

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
Київський національний університет будівництва і архітектури

**О.А. ВАСИЛЕНКО**

## **ВОДОВІДВІДНІ МЕРЕЖІ**

*Рекомендовано науково-методичною радою  
Київського національного університету будівництва і архітектури  
як навчальний посібник для студентів спеціальностей: 7.092601  
«Водопостачання та водовідведення» та 7.092109 «Споруди  
і обладнання системи водопостачання і водовідведення»*

Київ 2006

УДК 628.3 (075.8)

ББК 38.761.2

В19

Рецензенти: *С.М. Епоян*, доктор технічних наук, професор  
(Харківський державний технічний університет  
будівництва і архітектури)

*О.І. Давиденко*, кандидат технічних наук,  
старший науковий співробітник (Науково-  
дослідний і конструкторсько-технологічний  
інститут міського господарства)

*Затверджено на засіданні науково-методичної ради  
Київського національного університету будівництва і  
архітектури, протокол № 1 від 25 жовтня 2005 року.*

**Василенко О.А.**

В19      Водовідвідні мережі: Навчальний посібник. – К.: КНУБА,  
2006. – 100 с.

Розглянуті системи і схеми водовідведення, принципи гідравлічного розрахунку мереж для відведення побутових і дощових вод. Наведені основні конструкції споруд на мережах водовідведення. Розглянуті принципи проектування мереж.

Призначений для студентів, які навчаються за спеціальностями: 7.092601 «Водопостачання і водовідведення» та 7.092109 «Споруди і обладнання систем водопостачання і водовідведення».

УДК 628.3 (075.8)

ББК 38.761.2

© О.А. Василенко, 2006

© КНУБА, 2006

## Зміст

Вступ.....	4
1. Стічні води.....	5
1.1. Забруднення стічних вод.....	5
1.2. Питоме водовідведення.....	6
1.3. Баланс водовідведення.....	7
2. Системи і схеми водовідведення.....	11
2.1. Схеми водовідведення.....	11
2.2. Системи водовідведення.....	14
3. Принципи трасування міських мереж водовідведення.....	23
4. Гідравлічні особливості роботи водовідвідних мереж.....	29
4.1. Режими руху.....	29
4.2. Розрахункові швидкості руху стічних вод та наповнення.....	30
4.3. Форми поперечного перерізу труб та каналів, їх гідравлічна характеристика.....	34
4.4. Формули для гідравлічного розрахунку водовідвідних труб і каналів.....	36
4.5. Проектування повздовжніх профілів самопливної мережі.....	41
5. Водовідвідні труби та колектори.....	45
5.1. Труби та колектори.....	45
5.2. Основи під труби та колектори.....	53
6. Споруди на водовідвідній мережі.....	57
6.1. Оглядові колодязі.....	57
6.2. Дюкери, естакади, переходи.....	64
7. Відведення дощових вод.....	69
7.1. Характеристики дощу.....	69
7.2. Визначення розрахункової витрати дощових вод за методом «граничних інтенсивностей».....	75
7.3. Визначення місця розташування першого дощоприймача.....	78
8. Проектування і розрахунок напівроздільної системи водовідведення.....	84
8.1. Схема напівроздільної системи водовідведення.....	84
8.2. Визначення розрахункових витрат на ділянках мережі.....	86
Список літератури.....	88
Додатки.....	89

## Вступ

Водовідведення і очистка стічних вод є однією із спеціальних дисциплін, яку вивчають студенти за спеціальністю «Водопостачання і водовідведення». У процесі вивчення цієї дисципліни майбутні фахівці готуються вирішувати задачі відведення стічних вод за межі міст і промислових підприємств, очистки, знезараження і випуску їх у водойми, або на повторне використання, а також обробки осадів, які утворюються в процесі очистки.

Одним із складових цієї дисципліни є розділ «Водовідвідні мережі» мета якого – опанування студентом принципами облаштування і проектування мереж для відведення стічних вод різних категорій від місця їх утворення системою самопливних трубопроводів до споруд їх очищення і знешкодження.

Вивчення цього розділу може бути забезпечено після вивчення таких дисциплін навчального плану: геодезія, інженерна геологія і гідрогеологія, технічна механіка рідини і газу, інженерна гідравліка, спеціальні питання гідравліки систем водопостачання і водовідведення, гідравлічні і аеродинамічні машини, насосні і повітродувні станції, електротехніка, будівельні матеріали, раціональне використання і охорона водних ресурсів.

Навчальний посібник складено у відповідності з програмою дисципліни «Водопостачання і водовідведення» розділ «Водопровідні мережі».

Зміст навчального посібника дозволяє використовувати його для вивчення розділу «Водовідвідні мережі» спеціальної дисципліни «Споруди і обладнання систем водовідведення» спеціальності «Споруди і обладнання систем водопостачання і водовідведення».

Наведені в посібнику довідкові дані і викладена послідовність проектування мереж водовідведення можуть бути корисними при виконанні курсового проекту студентами згаданих спеціальностей.

# 1. Стічні води.

## 1.1 Забруднення стічних вод

**Стічна вода** - вода, що утворилася в процесі господарсько-побутової і виробничої діяльності (крім шахтної, кар'єрної і дренажної води), а також відведена з забудованої території, на якій вона утворилася внаслідок випадання атмосферних опадів.[Водний кодекс України]

Розрізняють такі категорії стічних вод:

- побутові;
- виробничі;
- дощові.

### Основні забруднення стічних вод:

- фізіологічні виділення людей та тварин;
- відходи та покидьки, що утворюються в побуті та на виробництві під час миття та прання і в технологічних процесах.

За своєю природою ці забруднення поділяються на органічні, мінеральні та біологічні, в тому числі, бактеріологічні.

Органічні забруднення – нестійкі, здатні загнивати, утворюючи сполуки, які є дуже небезпечними для навколишнього середовища, зокрема людей, тварин, риб. Мінеральні речовини, надходячи у природні водойми приводять до їх засмічення та зміни хімічного складу води, що також небезпечно для навколишнього середовища.

До біологічних забруднень відносяться водорості, гриби, бактерії та велика кількість різноманітних мікроорганізмів. Найбільш небезпечними в санітарному відношенні є хвороботворні бактерії, які приводять до виникнення та розповсюдження інфекційних захворювань.

Виробничі стічні води містять також токсичні та отруйні речовини, які можуть викликати отруєння живих істот і рослин.

Таким чином, стічні води є небезпечними в санітарно-гігієнічному і природоохоронному відношенні і тому повинні відводитися за межі населених пунктів та промислових підприємств, очищуватися і знезаражуватися перед складом до водойми. Цими питаннями займається така галузь техніки як водовідведення.

**Водовідведення** – комплекс інженерних споруд і трубопроводів для прийому, транспортування, перекачки, очистки, знезараження стічних вод різних категорій, а також скиду очищених вод у водні об'єкти, або направлення їх на повторне використання в промисловості або сільському господарстві, крім того споруди по обробці і знешкодженню вилучених домішок і осадів.

Концентрація забруднень в стічних водах вимірюється мг/дм<sup>3</sup>. Для побутових стічних вод концентрація основних забруднень обчислюється за їх кількістю від одного мешканця в середньому за рік.

$$C = \frac{a \cdot 1000}{n_w}; \quad (1.1)$$

де  $a$  – середньодобова кількість забруднень від одного мешканця, г;

$p_w$  – питоме водоспоживання на одного мешканця за добу в середньому за рік, л/(меш. · доб).

Згідно зі СНиП 2.04.03-85, середньодобова кількість основних забруднень на одного мешканця складає:

- завислі речовини – 65 г;
- БСК<sub>пов</sub> неосвітлених вод – 75 г · O<sub>2</sub>;
- БСК<sub>пов</sub> освітлених стічних вод – 40 г · O<sub>2</sub>;
- азот амонійних солей N – 8г;
- фосфати P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> – 3,3г;
- в тому числі від миючих речовин – 1,6г;
- хлориди Cl – 9г;
- поверхнево-активні речовини (ПАР) – 2,5г.

Концентрація забруднень у виробничих і дощових стічних водах визначається за даними хімічних аналізів.

В міську водовідвідну мережу побудові стічні води скидаються без обмежень, а виробничі з обмеженнями, які пов'язані з тим, щоб складові виробничих вод не впливали на роботу мережі і міських очисних споруд. Тому на підприємствах перед скидом виробничих стічних вод влаштовуються локальні очисні споруди. Умови скиду цих вод узгоджуються з підприємством експлуатації мереж і споруд міста.

## 1.2 Питоме водовідведення

Питоме водовідведення побутових стічних вод в районах житлової забудови приймається рівним питомому водоспоживанню тобто середньодобовій за рік кількості води, що припадає на одного мешканця [1].

*Питоме водовідведення побутових стічних вод на виробництві* – це кількість стічних вод, що утворюються в побутових приміщеннях промислових підприємств за зміну з розрахунку на одного працюючого і теж дорівнює питомому водоспоживанню.

Питоме водовідведення побутових стічних вод в районах житлової забудови (від населення) залежить від ступеня благоустрою житлових будинків, кліматичних умов в даній місцевості, санітарно-гігієнічних та інших місцевих умов, в тому числі і від режиму водопостачання.

В питоме водовідведення (водоспоживання) входять всі стічні води, що утворюються в житлових та громадських приміщеннях (школи, пральні, лазні) за винятком лікарень, будинків відпочинку, побутових приміщень промислових підприємств та деяких інших об'єктів.

В житлових районах, не обладнаних системами централізованого водовідведення, питоме водовідведення приймають з розрахунку 25 л/доб. на одного мешканця. Воно враховує скид стічних вод зливними станціями та комунально-побутовими підприємствами.

Питоме водовідведення для комунально-побутових підприємств та адміністративних будинків приймається згідно СНиП 2.04.01-85. Значення для деяких з них наведено в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1

Об'єкт водовідведення	Вимірювач	Питоме водовідведення л/добу
Готелі з душовими в усіх номерах	Один житель	230
Готелі з ванними в усіх номерах	Один житель	300
Лікарні з загальними ваннами та душовими	Одне ліжко	115
Поліклініки	Один хворий	13
Дитячі садки з денним перебуванням дітей, їдальнями, які працюють на сировині і пральнями	Одна дитина	75
Пральні механізовані	1 кг сухої білизни	75
Школи-інтернати	Одне місце	70
Загальноосвітні школи	Один учень або викладач	10
Лазні	Один відвідувач	180

Питоме водовідведення побутових стічних вод на промислових підприємствах на 1 робітника приймається в розмірі 45 л/зміну в цехах з тепловиділенням більше 80 кДж/год на 1 м<sup>3</sup> об'єму та 25 л/зміну в інших цехах та допоміжних будівлях.

Витрати стічних вод від душових приміщень визначають окремо. Тривалість дії душових приймають рівною 45 хвилинам, а надходження їх у водовідвідну мережу залежить від характеру виробництва. Питоме водовідведення душових стічних вод приймається:

- для групових душових – 500 л/год на одну душову сітку;
- для індивідуальних – 40 або 60 л на одну процедуру, в залежності від санітарного режиму.

Кількість приймаючих душ на одну душову сітку приймається в залежності від характеру виробництва і складає від 3 до 15 робітників.

Водовідведення від підприємств місцевої промисловості та невраховані витрати приймаються в розмірі 5–10 % витрати стічних вод від населення.

### 1.3 Баланс водовідведення

При проектуванні систем водовідведення необхідно мати дані про загальну кількість стічних вод, що надходить в мережі водовідведення, на насосні станції і очисні споруди, а також режим їх надходження. Питоме водовідведення враховує середньодобову за рік витрату стічних вод. Але відомо, що витрата стічних вод змінюється в залежності від сезону, дня тижня та години доби. Влітку витрата є більшою, ніж взимку, в п'ятницю більша, ніж в неділю, вдень більша, ніж вночі. На промислових підприємствах режим скиду стічних вод залежить від технологічного режиму, режиму роботи робітників і адміністрації і також не може бути рівномірним впродовж зміни. Для обчислення максимальних і мінімальних витрат по відношенню до середніх використовують коефіцієнти нерівномірності: добовий, годинний та загальний.

Коефіцієнт добової нерівномірності – це відношення максимальної добової витрати  $Q_{\max}$  до середньодобової протягом року витрати стічних вод,  $Q_{\text{mid}}$ . Для побутових стічних вод від населення

$$Q_{\text{mid}} = \sum_1^n \frac{N_i \cdot n_{wi}}{1000}, \text{ м}^3/\text{доб.} \quad (1.2)$$

де:  $N_i$  - кількість населення, чол., яке мешкає в будівлях з певним рівнем благоустрою помешкань і відповідним питомим водовідведенням -  $n_{wi}$ , л/меш.доб.;  $n$  - кількість різних питомих водовідведень, од.

Тоді максимальна добова витрата буде

$$Q_{\max} = K_{\text{доб}} \cdot Q_{\text{mid}} \quad (1.3)$$

В залежності від місцевих умов  $K_{\text{доб}}$  складає 1,1...1,3.

Коефіцієнт годинної нерівномірності водовідведення – це відношення максимальної годинної витрати в добу максимального водовідведення,  $Q_{\text{max.год.}}$ , до середньої годинної витрати стічних вод в добу максимального водовідведення,  $Q_{\text{сер.год.макс}}$ , тобто

$$Q_{\text{max.год.}} = K_{\text{год.макс}} \cdot \frac{Q_{\max}}{24} = K_{\text{год.макс}} \cdot K_{\text{доб}} \cdot \frac{Q_{\text{mid}}}{24} \quad (1.4)$$

Загальний коефіцієнт максимальної (мінімальної) нерівномірності – це відношення максимальної (мінімальної) годинної витрати в добу максимального водовідведення,  $Q_{\text{max.год.}}$ , до середньої годинної витрати середньодобового водовідведення. Тобто

$$K_{\text{ген.макс}} = \frac{Q_{\text{max.год.}}}{Q_{\text{mid.год}}} = \frac{K_{\text{год.макс}} \cdot K_{\text{доб}} \cdot Q_{\text{mid}} \cdot 24}{24 \cdot Q_{\text{mid}}} = K_{\text{год.макс}} \cdot K_{\text{доб}} \quad (1.5)$$

Нерівномірність надходження стічних вод у водовідвідну мережу впродовж години не враховується, і тому для гідравлічного розрахунку останніх використовують  $K_{\text{ген.макс}}$ . Тобто розрахункова максимальна (мінімальна) витрата стічних вод на ділянці мережі буде дорівнювати добутку середньої секундної витрати стічних вод на максимальний (мінімальний) загальний коефіцієнт нерівномірності:

$$q_{\text{max(min)}} = K_{\text{ген.макс(min)}} \cdot q \quad (1.6)$$

де  $q_{\text{max(min)}}$  - максимальна (мінімальна) секундна витрата стічних вод, л/с;

$q$  - середня секундна витрата стічних вод, л/с.

Дослідження роботи діючих систем водовідведення дозволили встановити, що значення загального коефіцієнта нерівномірності залежить від середньої витрати стічних вод. Значення коефіцієнтів нерівномірності при проектуванні систем водовідведення нормуються будівельними нормами і правилами [3], а при реконструкції діючих можуть уточнюватись на основі даних експлуатації. В таблиці 1.2 наведені значення загальних коефіцієнтів нерівномірності.



Таблиця 1.2

Загальний коефіцієнт нерівномірності притоку стічних вод	Середня витрата стічних вод, л/с								
	5	10	20	50	100	300	500	1000	5000 і більше
Максимальний $K_{gee.max}$	2,5	2,1	1,9	1,7	1,6	1,55	1,5	1,47	1,44
Максимальний $K_{gee.min}$	0,38	0,45	0,5	0,55	0,59	0,62	0,66	0,69	0,71

Коефіцієнт нерівномірності водовідведення побутових стічних вод від промислових підприємств з восьмигодинною зміною складає для цехів з підвищеним тепловиділенням – 2,5, а для звичайних – 3.

Оскільки витрата стічних вод коливається протягом доби, для проектування споруд необхідно знати характер цих коливань. На підставі багаторічних спостережень за режимом припливу стічних вод від житлової забудови міста (населеного пункту) було встановлено, що коливання витрат залежить від середньої витрати стічних вод і відповідно, від загального коефіцієнта нерівномірності.

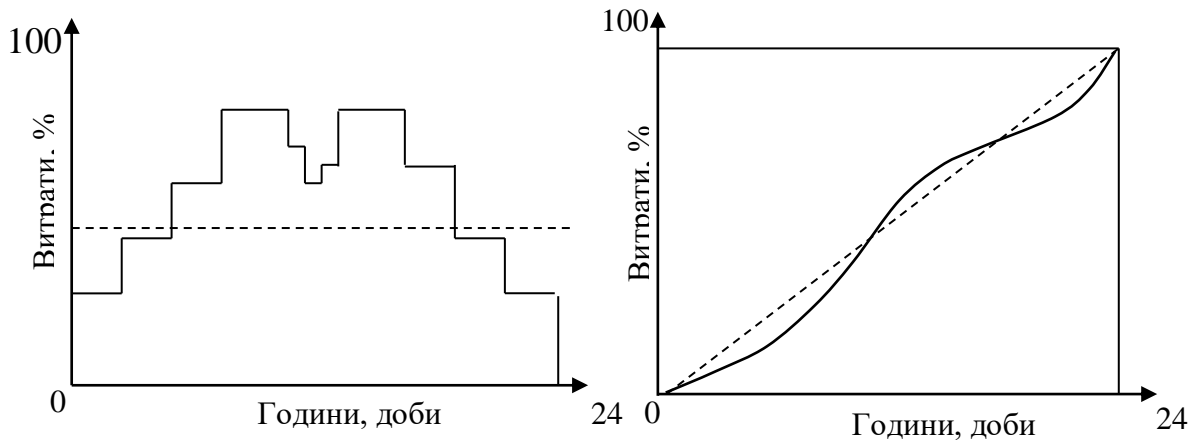
Орієнтований розподіл стічних вод по годинах доби від населення міста наведений в таблиці 1.3.

#### Орієнтовний розподіл у відсотках середньодобової витрати побутових стічних вод

Таблиця 1.3

Години доби	Максимальний загальний коефіцієнт нерівномірності водовідведення				
	1,9	1,8	1,7	1,6	1,4
0-1	1,2	1,25	1,25	1,55	1,65
1-2	1,2	1,25	1,25	1,55	1,65
2-3	1,2	1,25	1,25	1,55	1,65
3-4	1,2	1,25	1,25	1,55	1,65
4-5	1,2	1,25	1,25	1,55	1,65
5-6	3,1	3,3	3,5	4,35	4,2
6-7	4,8	5	5,2	5,95	5,8
7-8	7,4	7,2	7	5,8	5,8
8-9	7,95	7,5	7,1	6,7	5,85
9-10	7,95	7,5	7,1	6,7	5,85
10-11	7,95	7,5	7,1	6,7	5,85
11-12	6,3	6,4	6,5	4,8	5,05
12-13	3,6	3,7	3,8	3,95	4,2
13-14	3,6	3,7	3,8	3,55	5,8
14-15	3,2	4	4,2	6,05	5,8
15-16	5,6	5,7	5,8	6,05	5,8
16-17	6,2	6,3	6,4	5,6	5,8
17-18	6,2	6,3	6,4	5,6	5,75
18-19	6,2	6,3	6,4	4,3	5,2
19-20	5,25	5,25	5,3	4,35	4,75
20-21	3,4	3,4	3,4	4,35	4,1
21-22	2,2	2,2	2,2	2,35	2,85
22-23	1,2	1,25	1,25	1,55	1,65
23-24	1,2	1,25	1,25	1,55	1,65

Розподіл стічних вод по годинах доби при проектуванні споруд водовідведення, зазвичай, наводять у вигляді графіка – ступінчатого або інтегрального, приклади яких наведені на рис. 1.1



**а** – ступінчатий

**б** – інтегральний

Приплив побутових стічних вод на промислових підприємствах з 8-ми годинною робочою зміною в залежності від питомого водовідведення наведено в таблиці.

**Розподіл господарчо-фекальних стічних вод по годинах зміни**

Таблиця 2.4

Години зміни		1	2	3	4	5	6	7	8
Відсток від витрати на зміну	У цехах зі значним тепловиділенням	12,5	8,12	8,12	8,12	15,65	31,25	8,12	8,12
	у звичайних цехах	12,5	6,25	6,25	6,25	18,75	37,5	6,25	6,25

Приплив виробничих стічних вод у міську водовідвідну мережу приймається в залежності від характеру і технології виробництва.

**Виробничі стічні води** утворюються в процесі виробництва товарного продукту. Вони досить різноманітні за складом і режимом надходження в систему водовідведення.

Питоме водовідведення виробничих стічних вод – це кількість стічних вод, що утворюються при виготовленні одиниці продукції або переробці одиниці сировини і скидається у водопровідну мережу.

Склад і особливості виробничих стічних вод дуже різноманітний і до скиду в міську водовідвідну мережу допускаються з певними обмеженнями. Тому при проектуванні системи водовідведення міста, треба визначити питоме водовідведення виробничих стічних вод, які можуть бути прийняті в міську мережу і відповідно режим надходження.

## **2. Системи і схеми водовідведення**

### **2.1 Схеми водовідведення**

Умови водовідведення стічних вод від місць їх утворення за межі об'єкту на очисні споруди мають важливе санітарно-гігієнічне, технічне, економічне та природоохоронне значення.

Відповідно до санітарно-гігієнічних вимог спосіб відведення стічних вод на повинен приводити до можливого їх контакту з людьми і розповсюдження збудників хвороб: хвороботворних бактерій та вірусів, які можуть потрапляти до стічних вод, а також не повинен приводити до погіршення санітарного стану об'єкту водовідведення: забруднення атмосфери, поверхні землі, ґрунту і ґрунтових вод. Цим вимогам відповідає спосіб відведення стічних вод закритою мережею трубопроводів, ізольованою від зовнішнього середовища. Приймальники стічних вод при такому способі відведення обладнуються спеціальними пристроями – гідравлічними затворами, які не дають можливості шкідливим газам і випарам надходити з мережі до приміщення.

Водовідвідна мережа має забезпечувати швидке, безперервне і надійне відведення стічних вод з місць утворення. Цим умовам найкраще відповідає самоплинний спосіб відведення при якому стічні води відводяться від приймальників відразу після надходження без використання механічних пристроїв. При влаштуванні закритих водовідвідних систем їх конструкція має забезпечувати можливість доступу до трубопроводів з метою нагляду за їх станом, режимом роботи та виконання профілактичних і ремонтних робіт. Конструкцією мережі має передбачатися її вентиляція – організоване видалення шкідливих і небезпечних випарів та газів, які створюють небезпеку для населення, експлуатаційного персоналу та можуть стати причиною руйнування мережі. Видалені системою вентиляції забруднення не повинні погіршувати санітарні умови в населених пунктах. Водовідвідні мережі та споруди мають бути довговічними і забезпечувати надійне відведення стічних вод. Конструкцією мережі необхідно передбачати можливість зменшення негативного впливу стічних вод на навколишнє середовище у випадку аварії. Довговічність водовідвідних мереж та споруд має відповідати довговічності основних споруд об'єкту водовідведення.

