

УДК. 628. 34

к.т.н., професор Василенко О.А.,

к.т.н., доцент Василенко Л.О., к.т.н., доцент Поліщук О.В.,

Київський національний університет будівництва та архітектури

РОЗРАХУНОК КОЛЕКТОРІВ НАПІВРОЗДІЛЬНОЇ СИСТЕМИ ВОДОВІДВЕДЕННЯ

Наведені розрахункові схеми напівроздільної системи водовідведення. Визначена витратна поверхневих стічних вод, що надійде в збірний загальносплавний колектор від басейну водовідведення.

Ключові слова: водовідведення, напівроздільна система, басейн водовідведення, розрахунок дощової мережі, інтенсивність дощу.

При проектуванні напівроздільної системи водовідведення з розділювальними камерами необхідно для певного басейну водовідведення визначити місце і кількість камер, які будуть скидати дощовий стік від перших порцій дощу в загальносплавний колектор і далі – на очисні споруди. Розрахунок трубопроводів згідно [1] виконується окремо для господарсько-побутової мережі і дощової. Загальносплавний колектор після розділювальних камер розраховується на пропуск витрати, яка складається з витрати побутових стічних вод з урахуванням коефіцієнту нерівномірності q , і i дощових вод від камери $q_{max} = q_{cit} + \sum q_{lim}$

Витрати стоку від граничного дощу q_{lim} належить визначити за методом «граничних інтенсивностей» [1] при періоді одноразового перевищення інтенсивності граничного дощу $P_{lim} = (0,05 - 0,1)$ року, що забезпечує відведення на очистку не менш 70% річного об'єму поверхневих стічних вод.

На рис. 1 схематично наведено дві схеми приєднання розділювальних камер до загальносплавного колектора. За схемою «а» прийнята одна камера для всього басейну водовідведення, а за схемою «в» прийнято кілька камер, які обслуговують окремі площі, що складають весь басейн.

Розглянуто спрощену схему, коли весь басейн складається з однакових площ F_i , тобто $F = \sum F_i$. Визначимо витрату поверхневих стічних вод, що надійде в збірний загальносплавний колектор від басейну водовідведення. Згідно вимог [1] витрата від роздівальної камери буде дорівнювати для схеми «а»

$$q_{lim1} = \frac{z_{mid} A_{lim}^{1,2} \sum F_i}{t_r^{1,2n_{lim}-0,1}} \quad (1)$$

а для схеми «в»

$$q_{limk} = \sum q_{limi} = \sum \frac{z_{mid} A_{lim}^{1,2} F_i}{t_{ri}^{1,2n_{lim}-0,1}} \quad (2)$$

$$A_{lim} = q_{20} 20^{r_{lim}} \left(1 + \frac{lg P_{lim}}{lg m_r}\right)^{\gamma} \quad (3)$$

$$t_r = t_{com} + t_{can} + \sum t_p \quad (4)$$

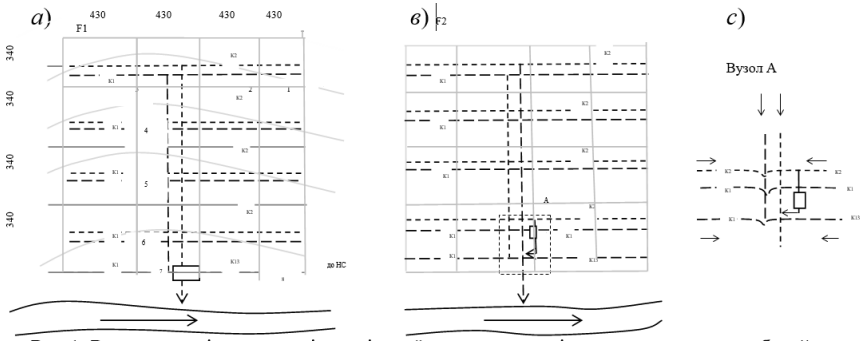


Рис.1. Розрахункові схеми напівроздільної системи водовідведення для одного басейну стоку: а) з однією розділювальною камерою; б) з кількома розділювальними камерами; в) вузол з'єднання -----к1----- господарсько-побутовий колектор; -----к13----- загальносплавний колектор; -----к2----- колектор дощових вод, $\square$ - розділювальна камера; F_1 - площа стоку кварталу.

