

ОСНОВИ ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ

УДК 504.3; 556.18; 556.3.; 628.36

**С.В. ТЕЛИМА, Є.О. ОЛІЙНИК, С.М. КУРГАНСЬКА,
О.В. ХАРЛАМОВА**

МОДЕЛЮВАННЯ І РОЗРАХУНКИ ВНУТРІШНЬОДРЕННОЇ ГІДРАВЛІКИ ПРИ РОБОТІ ПІДЗЕМНИХ ВОДОЗАБОРІВ І ДРЕНАЖІВ

***Анотація.** Розроблена методика оцінки впливу гідравлічного опору течії води по довжині дрена на загальний приток до них. Методика основана на математичних моделях, які дозволяють більш повно враховувати складну реальну фільтраційну картину потоку і гідравлічні умови в зоні дії променевих водозаборів і дренажів.*

***Ключові слова:** променевий водозабір (дренаж), внутрішньодренна гідравліка, математична модель, гідравлічний опір.*

При дослідженні роботи підземних променевих водозаборів і дренажів важливим питанням при розрахунку величини притоку підземних (грунтових) вод є врахування руху води в зазначених спорудах. Це питання також є важливим, коли підземна споруда виконує функцію об'єкта живлення ґрунтів вологою, що часто використовується в меліорації при підґрунтового зрошенні. Проте зазначимо, що в більшості розрахунків фільтрації до горизонтальних водозаборів і дренажів величина притоку (відтоку) по довжині дрена, як і інші гідравлічні параметри, приймалися незмінними, і тому в цих випадках неврахування гідравлічного розрахунку води всередині дрена, як правило, не дозволяло одержати надійні результати розрахунків. Зазначимо, що в деяких випадках, а саме, при незначних величинах притоку й інших, вплив течії води всередині дрена буде незначним і ним можна знехтувати. Як показали результати дослідів, в більш складних фільтраційних схемах притоку до підземних горизонтальних споруд надійні результати розрахунків фільтраційного притоку до дрена можуть бути одержані тільки при врахуванні гідравліки течії води всередині дрена. Тому одержані за методом фільтраційних опорів методи фільтраційного розрахунку променевих водозаборів (дренажів), які базуються на рівномірному розподілі інтенсивності притоку $q(y)$, і в деяких інших випадках, потребують проведення додаткового наукового обґрунтування.

Початок вивчення сумісної взаємодії поверхневих і підземних потоків пов'язаний з дослідженням формування запасів підземних вод і їх розподілу на значних територіях за рахунок притоку із річок і каналів. В цьому випадку для вирішення зазначених задач доцільна побудова математичних моделей, які реалізуються переважно чисельними методами [1, 2, 3]. Така більш загальна математична модель складається із відомої системи рівнянь Сен-Венана, яка описує в гідравлічній постановці плавномісний рух руслового потоку:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial Z}{\partial x} + S_f + S_e \right) + L + W_f B = 0, \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial(A + A_0)}{\partial t} = q, \quad (2)$$

$$S_f = \frac{n^2 |Q| Q}{2,2 A^2 R^{4/3}} = \frac{|Q| Q}{K_C^2}, \quad S_e = \frac{K_C}{2g} \frac{\partial \left(\frac{Q}{A} \right)^2}{\partial x}, \quad W_f = C_W |V_r| V_r, \quad (3)$$

де S_f – тертя, яке визначається із відомого рівняння Манінга, S_e – локальний градієнт потоку, $Q(x, t)$ – витрата через поперечний переріз, $A(h)$, A_0 – відповідно активна і неактивна площі поперечного перерізу, K_C – коефіцієнт водопровідності русла, K_e – коефіцієнт розширення (зі знаком мінус) і стискання (зі знаком плюс), B – ширина русла по водній поверхні, W_f – поправка на вітер, q – відтік із русла, $z(x, t)$ – глибина потоку, x – віддаль вздовж русла, $R \approx \frac{A}{B}$ – гідравлічний радіус, L – можливий боковий приток, n – шорсткість.

Величина q в рівнянні (2) вираховується із рішення задачі планової фільтрації, яке описується відомим рівнянням:

$$\mu \frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(T \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(T \frac{\partial H}{\partial y} \right) + \varepsilon(x, y, t), \quad (4)$$

де $H(x, y, t)$ – рівень (підземних) ґрунтових вод, $\mu(x, t)$ – коефіцієнт водовіддачі, T – коефіцієнт водопровідності, ε – витрата потоку на одиницю поверхні.

