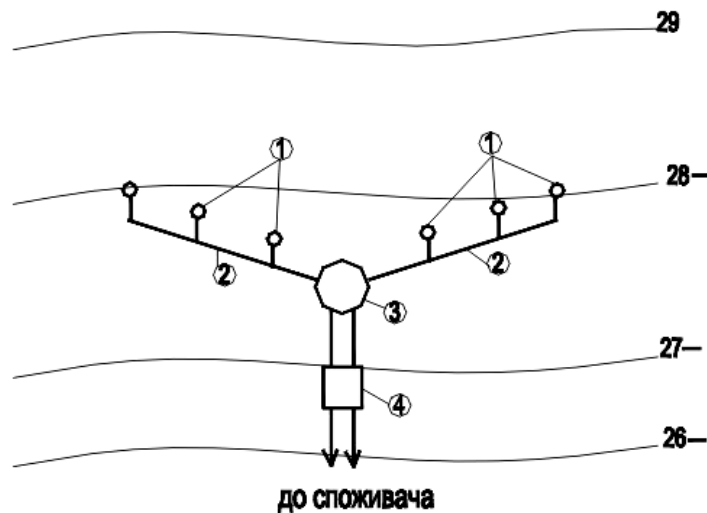


## Тема №11. Водозбори при використанні свердловин і їх розрахунок

1. Схеми водозборів при використанні свердловин.
2. Збірні колодязі і їх конструктивні особливості.
3. Розрахунок водозборів при взаємодії колодязів.

Схема комплексу водозбірних споруд з використанням свердловин залежить як від масштабу водоспоживання і потужності водоносного шару, так і від методів одержання води з колодязів. При малих витратах води і наявності багатого водою водоносного шару інколи можна обійтись одиночною свердловиною. Але для систем водопостачання міст обійтись одиночними свердловинами неможливо, а приходиться облаштовувати групу колодязів. Тоді найбільш проста схема водозбору має такий вигляд:



- 1 – свердловини;
- 2 – збірні водогони;
- 3 – збірний колодезь;
- 4 – насосна станція.

Рисунок 81 – Схема водозбору при трубчатих колодязях

При розміщенні групи колодязів необхідно враховувати наступні особливості:

а) Для забору найбільшої кількості підземної води з мінімальними експлуатаційними витратами необхідно розміщувати свердловини в один ряд, який приблизно перпендикулярний до напрямку руху ґрунтового потоку. Для покращання умов транспорту води по збірним водогонам бажано повздовжню вісь групи свердловин трасувати під деяким невеликим кутом до гідроізогіпсів ( $5...10^{\circ}\text{C}$ ) з тим, щоб вода з водозабірних свердловин в збірний колодязь могла поступати самопливом, якщо це буде можливим.

б) Свердловини слід розміщувати в місцях, які характеризуються максимальною водопроникністю і водовіддачею водоносного шару. Це можна встановити по дослідним відкачкам або характеру гідроізогіпсів. Свердловини не слід розміщувати в місцях зближення гідроізогіпсів тому, що це характеризує збільшення опору ґрунтовому потоку. Слід уникати ділянок, на яких дзеркало ґрунтових вод створює підвищення чи зниження. Зовсім недоцільно розміщувати свердловини на підземному водорозділі.

в) Часто буває доцільно бурити свердловини в річкових долинах і на річкових терасах.

г) Не рекомендується розміщувати свердловини в місцях, які затоплюються поверхневими водами.

д) По можливості слід розміщувати свердловини в зниженнях рельєфу підстилаючого водонепроникний шар, але без порушення I правила.

е) Бажано розміщувати свердловини на позначках, які дозволяють подавати воду самопливом до споживача.

Якщо кількість свердловин велика, то розмістити їх в одну лінію не вдається. Тому використовуються і інші схеми водозборів (наприклад, розміщення по колу).

При проектуванні схеми водозбору необхідно намагатись розмістити свердловини симетрично і на однаковій відстані одну від іншої. Це дозволить мати однакову витрату з кожної свердловини.

Методи одержання води з кожної свердловини залежать від глибини рівня води в ній. Якщо забирають напірні (артезіанські) води, то рівень води в них може забезпечувати:

а) самовилив за рахунок природного тиску в пласті;

б) піднімання на висоту, яка дозволяє забір звичайними насосами або сифонним водозабором;

в) рівень води встановлюється так глибоко, що їх підйом можливий тільки за допомогою глибинного насосу чи іншими водопідіймальниками.

Якщо забирається безнапірна вода, то рівень в свердловині може бути:

а) на глибині, яка дозволяє забір звичайними насосами або сифонною установкою;

б) на глибині, яка дозволяє забір тільки глибинними насосами чи іншими водопідіймальниками.

В свердловинах (з самовиливом) вода відводиться від них самопливними трубами в збірний резервуар, з якого перекачується насосами (рис. 82).

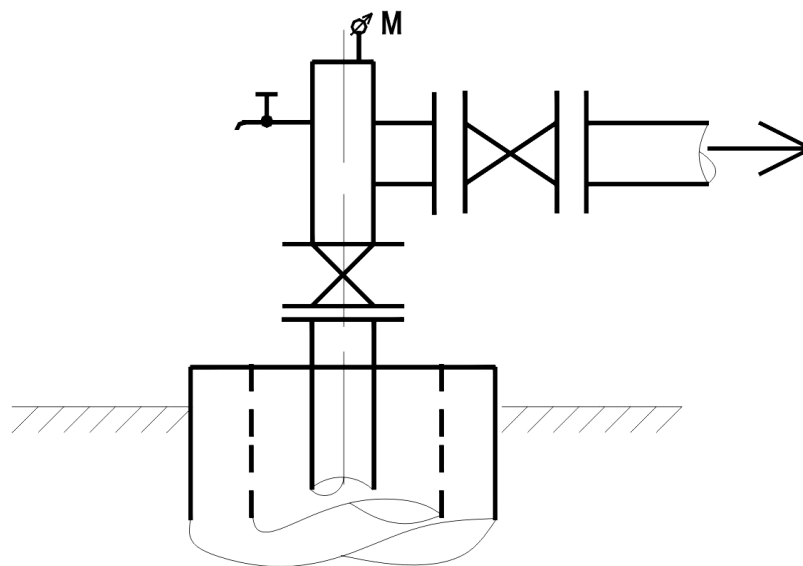
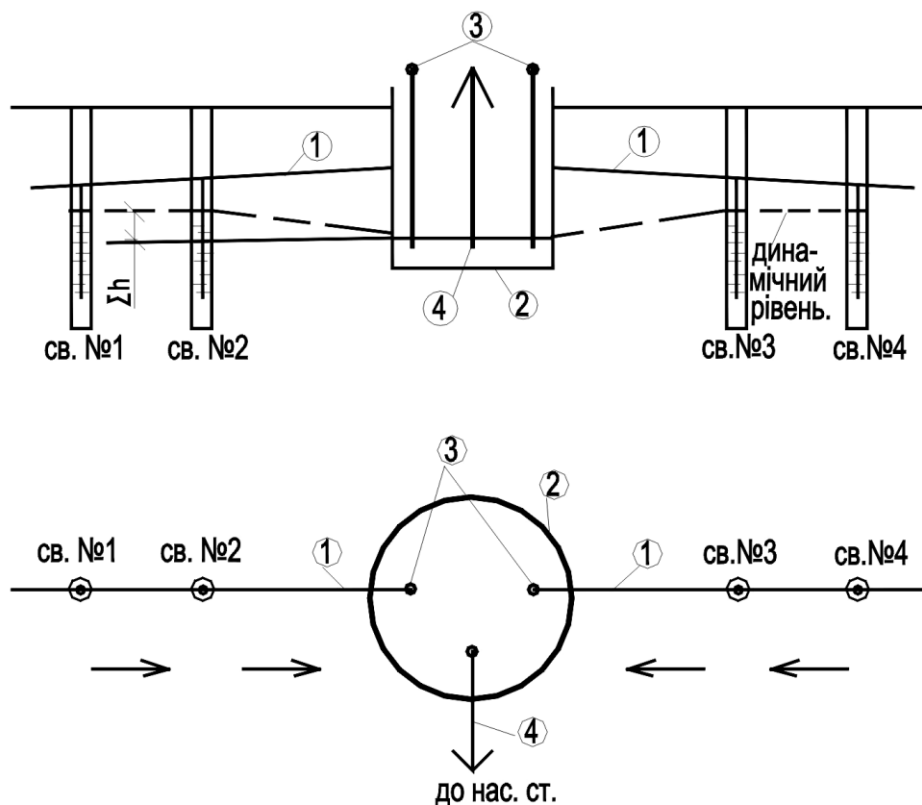


Рисунок 82 – Схема облаштування устя при самовиливі води

При неглибокому рівні води в свердловині (5...6м) можна використати звичайні горизонтальні насоси або сифонні установки (рис. 83).



- 1 – сифонні з'єднувальні лінії;
- 2 – збірний колодезь;
- 3 – верхні точки, з яких відкачується повітря;
- 4 – всмоктуючі лінії насосів

Рисунок 83 – Схема сифонного водозабору

При сифонних лініях повітря з трубопроводів видаляється за допомогою вакуум-насосів, продуктивність яких визначається за об'ємом трубопроводів і кількістю повітря що виділяється з води. Для приблизних розрахунків приймають, що з  $1\text{ м}^3$  подаваної води виділяється  $\approx 25\text{ л}$  повітря.

Кількість повітря, яке надходить через нещільності з'єднань, може бути прийнятим рівним  $1\text{ л/с}$  на  $1\text{ км}$  довжини сифонної лінії. Для забезпечення належної герметичності сифонних ліній використовують сталеві труби зі зварними стиками. Для зниження витрат в сифонних лініях їх діаметри приймають виходячи зі швидкості руху води  $V=0,6\dots 0,7\text{ м/с}$ .

При великій глибині динамічних рівнів води використовують глибинні насоси, ерліфти або гідроелеватори, облаштовуючи свердловини так, як це було розглянуто в курсі “Насосні і повітродувні станції”.

Збірні водоводи не слід безпосередньо з'єднувати з насосами тому, що всі зміни в режимі роботи насосів безпосередньо скажуться на роботі водозабірних свердловин. Такий же поганий вплив на роботу насосів чинять і всякі зміни в подачі кожної окремої свердловини. Тому і облаштовують збірні колодязі. Місцеположення колодязя визначають, враховуючи наступні міркування:

а) малій кількості колодязів (до 4...5) збірний колодязь влаштовується на тому кінці водозбірної лінії, який знаходиться ближче до споживача (рис.84).

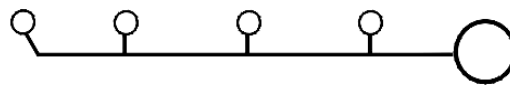


Рисунок 84 -

б) При більшій кількості колодязів розміщують в центрі водозабірної лінії (рис. 85).