Для обох схем приймаємо z_{mid} , A_{lim} і n_{lim} однаковими. Визначимо відношення сумарної витрати при одній камері до витрати від K камер

$$f = \frac{q_{lim1}}{q_{limk}} = \frac{z_{min} A_{lim}^{1,2} \sum F_i t_{r1}^{1,2n_{lim}-0,1}}{t_{r1}^{1,2n_{lim}-0,1} z_{mid} A_{lim}^{1,2} \sum F_1} = \frac{t_{r1}^{1,2n_{lim}-0,1}}{t_{r1}^{1,2n_{lim}-0,1}} = \left(\frac{t_{ri}}{t_{r1}}\right)^{1,2n_{lim}-0,1} q_{lim1} = \left(\frac{t_{ri}}{t_{r1}}\right)^{1,2n_{lim}-0,1} \cdot q_{limk} \quad (5)$$

Враховуючи, що час добігання t_{ri} до кожної з камер менше ніж загальний час t_{r1} до однієї камери всього басейну, має місце зменшення загальної витрати при наявності кількох камер на загальносплавном колекторі. Проілюструємо наведене положення прикладом для наступних вихідних даних: місто «К», $n = 0,7$; $n_{lim} = 0,64$; $m_r = 0,8$; $q_{20} = 92 \text{ л/сга}$; приймається типовий квартал з $z_{mid} = 0,11$; $\gamma = 1,54$; $A_{lim} = 113$; $F = 206 \text{ га}$; $t_{com} = 7 \text{ хв}$; $t_{can} = 2 \text{ хв}$, довжина мережі до розділювальної камери для схеми «а» складатиме $\sum l_p = 1710 \text{ м}$, а для схеми «б» $\sum l_p = 830 \text{ м}$. Час добігання до камери за схемою «а» складатиме (при швидкості руху $v_p = 1 \text{ м/с}$) $t_{ri} = 7 + 2 + 23 = 38 \text{ хв}$, а за схемою «б» $t_{ri} = 7 + 2 + 14 = 23 \text{ хв}$ тоді $f = \left(\frac{23}{38}\right)^{1,2 \cdot 0,64 - 0,1} = (0,605)^{0,668} = 0,76$ тобто $q_{lim1} = 0,76 q_{limk}$ або на величину

$$\Delta q_{\text{lim}} = z_{\text{min}} A_{\text{lim}}^{1,2} F \left(\frac{1}{t_{rk}^{1,2n_{\text{lim}}-0,1}} - \frac{1}{t_{r1}^{1,2n_{\text{lim}}-0,1}} \right) = z_{\text{min}} A_{\text{lim}}^{1,2} F \left(\frac{1}{23^{0,668}} - \frac{1}{38^{0,668}} \right) =$$

$$= z_{\text{min}} A_{\text{lim}}^{1,2} F \cdot 0,035 = 0,11 \cdot 113^{1,2} \cdot 206 \cdot 0,35 = 231 \text{ л/с}$$

Приклад розрахунку напівроздільної системи водовідведення на рис.1 схема. Розрахунок виконується для одного басейну водовідведення при наступних вихідних даних: місто «К», ($n=0,7$; $n_{\text{lim}}=0,64$; $m_r=88$; $q_{20}=92 \text{ л/с·га}$; $z_{\text{mid}}=0,11$; $\gamma = 1,54$; $P=1 \text{ рік}$; $P_{\text{lim}}=0,05 \text{ рік}$) сучасна забудова при щільності населення $\Pi=41 \text{ тис. меш./км}^2$; питоме водовідведення $n_{\omega}=250 \text{ л/осіб.доб}$; Побутова мережа розраховується за величиною питомого стоку $q_0 = \frac{\Pi n_{\omega}}{86400} \text{ л/с} \cdot \text{км}^2$; $q_0 = \frac{41000 \cdot 250}{86400} \cong 119 \text{ л/с} \cdot \text{км}^2$. Середня витрата з кварталу $q=q_0 F$. Площа кожного кварталу складає 13 га або $0,13 \text{ км}^2$ і дорівнює площі стоку при розрахунку дошової мережі.

