

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Одеський гідрометеорологічний інститут

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ ДЛЯ ПРАКТИЧНИХ ЗАНЯТЬ

З КУРСУ “ГІДРОГЕОЛОГІЯ”

для студентів 3 курсу
гідрологічного факультету
денної форми навчання

Затверджено:
каф. гідроекології
та водних досліджень
протокол №
від “ “ _____ 2000р.

Затверджено:
метод. рада інституту
протокол №
від “ “ _____ 2000р.

голова метод. ради
Борик С.А.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Одеський гідрометеорологічний інститут

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ ДЛЯ ПРАКТИЧНИХ ЗАНЯТЬ
З КУРСУ “ГІДРОГЕОЛОГІЯ”
для студентів 3 курсу
гідрологічного факультету
денної форми навчання

Одеса 2000 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Одеський гідрометеорологічний інститут

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ ДЛЯ ПРАКТИЧНИХ ЗАНЯТЬ

З КУРСУ “ГІДРОГЕОЛОГІЯ”

для студентів 3 курсу
гідрологічного факультету
денної форми навчання

Затверджено
методичною радою інституту
протокол №
від “ “ _____ 2000 р.

Одеса 2000 р.

Методичні вказівки для проведення практичних занять з курсу “Гідрогеологія” для студентів 3 курсу гідрологічного факультету денної форми навчання.

Укладачі : Селезньова Л.В, ст.викл., Балан Г.К., ст.викл., Одеса, ОГМІ, 2000, 31 ст.

Укр. мова.

Спеціалізація: Гідрологія суші.

Методичні вказівки використовуються для студентів денної форми навчання.

Відповідальний: зав. кафедрою гідроекології та водних досліджень
Іваненко О.Г.

Методичні вказівки (МВ) присвячені ознайомленню з основами динаміки підземних вод і виконанню гідрогеологічних розрахунків.

Вони є продовженням (друга частина) вивчення найбільш важливих методів, використовуваних у гідрогеологічних дослідженнях – рішенню задач гідрогеодинаміки і гідрогеологічний прогноз.

Зміст МВ.

1. Вступ	ст. 3
2. Завдання 1. Потoki з постійною витратою в однорідному шарі. Побудова кривої депресії. Одинична витрата потоку напірних вод. Ординати кривої депресії напірних потоків.	ст. 7
3. Завдання 2. Рух підземних вод у неоднорідних водоносних шарах. Рух підземних вод нормально до нашарування; рух підземних вод по нашаруванню (паралельно шарам) на прикладі безнапірного потоку. Рух підземних вод у двошаровому пласті, горизонтальна неоднорідність	ст. 14
4. Завдання 3. Рух підземних вод у межирічному масиві однорідної будови, при наявності інфільтраційного живлення. Визначення відстані до вододілу. Побудова кривої депресії. Потoki підземних вод у межирічному масиві неоднорідного складу.	ст. 21
5. Завдання 4. Підпір. Прогноз сталого підпору. Підпір у межирічному масиві.	ст. 27
6. Література.	ст. 31

Вступ

Динаміка підземних вод (гідрогеодинаміка) - наука про рух підземних вод у геологічному середовищі. Такий рух характеризується ламінарним режимом, що підкоряється лінійному закону фільтрації.

Прикладне значення гідрогеодинаміки визначається можливістю вирішувати гідродинамічні задачі в реальних природних умовах. Рішення цих задач, як правило, полягає в оцінці величин витрат, швидкостей фільтрації, гідростатичних напорів і гіпсометричного положення рівня ґрунтових вод у конкретних умовах Це, зокрема, необхідно для визначення величин підземного стоку, фільтраційних утрат водоймищ, підпіру підземних вод і т.д.

Рішення гідрогеодинамічних задач у реальних умовах зв'язано з великими труднощами, що викликані необмеженістю природних фільтраційних потоків підземних вод, неоднорідністю їхнього складу і властивостей відкладень, що вміщують, складною конфігурацією ліній струмів і еквіпотенційних площин. Облік усіх природних факторів, з метою досягнення максимальної вірогідності кінцевих результатів у цих умовах, не завжди доцільний технічно й економічно.

Тому більшість гідрогеодинамічних задач зважується шляхом аналітичного моделювання, коли реальний природний об'єкт підмінюється моделлю розумної складності. Ці моделі оформляються у виді розрахункової схеми.

Формування моделі розумної складності зв'язано з істотним спрощенням реальної природної обстановки.

Для цього усі фактори стосовно до досліджуваного процесу поділяються на головні і другорядні. Другорядні фактори потім виводяться з обліку. Розподіл факторів на головні і другорядні відносно і залежить від цільового призначення і необхідної вірогідності кінцевих результатів, від складності гідрогеологічної обстановки і ступеня її вивченості і, нарешті, від характеру досліджуваних процесів.

Виділивши головні фактори, проводять на їхній основі типізацію і схематизацію гідрогеологічних умов з метою представлення їхній у виді розрахункової схеми. На основі законів лінійної фільтрації визначається функціональна залежність між виділеними головними факторами у виді одного чи декількох рівнянь.

Під типізацією гідрогеологічної системи розуміється виділення в її обсязі об'єктів з відносно однорідними умовами фільтрації. *Відносно однорідними* можна вважати об'єкти гідрогеологічної системи, у границях яких спостерігається відносна сталість щільності підземної води, градієнта зміни коефіцієнта фільтрації уздовж потоку (DK/DX), градієнта зміни потужності фільтраційного потоку (Dm/DX), ухилу водотривкого ложа (i), граничних умов.

Схематизація гідрогеологічного середовища полягає в підміні приблизно однорідних об'єктів геологічного середовища однорідними в умовах моделі, з конкретними границями їхнього поширення і із середніми значеннями їхніх гідрогеологічних параметрів, що характеризують.

Визначивши характер модельного потоку, його параметри і розрахункова схема, приступають безпосередньо до рішення поставленої задачі. Це рішення залежить від цільового завдання. Найчастіше приходится мати справу з задачами, цільове завдання яких полягає в оцінці зміни режиму і балансу підземних вод при природній і штучній зміні гідрогеологічної обстановки.

Рішення задач в остаточному підсумку зводиться до розрахунку витрати, гідростатичного чи напору потужності потоку, як функції координат простору і часу.

Метою практичних занять по Гідрогеології роздягнула «Динаміка підземних вод» є вивчення студентами основних закономірностей руху підземних вод, оволодіння навичками формування розрахункової схеми і розрахунок основних гідродинамічних елементів потоку підземних вод.

Завдання №1

Потоки з постійною витратою по шляху руху, в однорідному шарі.

При оцінці умов сталої фільтрації підземних вод потоки приймаються, що складаються з великого числа слабконахилених струмків. Вертикальні складові швидкості фільтрації, у порівнянні з горизонтальними, дуже малі і ними зневажають, горизонтальні ж складові швидкості фільтрації приймаються постійними по глибині.

Це положення є основною передумовою для висновку **по Дюпюї** формул руху природних потоків підземних вод.

Усталений рух потоків підземних вод може бути рівномірним і нерівномірною. При **рівномірному** русі швидкість потоку й ухил поверхні підземних вод постійні. Такий вид руху можливий у двох випадках; при русі напірних вод в артезіанському шарі постійної чи потужності при русі безнапірного потоку ґрунтових вод по похилій водотривкій підставі зі збереженням сталості потужності потоку. Такі випадки в природі рідкі. Звичайний рух підземних вод буває нерівномірним.

Нерівномірний рух - це рух, коли потужність водоносного шару, швидкість фільтрації й ухил поверхні підземних вод непостійні, їх пьезометрична, чи депресійна, поверхня є криволінійною (мал. 1).

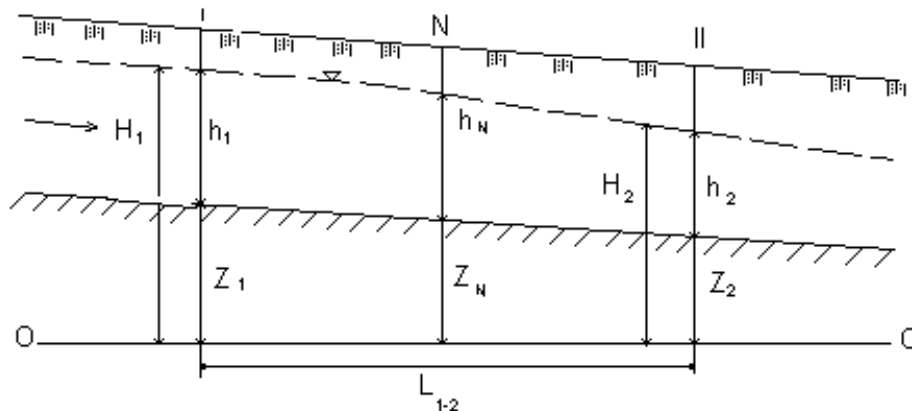


Рис.1 Схема нерівномірного ґрунтового потоку при похилому заляганні водоупора.

