

## Лекція 6. Основи проектування водопровідних мереж

### План

1. Задачі, які розв'язуються при проектуванні водопровідних мереж.
2. Конфігурація водопровідних мереж.
3. Принципи трасування водопровідних мереж.
4. Розрахункова схема розбору води з мережі.
5. Визначення розрахункових витрат ділянок мережі.
6. Визначення діаметрів ділянок і втрат напору в них.

Водопровідна мережа - один з елементів системи водоспоживання, який тісно пов'язаний з рештою елементів. Зміна гідравлічного режиму мережі робить вплив на роботу других елементів. Крім того, мережа розподіляє воду між окремими споживачами. Тому мережа повинна задовольняти слідуючим вимогам:

- вона повинна забезпечувати подачу заданих об'ємів до всіх споживачів під необхідним напором ;
- мережа повинна забезпечувати надійність і безперебійність роботи;
- наведені вище вимоги повинні бути забезпечені при мінімальних капітальних і експлуатаційних витратах.

Виконання цих вимог досягається правильним вибором типу мереж і їх елементів.

При проектуванні мережі водопостачання доводиться розв'язувати такі задачі:

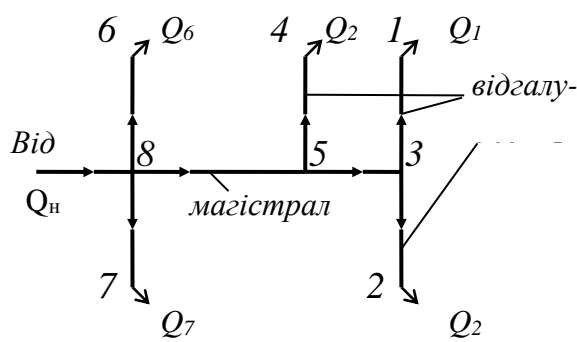
- а) вибір типу мережі;
- б) трасування мережі і вибір місця розміщення башти;
- в) вибір матеріалу труб мережі;

- г) визначення розрахункових витрат всіх ліній мережі;
- д) визначення діаметрів всіх ліній мережі;
- е) визначення витрат напору в мережах;
- ж) визначення п'єзометричних позначок в характерних точках мережі і побудовання п'єзометричних ліній;
- з) визначення необхідної висоти водонапірної башти і напору насосів, які подають воду в мережу, для забезпечення необхідних режимів;
- и) конструювання водопровідної мережі і вибір обладнання.

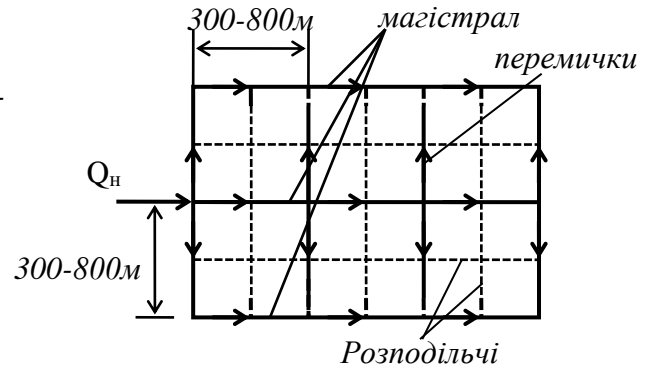
При проектуванні водопровідних мереж їх тип вибирається в залежності від тих вимог, які ставлять споживачі. В залежності від необхідної надійності водопровідні мережі бувають:

- тупиковими або розгалуженими (рис.8.1а);
- кільцевими (замкнутими) (рис.8.1б);
- комбінованими (змішаними) (рис.8.1в).

При аваріях на головних ділянках тупикової (розгалуженої) мережі подача в слідуючі за ними ділянки припиняється. При аварії на головних ділянках кільцевої мережі ділянка, на якій відбулася аварія, вимикається, а інші одержують живлення.