Важливим питанням при сумісній взаємодії двох потоків є встановлення режиму їх спряження. В роботі [2] наведені такі критерії спряження:

а) у випадку гідравлічного зв'язку маємо

$$\frac{\partial H}{\partial \bar{y}} = \lambda \left(H - (z + z_g) \right), \quad (5)$$

де \bar{y} – нормаль до границі спряження, z_g – відмітка дна (річки, каналу), $\lambda(x, t)$ – параметр, який враховує неоднорідність фільтраційного потоку і закольматованість русла річки (каналу);

б) при відсутності гідравлічного зв'язку маємо

$$Q_n \rightarrow Bk_n \frac{z - z_{кр}}{z + z_k}, \quad z > z_{кр}, \quad (6)$$

$$Q_n \rightarrow 0, \quad z < z_{кр}, \quad (7)$$

де $B(z)$ – ширина річки, k_n – вертикальний коефіцієнт фільтрації, z_k – товщина закольматованого шару, $z_{кр}$ – критична глибина, нижче якої припиняється інфільтрація води.

В роботі [2] система рівнянь (1), (2) і (4) реалізована чисельним методом при наступних початкових і граничних умовах

$$\begin{aligned} z(x,0) &= z^0(x), & Q(x,0) &= Q^0(x), \\ Q(0,t) &= Q_0(t), & Q(L,0) &= Q_L(0) \end{aligned}$$

з врахуванням режимів спряження. Математична модель реалізована на прикладі ділянки басейну річки Північної Двіни площею 1600 км². Для окремих інтервалів часу визначена динаміка зміни рівня підземних вод (напорів) в басейні.

Сумісна взаємодія фільтраційного потоку до підземних водозаборів (дренажів) і руху рідини всередині них досліджувалась при вирішенні різних задач меліорації, захисту територій від підтоплення, водопостачання і ін. Проте переважно ці дослідження проводились емпіричним шляхом з метою врахування параметрів внутрішньодренної гідравліки (витрат і втрат напору) та впливу на параметри фільтраційного потоку в зоні впливу підземних споруд [4, 5, 6].

Аналіз відомих в літературі теоретичних досліджень сумісного вирішення внутрішньої і зовнішньої задач формування параметрів потоку в дренах-трубах при дренаванні і водозаборі ґрунтових (підземних) вод дозволяє окреслити і сформулювати загальну задачу роботи променевих водозаборів (дренажів) з врахуванням течії потоку всередині променів-дрен. Важливість рішення цієї задачі полягає в тому, що існуючі особливості формування фільтраційного нерівномірного притоку до дрен-променів кінцевої довжини можуть значно впливати на параметри руху потоку всередині цих дрен, які необхідно враховувати в розрахунках. Зазначимо, що згадана сумісна задача гідравліки і фільтрації стосовно променевих дренажів досі, наскільки відомо, в літературі не розглядалась.

При існуючому теоретичному обґрунтуванні розрахункових залежностей на основі відомого методу фільтраційних опорів передбачається рівномірний розподіл інтенсивності притоку $q(y)$ і одночасно в деяких випадках рівність напорів по довжині дрени, що не завжди відповідає дійсності.

В першому наближенні, якщо прийняти $q(y) = const$, що, як показали натурні дослідження, в деяких випадках можливо (при невеликій кількості дрен-променів, якісному фільтрі і т.і.), за рахунок гідравлічних втрат на тертя витрати на ділянці дрени довжиною u будуть [16, 17]

$$\Delta h_y = \frac{Q_0^2}{2gw^2} \left[2 \left(\frac{y}{l} \right)^2 + \frac{\lambda y}{3d_o} \left(\frac{y}{l} \right)^2 \right], \quad (8)$$

$$Q(y) = \frac{Q_0}{l} y, \quad (9)$$

а по всій довжині дрени $y = l$ маємо

$$\Delta h_e = \frac{Q_0^2}{2gw^2} \left(2 + \frac{\lambda l}{3d_o} \right), \quad (10)$$

$$Q(l) = Q_0 = ql. \quad (11)$$

Аналіз результатів натурних досліджень показує, що в багатьох практичних випадках розподіл притоку по довжині дрени можна прийняти по лінійному закону, тобто, в цьому наближенні маємо:

$$q(y) = \frac{2Q_0}{l^2} (l - y), \quad (12)$$

де Q_0 – витрата (дебіт) всієї дрени довжиною l .