При вивченні природних потоків підземних вод звичайно зважаються прямі і зворотні задачі. До прямих задач відносяться: 1) визначення витрати підземних вод і інших елементів потоку; 2) побудова депресійної кривої. Зворотні задачі зв'язані з визначенням гідрогеологічних параметрів, що характеризують область чи фільтрації умови харчування, за даними про розподіл напорів.

Потік підземних вод може бути одномірним і двомірною, а водоносний шар може підстилятися горизонтальним і похилою водоупором. У залежності від цього, рівняння руху підземних вод будуть різними.

Витрата потоку по шляху руху може бути постійним чи що зміню-

ється. Причинами зміни витрати може бути харчування підземних вод за рахунок чи інфільтрації випар з їхньої поверхні.

У випадку *інфільтрації* утвориться *опукла поверхня підземних вод*, у випадку *випару* - *увігнута*. При інтенсивній інфільтрації на окремих ділянках, наприклад, при поливах на масивах зрошення, на поверхні підземних вод утворюються бугри.

Витрата потоку ґрунтових вод може змінюватися в зв'язку з перетеканням води в поглинаючі чи обрії в результаті подпитування артезіанськими водами. У першому випадку витрата потоку в напрямку фільтрації зменшується, у другому — збільшується.

Потоки з постійною витратою по шляху руху.

Витрата *ґрунтового* потоку при горизонтальному заляганні водоупорного підстави в загальному виді, виражається формулою:

$$Q = Fv = kBh \quad (1)$$

де: $F = Bh$ - площа поперечного переріза потоку (B - ширина потоку, h - потужність потоку); $u = k$ - швидкість фільтрації (k - коефіцієнт фільтрації, I - напірний градієнт).

Якщо розділити ліву і праву частини формули на B , то одержимо

$$Q/B = q = khi \quad (2)$$

Величина q називається *одиничною витратою потоку*, тобто витратою, віднесеним до одиниці ширини потоку. Одинична витрата потоку — величина постійна при *усталеному русі*.

При горизонтальному заляганні водотривкої підстави ($H=h$), напірний градієнт (ухил) ґрунтового потоку, $I = -\frac{dh}{dx}$ отже, $q = -kh \frac{dh}{dx}$.

$$q = k \cdot \frac{(h_1^2 - h_2^2)}{2 \cdot (x_2 - x_1)} = k \cdot \frac{(h_1^2 - h_2^2)}{2 \cdot L_{1-2}} \quad (3)$$

загальна витрата плоского потоку підземних вод з вільною поверхнею:

$$Q = B \cdot q = B \cdot k \cdot \frac{(h_1^2 - h_2^2)}{2 \cdot L_{1-2}} \quad (4)$$

Ця формула виведена Дюпюї

Вона запропонована для одиничної витрати потоку підземних вод, з вільною поверхнею, при усталеному русі, в однорідному шарі, з горизонтальним водотривким ложем.

Ця формула може бути отримана виходячи із середніх значень $h_{ср}$ і $I_{ср}$

$$h_{cp} = \frac{h_1 + h_2}{2}; \quad I_{cp} = \frac{h_1 - h_2}{L_{1-2}}; \quad (5)$$

$$\text{тоді} \quad q = k \cdot h_{cp} \cdot I_{cp} = k \cdot \frac{h_1 + h_2}{2} \cdot \frac{h_1 - h_2}{L_{1-2}} = k \cdot \frac{h_1^2 - h_2^2}{2 \cdot L_{1-2}} \quad (6)$$

Вона показує, що вільна поверхня потоку підземних вод при відсутності інфільтраційного харчування має параболічну форму.

Побудова кривої депресії.

Крива депресії потоку підземних вод являє собою положення рівня вільної поверхні ґрунтових чи вод пьезометричній поверхні напірних вод. Для її побудови необхідно мати дані про рівні води H_1 і H_2 у двох перетинах (свердловинних), що знаходяться на відстані L_{1-2} одна від іншої.

По цим даним можна обчислити ординату рівня води $H_x(h_x)$ у будь-якому заданому перетині, розташованому на відстані x від першого перетину.

Тому що за умовою задачі потік не має харчування по шляху свого руху, те його витрата по всіх перетинах є незмінним. Відповідно до рівняння Дюпюї:

$$q_{1-2} = k \cdot \frac{(h_1^2 - h_2^2)}{2 \cdot L_{1-2}};$$

$$\text{тоді для ділянки } 1-x \text{ - } q_{1-x} = k \cdot \frac{(h_1^2 - h_x^2)}{2 \cdot x}; \quad (7)$$

$$k \cdot \frac{(h_1^2 - h_2^2)}{2 \cdot L_{1-2}} = k \cdot \frac{(h_1^2 - h_x^2)}{2 \cdot x};$$

$$(h_1^2 - h_2^2) \cdot x = L_{1-2} \cdot h_1^2 - L_{1-2} \cdot h_x^2;$$

$$h_x = \sqrt{h_1^2 - \frac{h_1^2 - h_2^2}{L_{1-2}} \cdot x} \quad - \text{це рівняння параболи} \quad (8)$$

Для похилого залягання водоупора.

При похилому водоупорі витрата ґрунтових вод можна визначити по наближеній формулі **Г. Н. Каменського**:

$$q = k \cdot \frac{h_1 + h_2}{2} \cdot \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}}; \quad (9)$$

де: H_1 і H_2 - напори підземних вод, що відраховуються від якої-небудь горизонтальної площини порівняння, але не від похилої водотривкої підстави.

Формула має наближений характер, тому що при висновку її, перемінна потужність потоку h була замінена середньою потужністю h_{cp} .

Для побудови депресійної кривої, з рівняння Каменського, замінимо h_2 і H_2 на h_x і H_x . Це можливо через сталість q для будь-яких двох перетинів потоку.

$$q = k \cdot \frac{h_1 + h_x}{2} \cdot \frac{H_1 - H_x}{x}; \quad (10)$$

Для ділянки потоку довжиною x ухил можна виразити через рівняння

$$i = \frac{z_x - z_1}{x} = \frac{(H_x - h_x) - (H_1 - h_1)}{x} \quad (11)$$

Якщо відомі величини одиничної витрати q , коефіцієнта фільтрації k і ухил водотривкого ложа i , то при заданому значенні x , ці два рівняння являють собою систему з двома невідомими h_x і H_x . При її рішенні одержимо:

$$h_x = -\frac{i \cdot x}{2} + \sqrt{\left(h_1 - \frac{i \cdot x}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot q}{k} \cdot x}; \quad (12)$$

$$H_x = H_1 - \left(h_1 - \frac{i \cdot x}{2}\right) + \sqrt{\left(h_1 - \frac{i \cdot x}{2}\right)^2 - \frac{2q}{k}x} \quad (13)$$

Якщо ж витрата невідома, то відповідно до формули Каменського будемо мати:

$$H_x = H_1 - \left(h_1 - \frac{i \cdot x}{2}\right) + \sqrt{\left(h_1 - \frac{i \cdot x}{2}\right)^2 - \frac{(h_1 + h_2) \cdot (H_1 - H_2)}{L_{1-2}}x} \quad (14)$$

$$\text{При цьому } H_x = h_x + z_x = h_x + z_1 + i \cdot x \quad (15)$$

Однак отримані рівняння є наближеними і справедливі тільки при постійних значеннях q , k , і i , де ухил має не дуже великі значення і визначається по рівнянню:

$$i = \frac{z_2 - z_1}{L_{1-2}} = \frac{H_2 - h_2 - H_1 + h_1}{L_{1-2}} \quad (16)$$

Якщо на досліджуваній ділянці ухил водотривкого ложа помітно міняється, то ці рівняння використовувати не можна. У цьому випадку необхідно попередньо виділити ділянки з відносно постійними ухилами.