а)



б)

в)

а – розгалужена мережа;

б – кільцева мережа;

в – змішана мережа.

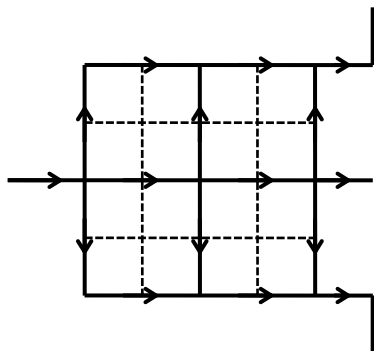


Рисунок 6.1 – Види водопровідних мереж

Кільцева мережа також пом'якшує гідравлічні удари. Але кільцева мережа дорожче тупикової бо вона довша. Тому кільцева мережа передбачається в випадках, коли необхідна безперебійність водопостачання (господарсько-питні мережі, єдині господарсько-питні і протипожежні мережі, ряд виробничих мереж, протипожежні мережі), а тупикові в тих випадках, коли безперебійність водопостачання не є визначальною (мережі невеликих селищ, виробничі водопроводи, які допускають перебої в водопостачанні). Комбіновані мережі займають проміжне місце між тупиковими і кільцевими мережами.

Техніко-економічні показники мереж залежать від раціональності їх трасування, тобто геометричного нарису в плані.

Розміщення ліній водопровідної мережі визначається:

- характером планування забезпечуемого водою об'єкту, розміщенням окремих споживачів води, розміщенням проїздів, формою і розмірами жилих кварталів, цехів, зелених насаджень і т.п.;
- наявністю природних і штучних перешкод для прокладки труб (річок, каналів, ярів, залізничних колій і т.п.);
- рельєфом місцевості;
- роллю ліній в мережі водопостачання.

При трасуванні водопровідних мереж слід виходити з того, що **магістралі** повинні **рівномірно охоплювати** об'єкт водопостачання. Вони повинні проходити по **головним напрямкам**. Крім того, необхідно прагнути до того, щоб подача води в окремі райони і до великих зосереджених споживачів відбувалася найбільш **коротким** шляхом, але при цьому необхідно, щоб подача забезпечувалась не менше, ніж **двома шляхами**. Магістралі слід прокладати по місцевості з найбільшими позначками, перпендикулярно до перешкод. Відстань між продовжніми магістральними лініями і магістральними перемичками повинна бути в межах **300-800 м**. Якщо в водопровідній мережі магістралі не виділяють, то такі мережі називаються **знеособленими**. Розподільчі мережі трасують по проїздах так, щоб відстань між ними була в межах не більше **250-300м**.

Після трасування на місцевості з самою високою абсолютною позначкою передбачається установка водопровідної **башти**.

Вибір **матеріалу і класу міцності труб** для водоводів і водопровідних мереж слід проводити на основі статичного розрахунку з врахуванням санітарних умов, агресивності ґрунту і транспортуємої води, а також умов роботи трубопроводів. Для напірних водоводів і мереж, як правило, слід використовувати неметалеві труби: **залізобетонні напірні, азбестоцементні водопровідні, поліетиленові**, а також **чавунні напірні**

труби. Для водоводів можуть також використовуватись **сталеві** труби. Більш детально питання буде розглянуте нижче.

Для визначення розрахункових витрат окремих ділянок водопровідної мережі необхідно встановити найбільш близьку до дійсності картину віддачі води мережею в розрахункові моменти її роботи. Якщо число водорозбірних точок невелике і витрата в кожній точці визначена, то в розрахунковій схемі можна врахувати всі ці витрати. Це має місце в невеликих мережах.