Витрати (дебіт) води в перерізі y одержимо після інтегрування рівняння (12)

$$Q(y) = 2Q_0 \frac{y}{l} - Q_0 \left(\frac{y}{l} \right)^2. \quad (13)$$

Перевірка граничних умов рівняння (13) показує, що на початку дрени при $y = 0$ маємо $Q = 0$, а в кінці дрени при $y = l$ маємо $Q = Q_0$, тобто, рівняння проінтегровано правильно. Аналіз рівняння (13), як і передбачалось, показує, що найбільш інтенсивним приток буде в першій половині дрени від 0 до 0.5, в яку поступає десь 75% Q_0 , а в другу половину дрени поступає десь тільки 25% Q_0 .

Відповідно до [16, 17], втрати напору на ділянці дрени довжиною y при лінійному розподілі притока по довжині дрени складають

$$\Delta h_y = \frac{Q_0^2}{2gw} \left\{ 8 \left[\frac{1}{4} \left(\frac{y}{l} \right)^4 - \left(\frac{y}{l} \right)^3 + \left(\frac{y}{l} \right)^2 \right] + \frac{\lambda l}{d_o} \left[\frac{1}{5} \left(\frac{y}{l} \right)^5 - \left(\frac{y}{l} \right)^4 + \frac{4}{3} \left(\frac{y}{l} \right)^3 \right] \right\}, \quad (14)$$

а по всій довжині $y = l$ маємо

$$\Delta h_l = \frac{Q_0^2}{2gw} \left(2 + \frac{8}{15} \frac{\lambda l}{d_g} \right), \quad (15)$$

де $d_0 = 2r_0$, w – площа поперечного перерізу дрени, λ – коефіцієнт гідравлічного тертя, який в загальному буде змінним по довжині дрени. Деякі рекомендації з визначення коефіцієнта λ наведені нижче.

Для визначення витрати Q_0 кожної дрени-променя використовуються залежності, в яких напір (рівень) в дренах приймається постійним по їх довжині.

Якщо розрахунки не дозволяють визначити витрати кожної дрени, а можна знайти загальні витрати променевого дренажу (водозабору), наприклад, шляхом заміни його еквівалентним великим колодязем радіусом r_e , то для знаходження витрати Q_0 можна запропонувати наступну схему розрахунку:

а) визначається витрата (дебіт) всього променевого водозабору (дренажу) Q_N ;

б) потім вираховуються загальна довжина променів $L_N = \sum_{i=1}^N l_i$ і середній приток до дрен-променів $q = \frac{Q_N}{L_N}$;

в) нарешті, знаходиться витрата кожного променя-дрени $Q_{0i} = q l_i$.

Таким чином, вирахувавши за наведеними формулами витрати напору в дренах, можна уточнити величини напору (рівня) в дренах, повторивши розрахунки при нових уточнених їх значеннях. Для проведення більш точних розрахунків зазначеної задачі розглянемо результати, оснований на рішенні наведених вище математичних моделей, які описують і враховують сумісну взаємодію течії води в трубі і фільтраційного притоку до неї. В роботі [10] після лінеаризації і нескладних перетворень рівняння гідравліки і фільтрації з врахуванням лінійної залежності інтенсивності випаровування по глибині приведені до стаціонарного вигляду

$$\pi C d^{5/2} \frac{d^2 H}{ds^2} + 32 k h_c \sqrt{\left| \frac{dH}{ds} \right|} \left. \frac{dh}{dx} \right|_{x=0}, \quad (16)$$

$$k h_c \frac{d^2 h}{dx^2} - \varepsilon_0 \left(\frac{h - h_k}{M - h_k} \right) = 0, \quad (17)$$

де M – ордината поверхні землі, h_c – осереднена потужність фільтраційного потоку, h_k – критичний РГВ, нижче якого не відбувається випаровування

з поверхні ґрунтових вод, ε_0 – інтенсивність випаровування на поверхні землі, $\left. \frac{dH}{ds} \right|_C$ – осереднене значення градієнта напору по довжині труби.