При **радіальних потоках** підземних вод, що часто спостерігаються в закрутах і на прямолінійних ділянках річкових долин, Г.Н.Каменський рекомендує користатися наступним рівнянням:

$$Q = k \cdot \frac{B_1 - B_2}{\ln B_2 - \ln B_1} \cdot \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_{1-2}}; \quad (17)$$

де: B_1 і B_2 - ширина потоку в двох його перетинах.

Одинична витрата потоку **напірних вод** при постійній потужності водоносного шару визначається по диференціальному рівнянню:

$$q = -km \frac{dH}{dx}, \quad \text{де: } m \text{ - потужність шару, } \frac{dH}{dx} \text{ - напірний градієнт.}$$

Для $km = \text{const}$, після інтегрування, одержимо розрахункову формулу:

$$q = k \cdot m \cdot \frac{H_1 - H_2}{x_1 - x_2} = km \cdot \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}} \quad (18)$$

В умовах шару перемінної потужності напірний потік рухається нерівномірно, тобто швидкість фільтрації міняється від перетину до перетину. Крива депресії при цьому здобуває криволінійний характер. При збільшенні потужності шару по напрямку руху потоку крива буде мати увігнутий характер, а при зменшенні – опуклий.

Одинична витрата напірного потоку перемінної потужності, по **Г.Н.Каменському**, приблизно можна розрахувати по формулі:

$$q = k \cdot \frac{m_1 + m_2}{2} \cdot \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}} \quad (19)$$

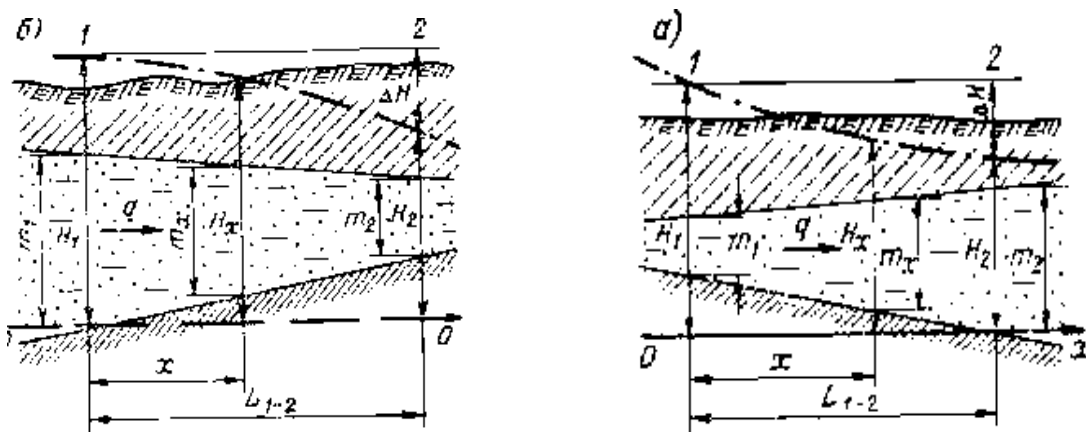


Рис.2 Схема напірного потоку перемінної потужності.

Ординати кривої депресії напірних потоків розраховуються по формулах:

$$\text{для потоку з постійною потужністю: } H_x = H_1 - x \cdot \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}}; \quad (20)$$

$$\text{для потоку з перемінною потужністю: } H_x = H_1 - \frac{m_1 + m_2}{m_1 + m_x} \cdot \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}} \cdot x \quad (21)$$

В.И. Давидович і Н.Н. Біндеман вивели більш точну розрахункову формулу **одиничної витрати напірних вод для випадку лінійної зміни потужності** потоку. Рішення виходить на основі інтегрування диференціального рівняння Дюпюї з урахуванням перемінного значення потужності m , що підкоряється лінійної залежності.

Для обох випадків зміни потужності, у будь-якому перетині, розташованому на відстані x від перетину 1, потужність визначається по формулі:

$$m = m_1 + x \cdot \frac{m_2 - m_1}{L_{1-2}} \quad (22)$$

Після інтегрування рівняння: $q = -km \cdot \frac{dH}{dx}$ для напірних вод, одержуємо розрахункову формулу: $q = k \cdot \frac{m_2 - m_1}{\ln m_2 - \ln m_1} \cdot \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}} \quad (23)$

Ординати кривої депресії напірних потоків по Давидовичу і Біндеману:

$$H_x = H_1 - \frac{m_2 - m_1}{m_x - m_1} \cdot \frac{\ln m_x - \ln m_1}{\ln m_2 - \ln m_1} \cdot \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}} \quad (23)$$

Завдання.

За даними, приведеним у відповідним варіанті табл.1, побудувати схему і визначити загальна й одинична витрати плоского ґрунтового потоку в однорідному шарі.

Таблиця 1 Вихідні дані для визначення q , Q , h_x (побудови кривої депресії)

№	Абс. отм.устья свердловин, м		Абс. отм. рівня грунт. вод, м		Абс.отм. покрівлі водоупора, м		Відстань між свердло- винами <i>l</i> , м	Шири- на потoku <i>B</i> , м	Коефф. філь- трації <i>K_φ</i> м/сут
	Номер свердловин								
	1	2	1	2	1	2			
1	125,0	124,3	120,7	115,2	86,0	86,0	850	1100	8,5
2	215,5	215,0	204,0	194,0	197,0	192,0	211	995	30,0
3	138,1	136,7	135,6	129,5	118,0	118,0	320	29	5,8
4	32,1	30,3	28,8	24,2	17,8	18,3	200	570	5,2
5	155,0	153,5	150,0	143,5	119,5	119,5	480	720	2,3
6	55,6	55,2	53,6	50,2	35,6	31,2	180	895	19,1
7	367,1	365,2	359,6	354,9	340,6	340,6	200	76	4,8
8	140,1	139,5	137,8	133,4	126,8	127,5	310	110	6,1
9	85,4	83,9	81,9	75,8	64,9	64,9	1300	1000	1,8

10	117,3	116,9	115,5	113,1	102,3	97,4	180	45	20,5
11	197,3	196,1	195,0	191,1	179,3	179,3	350	130	3,3
12	89,8	89,1	83,3	76,6	65,8	59,1	140	25	21,5
13	215,8	215,2	206,3	202,7	185,8	185,8	190	150	7,1
14	280,5	279,3	275,0	268,9	263,0	260,4	210	210	4,5
15	180,5	182,4	174,0	179,9	145,4	145,4	140	18	25,1
16	345,9	344,8	342,4	345,8	322,9	318,8	240	600	8,4
17	140,6	138,9	139,1	134,4	125,6	125,6	170	70	15,4
18	320,1	319,4	315,8	312,3	303,8	306,3	215	800	6,9
19	79,5	81,6	75,2	79,4	60,5	60,5	60,0	15	19,8
20	118,5	117,8	116,5	113,3	97,5	98,8	400	1300	8,7

Завдання №2

Рух підземних вод у неоднорідних водоносних шарах.

Під неоднорідними водоносними товщами розуміють неоднорідні водоносні шари складені різними по літологічному складу (по водопроводності) породами в горизонтальному і вертикальному напрямку.

Неоднорідні водоносні шари в природі зустрічаються частіше, ніж однорідні. Особливо характерна неоднорідність для алювіальних відкладень річкових долин (нижня частина грубозернисті піски, а у верхньої - дрібнозернисті - суглинки, торфи).

Поряд зі зміною фільтраційних властивостей змінюється і потужність водоносного обрію. Найбільше поширення одержали три типи неоднорідності?

- 1) шарувата неоднорідність (чередующиеся шари водоносних порід);
- 2) двошарові шари (вертикальна неоднорідність) - верхній шар має меншу чи неоднорідність навпаки);
- 3) горизонтальна неоднорідність.

Якщо фільтраційні властивості відрізняються не більш ніж у 5-10 разів, то умовно вважають область однорідної (осередняється коефіцієнт фільтрації). Якщо відрізняються більш, те такі шари уже вважають неоднорідними. Неоднорідність визначається шляхом розрахунку **K** в різних напрямках.

1. Рух підземних вод по нашаруванню (паралельно шарам) на прикладі **безнапірного потоку**.