Схема «а»

Розрахункова витрата побутових стічних вод по ділянках

- 1-2 $q_{1-2} = K_{\text{gen}} \cdot q_0 F_1 = K_{\text{gen}} \cdot 119 \cdot 0,129 = 3,9 \text{ л/с}$
- 2-3 $q_{2-3} = 7,7 \text{ л/с}$
- 3-4 $q_{3-4} = 15,45 \text{ л/с}$
- 4-5 $q_{4-5} = 25,42 \text{ л/с}$
- 5-6 $q_{5-6} = 36,27 \text{ л/с}$
- 6-7 $q_{6-7} = 44,64 \text{ л/с}$
- 7-8 $q_{7-8} = 44,64 \text{ л/с}$

Початкова глибина закладання в т. 1 буде $h_1=0,9+2,8-1,5=2,2 \text{ м}$.

Відповідно довжини ділянок і позначки поверхні землі в точках дорівнюватимуть

$l_{1-2}=400 \text{ м}$	$z_1=123,5 \text{ м}$
$l_{2-3}=430 \text{ м}$	$z_2=122,5 \text{ м}$
$l_{3-4}=300 \text{ м}$	$z_3=121,0 \text{ м}$
$l_{4-5}=300 \text{ м}$	$z_4=120,5 \text{ м}$
$l_{5-6}=300 \text{ м}$	$z_5=120,0 \text{ м}$
$l_{6-7}=30 \text{ м}$	$z_6=119,0 \text{ м}$
$l_{7-8}=860 \text{ м}$	$z_7=118,0 \text{ м}$
	$z_8=118,5 \text{ м}$

З графіків на рисунку 3 і відповідної таблиці 3 видно, що граничні величини коефіцієнту розділення K_{div} для $P_{\text{lim}}=0,1 \text{ року}$ $m_r=160$ і $\gamma = 1,54$ змінюється від 0,5 (для $P=1 \text{ рік}$) до 0,72 (для $P=5 \text{ років}$). В цьому випадку значна кількість дошового стоку повинна направлятись в загальносплавний колектор і на очисні споруди. При прийнятті $P_{\text{lim}}=0,05 \text{ року}$ і тих самих інших параметрів K_{div} змінюється від 0,02 до 0,19. І в цьому випадку витрата, що надходитиме в загально сплавний колектор буде значно меншою.

Для районів із малою кількістю опадів на рік $m_r=50$ суттєвою величиною $K_{div}=0,23$ до $0,55$ буде при $P_{lim}=0,1$ року. Прийняття $P_{lim}=0,05$ року дає незначні значення K_{div} .

Виходячи з вищевказаного для забезпечення надійності роботи загальносплавної системи водовідведення треба прийняти $P_{lim}=0,1$ року. Але в цьому випадку величина витрати дощових вод може суттєво вплинути на роботу очисних споруд.

Прийнята в розрахунках рівність часу добігання $q_{lim}:q_2$ до розрахункового перерізу при $P_{lim}=0,1$ року показує (див рис 3), що витрата граничного дощу буде знаходитись в межах $0,7 \dots 0,4$ від q_r (для $m_r=160$) і $0,28 \dots 0,55$ від q_r для $m_r=50$. Аналіз зміни швидкості і відповідно часу добігання для діаметрів $\varnothing 500$ і $\varnothing 1000$ мм можна звести в таблицю.

Автори [1,3,5] аналізуючи формулу (1) методу «граничних інтенсивностей» вважають, що необхідно уточнювати час пробігання дощових вод по трубопроводу t_p після прийняття стандартного діаметра. Теж саме рекомендовано враховувати при визначенні граничної витрати, коли вже запроєктований трубопровід буде пропускати цю витрату, природно, при кожному запливанні. З іншого боку, зміна часу t_r за формулою потягне зміну витрати і таке інше. Так $t_r=t_{con}+t_{can}+t_p$, перші дві складові лишаються незмінними і їх сума буде знаходитись в границях $9 \dots 15$ хвилин. Враховуючи, що трубопровід для водовідведення дощових вод проектується на забезпечення незамулюючої швидкості при повновному наповненні, яка знаходиться в границях $1 \dots 1,5$ м/с, то час про бігання по ділянці довжиною 200 м буде $t_p=0,017 \frac{200}{(1 \dots 1,5)} = 3,4 \dots 23$ хв, що суттєво менше за суму перших двох складових. Таким чином, приймаючи до уваги, що величини, які входять в формулу (1) теж визначаються з певною точністю, уточнення q_r не має принципового значення.