Рішення лінеаризованого рівняння (17) з лінеаризованими граничними умовами дозволяє визначити параметри фільтраційного потоку в зоні дії дрени і має вигляд:

$$h = h_k + \frac{(H - h_k)ch\sqrt{\alpha}(x - L/2)}{ch(\sqrt{\alpha} L/2) + 2\sqrt{\alpha}\Phi sh(\sqrt{\alpha} L/2)}, \quad \alpha = \frac{\varepsilon_0}{kh_c(M - h_k)}. \quad (18)$$

Із виразу (18) знайдемо $\left. \frac{dh}{dx} \right|_{x=0}$

$$\left. \frac{dh}{dx} \right|_{x=0} = \frac{\sqrt{\alpha}(H - h_k)sh(\sqrt{\alpha} L/2)}{ch(\sqrt{\alpha} L/2) + 2\Phi\sqrt{\alpha}sh(\sqrt{\alpha} L/2)}. \quad (19)$$

Підставивши вираз (19) в (16), одержимо лінійне рівняння відносно функції $H(y)$, рішення якого при заданих граничних умовах одержимо у вигляді:

$$H(y) = h_k + \frac{(H - h_k)ch\sqrt{\beta}(y - l_1)}{ch(\sqrt{\beta}l_1)}, \quad \beta = \frac{32\sqrt{\alpha}Kh_c\sqrt{\left. \frac{dH}{ds} \right|_C}sh(\sqrt{\alpha} L/2)}{\pi Cd^{5/2}[ch(\sqrt{\alpha} L/2) + 2\Phi\sqrt{\alpha}sh(\sqrt{\alpha} L/2)]}. \quad (20)$$

Таким чином, за формулами (20) і (18) можна знайти значення п'езометричного напору по довжині труби-дрени $H(y)$ і значення РГВ $h(x)$ в різних перерізах, ортогональних до її осі.

Проведений порівняльний аналіз з використанням виконаних прикладів розрахунків показав, що результати аналітичних розрахунків за наведеними формулами близько співпадають з результатами чисельного моделювання запропонованих загальних рівнянь при $t \rightarrow \infty$.

Як зазначалось вище, найбільш ґрунтовне сумісне дослідження зовнішньої задачі фільтрації до дрени і внутрішньої гідравлічної задачі руху рідини всередині дрени розглянуто в роботі [11] в результаті рішення системи рівнянь гідравліки і відомого рівняння фільтрації до дрени [13]. В результаті вирішення рівняння нерозривності при заданих граничних умовах в першому наближенні можна одержати рівняння для визначення швидкості і напору всередині дрени. В результаті вирішення цього рівняння можна одержати залежність для визначення змінного по довжині дрени напору.

Таким чином, при рішенні зовнішньої (фільтраційної) задачі потрібно приймати на дрени ($x = 0$) значення напору, який змінюється вздовж координати y . В цьому випадку значення напору (рівня) ґрунтових вод h в ґрунті і витрата дрени q також будуть змінюватись і залежати від координати y .

Для рішення зовнішньої задачі розглянемо профільну (одномірну) модель фільтрації до недосконалої дрени в однорідному ґрунті, а саме

$$T \frac{\partial H}{\partial x^2} = \mu \frac{\partial H}{\partial t}, \quad T = km_c. \quad (21)$$

Рівняння (21) вирішуємо при початкових і граничних умовах, які на недосконалій дрени приймаються згідно з виразом для напору H_g^0 , який змінюється всередині дрени по її довжині y :

$$x = 0, \quad H - 2\Phi_\delta \frac{\partial H}{\partial x} = H_\delta^0 = H_{0\delta} - x(y)q_0^2; \quad (22)$$

а глибина (рівень) води в досконалій водоймі (каналі) приймається постійною H_k , тобто, на урізі води у водоймі при $x = L$ маємо граничну умову $H = H_k$.

Рішення рівняння (21) при наведених граничних умовах виконано для стаціонарного режиму фільтрації із водойми $\left(\frac{\partial H}{\partial t} = 0\right)$.

Для визначення РГВ H на ділянці L одержано наступне рівняння:

$$H = H_\delta^0(y) + \frac{\bar{C}_1 \bar{x} + 1}{C_1 + 1} (H_k - H_\delta^0(y)). \quad (23)$$

Для визначення витрати (величини притоку до дрени в кожному перерізі) одержимо залежність:

$$q(y) = \frac{T(H_k - H_\delta^0(y))}{L + 2\Phi_\delta}, \quad (24)$$

де $T = km_c$; $m_c = m_{\delta c} + \frac{h_k - m_\delta}{2}$, h_k – глибина води у водоймі, $m_{\delta c}$ – середня глибина закладання дрени відносно водоупору.