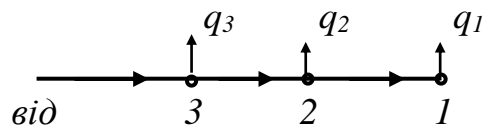


Рисунок 6.2 – Схема розбору води з тупикової мережі

Розглянемо ділянку такої мережі. Точку відбору води з лінії будемо називати **вузлом**. Назвемо лінію між двома суміжними вузлами **ділянкою** мережі. Нехай вода поступає в вузол 3 від н.ст. (рис.8.2) і рухається мережею в напрямку, показанному стрілками. Тоді витрата кожної ділянки можна визначити шляхом простого складання відповідних витрат.

$$q_{1-2} = q_1; \quad q_{2-3} = q_1 + q_2; \quad q_{\text{н.ст.}} = q_1 + q_2 + q_3,$$

Але якщо розглянути ділянку міської мережі, то картина буде дуже складною тому, що до магістральних ліній підключається велика кількість введів будинків і розподільчих мереж. Реальна картина буде виглядати так, як показано на рис.6.3:

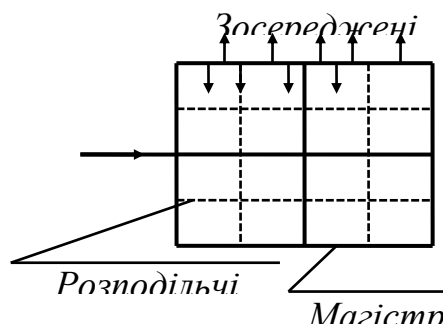


Рисунок 6.3 – Схема реального розбору води з мережі

Витрати води, які відбираються з окремих вузлів, називаються **зосередженими витратами**. Тоді, якщо відтворювати реальну схему відбору води з мережі, вона буде мати дуже велику кількість таких витрат і ділянок мережі.

Щоб зменшити трудоемність розрахунків мереж, користуються спрощеною схемою водорозбору з них. Для цього умовно рахують, що вода рівномірно розбирається з кожного метру мережі. Витрата, яка приходить на одиницю довжини, називається **питомою витратою** і визначається за формулою

$$q_{\text{пит.}} = Q_{\text{м}} / \sum l, \quad \text{л/с}\times\text{м}$$

де  $Q_{\text{м}}$  - загальна витрата води з мережі в розрахунковий момент в л/с;

$\sum l$  - сумарна довжина ліній, які віддають воду, м.

При визначенні питомої витрати окремі великі споживачі повинні врахуватись у вигляді зосереджених відборів. Тоді питома витрата буде визначатися за формулою

$$q_{\text{пит.}} = (Q_{\text{м}} - Q_{\text{зос}}) / \sum l,$$

де  $Q_{\text{зос}}$  - сумарна зосереджена витрата міста в л/с.

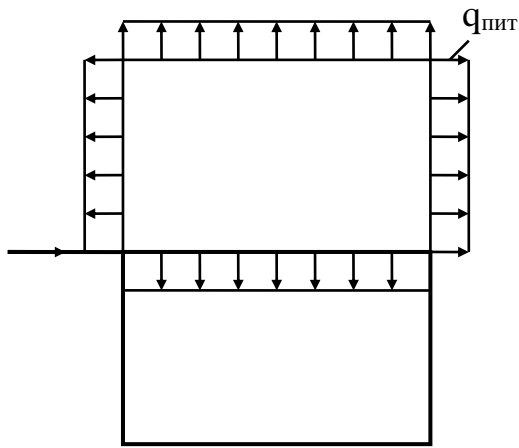
В містах з різною щільністю населення в окремих районах питома витрати повинні бути обчислені окремо для кожного району.

Враховуючи, що розраховується тільки магістральна мережа, в суму  $\sum l$  включають тільки довжину магістралей. При цьому в  $\sum l$  не слід включати довжину магістралей, які забезпечують тільки транспортування, а не роздачу води (лінії, які проходять по незабудованній території; лінії, які

подають воду транзитом ). При **односторонньому** відборі води на ділянці магістралі в  $\sum l$  включають тільки половину довжини цієї ділянки.

При розрахунку мережі питома витрата визначається в прийнятті розрахункові години (година максимального водоспоживання з мережі, в годину максимального водоспоживання при пожежі, в годину максимального транзиту води в башту для мереж з контррезервуарами).

