дані розрахунків і по вирахуванням позначкам викреслюється схема трубопроводу із розташуванням колодязів.

При побудові профілю на стадії «схеми» або «проекту» на ньому не показується усі колодязі, а тільки наносяться розрахункові точки, в яких змінюються витрати, похили і діаметри.

Під час проектування профілю водовідвідної мережі необхідно по можливості не дуже заглиблюють трубопроводи, назначати похили по рельєфу місцевості, але з таким розрахунком, щоб швидкість течії стічних вод була в межах, припустимих СНіП [1].

При проектуванні поздовжнього профілю дотримуватись постійного зростання швидкості руху від ділянки до ділянки, в крайньому випадку, рівною попередній. Ця вимога викликана необхідністю запобігання відкладенню осаду.

Спосіб з'єднання труб у колодязі по висоті (за рівнем води або по шелигам труб) приймається в залежності від позначок рівня води, щоб не допустити підбору на вище розташованих ділянках мережі.

Труби різних діаметрів з'єднуються у колодязях, як правило, по шелигам і тільки в окремих випадках (наприклад, при виникненні підпору) по рівнях води.

У робочих кресленнях (рис. 7.2) профіль будується вказуючи позначки планування, матеріал труб, основ під труби (природний ґрунт, пісок, щебінь, ростверк, бетонна подушка та ін.), тип покриття (асфальт, бруківка, земля та ін.), дані про розташування траси (назва вулиць, наявність зони відчуження залізниці поїздів, парків та ін.), кути поворотів, розрізи ґрунтів по свердловинам, координати точок, що прив'язані до будівельної координатної сітки. Замість номерів розрахункових точок вказуються номери наглядових колодязів.

На профілі показується розташування усіх підземних споруд, що перетинають трасу водопровідної мережі, та позначки їх залягання.

Наводяться також відомості про загальну довжину колектора по профілю і специфікацію, в якій повинні бути вказані матеріал, довжина, маса і ГОСТ на труби, номенклатура колодязів, типовий альбом.

Глибина закладання водовідвідної мережі розраховується від поверхні ґрунту до лотка трубопроводу.

Мінімальну глибину закладання трубопроводу призначають, виходячи з:

- виключення промерзання труб;
- виключення руйнування труб під дією зовнішніх навантажень;
- забезпечення приєднання до трубопроводу внутрішньоквартальних мереж і бокових гілок;
- перетину з водопроводом і іншими підземними комунікаціями.

З усіх значень, отриманих за різними формулами, обираємо найбільше.

Температура побутових стічних вод не опускається нижче $7...10^{\circ}\text{C}$, тому можливе прокладання труб на глибині меншій, ніж глибина промерзання. Для труб діаметром до 500мм ця різниця становить 0,3, для труб більших діаметрів – 0,5м [1].

Мінімальна глибина закладання внутрішньоквартальної мережі (по лотку) за умови непромерзання визначається як:

$$h_{\min}^{\text{пром}} = h_{\text{пром}} - a + d + \delta \quad (7.1)$$

де $h_{\text{пром}}$ – глибина промерзання ґрунту, м (для прийнятого району будівництва – 1,2м);

a – величина зменшення глибини закладання через плюсову температуру побутових стічних вод, $a = 0,3 \div 9,5\text{м}$;

d – діаметр внутрішньоквартальної мережі, м;

δ – товщина стінок труб, м.

Мінімальна глибина закладання внутрішньоквартальної мережі (по лотку) за умови неруйнування під дією механічних навантажень:

$$h_{\min}^{\text{мех}} = h_{\text{мех}} - a + d + \delta \quad (7.2)$$

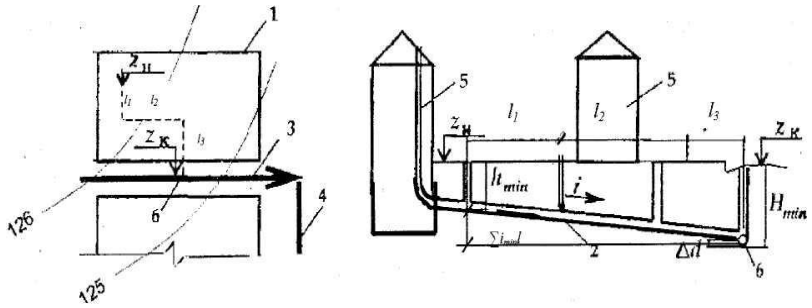
де $h_{\text{мех}}$ – мінімальна відстань від поверхні землі до верху труби за умови неруйнування під дією механічних навантажень дорівнює 0,7м.

При приєднанні внутрішньо квартальної мережі до вуличної мінімальна глибина закладання лотка в диктуючій точці повинна бути не менше:

$$H_{\min} = h_{\min} + \sum i_{\min} \cdot l - (z_n - z_{\kappa}) + \Delta d \quad (7.3)$$

де $h_{\min}$ – мінімальне заглиблення першого (найбільш віддаленого) колодязя внутрішньо квартальної мережі;

Найбільшу глибину закладання труб при будівництві мереж відкритим способом з практичних міркувань приймають: для сухих ґрунтів не більше 7...8, для водонасичених (пливуні) – не більше 5, скельних – 4...5м.



1. Заповнити таблицю 7.1 за даними попередньої практичної роботи.
2. На міліметровому папері побудувати поздовжній профіль самопливного колектору.