В ряді випадків при визначенні фільтраційної витрати із водойми чи каналу необхідно враховувати також їх недосконалість:

$$q(y) = \frac{T(H_k - H_\delta^0(y))}{L + \Delta L + 2\Phi_\delta},$$

де ΔL – фільтраційний опір на недосконалість водойми чи каналу, методика визначення якого наведена в роботі [13].

Нагадаємо, що визначення параметра $\chi(y)$ чи $\chi_\delta(y)$ відбувається в залежності від прийнятого варіанту рішення поставленої задачі [11].

Таким чином, загальна витрата дрени-променя довжиною l складатиме

$$Q = q_c l. \quad (25)$$

де q_c – значення погонного притоку до дрени-променя, визначене за формулою (24) шляхом осереднення декількох значень $q(y)$ по довжині дрени l .

Нагадаємо, що в умовах бокового притоку із різних джерел живлення витрати кожного i -го горизонтального променя (дрени) променевого водозабору чи дренажу визначаються за такою універсальною залежністю:

$$Q_{\partial i} = q_i l_i = \frac{2\pi T S_{\partial i} l_i}{F_i + \Phi_i}. \quad (26)$$

Тоді загальний дебіт (витрата) променевого водозабору (дренажу), який складається із N ($N \geq 1$) променів, буде дорівнювати

$$Q = \sum_{n=1}^N Q_{\partial i}. \quad (27)$$

Нагадаємо, що тут F_i і Φ_i – відомі зовнішній і внутрішній опори i -ї дрени довжиною l , які не залежать від режиму течії води в дренах-променях.

Розрахунок зниження $S_{\partial i}$ в i -му промені (дрені) у випадку врахування внутрішньодренної гідравліки (параметрів течії води в дрені) у формулах (26) і (27) необхідно приймати таким чином:

$$\begin{aligned} S_{g_i}(y) &= H_k - H_{\partial i}^0(y), \\ H_{\partial i}^0(y) &= H_{0\partial i} - \gamma_i \cdot q_{\partial i}^2, \end{aligned} \quad (28)$$

де $H_{0\partial i}$ і $q_{\partial i}$ – середнє значення РГВ в дрені і питома витрата, визначені при неврахуванні внутрішньодренної гідравліки, тобто при $\gamma_i q_{\partial i}^2 = 0$.

Як показав аналіз, найбільш доцільним є врахування режиму течії води в дренах (внутрішня задача) у випадку підруслового променевого водозабору (дренажу), коли дрени-промені, як правило, працюють в напірному режимі і в умовах нерівномірного притоку води до дрени-променя. Рекомендації щодо розрахунку параметрів фільтрації в цьому випадку без врахування внутрішньодренної гідравліки наведені в роботі [11].

Як і в попередньому випадку, для врахування течії потоку всередині дрени розглянемо сумісне рішення рівняння в зовнішній області (фільтраційна задача) і нерозривності і течії води у внутрішній області (гідравлічна задача). Тоді для усталеного руху маємо наступну систему рівнянь, а саме, рівняння, що описує нестационарну течію рідини в горизонтальній дренажній трубі і рівняння для витрати :

$$q = \frac{k(H_k - H_\delta^0(y))}{\bar{\Phi}_\delta}. \quad (29)$$

Таким чином, при розрахунку змінного напору всередині дрени $H_\delta^0(y)$ можуть бути використані запропоновані рекомендації з врахуванням при цьому можливих гідравлічних особливостей течії води всередині дрени.

При рішенні цієї задачі в даному випадку будемо вважати, що фільтраційний опір $\bar{\Phi}_\delta$ не змінюється по довжині дрени-променя, нахил дрени приймається рівним 0, проте, його в разі необхідності неважко врахувати в задачі; дрена працює повним перерізом, приток до неї розподіляється рівномірно по периметру, коефіцієнт опору $\lambda = const$ і дорівнює його середньому значенню по довжині дрени.

Таким чином, радіальна швидкість притоку води в дрена буде визначатись:

$$V_{r_\delta} = \frac{q}{2\pi r_\delta} = \frac{k(H_k - H_\delta^0(y))}{2\pi r_\delta \bar{\Phi}_\delta}. \quad (30)$$

Рішення наведеної системи рівнянь при граничних умовах $y = 0, V = 0; y = l, H_\delta^0 = H_{\delta 0}$ наведено в роботі [17].