Об'єктами водовідведення є будинки житлового, громадського, виробничого та спеціального призначення, обладнані внутрішнім водопроводом та водовідведенням.

**Схема водовідведення** – послідовність відведення стічних вод від місця їх утворення до скиду у водний об'єкт або на утилізацію.

Схеми водовідведення можуть бути:

- централізовані;
- децентралізовані;
- районні.

Централізовані схеми – коли всі стічні води системою трубопроводів надходять в єдине місце – на очисну станцію і після очистки скидаються у водний об'єкт.

При децентралізованій схемі стічні води з різних районів міста надходять на декілька самостійних очисних споруд.

Районні схеми передбачають об'єднання декількох населених пунктів в єдину систему з потужними очисними спорудами для очистки спільного стоку.

Очисні споруди розташовують нижче міста за течією річки. Між містом та очисними спорудами передбачається санітарно-захисна зона з тим, щоб виключити забруднення атмосфери міста шкідливими викидами з очисних споруд. Ширина санітарно-захисної зони залежить від потужності очисних споруд та їх складу (табл. 2.1). При розташуванні житлової забудови з навітренної по відношенню до очисних споруд сторони, ширину санітарно-захисної зони допускається збільшувати, але не більше, ніж вдвічі. При сприятливому домінуючому напрямку вітру ширину зони допускається зменшувати в межах 25%.

Очисні споруди необхідно розташувати за межами санітарно-захисної зони водойми.

При виборі місця розташування очисних споруд необхідно врахувати довгочасну перспективу розвитку міста.

Розташування очисних споруд та місце випуску стічних вод погоджують з санітарними службами, органами рибного нагляду та охорони природи.

#### Санітарно-захисні зони водовідвідних споруд

Таблиця 2.1

Споруди	Санітарно-захисна зона, м, при розрахунковій продуктивності споруд, тис. м <sup>3</sup> /добу			
	до 0,2	більше 0,2 до 5	більше 5 до 50	більше 50 до 280
Споруди механічного і біологічного очищення з муловими майданчиками та окремо розташовані мулові майданчики	150	200	400	500
Споруди механічного та біологічного очищення з обробкою осаду в закритих приміщеннях	100	150	300	400
Поля фільтрації	200	300	500	-
Поля зрошення	150	200	400	-
Біологічні ставки	200	200	300	300
Насосні станції	15	20	20	30

Водовідвідні мережі складаються із внутрішніх, внутрішньо-квартальних (дворових, внутрішньо-майданчикових) і зовнішніх мереж.

Зовнішня водовідвідна мережа – це система трубопроводів та каналів, якими стічні води транспортуються самопливом до насосних станцій, на очисні споруди або до водойми.

Водовідвідні мережі проектують так, щоб стічні води з територій, що ними обслуговуються, відводились переважно самопливом. З цією метою всю територію поділяють на басейни водовідведення.

Басейном водовідведення називається частина території об'єкту, що обслуговується, обмежена лініями водоподілу та межами об'єкту, з якої стічні води відводяться самопливом.

Ділянка водовідвідної мережі, до якої збираються стічні води від вуличних мереж одного або кількох басейнів, називається колектором.

Колектори поділяються на:

- головні колектори, в які надходять стічні води від двох та більше колекторів басейнів;
- колектори басейнів водовідведення, в які надходять стічні води з водовідвідної мережі одного басейну;
- позаміські колектори, які відводять стічні води транзитом за межі об'єкту водовідведення до насосної станції, на очисні споруди або до місця випуску до водойми.

При перетині колектора з природними чи штучними перешкодами або підземними спорудами влаштовують дюкери, переходи та естакади.

При необхідності перекачування стічних вод влаштовують насосні станції, які в залежності від призначення поділяються на:

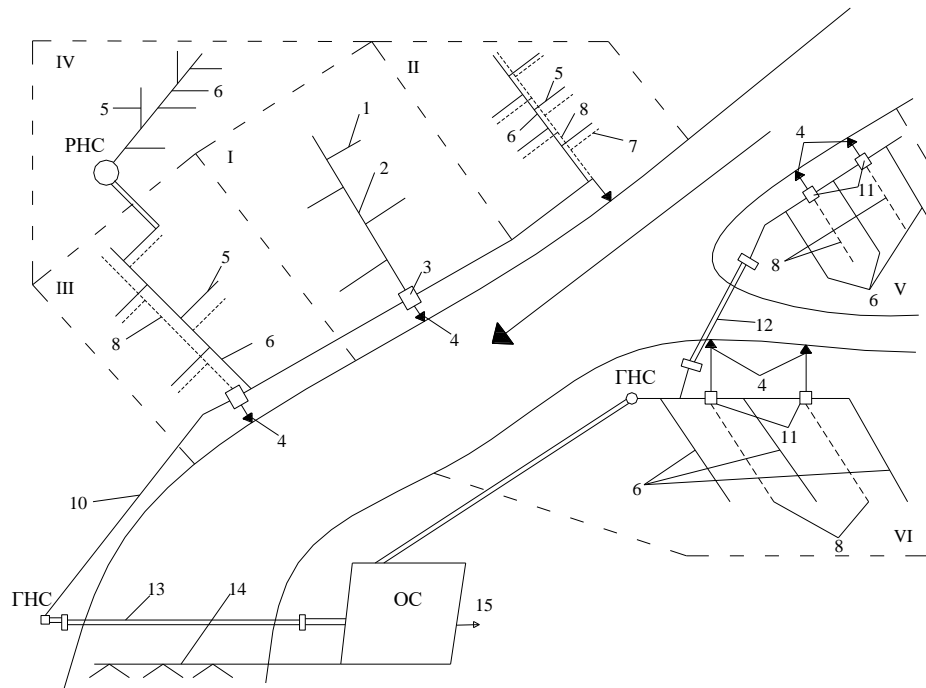
- *місцеві*, призначені для перекачування стічних вод від одного або кількох несприятливо розташованих будинків або житлових кварталів;
- *районні*, які призначені для перекачування стічних вод від окремих районів або басейнів;
- *головні*, для перекачування основної частини або всіх стічних вод від населеного пункту або промислового підприємства.

## **2.2 Системи водовідведення**

Система водовідведення – це спосіб відведення різних категорій стічних вод з території об'єкту.

Побутові, виробничі і дощові стічні води відрізняються як складом, так і властивостями. Тому на очисні споруди міста можна направляти тільки ті води, які не будуть негативно впливати на технологічний процес очистки. Служби експлуатації систем водовідведення міста встановлюють правила прийому виробничих стічних вод в міську мережу, згідно яких деякі види приймаються без обмежень, а для інших потрібна попередня очистка. Дощові стічні води, особливо перші порції, мають забруднення близьке до побутових стічних вод і їх теж треба очищати перед скидом у водойму.

Тому дуже важливим при проектуванні є визначення способу відведення різних категорій стічних вод: спільний чи роздільний, тобто вибір системи водовідведення. Водовідвідні системи поділяють на такі види: загальносплавна; роздільна; комбінована.



**Рис. 2.1** Схема водовідведення міста

1 – вулична загально-сплавна мережа; 2 – загальносплавний колектор басейну; 3 – зливоспуск; 4 – зливоскид; 5 – вулична мережа побутових стічних вод; 6 – колектор побутових стічних вод басейну водовідведення; 7 – вулична дощова мережа; 8 – колектор басейну водовідведення дощової мережі; 9 – головний колектор правого берегу; 10 – замиський колектор; 11 – розподільчі камери; 12 – дюкер на самопливній мережі; 13 – дюкер на напірних трубопроводах; 14 – випуск очищених стічних вод; 15 – подача очищених стічних вод на доочистку і повторне використання.

**РНС** – районна насосна станція;

**ГНС** – головна насосна станція;

= - напірні колектори.

**I** – район із загальносплавною системою;

**II** – повна роздільна система водовідведення;

**III, V, VI** – напівроздільна система водовідведення;

**IV** – неповна роздільна система водовідведення.

В свою чергу, роздільні системи поділяються на такі підвиди:

- повна роздільна;
- неповна роздільна;
- напівроздільна.

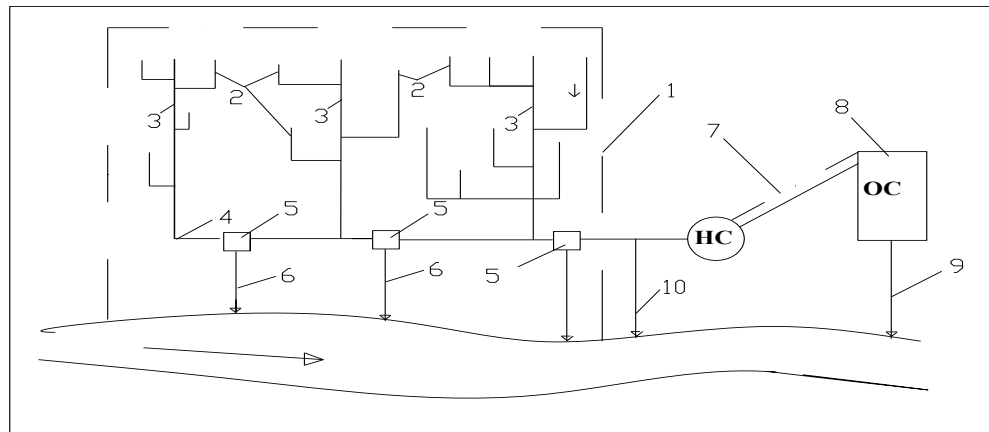
Загальносплавні системи мають одну мережу, якою відводяться всі категорії стічних вод: побутові, дощові, а також виробничі.

Характерною особливістю такої системи є наявність на головному колекторі зливоспусків, через які під час дощу частина суміші стічних вод скидається до водойми. Скидання суміші стічних вод до водойми стає можливим тому, що під час дощу витрата дощових вод в десятки разів перевищує витрату побутових стічних вод. За рахунок розведення концентрація суміші значно

зменшується. Таке скидання суміші побутових та дощових стічних вод спостерігається протягом короткого часу – біля 100 годин на рік.

Скидання частини стічних вод до водойми здійснюється з метою зменшення розмірів головних колекторів та напірних водогонів, потужності насосних станцій та очисних споруд і зниження початкових будівельних витрат.

Загальносплавну систему неможливо застосувати при малоповерховій та розосередженій забудові. Це обумовлено тим, що в “суху” погоду при відсутності дощу швидкість руху води в трубопроводах буде недостатньою для самоочищення, що приведе до випадання осаду та його загнивання.



**Рис.2.2** Схема загальносплавної системи водовідведення

1 – межа міста; 2 – вулична мережа; 3 – колектори басейнів; 4 – головний колектор; 5 – зливоспуски; 6 – зливоскиди; 7 – напірні водогони; 8 – очисні споруди; 9 – випуск; 10 – аварійний скид.

Загальносплавна система має такі недоліки:

- надходження побутових стічних вод до водойми, що може привести до його бактеріального забруднення;
- підтоплення підвалів будинків під час сильних злив внаслідок переповнення мережі, особливо в низьких місцях;
- підтоплення підвалів будинків під час повені в районах, розташованих нижче горизонту повеневої води;
- складність експлуатації насосних станцій та очисних споруд у зв'язку з нерівномірністю припливу дощових вод.

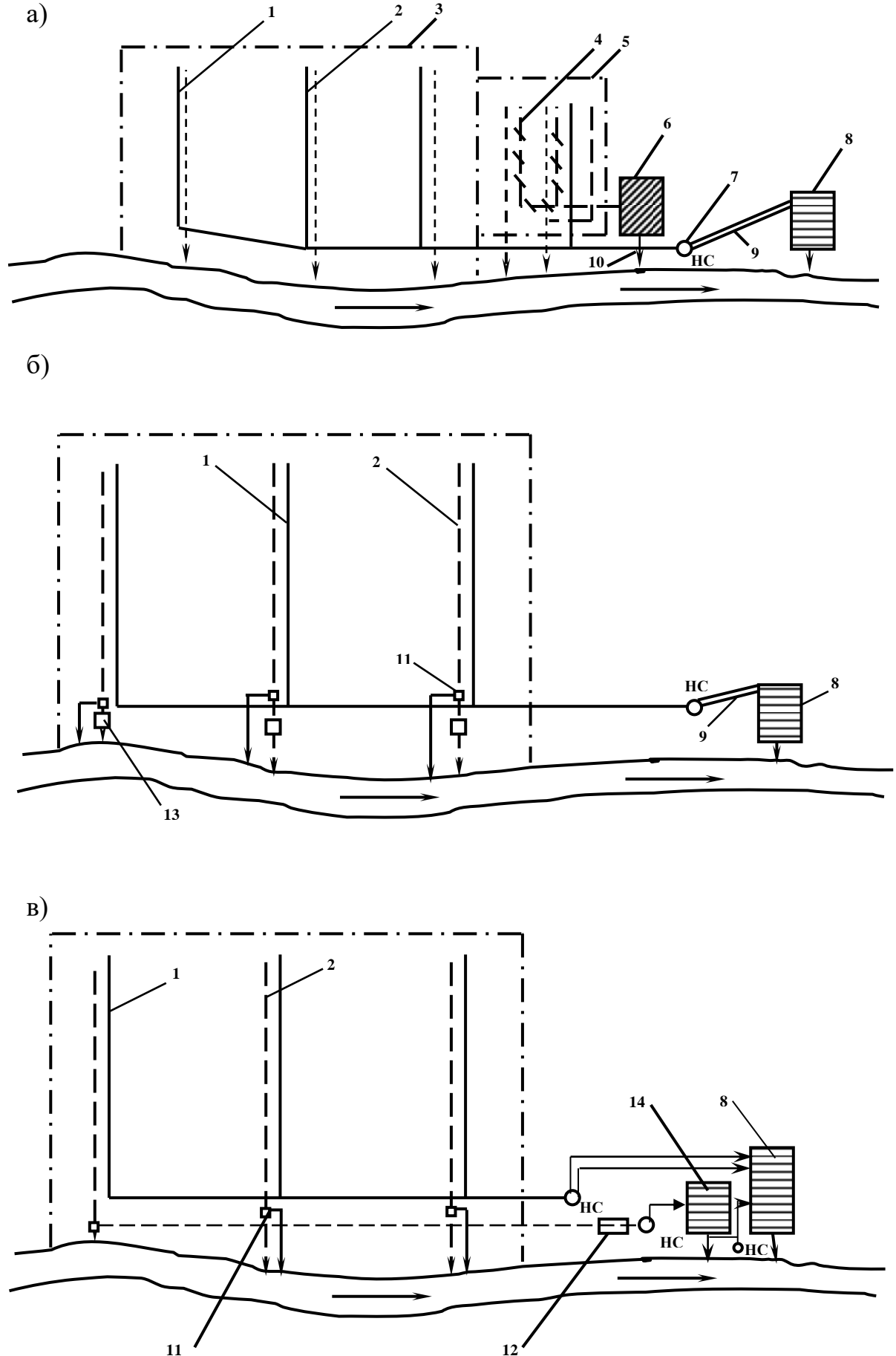
Обов'язковою умовою для застосування загальносплавної системи є наявність поряд з об'єктом водовідведення проточних водойм з великою витратою води, в які припустимий скид неочищених стічних вод, адже об'єм стічних вод, що скидаються, та їх забрудненість залежать від витрати води в річці та здатності річки до самоочищення. Згідно [1] такі системи не застосовуються при новому будівництві.

Повна роздільна система має дві або більше водовідвідні мережі, кожна з яких призначена для відведення стічних вод певної категорії. Вона може включати:

- *побутову мережу* – для відведення побутових стічних вод міста;
- *дощову мережу* – для відведення дощових вод;

- *побутово-виробничу мережу* – для спільного відведення побутових та виробничих стічних вод.

Кожна категорія стічних вод при такій системі відводиться на окремі очисні споруди, хоча можливий скид дощових вод до водойми без очищення.





### **Рис.2.3** Схеми повної роздільної системи водовідведення

*а* – без очищення поверхневого стоку; *б, в* – з очищенням поверхневого стоку на локальних очисних спорудах; 1 – побутова мережа; 2 – дощова мережа; 3 – межа міста; 4 – виробнича мережа; 5 – межа промислового підприємства; 6 – очисні споруди виробничих стічних вод; 7 – насосна станція; 8 – очисні споруди побутових стічних вод; 9 – напірні трубопроводи; 10 – випуски; 11 – розподільна камера; 12 – регулюючий резервуар; 13 – локальні очисні споруди дощових вод; 14 – централізовані очисні споруди дощових вод.

В залежності від наявності та типу очисних споруд для очищення дощового стоку можна виділити три наступні схеми повної роздільної системи водовідведення.:

- без очищення дощових вод;
- з очищенням дощових вод на централізованих очисних спорудах;
- з локальним очищенням дощових вод.

На локальні чи централізовані очисні споруди подається для очищення не вся дощова вода, а лише найбільш забруднена її частина, яка складає приблизно 70% річного стоку. А 30% дощових вод, менш забруднених, під час сильних злив скидається до водойми без очищення. Для розділення дощового стоку на частини використовуються розподільні камери.

Позитивним в роздільних системах є те, що робота мереж та споруд, призначених для відведення побутових стічних вод, рівномірна і постійна, тому що вона не залежить від атмосферних явищ. До недоліків повної роздільної системи водовідведення необхідно віднести:

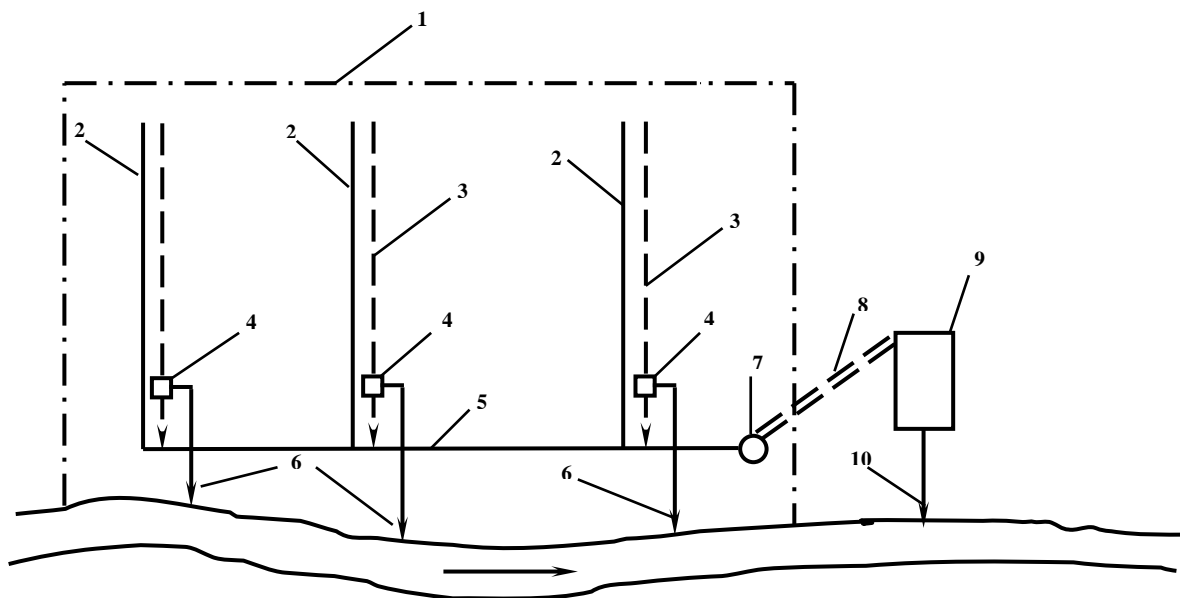
- скидання дощових та поливально-мийних стічних вод до водойми без очищення (при відсутності очисних споруд);
- необхідність будівництва двох окремих мереж: побутової та дощової.

З санітарно-гігієнічної точки зору повна роздільна система з очищенням поверхнього стоку є кращою від загальносплавної. А роздільна система без очищення дощового стоку рівноцінна загальносплавній.

Неповна роздільна система водовідведення має лише одну закриту мережу, якою транспортуються побутові стічні води. Для відведення дощових вод до водойми використовуються відкриті лотки, кювети, канали.

Так системи водовідведення характерні для невеликих об'єктів. Часто вони використовуються як проміжний, перший етап будівництва повної роздільної системи, що дозволяє при мінімальних трудових та матеріальних витратах вирішити першочергові санітарні та господарські задачі. На другому етапі будується закрита дощова мережа.

Напівроздільна система має дві водовідвідні мережі: побутову та дощову. В місцях перетину колекторів дощової мережі з головним колектором побутової мережі встановлюються розподільні камери. При малих витратах води в дощовій мережі розподільні камери пропускають всю дощову воду до головного колектора, який в цьому випадку буде загальносплавним.



**Рис. 2.4**Схема напівроздільної системи водовідведення

1 – межа міста; 2 – побутова мережа; 3 – дощова мережа; 4- розподільні камери; 5 – загальносплавний головний колектор; 6 – випуски дощових вод; 7 – насосна станція; 8 – напірні трубопроводи; 9 – очисні споруди; 10 – випуски очищених стічних вод.

При порівняно великих витратах дощових вод розподільні камери пропускають до головного колектора лише частину дощової води, але найбільш забрудненої, з донної частин труби. При такому способі розділення дощового стоку на очищення відводяться найбільш забруднені води, що надходять до мережі в початковий період дощу, коли з поверхні території змивається основна маса забруднень.

При комбінованій системі на території міста влаштовується декілька різних систем водовідведення, наприклад, загальносплавна та повна роздільна.

Така ситуація складається в наступних випадках:

- при реконструкції загальносплавної системи водовідведення в повну роздільну, коли на частині території міста для відведення побутових стічних вод використовується існуюча мережа, а для відведення дощових – будується нова дощова мережі;

- в містах, які мають різний характер забудови: малоповерхову та багатоповерхову зони;

- в містах з різним рельєфом місцевості.

З розглянутих вище систем зараз найчастіше зустрічаються: у великих містах – загальносплавна або повна роздільна система, в малих містах – неповна роздільна.

Загальносплавну систему водовідведення зараз не влаштовують, раніше її влаштовували в містах з багатоповерховою забудовою при:

- наявності потужної водойми, в яку допускається скидання суміші побутових та дощових стічних вод;

- кількості насосних станцій не більше трьох і при невеликій висоті підйому, тобто при сприятливому рельєфі місцевості;

- сприятливих кліматичних умовах, коли розрахункова інтенсивність дощу тривалістю 20 хв. становить не більше 80 л/(с · га).

Повну роздільну систему з локальним очищенням дощового стоку застосовують для великих міст при:

- несприятливому рельєфі місцевості, коли необхідне будівництво більше трьох насосних станцій;

- можливості скиду дощових вод до водойми після локального очищення;

- несприятливих кліматичних умовах, коли інтенсивність дощу тривалістю 20 хв. перевищує 30 л/(с · га).

Повна роздільна система без очищення поверхневого стоку тепер не використовується. Раніше її проектували при неможливості влаштувати загальносплавну систему водовідведення, а саме при:

- несприятливих кліматичних умовах та рельєфі місцевості;

- необхідності повного біологічного очищення побутових стічних вод;

- можливості скидання до водойми дощових вод без очищення.