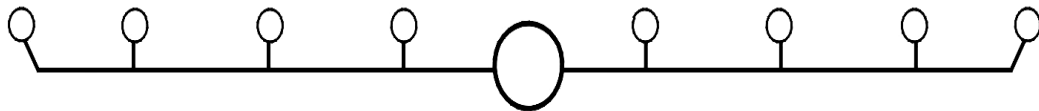


Рисунок 85 -

в) При великій кількості водозбірних колодязів може знадобитись улаштування збірних колодязів кількох порядків (рис. 86)



Рисунок 86 -

При заборі води із збірного колодязя насосною станцією бажано, щоб відстань між нею і колодязем не перевищувала 20...25м і не була меншою 7...10м.

Розміри збірної колодязя залежать від умов його роботи. Якщо графік розбору води співпадає з графіком її подачі, то розміри колодязя визначаються з врахуванням таких міркувань:

- необхідно розмістити в колодязі кінці збірних водогонів, всмоктувальних ліній насосів і очистки колодязя від грязі і мулу.
- експлуатаційні і будівельні рішення повинні бути оптимальними;
- бажано розміщення в колодязі запасу води, рівного 15...20 хвилинній продуктивності насосів, який служить для вирівнювання роботи і насосів і сифонних ліній при всяких незначних неполадках.

Особливістю водозборів являється те, що в них свердловини, як правило, працюють в режимі взаємодії. Така взаємодія має місце, коли їх депресійні криві перетинаються. При цьому, якщо зниження динамічного рівня зберегти таким же, яке воно було без взаємодії, то загальна подача зменшиться. Навпаки, якщо зберегти величину загальної подачі, то при взаємодії збільшиться зниження динамічного рівня в порівнянні зі зниженням без взаємодії.

Ступінь взаємного впливу колодязів буде залежати від відстані між ними, потужності водонасиченості і умов живлення водоносного пласта. Крім того, наявність і ступінь взаємодії будуть залежати від кількості води, яка відбирається.

Питанням розрахунку взаємодіючих свердловин методами гідромеханіки присвячено багато робіт (Дюпюї, Форхгеймер, Лейбензон, Щелкачев, Чарний та ін.)

З огляду на труднощі врахування всієї складності природних умов і надійного вибору розрахункових параметрів в практиці розрахунків найшли використання методи, які будуються на використанні даних пробних відкачок, наприклад, метод проф. М. Е. Альтовського.

Розглянемо дві взаємодіючі свердловини №1 і №2 (рис. 87).

Припустимо, що при роботі свердловин 31 при відкачці  $Q_1$  і зниженні  $S_1$  в сусідній (не працюючій) свердловині буде спостерігатися зниження статичного рівня  $t_2$ .

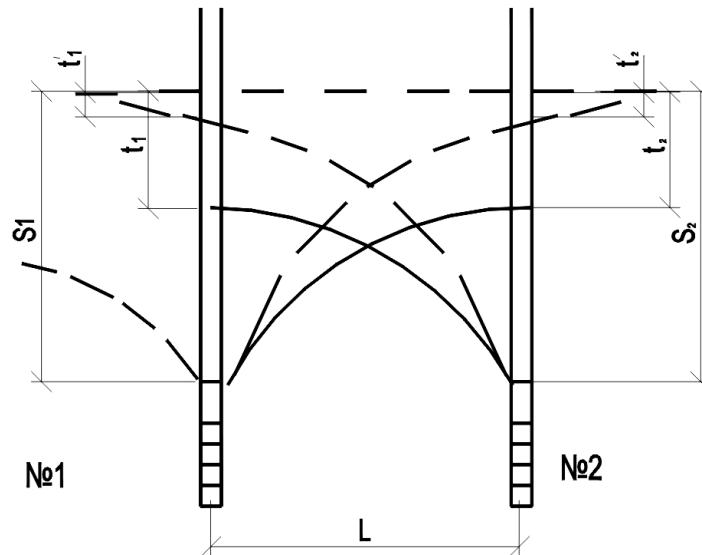


Рисунок 87 – Схема взаємодії двох свердловин

При роботі тільки другої свердловини (при  $Q_2$  і  $S_2$ ) в першому колодязі буде спостерігатися зрізка  $t_1'$ . При роботі обох свердловин через взаємодію, дійсні зрізки в обох свердловинах збільшаться і будуть: в свердловині №1  $t_1 > t_1'$  в свердловині №2  $t_2 > t_2'$ , а подача зменшиться. Розглянемо випадок напірних вод, для яких

$$Q = S q_{\text{пит.}}$$

Без взаємодії одержимо відповідно

$$Q_1 = S_1 q_1,$$

$$Q_2 = S_2 q_2,$$

де  $q_1$  і  $q_2$  – питомі дебїти свердловин №1 і №2 без врахування впливу

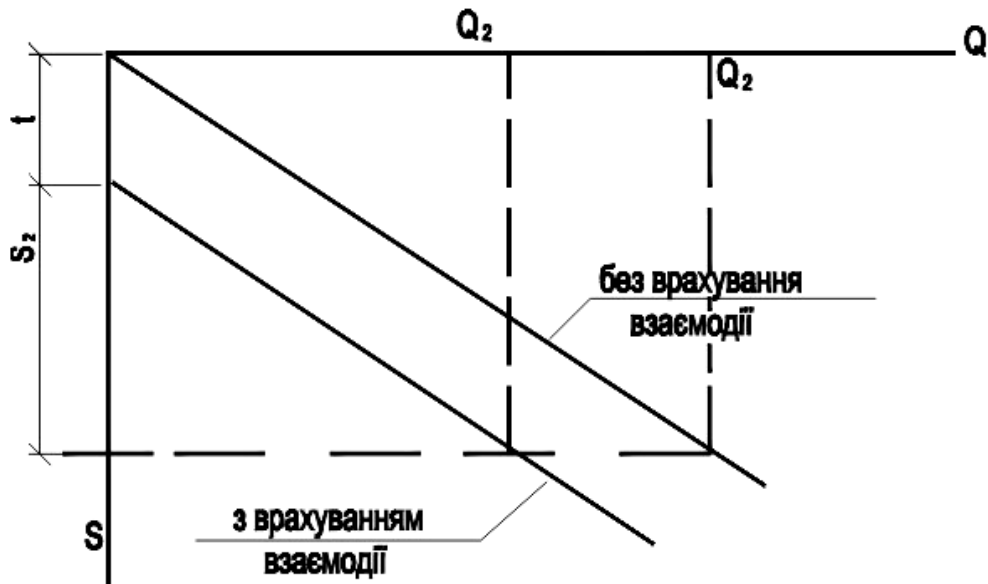


Рисунок 88 – Залежність витрати від зниження при взаємодії

на них відкачки з сусідньої свердловини. Враховуючи зниження в свердловинах, дійсний дебіт кожної з них буде

$$Q_2' = q_2 (S_2 - t_2)$$

$$Q_1' = q_1 (S_1 - t_1).$$

Графічно зміна витрати при взаємодії ілюструється рис. 88.

Знайдемо відношення змінених дебітів до дебітів при відсутності взаємодії

$$\frac{Q_1'}{Q_1} = \frac{q_1(S_1 - t_1)}{q_1 S_1} = 1 - \frac{t_1}{S_1} = \beta_1,$$

$$\frac{Q_2'}{Q_2} = \frac{q_2(S_2 - t_2)}{q_2 S_2} = 1 - \frac{t_2}{S_2} = \beta_2.$$

Звідси

$$Q_1' = Q_1 \left(1 - \frac{t_1}{S_1}\right) = \beta_1 Q_1,$$

$$Q_2' = Q_2 \left(1 - \frac{t_2}{S_2}\right) = \beta_2 Q_2,$$

де  $\beta_1$  і  $\beta_2$  – коефіцієнти впливу взаємодіючих свердловин.



Відкачку з кожної свердловини краще проводити при одному і тому ж зниженні  $S_1=S_2=S$ . З достатньою для практики точністю можна рахувати, що  $t_1=t_2=t$  і отже,

$$\beta_1=\beta_2=\beta.$$

Знайдемо зміну питомого дебіту при взаємодії

$$q'_1 = \frac{Q'_1}{S} = \frac{Q_1}{S} \left(1 - \frac{t}{S}\right) = q_1 \left(1 - \frac{t}{S}\right),$$

$$q'_2 = \frac{Q'_2}{S} = \frac{Q_2}{S} \left(1 - \frac{t}{S}\right) = q_2 \left(1 - \frac{t}{S}\right).$$

Знайдемо відношення зменшеної частини дебіту до повного дебіту, тобто

$$\frac{Q_1 - Q'_1}{Q_1} = \frac{q_1 S - q'_1 S}{q_1 S} = \frac{q_1 \left[1 - \left(1 - \frac{t}{S}\right)\right]}{q_1} = \frac{t}{S} = \alpha_1,$$

$$\frac{Q_2 - Q'_2}{Q_2} = \frac{q_2 S - q'_2 S}{q_2 S} = \frac{q_2 \left[1 - \left(1 - \frac{t}{S}\right)\right]}{q_2} = \frac{t}{S} = \alpha_2,$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha.$$

Величина  $\alpha$  називається коефіцієнтом зниження дебіту свердловини в результаті їх взаємодії. Коефіцієнт впливу

$$\beta = 1 - \alpha.$$

Якщо на яку-небудь свердловину і впливає кілька свердловин, то дійсний питомий її дебіт з врахуванням цього впливу буде

$$q'_i = q_i (1 - \Sigma \alpha),$$

де  $\Sigma \alpha$  - сума коефіцієнтів зниження дебіту всіх взаємодіючих свердловин

$$\Sigma \alpha = \alpha_1 + \alpha_2 + \dots + \alpha_n.$$

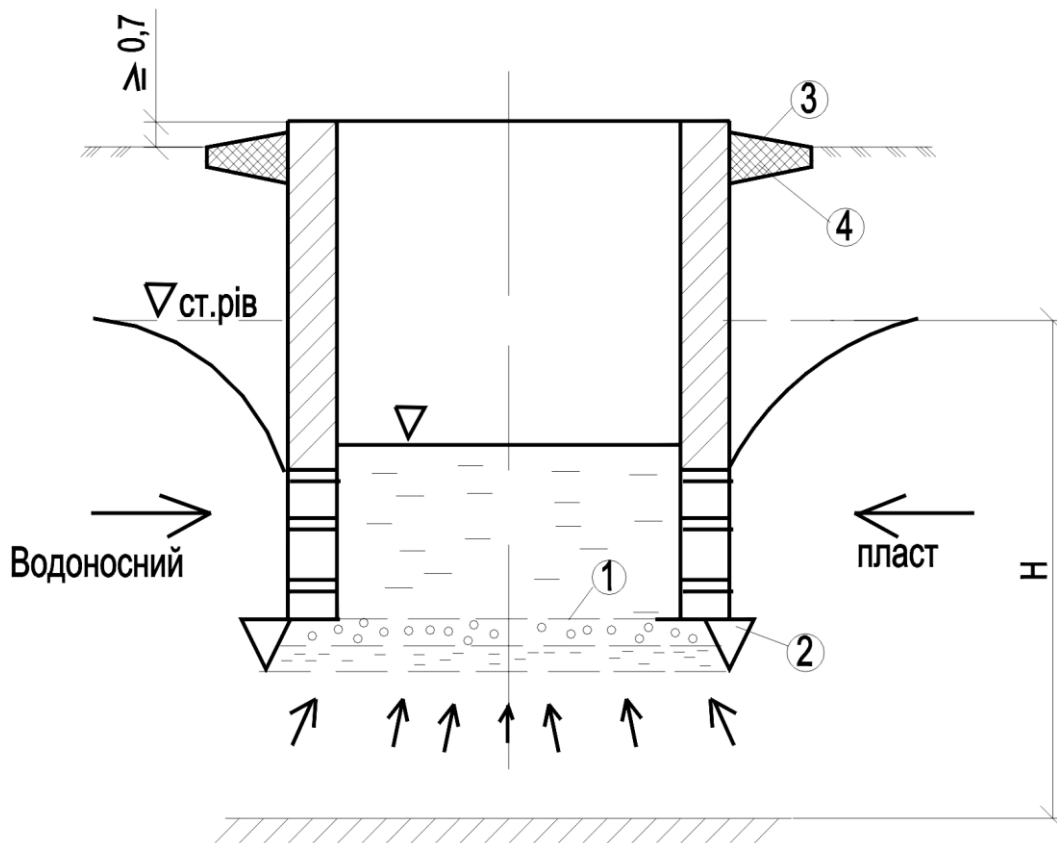
Для розрахунку взаємодії в окремих водозаборах рядом авторів запропоновано кілька формул, які можуть використовуватись в практиці. Взаємодія свердловин з ростом відстані між ними буде зменшуватись. Але одночасно росте вартість водогонів. Оптимальний варіант знаходиться шляхом техніко-економічних співставлень.