При проектуванні розділювальних камер, яке здійснюється після розрахунку дощової мережі, виникає необхідність визначення часу про бігання q_{lim} , по запроєктованому трубопроводу. Враховуючи, що q_{lim} суттєво відрізняються від q_r , то трубопровід буде пропускати граничну втрату з меншим наповненням і швидкістю руху, що може суттєво вплинути на величину q_{lim} . Призначимо q_{lim} при прийнятті t_{lim} , яке дорівнює розрахунку трубопроводу при повному наповненні, як q_{lim1} , а при неповному (яке буде дорівнювати приблизно $0,3d$) як $q_{lim0,3}$, проаналізуємо на скільки зміниться кінцева величина $q_{lim}=K \cdot q_{lim1}$.

Витрата дощових вод, що повинна направлятись через розподільні камери на очистку

$$q_{lim} = \frac{Z_{mid} \cdot A_{lim}^{1,2} F}{t_r^{1,2} n_{lim}^{0,1}};$$

$$A_{lim} = 20^{n_{lim}} q_{20} \left(1 + \frac{\lg P_{lim}}{\lg m_r} \right)^Y.$$

При розрахунку дощової мережі на пропуск розрахункової витрати приймається повне наповнення трубопроводу (тобто $h/t=1$), відповідний час добігання до розрахункового перерізу $t_r=t_{con}+t_{can}+t_p$. Пропуск q_{lim} по вже збудованій дощовій мережі буде здійснюватись з іншим наповненням трубопроводів і часом пробігання по ним. Для оцінки впливу змін часу і відповідно ускладнення розрахунків, виконаємо порівняльні розрахунки для наступних випадків $n=n_{lim}$ і $n>n_{lim}$.

1. $n=n_{lim}$

$$\frac{q_{lim}}{q_r} = \frac{Z_{kid} A_{lim}^{1,2} F t_r^{1,2n-0,1}}{t_{lim}^{1,2lim} Z_{kid} A^{1,2} F \beta} = \frac{A_{lim}^{1,2} t_r^{1,2n-0,1}}{A^{1,2} F \beta t_{lim}^{1,2lim}} = \left(\frac{A_{lim}}{A}\right)^{1,2} \left(\frac{t_r}{t_{lim}}\right)^{1,2n-0,1} \frac{1}{\beta};$$

$$q_{lim} = q_r \left(\frac{A_{lim}}{A}\right)^{1,2} \left(\frac{t_r}{t_{lim}}\right)^{1,2n-0,1} \frac{1}{\beta};$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{lim}}{A} &= \frac{20^{n_{lim}} q_{20} \left(1 + \frac{lg P_{lim}}{lg m_r}\right)^y}{20^{n_{lim}} q_{20} \left(1 + \frac{lg P}{lg m_r}\right)^y} = \left(\frac{lg m_r + lg P_{lim}}{lg m_r}\right)^y = \left(\frac{lg m_r + lg m_r}{lg m_r}\right)^y = \\ &= \left(\frac{lg P_{lim}}{lg m_r P}\right)^y \end{aligned}$$

Згідно даних ДБН[1] $P_{lim} = 0,05 \dots 0,1$, а P в розрахунках, звичайно, приймається від 1...5. Тоді $\frac{P_{lim}}{P}$ буде знаходитись в гранітах від 0,01 до 0,1, а відношення

$$\frac{A_{lim}}{A} = \left[\frac{lg P_{(0,01-0,1)}}{lg m_r P}\right]^y = \left[\frac{lg m_r P + lg(0,01 \dots 0,1)}{lg m_r P}\right]^y = \left[1 + \frac{lg(0,01 \dots 0,1)}{lg m_r P}\right]^y$$

Для умов України [1] величина m_r змінюється від 160 до 53. Для крайніх значень m_r і різних P можливо побудувати залежність $lg m_r P$ від P .