Повну роздільну систему з централізованим очищенням дощових вод та напівроздільну систему застосовують в середніх та великих містах з кількістю жителів більше 50 тис. при:

- скиданні стічних вод до маловодних та непроточних водойм, що використовуються для купання та водного спорту;

- підвищених вимогах до захисту водойм від забруднення дощовими та талими водами.

Комбіновану систему доцільно застосовувати в містах, де є райони з різним ступенем благоустрою, різним характером забудови та рельєфом місцевості.

Перевагою загальносплавної системи в порівнянні з роздільною є влаштування тільки однієї мережі підземних трубопроводів. Довжина трубопроводів вуличних та внутрішньоквартальних мереж при цій системі водовідведення на 30-40% менша, ніж при влаштуванні двох окремих мереж. Меншими є також витрати, пов'язані з експлуатацією мережі, що обумовлюється як меншою довжиною мережі, так і тим, що частота профілактичного та аварійного промивання на загальносплавній мережі менша, ніж на повній роздільній. До переваг цієї системи необхідно віднести меншу насиченість підземної частини вулиць трубопроводами.

Недоліком загальносплавної мережі є більша вартість очисних споруд, насосних станцій та витрат на їх експлуатацію порівняно з повною роздільною системою без очищення або з локальним очищенням поверхневого стоку. Це обумовлено тим, що при загальносплавній системі водовідведення витрата суміші стічних вод, які перекачуються на очисні споруди та очищуються, збільшується в 1,5 ... 3,0 рази порівняно з витратою тільки побутових стічних вод від міста. Будівництво загальносплавної мережі вимагає великих одночасних капітальних вкладень на будівництво мереж з труб великого діаметра.

При влаштуванні роздільної мережі без очищення поверхневого стоку будуть меншими вартість будівництва та експлуатації насосних станцій та

очисних споруд. Меншими будуть одночасні капітальні витрати при умові поетапного будівництва побутової та дощової мереж. Але враховуючи більшу довжину двох окремих мереж, їх вартість та витрати на експлуатацію будуть більшими порівняно з загальносплавною. Тому що, крім влаштування мереж, будуть додаткові витрати на будівництво насосних станцій та очисних споруд для перекачування та очищення дощового стоку, а також витрати на їх експлуатацію.

Напівроздільна система водовідведення вважається найбільш економічною порівняно з повною роздільною системою з локальними або централізованими очисними спорудами, а також найбільш ефективною за санітарно-гігієнічною характеристикою. Так, наприклад, вона на 11-15% дешевша, ніж повна роздільна з централізованими очисними спорудами для очищення дощового стоку в районах з розрахунковою інтенсивністю дощу до 90 л/(с · га).

### ***3. Принципи трасування міських мереж водовідведення***

Міські схеми трасування мереж залежать від місцевих умов. Серед усіх схем, які найбільш часто зустрічаються на практиці, можна виділити такі: перпендикулярну, пересічену, паралельну, зонну та радіальну.

При перпендикулярній схемі колектори трасуються па найкоротшому напрямку до водойми. Такі схеми застосовуються для відведення дощових та незабруднених виробничих стічних вод в місцевостях із значним похилом до водойми.

При пересіченій схемі колектори перпендикулярної схеми перехоплюються головним колектором, який прокладається паралельно водойми. Така схема застосовується в місцевостях із значним похилом поверхні землі до річки для відведення всіх категорій стічних вод.

При паралельній схемі колектори прокладаються паралельно один одному під деяким кутом до ріки. Ці колектори перехоплюються головним колектором. Така схема застосовується при великих похилах місцевості до річки.

Зонна схема застосовується на територіях, що мають нерівномірний похил місцевості (складаються з терас) до водойми, або на територіях із значною різницею відміток, які можна поділити на зони, що каналізуються самостійно. При цьому з верхньої зони стічні води відводяться на очисні споруди самопливом, а з нижньої – перекачуються насосною станцією.

Радіальна схема застосовується при складному рельєфі місцевості та при відведенні стічних вод від великих міст, які займають велику площу. Це децентралізована схема, характерною ознакою її є наявність декількох очисних станцій.

В залежності від рельєфу місцевості, розмірів кварталів та типу забудови, вуличні мережі трасуються за такими схемами:

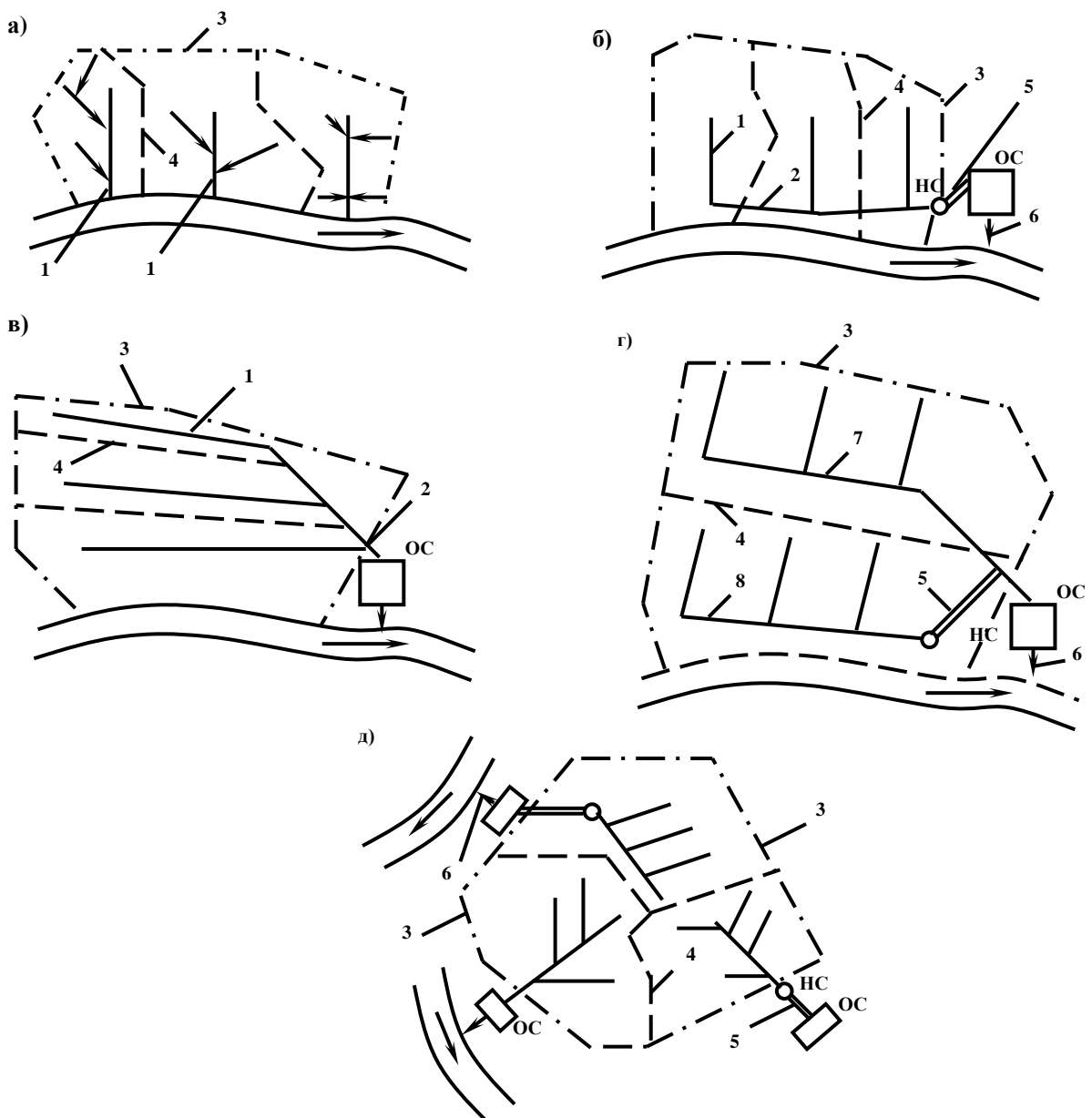
- охоплююча;
- по пониженій стороні кварталу;
- черезквартальна.

Охоплююча схема трасування водовідвідних вуличних мереж застосовується при невеликому похилі поверхні землі (менше 0,005 ÷ 0,007), для

кварталів великих розмірів (більших 450 м) та для кварталів, в яких будинки розташовані по периметру (це квартали малоповерхової або старої забудови).

При трасуванні по пониженій стороні (з нижньої сторони кварталу) водовідвідні мережі прокладаються лише з однієї або двох нижніх сторін кварталів. Така схема застосовується при значних похилах місцевості (більше 0,005 ÷ 0,007) та при невеликих розмірах кварталів.

Черезквартальна схема трасування водовідвідних мереж застосовується при наявності детального плану забудови кварталу або для кварталів, через які проходять тальвеги (улоговини), при узгодженні з архітектурно – планувальним управлінням міста. Використання такої схеми трасування дозволяє на 30-40% скоротити довжину вуличних мереж та на 10-20% вартість будівництва.



**Рис. 3.1** Схеми міських водовідвідних мереж

*а – перпендикулярна; б – пересічена; в – паралельна; г – зонна; д – радіальна; 1 – колектори басейнів; 2 – головні колектори; 3 – межа міста; 4 –*

межі басейнів водовідведення; 5 – напірний трубопровід; 6 – випуски; 7, 8 – колектори зон.

Основою для розробки схеми водовідведення є генплан, який для міста приймається в масштабі 1: 20000 – 1: 10000 з горизонталями через 1-2 м, а для підприємств – 1: 1000 – 1: 5000 з горизонталями через 0,5 – 1,0 м.

Враховуючи рельєф місцевості, проект вертикального планування, штучні та природні перешкоди та інші фактори, територію об'єкту розбивають на басейни водовідведення. Межами басейну є лінії водоподілу, межі міста, залізниці та автодороги з інтенсивним рухом. При плоскому рельєфі місцевості межі басейну визначаються, виходячи з умови охоплення найбільшої території при самопливному надходженні стічних вод і доцільній глибині прокладання колектора.

Головний колектор трасують в напрямку до очисних споруд та місця випуску стічних вод. Його прокладають по пониженій частині місцевості, вздовж річок та інших водойм, особливо, якщо передбачається влаштування зливовипусків, або ж по тальвегах.

Колектори басейнів прокладають:

- при плоскому рельєфі місцевості - посередині басейну;
- при наявності похилу - по пониженій частині басейну та тальвегах.

Перекачку стічних вод застосовують лише в тих випадках, коли неможливо або недоцільно влаштувати самопливне відведення стічних вод, а саме: при великій глибині прокладання колекторів; незадовільних ґрунтових умовах.

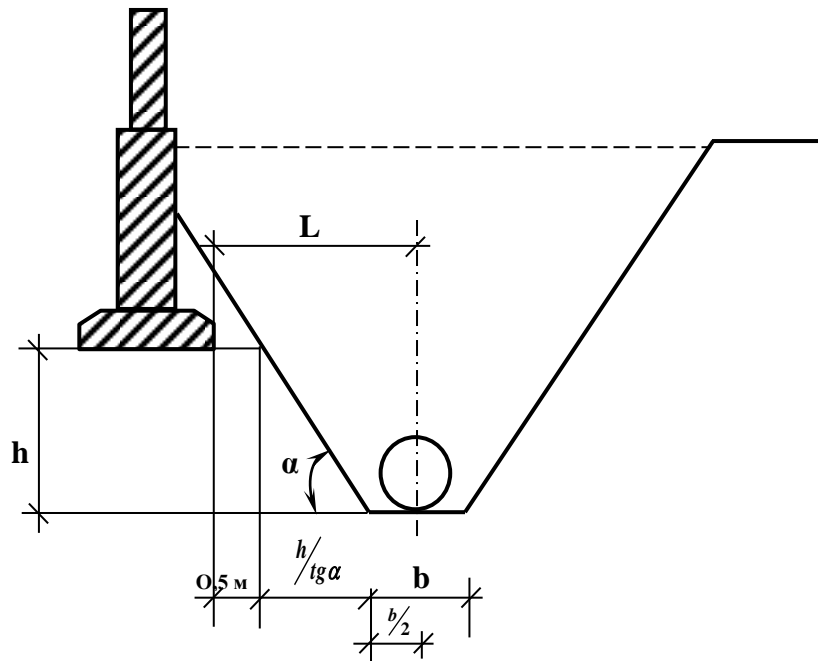
Насосні станції розташовують в понижених місцях, на трасі колектора або в кінцевій його частині. Їх розмішують на відстані ширини санітарно-захисної зони (15...30 м) від межі житлової забудови.

Вуличну мережу прокладають по можливості паралельно поверхні землі по найкоротшому напрямку до колектора басейну. При ширині вулиці до 30м водовідвідні трубопроводи прокладають в одну нитку і розташовують: в зеленій або технічній зонах, під розширеними тротуарами на тій стороні вулиці, де менше підземних комунікацій та більше бокових приєднань.

При ширині вулиці, більшій за 30м, допускається прокладання колекторів в дві нитки по обидва боки вулиці в зеленій або технічній зонах. Відстань в плані між трубопроводами і підземними частинами фундаментів будинків та іншими підземними спорудами приймається для напірних трубопроводів - не меншою, ніж 5м, а для самопливних - 3м. При відкритому способі прокладання трубопроводів ця відстань не повинна бути меншою, ніж визначена за такою формулою (рис 3.2):

$$L = h/\operatorname{tg}\alpha + \nu/2 + 0,5 \quad (3.1)$$

де:  $h$  - відстань по висоті між подошвою фундаменту та лотком труби, м;  
 $\alpha$  - кут відкосу ґрунту (в траншеях без кріплення);  $\nu$  - ширина траншеї, м.



**Рис. 3.2** *Схема визначення відстані між фундаментом будівлі та водовідвідним трубопроводом*

Як правило вулиці та проїзди міста насичені підземними комунікаціями різного призначення, тому водовідвідні мережі доводиться прокладати паралельно з іншими та влаштовувати з ними перетини. При цьому мають бути забезпечені мінімально допустимі відстані між комунікаціями, щоб не допустити їх руйнування під час будівництва та ремонту, забезпечити нормальні умови їх експлуатації, дотримання санітарних вимог та вимог техніки безпеки, а саме:

- до теплотрас - 1,0 - 1,5 м;
- до ліній електропередач до 35 кВ - 5 м;
- до ліній електропередач більше 35 кВ - 10 м;
- до дерев цінних порід - 2,0 м;
- до щогл та опор освітлення, зв'язку, контактної мережі - 1,5 м.
- до бортового каменя автодоріг - 1,5 м;
- до краю кювету - 1,0 м;
- до трамвайних та заводських колій - 1,5 м;
- до залізничних колій загальної мережі - 4 м (до осі колій);
- до підшови насипу - не менше глибини траншеї.

Мінімальна відстань між водовідвідною мережею та газопроводом при паралельному прокладанні приймається в залежності від тиску газу в газопроводі:

- при низькому тиску до 5 кПа - 1,0 м;
- при середньому тиску до 0,3 мПа - 1,5 м;
- при високому тиску до 0,6 мПа - 2,0 м;
- при високому тиску до 1,2 мПа - 5 м.

Мінімальна відстань між водовідвідною мережею та водопроводом приймається:

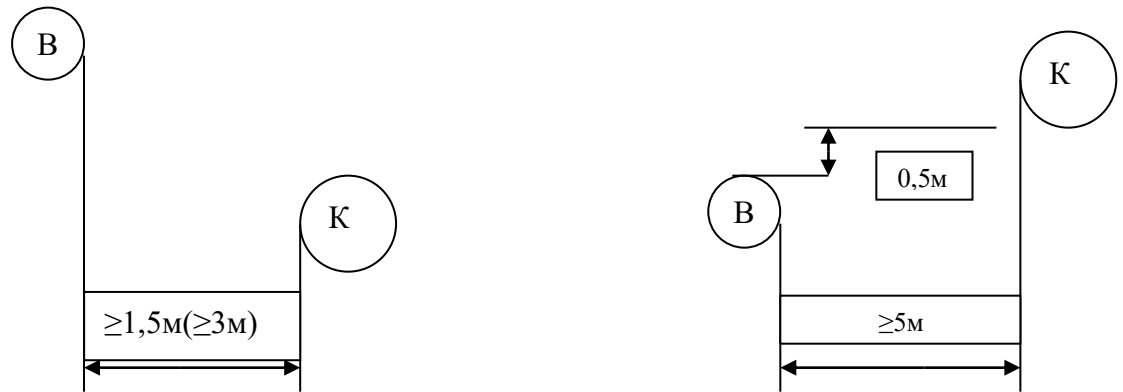
- при паралельному прокладанні на одному рівні та діаметрі водопроводу до

200 мм - не менша за 1,5м, при більшому діаметрі - не менша за 3м (рис. 3.3);

- при прокладанні мереж водовідведення вище від водопроводу на 0,5 м та більше - не менша за 5м в водопроникних ґрунтах.

а).

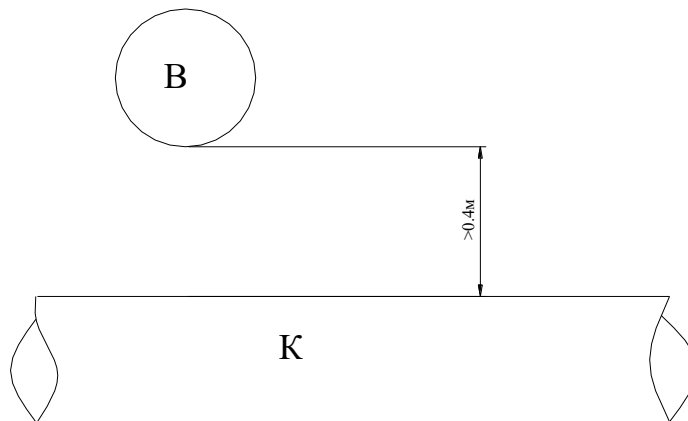
б).



**Рис. 3.3**

*а* - водопровід розташований вище або на рівні з водовідвідним колектором; *б* - водопровід розташований нижче від колектора; *В* - водопровід; *К* - водовідвідний колектор.

При перетинах з водопроводом водовідвідна мережа прокладається нижче від водопроводу не менше, як на 0,4м (рис. ). Цієї вимоги можна не дотримуватися, якщо водопровід прокладений в футлярі і виконаний з металевих



труб.

**Рис. 3.4**

У випадку, коли при перетині водовідвідна мережа прокладається вище водопроводу, останній береться у футляр з металевих труб. Довжина захищеної ділянки по обидва боки від перетину приймається в водонепроникних ґрунтах (глинистих) - не меншою за 3м, в фільтруючих - 10м.



## 4. Гідралічні особливості роботи водовідвідних мереж.

### 4.1 Режими руху

Стічні води містять в собі нерозчинені домішки, які під час транспортування здатні випадати в осад. Аналіз осаду, що випав, показує, що це в переважній більшості частинки мінерального походження, вміст яких складає 92...95% від загальної маси осаду.

Вивченням явищ, пов'язаних з транспортуванням домішок стічними водами, займались Мілович Ф.Я., Ботук Б.О., Федоров М.Ф., Яковлев С.В., Колобанов С.К., Алексєєв М.І. Курганов А.М. та інші. Проведені дослідження та спостереження за роботою діючих мереж показали, що при зміні швидкості руху води в колекторі можна виділити наступні три граничних стани твердих нерозчинених частинок в потоці:

- випадання частинок на дно внаслідок дуже малої швидкості руху води;
- стрибкоподібний рух з потоком води значної частини домішок, що випадали на дно, при підвищенні швидкості руху води до відповідної величини, яка називається розмиваючою;
- перехід у завислий стан всіх частинок, які випали на дно, при досягненні критичної швидкості руху води, яку називають самоочисною або незамулюючою.

Як видно, транспортуюча здатність потоку, тобто кількість, мг/л, нерозчинених речовин, що транспортуються одиницею об'єму, залежить від швидкості руху води в колекторі. На транспортуючу здатність впливають також властивості та характер домішок. Малі за розміром та невеликої густини частинки транспортуються краще, ніж крупні та важкі.

Нерозчинені частинки транспортуються переважно в нижній частині живого перерізу потоку. Очевидно, що транспортуюча здатність потоку буде залежати від глибини потоку. При однаковій середній швидкості і різній глибині потоку зона із достатніми для транспортування швидкостями при меншій глибині буде більше, а при більшій – менша, що витікає з розподілу швидкостей в поперечному перерізі потоку. Режим руху рідини (ламінарний або турбулентний) в каналах характеризується числом Рейнольдса –  $Re$ , яке дорівнює

$$Re = \frac{4V \cdot R}{\nu} \quad (4.1)$$

де:  $V$  - середня швидкість руху, м/с;

$R$  - гідралічний радіус, м;

$\nu$  - кінематична в'язкість, м<sup>2</sup>/с.

В трубопроводах і каналах систем водовідведення спостерігається турбулентний рух рідини. При цьому в залежності від складу стічних вод, середньої швидкості та матеріалу труб можна виділити зони: гладку, перехідну і шорстку. Кожній з цих зон відповідають формули для визначення витрат напору при рівномірному русі.

Рух стічних вод в мережах водовідведення може бути: нерівномірний несталий, нерівномірний сталий і рівномірний сталий.

При нерівномірному несталому русі гідравлічні параметри потоку в кожній точці змінюються в часі. Причиною несталого руху є нерівномірність надходження стічних вод в мережу (нерівномірність витрати) та наявність попутних бокових приєднань.

Нерівномірний сталий рух має місце в тих випадках, коли при постійній витраті вздовж течії змінюється похил або площа живого перетину потоку. Такий вид руху має місце на кінцевих ділянках колектора при вільному випуску стічних вод з колектора в резервуарах або водойму, зміні нахилу колектора, наявності місцевого опору (замулення ділянки трубопроводу).

Рівномірний рух, коли середня швидкість по довжині течії не змінюється, можливий при: однотипній шорсткості поверхні, відсутності місцевих опорів, постійній витраті та площі живого перерізу по довжині. Такий рух спостерігається у водовідвідній мережі лише на прямолінійних ділянках при відсутності бокових приєднань і відкладів осаду в трубах.

#### 4.2. Розрахункові швидкості руху стічних вод та наповнення

Водовідвідні мережі побутових стічних вод розраховують на неповне наповнення. Наповнення виражається відношенням глибини шару води в трубопроводі до його діаметра, а в колекторах некруглої форми до висоти колектора, тобто  $h/D$  або  $h/H$ . Наповнення, яке відповідає розрахунковій витраті, називається розрахунковим.

Ступінь наповнення визначається з урахуванням забезпечення максимальної пропускної здатності, можливості вентиляції колекторів і транспорту плаваючих домішок.

Загальний коефіцієнт нерівномірності надходження стічних вод  $K_{gen.max}$  не враховує коливання витрати стічних вод протягом години максимального припливу, тобто обчислена за допомогою цього коефіцієнту розрахункова витрата є середньосекундною в годину максимального припливу. Таким чином, необхідно передбачити резерв для пропуску витрати більшої за розрахункову.