## Тема 12. Шахтні колодязі, їх конструкція.

Схеми водозборів з використанням шахтних колодязів.

Шахтні колодязі частіше всього використовують для одержання з безнапірних водоносних пластів (рідко з слабонапірних вод, які залягають відносно неглибоко (не більше 20м). Прийом води шахтними колодязями здійснюється через дно і стінки (рис. 89). Для централізованого водопостачання вони використовуються рідко тому, що для таких витрат вони не економічні.

Шахтні колодязі бувають кам'яними (з цегли чи бутового каменю), бетонними, з/б і дерев'яними. При невеликому діаметрі колодязів їх можна робити із збірних з/б кілець.



- 1 - зворотний фільтр;
- 2 - ніж;
- 3 - вимощення;
- 4 - глиняний замок.

Рисунок 89 - Шахтний колодязь

В стінках колодязя в межах водоносного пласта можуть влаштовуватись отвори для збільшення припливу води в колодязь. Цими отворами в залежності від конструкції стінки можуть служити щілини в бутовій або цегляній кладці або спеціальні отвори, які виконуються в бетонних стінках. Діаметр шахтного колодязя звичайно не перевищує 3...4м. При більших розрахункових діаметрах більш доцільним буває збільшення кількості колодязів. При облаштуванні кількох колодязів їх розміщують в одну лінію, яка вибирається перпендикулярно напрямку ґрунтового потоку, і з'єднують між собою сифонними (іноді самопливними) трубами. Відбір води здійснюється із збірного колодязя, який іноді одночасно використовується і для прийому води з ґрунту. З цього колодязя вода забирається насосами.

Завдяки значним розмірам збірних шахтних колодязів в них іноді можна розмістити і насосне обладнання.

Всякий шахтний колодязь повинен бути піднятим не менше, ніж на 0,7м вище поверхні землі. Навколо колодязя у поверхні землі виконують глиняний замок на глибину 1,5...2м і радіусом біля 2м (вимощення для виключення попадання в колодязь атмосферних вод).

Конструкції і обладнання колодязів дуже різноманітні. Для їх улаштування використовують з/б кільця без фільтру або з фільтром.

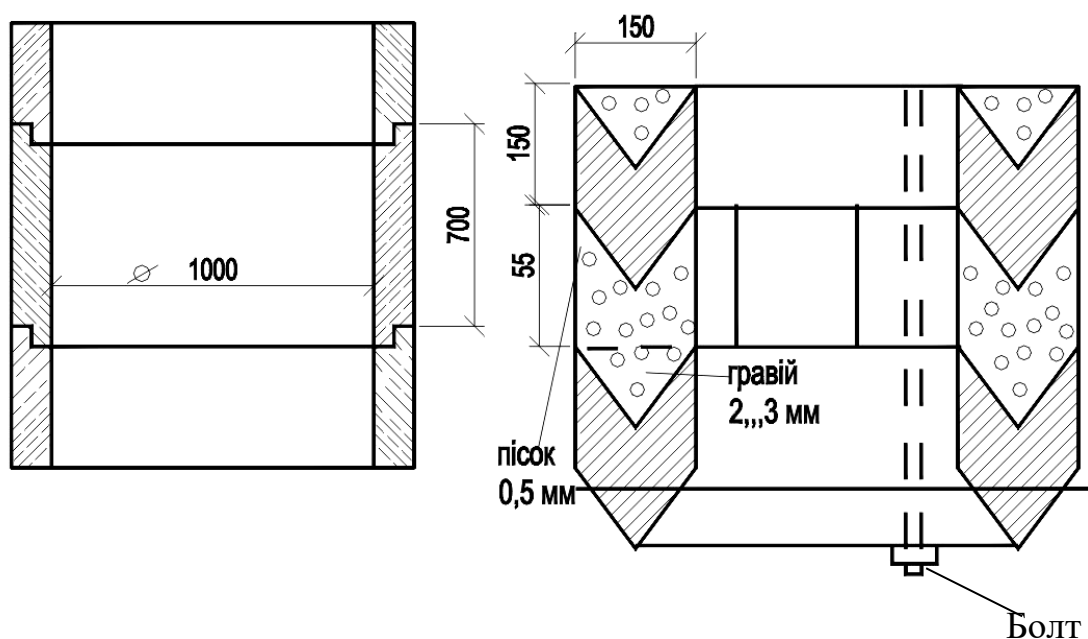


Рисунок 90 – Конструкція елементів шахтних колодязів.

В сільських місцевостях широке використання одержали дерев'яні шахтні колодязі квадратні в плані розміром (1х1м)...(1,4х1,4м). Для їх улаштування використовуються колоди  $d=14...18\text{см}$ , які стесані з внутрішньої сторони, або пластини і колоди  $d=20...22\text{см}$ . Будівництво колодязів ведеться часто опускним методом з використанням грейферів для розробки ґрунту.

Розрахунок шахтних колодязів заключається в визначенні (шляхом підбору) діаметру і числа колодязів по заданій витраті і в перевірці дебіта колодязя при наміченому діаметрі і допустимій або бажаній глибині зниження рівня води.

Для визначення дебіту шахтних колодязів, які приймають воду через дно з безнапірного водоносного пласту, існує ряд формул, які дають приблизне рішення.

Якщо відстань від дна колодязя  $T$  до підстилаючого водоупору більше діаметру (внутрішнього) колодязя  $D$  ( $T > 2r$ ), то приплив води до колодязя можна визначити за формулою В. Д. Бабушкіна

$$Q = \frac{2\pi K_{\phi} S r}{\frac{\pi}{2} + \frac{r}{T} (1 + 1,18 \lg \frac{R}{4H})},$$

де  $K_{\phi}$  – коефіцієнт фільтрації,

$r=D/2$  – внутрішній радіус колодязя,

$H$  – потужність водоносного пласта,

$T$  – відстань від дна колодязя до підстилаючого водоупору,

$S$  – зниження рівня води при відкачці.

При  $H > 10\text{м}$  і при  $R/H < 10$  можна користуватися формулою Форхгеймера

$$Q = 4K_{\phi} S r.$$

Задаючись величиною радіусу колодязя і визначаючи за приведеними формулами дебіт при допустимих для даних умов глибинах зниження, можна судити про достатність цього дебіту, а отже і про прийнятий діаметр колодязя. При перших прикидках може статися так, що для одержання необхідної витрати води величина  $S$  повинна бути такою великою, що не може бути допустимою при наявній потужності водоносного пласта або вимагатиме

значного збільшення глибин колодязя. В цих випадках приймається більший діаметр колодязя або збільшується кількість колодязів.

В колодязі повинен зберігатися шар води 1...2м. Цей запас води не повинен бути великим тому, що можливий застій, а крім того, його рівень повинен бути під динамічним рівнем води.

Розрахункові швидкості припливу в шахтний колодязь в залежності від характеру порід можна визначити за формулою С. К. Абрамова

$$V_{\phi} = 65\sqrt{K_{\phi}} .$$

При фільтрації через дно колодязя розрахунковий дебіт буде

$$Q=0,785 D^2 \cdot V_{\phi}.$$

З цієї формули можна визначити діаметр колодязя.,

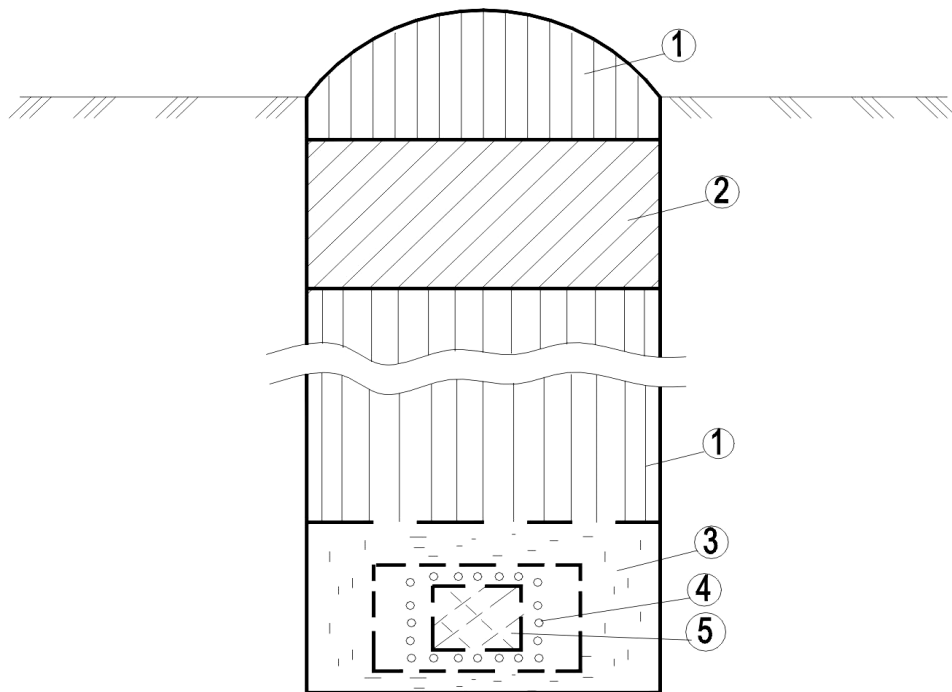
### Тема 13. Горизонтальні водозбори, їх основні типи, конструкція і розрахунок

Горизонтальні водозбори використовують при необхідності використання неглибоких водоносних пластів (до 7...8м) відносно невеликої потужності.

Конструкції горизонтальних водозборів можна розділити на 3 групи:

- а) траншейні водозбори з засипкою каменем або щебенем (рис. 91),
- б) трубчаті водозбори (рис. 92),
- в) водозбірні галереї (рис. 93).