Таким чином реальна картина розбору води з мережі замінюється іншою (рис.6.4).



Витрата, яка рівномірно розподіляється по довжині ділянки, називається **шляховою** або **попутною** витратою.

**Шляхова** витрата дорівнює:

$$Q_{\text{шл}} = q_{\text{пит.}} \times l_{\text{діл.}},$$

де  $l_{\text{діл}}$  - довжина розглядаємої ділянки.

Рисунок 6.4 – Розрахункова схема розбору води з мережі

Очевидно, що, якщо розділити мережу міста на ділянки і для кожної ділянки визначити  $Q_{\text{шл}}$ , то для всієї мережі справедливе рівняння

$$\sum Q_{\text{шл}} = Q_{\text{м}} - Q_{\text{зос}},$$

де  $\sum Q_{\text{шл}}$  - сума шляхових витрат всіх ділянок.

Заміна реальної схеми розбору води рівномірним відбором приводить до того, що по ділянках будуть проходити змінні витрати. В початковий вузол ділянки надходить витрата  $Q_{\text{шл}}$ , яка повністю розбирається на цій ділянці (рис.8.5а), а якщо через ділянку проходить ще і транзитна витрата, то вона залишається в кінці ділянки (рис.6.5б).

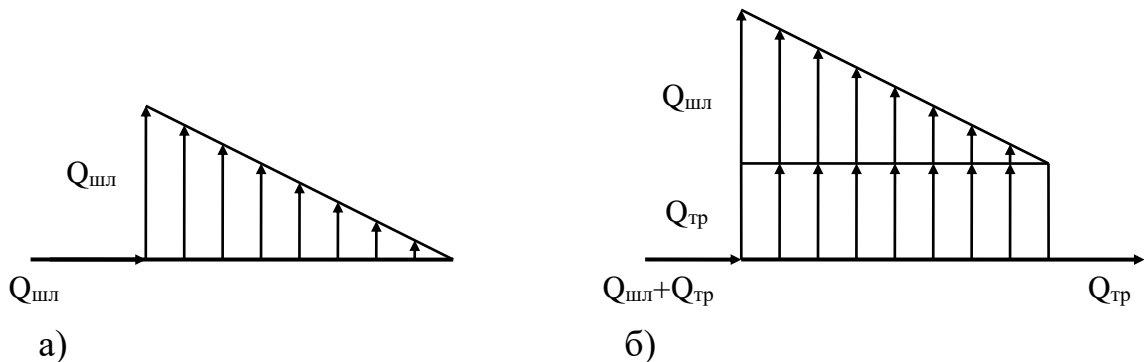


Рисунок 6.5 – Розрахункові схеми відбору води з окремих ділянок

Наслідком такої трансформації являється те, що прийдеться визначати втрати напору при змінній витраті. З гідравліки відомо, що при визначенні втрат напору в лінії зі змінною витратою в якості розрахункової витрати приймають еквівалентну витрату, тобто постійну витрату, яка приводить до таких же втрат, як і змінні витрата:

$$Q_{\text{екв}} = \alpha Q_{\text{шл}},$$

де  $\alpha$  - коефіцієнт, який враховує роль ділянки в мережі.



Якщо взяти не кінцеву, а проміжну ділянку мережі, тоді розрахункова витрата на ній буде:

$$Q_{\text{діл}} = Q_{\text{тр}} + \alpha Q_{\text{шл.}},$$

де  $Q_{\text{тр}}$  - витрата, яка проходить по ділянці транзитом для розбору в інших ділянках мережі;

$Q_{\text{шл}}$  - шляхова витрата розглядаємої ділянки.