В залежності від діаметра трубопроводу СНиП 02.04.03 – 85 [1] регламентує максимальні наповнення приймати від 0,6 до 0,8 (табл.4.1).

**Таблиця 4.1**

Діаметр, мм	150...250	300...400	450...900	1000 і більше
Наповнення, $h/D$	0,6	0,7	0,75	0,8

Розрахунок водовідвідних мереж виконують за розрахунковою витратою приймаючи значення швидкості в межах між мінімальною і максимальною допустимою.

За мінімальну приймається швидкість, при якій забезпечується самоочищення труб та колекторів.

Максимальна швидкість приймається такою, щоб запобігти руйнуванню труб внаслідок стирання лотку і стінок труб мінеральними домішками під час експлуатації. Згідно [1] для побутової мережі максимальну швидкість приймають для металевих труб до 8 м/с, неметалевих – 4 м/с. Для дощової мережі максимальні швидкості приймаються відповідно 10 та 7 м/с.

Дослідженням мінімальної незамулюючої швидкості та самоочисної здатності потоків стічних вод займалось багато дослідників. В результаті їх досліджень були отримані розрахункові формули.

Зважений стан частинок в стічних водах обумовлюється поперечними пульсаціями швидкості. Випадання зависей не буде, якщо величина поперечної пульсації буде більшою за величину гідравлічної крупності,  $U_0$ , розрахункової зависі. Для потоків з колоїдними частинками це співвідношення пульсаційної складової швидкості і гідравлічної крупності слід підвищувати на 40...50%. А.М. Курганов [12], виходячи з цього співвідношення, шляхом представлення поперечної пульсації швидкості через повздовжню отримав:

$$V_n = U_0 \cdot \lambda^{-2/3} \approx 0,055 U_0 \cdot C^{4/3} \quad (4.2)$$

де:  $U_0$  - гідравлічна крупність, м/с;

$\lambda$  - гідравлічний коефіцієнт тертя;

$C$  - швидкісний множник (коефіцієнт Шезі), м<sup>0,5</sup>/с.

На підставі експериментальних досліджень на реальних стічних водах М.Ф. Федоров із своїми учнями для зависі крупністю в 1 мм отримав розрахункову формулу у вигляді:

$$V_n = A^n \sqrt{R} \quad (4.3)$$

де, з врахуванням корегування М.І. Алексєєва,  $A=1,42$  а  $n=4,5+0,5R$ ,

$R$  – гідравлічний радіус, м.

Для зависей з гідравлічною крупністю  $U_0$  С.В. Яковлєв отримав

$$V_n = 12,5 \cdot U_0 \cdot R^{0,2} \quad (4.4)$$

Для розмиву осаду, який випав, необхідна швидкість більша, ніж та, при якій він почав випадати. Формула для визначення швидкості розмиву випавшого осаду має вигляд

$$V_0 = 9,34 \frac{U_0}{\Delta_e^{1,6}} \sqrt{R} \quad (4.5)$$

де:  $\Delta_e$  - еквівалентна шорсткість труби, м.

Враховуючі дані експлуатації мереж водовідведення населених пунктів і результати наукових досліджень СНиП [1] регламентує мінімальні швидкості для труб різних діаметрів при граничному наповненні.

Таблиця 4.2

Діаметр, мм	Максимальне наповнення, $h/D$	Мінімальні	
		швидкості, м/с	похили
150	0,6	0,7	0,008 (0,007)
200	0,6	0,7	0,007 (0,005)
300	0,7	0,8	0,0033
400	0,7	0,8	0,0021
500	0,75	0,9	0,002
600	0,75	1,0	0,0019
800	0,75	1,0	0,0013
1000	0,8	1,15	0,0013
1200	0,8	1,15	0,001
1400	0,8	1,3	0,001
2000	0,8	1,5	0,0009

**Примітка:** в таблиці в дужках вказано мінімальний похил, який приймається при обґрунтуванні на окремих ділянках.

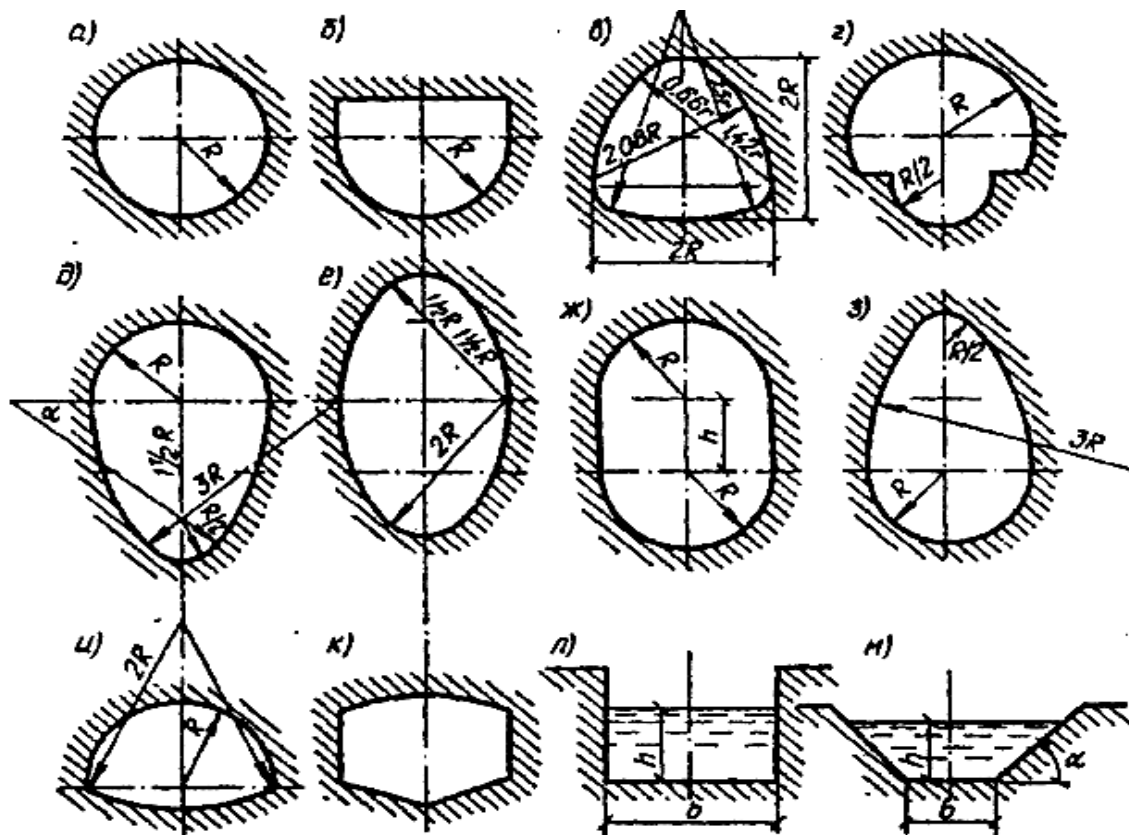
Діаметр трубопроводів визначається гідравлічним розрахунком. Але з метою запобігання засмічення та забивання водовідвідних трубопроводів на підставі даних довгострокової експлуатації в [1] введено обмеження мінімального діаметра труб, що використовуються при будівництві мережі.

Так мінімальний діаметр внутрішньоквартальної побутової мережі повинен бути 150 мм, вуличної – 200 мм, для дощовій мережі мінімальні діаметри труб відповідно складають 200 та 250 мм. В населених пунктах з добовою витратою стічних вод до 300 м<sup>3</sup>/доб допускається влаштування вуличної водовідвідної мережі з труб діаметром 150 мм.

Ділянки водовідвідної мережі з малими витратами (до 5л/с) і мінімальними діаметрами укладаються з мінімальним похилом і в них швидкість не визначається. Такі ділянки називаються безрозрахунковими.

### 4.3 Форми поперечного перерізу труб та каналів та їх гідравлічна характеристика

При проектуванні водовідвідних мереж поперечний переріз труб та колекторів приймається, виходячи з гідравлічних, технологічних та будівельних вимог. В системах водовідведення використовуються наступні форми поперечного перерізу труб та каналів: кругла, напівкругла, шатрова, банкетна, яйцеподібна, еліптична, напівкругла з прямими вставками, яйцеподібна обернена, лоткова, п'ятикутна, прямокутна та трапецієподібна (рис.4.1).



**Рис.4.1.** а - кругла; б - напівкругла; в - шатрова; г - банкетна; д - яйцеподібна; е - еліптична; ж - напівкругла з прямими вставками; з - яйцеподібна обернена; и - лоткова; к - п'ятикутна; л -прямокутна; м - трапецієподібна.

З гідравлічної точки зору найбільш вигідною вважається така форма поперечного перерізу труби чи каналу, при якій забезпечується найбільша пропускна здатність при однаковому похилі та площі поперечного перерізу. У такої форми поперечного перерізу гідравлічний радіус буде найбільшим, а змочений периметр найменшим. Оскільки найменше значення змоченого периметру має коло, то така форма найбільш вигідна. Порівняння пропускної здатності деяких форм поперечного перерізу колекторів наведено в таблиці 4.3.

### Порівняльна характеристика різних форм перерізів

Таблиця 4.3

Форма перерізу	Площа	Витрата в порівнянні з круглою формою діаметром d
Кругла	$0,785d^2$	Q
Банкетна $h = d$	$0,712d^2$	$0,90Q$
П'ятикутна $h = d$	$0,767d^2$	$0,95Q$
Лоткова $h = 0,885d$	$0,734d^2$	$0,90Q$
Яйцеподібна $h = 1,42d$	$1,069d^2$	$1,45Q$
Яйцеподібна $h = 1,5d$	$1,149d^2$	$1,61Q$
Яйцеподібна $h = 1,72d$	$1,349d^2$	$1,98Q$
Яйцеподібна обернена $h = 1,5 d$	$1,149d^2$	$1,61Q$
Еліптична $h = 1,58 d$	$1,205d^2$	$1,72Q$
Шатрова $h = 1,1 d$	$0,847d^2$	$1,06Q$
Шатрова $h = d$	$0,798d^2$	$0,91Q$
Шатрова $h = 0,63 d$	$0,484d^2$	$0,5Q$

Труби круглого перерізу найбільш поширені тому, що вони простіші у виготовленні та експлуатації, індустріальні, міцні та гідравлічно вигідні. Використання круглих труб дозволяє індустріалізувати будівництво водовідвідних мереж. В заводських умовах виготовляються труби чи окремі елементи колектора певної довжини, а на будівельному майданчику виконується лише їх укладання та ущільнення і герметизація стикових з'єднань. Завдяки круглій формі, вони достатньо міцні, бо під дією зовнішніх навантажень стінки труб працюють переважно "на стиснення", а сили розпору менші, ніж в деяких інших формах перерізу.

Колектори круглої форми є простішими в експлуатації тому, що для їх очищення використовуються прості пристрої, такі як кулі, циліндри та диски.

Гідравлічний радіус труб круглої форми при повному та половинному наповненні складає  $0,25d$  а максимальне значення відповідає наповненню  $0,813d$  і становить  $0,304d$ . Відповідно, максимальна швидкість руху води при однаковому похилі буде спостерігатися при наповненні  $0,813d$ . Максимальна пропускна здатність буде досягатися при наповненні  $1d$ . [4]

Колектори напівкруглої форми перерізу застосовуються на окремих ділянках мережі при перетині з підземними перешкодами, які обмежують повну висоту. Зверху напівкруглий лоток перекивається зйомними плитами. За гідравлічною характеристикою така форма близька до круглої.

Банкетна, яйцеподібна, еліптична та напівкругла з прямими вставками форми поперечного перерізу використовуються для відведення стічних вод з великими коливаннями витрат, переважно при загальносплавній системі водовідведення. В "суху" погоду стічні води відводяться напівкруглим лотком меншого діаметра банкетної форми та нижньою частиною перерізу інших форм, а під час дощу вода рухається по всьому поперечному перерізу колектора. При однаковій ширині вулиці, яку займає колектор, банкетна форма має меншу, а форми  $d, z, ж, з$  – більшу пропускну здатність, ніж кругла.

Шатрову форму перерізу застосовують з метою зменшення товщини стінок на колекторах великого перетину. Вони, як і круглі колектори, мають сприятливу гідравлічну характеристику.

Зворотну яйцеподібну форму перерізу застосовують при перетині колектором залізниць та автодоріг, якими рухається важкий вантажний транспорт. За рахунок параболічної верхньої частини колектора зменшуються сили розпору.

Лоткову, п'ятикутну та прямокутну форми перерізу застосовують при відведенні дощових вод. Відкриті канали трапецієвидної та прямокутної форм перерізу застосовують за межами міста та на території очисних споруд.

Колектори всіх форм поперечного перерізу можна умовно поділити на стиснуті та витягнуті. До колекторів витягнутої форми відносяться: яйцеподібні, еліптичні, напівкруглі з прямими вставками, яйцеподібні зворотні. Їх рекомендується використовувати при :

- відведенні стічних вод з великим коливанням витрат;
- підвищених тимчасових навантаженнях та великому тиску ґрунту;

- необхідності розробки траншей в умовах міської забудови.

Колектори стиснутих форм: лоткової, п'ятикутної, прямокутної та трапецієвидної – доцільно використовувати при невеликих коливаннях витрат та наповнень, що є характерним для виробничих стічних вод.

#### 4.4. Формули для гідравлічного розрахунку водовідвідних труб і каналів

Гідравлічний розрахунок самопливних трубопроводів, лотків і каналів систем водовідведення слід виконувати на пропуск розрахункової максимальної витрати стічних вод за формулами:

$$V = W \sqrt{i} \quad (4.6)$$

$$Q = \omega \cdot W \sqrt{i} \quad (4.7)$$

де  $V$  – швидкість руху стічних вод, м/с;  $Q$  – розрахункова витрата стічних вод, м<sup>3</sup>/с;  $i$  – гідравлічний похил, який при рівномірному русі дорівнює похилу трубопроводу;  $\omega$  – площа живого перерізу потоку, м<sup>2</sup>;  $W$  – швидкісна характеристика, яка обчислюється за формулою

$$W = \sqrt{\frac{8g}{\lambda} R} \quad (4.8)$$

де  $g$  – прискорення сили тяжіння, м/с<sup>2</sup>;  $R$  – гідравлічний радіус, м;  $\lambda$  – гідравлічний коефіцієнт тертя, який слід визначати за формулою, яка враховує різний ступінь турбулентності потоку .

$$\lambda = \frac{0,25}{\lg \left[ \frac{\Delta_e}{13,68R} + \frac{a_2}{Re} \right]} \quad (4.9)$$

де  $\Delta_e$  – еквівалентна шорсткість;  $a_2$  – коефіцієнт, який враховує характер шорсткості матеріалу труб і каналів;  $Re$  – число Рейнольдса, яке обчислюють за формулою

$$Re = \frac{4R \cdot V}{\nu} \quad (4.10)$$

$\nu$  – кінематична в'язкість рідини, м<sup>2</sup>/с, яка залежить від температури стічних вод і концентрації в них зависливих речовин.

Значення  $\Delta_e$  і  $a_2$  слід приймати за таблицею 4.4.

Таблиця 4.4

Труби та канали	$\Delta$ , см	$a_2$
Труби:		
бетонні та залізобетонні	0,2	100
керамічні	0,135	90
чавунні	0,1	83
сталеві	0,08	79
азбестоцементні	0,06	73
поліетиленові	0,004	20
полівінілхлорідні	0,006	20
поліпропіленові	0,0005	130
Канали:		
з бута, тесаного каменя	0,635	150
цегляні	0,315	110
бетонні та залізобетонні монолітні	0,3	120
теж саме, збірні (заводського виготовлення)	0,08	50

У замкнених водоводах ширина потоку зверху починаючи з деякого значення глибини  $h$  зі збільшенням останньої зменшується. У верхній частині водоводу зі збільшенням глибини змочений периметр збільшується швидше, ніж площа живого перерізу, що приводить до зменшення гідравлічного радіуса  $R$ .

Таке становище згідно з формулами (4.6), (4.7), (4.8) має привести до зменшення швидкості і витрати у трубі, при наповненні більше  $0,813d$  і  $0,95d$  відповідно, але це не підтверджується дослідями. У зв'язку з цим для замкнених перерізів за пропозицією Ю.М. Константинова й О.О. Сапуніна [4] швидкісну характеристику рекомендують визначати за формулою

$$W = \frac{k'}{n} R^z, \quad (4.11)$$

де  $k'$  - поправковий коефіцієнт, який дорівнює

$$k' = f_4 \left( \frac{h}{d} \right); \quad (4.12)$$

значення  $k'$  беруть за дослідними даними.

З урахуванням викладеного і беручи  $z = 2/3$ , середню швидкість у перерізі безнапірного водоводу по відношенню до  $W_{\Pi}$  – витратної характеристики при повному наповненні трубопроводу можна визначити як

$$V = BW_{\Pi} \sqrt{i}, \quad (4.13)$$

де  $B$  – відносна швидкісна характеристика, яка залежить від наповнення водоводу  $h/d$ ;  $W_{\Pi}$  визначають за таблицями, наведеними у довідниках.

Витрату у безнапірному замкнутому водоводі можна записати як



$$Q = AK_{\Pi} \sqrt{i} \quad (4.14)$$

де  $A$  – відносна витратна характеристика, що залежить від наповнення водоводу;  $K_{\Pi} = \omega_{\Pi} W_{\Pi}$  – витратна характеристика труби при повному наповненні трубопроводу.

**Значення величин  $A$  і  $B$  для труб круглого поперечного перерізу при різних відносних наповненнях**

Таблиця 4.5

$h/d$	$A$	$B$
0,1	0,020	0,385
0,2	0,084	0,592
0,3	0,180	0,710
0,4	0,297	0,794
0,5	0,440	0,880
0,55	0,515	0,914
0,6	0,589	0,945
0,65	0,670	0,974
0,7	0,740	0,989
0,75	0,800	0,995
0,8	0,870	1,015
0,85	0,917	1,013
0,9	0,952	1,010
0,95	0,993	1,006
1,0	1,000	1,000

Розрахунки самопливних мереж виконують за допомогою таблиць, які складені по вищенаведеним формулам [4], або за допомогою розрахункових програм для ЕОМ.

При гідравлічних розрахунках самопливних колекторів діаметром більше 500 мм враховують місцеві опори на поворотах, при з'єднанні потоків, у випадках, коли діаметр приєднання складає не менше 350 мм, а також при наявності перепадів на основному колекторі. Витрати напору на подолання місцевих опорів в самопливних і напірних трубопроводах визначаються за формулою

$$h_m = \xi \frac{v^2}{2g} \quad (4.15)$$

де  $\xi$  – коефіцієнт місцевого опору.

Коефіцієнти місцевих опорів наведені в довідниках для гідравлічних розрахунків [4].

Для підтримування рівномірного руху в самопливних трубопроводах водовідвідної мережі на ділянках з місцевими опорами слід передбачати додаткове пониження лотку трубопроводу на величину перепаду, який утворює місцевий опір.

Розрахунок напірних трубопроводів, дюкерів, мулопроводів зводиться до вибору діаметру труб, визначенню втрат напору на тертя по довжині трубопроводу і в місцевих опорах.

Діаметри трубопроводів визначаються за формулами рівномірного руху виходячи із розрахункової витрати і техніко-економічного обґрунтування. Швидкість руху стічних вод приймається в границях між мінімальною незамулюючою і максимальною для вибраного матеріалу труб.

Гідравлічний розрахунок напірних мулопроводів, які транспортують сирі та зброджені осади, а також активний мул, виконується із врахуванням режиму течії, фізичних властивостей і особливостей складу осадів.

При вологості 99% трубопроводи для транспорту осаду розраховуються за формулами для стічних вод.

Якщо вологість осаду менше за 99% гідравлічний похил розраховується за формулою:

$$i = \frac{1360(100 - P_{mud})^2}{D^{2,25}} + \frac{\lambda v^2}{2g D} \quad (4.16)$$

де  $\lambda$  – гідравлічний коефіцієнт тертя мулопроводу,

$$\lambda = 0,00214P_{mud} - 0,191 \quad (4.17)$$

$P_{mud}$  – вологість осаду, %;  $v$  - швидкість руху осаду, м/с;  $D$  – діаметр мулопроводу, м.

Для мулопроводів діаметром 150 мм величину  $\lambda$ , розраховану за формулою (4.17) слід збільшувати на 0,01 [1].

Найменші розрахункові швидкості руху мулу в напірних мулопроводах, які не допускають осадження більш важких часток мулу і наступного заростання трубопроводів, слід приймати за даними таблиці 4.6.

## Найменші розрахункові швидкості руху осадів $v_{\min}[1]$

Таблиця 4.6

Вологість осаду $P_{\text{mud}}$ , %	$v_{\min}$ , м/с, для діаметрів, мм	
	150-200	250-400
98	0,8	0,9
97	0,9	1,0
96	1,0	1,1
95	1,1	1,2
94	1,2	1,3
93	1,3	1,4
92	1,4	1,5
91	1,7	1,8
90	1,9	2,1

Після гідравлічного розрахунку самопливних мереж, колекторів і каналів, а також напірних трубопроводів побутових і виробничих стічних вод їх слід перевірити на пропуск розрахункової максимальної витрати і додаткового припливу поверхневих і ґрунтових вод в періоди дощів, які неорганізовано надходять у водовідвідні мережі через нещільності люків колодязів і за рахунок інфільтрації. Додатковий приплив  $q_{ad}$  визначається на основі спеціальних вишукувань або даних експлуатації аналогічних об'єктів, а при їх відсутності за формулою:

$$q_{ad} = 0,15L\sqrt{m_d} \quad (4.18)$$

де  $L$  – загальна довжина самопливних трубопроводів до розрахункової споруди (створу трубопроводів), км;

$m_d$  – максимальна добова кількість опадів, мм, яка визначається за СНиП 2.01.01-82.

Перевірочний розрахунок самопливних трубопроводів і каналів з поперечним перерізом любої форми на пропуск збільшеної витрати здійснюється при наповненні 0,95 висоти труби. Якщо наповнення більше змінюють діаметр або похил трубопроводу.

## **5. Водовідвідні труби та колектори**

### **5.1. Труби та колектори**

Вимоги до водовідвідних труб можна звести до таких чотирьох груп: будівельні, технологічні, експлуатаційні та економічні.

До будівельних відносять: міцність, довговічність, індустріальність та простота монтажу трубопроводу або колектора з окремих труб та елементів.

На трубопровід, укладений в землі діють зовнішні та внутрішні навантаження. Зовнішні навантаження поділяються на постійні від ваги ґрунту та перемінні від дії рухомого транспорту. Внутрішні навантаження в самопливному трубопроводі виникають внаслідок виникнення напірного режиму руху стічних вод під час його засмічення, а в напірному – під дією внутрішнього тиску. Міцність труб має відповідати цим навантаженням. Довговічність труб має бути такою, як і довговічність основних споруд і будівель системи водовідведення.

Під індустріальністю розуміється можливість виконання більшості робіт по створенню трубопроводу в заводських умовах, а на будівельному майданчику має здійснюватись монтаж трубопроводу з окремих труб або секцій, а колекторів з готових елементів.