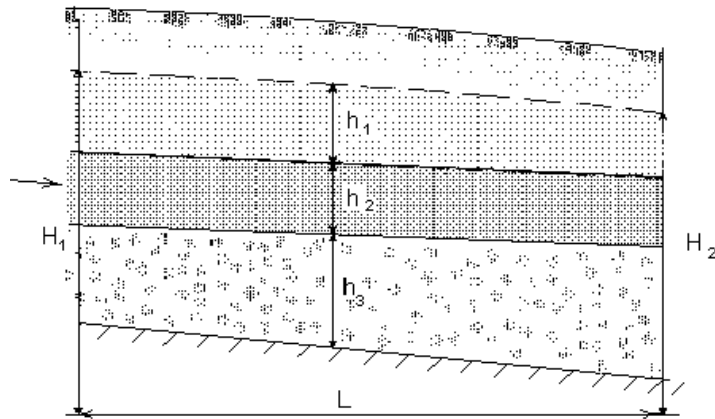


Рис.1 Вертикальна неоднорідність водоносних шарів (рух підземних вод паралельно напластуванию)

Одинична витрата всього потоку в шаруватому шарі можна записати

$$Q = q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_n \quad (1)$$

$$q = (k_1 h_1 + k_2 h_2 + \dots + k_n h_n) I \quad (2)$$

$$\text{але: } q = k_{cp} h I \quad (3)$$

де k_{cp} - середній коефіцієнт усього водоносного шару,
 h - сумарна потужність усіх шарів $= (h_1 + h_2 + \dots + h_n) \dots$

$$\text{тоді } (k_1 h_1 + k_2 h_2 + \dots + k_n h_n) I = k_{cp} h I \quad (4)$$

одержуємо формулу визначення середнього значення коефіцієнта фільтрації для шаруватого шару:

$$k_{cp} = \frac{k_1 \cdot h_1 + k_2 \cdot h_2 + \dots + k_n \cdot h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n} \quad (5)$$

Його називають *середньозваженим* по чи потужності *середнім, приведеним* чи *еквівалентної*. Він є показником водопровідності всього комплексу неоднорідної товщі

$$q = (k_1 \cdot h_1 + k_2 \cdot h_2 + \dots + k_n \cdot h_n) \cdot \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}} \quad (6)$$

Формула застосовна як до безнапірного, так і напірного потоків. Для напірного замість $h_1, h_2, \dots, h_n$ пишеться $m_1, m_2, \dots, m_n$

При рівномірному русі депресійна крива буде являти собою пряму лінію.

2. Рух підземних вод *нормально до нашарування*.

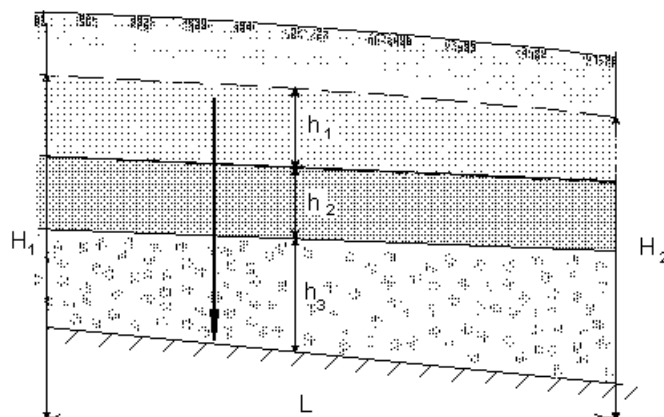


Рис.2 Вертикальна неоднорідність водоносних шарів (рух підземних вод перпендикулярно напластуванию)

k - коефіцієнт фільтрації кожного шару; I - напірні градієнти; ΔH - спадання напору в кожному шарі.

$$k_{cp} = \frac{h_1 + h_2 + \dots + h_n}{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \dots + \frac{h_n}{k_n}}, \quad (7)$$

$$Q = w \cdot k_{cp} \cdot I = w \cdot k_{cp} \cdot \frac{\Delta H}{h} = w \cdot \frac{h_1 + h_2 + \dots + h_n}{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \dots + \frac{h_n}{k_n}} \cdot \frac{\Delta H}{h_1 + h_2 + \dots + h_n} = \frac{w \cdot \Delta H}{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \dots + \frac{h_n}{k_n}} \quad (8)$$

Порівнюючи k_{cp} для горизонтального і вертикального руху, можна переконатися, що перше значення буде максимальним ($k_{сргор.-max}$), а друге мінімальним ($k_{срверт.-min}$).

3. Рух підземних вод у двошаровому шарі.

Розглянемо випадок, коли водоносний шар складається з двох горизонтально залягають шарів що мають різну водопроводимість:

h – потужність ґрунтового потоку, m – потужність напірного потоку.

Витрата всього потоку в будь-якому перетині можна розглядати як суму витрат верхньому і нижньому шарам. Передбачається, що у верхньому шарі знаходиться потік з вільною поверхнею, а в нижньому - напірний потік, обое мають єдину пьезометричну поверхню.

$$q = q_1 + q_2 = (-k_1 \cdot h \cdot \frac{dh}{dx}) + (-k_2 \cdot m \cdot \frac{dh}{dx}) \quad (9)$$

де : q_1 - ґрунтовий потік; q_2 - напірний потік.

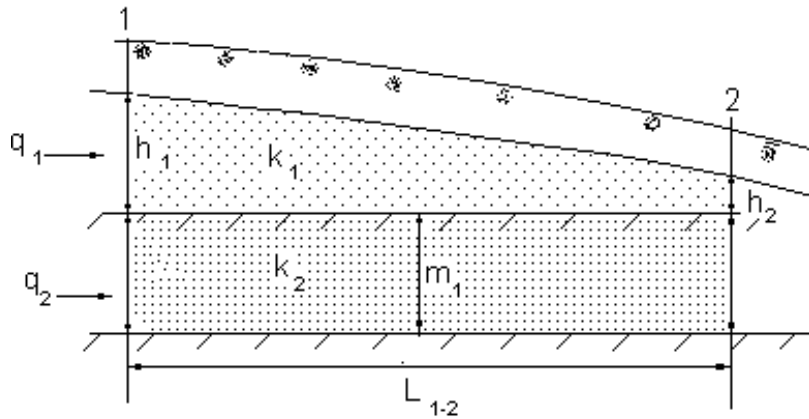


Рис.3 Рух підземних вод у двуслойном шарі.

Розділивши перемінні і проінтегровано, одержимо:

$$q \cdot (x_2 - x_1) = k_1 \cdot \frac{h_1^2 - h_2^2}{2} + k_2 \cdot m_1 \cdot (h_1 - h_2) \quad (10)$$

але тому що $x_2 - x_1 = L_{1-2}$, одержимо:

$$q = k_1 \cdot \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_{1-2}} + k_2 \cdot m_1 \cdot (h_1 - h_2) \cdot \frac{1}{L_{1-2}} \quad (11)$$

Це рівняння застосовне і для шару складає з трьох і більш шарів. У цьому випадку h_1 , і h_2 - потужності верхнього шару, а m_1 - сумарна потужність всіх інших нижчележачих шарів. Замість k_1 варто застосовувати середньозважений коефіцієнт верхніх шарів. Застосовується ця формула при співвідношенні $\frac{k_1}{k_2} \leq 10$.

Рух підземних вод у неоднорідному шарі з різкою зміною водопроникності в горизонтальному напрямку.

Така зміна дуже часта має місце в надзаплавній і заплавній терасах річкових долин, чи на схилах річкових долин, що мають різні коефіцієнти фільтрації. Корінний беріг річкова тераса

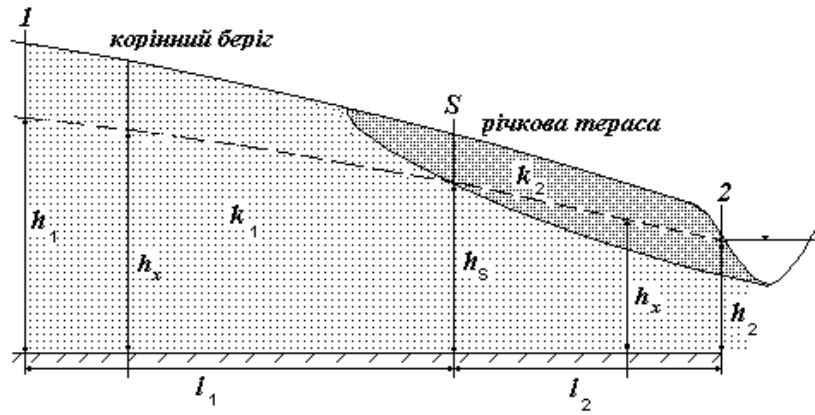
Напишемо рівняння одиничної витрати потоку окремо для ділянки корінного берега і річкової тераси,

1. для ділянки **I-S**:

$$q = k_1 \frac{h_1^2 - h_s^2}{2 \cdot l_1}, \quad \text{відкіля:} \quad h_1^2 - h_s^2 = \frac{2 \cdot q \cdot l_1}{k_1} \quad (12)$$

2. для річкової тераси **S-2**:

$$q = k_2 \cdot \frac{h_s^2 - h_2^2}{2l_2} \quad \text{відкіля} \quad h_s^2 - h_2^2 = \frac{2ql_2}{k_2} \quad (13)$$



$$l_1 + l_2 = L$$

Рис.4 Горизонтальна неоднорідність водоносних шарів.