Коефіцієнт еквівалентності  $\alpha$  залежить від співвідношення транзитної витрати і шляхової і знаходиться в межах **0,5-0,58**. Зі зростанням відношення  $Q_{\text{тр}}/Q_{\text{шл.}}$  коефіцієнт  $\alpha$  наближається до  $\alpha=0,5$ , а зі зменшенням - до  $\alpha=0,58$ . Для спрощення розрахунків приймають  $\alpha=0,5$ . Тоді розрахункова витрата ділянка буде:

$$Q_p = Q_{\text{тр}} + 0,5Q_{\text{шл.}},$$

Проф. М.С.Ясюкович запропонував замінити рівномірно розподілений відбір води з ділянки відбором на її початку і в кінці, тобто, вузловими відборами. Таким чином, всі шляхові витрати ділянок замінюються двома рівними зосередженими витратами на початку і в кінці відповідної ділянки

$$Q_{\text{вузл.}} = 0,5Q_{\text{шл.}},$$

Для тих вузлів, до яких примикають дві і більше ділянок

$$Q_{\text{вузл.}} = 0,5\sum Q_{\text{шл.}},$$

де  $\sum Q_{\text{шл.}}$  - сума шляхових витрат ділянок, які примикають до вузла.

Така заміна рівномірно розподіленого відбору вузловим не змінює розрахункових витрат на ділянках. Дійсно, транзитна витрата (n-1) ділянки буде:

$$(Q_{\text{тр}})_{n-1} = (Q_{\text{тр}})_n + (Q_{\text{шл}})_n = (Q_{\text{тр}})_n + \alpha(Q_{\text{шл}})_{n-1} = (Q_{\text{тр}})_n + 2(Q_{\text{вузл}})_n$$

Враховуючи, що  $q_{\text{пит}}$  для розглядаємого району величина постійна, можна визначити  $Q_{\text{вузл}}$  без визначення  $Q_{\text{шл}}$ . Для цього слід скористатися формулою

$$Q_{\text{вузл.}} = 0,5q_{\text{пит}} \sum l,$$

де  $\sum l$  - сума довжин ділянок, які прилягають до вузла.

Для вузлів, які лежать на межі двох районів:

$$Q_{\text{вузл.}} = 0,5q'_{\text{пит}}(\sum l' + 0,5\sum l_{\text{заг}}) + 0,5q''_{\text{пит}}(\sum l'' + 0,5\sum l_{\text{заг}}),$$

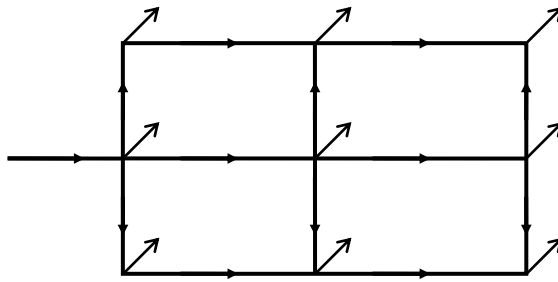
де  $q'_{\text{пит}}$  - питома витрата 1 району,

$q''_{\text{пит}}$  - питома витрата 2 району,

$\sum l'$  - сума довжин ділянок, які входять в вузол і повністю знаходяться в 1 районі,

$\sum l''$  - те ж, але в 2 районі,

$\sum l_{\text{заг}}$  - сума довжин ділянок, які входять в вузол, але розмежовують 1 і 2 райони.



Таким чином, кінцева розрахункова схема буде такою (рис. 6.6):

Рисунок 6.6 – Розрахункова схема розбору води з кільцевої водопровідної мережі

Така схема дозволяє більш-менш просто визначити витрати ділянок, починаючи з кінцевих точок сходу. Сама техніка цього процесу буде розглянута пізніше. При відомих розрахункових витратах окремих ділянок можна визначити діаметри цих ділянок. З курсу гідравліки відомо, що:

$$Q = v \times w = (\pi D^2 / 4) \times v = 0,785 D^2 \times v,$$

$$D = \sqrt{4Q / \pi \times v} = \sqrt{1,27 Q / v}$$

З точки зору міцності максимальна швидкість для металічних труб  $V_{\text{макс}} = 8 \text{ м/с}$ , для неметалічних труб  $V_{\text{макс}} = 4 \text{ м/с}$ . Але така швидкість небезпечна, бо вірогідність гідравлічного удару дуже зростає. Тому реальні швидкості значно менші і визначаються на основі вимог економіки.