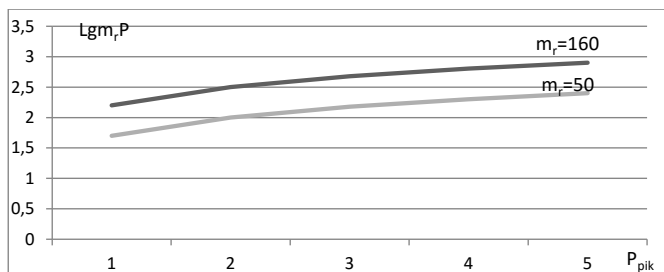


Рис. 2.

m_r	P	$m_r P$	$l g m_r P$	$P_{\text{пик}}=0,005$	$P_{\text{пик}}=0,1$
160	1	169	2,2	0,91	0,45
	2	320	2,5	0,8	0,40
	3	480	2,68	0,75	0,37
	4	640	2,806	0,71	0,36
	5	800	2,90	0,69	0,34
53	1	50	1,70	1,18	0,59
	2	100	2,00	1,00	0,50
	3	150	2,10	0,92	0,46
	4	200	2,30	0,87	0,43
	5	250	2,40	0,83	0,42

Виходячи з вище наведеного

$$\frac{A_{\text{lim}}}{A} = \left[1 - \frac{(2 \dots 1)}{l g m_r P} \right]^{\gamma}$$

Таким чином для різних m_r і P_{lim} можна побудувати залежність $\frac{A_{\text{lim}}}{A} = f(P)$ і отримати границі значень $\frac{A_{\text{lim}}}{A}$, прийнявши $\gamma = 1,54$ або $\gamma = 1,82$.

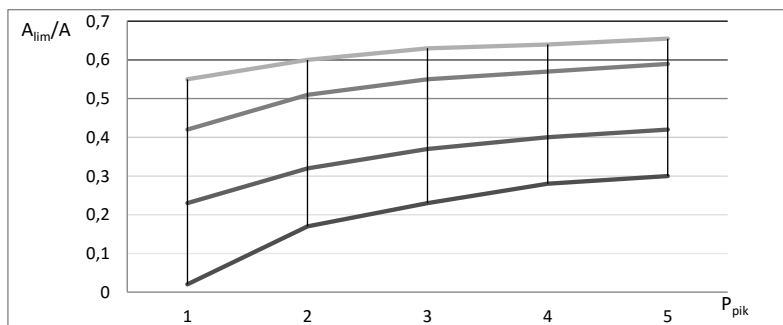


Рис. 3.

$P=1 \quad A_{\text{lim}}=(0,02 \dots 0,55)A$

$P=5 \quad A_{\text{lim}}=(0,3 \dots 0,605)A$

З графіку видно, що $\frac{A_{\text{lim}}}{A}$ для $P_{\text{lim}}=0,1$ рік і $m_r=53$ змінюється від 0,55 до 0,655 для $P=1 \dots 5$ знаків, а для умов $P_{\text{lim}}=0,05$ рік і $m_r=160$ ця величина змінюється від 0,02 до 0,3. Для інших значень P і m_r величина $\frac{A_{\text{lim}}}{A}$ знаходиться в області, що заштрихована. Величина $\frac{q_{\text{lim}}}{q_r} = q_r \left(\frac{A_{\text{lim}}}{A} \right)^{1,2} \left(\frac{t_r}{t_{\text{lim}}} \right)^{1,2n-0,1} \frac{1}{\beta}$

Для більшості районів України можна прийняти $n=0,7$ тоді $\beta=0,65$ і $1/\beta=1,53$.