Технологічні вимоги включають водонепроникність матеріалу труб, гладкість внутрішньої поверхні для забезпечення максимальної пропускної здатності та стійкість до стирання і корозії.

До експлуатаційних вимог відноситься простота очищення внутрішньої поверхні труб від відкладень.

До економічних вимог відноситься мінімальна вартість матеріалів і виготовлення труб та застосування мінімальної кількості дефіцитних матеріалів.

В сучасних системах водовідведення для самопливних мереж використовують такі труби: керамічні, азбестоцементні, бетонні, залізобетонні, поліетиленові, полівінілхлоридні, чавунні.

Для напірних трубопроводів: азбестоцементні напірні, залізобетонні напірні, пластмасові, чавунні і сталеві.

Керамічні труби для влаштування безнапірних мереж випускаються за ГОСТ-286-82 діаметром 150...600 мм (табл.5.1). Вони виготовляються із пластичних вогнетривких глин з додаванням шамоту (випалена глина в порошкоподібному стані) шляхом спікання при температурі 1250..1350<sup>0</sup>С. Покриття їх поливою забезпечує водонепроникність і гладкість внутрішньої поверхні.

## Розміри (мм) керамічних труб

Таблиця 5.1

Внутрішній діаметр, мм	Довжина труб всіх діаметрів, мм	Довжина розтрубу, мм	Товщина стінок, мм
150 ± 7	1000, 1100, 1200	60	19
200 ± 7	1300, 1400, 1500	60	20
250 ± 7		60	22
300 ± 10		60	27
350 ± 11		70	28
400 ± 11		70	30
450 ± 11		70	34
500 ± 11		70	36
550 ± 11		70	39
600 ± 11		70	41

З'єднання керамічних труб розтрубне, тобто гладкий кінець однієї труби вводиться в розруб іншої з формуванням стику, який складається з герметизуючої частини (смоляне пасмо) та замку (асфальтова мастика, азбестоцементний або цементний розчин) (рис.5.1). Керамічні труби відповідають більшості вимог до матеріалу труб, які були перелічені вище. До недоліків керамічних труб відносяться їх мала довжина, що обумовлює велику кількість стиків, та висока вартість труб. Керамічні труби використовуються при прокладанні дворових, внутрішньоквартальних та вуличних мереж діаметром до 600 мм, а також в агресивному середовищі або при транспортуванні агресивних стічних вод.

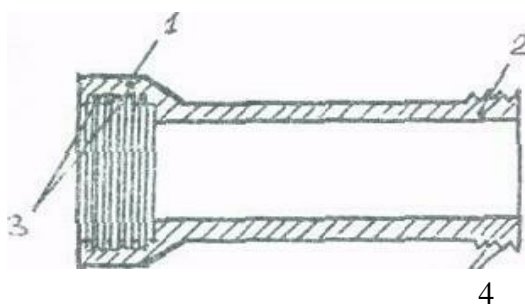


Рис. 5.1 Керамічна труба  
1- розтруб; 2 - гладкий кінець; 3 - канавки; 4 - рифлі.

Згідно ГОСТ 286-82 труби повинні відповідати таким вимогам:

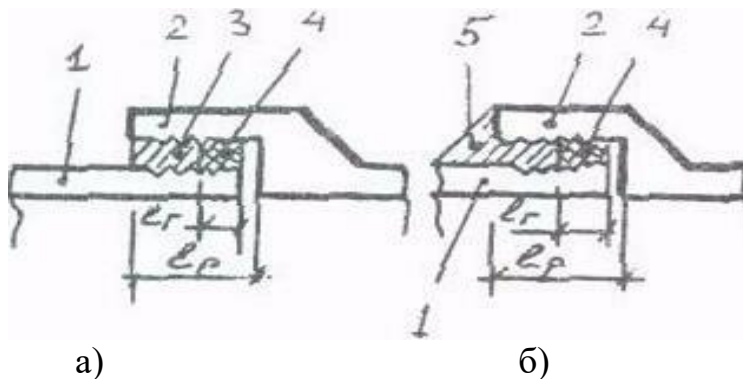
- витримувати внутрішній гідростатичний тиск не менше 0,15 Мпа;
- витримувати зовнішнє навантаження не менше 20...30 КН/м;
- водопоглинання не повинно перевищувати 8%.

Керамічні труби характеризуються:

- довговічністю;
- міцністю;
- стійкістю до дії агресивного середовища та температури;
- гладкою внутрішньою поверхнею, водонепроникністю;
- недефіцитністю сировини, з якої виготовлюються.

Вузол з'єднання труб між собою називається стиком. Він має бути водонепроникним, стійким до дії агресивних вод та до зміни температури і, по можливості, еластичним.

За еластичністю стики поділяються на гнучкі та жорсткі. До гнучких відносяться стикові з'єднання, які допускають взаємне переміщення труб в поздовжньому напрямі на 3... 5 мм та невеликий взаємний поворот труб при збереженні водонепроникності. Жорсткі стики не допускають переміщення та повороту труб. Стик складається з двох елементів: герметизуючої частини та замка(рис.5.2).



**Рис. 5.2** Схеми стикових з'єднань

*а - стик з асфальтовим замком; б - стик з азбестоцементним замком; 1 - гладкий кінець труби; 2 - розтруб; 3 - асфальтова мастика; 4 - смоляне пасмо; 5 - азбестоцемент.*

Герметизуюча частина стику виконується з просмоленого конопляного пасма або канату на глибину  $1/2 \dots 1/3$  довжини розтруба. Ущільнення пасма здійснюється конопаткою без застосування молотка.

Замок в залежності від матеріалу може бути **асфальтовий, азбестоцементний** або **цементний**. Він призначений для підвищення міцності стику. В зоні розташування коренів дерев і кущів найчастіше використовується асфальтовий замок. Асфальтову мастику виготовляють з трьох частин природнього асфальту та однієї - двох частин гудрону або бітуму БН-Ш. Для підвищення термічної стійкості до мастики додають вапняне борошно, пісок або шлак. Мастику заливають в кільцевий зазор в розігрітому стані. Асфальтові стики не рекомендується влаштовувати при відведенні стічних вод, які містять розчинники бітуму або мають температуру більше  $40^\circ\text{C}$ .

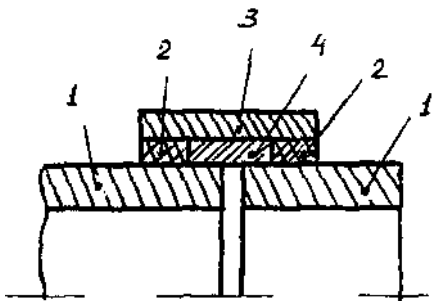
Азбестоцементний замок виконується з цементу марки 300 (70% по масі) та азбестового волокна (30% по масі). До суміші додається 10% води. Ущільнюється суміш за допомогою спеціального інструмента - чеканки.

Цементний стик виконується з суміші піску та цементу в співвідношенні 1:1. До суміші додається невелика кількість води: стільки, щоб вона була во-

логою. Ущільнюється замок також за допомогою чеканки. Асфальтові, азбестоцементні та цементні стики відносяться до твердих.

**Гнучкі** з'єднання виконують за допомогою пластикових ущільнюючих матеріалів, наприклад двох кілець з полівінілхлоридної смоли - пластізолу. Більше кільце розташовується в розтрубі, воно має конічну внутрішню поверхню, а кільце меншого діаметру з конічною зовнішньою поверхнею розташовується на гладкому кінці труби. Під час монтажу трубопроводу трубу підтискують в горизонтальному напрямі, кільця заклинюють і утворюється гнучкий стик.

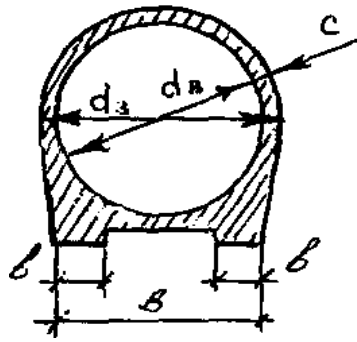
Азбестоцементні безнапірні труби виготовляються згідно ГОСТ 1839-80 діаметром 150, 200, 300 та 400 мм, довжиною 3,0 та 4,0 м, і повинні витримувати тиск до 0,4 мПа. З'єднуються труби між собою за допомогою муфти (рис.5.3). стики ущільнюються просмоленним конопляним пасмом, а замок виконується асфальтовий, азбестоцементний або цементний. Ці труби відносно міцні, мають невелику масу, довговічні, мають гладку внутрішню поверхню і відносно стійкі до дії агресивного середовища, дешевші ніж керамічні. До недоліків азбестоцементних труб відносяться: низький опір ударним та динамічним навантаженням, крихкість та стирання внутрішньої поверхні при транспортуванні стічними водами піску та інших мінеральних домішок. Азбестоцементні труби використовують для монтажу мереж при заглибленні до 3 м і відсутності динамічної дії на трубопровід.



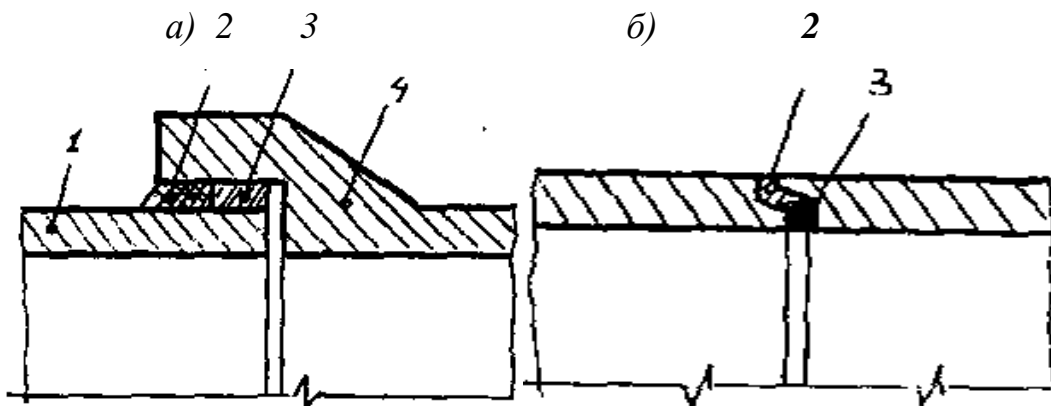
**Рис.5.3** Схема стикового з'єднання азбестоцементних труб

*1 – труби; 2 – асфальтова мастика, або азбестоцемент чи цемент; 3 – муфта; 4 – просмолене пасмо.*

Бетонні безнапірні труби виготовляються згідно ГОСТ 20054-88 діаметром 100...1000 мм. За формою поперечного перерізу вони випускаються круглі та круглі з плоскою підшвою (рис.5.4). За способом з'єднання між собою труби можуть бути розрубні та фальцові (рис.5.5). Ущільнення стиків здійснюється просмоленним конопляним пасмом або канатом, спеціальними герметизуючими пастами. Труби з ступінчастою поверхнею гладкого кінця ущільнюються за допомогою спеціальних гумових ущільнюючих кілець (рис.5.6). Бетонні труби використовуються при влаштуванні водовідвідних мереж для транспортування неагресивних до бетону стічних вод та при відсутності агресивних ґрунтових вод.



**Рис. 5.4** Поперечний переріз бетонної труби з плоскою підшовою

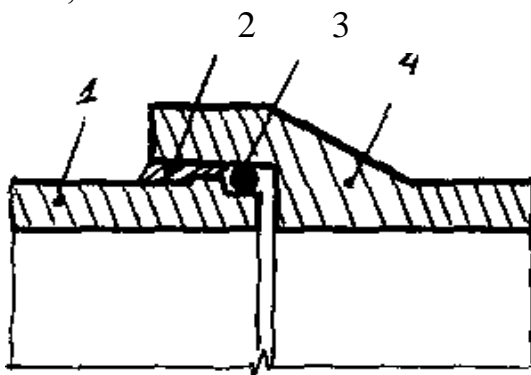


**Рис.5.5** Схеми розтрубного (а) та фальцевого стиків (б) бетонних труб

*1 - гладкий кінець труби; 2 - асфальтова мастика; 3 - просмолене пасмо; 4 – розтруб*

Виготовлення бетонних труб просте, не потребує дефіцитних матеріалів, вони не покриваються відкладеннями і дешевші від керамічних та азбестоцементних труб. Їх використання обмежується тим, що вони мають велику масу, не стійкі до дії агресивного середовища і крихкі, особливо при неякісному виготовленні.

Згідно ГОСТ 20054 - 88 бетонні труби мають витримувати навантаження 15,7 - 88,3 КН/м.



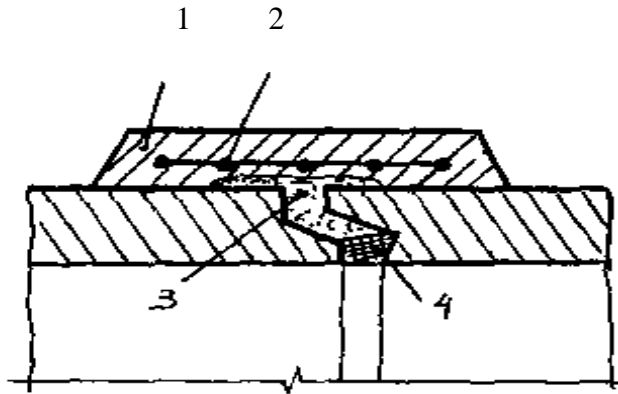
**Рис. 5.6.** Схема розтрубного стику з ступінчастою поверхнею

*1 – кінець труби з ступінчастою поверхнею;  
2 – замок;  
3 – гумове кільце;  
4 - розтруб*

Залізобетонні безнапірні труби виготовляються згідно ГОСТ 6482.0-88 та 6482.1-88 діаметром від 400 мм до 2400 мм, довжина труб 3...4 м. Ці труби



витримують зовнішнє навантаження 33...150 Кн/м. За формою поперечного перерізу ці труби випускаються круглі та круглі з плоскою підшвою, а за способом з'єднання – розтрубні та фальцові. Ці труби випускаються нормальної та підвищеної міцності.



**Рис 5.7.**Схема фальцевого стику залізобетонних труб великого діаметра.

- 1 – торкрет-штукатурка;
- 2 – арматурна сітка;
- 3 – цементно-піщаний розчин;
- 4 – просмолене пасмо (канат).

Розтрубні труби випускаються діаметром 400...2400 мм, розтрубні з упорним буртиком – 400...1600 мм, розтрубні з плоскою підшвою – 100...1600 мм, розтрубні із ступінчатою стиковою поверхнею – 400...1600 мм, фальцові труби – 400...2400 мм, фальцові з плоскою підшвою – 1000...2400 мм. Ущільнення стикових з'єднань залізобетонних труб здійснюється просмоленням конопляним канатом, герметиками або за допомогою гумових кілець. На стиках фальцевих труб діаметром більше 1000 мм із зовнішньої сторони влаштовують армований залізобетонний пояс. Залізобетонні труби використовуються для відведення неагресивних до бетону стічних вод і при відсутності агресивних ґрунтових вод переважно при влаштуванні вуличних мереж і заглибленні 3...8 м.

Поліетиленові труби випускаються згідно ГОСТ 18599 - 83 діаметром 110 ... 1200 мм. Для влаштування водовідвідних мереж використовуються поліетиленові труби типу “Л”- легкі та “СЛ”- середньолегкі, які здатні витримувати внутрішній тиск відповідно 0,25 та 0,4 МПа. Їх рекомендується використовувати при відведенні агресивних по відношенню до бетону стічних вод та при прокладанні мереж в агресивному середовищі, якщо температура стічних вод не перевищує 20° С. З'єднують між собою поліетиленові труби термічним зварюванням.

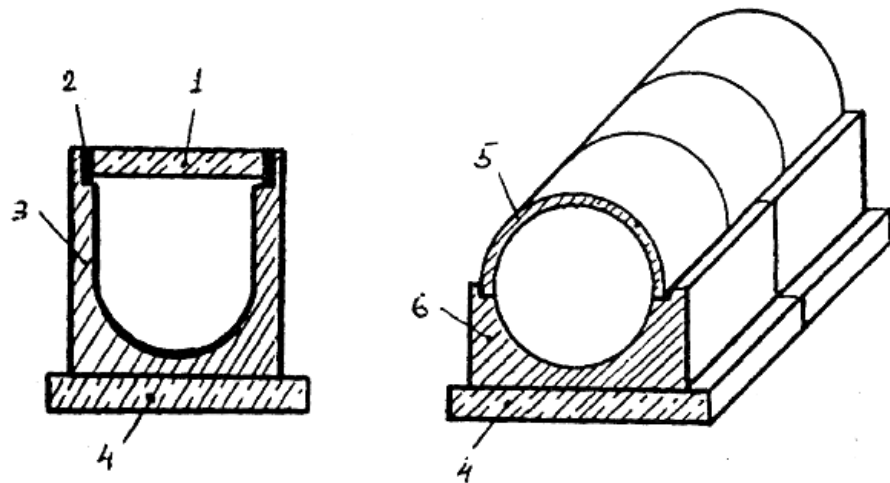
Труби з полівінілхлориду (ПВХ) випускаються діаметром 110, 160 і 200 мм згідно технічних умов ТУ 6- 19 - 307 - 86 та діаметром 225, 280 і 315 мм за ТУ 6 - 19-231 - 83. Труби з полівінілхлориду рекомендується використовувати при відведенні стічних вод різної агресивності з температурою до 20°С та при прокладанні мереж в агресивному середовищі. З'єднуються між собою труби з ПВХ на муфтах з ущільненням за допомогою гумових кілець.

Чавунні труби випускаються згідно ГОСТ 9583 -75 діаметром 100 - 1000 мм довжиною 3 ..10 м та за технічними умовами ТУ 14 - 3 - 1247 - 83 діаметром 100 - 300 мм. Труби розтрубні, ущільнення стиків здійснюється за допомогою гумових манжет ( труби за ТУ 14 - 3 - 1247 - 83) або просмоленням конопляним пасмом чи

канатом. Чавунні труби допускається застосовувати при влаштуванні самопливної мережі:

- у важкодоступних пунктах будівництва;
- в складних умовах (вічномерзлі чи просадні ґрунти, території, які підробляються);
- при переходах через водні перешкоди (потоки), під залізницями та автодорогами і по естакадах;
- при перетинах з господарсько-питним водопроводом;
- при прокладанні в місцях, де можливі механічні пошкодження труб.

Напірні трубопроводи систем водовідведення влаштовуються із напірних труб з різних матеріалів на підставі техніко-економічного обґрунтування. Сталеві електрозварні труби застосовують для влаштування дюкерів через водні перешкоди, в середині насосних станцій, на майданчиках очисних споруд.



**Рис.5.8** Конструкції колекторів великих діаметрів із збірних залізобетонних елементів напівкруглої та круглої форм.

*1 – залізобетонна плита; 2 – бітум; 3 – бетонна основа; 4 – підготовка; 5 – верхній елемент; 6 – нижній елемент.*

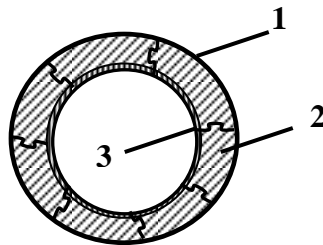
Трубопроводи великих діаметрів (круглого та не круглого перерізу), які зазвичай називають колекторами, виконуються в основному із збірного залізобетону, рідше з монолітного.

Конструкція колекторів залежить від способу виконання робіт (відкритий чи закритий), глибини прокладання, геологічних та гідрогеологічних умов, властивостей стічних вод. Колектори із збірного залізобетону є найбільш поширеними. Вони можуть мати різну форму поперечного перетину, але найчастіше використовують колектори круглої на напівкруглої форми. Колектор круглої та напівкруглої форми складається з двох елементів (рис.5.8): нижнього та верхнього. Вертикальні стики верхніх та нижніх елементів не повинні

співпадати. В свою чергу, верхній елемент може бути цілим або складатися з двох частин.

Найбільш перспективним є будівництво колекторів з залізобетонних труб великого діаметра, які укладаються на бетонну основу. Колектори прямокутної форми виконують із збірного залізобетону аналогічно круглим.

При закритих методах виконання робіт (щитова проходка) прокладають колектори круглого перетину. Їх збирають з окремих залізобетонних блоків – тюбінгів трапецієвидної форми. В середині влаштовується залізобетонна оболонка та гідроізоляція. З зовнішньої сторони за блоки закачують цементний розчин. При відведенні колектором агресивних стічних вод стінки колектора обкладають кислотно - або лугостійкими матеріалами: плиткою або цеглою (рис.5.9). В теперішній час застосовують обробку внутрішньої поверхні колекторів рідкими розчинами із пластичних мас або смол.



**Рис.5.9** Конструкція круглого колектора при закритому способі будівництва  
1 – цементний розчин; 2 – бетонні блоки (тюбінги); 3 – залізобетонна оболонка.

## 5.2 Основи під труби та колектори

В підземному трубопроводі основа під нього та засипання траншеї впливають на напружений стан труби і є елементами конструкції трубопроводу. Тому тип основи, ступінь ущільнення та вид ґрунтів для засипання траншеї має бути передбачений проектом.

Аналіз аварій на водовідвідних мережах свідчить, що основною причиною руйнування водовідвідних труб є деформація основи під трубами, яка відбувається під дією таких факторів:

- виникнення додаткового тиску на ґрунт основи внаслідок перерозподілу тиску від ваги ґрунту засипання після прокладання трубопроводу;
- виникнення додаткового тиску на трубопровід від рухомого навантаження, який особливо відчувається при недостатньому ущільненні засипаного ґрунту;
- порушення природного стану або недостатнє ущільнення ґрунту в основі трубопроводу;
- втрата стійкості та природної рівноваги ґрунту при коливанні рівня ґрунтових вод або надходженні до траншеї поверхневих вод;

- недостатня міцність ґрунту в основі під трубами.

Природною основою під трубопроводи можуть служити такі ґрунти, що в сухому стані мають розрахунковий опір  $R > 0,15$  МПа.

До таких ґрунтів відносяться: піски, супіски, гравій, пісок в суміші з гравієм, глини та суглинки (при відсутності водоносних прошарків), скельні та близькі до них ґрунти.

При влаштуванні природної основи необхідно намагатися, щоб ґрунт на дні траншеї залишався в природному, непорушеному стані. З цією метою при розробці траншеї механізмами не добирають шар ґрунту висотою 0,1...0,2 м, який потім видаляють вручну.

Опір труби навантаженням можна підвищити [11]:

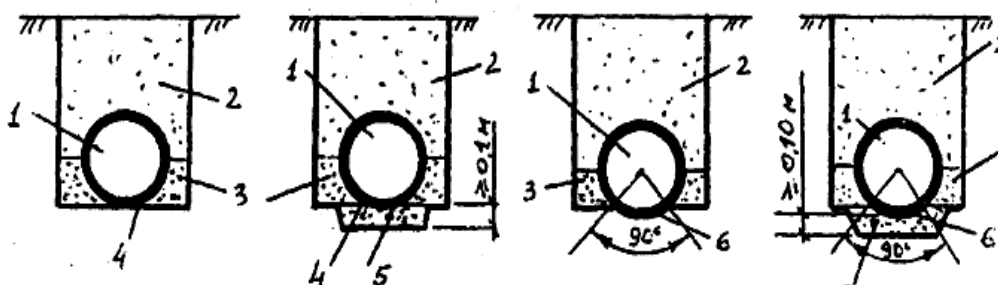
- на 30 - 40% за рахунок влаштування спрофільованої за формою труби основи з кутом охоплення  $90^\circ$  ;
- на 20 - 50 % шляхом трамбування ґрунту засипання між трубою та стінкою траншеї (в пазухах) на висоту 0,5 діаметра труби.