З формули видно, що зі зменшенням швидкості збільшується діаметр, а отже і вартість ділянки. З другої сторони, зі зменшенням швидкості руху води в трубах зменшуються витрати енергії на підйом води, тому що зменшуються втрати напору в трубах.

В мережах зовнішніх водопроводів визначаються тільки втрати напору на тертя в трубах, тому що втрати напору в місцевих опорах відносно малі.

Втрати напору на тертя в трубах можуть визначатися за формулою Дарсі-Вейсбаха:

$$h = \lambda \frac{l}{D} \times \frac{v^2}{2g},$$

Перетворюючи цю формулу одержимо:

$$h = \lambda \frac{l}{D} \times \frac{(4Q/\pi D^2)^2}{2g} = \lambda \times \frac{l}{D} \times \frac{8Q^2}{\pi^2 D^4 g} = k \frac{Q^2 l}{D^5},$$

або

$$h = k \times Q^\beta \times l / D^m, \quad (1)$$

де  $l$  - довжина ділянки, м;

$D$  - діаметр ділянки, м;

$V$  - швидкість руху води в трубах, м/с;

$Q$  - витрата води, м<sup>3</sup>/с;

$g$  - прискорення сили тяжіння,

$\lambda$  і  $k$  - коефіцієнти втрат напору,

$$k = 8\lambda / (g\pi^2) \approx 0,083\lambda.$$

Величина коефіцієнтів  $\lambda$  і  $k$  визначається режимом руху води і визначається за емпіричними формулами. Для водопровідних труб - за формулою Н.Н. Павловського

$$\lambda = 8gn_o^2 / (D/4)^{3\sqrt{n_o}},$$

де  $n_o$  - коефіцієнт шершавості.

Якщо позначити величину  $k / D^m$  через  $s_0$  - питомий опір, то втрати напору в трубопроводі можна представити формулою:

$$h = s_0 l Q^2$$

або

$$h = s_0 l Q^\beta$$

Позначивши  $s_0 l = S$  (де  $S$  – опір ділянки мережі), одержимо

$$h = S Q^2 = S Q^\beta.$$

Для квадратичної області  $s_0$  має більш складну залежність від  $v$ ,  $Q$ ,  $D$ . Для врахування цієї залежності Ф.А.Шевельов запропонував вводити поправку  $K_1$ , і тоді формула для визначення втрат напору набуває вигляду:

$$h = K_1 s_0 l Q^2,$$

де  $K_1 = 0,852(1+0,867/v)^{0,3}$ .

Врахування різної товщини стінок азбестоцементних труб виконується вводом коефіцієнту  $K_2$ . Тоді:

$$h = K_1 K_2 s_0 l Q^2.$$

Втрати напору в водопровідних лініях із залізобетонних труб визначаються за формулою

$$h = K_1 s_0 l Q^2 \varphi,$$

де  $\varphi$  - коефіцієнт шершавості залізобетонних труб [15].

Коефіцієнти  $K_1$  визначаються відповідно до матеріалу труб [15]. Для практичних розрахунків вручну рекомендується користуватися [15].

### ***? Питання для самоконтролю***

1. Як розподіляється добова витрата води на виробничі потреби по годинам доби?

2. Від чого залежить регулююча ємність резервуарів в системі водопостачання?
3. Які методи використовуються для визначення регулюючої ємності водонапірної башти і резервуарів чистої води?
4. Від чого залежить висота водонапірної башти?
5. Як визначається необхідний напір насосів насосної станції II підйому для подачі води в мережу з баштою на її початку при господарсько-питному водоспоживанні?