Для визначення $\frac{q_{lim}}{q_r}$ в першому наближенні приймається, що $t_r=t_{lim}$ і тоді

$$\frac{q_{lim}}{q_r}=1,53(0,02...0,655)^{1,2}=1,53(0,009...0,6)=0,014...0,9 \text{ або}$$

$$q_{lim}=(0,014...0,9) q_r=K_{div}q_r.$$

Таблиця 2

P	m_r	P _{lim} =0,05		P _{lim} =0,1		K _{div} $\frac{q_{lim}}{q_r}$			
		$\gamma = 1,54$	$\gamma = 1,82$	$\gamma = 1,54$	$\gamma = 1,82$	P _{lim} =0,05		P _{lim} =0,1	
						$\gamma = 1,54$	$\gamma = 1,82$	$\gamma = 1,54$	$\gamma = 1,82$
1	160	0,012	0,005	0,33	0,27	0,02	0,008	0,5	0,4
2		0,048	0,027	0,39	0,33	0,07	0,04	0,6	0,5
3		0,08	0,048	0,42	0,36	0,12	0,07	0,64	0,55
4		0,10	0,07	0,44	0,37	0,15	0,11	0,67	0,57
5		0,11	0,079	0,47	0,4	0,19	0,121	0,72	0,6
1	50	-	-	0,19	0,15	-	-	0,29	0,23
2		0	0	0,27	0,22	-	-	0,41	0,34
3		0,009	0,004	0,32	0,26	0,014	0,006	0,49	0,4
4		0,02	0,01	0,35	0,29	0,03	0,015	0,54	0,44
5		0,04	0,02	0,36	0,30	0,06	0,03	0,55	0,46

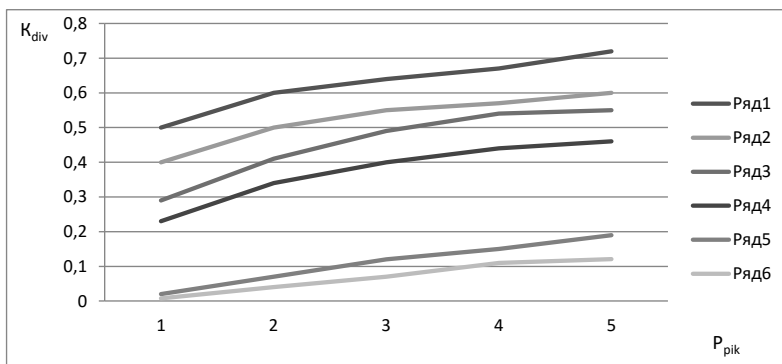


Рис. 4.

Таким чином, розрахунки показують, що K_{div} для P , яке знаходиться в границях від одного року до п'яти років, в розрахунках для середньої частини України буде знаходитись в границях 0,4...0,6, а для південних районів в границях 0,23...0,46. Природно, що із збільшенням періоду повторюваності дощів P величина K_{div} збільшується, що веде до збільшення навантаження на очисні споруди.

Використана література

1. ДБН В.2.5-75:2013 Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. Видання офіційне. Київ. Мінірегіонбуд України, 2013.
2. ДСТУ – НБ В.1.1-27-2010 будівельна кліматологія.
3. Константінов Ю.М., Василенко О.А., Сапухін А.А., Батченко Б.Ф. Гидравлический расчет сетей водоотведения. Расчетные таблицы. – К.: Будівельник, 1987.-120с.
4. Епоян С.М., Корнієнко І.В., Слепцов В.П., Смирнова Г.М., Ісакієва О.Г., Лісогор О.С. Проектування мереж водовідведення стічних вод міста. Навчальний посібник. - Харків. Каравела, 2004. -124 с.
5. Яковлев С.В., Воронов Ю.О., Водоотведение и очистка сточных вод. Ученик для вузов: - М.: АСВ, 2002 .- 704с .
6. Калицун В.И, Водоотводящие системы и сооружения.-М.: Стройиздат, 1987. - 36 с.

Анотація

Наведені розрахункові схеми напівроздільної системи водовідведення. Визначена витрата поверхневих стічних вод, що надійде в збірний загальносплавний колектор від басейну водовідведення.

Ключові слова: водовідведення, напівроздільна система, басейн водовідведення, розрахунок дощової мережі, інтенсивність дощу.

Annotation

The calculation charts of the overflow-pipe semiseparate system are resulted. The surface-water consumption flow is certain, that will enter collapsible driveable in general lines collector from the pool of overflow-pipe.

Keywords: overflow-pipe, semiseparate system, pool of overflow-pipe, calculation of rain network, intensity of rain.