При прокладанні трубопроводів в міцних глинистих та скельних ґрунтах в основі під трубами влаштовують піщану подушку висотою не менше 0,1 м з тим, щоб рівномірно розподілити навантаження по всій довжині труби і уникнути її руйнування.

У водонасичених ґрунтах, ґрунтах з недостатнім розрахунковим опором, в пливунних та нестійких ґрунтах трубопроводи прокладаються на штучних основах.

Тип основи вибирається в залежності від: виду та властивостей ґрунту; наявності ґрунтових вод; розміру та матеріалу труб та конструкції стикових з'єднань; глибини прокладання труб; транспортних навантажень; місцевих умов.

В сухих ґрунтах з розрахунковим опором  $R \geq 0,1$  під пластмасові та  $R \geq 0,15$  під інші самопливні трубопроводи влаштовуються такі види природних основ (рис.5.10): ґрунтова плоска; ґрунтова плоска з піщаною підготовкою; ґрунтова спрофільована; ґрунтова спрофільована з піщаною підготовкою.



**Рис. 5.10.** Природні основи під самопливні трубопроводи

*а* - ґрунтова плоска; *б* - ґрунтова плоска з піщаною подушкою; *в* - ґрунтова спрофільована; *г* - ґрунтова спрофільована з піщаною подушкою;

1 - трубопровід; 2 - засипання траншеї; 3 - засипання з підвищеним ступенем ущільнення; 4 - плоска основа; 5 - піщана подушка; 6 - спрофільована основа.

При недостатньому розрахунковому опорі сухих ґрунтів ( $R \geq 0,1$  - під пластмасові та  $0,1 \geq R < 0,15$  - під інші трубопроводи) влаштовують штучні основи (рис. 5.11 а, б, в, г): гравійно-щебеневі, бетонні та залізобетонні. В таких же ґрунтах, при можливості нерівномірного просідання: в пухких, насипних незлежаних ґрунтах, на ділянках з ґрунтами, що розрізняються за своїми фізико-механічними властивостями, на ділянках з великим нахилом ґрунтових пластів і т.д., - влаштовують залізобетонні плоскі та залізобетонні спрофільовані основи з кутом охоплення  $90$  та  $120^\circ$ .

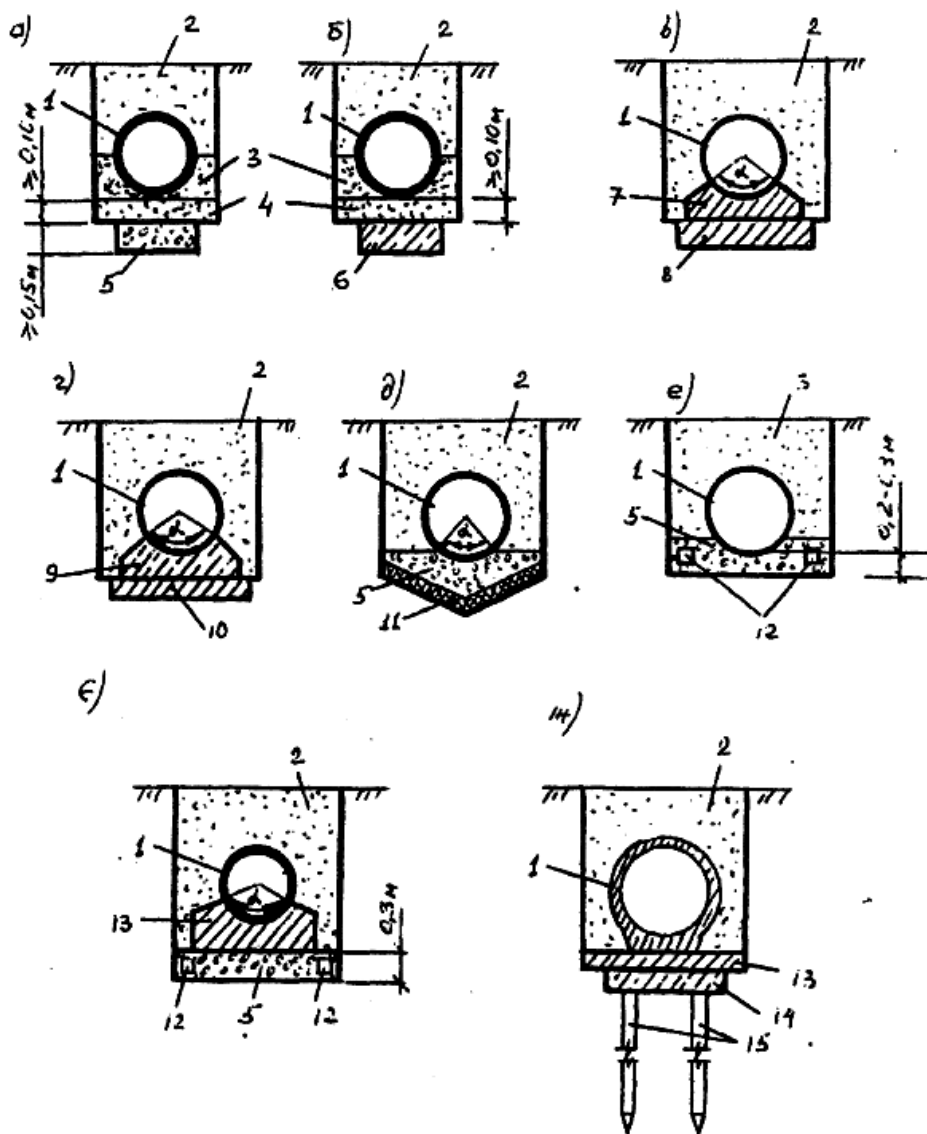


Рис. 5.11. Штучні основи під самопливні трубопроводи

а - гравійно-щебенева; б - залізобетонна плоска; в - бетонна спрофільована; г - залізобетонна спрофільована; д - щебенева з водонепроникним піддоном; е - гравійно-щебенева; ж - бетонна з дренажем; з - залізобетонна на палях;

1 - трубопровід; 2 - засипання з нормальним ущільненням; 3 - засипання з підвищеним ступенем ущільнення; 5 - гравійно-щебенева підготовка; 6 - залізобетонна плоска основа; 7 - основа бетонна (I шар); 8 - бетонна основа (II шар); 9 - залізобетонна спрофільована основа; 10 - бетонна підготовка; 11 - водонепроникний шар (грунтоасфальт); 12 - дренаж; 13 - цементний розчин; 14 - залізобетонний ростверк; 15 - залізобетонні палі.

Для прокладання безнапірних трубопроводів великих діаметрів (1400 мм та більше) використовуються збірні залізобетонні основи. Збірні залізобетонні основи виготовляють двох типів: з лекальних залізобетонних блоків та з залізобетонних дорожніх плит з набетонкою стільця під трубу. Блоки та плити укладають на вирівняну піщану, щебенеvu або гравійну підготовку товщиною 0,15 – 0,20 м. Труби укладають на шар цементного розчину.

В скельних ґрунтах трубопроводи укладають на піщану подушку, висота якої має бути не менша 0,1 м над виступаючими нерівностями дна траншеї.

В просадних ґрунтах першого типу трубопроводи укладають як в звичайних ґрунтах. В ґрунтах другого типу просідання на незабудованій території влаштовують ущільнення ґрунту на глибину не менше 0,25 м, а на забудованій - піддон з ґрунтоасфальту для відведення води, яка ексфільтрується з трубопроводу в ґрунт, в контрольні колодязі. До складу ґрунтоасфальту входять утрамбований ґрунт, по якому укладається шар глини, насиченої бітумом або дьогтем товщиною 0,1 м. Трубопровід укладається поверх піддону на шар щебеню або гравію (рис. 5.11,д).

В водонасичених ґрунтах в основі трубопроводів влаштовують дренаж, який складається з дренажних лотків, укладених на шар щебеню або гравію товщиною 0,2 – 0,3 м. Дренажну воду відводять з траншеї спеціальною мережею. При діаметрі трубопроводу до 600 мм його укладають безпосередньо на щебінь або гравій з засипкою і ущільненням пазух на висоту 0,15 діаметра трубопроводу. При діаметрі більшому за 600 мм трубопровід укладають на бетонний фундамент (рис. 5.11 е, є). В водонасичених ґрунтах з нормативним опором  $0,1 \geq R < 0,15$  і слабкою водовіддачею трубопроводи укладають на бетонну спрофільовану основу з кутом охоплення  $\alpha = 90^\circ$  при діаметрах труб 300 та більше мм, і  $\alpha = 120^\circ$  при діаметрі труб меншому за 300 мм.

При прокладанні трубопроводів в ґрунтах насипних, мулистих, торф'яних, по звалищах та інших ґрунтах з недостатньою несучою здатністю ( $R < 0,1$ ) виконують заміну ґрунту, а якщо така заміна неможлива або економічно недоцільна, трубопровід прокладають на основі з залізобетонних плит на палях (рис. 5.11,ж).

Вибір основи під труби зведено в таблиці 5.1.

### Вибір типу основи під трубопроводи [11]

таблиця 5.1

№	Тип основи	Вид ґрунтів	Матеріал труб	Діаметр, мм	Висота шару засипання, м
1	2	3	4	5	6
1	Ґрунтова плоска	Піщані $R \geq 0,15$ мПа	Керамічні	до 300	5,00... 2,25
			Азбестоцементні	до 300	4,25... 2,25
			Чавунні	до 600	
			Бетонні та залізобетонні	до 500	6,00... 4,00
		Піщані $R \geq 0,10$ мПа	Пластмасові	до 1200	6,50... 5,00
2	Ґрунтова плоска з піщаною подушкою	Піщані $R \geq 0,15$ мПа	Керамічні	до 300	5,00... 2,25
			Азбестоцементні	до 300	4,25... 2,25
			Чавунні	до 600	1
			Бетонні та залізобетонні	до 500	6,00... 4,00
		Глинисті $R \geq 0,15$ мПа	Пластмасові	до 1200	6,50... 5,00
3	Ґрунтова спрофільована	Піщані $R \geq 0,1$ мПа	Керамічні	до 600	7,00... 2,50
			Азбестоцементні	до 400	6,25... 4,25
			Чавунні	до 1000	
			Бетонні та залізобетонні	до 2400	7,00... 5,00
4	Ґрунтова спрофільована з піщаною подушкою	Глинисті $R \geq 0,15$ мПа	Керамічні	до 600	7,50... 2,50
			Азбестоцементні	до 400	6,25... 4,25
			Чавунні	до 1000	не обм.
			Бетонні та залізобетонні	до 2400	6,00... 5,00
5	Бетонна монолітна спрофільована $\alpha = 90^\circ$ та $120^\circ$	Всі види $0,15 > R \geq 0,10$ мПа	Керамічні	до 600	не обм. ...4,25
			Азбестоцементні	до 400	не обм. ...6,00
			Чавунні	до 600	не обм.
			Бетонні та залізобетонні	до 2400	не обм.
6	Ґравійно-щебенева	$0,10 > R \geq 0,08$ мПа	Поліетиленові	1200	не обм. ...5,00
		$0,15 > R \geq 0,08$ мПа	Чавунні	300... 1000	не обм.
7	Бетонна плоска	Ґрунти з нерівномірною просіданням $0,15 > R \geq 0,10$ мПа	Пластмасові полівінілхлориді (ПХВ)	до 315	не обм. ...3,00

## 6. Споруди на водовідвідній мережі

### 6.1 Оглядові колодязі

Самопливні трубопроводи на відміну від напірних, не мають фасонних частин. З'єднання трубопроводів, повороти, зміна похилів, здійснюється в колодязях за допомогою відкритих лотків. Тому на водовідвідних мережах застосовуються різні колодязі, які поділяються на оглядові та спеціальні. Також, в залежності від умов на трасі мережі, влаштовуються дюкери, переходи, естакади, а на дощовій мережі ще й дощоприймальні колодязі, розподільні камери, зливоспуски. До споруд на водовідвідній мережі можна віднести і насосні станції перекачки стічних вод.

Оглядові колодязі призначені для забезпечення доступу до трубопроводів і влаштовуються з метою огляду і спостереження за роботою водовідвідної мережі та виконання експлуатаційних заходів: прочищення, промивання та ремонту трубопроводів.

Колодязі, що влаштовуються на трубопроводах великих діаметрів називаються камерами.

Оглядові колодязі на мережі влаштовують в таких місцях: при зміні діаметра, похилу, напрямку та матеріалу трубопроводу; при приєднанні бокових ліній, а також на прямолінійних ділянках мережі на відстані, яка визначається з умов експлуатації в залежності від діаметра трубопроводу.

В залежності від призначення оглядові колодязі підрозділяють на лінійні, поворотні, вузлові та контрольні.

Оглядові колодязі виконуються за типовими проектами із збірного залізобетону. При техніко-економічному обґрунтуванні колодязі можуть будуватись з цегли і монолітного залізобетону. В останній час знаходять застосування колодязі із пластмаси. Конструктивно оглядові колодязі складаються з таких основних елементів: основа, робоча камера, перекриття або перехідна частина та горловина з люком і кришкою.

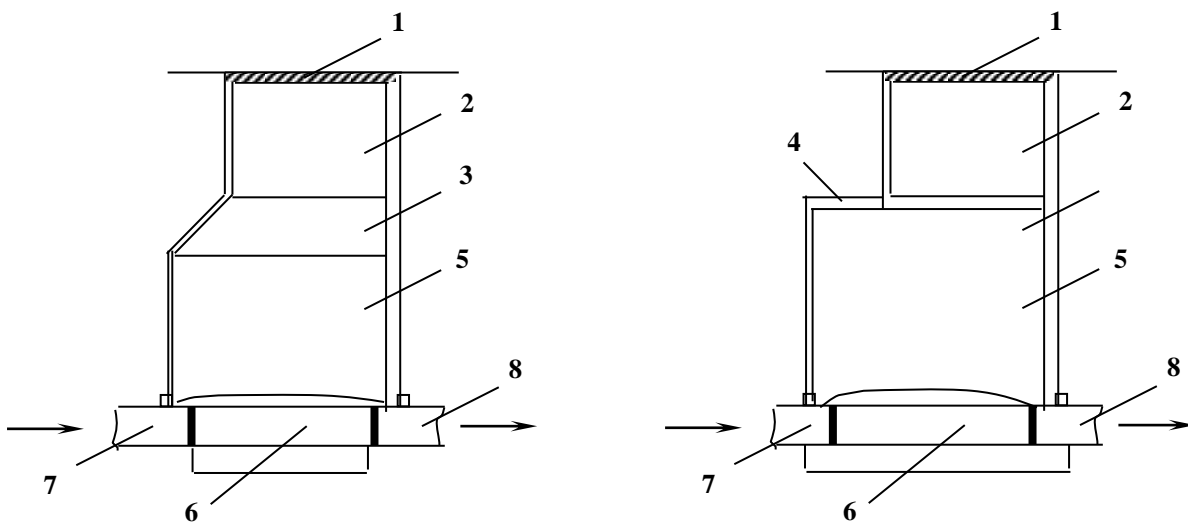


Рис. 6.1 Схеми оглядових колодязів



1 – люк з кришкою; 2 – горловина; 3 – перехідна частина; 4 – плита перекриття; 5 – робоча камера; 6 – основа з лотком; 7 – підвідний трубопровід; 8 – відвідний трубопровід.

Лінійні оглядові колодязі влаштовуються на прямолінійних ділянках водовідвідної мережі на відстані в залежності від діаметру трубопроводу [1]:

таблиця 6.1

Діаметр труби, мм	150	200...450	500...600	700...900	1000...1400	1500...2000	> 2000
Відстань між колодязями, м	35	50	75	100	150	200	250...300

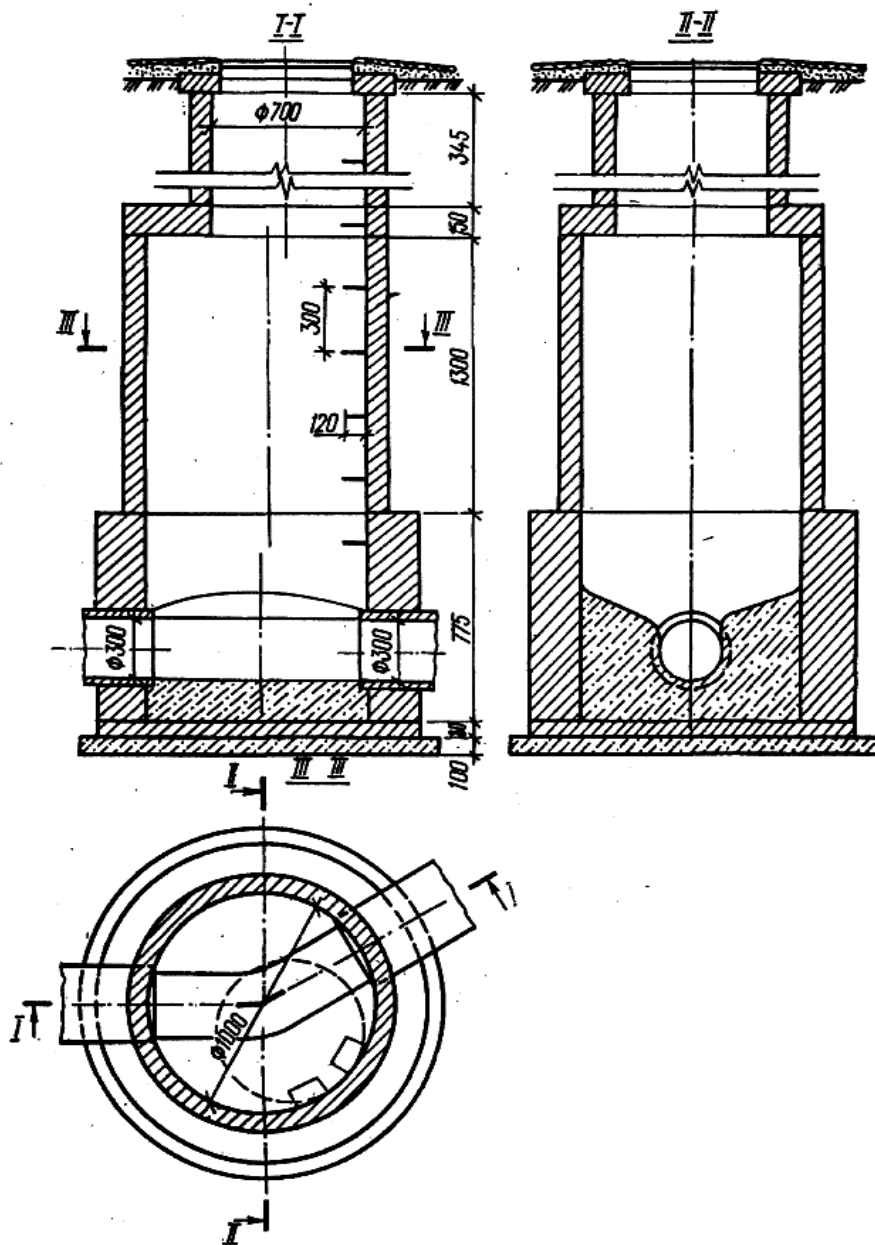


Рис.6.2. Поворотний колодязь

Поворотні колодязі влаштовують в усіх точках зміни напрямку траси мережі. Радіус кривої повороту лотка повинен бути не меншим за діаметр труби, а кут повороту – не менше  $90^{\circ}$ .

При діаметрі колекторів 1200 мм і більше радіус кривої повороту приймається не меншим за п'ять діаметрів труби. В цьому випадку на колекторах треба передбачати два колодязі – на початку і в кінці кривої повороту. На колекторах діаметром більше 600 мм через кожні 300...500 м необхідно передбачати колодязі, які мають розміри люку і горловини достатні для опускання в них приладів для прочистки труб і їх ремонту.

Узлові колодязі влаштовуються в усіх місцях з'єднання водовідвідних ліній, при чому кут приєднання бокової лінії до основного напрямку повинен бути рівним або більшим за  $90^{\circ}$ .

Контрольні колодязі влаштовуються в усіх місцях приєднання випуску від промислового підприємства до міської мережі і розташовуються за границями червоної лінії забудови з боку будинків.

Промивні колодязі влаштовують на почальних ділянках водовідвідної мережі, на яких можливе утворення осадів внаслідок малих швидкостей руху стічних вод.

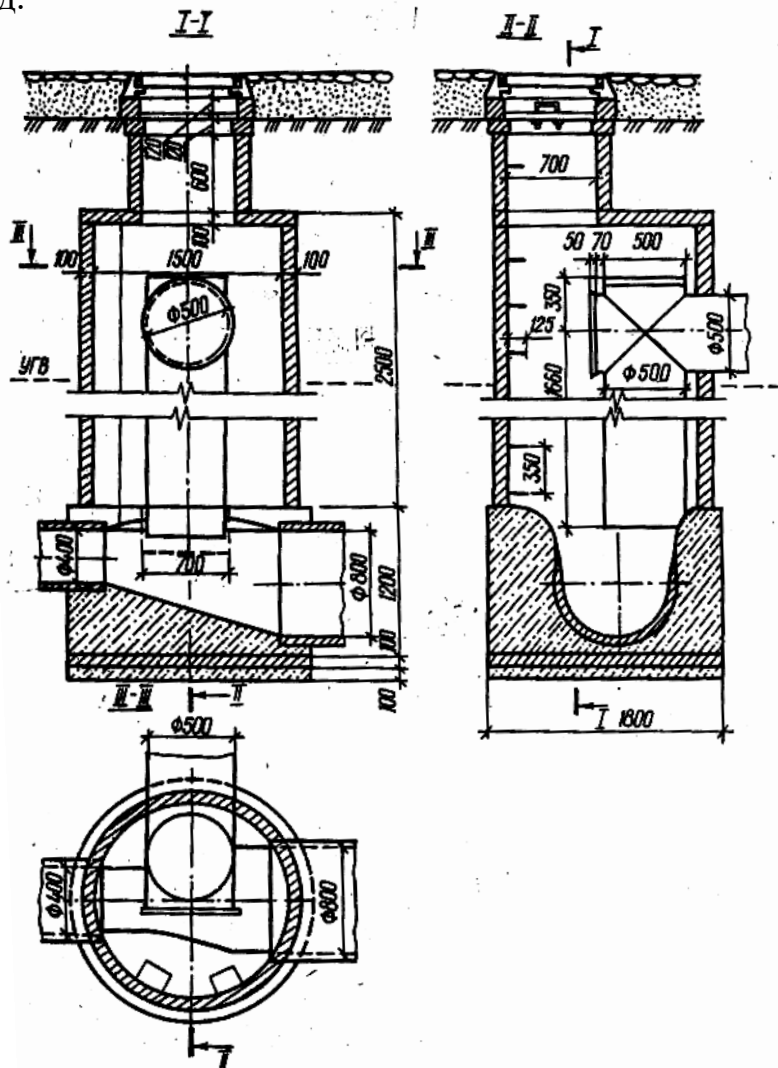


Рис. 6.3. Перепадний колодязь з металевим стояком

Перепадні колодязі призначені для сполучення самопливних трубопроводів, укладених на різній глибині, а також для гасіння великих швидкостей в колекторі і виключення перетинання з підземними спорудами. На трубопроводах діаметром до 600 мм перепади вистою до 0,5 м допускається здійснювати без влаштування перепадного колодязя – шляхом плавного зливу в оглядовому колодязі. Перепади висотою до 6 м на трубопроводах діаметром до 500 мм включно влаштовуються в колодязях у вигляді стояків із металевих труб (рис.6.3) або у вигляді залізобетонних каналів (рис.6.4) перерізом рівним або більшим ніж переріз підвідного трубопроводу. При цьому над стояками передбачається влаштування приймальних лійок, а під ними – водобійних приямків з металевою плитою в основі. Для стояків діаметром до 300 мм допускається установка направляючого коліна замість водобійного приямку.