В результаті цього рішення запропоновані наступні залежності для визначення розподілу середньої швидкості і напору по довжині дрени-променя l

$$\bar{V}_{r_\delta} = A \left\{ \exp\left[(a+b)\frac{y}{2}\right] - \exp\left[(b-a)\frac{y}{2}\right] \right\}, \quad (31)$$

$$H_\delta^0(y) = H_k - \left(\bar{\Phi}_\delta \frac{\omega A}{2k} \right) \left\{ (a+b)\exp\left[(a+b)\frac{y}{2}\right] + (a-b)\exp\left[(b-a)\frac{y}{2}\right] \right\}; \quad (32)$$

$$A = \frac{2k(H_k - H_{\delta 0})}{\bar{\Phi}_\delta \omega \left\{ (a+b)\exp\left[(a+b)\frac{l}{2}\right] + (a-b)\exp\left[(b-a)\frac{l}{2}\right] \right\}}, \quad (33)$$

$$b = \frac{\bar{V}_{r_\delta}}{\bar{\Phi}_\delta \omega}, \quad \xi = \frac{\lambda}{2r_\delta}, \quad a = \sqrt{b^2 + \xi b}.$$

Якщо дрена працює в невідтопленому режимі, то значення середньої швидкості можна визначити за виразом :

$$\bar{V}_{r_g} = \sqrt{4r_\delta g (H_k - H_{\delta 0}) / \lambda l \left(1 - \frac{1}{ch(ab/2)} \right)}. \quad (34)$$

Так як рівняння (33) є трансцендентним, то швидкість \bar{V}_{r_0} необхідно визначати підбором, тобто знайти таке її значення, при якому задовольняється рівність (33).

Розглянемо деякі приклади розрахунку за запропонованою методикою врахування внутрішньодренної гідравліки.

1. Розглядається горизонтальна труба-дрена діаметром $d = 0,1$ м і довжиною $l = 500$ м, яка працює в режимі зрошування. Інші вихідні дані такі: $H = 5$ м, $\mu = 0,05$ м, $L = 45$ м, $h^0 = 3$ м, $k = 0,75$ м/доба, $M = 5$ м, $\alpha = 5,0$ м, $h = 4$ м, $h_k = 3$ м, $\varepsilon_0 = 0,001$ м/доба; значення коефіцієнта Шезі, яке враховувано за формулою Куттера з врахуванням прийнятого діаметра дрени, складає $C = 36,93$ м^{0,5}/с. Результати розрахунку п'єзометричного напору H по довжині труби-дрени за формулою (20), а також за формулою (18) порівнювались з відповідними даними, одержаними чисельним шляхом. Одержано добре узгодження одержаних результатів [10]. Для оцінки впливу внутрішньодренної гідравліки в роботі [9] наведені порівняльні результати розрахунку РГВ, які одержані з врахуванням і без врахування руху води всередині дрени і свідчать про можливі розбіжності в цих розрахунках, і при цьому поправка може складати 10–15%. Проте в окремих випадках (мінеральні ґрунти гумідної зони) ця поправка була незначною (десь частка мм), тому нею можна знехтувати.

Розглянемо приклади розрахунку, використовуючи методику розрахунку (31), (32), при наступних вихідних даних: $l = 100$ м, $r_g = 0,1$ м, $k = 5$ м/доба, $\Phi_g = 5$ м, $\lambda = 0,03$, $g = 9,8$ м/с².

Спочатку врахуємо параметри $\xi = 0,15^{-1}$, $\nu = 0,092$ м/с, $b = 6,94 \cdot 10^{-6}$ м⁻¹, $a = 1,02 \cdot 10^{-3}$ м⁻¹, $A = 1,793$ м/с, $\omega = 0,0314$ м². Тоді для визначення швидкості ν і напору H_g маємо такі рівняння: $\nu = 0,00187x$, $H_g = 5,289 \cdot 10^{-3}x$.

Проведені розрахунки за формулами з визначення витрат і напору по довжині дрени дозволили зробити такі висновки. Падіння напору по довжині дрени за рахунок тертя складає незначну величину (при витраті на кінці дрени $Q = 300$ м³/доба, падіння напору Δh складає десь 0,004 м), і ним можна знехтувати. Відносно витрат, то основний приток формується в першій половині дрени від 0 до 0,5 l і складає 225 м³/добу від всієї витрати дрени $Q = 300$ м³/добу.