Для трубчатих водозборів використовують керамічні, бетонні і з/б труби круглого і овоїдального перерізу з фільтруючою гравійно-піщаною обсыпкою навколо них.



- 1 – місцевий ґрунт;
- 2 – екран;
- 3 – крупнозернистий пісок;
- 4 – гравій;
- 5 – щебінь чи рваний камінь.

Рисунок 91 – Траншейний водозбір

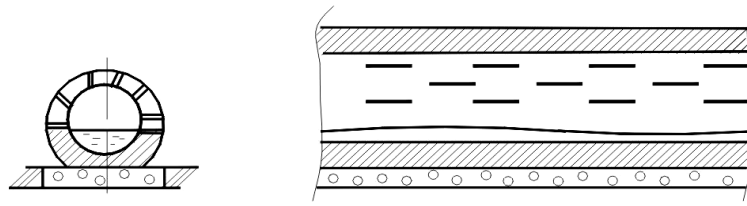


Рисунок 92 – Трубчатий водозбір

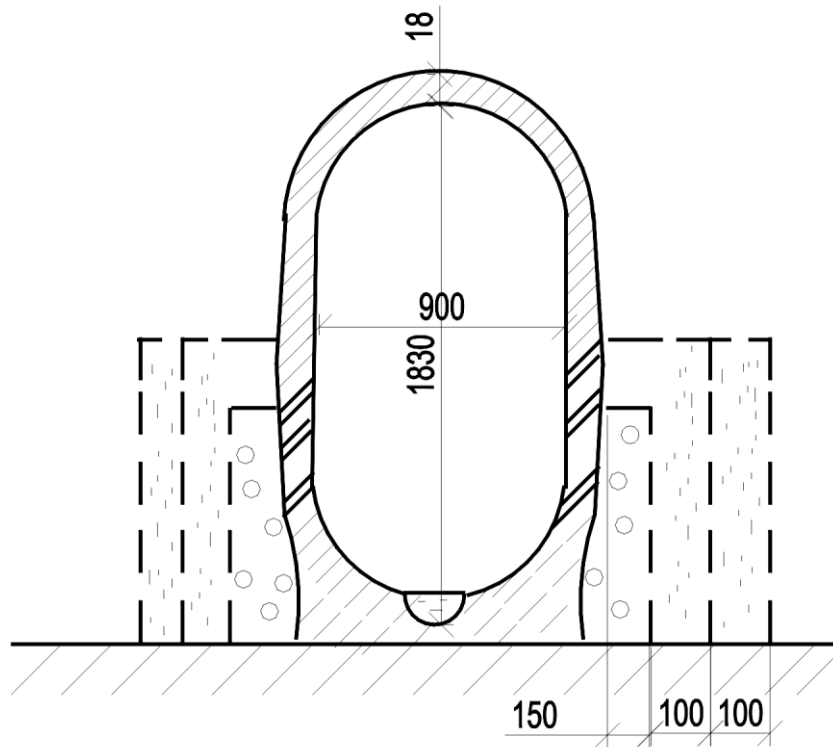
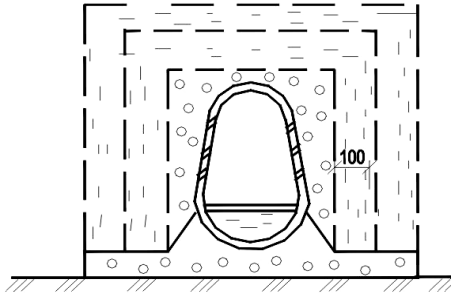


Рисунок 93 – Водозабірна галерея

При влаштуванні горизонтальних водозаборів різних типів необхідно виконувати наступні умови:

- Недопустимість утворення підпору ґрунтових вод в водоносному пласті внаслідок недостатньої пропускної можливості труб водозбору. Підпір особливо недопустимий при односторонньому захваті ґрунтових вод на схилах гір тому, що він може визвати відхід окремих струменів потоку в сторону від каптажу.
- Улаштування низу водоприймальної частини на водоупорі, який підсталає водоносний пласт.
- Не повинно бути виносу частинок ґрунту.
- Конструкція водоприймальної частини повинна виключати можливість осідання винесених з ґрунту частинок в місцях, не розрахованих на їх приймання.
- Водозбір повинен бути захищеним від проникнення в нього поверхневих вод зверху чи збоку глиняним екраном, захищеним від висихання.
- Матеріали, з яких робиться водозбір не повинні впливати на якість забираємої води.
- Водоприймальна частина повинна вентилуватися. Тому вона повинна працювати неповним перерізом.
- Водоприймальна частина повинна бути доступною для огляду і очистки.

Визначення діаметрів трубопроводів горизонтальних водозборів слід виконувати для періоду низького стояння рівня ґрунтових вод при розрахунковому наповненні  $h=0,5$  Дтр. Ухили труб в бік водозбірного колодязя повинні бути від 0,007 до 0,001 при зміні діаметру від 150мм до 500мм. Швидкість течії води в трубах повинна забезпечувати переміщення частинок породи з водоприймальних труб в водозбірний колодязь.

Для нагляду за роботою трубчатих і галерейних водозборів, їх вентиляції і ремонту влаштовуються оглядові колодязі круглого перерізу  $D=1$ м. Відстань між оглядовими колодязями приймається:

- для трубчатих водозборів  $d=150...600$ мм – 50м,
- для трубчатих водозборів  $d>600$ мм – 75м,
- для галерейних водозборів 10...150м.

Верх колодязів повинен бути вище не менше, ніж на 0,5м над поверхнею землі. Навколо колодязя повинне бути виконане водонепроникне вимощення



шириною не менше 1м і глиняний замок. Оглядові колодязі повинні бути обладнанні кришками і вентиляційними трубами, які повинні підніматися над поверхнею землі на висоту не менше, ніж на 2м. Отвір в трубі повинен обладнуватися металевим ковпаком.

Розрахунок горизонтальних водозборів заключається в визначенні необхідної довжини дрени для прийому з водоносного шару розрахункової кількості води і розмірів труб, галереї або кам'яної фільтруючої засипки для транспортування до збірного колодязя води, яка в них надходить.

Досліджуючи закони припливу води до горизонтальних водозборів, Дюпюї одержав такі формули:

а) при односторонньому притоці

$$Q_1 = LK_{\phi} \frac{H^2 - h^2}{2R},$$

б) при двосторонньому притоці

$$Q_2 = LK_{\phi} \frac{H^2 - h^2}{R}.$$

Ці формули дають приблизний результат для ґрунтових басейнів тому, що при виводі їх, реальні умови були сильно ідеалізовані.

В загальному випадку при розміщенні горизонтального водозбору значної довжини ( $2L \gg R$  – радіус виливу) в водоносному пласті, який має віддалену області живлення, розрахунок слід вести за формулою:

$$Q = \frac{2LK_{\phi}mS}{r + \varepsilon_{\phi}}$$

де  $2L$  – загальна довжина водозбірної частини водозабору;

$K_{\phi}$  – коефіцієнт фільтрації, м/добу;

$m$  – потужність напірного водоносного пласта; для безнапірного пласта

$$m = \frac{H + h_g}{2}$$

$H$  – товщина шару води до початку відкачки (різниця позначок статичного рівня і підстилаючого водозбору),

$h_g$  – глибина динамічного рівня в горизонтальному водозборі,

$S$  – зниження статичного рівня

$$S=H-h_g,$$

$\varepsilon_\phi$  – коефіцієнт, який враховує фільтраційний опір, що визивається недосконалістю розкриття водоносного пласта і визначається за формулою:

$$\varepsilon_\phi=0,16\pi\ln\frac{h_{сер}}{2\pi r \sin(\pi C/h_{сер})}=0,37\pi\lg\frac{h_{сер}}{2\pi r \sin(\pi C/h_{сер})} \quad (1)$$

де  $h_{сер}$  – середня глибина безнапірного потоку за період експлуатації водозабору,  $h_{сер}=(0,7-0,8)h$ ;

$C$  – заглиблення центру дрени під першопочатковий рівень води в пласті;

$R$  – радіус круглої дрени (для галерейного водозабору у вигляді галереї зі сторонами  $b_1$  і  $b_2$

$$r=0,5(b_1+0,5b_2).$$

Для горизонтальних водозборів з малою довжиною водоприймальної частини (коли  $2L \leq R \approx L$ ) розрахунок слід вести за формулою:

$$Q_0 = \frac{2\pi K_\phi m S}{\ln R_0 / l + \varepsilon_0}$$

або за формулою

$$Q_0 = \frac{2\pi K_\phi m S}{R_0 + \varepsilon_0}$$

де  $R_0 \approx 4.06\sqrt{at}$  – радіус зони впливу для водозбору малої довжини при невстановившомуся режимі водозбору. Якщо режим встановившийся,

$$R_0 = \frac{1}{2} \ln(1 + 2R) + 2R \operatorname{arctg} \frac{1}{2R};$$

$$\varepsilon_0 = 0,5 \frac{h_{cep}}{l} \ln \frac{h_{cep}}{2\pi r \sin \frac{\pi c}{h_{cep}}} = 1,15 \frac{h_{cep}}{l} \lg \frac{h_{cep}}{2\pi r \sin \frac{\pi c}{h_{cep}}}. \quad (2)$$

Якщо горизонтальний водозбір досконалий, то

$$\varepsilon_\phi - 0,32 h_{cep} \ln \frac{0,225 h_{cep}}{r} = 0,74 h_{cep} \lg \frac{0,225 h_{cep}}{r},$$

$$\varepsilon_0 = \frac{h_{cep}}{l} \ln \frac{0,225 h_{cep}}{r} = 2,3 \frac{h_{cep}}{l} \lg \frac{0,225 h_{cep}}{r}.$$

Горизонтальні водозбори, які розміщені біля ріки впродовж лінії урізу води і живляться інфільтраційними водами, необхідно розраховувати за формулами, які враховують надходження води з поверхневого джерела в експлуатаційний пласт. При цьому довжина зони впливу горизонтального водозбору  $R$  при розміщенні водозбору паралельно руслу ріки або урізу води поверхневого джерела на відстані  $L$  - дорівнює цій відстані, тобто

$$R=L,$$

а при невстановившомуся русі  $R$  визначається за формулою

$$R = 0,56 \sqrt{at},$$

$a$  – коефіцієнт п'єзопроводності,

$t$  – час роботи водозбору.

Для встановившогося руху радіус впливу горизонтального водозбору можна визначити за формулою:

$$R = 2S \sqrt{K_\phi S}.$$

Враховуючи, що витрата, яка надходить в горизонтальний водозбір, змінюється по його довжині, то при виборі діаметру труб вся лінія розбивається на ділянки довжиною  $l=10-20\text{м}$ . За витратами кожної перевіряється наповнення в трубопроводі при швидкості в ньому від  $0,3\text{м/с}$  до  $1,4\text{м/с}$ .