Склавши ці два рівняння, і виключивши h_s , одержимо:

$$h_1^2 - h_2^2 = 2q \cdot \left(\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2} \right) \quad (14)$$

Вирішивши рівняння відносно q , одержимо для одиничної витрати (формула Каменського):

$$q = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2 \cdot \left(\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2} \right)} \quad (15)$$

Дорівнявши праві частини рівнянні для ділянки 1-S і S-2, одержимо:

$$h_s = \sqrt{\frac{k_1 h_1^2 l_2 + k_2 h_2^2 l_1}{k_1 l_2 + k_2 l_1}} \quad (16)$$

Ордината депресійоній кривої h_x визначається окремо для ділянки корінного берега і річкової тераси по формулі:

$$h_x = \sqrt{h_1^2 - \frac{h_1^2 - h_2^2}{l_{1-2}} \cdot x} \quad (17)$$

Побудова кривої депресії в межах ділянок 1-S і S-2 виконується з використанням формул (12) і (13), записаних для будь-яких ділянок 1-X і X-2:

для ділянки 1-S:
$$q = k_1 \frac{h_1^2 - h_x^2}{2l_{1-x}} \quad (18)$$

звідси
$$h_{x1} = \sqrt{h_1^2 - \frac{2ql_{1-x}}{k_1}} \quad (19)$$

для ділянки S-2:

$$q = k_2 \frac{h_x^2 - h_2^2}{2l_{x-2}} \quad (20)$$

звідси

$$h_{x2} = \sqrt{h_2^2 + \frac{2ql_{x-2}}{k_2}} \quad (21)$$

Якщо ґрунтовий потік проходить по корінному березі річкової долини і декільком терасам з різної водопровідністю, то формула виглядає так:

$$q = \frac{h_1^2 - h_n^2}{2 \cdot \left(\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2} + \dots + \frac{l_n}{k_n} \right)} \quad (22)$$

Тут, l_1 і k_1 - довжина і коефіцієнт фільтрації корінного берега.

Для **напірного** потоку з різкою зміною водопровідності в горизонтальному напрямку можна одержати розрахункові формули, користаючись відомою підстановкою:

$$\frac{h^2}{2} = mH ; \left[\underset{\text{ґрунтовий потік}}{q = -kh \frac{dh}{dx} = -k \frac{d}{dx} \left(\frac{h^2}{2} \right)} ; \underset{\text{напірний потік}}{q = -km \frac{dH}{dx} = -k \frac{d}{dx} (mH)} \right] \quad (23)$$

Даний спосіб дає можливість переходити від більш простих рішень напірного потоку до більш складних - для ґрунтового.

Для визначення витрати потоку:

$$q = m \cdot \frac{H_1 - H_2}{\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2}} \quad (24)$$

для визначення величини напору в проміжному перетині:

$$H_s = \frac{k_1 H_1 l_2 + k_2 H_2 l_1}{k_1 l_2 + k_2 l_1} \quad (25)$$

Для перебування H_x у будь-якому перетині використовується формула:

$$H_x = H_1 - \frac{H_1 - H_2}{L_{1-2}} \cdot x \quad (26)$$

Пьезометрична крива будується окремо для кожної ділянки (корінний берег і тераса).

Підйом рівня в поверхневій водоймі, дренирующем підземний потік, приведе до підпіру ґрунтових вод.

У випадку, якщо при підпірі одинична витрата зберігається незмінним ($q = \text{const}$), порядок розрахунку підпіру буде наступним:

а) у перетині 2 визначається потужність потоку h_2'

$$h_2' = h_2 + \Delta H \quad (27)$$

б) визначається потужність ґрунтового потоку на стику порід з різним коефіцієнтом фільтрації h'

$$h' = \sqrt{h_2'^2 + \frac{2ql_{s-2}}{k_2}} \quad (28)$$

в) у перетині **1** визначається потужність потоку h_1'

$$h_1' = \sqrt{h_s'^2 + \frac{2ql_{1-s}}{k_1}} \quad (29)$$

г) по формулах (19) і (21) визначаються ординати кривої депресії при підпірі, потужності h_1' і h_2' , підставляючи в них змінені параметри h_1' і h_2' .

Завдання

Задача (Для варіанта 1).

Свердловини пробурена через надзаплавну терасу L у 500м від урezu ріки ($K_1=36$ м/доб.). До берега ріки притулена алювіальна тераса l_2 шириною 120м $K_2=15$ м/доб.. При буравленні свердловини рівень ґрунтових вод H_1 установився на оцінці 111м; залягання водоупора Z – на оцінці 106м; обрій води в ріці H_2 – на оцінці 109м. Оцінка поверхні верхньої тераси B_1 – 126м, нижньої B_2 – 123м. Ухил водотривкої підстави $i = 0$.

Визначити одинична витрата ґрунтових вод, побудувати криву депресії до і після підвищення обрію води в ріці (ΔH) на 2,6м.

Для інших варіантів вихідні дані цієї задачі приведені в таблиці 1.

Таблиця 1 Вихідні дані до задачі для різних варіантів.

№ варіан.	L_1 , м	l_2 , м	K_1 м/доб	K_2 м/доб	H_1 , м	H_2 , м	Z м	B_1 , м	B_2 , м	ΔH , м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	500	150	35	15	112.3	106.2	100.0	124.0	122.0	2.8
3	500	180	34	14	111.7	105.7	102.0	125.0	123.0	3.0
4	500	150	35	15	112.3	106.0	100.0	126.0	122.0	3.7
5	500	125	36	16	114.0	108.0	106.0	126.0	123.0	4.3
6	500	180	34	14	111.7	105.0	102.0	125.0	123.0	5.2
7	500	125	36	16	116.0	110.0	106.0	126.0	123.0	4.3

8	500	150	35	15	116.0	110.0	105.0	125.0	123.0	3.5
9	500	150	36	15	114.0	110.0	106.0	128.0	124.0	2.7
10	500	170	34	15	112.0	106.5	100.0	124.0	122.0	3.5
11	500	200	34	16	111.0	105.8	103.0	126.0	123.0	2.8
12	500	180	35	16	112.0	106.0	101.0	126.0	123.0	4.8
13	500	140	36	16	114.0	109.0	107.0	126.0	123.0	3.5
14	500	200	34	15	112.0	105.0	102.0	125.0	122.0	3.5
15	500	180	34	16	122.0	106.0	107.0	126.0	123.0	3.2
16	500	200	35	16	112.0	107.0	102.0	126.0	123.0	4.0
17	500	160	36	16	115.0	109.0	108.0	126.0	123.0	4.0
18	500	170	34	16	112.0	105.7	101.0	124.0	121.0	3.6
19	500	190	34	16	112.0	106.0	102.0	125.7	124.0	3.0
20	500	150	33	14	112.2	101	103.8	121.1	122.0	2.9

Завдання №3

Рух підземних вод у межирічному масиві однорідної будівлі, при наявності інфільтраційного харчування.

Витрата потоку не міняється, якщо на шляху фільтрації він не втрачає і не здобуває воду. Для цього необхідно, щоб границі, що обмежують його знизу, зверху і з боків були непроникні. Ці умови, як правило не дотримуються, і витрата потоку на шляху фільтрації змінює свої значення.

Особливо велику роль грає водообмен підземних вод через зону аерації, а саме, інфільтрація, конденсація і випар вологи на вільній поверхні ґрунтових вод (Рис.1).

Інтенсивність цього водообмена на одиниці площі поверхні ґрунтових вод за одиницю часу називається *інфільтраційним харчуванням*.

Покладемо $W = \text{const}$ і горизонтальне залягання водоупора $i = 0$. Тоді граничними умовами задачі будуть: $W = \text{const}$, $K = \text{const}$, $i = 0$.