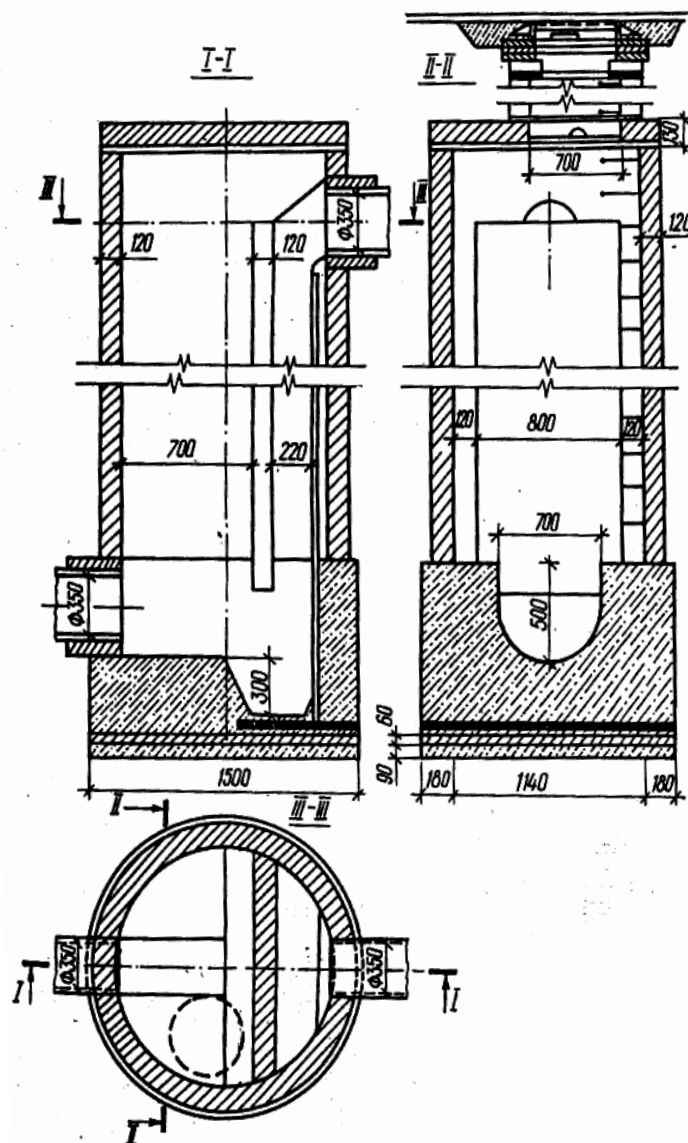
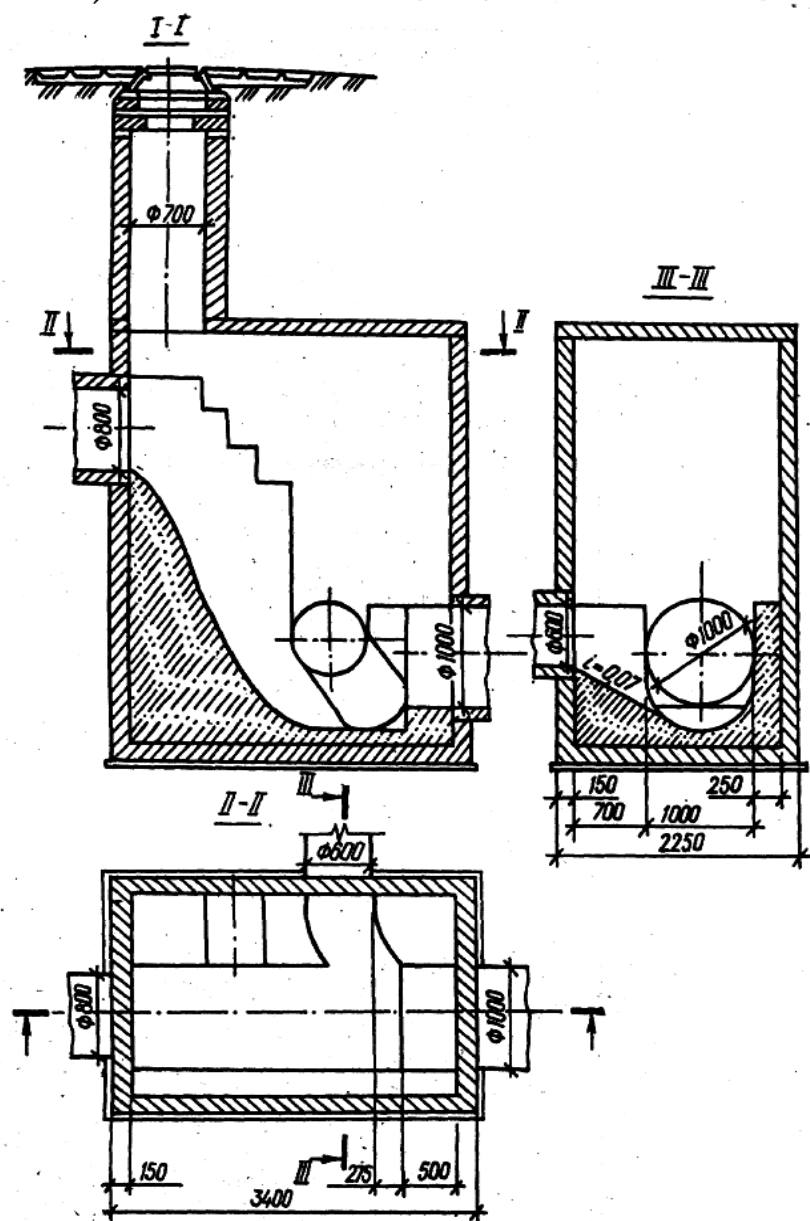


Рис. 6.4.Перепадний колодязь із залізобетонним каналом



**Рис.6.5.** Перепадний колодезь з водозливом практичного профілю

Перепади висотою до 3 м на трубопроводах діаметром 600 мм і більше влаштовуються у вигляді водозливів практичного профілю (рис.6.5).

На колекторах дощової мережі при висоті перепаду до 1 м допускається передбачати перепадні колодезні водозливного типу, а при висоті перепаду 1...3 м – водобійного з однією решіткою із водобійних балок (плит), при висоті перепаду 3...4 м – з двома водобійними решітками.

Згідно типових проектів діаметри круглих колодезів слід приймати на трубопроводах діаметром до 600 мм – 1000 мм; 700 мм – 1250 мм; 800...1000 мм – 1500 мм; 1200 мм – 2000 мм.

Колодезі прямокутної форми на водовідвідній мережі влаштовуються в окремих випадках і їх розміри в плані приймаються в залежності від більшого

діаметру труби  $D$ . При цьому, на трубопроводах діаметром до 600 мм – довжина і ширина дорівнюють 1000 мм, а при діаметрі 700 мм і більше – довжина повинна бути  $D + 400$  мм, а ширина  $D + 500$  мм.

При глибині закладання трубопроводу більше 3 м діаметри колодязів повинен бути не менше 1500 мм.

Розміри колодязів на поворотах в плані визначаються із умови розміщення в них лотків повороту з радіусом кривої повороту не меншим за діаметр трубопроводу.

На дощовій мережі на трубах діаметром до 600 мм включно колодязі влаштовуються круглими діаметром 1000 мм, а на трубопроводах діаметром 700 мм і більше – круглими або прямокутними з лотковою частиною довжиною 1000 мм і шириною рівною діаметру більшої труби.

Максимальну глибину лотку в колодязі приймають рівною діаметру більшого трубопроводу. Нижня частина лотку виконується у вигляді напівкола, а верхня має прямі стінки, які доходять до шелиги труби. Площадка між лотком і стінками колодязя називається полкою або бермою. Полки лотка розташовують на рівні верху труби більшого діаметру і виконують з нахилом 0,02...0,03 для змиву з них осаду в разі наповнення колодязя.

Висоту робочої частини колодязя, яка вимірюється від полки до перекриття, необхідно приймати рівною 1800 мм, а при меншій глибині закладання колодязі влаштовують без горловини.

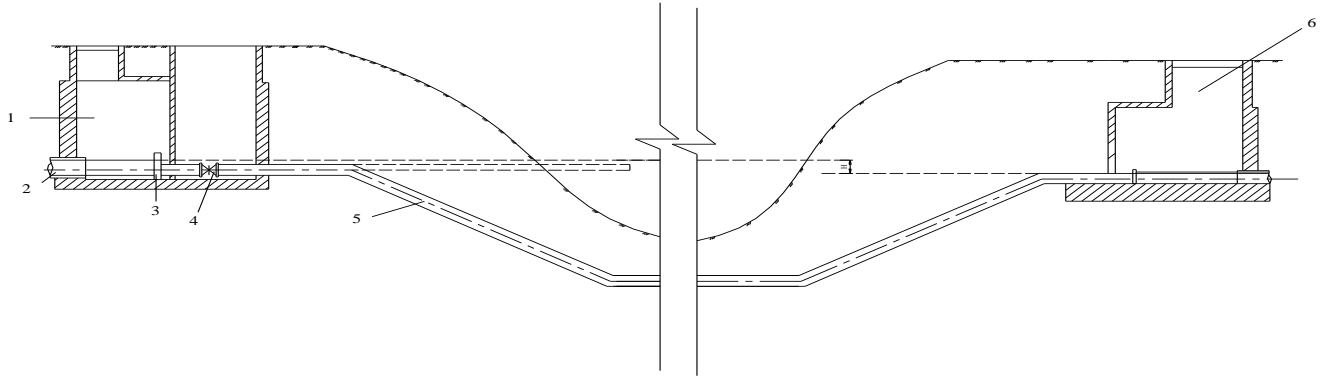
## **6.2 Дюкери, естакади, переходи**

Дюкери, естакади і переходи влаштовуються в місцях перетину водовідвідними мережами річок, ярів, судноплавних і водостічних каналів, залізниць, автострад, підземних переходів тощо.

Траси дюкерів погоджуються із зацікавленими організаціями і органами державного нагляду.

Дюкер (рис.6.6) складається з кількох трубопроводів і двох камер: вхідної та вихідної. Траса укладання трубопроводів умовно розділяється на три ділянки: середня і дві бокових.

**Рис.6.6** Схема дюкера на самопливній мережі



*1 – самопливний колектор; 2 – вхідна камера; 3 – шибер; 4 – засувка; 5 – напірні трубопроводи; 6 – вихідна камера.*

Середня ділянка прокладається з невеликим похилом, а бокові – з кутом нахилу до горизонту не більшим за  $20^\circ$ .

Як правило, всі дюкери на водовідвідних мережах влаштовуються із сталевих труб з посиленою антикорозійною ізоляцією, захищеною від механічних пошкоджень, не менше ніж в дві нитки при діаметрі 150 мм і більше. Кожна з ниток є робочою. Обидві труби укладаються одночасно [1].

При невеликих витратах стічних вод, при яких не можна забезпечити мінімальну незамулюючу швидкість в двох трубопроводах, одна з ліній може бути резервною. В таких випадках при перетинанні ярів, суходолів і невеликих водойм нормами допускається прокладання дюкера в одну нитку і не обов'язково із сталевих труб.

При виборі траси дюкера через річку необхідно притримуватися слідуючих умов: напрям дюкера повинен бути по можливості перпендикулярним до динамічної осі водотоку; довжина і глибина закладання труб мінімальними; ґрунтові умови найбільш сприятливі, в місті перетину берег і дно річки не повинні розмиватися.

При виборі створу дюкера слід одночасно намітити майданчики для виконання зварювально-монтажних робіт і спуску трубопроводів. Ці майданчики краще передбачати вздовж осі переходу. Якщо це зробити неможливо, вони розташовуються вздовж берега.

Для складання проекту дюкера необхідні гідрологічні дані, які основані на багаторічних спостереженнях за витратами і рівнями води, льодовим режимом, швидкостями течії, характером руху донних наносів, і зміною русла.

Геологічна будова дна в місті влаштування дюкера повинна бути зображена у вигляді суцільного літологічного профілю на глибину не менше як на 2 м нижче проектуемого лотка труби з детальною характеристикою ґрунтів.

При розробці профілю дюкеру глибину закладання труб приймають в залежності від рельєфу дна, гідрологічних умов і вимог судноплавства. Верх труби розташовується на 0,5 м нижче глибини загального розмиву дна ріки, а в границях фарватеру на судноплавних річках – не менш як на 1 м. Закладання труб повинно проводитись з урахуванням можливих робіт по поглиблюванню дна і зведенню штучних споруд.

При паралельному укладанні труб відстань між ними з урахуванням ізоляції повинна бути 0,7 ... 1,5 м в залежності від тиску.

На дюкерах влаштовують вхідну і вихідну камери. Вхідна камера розділяється стіною на дві частини: мокру і суху. В мокрій розміщують відкриті лотки, в сухій – труби і засувки. Вихідна камера має одне відділення, в якому розташовані лотки із шиберами.

Камери виконують із збірних залізобетонних елементів, а при складній конфігурації – із монолітного залізобетону. Для скиду частини стічних вод при аварії на одному із трубопроводів дюкеру влаштовується із верхньої камери аварійний скид із запломбованою засувкою.

На трубах, які прокладені через яри та суходоли, в пониженій частині влаштовують випуски для спорожнення і промивання дюкеру під час ремонту. Влаштування аварійних випусків погоджується із органами нагляду за станом навколишнього середовища.

Перепад позначок  $h$  рівнів води і лотків підводящого і відводящого колекторів в вхідній і вихідній камерах визначається за формулою

$$h = h_l + \sum h_m \quad (6.1)$$

де  $h_l$  – гідравлічні втрати на тертя по довжині дюкеру, м;  $\sum h_m$  - сума гідравлічних втрат на подолання місцевих опорів в дюкері, м. Розрахункова швидкість руху неосвітлених стічних вод в кожному трубопроводі дюкеру приймається рівною мінімальній незамулюючій швидкості, але не менше ніж 1м/с. Також треба враховувати, що швидкість в трубопроводах дюкеру не повинна бути меншою за швидкість в підводящому самопливному трубопроводі.

Дюкери перевіряються на пропускання розрахункової витрати при відключенні одного трубопроводу з врахуванням допустимого підпору в підводящому колекторі. На загальносплавних колекторах напівроздільної системи водовідведення діаметр одного з трубопроводів слід приймати виходячи з умов пропуску витрати в суху погоду з необхідними швидкостями.

При перетинанні самопливними колекторами ярів часто влаштовують естакади. На естакадах самопливний трубопровід прокладається із довгомірних металевих, залізобетонних, азбестоцементних або пластмасових труб в утепленому коробі – футлярі. В якості утеплювача застосовують жужіль, мінеральну вату, пористий бетон, торф, синтетичні матеріали. Діаметр труб, ступінь їх наповнення, швидкості руху стічних вод в них і похили повинні бути такими як і в підводящих колекторах. Для прочистки трубопроводів, укладених

на естакаді, замість лінійних колодязів влаштовуються ревізії на відстанях, які відповідають діаметру трубопроводу.

Напірні трубопроводи при перетинанні рік і ярів в утеплених коробах можуть підвішуватись до прогонів існуючих мостів.

Переходи під залізницями і автомобільними шляхами I і II класів і магістральними міськими проїздами, перерва в русі по яких не допускається, виконується без розриття траншеї, тобто закритим способом. Такі переходи виконуються в металевих і залізобетонних футлярах.

В особливих випадках труби укладаються в прохідних тунелях. Прокладання труб під залізницями місцевого значення і промислових підприємств, на яких допускається перерва в русі, виконується без футлярів, але з врахуванням міцності труб.

З автомобільними шляхами і залізничними коліями водовідвідні трубопроводи повинні перетинатися во взаємно перпендикулярних напрямках в місцях з мінімальною кількістю колій. При цьому необхідно забезпечити безперервний рух і захист доріг від розмиву у випадку пошкодження труб. Переходи дюкерного типу під шляхами виконуються із дотриманням тих же умов, що і при прокладанні дюкерів під ріками. На початку переходу влаштовують колодязі з відключаючими пристроями. Колодязі розташовують поза зоною динамічного тиску ґрунту від рухомого транспорту.

Самопливні переходи під шляхами за своєю конструкцією можуть бути наступними: напірна чавунна або залізобетонна труба без футляра; труба в масивній основі – бетонній або залізобетонній з підсиленням перекриттям; труба в футлярі – кожусі; відкритий лоток в галереї або тунелі, які виконуються відкритим способом або способом щитової проходки.

Труби в масивній основі під залізничними коліями прокладаються при невеликому заглибленні і відкритому способі виконання робіт. Перехід у вигляді труби в футлярі виконується способом продавлювання сталевий труби – футляра в ґрунті під насипом за допомогою гідравлічних домкратів або горизонтальним бурінням. Внутрішній діаметр футляру приймають в залежності від способу виконання робіт:

- при відкритому способі – на 200 мм більше зовнішнього діаметру трубопроводу;
- при закритому способі – в залежності від довжини переходу і діаметру трубопроводу згідно ДБНУ (СНиП III – 4-80).

Пересічення колекторів з іншими підземними спорудами повинні бути по можливості взаємно перпендикулярними в плані. Відстані між водовідвідними колекторами і іншими комунікаціями, які мають більшу глибину закладання, повинні забезпечувати збереження трубопроводів і комунікацій в процесі виконання будівельних і ремонтних робіт. При пересіченні самопливного колектору із іншими трубопроводами в одному рівні на ньому передбачають перепад або укладають його у вигляді дюкеру.



## 7. Відведення дощових вод

*Атмосферні* води утворюються при випаданні дощу та розтаванні снігу. Вони мають назву *дощових* або зливних та *талих*. Особливістю цієї категорії стічних вод є епізодичність та нерівномірність. Води від миття та поливання вулиць, а також від фонтанів та дренажів, які близькі за своїм складом до дощових і відводяться разом з ними.

Дощові води при випаданні насичуються пилом, атмосферними газами, змивають з поверхні землі пил, мастила, сміття та інші забруднення. Якщо дощові води стікають з території промислових підприємств, то вони містять домішки, специфічні для цього підприємства.

Кількість забруднень, що змиваються поверхневими водами з території населених пунктів, та їх концентрація залежать від частоти прибирання вулиць, інтенсивності руху транспорту, густоти населення, наявності та типу промислового підприємства, ступеня благоустрою території, тривалості та інтенсивності випадання опадів.

*Концентрація забруднень* в дощових водах коливається в межах: БПК - 40...90 мг/л; завислі речовини - 600...1000 мг/л; нафтопродукти - 10...15 мг/л. Для територій, які прилягають до промислових підприємств або транспортних магістралей з інтенсивним рухом, ці концентрації будуть в 1,5...2,0 рази більшими. Крім вказаних забруднень, дощові води містять також інші, наприклад: азот - 5...6 мг/л, фосфор - до 1 мг/л та бактеріальні забруднення - колі-титр- $10^{-1}$  ...  $10^{-6}$ .

*Максимальна витрата* атмосферних опадів на теренах України складає: один раз на рік - 100...150 л/с з 1 га території, один раз на 10 років - 200...300 л/с, а середня ви-трата за рік складає 1500...2000 м<sup>3</sup> /рік.

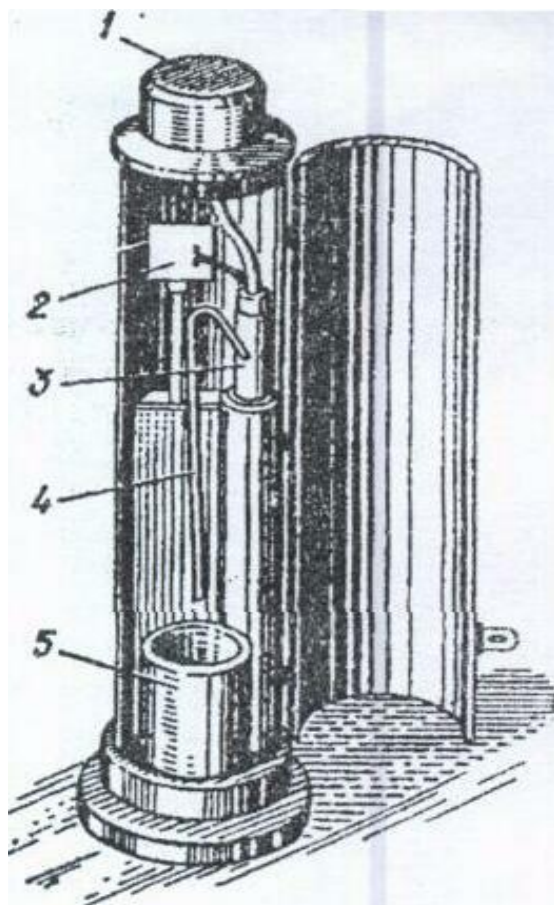
Якщо порівняти витрати побутових і атмосферних стічних вод, то можна зробити такі висновки:

- максимальна витрата дощових вод в 50...150 разів більша від витрати побутових стічних вод;
- середня за рік витрата дощових вод - в 7...15 разів менша від витрати побутових вод.

Для розрахунку водовідвідних мереж та очисних споруд необхідні дані про витрату дощових вод та їх концентрацію. При цьому основне значення мають рідкі опади, адже їх об'єм значний і складає до 60% від загальної кількості опадів, і вони потребують швидкого відведення.

Для вимірювання кількості атмосферних опадів використовуються дощоміри, які в залежності від конструкції бувають звичайні та автоматичні. Звичайний дощомір складається з приймальної лійки та водозбірника. Найбільш поширеним є дощомір, який являє собою відкриту посудину циліндричної форми площею 500 см<sup>2</sup> (діаметр 25,2 см). Звичайні дощоміри встановлюють на висоті 2 м від поверхні землі і захищають конічним кожухом для запобігання видування опадів вітром та створення однорідного повітряного потоку.