Розмір поперечного перерізу водопроводячої частини галереї і труб визначають за розрахунковим притоком води до них на окремих ділянках або повністю на всю довжину до водоприймального колодязя із умови безнапірного руху води в них зі швидкістю не менше  $0,7\text{м/с}$  при наповненні  $0,5\text{Д}$  за формулою

$$Q = \omega_c \sqrt{R_r I},$$

де  $\omega$  – площа живого перерізу потоку,

$R_r$  – гідравлічний радіус,

$C$  – коефіцієнт Шезі,

$I$  – повздовжній ухил.

Площа живого перерізу буде

$$\omega = \frac{Q}{C \sqrt{R_r I}}$$

У випадку траншейного водозбору витрата води по ньому буде

$$Q = \rho \omega_k V$$

або

$$Q = K_T \omega_k \sqrt{I}.$$

Тоді

$$\omega_k = \frac{Q}{\rho V}$$

або

$$\omega_k = \frac{Q}{(K_T \sqrt{I})}$$

де  $\omega_k$  – площа перерізу кам'яного фільтруючого шару,

$p$  – пористість завантаження ( $p=0,15 \div 0,45$ ),

$V$  – швидкість руху води за формулою проф. С.В. Ізбаша

$$V = C_0 p^m \sqrt{V^{m-2} \alpha^{m-3} I}$$

$V$  – кінематичний коефіцієнт вязкості,  $\text{см}^2/\text{с}$ ;

$d$  – діаметр кусків завантаження, які приведені до шару в  $\text{см}$ ;

$$C_0 = 20 - 14/d; \quad m = 2 - 0.34/d^2.$$

Для гравію  $d=0,5 \div 2,5 \text{ см}$ .

$K_T$  – коефіцієнт турбулентної фільтрації який залежить від крупності каменю

$$d=10 \text{ см} - K_T=0,25 \text{ м/с}, \quad d=20 \text{ см} - K_T=0,4 \text{ м/с},$$

$$d=30 \text{ см} - K_T=0,5 \text{ м/с}, \quad d=50 \text{ см} - K_T=0,6 \text{ м/с}.$$

Площа водоприймальних отворів, які приходяться на 1 м водозбірних (дренажних) труб і галерей горизонтального водозбору, може бути визначена за формулою:

$$\omega_{\text{отв}} = \frac{q_{\text{макс}}}{\mu \sqrt{2gh}}$$

де  $q_{\text{макс}}$  – максимальний приплив на 1 м водоприймальної частини,  $\text{м}^3/\text{с}$ ;

$\mu$  – коефіцієнт витрати води, для круглих отворів,  $\mu = 0,6 \div 0,62$ ;

$h$  – середній напір над водоприймальними отворами,  $\text{м}$ ;

$g = 9,81 \text{ м/с}^2$ .

Для дренажних труб  $h$  можна приймати з деяким запасом рівним  $0,3D$  ( $D$  – зовнішній діаметр труби). Для збірних галерей  $h$  приймають рівним відстані від рівня води біля стіни галереї до центру ваги середнього по висоті отвору. Діаметр одного отвору приймають від  $0,5$  до  $1 \text{ см}$ .

В грунтах, які можуть розмиватися і осипатися (в пісках, супісках, в гальках і т.п.) вільний простір між водозбірною трубою і грунтом водоносного пласта заповнюють кількома шарами гравійного фільтру.

Для запобігання виносу з водоносного пласту мілких частинок ґрунту вихідна швидкість не повинна перевищувати величини, яка визначається за формулою С. К. Абрамова

$$V_{\phi} = 65\sqrt[3]{K_{\phi}},$$

тобто

$$\frac{q_{\max}}{\omega_{об}} \leq V_{\phi},$$

де  $q_{\max}$  – максимальний приплив води на 1пм водопріймальної частини в м/с;

$\omega_{об}$  – площа поверхні обсіпки, яка прилягає до водоносної породи

$$\omega_{об} = h_{об} \times l \text{ м}^2,$$

$h$  – висота шару обсіпки.

## Тема 14. Променеві водозабори

1. Класифікація променевих водозаборів.
2. Конструктивні особливості променевих водозаборів
3. Розрахунок променевих водозаборів.

В залежності від умов живлення і розміщення на місцевості променеві водозабори бувають:

- 1) Берегові – з шахтою і променями, які знаходяться на березі водотоку чи водоему (рис. 94а).
- 2) Підруслові:
  - з шахтою на березі, а променями в руслі ріки (рис. 94б);
  - з шахтою і променями в руслі ріки (рис. 94в).
- 3) Комбіновані (берегорусліві) з шахтою, яка розміщена на березі водостоку чи водоему і променями, які частково розміщені під руслом, а частково в березі (рис. 94г).
- 4) Міжрічкові, які розміщені на мисі або між рукавами ріки (рис. 94д).
- 5) Водороздільні, які розміщаються на великому віддаленні від водотоку чи водоему і одержують живлення тільки за рахунок ґрунтових вод.

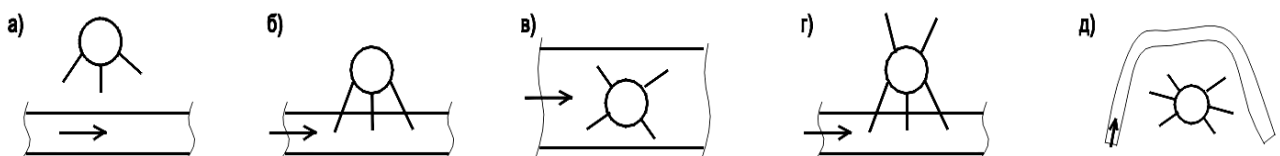


Рисунок 94 – Схеми променевих водозаборів

За конструкцією променеві водозабори бувають:

- основного типу з шахтою діаметром 3...6м і горизонтальними променями великої довжини (20м і більше) і великого діаметру (100мм і більше);
- особливого типу – водозабори з шахтою невеликого діаметру (1,5...2м). короткими променями, променями, які піднімаються чи опускаються, з фільтруючим дном або вікнами стінок водозбірної шахти.

За кількістю ярусів водоприймальних променів променеві водозабори бувають

- одноярусні (з фільтровими променями, які розміщені в одній площині (на одній площині));
- багатоярусні (з променями, які розміщуються в кількох площинах).

Шахти променевих водозаборів споруджують відкритим, опускним чи кесонним способом. Фільтрові горизонтальні промені виконують закритим способом – методом продавлювання чи проколювання. Для них використовуються сталеві дірчаті чи щільові труби діаметром  $d=50\dots600$ мм і довжиною  $5\dots80$ м. Ширина прорізів  $4\dots9$ мм, а довжина  $35\dots140$ мм. При довжині променів більше  $60$ м їх слід влаштовувати телескопічними. Шпаруватість променів не повинна бути більше  $20\%$ . Як правило, кількість променів в одному ярусі не повинна перевищувати  $6$  і кут між ними не повинен бути менше  $30^\circ$ . В неоднорідних водоносних породах невеликої потужності і різної вододостатності рекомендується влаштовувати багатоярусні променеві водозабори.

Для розрахунку горизонтальних водозабірних дрен користуються різними формулами. Але всі вони дають достатньо значні помилки. Тому в кожному окремому випадку слід аналізувати, яка з них може дати найбільш достовірний результат.

Для приблизних розрахунків при проектуванні променевих водозаборів можна користуватися формулою К. А. Абвезера

$$Q=\alpha ELSk,$$

де  $\alpha$  - коефіцієнт, який враховує умови розміщення променя в водоносному пласті,  $\alpha =1\dots1,25$ ;

$E$  – коефіцієнт, який враховує гранулометричний склад водоносної породи, її пористість, довжину променя,  $E=1\dots2,6$ .

$L$  – довжина променю,

$S$  – зниження статичного рівня,

$K$  – коефіцієнт фільтрації водоносної породи.



Для визначення продуктивності одиночної горизонтальної дрени довжиною  $L$  біля ріки, користуватись формулою

$$Q_1 = \mu k \frac{S}{B},$$

де  $Q_1$  – витрата відрізка довжиною  $l$  безкінечно довгої дрени,

$\mu$  - коефіцієнт замулювання дна ріки в залежності від її каламутності, який приймається за рекомендаціями С. К.Абрамова

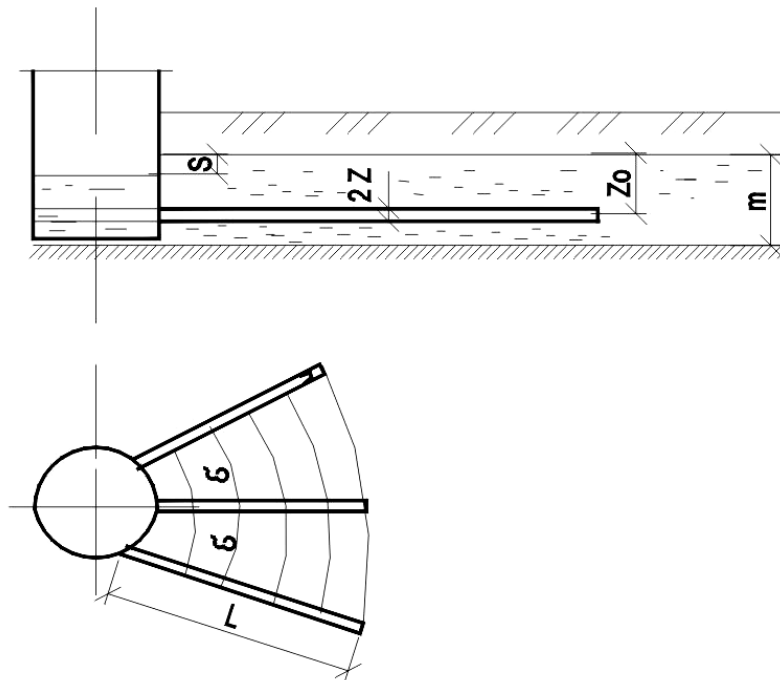


Рисунок 95 – Схема променевого водозабору

Величина  $B$  визначається за формулою

$$B = 0,159 \ln \left[ \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} \cdot \frac{2z_0 - z}{m} \right) \operatorname{ctg} \left( \frac{\pi}{4} \cdot \frac{r}{m} \right) \right].$$

Для випадку розміщення дрени на водоупорі при  $m=z_0$

$$B = 0,159 \ln \operatorname{ctg} \left( \frac{\pi}{4} \cdot \frac{r}{m} \right).$$

При відсутності водоупору при  $m \rightarrow \infty$

$$B = 0,159 \ln \frac{2z_0}{r}$$

Врахування взаємодії розміщених радіально фільтрів підруслового променевого водозабору можна шляхом заміни відрізків променевих дрен відрізками еквівалентних їм паралельних дрен тієї ж довжини (рис. 95). Для цього користуються формулою В. В. Ведернікова, яка відноситься до системи паралельних безкінечно довгих дрен

$$B = 0,159 \left( \ln \operatorname{sh} \frac{2\pi z_0}{\sigma} - \ln \operatorname{sh} \frac{\pi r}{\sigma} \right),$$

де  $\sigma$  - відстань між відрізками паралельних дрен, яка дорівнює довжині дуги кожного з концентричних кіл, що ними розбивається область променевих дрен в горизонтальній площині (чим на більше число відрізків розбита довжина променя водозабору, тим точніше визначається його продуктивність);

$$\operatorname{sh} x = \frac{e^x - e^{-x}}{2} - \text{гіперболічний синус}$$

Сумарна витрата променевого водозабору

$$Q = \mu k S \sum \frac{1}{B},$$

де  $B$  – визначається за попередньою формулою для кожної з ділянок променів в залежності від  $\sigma$ .