Відповідно до Каменського, одиничний витрата ґрунтового потоку в межирічному масиві при наявності інфільтраційного харчування:

$$q_x = q_1 + Wx \quad (1)$$

де q_x - одинична витрата на відстані x від уреза лівої ріки;
 q_1 - початкова витрата в перетині 1
 W - інтенсивність фільтрації (в ед. часу на одиницю площі)

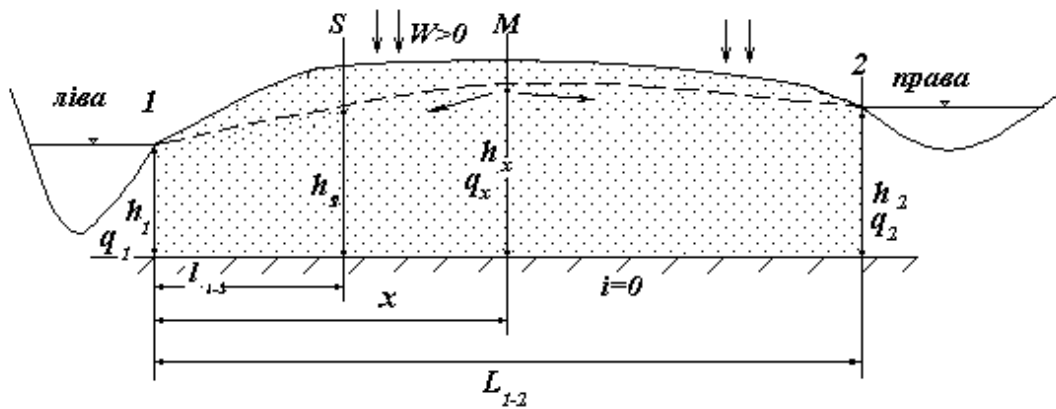


Рис. 1 Лінійний потік безнапірних підземних вод з інфільтраційним живленням у межирічному масиві.

Відповідно до рівняння Дюпюї

$$q_x = -kh \frac{dh}{dx}, \text{ тоді } q_1 + W \cdot x = -kh \frac{dh}{dx} \quad (2)$$

Відокремимо перемінні і проінтегруємо від перетину 1 до перетину M:

$$\frac{-h_x^2 - h_1^2}{2} = \frac{q_1}{k} x + \frac{W}{k} \cdot \frac{x^2}{2}, \text{ одержимо для одиничної витрати:}$$

$$q_1 = \frac{k \cdot (h_1^2 - h_x^2)}{2x} - \frac{Wx}{2} \quad (3)$$

а на всьому протязі відсікання 1 до перетину 2 :

$$q_1 = \frac{k \cdot (h_1^2 - h_2^2)}{2L_{1-2}} - \frac{WL_{1-2}}{2}, \quad (4)$$

тоді

$$q_x = \frac{k \cdot (h_1^2 - h_2^2)}{2L_{1-2}} - \frac{WL_{1-2}}{2} + Wx \quad (5)$$

Для кінцевого перетину (на урезе правої ріки), де $x=L_{1-2}$

$$q_2 = \frac{k \cdot (h_1^2 - h_2^2)}{2L_{1-2}} + \frac{WL_{1-2}}{2} \quad (6)$$

Визначення відстані до вододілу.

Наявність інфільтрації приводить до виникнення на поверхні ґрунтових вод підземного вододілу. При цьому рух підземних вод від вододілу у бік рік відрізняється.

Витрата через перетин на вододілі дорівнює нулю ($q_x = 0$). Позначи-

вши відстань до вододілу через a , і з огляду на що $q_x = 0$, знайдемо a :

$$a = \frac{L_{1-2}}{2} - \frac{\frac{k}{W} \cdot (h_1^2 - h_2^2)}{2L_{1-2}} = \frac{L_{1-2}}{2} - \frac{k \cdot (h_1^2 - h_2^2)}{W 2L_{1-2}} \quad (7)$$

Якщо $h_1 = h_2$, то $a = \frac{L_{1-2}}{2}$, тобто вододіл посередині,

якщо $h_1 > h_2$, то $a < \frac{L_{1-2}}{2}$, тобто вододіл зміщений уліво,

якщо $h_1 < h_2$, то $a > \frac{L_{1-2}}{2}$, тобто вододіл зміщений вправо.

Значення a може бути негативним ($a < 0$) чи більше L_{1-2} , коли вододіл перебуває за межами межирічного масиву.

Побудова кривої депресії .

Використовуючи рівняння

$$q_1 = \frac{k \cdot (h_1^2 - h_2^2)}{2L_{1-2}} - \frac{WL_{1-2}}{2} \quad (8)$$

визначимо ординату кривої депресії на відстані x від лівої ріки
Для перебування q_1 необхідно вирішити інше рівняння відносно h_x ,

$$\frac{-h_x^2 - h_1^2}{2} = \frac{q_1}{k} x + \frac{Wx^2}{2k} \quad (9)$$

звідси з обліком q_1

$$h_1^2 - h_x^2 = \frac{h_1^2 - h_2^2}{L_{1-2}} x - \frac{WL_{1-2}}{k} x + \frac{W}{k} x^2 \quad (10)$$

$$\text{відкіля:} \quad h_x = \sqrt{h_1^2 - \frac{(h_1^2 - h_2^2)x}{L_{1-2}} + \frac{W(L_{1-2} - x)x}{k}} \quad (11)$$

Це рівняння еліпса.

Отже, у межирічному масиві крива депресії ґрунтових вод при наявності інфільтраційного харчування описується рівнянням еліпса , при відсутності інфільтраційного харчування - рівнянням параболу

Максимальна потужність ординати кривої депресії знаходиться на вододілі і тому прийнявши $x = a$ в попереднім рівнянні можна одержати h_{max}

$$h_{max} = \sqrt{h_1^2 - \frac{(h_1^2 - h_2^2)a}{L_{1-2}} + \frac{W(L_{1-2} - a)a}{k}} \quad (12)$$

Розрахунок витрат і ординат депресії межирічних потоків ґрунтових вод з похилим заляганням водоупора складний і ще недостатньо розробле-

ний, тому на практиці звичайно водотривка підстава умовна вважають горизонтальним.

Потоки підземних вод у межирічному масиві неоднорідного будівлі. Покладемо $W=const$ і горизонтальне залягання водоупора $i=0$.

Нехай у межах межиріччя маються 2-а ділянки:

L_1 , де k_1 і L_2 , де k_2

Складемо рівняння для одиничної витрати на границі 2-ух фрагментів використовуючи формулу:

$$q_x = \frac{k \cdot (h_1^2 - h_2^2)}{2L_{1-2}} - \frac{WL_{1-2}}{2} + Wx \quad (13)$$

для фрагмента 1-S

$$q_s = \frac{k_1 \cdot (h_1^2 - h_s^2)}{2L_1} + \frac{WL_1}{2} \quad (14)$$

для фрагмента S-2

$$q_s = \frac{k_2 \cdot (h_s^2 - h_2^2)}{2L_2} - \frac{WL_2}{2} \quad (15)$$

У силу нерозривності потоку приплив підземних вод до правої границі лівого фрагмента дорівнює їх оттоку від лівої границі правого фрагмента, тому праві частини цих формул можна дорівняти:

$$\frac{k_1 \cdot (h_1^2 - h_s^2)}{2L_1} + \frac{WL_1}{2} = \frac{k_2 \cdot (h_s^2 - h_2^2)}{2L_2} - \frac{WL_2}{2} \quad (16)$$

$$\text{відкіля} \quad h_s^2 = \frac{k_1 h_1^2 L_2 + k_2 h_2^2 L_1 + WL_1 L_2 (L_1 + L_2)}{k_1 L_2 + k_2 L_1} \quad (17)$$

Завдання

Задача 1.(Для варіанта 1).

Межиріччя шириною 9км складено тріщинуватими вапняками, що підстилаються щільними горизонтально залягають глинами. Потужність водонасичених вапняків у рік 83м і 75м. Коефіцієнт фільтрації 26м/доб. В інфільтраційному харчуванні беруть участь лише 30% річної кількості опадів, що досягає 380мм.

Необхідно визначити одинична витрата підземних вод у ріці і побудувати депресійну криву.

Таблиця 1. Вихідні дані по варіантах для задачі 1.