Проведений аналіз існуючих моделей і методів розрахунку підземних водозаборів і дренажів свідчить про значний можливий вплив на формування фільтраційного притоку (відтоку) безпосередньо гідравліки потоку, який рухається всередині цих споруд. Показано, що особливий вплив внутрішньодренної гідравліки на формування фільтраційного притоку може спостерігатись в перфорованих дренах-променах і тому при розрахунку параметрів променевих споруд та оцінці їх роботи необхідно враховувати вплив внутрішньодренної гідравліки.

На підставі аналізу існуючих і реалізації запропонованих моделей, які враховують взаємний вплив руху води в зовнішній області фільтрації і внутрішній області всередині дрени, розроблена методика розрахунку параметрів

дрен-променів, зокрема їх витрат, з врахуванням можливих втрат напору за рахунок додаткового гідравлічного опору, який виникає при русі води в перфорованих дренах-променях.

Розглянуті приклади розрахунків дозволяють оцінити вплив різних факторів та окремих параметрів на роботу промєневих водозаборів і дренажів в різних гідрогеологічних умовах.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Фрид Д.Л. Моделирование руслового стока в кн. Гидрогеологическое прогнозирование. Перев. с англ., – М. Мир, 1988 – 736 с.
2. Епихов Г.П. Математическая модель плановой фильтрации во взаимосвязи с речным стоком и ее реализация. // Водные ресурсы, № 2, 1980 – С. 35–44.
3. Антонцев С.Н., Епихов Г.П., Кашеваров А.А. Системное математическое моделирование процессов водообмена. Новосибирск, Наука, 1986 – 214 с.
4. Духовний В.А., Баклушин Н.Б., Томир Е.П., Серебрянников Ф.В. Горизонтальный дренаж орошаемых земель. – М. Колос, 1979 – 225 с.
5. Холодов Л.А. Эксплуатация осушительно-увлажнительных систем. – Минск – Ураджай, 1979 – 184 с.
6. Мурашко А.И., Сапожников Е.Г. Защита дренажа от заиления. – Минск – Ураджай, 1978 – 165 с.
7. Хубларян М.Г. Применение гидродинамической модели фильтрации для мелиоративных расчетов. // Гидротехника и мелиорация, 1981, № 8 – С. 32–34.
8. Хубларян М.Г. О совместном решении задачи о притоке к дрене и течении жидкости внутри нее // Сб. научн. тр. «Совершенствование методов гидрогеологических и почвенно-мелиоративных исследований орошаемых земель», М. ВНИИ ГиМ, 1974, вып. 2 – С. 81–95.
9. Полубаринова-Кочина П.Я. Теория движения грунтовых вод. – М., Наука, 1977. – 664 с.
10. Кремез В.С. Совместное решение задачи о фильтрации грунтовых вод и течении воды в трубе-дрене // Гидравлика и гидротехника, 1983 – вып. 37 – С. 29–33.
11. Олейник А.Я., Поляков В.Л. Дренаж переувлажненных земель. Киев, Наукова думка, 1987 – 280 с.
12. Мурашко А.И. Сельскохозяйственный дренаж в гумидной зоне // М. Колос., 1982 – 272 с.
13. Олейник А.Я. Геогидродинамика дренажа – Киев, Наукова думка, 1981 – 284 с.
14. Усенко В.С., Злотник В.А. Математические модели и численные методы в задачах взаимодействия безнапорных подземных и поверхностных вод // Фильтрация воды в пористых средах: Докл. III международн. симпоз., Киев, 1976 – С. 108–117.
15. Жовтоног Н.И. Гидравлический расчет безуклонной дрены на рисовых оросительных системах – Гидравлика и гидротехника, Техника, 1984, вып. 39 – С. 72–74.
16. Муфтахов А.Ш. Приток подземных вод к лучевому дренажу. Труды ВНИИ ВОД-ГЕО «Водозаборные сооружения», М., 1983 – С. 10.
17. Насберг М.В. Исследование фильтрации в лучевой водозабор с учетом неравномерной интенсивности притока воды по длине лучей и их взаимовлияния. Авт. канд. дис. НИИ ЭРС, Тбилиси, 1983 – 28 с.

Стаття надійшла до редакції 20.07.2015