В практиці проектування променевих водозаборів широке розповсюдження одержали розрахункові залежності М. Ф. Бочевера, згідно з якими продуктивність променевих водозаборів берегового і водороздільного типів, тобто водозаборів з променями, які не заходять під дно водоема, визначається за формулою

$$Q = \frac{2\pi K_{\phi} h_{cep} S}{\ln R / r_{np}} = \frac{2,73 h_{cee} K_{\phi} S}{\lg R / r_{np}}$$

де  $R$  – радіус впливу водозабору, м.

При розміщенні водозабору біля ріки (береговий тип)  $R=2L$ , тобто подвоєній відстані від центру шахти до урізу в річці, а при розміщенні водозабору у віддаленні від поверхневого джерела (водороздільний тип)

$$R=10S\sqrt{K_{\phi}},$$

де  $K_{\phi}$  – коефіцієнт фільтрації водоносного пласта, в якому розміщені промені водозабору,

$h_{\text{сер}}=(0,7\div 0,8)h$  – середня глибина води над водонепроникним шаром в процесі експлуатації при першопочатковій глибині  $h$ , м;

$S$  – зниження статичного рівня при експлуатації водозабору;

$R_{\text{пр}}$  – приведений радіус водозабору

$$r_{\text{пр}}=\alpha_{\text{пр}}\exp\left(-\frac{2}{n}\varepsilon_0\right),$$

де  $n$  – кількість променів,

$\alpha$  – коефіцієнт, який враховує взаємний вплив променів (при  $n=3$   $\alpha=0,55\div 0,6$ ; при  $n=5$   $\alpha=0,65\div 0,7$ ),

$\varepsilon_0$  – коефіцієнт, який враховує розміщення променя в пласті (формула 2).

Продуктивність водозаборів руслового, підруслового, берегоруслового, міжрічкового типів визначається за формулою:

$$Q=2\pi K_{\phi} h_{\text{сер}} S (R_{\phi}+R_p),$$

де

$$R_{\phi} = \frac{1}{\ln \frac{2L}{\alpha l_{\phi}} + \frac{2}{\eta b} \varepsilon_{\phi}}$$

$$R_p=1/\varepsilon_p,$$

$L$  – відстань від центру колодязя до урізу води в річці, м;

$n_{\phi}$  і  $l_{\phi}$  – кількість і середня довжина променів в березі;

$\varepsilon_{\phi}$  – коефіцієнт, який враховує розміщення променя в пласті берега (формула 1);

$\varepsilon_p$  – те ж саме, під дном поверхневого джерела

$$\varepsilon_p = \frac{\pi h_{cep}}{n_p l_p} \ln \left( \frac{4h_{cep}}{\pi r} \operatorname{tg} \frac{\pi c}{2h_{cep}} \right),$$

де  $n_p$  і  $l_p$  – число і середня довжина променів під дном ріки;

$r$  – радіус променя, м;

$c$  – глибина від верхнього водонепроникного шару (або від першопочаткового рівня води) до осьової лінії променя, м.

Променеві водозабори в порівнянні зі свердловинами мають ряд позитивних сторін:

- а) територія для спорудження променевого водозабору повинна бути значно меншою;
- б) захват і підйом ґрунтової води знаходяться в одному місці;
- в) менша кількість насосних агрегатів;
- г) можна регулювати (за допомогою засувок) і контролювати кількість води, яка надходить з кожної фільтрової труби окремо);
- д) зменшення швидкостей фільтрації за рахунок збільшення поверхні фільтрації.

В порівнянні з горизонтальними водозаборами променеві водозабори в ряді випадків виявляються більш дешевими.

В порівнянні з річковими водозаборами променеві водозабори часто забезпечують забір води необхідної якості без спорудження очисних споруд.

Головний недолік цих водозаборів – велика трудоємність спорудження шахтів і променів.

## Тема 15. Особливості водозборів інфільтраційного типу

Водозабори інфільтраційного типу передбачаються для забору води з підруслового потоку. Такий потік створюється при насиченні водоносних порід русла ріки річковою і ґрунтовою водою.

Особливістю цього типу водозаборів являється те, що головним джерелом, яка живить їх, являється річка. При цьому річкова вода попередньо фільтрується через шар водоносної породи. Це при значних швидкостях фільтрації може привести до замулювання русла ріки. Тісний гідравлічний зв'язок руслового і підруслового потоків впливає на витрату водозаборів.

Використання водозаборів інфільтраційного типу визначається тим, що:

- а) одержана вода майже повністю вільна від завислих речовин;
- б) значно підвищуються санітарні якості води;
- в) виключаються утруднення, які пов'язані з забором води з шугоносних рік;
- г) такі водозабори дозволяють забирати воду з мілких рік і рік з нестійким руслом.

В якості інфільтраційних водозаборів можуть використовуватись всі типи підземних водозаборів, які були розглянуті раніше. Особливістю їх являється тільки те, що вони споруджуються безпосередньо біля джерела або навіть під його дном (рис. 96).

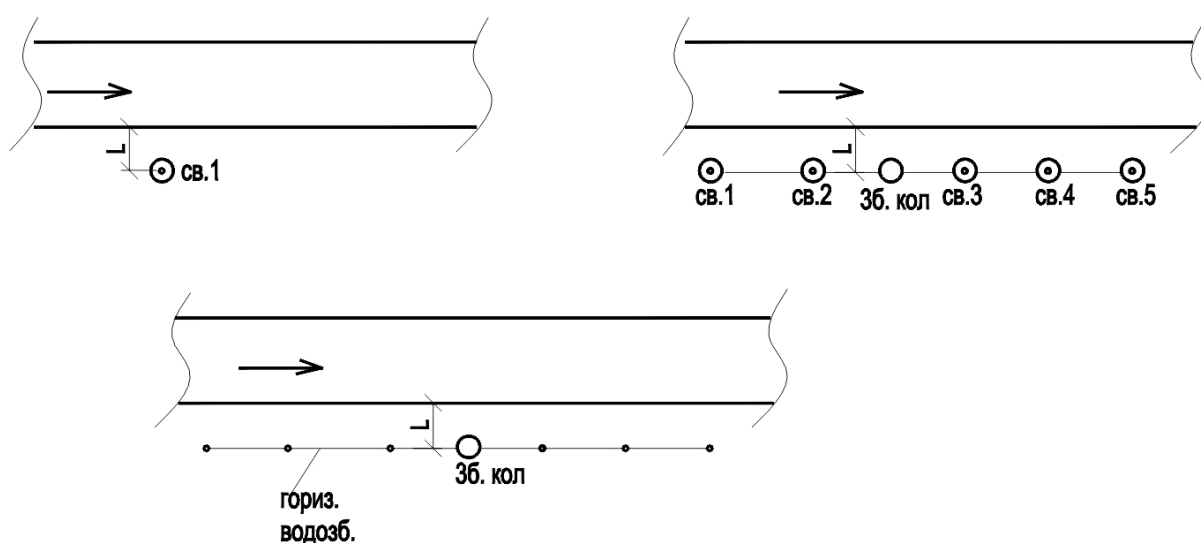


Рисунок 96 – Водозабори інфільтраційного типу.

Інфільтраційні водозабори надійні в експлуатації і можуть працювати довгий період практично без зміни дебіта або з його незначним зменшенням.

Проте бувають і випадки помітного зниження продуктивності окремих інфільтраційних водозаборів в процесі їх експлуатації в порівнянні з першопочатковою, що являється їх суттєвим недоліком. До основних причин зменшення дебіту інфільтраційних водозаборів слід віднести: кольматацію русла ріки або дна водоему в місці розміщення водозаборів; зміна фільтруючої можливості променів при забиванні їх щілин зернами водоносної породи, заростання солями кальцію, заліза, марганцю і ін. хімічними сполуками; зниження статичного рівня води або напору водоносного пласта, а також зниження рівня води в ріках і водоемах, які живлять водозабори.

Для боротьби з кольматацією фільтруючої поверхні проводять ряд заходів, які спрямовані на зменшення вірогідності таких процесів.

Горизонтальні водозбори, які розміщені поблизу ріки впродовж лінії урізу води і які живляться інфільтраційними водами, необхідно розрахувати за формулами, що враховують надходження води з поверхневого джерела в експлуатуємий пласт:

- при водозборі значної довжини ( $2l \gg R=L$ )

$$Q = \frac{2lK_{\phi}mS}{L + \frac{1}{f} + \varepsilon_{\phi}},$$

$\varepsilon_{\phi}$  – коефіцієнт, який враховує фільтраційний опір, що визивається недосконалістю розкриття водоносного пласту;

- при водозборі невеликої (обмеженої) довжини ( $2l \leq R \approx L$ )

$$Q = \frac{2\pi K_{\phi}mS}{\ln \sqrt{1 + \frac{2L}{l} + \frac{2L}{l} \arctg \frac{1}{2L} + \frac{\pi}{lf} + \varepsilon_0}}$$

де  $f$  – коефіцієнт, який враховує додатковий опір рухові води з відкритого джерела до водозбору, що пояснюється кольматацією (замулюванням) і неоднорідністю руслових відкладень,

$$f = \frac{K_{\phi 1} m_1}{K_{\phi} m} \sqrt{\frac{K_{\phi 0}}{K_{\phi 1} m_1 m_0}},$$

де  $K_{\phi}$  і  $m_0$  – коефіцієнт фільтрації і потужність експлуатаційного шару в руслі,

$K_{\phi 1}$ ,  $m_1$ ,  $K_{\phi}$  і  $m$  – коефіцієнти фільтрації і потужності пластів відповідно русла і берега.

При односторонньому притоці води до водозбору його продуктивність зменшується в 2 рази при тій же довжині водоприймальної частини. Якщо водоприймальна частина має довжину до 30÷50м, продуктивність його можна визначити за формулою Форхгеймера

$$Q = 1.36 K_{\phi} \frac{h_c^2 - h_g^2}{\lg \frac{R}{0.25L}}$$

## Тема 16. Штучне поповнення запасів підземних вод

Використання підземних вод, які залягають на невеликій глибині від поверхні землі, для господарсько-питного водопостачання являється більш раціональним, ніж використання для цих цілей вод поверхневих джерел. Але їх запаси обмежені. Тому іноді використовують штучне поповнення запасів підземних вод, для чого використовують поверхневі води річок, водосховищ, озер, каналів, а іноді шахтні і дренажні води, води оборотних систем водопостачання промислових підприємств і т.п.

За характером впливу на баланс підземних вод розрізняють такі способи:

- збільшення його приходної частини;
- зменшення його витратної частини.

За ступенем впливу на баланс підземних вод розрізняють:

- способи зосередженого інтенсивного впливу (інфільтрація за допомогою басейнів, ставків поглинаючих свердловин і т.п.);
- способи, які розраховані на тривалий вплив на значних площах (снігозатримання, зрошення, регулювання стоку і т.п.).