№ вар.	L_{1-2} км	h_1 , м	h_2 , м	k , м/доб	%, W	W , мм
2	18.90	174.3	157.5	54.6	60.0	780
3	9.90	91.3	82.5	28.6	33.0	420
4	8.20	75.4	68.2	23.6	27.3	345
5	13.5	124.5	112.5	39.0	45.0	570
6	6.0	55.3	50.0	17.3	20.0	253
7	16.2	149.4	135.0	46.8	55.0	685
8	5.0	46.1	41.7	14.4	16.7	210
9	8.0	74.7	67.5	23.5	27.0	340
10	10.0	92.2	83.3	29.9	33.0	420
11	18.9	174.3	157.5	54.6	63.0	798
12	4.3	39.5	35.8	12.4	14.3	180
13	10.2	94.6	85.5	29.6	34.2	430
14	7.9	72.8	65.8	22.8	26.3	333
15	21.3	95.3	87.3	38.3	42.3	390
16	3.3	70.7	62.7	13.7	17.7	370
17	27.3	95.9	92.5	40.8	42.0	367
18	2.7	70.2	67.9	15.7	18.0	330
19	8.0	99.5	87.6	31.2	36.0	300
20	5.5	69.2	60.9	21.7	25.0	210

Задача 2. (Для варіанта 1).

Відстань від ріки до каналу дорівнює 1730м. На цій відстані водоносні алювіальні піски з коефіцієнтом фільтрації 10.0м/сут. Середня річна кількість опадів характеризується величиною 520мм. В інфільтраційному харчуванні бере участь тільки 31% цих опадів. Рівні води в ріці і каналі знаходяться на оцінках відповідно 34.0м і 33.0м. Водотривке ложе щільних глин залягає похило з оцінками 20.0м у ріки і 24.0м у каналу.

Визначити величини одиничної витрати підземного стоку в ріку і канал, відстань до вододілу, ординату вододілу, а також побудувати депресійну криву.

Таблиця 2. Вихідні дані по варіантах для задачі 2.

№ варі- анта	L_{1-2} км	H_1 м	H_2 м	k , м/доб	%, W	W , мм	Z_1 м	Z_2 м
1	1730	34.0	33.0	10.0	31.0	520	20.0	24.0
2	2095	34.5	27.9	12.1	37.5	630	24.5	18.5
3	1430	36.3	34.8	15.2	30.0	440	22.3	24.3
4	3115	61.2	59.4	18.0	55.8	950	38.0	43.2
5	960	18.9	17.3	5.61	17.2	280	15.0	13.3
6	1980	51.0	49.5	15.0	46.5	780	30.0	36.0
7	885	22.7	21.3	6.72	20.7	350	13.3	16.0
8	2510	64.6	62.3	19.0	59.5	950	38.0	45.6
9	695	17.8	16.4	5.23	16.5	275	10.5	12.6
10	3900	71.0	68.7	26.3	85.0	520	20.1	24.2
11	905	16.3	15.7	5.95	19.0	250	9.55	11.4
12	1911	45.2	44.2	23.7	51.2	531	31.4	35.5
13	1850	22.7	21.3	10.3	28.8	500	8.89	12.8
14	2010	47.5	46.2	21.0	51.0	430	32.8	36.0
15	1720	21.7	20.3	12.4	27.8	485	8.50	12.3
16	3400	61.5	58.7	22.6	45.0	250	36.2	43.4
17	1050	18.8	17.3	7.5	25.0	280	11.4	13.3
18	1930	43.8	41.4	21.0	50.0	530	29.8	31.7
19	1530	25.1	24.2	12.8	32.0	352	10.4	13.8
20	1900	34.0	32.1	11.8	40.0	520	20.2	24.3

Завдання №4

Гідрогеологічний прогноз – прогнозування зміни рівня і балансу підземних вод, їх складу і властивостей. У практиці найчастіше приходить зустрічатися з прогнозом зміни рівня підземних вод і величин фільтраційних витрат при будівництві гребель, створення водойм і каналів.

Підпір – підйом рівня ґрунтових вод внаслідок підйому рівня ґрунтових вод. Це явище приведе до підтоплення або обводнювання території ґрунтовими водами. Розрізняють сталий і несталий підпір. Сталий підпір характеризує стабільну відмітку, до якої прагне несталий підпір через тривалий час.

Прогноз сталого підпіру полягає в оцінці найбільшої зміни глибини залягання ґрунтових вод, як функції відстані від урізу річки чи водойми. Очевидно, що відповідно до рівняння (9) (Завдання 1) одиничні витрати підземного стоку до створення водосховища q_0 і після q_B будуть не однакові.

До створення водосховища підземний стік визначається рівнянням

$$q_0 = K \frac{h_p + h_x}{2} \cdot \frac{H_x - H_p}{x} \quad (1)$$

де h і H_p – товщина потоку підземних вод і його гідростатичний напір у вертикальному перерізі урізу річки; h і H_x – те ж на відстані x від урізу.

Після створення водосховища і досягнення сталого режиму

$$q_B = K \frac{(h_p + \Delta h_p) + (h_x + \Delta h_x)}{2} \cdot \frac{(H_x + \Delta h_x) - (H_p + \Delta H_p)}{x - l} \quad (2)$$

де Δh – різниця між сталими рівнями води в річці і водосховищі; Δh – величина підпору; l – горизонтальний зсув контуру водосховища внаслідок затоплення прибережної території.

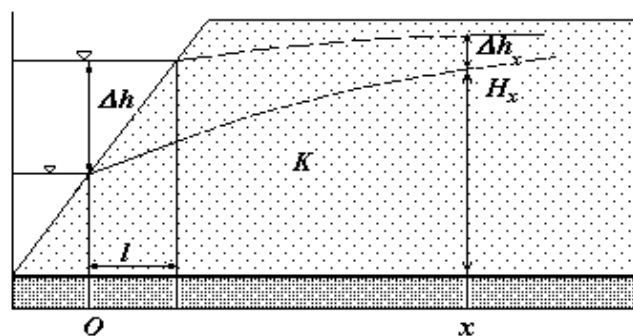


Рис. 1. Схема означення сталого підпору ($q_0 = q_B$)

Якщо величина зміни фільтраційних витрат незначна і нею можна знехтувати, то $q_0 \approx q_B$.

Тоді

$$(h + h)(H_x - H_p)(x - l) = (h + \Delta h + h + \Delta h)(H_x + \Delta h - H_p - \Delta h)x \quad (3)$$

Вирішуючи це рівняння відносно Δh , одержимо

$$\Delta h_x = \frac{H_p - h_x - h_p - H_x}{2} \times \sqrt{\left(\frac{h_x + h_p + H_x - H_p}{2}\right)^2 - (h_x + h_p + \Delta h_p)(H_x - H_p - \Delta h_p) + \frac{(h_x + h_p)(H_x - H_p)(x - l)}{x}} \quad (4)$$

Якщо водоупорне ложе горизонтальне ($i=0$) і ($l=0$), (Рис.1), то можна прийняти $H_p = h$ і $H_x = h$. Тоді маємо

$$\Delta h = -h_x + \sqrt{h_x^2 - h_p^2 + (h_p + \Delta h_p)^2} = -h_x + \sqrt{h_x^2 + \Delta h_p(2h_p + \Delta h_p)} \quad (5)$$

Підпір у межирічному масиві, що супроводжується помітною зміною підземного стоку вимагає іншого рішення.

Згідно рівняння (11)(Завдання 3), до підпору при горизонтальному заляганні водоупору і при відсутності горизонтального зсуву урізу річок ($l=0$) (Рис.2)

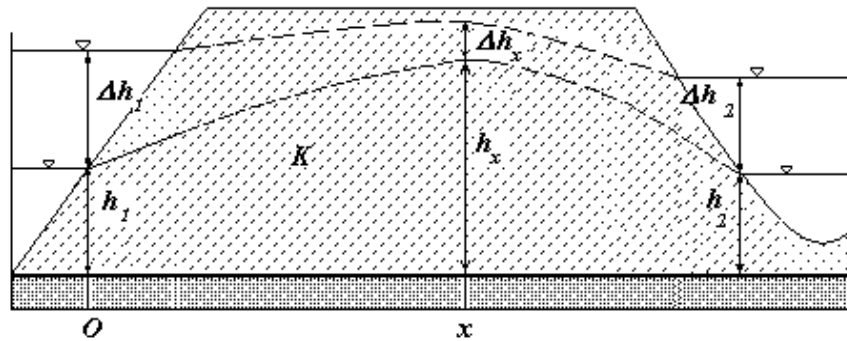


Рис.2.Схема означення сталого підпору при $q_0 \neq q_B$

$$h_x = \sqrt{h_1^2 - \frac{(h_1^2 - h_2^2)x}{L_{1-2}} + \frac{W(L_{1-2} - x)x}{k}} \quad (6)$$

Після підпору маємо

$$(h_x + \Delta h_x) = (h_1 + \Delta h_1)^2 - \frac{(h_1 + \Delta h_1)^2 - (h_2 + \Delta h_2)^2}{L} x - \frac{W}{K}(x^2 - Lx) \quad (7)$$

Вирішуючи це рівняння відносно Δh одержимо

$$\Delta h_x = -h_x + \sqrt{h_x^2 + (2h_1 + \Delta h_1)\Delta h_1 \frac{L-x}{L} + (2h_2 + \Delta h_2)\Delta h_2 \frac{x}{L}} \quad (8)$$

Це рівняння справедливе і для випадку, коли в зоні підпіру яр або балка починають дренажувати ґрунтові води. При цьому величини в рівнянні мають наступні значення:

L – відстань від урізу водосховища до яру; h_2 – висота потоку ґрунтових вод до підпору під яром; Δh_2 – висота можливого підйому рівня ґрунтових вод у яру, як мінімум, дорівнює висоті дна яру під первісним рівнем ґрунтових вод.