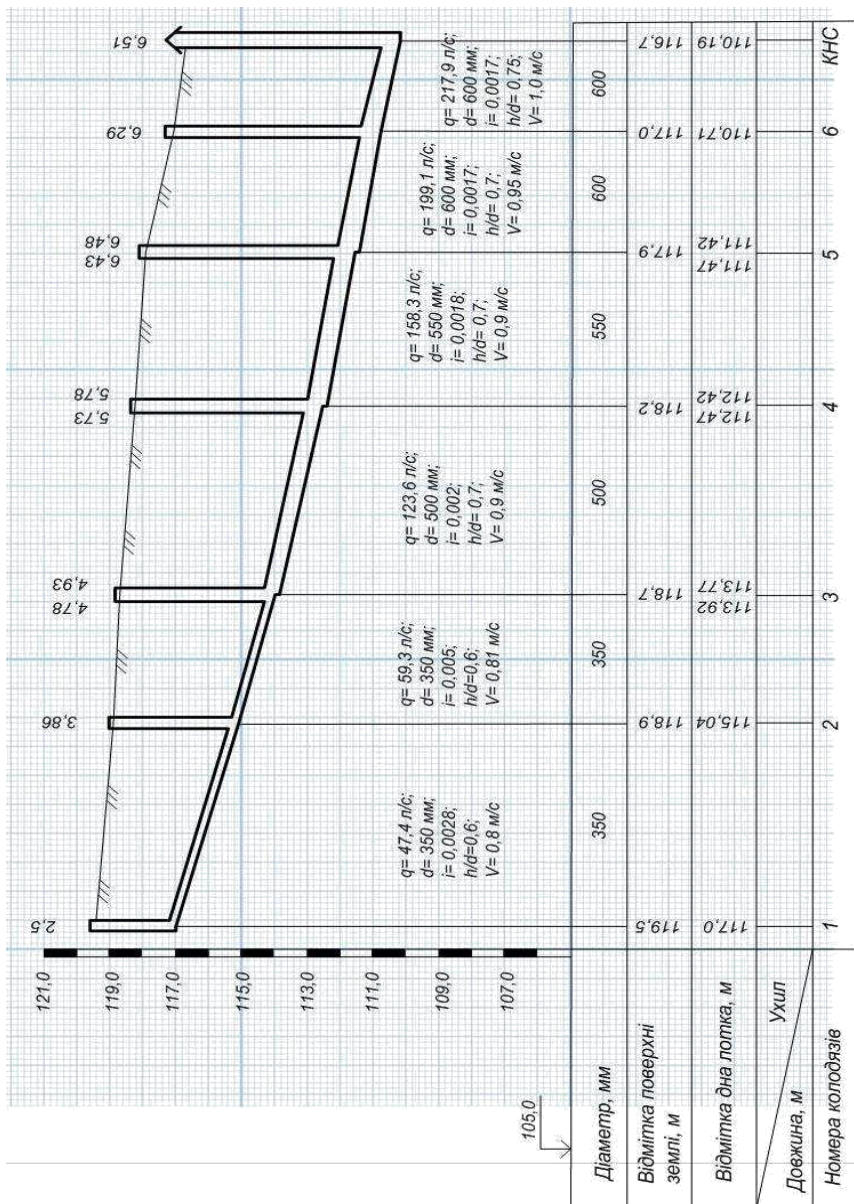


Рис. 7.2. Приклад поздовжнього профілю побутової мережі

Таблиця 7.1.

Результати гідравлічних розрахунків господарсько-побутової мережі

Ділянки	Q _{макс} , л/с	L, м	i	D, мм	h/d	Різниця відміток дна колектору, м	Відмітки, м								Глибина закладання Н, м	
							Землі		Щелиги		Рівня води		Лотка			
							На початку	В кінці	На початку	В кінці	На початку	В кінці	На початку	В кінці		
1-2																
2-3																
3-4																
...																
...																

Контрольні питання:

1. Як визначається мінімальна глибина закладання водовідвідної мережі?
2. Назвіть основні принципи проектування поздовжнього профілю самотливної мережі водовідведення?

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. СНиП 2.04.02-84. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. - М.: Стройиздат, 1986. – 136 с.
2. Тугай А.М., Терновцев В.О., Тугай Я.А. Розрахунок і проектування споруд систем водопостачання. – К., 2001. - 303 с.
3. СНиП 2.04.01-85. Внутренний водопровод и канализация зданий. – М.: Стройиздат, 1986. – 56 с.
4. Найманов А.Я., Никиша С.Б., Насонкина Н.Г. и др. Водоснабжение. – Донецк, 2004. – 650 с.
5. Кравченко В.С. Водопостачання та каналізація. – К.: Кондор, 2003. – 288 с.
6. Абрамов Н.Н. Водоснабжение. 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1982.
7. Андронов В.А., Буц Ю.В., Крайнюк О.В., Коврегин В.В. Екологія. Навч. посібник. / Х.: УЦЗУ, 2008. – 382 с.
8. Антіпов І.А., Кулешов М.М., Петухова О.А. Протипожежне водопостачання. Підручник / Харків, 2004. – 255 с.
9. ДБН В.2.5-75:2013. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. - К.: Місрегіонбуд України. 2013. - 207с.
10. Лукіних А.А., Лукіних Н.А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Павловского М., Стройиздат, 1974. - 432с.
11. Ю.М. Константинов, А.А. Василенко, А.А. Сапунин, Б.Ф. Батченко. Гидравлический расчет сетей водоотведения. Расчетные таблицы. – К.: Будівельник, 1987г.

Навчально-методичне видання
Водопостачання і водовідведення
Методичні вказівки до практичних робіт
Укладачі: Ковальчук Н.В., Руденко Т.В.

Тиражування на різнографі:

Здано в набір __. __. __. Підписано до друку __. __. __. 14 Формат 60х84
1/16. Папір газетний. Умов. друк. арк. . Зам. _____. Тираж ____
прим.