За *цільовим призначенням* методи штучного поповнення можуть бути *прямими і побічними*.

За *технічним здійсненням* виділяють 2 способи штучного поповнення запасів підземних вод:

- *поверхнева інфільтрація* сиріої води,
- *внутрішньогрунтова інфільтрація*.

Згідно з цими методами інфільтраційні споруди систем штучного поповнення діляться на 2 типи:

- *відкриті* (басейни, ставки, канали і т.п. (рис. 97),
- *закриті* (свердловини, колодязі, галереї).



Рисунок 97 – Схема відкритих басейнів

Інфільтраційні басейни влаштовують без завантаження дна, якщо їх дно складено пісками, з песчаним і гравійним завантаженням дна, якщо басейни влаштовуються в гравійно-галькових відкладеннях.

Для подачі води в басейни використовують:

- один або два водовипуски, які розміщуються в середині повздожнього або торцевого схилу;
- аераційні каскади, які розміщуються рівномірно по площі басейну.

Інфільтраційні басейни експлуатуються в двох режимах:

- з *постійною подачею води* в басейн, коли  $Q_0 = const$ ,
- з *постійним рівнем* води в басейні, коли  $H_0 = const$ .

При першому режимі в басейн впродовж всього робочого періоду подається постійна витрата води. При цьому рівень води в ньому повільно підіймається внаслідок зменшення фільтруючої можливості до свого максимуму  $H_{max}$  в кінці робочого періоду.



При другому режимі в басейн спочатку подають максимальну витрату, яка забезпечує одержання розрахункового рівня води. Цей рівень підтримується на протязі всього циклу за рахунок зниження подачі.

Період роботи басейну визначається *тривалістю фільтроциклу*

$$T=t_1+t_2+t_3,$$

де  $t_1$  – робочий період,

$t_2$  – період спорожнення,

$t_3$  – період чистки.

В якості закритих інфільтраційних споруд використовуються *свердловини, шахтні колодязі, шурфи, горизонтальні трубчаті дрени, галереї* і т.п. Частіше всього використовують свердловини, які за призначенням і умовами експлуатації можна розділити на три типи:

- *поглинаючі,*
- *дренажно-поглинаючі,*
- *подвійного призначення.*

*Поглинаючі свердловини* подають воду безпосередньо в експлуатаційний пласт і можуть працювати як в режимі *самопоглинання* при самопливній подачі води, так і в режимі *примусової закачки*. Використовують їх не тільки для поповнення запасів підземних вод, але і для створення гідравлічних бар'єрів, які запобігають притоку морських та інших недоброякісних вод в водоносні горизонти, які експлуатуються. Споруджують їх великого діаметру з встановленням фільтрів з антикорозійних металів і влаштуванням гравійної обсіпки.

*Дренажно-поглинаючі свердловини* (рис. 98) приймають воду верхнього водоносного горизонту і подають її в нижчий, передбачений для експлуатації, водоносний пласт. Ці колодязі мають фільтри в двох горизонтах. Для покращення перетоку води з одного горизонту в другий гравійна обсіпка може влаштовуватися не тільки в місцях установки фільтрів, але і в межах водонепроникаючої частини.

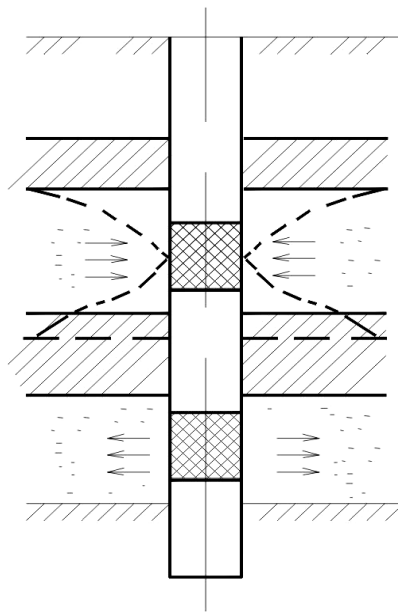


Рисунок 98 – Дренажно-поглинаюча свердловина

*Свердловини подвійного призначення* працюють як поглинаючі, так і водозабірні. Використовують їх звичайно в системах водопостачання, які вимагають дублювання джерел водопостачання або при значних коливаннях підземних вод. В один період вони працюють як *поглиначі*, а в другий – як *водозабірні*.

Поглинаючі колодязі працюють звичайно в режимі постійної витрати, а дренажно-поглинаючі – в режимі постійного напору.

При розрахунках інфільтраційних басейнів встановлюють швидкість інфільтрації або фільтраційну витрату, яку необхідно подати в водоносний пласт за фільтроцикл. Практичні розрахунки фільтрації з басейнів в системах штучного поповнення запасів підземних вод для господарсько-питного водопостачання виконують з врахуванням опору інфільтрації води з басейну, який визивається утворенням на поверхні дна плівки.

Поглинаючі свердловини розраховують за тими ж формулами, що і свердловини, які приймають воду з водоносного пласта, але при цьому враховують, що положення динамічного рівня води в колодязі буде вище його статичного рівня, а крива впливу має форму зворотно до кривої депресії звичайної свердловини.

На практиці розрахунок поглинаючих колодязів, працюючих в режимі постійної подачі (при  $Q=\text{const}$ ), заключається в визначенні напору  $H$ ,

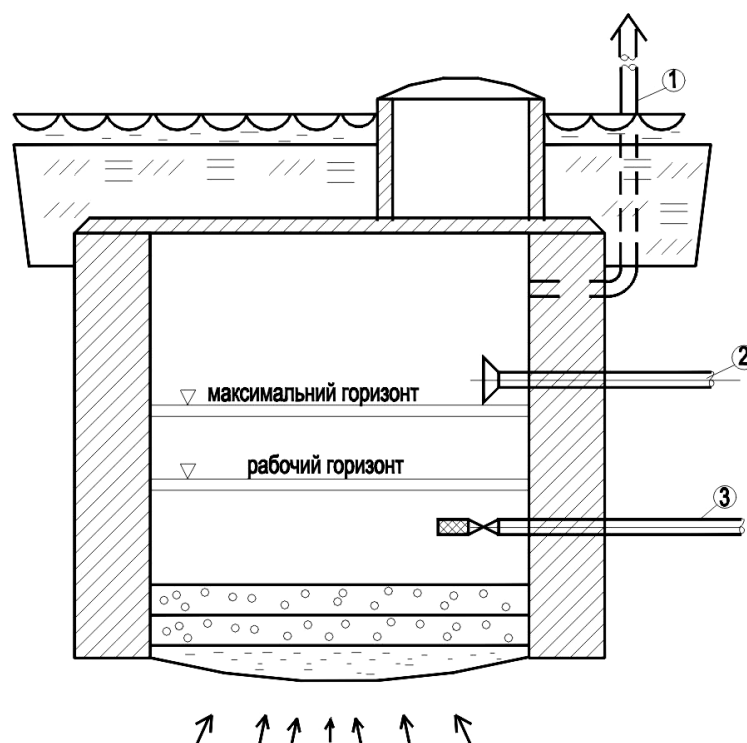
необхідного для закачки заданої витрати  $Q$  в водоносний пласт. Розрахунок поглинаючих колодязів, які працюють в режимі постійного напору ( $H=\text{const}$ ), і дренажно-поглинаючих колодязів заключається в визначенні можливої подачі води в водоносний пласт  $Q$  при цьому напорі з врахуванням його зменшення на величину внутрішнього опору.

### Тема 17. Каптаж висхідних і нисхідних джерел

В природних умовах виходи підземних вод на денну поверхню проявляються у вигляді *нисхідних і висхідних* джерел. Це спостерігається на схилах ярів, балок і річкових долин, де виклинюються водоносні пласти.

Споруди для забору джерельних вод називаються *каптажними або каптажами*.

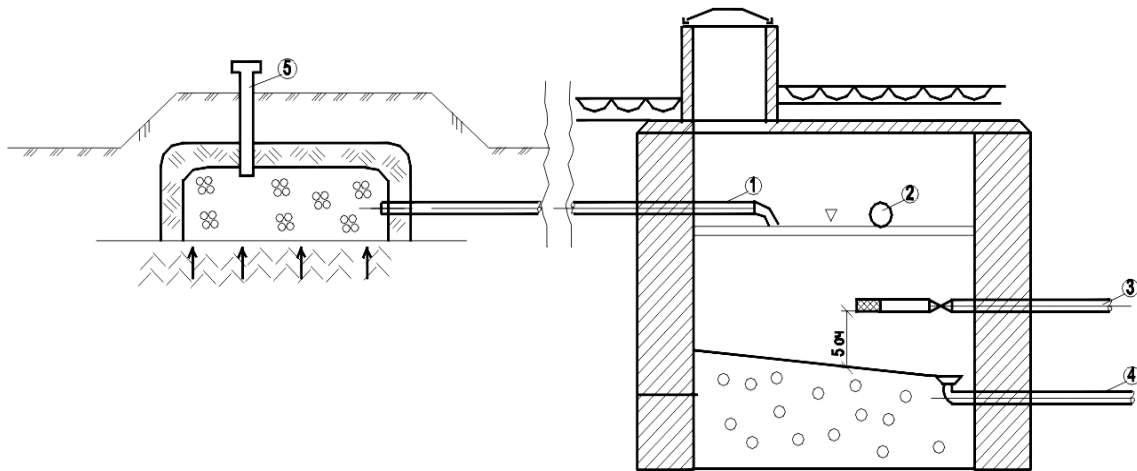
При зосередженому виході підземних вод каптажну споруду будують у вигляді камери (колодязя) над виходом висхідного або нисхідного джерела. З *висхідних джерел* приток води здійснюється відповідно до її руху знизу вгору *днищем каптажної споруди*, на якому влаштовують зворотний фільтр.



- 1 – вентиляційна труба,
- 2 – переливна труба,
- 3 – випускна труба.

Рисунок 99 – Каптаж висхідного джерела

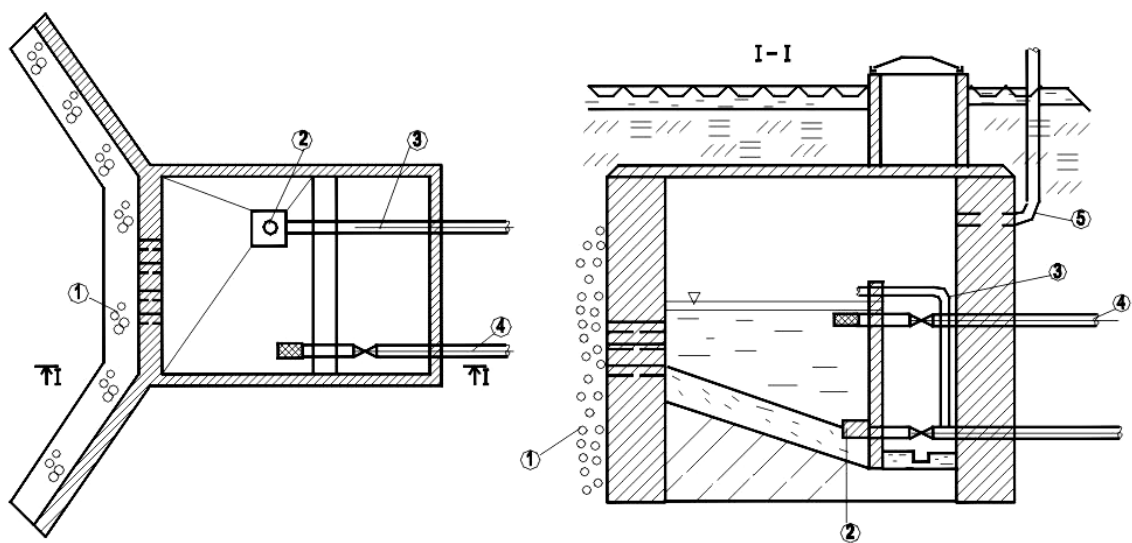
В усіх видах споруд для збору джерельної води повинна бути виключена можливість створення підпору для води, яка виходить з ґрунту, створення штучного підпору визве зниження дебіту джерела і може привести до відходу джерела від колодязя. Можлива також конструкція, яка складається з двох частин (рис. 100).