Якщо рівень поверхневих вод по іншу сторону межиріччя не міняється ($\Delta h_2 = 0$), тоді

$$\Delta h_x = -h_x - \sqrt{h_x^2 + (2h_1 + \Delta h_1)\Delta h_1} \frac{L-x}{L} \quad (9)$$

Завдання.

Задача 1. (Початкові дані для варіанта 1)

Визначити підпір ґрунтових вод у трьох свердловинах, розташованих на крутому березі річки, якщо при створенні водосховища рівень води в ній піднімається з відмітки 122,0м на 2,0м. Водоупорні глини розташовані на відмітці 119,4м. Свердловини розташовані в створі. Свердловина **1** розташована в 23м від річки і розкрила рівень ґрунтових вод на відмітці 122,9м, а водоупорне ложе на відмітці 119,4м. Свердловина **2** розташована в 225м від річки і розкрила рівень ґрунтових вод на відмітці 123,2м, а водоупорне ложе на відмітці 122,8м. Свердловина **3** розташована в 367м від річки і розкрила рівень ґрунтових вод на відмітці 123,7м, а водоупорне ложе – на відмітці 123,6м. Коефіцієнт фільтрації водоносного шару складає 11м/доб. Визначити ординати кривої депресії між свердловинними до і після підпору і побудувати розрахункову схему.

Таблиця 1. Початкові дані по варіантах для задачі 1. ($K = 11$ м/доб.)

№ вар.	H_B , м	Δh_B , м	Z_B , м	l_1 , м	H_1 , м	Z_1 , м	l_2 , м	H_2 , м	Z_2 , м	l_3 , м	H_3 , м	Z_3 , м
2	124,8	4,8	122,2	25,8	125,7	122,2	227,8	126	125,6	369,8	126,5	126,4
3	61	1,3	59,7	11,5	61,45	59,7	112,5	61,6	61,4	183,5	61,85	61,8
4	101,7	1,5	99,5	19,1	102,4	99,5	187,5	102,6	102,3	305,8	103,0	103,3
5	134,2	2,2	131,3	25,3	135,1	131,3	247,5	135,5	135,0	403,7	136,0	135,9
6	110,9	1,8	108,5	20,9	111,7	108,5	204,5	112	111,6	333,6	112,4	112,0
7	210,7	2,3	208,3	25,3	211,5	208,3	308,4	212	211,4	415,2	212,2	212,0
8	124,9	4,9	122,3	25,9	125,8	122,3	227,9	126,1	125,7	369,9	126,6	126,5
9	231,8	3,8	226,8	43,7	233,5	226,8	427,5	234,0	233,3	697,3	235,0	234,8

10	310	10	297	115	314,5	297	1125	316	314	1835	318,6	318,0
11	111,7	1,5	109,5	29,1	112,4	109,5	287,5	112,6	112,3	385,8	113,0	113,3
12	124,2	2,2	121,3	25,3	125,1	121,3	247,5	125,5	125,0	403,7	126,0	125,9
13	510	10	497	115	514,5	497	425	516	514	835	518,8	518
14	58,0	0,95	56,8	10,9	58,5	56,8	107,1	58,6	58,4	174,7	58,9	58,8
15	121,2	1,2	118,6	22,2	122,1	118,6	224,2	122,4	122	366,2	122,9	122,8
16	130,3	10,3	127,7	31,3	131,2	127,7	233,3	131,5	131,1	375,3	132	131,9
17	97,6	1,6	95,5	18,4	98,3	95,5	180	98,5	98,2	293,6	98,9	98,8
18	127,3	7,3	124,7	28,3	128,2	124,7	230,3	128,5	128,1	372,3	129	128,9
20	122,5	2,5	119,9	23,5	123,4	119,9	225,5	123,7	123,3	367,5	124,2	124,1

Задача 2. (Початкові дані для варіанта 1)

Визначити сталий рівень ґрунтових вод у свердловинах **1** і **2**, розташованих відповідно в 100 і 800м від каналу **А**, якщо в каналах **А** і **Б** розташованих у 1700м одна від іншої, води піднялися відповідно на 4 і 5м. До підйому абсолютні відмітки рівнів води були 107,0м у каналі **А**, 105,0м у каналі **Б**, 107,5м у свердловині **1**, 108,4м у свердловині **2**. Абсолютна відмітка горизонтального водоупорного ложа 99,0м. Коефіцієнт фільтрації водоносного шару складає 17 м/доб. Визначити ординати кривої депресії (між свердловинами, між каналами і свердловинами) до і після підпіру і побудувати розрахункову схему.

Таблиця 2. Початкові дані по варіантах для задачі 2

№	Dh_1 , м	Dh_2 , м	H_A , м	H_B , м	H_1 , м	H_2 , м	Z , м	l_{A-1} , м	l_{A-2} , м	l_{A-B} , м	K м/доб.
2	4,5	5,3	54,0	52,0	54,5	55,4	46,0	120	750	1800	11,0
3	5,7	6,8	104,0	102,0	104,5	105,4	96,0	97,0	630	1500	13,5
4	6,2	7,1	122,9	113,4	123,6	124,4	116,1	111	342	670	12,5
5	3,9	5,1	105,0	103,0	105,5	106,4	97,0	110	700	1600	11,5
6	5,1	6,0	55,0	53,0	55,5	56,4	47,0	98	730	1300	12,0
7	6	7,5	160,5	157,5	161,2	162,6	148,5	150	1200	2550	25,5
8	6,75	7,95	81,0	78,0	81,7	83,1	69,0	180	335	700	16,5
9	5,2	6,4	71,3	70,0	71,6	72,2	66,0	70	533	1150	11,3
10	3,8	4,7	106,0	104,0	106,5	107,4	98,0	100	700	1500	11,5
11	2,9	4,1	70,5	68,6	70,8	71,5	65,0	65	185	600	15,0
12	3,3	4,9	155,5	152,5	155,2	157,6	148,5	150	600	1550	25,5
13	2,9	4,1	108,5	106,5	109	109,9	100,5	100	850	1850	19,5
14	2,5	3,7	108,0	106,0	108,5	109,4	100,0	100	700	1500	11,5

15	3,2	4,3	80,0	77,0	80,7	82,1	70,0	80	335	1700	16,5
16	4,7	5,3	103,0	101,0	103,5	104,4	95,0	85,0	650	1500	13,0
17	5,4	6,1	56,0	54,0	56,5	57,4	48,0	95,0	720	1300	12,0
18	9,5	10,5	112,5	110,5	113	113,9	104,5	110	750	1705	22,5
19	1,9	2,3	50,9	50,0	51,1	51,6	47,1	55	380	800	8,0
20	6,5	7,5	109,5	107,5	110	110,9	101,5	100	850	1750	19,5

Література

1. Михайлов Л.Е. Гидрогеология, Л., Гидрометеиздат, 1985.
2. Тихомиров В.В. Практикум по инженерной гидрогеологии, Л., ЛГМИ, 1990.
3. Чугай М.И., Чебанов А.В. Инженерная геология и гидрогеология в примерах и заданиях, Киев, УМК ВО, 1990.

Методичні вказівки для проведення практичних занять з курсу “Гідрогеологія”, для студентів 3 курсу гідрологічного факультету денної форми навчання.

Укладачі : Селезньова Л.В, ст.викл., Балан Г.К., ст.викл