- 1 – збірна труба,
- 2 – переливна труба,
- 3 – випускна труба,
- 4 – грязьова труба,
- 5 – вентиляційна труба.

Рисунок 100 – Каптаж висхідного джерела із двох частин

При використанні нисхідних джерел каптаж врізають у схил місцевості для прийняття води крізь його напірну сторону, в якій передбачаються відповідні отвори. Перед цими отворами влаштовують зворотний фільтр.



- 1 – зворотний фільтр,
- 2 – грязьова труба,
- 3 – переливна труба,
- 4 – випускна труба,
- 5 – вентиляційна труба.

Рисунок 101 – Каптаж з барражними стінками

## Тема 18. Санітарна охорона джерел водопостачання

1. Склад зон санітарної охорони.
2. Межі зон санітарної охорони поверхневих джерел.
3. Особливості організації зон санітарної охорони підземних джерел.

Санітарна охорона джерел водопостачання має на меті:

- забезпечити населення доброякісною водою для господарсько-питних потреб в достатній кількості;
- встановлення умов і проведення заходів, які дають змогу використовувати водоймища для господарсько-питних цілей;
- запобігати забрудненню джерел водопостачання;

- здійснювати охорону всіх водопровідних споруд від порушень, які можуть шкідливо позначитися на якості і кількості води, що подається населенню.

Вимоги до якості питної води визначаються *ГОСТом 2874-82 “Вода питьевая”*, а джерела водопостачання повинні задовольняти вимогам *ГОСТу 2761-84 “Источники централизованного хозяйственно-питьевого водоснабжения. Правила выбора и оценки качества”*.

Зона санітарної охорони повинна включати:

- для джерел водопостачання три пояса – *I пояс (зону суворого режиму), II і III пояси (режими обмеження)*;
- для водозабірних споруд і площадок водопровідних споруд – *I пояс (зону суворого режиму) і полосу (режим обмеження)*;
- для водоводів – *санітарно-захисну полосу*.

Зони санітарної охорони для поверхневого джерела проектується на основі санітарного і гідрологічного обстеження, для ділянок водопровідних споруд – на основі санітарного і інженерно-гідрогеологічного обстеження.

Межі території – I поясу зони санітарної охорони слід встановлювати з врахуванням умов розширення площадки водопровідних споруд або прокладки водогонів на перспективу.

Територія I поясу джерела водопостачання площадок водопровідних споруд, а також ділянок водопідводящих каналів в межах населених пунктів повинна бути огорожена забором висотою не менше 2,5м, який повинен бути прямолінійним, без зайвих згибів і виступів. Примкнення будівель до огорожі не допускається. На воді акваторія I поясу повинна позначатися *бакенами*. На судохідних водоемах над оголовками водозаборів повинні встановлюватися *бакени з освітленням*.

На межі зони санітарної охорони водопідводящих каналів за межами населених пунктів повинні встановлюватися стовби-показчики.

Для території I поясу зони санітарної охорони передбачається *сторожова (тривожна) сигналізація і технічні засоби*. Для території II поясу джерела водопостачання, а також для зон санітарної охорони водогонів і водопідводящих каналів передбачається патрульна служба.

Межі I поясу для поверхневих джерел повинні бути:

- вгору за течією – не менше ніж 200м від оголовку;

- вниз за течією – не менше ніж 100м від оголовку;
- на березі, що прилягає до водозабору, - не менше ніж 100м від лінії урізу води при найвищому її рівні;
- в напрямку від берега, що прилягає до водозабору, в бік водоймища при ширині річки або каналу менше ніж 100м – акваторія і протилежний берег шириною 50м від лінії урізу води при найвищому її рівні при ширині річки або каналу більше 100м – полоса акваторії шириною не менше – 100м від урізу води при літньо-осінній межені.

Межі I поясу зони санітарної охорони водосховища або озера, які використовуються як джерело водопостачання, повинні встановлюватися:

- по акваторії в усіх напрямках – не менше 100м від водозабору;
- по березі, який прилягає до водозабору, - не менше 100м від лінії урізу води при найвищому її рівні.

На водозаборах ковшового типу в межі I поясу включається вся акваторія ковша.

Межі II поясу ріки чи каналу призначаються вгору за течією, виходячи з пробігу води від межі поясу до водозабору при витраті води 95% забезпеченості в термін від 3 до 5 діб; вниз за течією – не менше 250м; бокові межі – 500м при рівнинній місцевості і 750...1000м при гористій місцевості.

Межі II поясу зони водоєму, включаючи притоки, встановлюються від водозабору

- по акваторії у всіх напрямках на відстані 3 км при кількості вітрів до 10% в сторону водозабору і 5км при кількості вітрів більше 10%;
- бокові мережі – від урізу води при нормальному підпорному рівні в водосховищі і в літньо-осінній межені в озері – так, як і в водоймищах.

Межі III поясу зони поверхневого джерела водопостачання повинні бути вгору і вниз за течією водотоку або в усі сторони по акваторії такими ж, як для II поясу; бокові межі – по водорозділу, але не більше 3...5км від водотоку чи водоєму.

Територію I поясу зони санітарної охорони джерела водопостачання, ділянок водопровідних споруд обгороджують, упорядковують і озеленюють. Планування території I поясу має забезпечити відведення поверхневого стоку

за межі зони. На території I поясу забороняють всі види будівництва, проживання людей, випуск стоків, купання, напування і випас худоби; забороняється прання білизни, ловля риби, застосування для рослин отрутохімікатів, органічних і деяких мінеральних добрив. Ця територія повинна мати позавідомчу охорону.

На території другого поясу забороняється: розміщувати тваринницькі ферми ближче, ніж за 300м від межі I поясу; розташовувати стійло і випас худоби ближче, ніж за 100м від межі I поясу. У межах приберегової смуги водоймища шириною не менше, ніж 300м від урізу води, яка використовується, як джерело водопостачання, забороняється застосування отрутохімікатів, органічних і мінеральних добрив.

Межі I поясу зони підземного джерела водопостачання повинні встановлюватися від крайніх водозабірних споруд групового водозабору на відстані:

50м при використанні недостатньо захищених підземних вод;

30м при використанні захищених підземних вод.

В межі I поясу зони інфільтраційних водозаборів слід включати прибережну територію між водозабором і поверхневим джерелом водопостачання, якщо відстань між ними менше ніж 150м.

Для підруслових водозаборів і ділянки поверхневого джерела, яке живить інфільтраційний водозабір або яке використовується для штучного поповнення запасів підземних вод, межі I поясу встановлюються як для поверхневого джерела.

При *штучному поповненні* запасів підземних вод межі I поясу повинні встановлюватися від інфільтраційних споруд *закритого типу* (свердловин, шахтних колодязів) – 50м, відкритого типу (басейнів і т.п.) – 100м.

Межі II поясу підземного джерела водопостачання встановлюються розрахунком, який повинен враховувати час руху мікробного забруднення води до водозабору, що приймається в залежності від кліматичних районів і захищеності підземних вод від 100 до 400 діб.

Межі III поясу визначаються розрахунком, який враховує час руху *хімічного забруднення* води до водозабору і який повинен бути більшим прийнятої тривалості експлуатації водозабору, але не менше 25 років.



Для інфільтраційних водозаборів межі II і III поясів встановлюються, як і для поверхневих джерел.

При визначенні меж II і III поясів зон санітарної охорони водозаборів за критерій їх положення слід приймати:

- положення нейтральних або роздільних ліній току, якими в плані обмежується область живлення або “область захвату” водозабору;
- час руху забруднення в підземних водах до водозабору від його місця виникнення.

Положення нейтральної лінії визначається за її координатами (рис. 102).

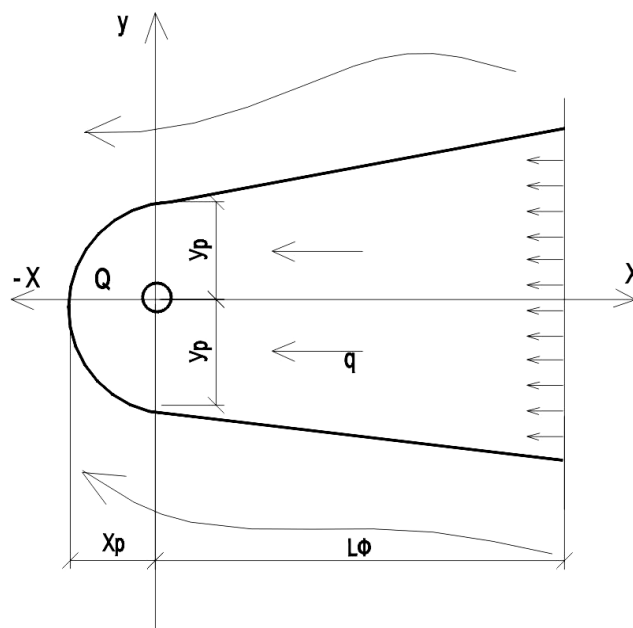


Рисунок 102 – Положення нейтральної лінії току.

Координати характерних точок на нейтральній лінії току при водозаборі на віддаленні від ріки:

$$x_p = -\frac{Q}{2\pi q};$$

$$x_0 = 0, \quad y_0 = \pm \frac{Q}{4q};$$

$$x = \infty, \quad y_p = \pm \frac{Q}{2q};$$

де  $Q$  – витрата водозабору, м<sup>3</sup>/добу;

$q$  – природний потік підземних вод, м<sup>2</sup>/добу.

Час руху забруднень по головній лінії току від перерізу  $L_\phi$  до водозабору

$$t_s = \frac{mq}{Q} \left( L_\phi - x_p \ln \left| \frac{x_p}{L_\phi - x_p} \right| \right),$$

де  $m$  – потужність водоносного пласта,

$n$  – активна пористість,

$x_p, y_p$  – координати характерних точок.

Якщо свердловина знаходиться недалеко від ріки, то відповідні формули повинні враховувати реальну відстань від неї (ВНИИ Водгео Госстроя СССР. Руководство по проектированию сооружений для забора подземных вод, М.: Стройиздат – 1978).