За допомогою звичайних дощомірів вимірюють загальний об'єм опадів, які випали за добу, або якийсь інший період часу (місяць, рік). Але для розрахунку дощових мереж цих даних недостатньо – необхідно знати тривалість окремих опадів та розподіл об'єму опадів за період дощу. Такі дані можна отримати лише за допомогою автоматичних дощомірів. Автоматичні дощоміри за конструкцією бувають різноманітними. Найбільш поширені дощоміри поплавкового типу – пловіографи.



**Рис.7.1.**Пловіограф.

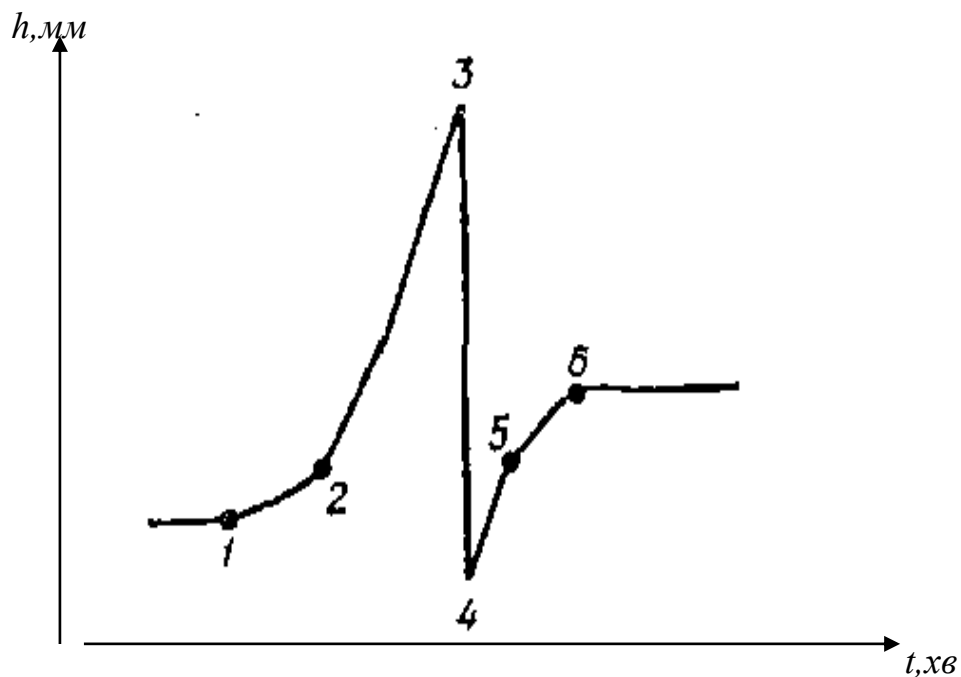
- 1- приймальна місткість;
- 2- реєструючий пристрій;
- 3- вимірювальний циліндр;
- 4- сифон;
- 5- місткість для збору опадів.

Дощова вода потрапляє в приймальну місткість, звідти надходить до вимірювального циліндра. В вимірювальному циліндрі встановлений поплавок, який пов'язаний з реєструючим пристроєм. Після наповнення вимірювальний циліндр спорожнюється за допомогою сифона.

На стрічці реєструючого пристрою отримують запис випадання дощу у вигляді графіка в координатах "h-t". Де "h" - висота шару опадів в мм, а "t" - тривалість дощу в годинах. Горизонтальна лінія свідчить про відсутність дощу. Вертикальна лінія 3-4 означає спорожнення циліндра, яке здійснюється швидко (за 5 - 10 с). Різний кут похилу лінії запису 1-2-3 та 4 - 5 - 6 - свідчить про різну інтенсивність випадання дощу. Тривалість дощу оцінюється з точністю до 2 хв. а висота шару опадів - до 0,05 мм.

Дощі характеризуються такими параметрами: **тривалість, інтенсивність та повторюваність.**

**Інтенсивність** - це кількість опадів, які випадають на одиницю площі поверхні водозбору за одиницю часу. В залежності від одиниць вимірювання, розрізняють інтенсивність за "шаром води" та за "об'ємом". Інтенсивність за шаром води - "i", мм/хв - це відношення висоти шару опадів до тривалості дощу:  $i = h/t$ .



**Рис.7.2.** Діаграма запису дощу - плювіограма

**Інтенсивність за об'ємом q** - це об'єм опадів в літрах, що випали за одиницю часу (сек) на площу 1 га. Співвідношення між ними:  $q = 166,7i$ .

**Повторюваність** дощу - це період часу в роках, протягом якого дощ певної інтенсивності та тривалості випадає один раз. Дощі більшої інтенсивності повторюються рідше, а дощі малої інтенсивності - частіше.

Дошову мережу розраховують на відведення дощу певної інтенсивності та тривалості. При цьому допускається можливе її переповнення під час випадання більш інтенсивних дощів, ніж розрахунковий. Такий підхід обумовлений тим, що при розрахунку дошової мережі на відведення дощів максимальної інтенсивності необхідно було б запроектувати трубопроводи великих

діаметрів. А поскільки дощі великої інтенсивності короткочасні, то більшу частину часу трубопроводи будуть не завантажені.

Період часу, за який дощова мережа, що проектується, один раз буде переповнюватися, називається *періодом одноразового перевищення* розрахункової інтенсивності дощу - "*P*". Вибір величини "*P*" має суттєве значення при проектуванні дощової мережі. При економічному обґрунтуванні вибраного значення "*P*" необхідно враховувати не тільки вартість мережі та витрати на експлуатацію, а і наслідки, пов'язані з переповненням мережі, та можливі збитки. Чим більшим буде період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу, тим рідшими будуть випадки затоплення території об'єкту.

Значення періоду "*P*" необхідно приймати в залежності від таких факторів:

- площа басейну;
- топографічна особливість місцевості /рельєф/;
- інтенсивність дощів в цій місцевості /клімат/;
- вид об'єкту та можливі збитки.

Наприклад, при плоскому рельєфі місцевості, де часткове переповнення мережі не викличе серйозних наслідків, значення "*P*" приймають в межах 0,3...1,0 рік. При великих похилах, в улоговинах і при наявності підвальних приміщень з цінним обладнанням - 5...10 і більше років.

В таблицях наведені значення періоду одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу для населених пунктів та промислових підприємств.

### Значення періоду одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу „*P*” для населених пунктів

*Таблиця 7.1*

Умови розташування колектора		Значення " <i>P</i> ", в роках, при інтенсивності дощу тривалістю 20 хв. ( <i>P=I</i> )			
на проїздах місцевого значення	на магістральних вулицях	до 60	більше 60 до 80	більше 80 до 120	Більше 120
Сприятливі та середні	Сприятливі	0,33-0,5	0,33 - 1	0,5-1	,-2
Несприятливі	Середні	0,5-1	1- 1.5	1-2.	2-3
Дуже несприятливі	Несприятливі	2-3	2-3	3-5	5-Ю

---	Дуже несприятливі	3-5	3-5	5-Ю	10-20
-----	-------------------	-----	-----	-----	-------

Згідно [1]

I. Сприятливі умови розташування колекторів:

- басейн площею не більше 150 га з плоским рельєфом місцевості (середній похил поверхні 0,005 та менше);
- колектор прокладений по водорозділу або у верхній частині схилу на відстані від водорозділу не більше 400 м.

II. Середні умови розташування колекторів:

- басейн площею більше 150 га з плоским рельєфом місцевості (середній похил поверхні 0,005 та менше);
- колектор прокладений в нижній частині схилу по тальвегу з похилом схилу 0,02 та менше, при цьому площа басейну не перевищує 150 га;

III. Несприятливі умови розташування колекторів:

- колектор прокладений в нижній частині схилу, при цьому площа басейну перевищує 150 га;
- колектор проходить по тальвегу з крутими схилами при середньому похилі схилів більше 0,02.

IV. Дуже несприятливі умови розташування колекторів: колектор відводить воду від замкнутої пониженої місцевості (котловини).

### **Значення періоду одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу "P" для територій промислових підприємств**

Таблиця 7.2

Наслідки переповнення мережі	Значення "P", в роках, при інтенсивності дощу тривалістю 20 хв. (P=1)		
	до 70	більше 70 до 100	більше 100
Технологічні процеси підприємства:			
-не порушуються	0,33 - 0,5	0,5-1	2
-порушуються	0,5- 1	1 -2	3-5

*Примітка:* для підприємств, розташованих в замкнутій котловині, період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу необхідно визначати розрахунком, але приймати не менше 5 років

При проектуванні дощової водовідвідної мережі біля особливих споруд (входи в метро, вокзали, підземні переходи та інш.), а також для районів, де розрахункова інтенсивність дощу тривалістю 20 хв. менша 50 л/(с\*га) при P = 1, період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу необ-

хідно визначати розрахунком і приймати не більшим, ніж наведений в таблиці. Математичний вираз залежності інтенсивності дощу від основних параметрів має наступний вигляд:

$$q=A / t^n \quad (7.2)$$

де:  $t$  - тривалість дощу, хв;  $A$  та  $n$  - параметри, які залежать від метеоумов та інших факторів.

Ця залежність покладена в основу багатьох формул для визначення інтенсивності дощу. Різниця полягає лише у підході до визначення параметрів  $A$  та  $n$ .

П.Ф. Горбачов [] запропонував параметр  $n$  приймати рівним 0,5, а параметр  $A$  визначати за формулою, на підставі широко відомих даних, отриманих за допомогою звичайних дощомірів - середньорічного шару опадів " $H$ ", мм;

$$A = 166,7 a \cdot H^{2/3} P^{1/3} \quad (7.3)$$

де: "P" - період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу;  
 $\alpha$ - географічний коефіцієнт, який для південно-західних районів дорівнює - 0,0536.

За результатами досліджень останніх років, ця формула дає завищені на 20...30% результати.

В інженерних розрахунках дощових мереж використовується метод граничних інтенсивностей, який закладено в діючі нормативні документи.

### Граничне значення періоду одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу

Таблиця 7.3

Характер басейну	Граничне значення періоду одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу, в роках, в залежності від умов розташування колектора			
	сприятливі	середні	несприятливі	дуже несприятливі
Території кварталів і проїзди місцевого значення	10	10	25	50
Магістральні вулиці	10	25	50	100

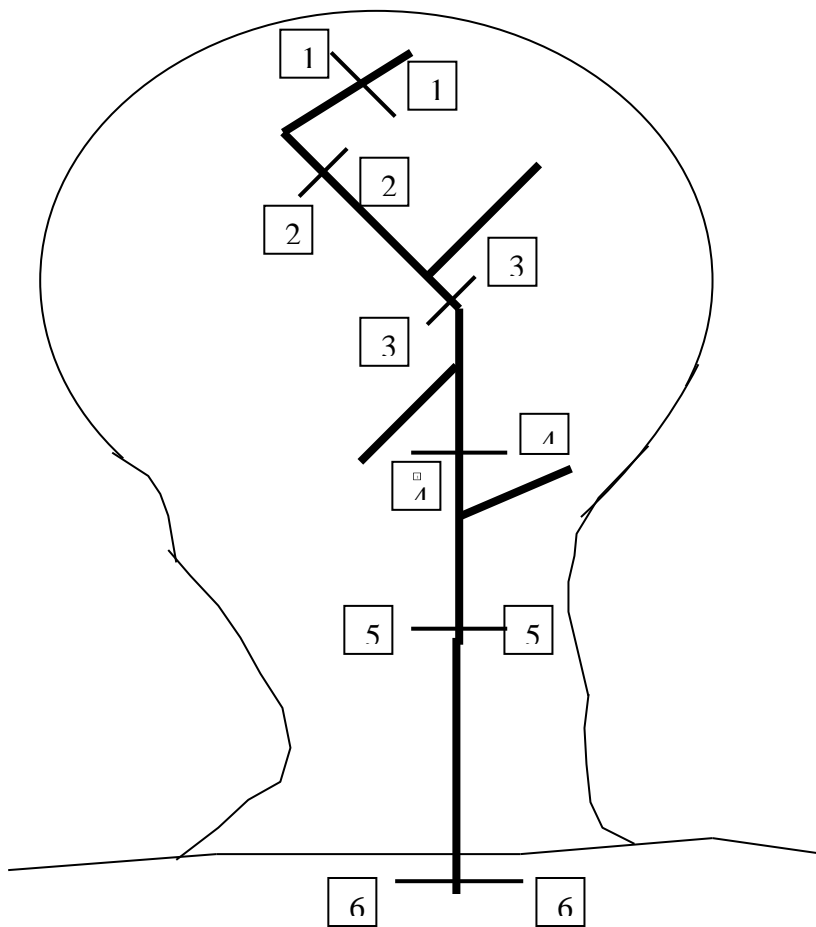


Схема дощової каналізації

$$q_r = q \cdot F = \frac{A \cdot F}{t^n} \text{ - розрахункова витрата дощу.}$$

Метод граничних інтенсивностей полягає в тому, що тривалість дощу приймається рівною часу, який необхідний добігання дощової води від найвіддаленішої точки басейну до розрахункового перерізу дощової мережі.

Коефіцієнт стоку – це відношення витрати, що потрапила в дощову мережу до витрати, яка випала у вигляді дощу ( $\Psi$ ).

$$q = \frac{A}{t^n} \Psi \quad - \text{інтенсивність дощу.}$$

$$\Psi = Z_{mid} \cdot q^{0.2} \cdot t^{0.1}$$

$Z_{mid}$  – коефіцієнт поверхні;

$q^{0.2}$  – інтенсивність;

$t$  – тривалість дощу.

$$q_r = \frac{Z_{mid} \cdot A^{1.2}}{t^{1.2n-0.1}}$$

$$q = \frac{Z_{mid} \cdot \beta \cdot A^{1.2} \cdot F}{t^{1.2n-0.1}}$$

$Z_{mid}$  – середнє значення коефіцієнту, який характеризує поверхню басейну стоку.

$$Z_{mid} = \frac{\sum Z_i \cdot F_i}{F}$$

$$Z_{mid} = Z_1 \cdot \frac{F_1}{F} + Z_2 \cdot \frac{F_2}{F} + \dots + Z_n \cdot \frac{F_n}{F}$$

$\beta$  – коефіцієнт, який враховує заповнення вільної місткості мережі в момент виникнення ламінарного режиму і залежить від  $n$ .

$n$	$\leq 0,4$	0,5	0,6	$\geq 0,7$
$\beta$	0,8	0,75	0,7	0,65

$A$  – при відсутності даних метеографічних досліджень за 25 років розраховують:

$$A = q_{20} 20^n \left( 1 + \frac{\lg p}{\lg mr} \right)^\gamma$$

$q_{20}$  – інтенсивність дощу тривалістю 20хв. при  $P=1$  рік; ( $P$  – період повторюваності дощу);

$m_r$  – середня кількість дощів за рік;

$\gamma$  – показник ступеня (якщо  $\gamma = 1,54$ , тоді  $m_r = 110$ , якщо  $1,58$  – то  $m_r = 60$ );

$P$  – період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу в рік.

$P = 1$  рік.

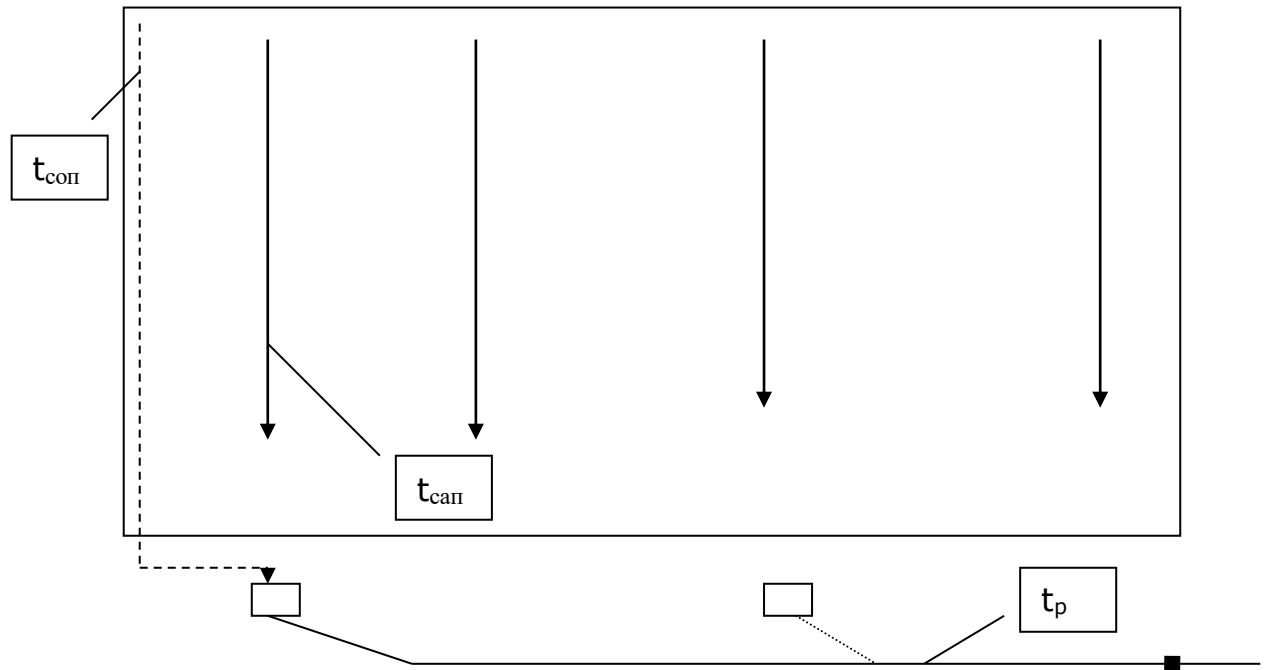
Якщо  $q_{20}$  не зазначено в [ ], тоді ми визначаємо за формулою:

$$q_{20} = 0.071 \cdot H \sqrt{d_b}$$

$H$  – середньорічна кількість атмосферних опадів за період в 20 років;

$d_b$  – дефіцит вологості середньозважений за даними метеослужби за 10 років.





$$t = t_{con} + t_{can} + t_p$$

$t$  – час добігання до розрахункового створу;

$t_{con}$  – приймається 5 – 10 хвилин, при відсутності внутрішньоквартальної дощової мережі, коли внутрішньоквартальна дощова мереж є тоді приймаємо 3 – 5 хвилин;

$t_{can}$  – час пробігання води до каналу ( до першого водоприймача);

$$t_{can} = 0.021 \frac{l_{can}}{v_{can}}, \text{ хв.}$$

$t_p$  – час руху води по трубопроводу:  $t_p = 0.017 \frac{l_p}{v_p}$ .

Дощоприймачі встановлюють в місцях де ширина потоку може досягати двох метрів. При гідравлічному розрахунку дощових мереж  $\frac{h}{d} = 1$ .

Дані для розрахунку дощових мереж на теренах України

Місто	n при P, років				q <sub>20</sub> при P, років				m <sub>r</sub> , кіль- кість	H, мм
	≥3,5	3,5-1,4	1,4-0,7	<0,7	10	2	1	0,5		
Ужгород	0,74	0,76	0,70	0,63	237	137	94,2	64,1	122	
Львів	0,67	0,72	0,73	0,7	215	142	109	75,6	125	
Вінниця	0,65	0,71	0,73	0,64	202	149	123	67,0	102	435
Чернігів	0,71	0,73	0,69	0,61	190	118	88,2	49,8	112	392
Київ	0,71	0,73	0,69	0,61	224	135	104	59,8	143	433
Полтава	0,70	0,65	0,69	0,64	212	133	90,6	57,9	120	375
Черкаси	0,68	0,69	0,70	0,64	191	115	97,6	69,9	119	374
Кременчук	0,68	0,69	0,70	0,64	185	112	91,8	56,5	88	358
Дніпропетровськ	0,68	0,69	0,70	0,64	157	94,7	79,6	53,8	138	334
Запоріжжя	0,68	0,69	0,70	0,64	197	115	91,8	48,4	97	310
Харків	0,67	0,66	0,70	0,68	194	137	104	74,1	83	356
Луганськ	0,67	0,66	0,70	0,68	187	137	104	74,1	113	335
Маріуполь	0,67	0,66	0,70	0,68	184	134	93,4	67,6	58	304
Бердянськ	0,67	0,66	0,70	0,68	167	123	90,7	64,4	53	269
Одеса	0,69	0,73	0,75	0,59	201	122	93,2	49,6	98	290
Миколаїв	0,56	0,71	0,72	0,63	213	147	102	57,0	115	277
Херсон	0,61	0,66	0,73	0,61	167	114	94,8	47,5	60	253
Джанкой	0,61	0,67	0,69	0,69	245	141	113	81,4	130	295
Севастополь	0,70	0,72	0,72	0,52	163	104	83,8	48,1	40	199
Сімферополь	0,58	0,67	0,65	0,66	207	137	104	63,5	160	321
Алушта	0,57	0,66	0,66	0,62	187	115	78	40,6	101	247

Район	q <sub>20</sub>	n	m <sub>r</sub>	γ
Закрпаття	80-113	0,7-0,76	100-260	1,54
Південно-Західні Карпати	96-120	0,71	130-260	1,54
Прикарпаття та східні схили Карпат	90-115	0,72	110-260	1,54
Південно-Східні Карпати	95-120	0,71	120-300	1,54

Західні області	90-125	0,71	72-200	1,54
Київ, Чернігів	85-110	0,70	80-150	1,54
Полтава, Суми	75-90	0,69	72-140	1,54
Басейн Нижнього Дніпра	80-95	0,70	70-130	1,54-1,82
Басейн р.Сіверський Донець і Приазов'я	90-105	0,66-0,7	60-200	1,82
Одеса, Ізмаїл	95	0,75	60-95	1,82
Миколаїв	102	0,71	115	1,82
Херсон	95	0,73	60	1,82
Степовий Крим	95-110	0,67	70-130	1,82
Західний Крим	83	0,52	40-80	1,82
Сімферополь	104	0,67	160	1,82
Південний берег Криму	72-90	0,62	80-100	1,82
Керч, Феодосія	105-127	0,69	45-115	1,82

### ***Проектування і розрахунок напівроздільної системи водовідведення***

При напівроздільній системі водовідведення влаштовують дві окремі мережі: побутову і дощову, та один головний загальносплавний колектор, яким усі побутові і виробничі стічні води від міста і частина найбільш забруднених атмосферних вод надходять на очисні споруди (рис. ).

Дощову мережу приєднують до головного колектора за допомогою розподільної камери. Через розподільну камеру частину дощового стоку скидають до водойми зливовідводом при зливах, інтенсивність яких перевищує проектну. Обидві мережі та головний колектор - самопливні.

Принцип проектування вуличної мережі, та колекторів басейнів аналогічні принципам проектування повної роздільної мережі. Послідовність проектування така. З врахуванням рельєфу місцевості територія об'єкту водовідведення поділяється на басейни водовідведення побутової та дощової мережі. При цьому число басейнів дощової мережі не обов'язково має співпадати з числом басейнів побутової мережі. Тобто, в межах одного басейну побутової мережі може бути один, два та більше басейнів дощової мережі з відповідним числом колекторів, розподільних камер та зливовідводів. Їх число визначається місцевими умовами та на підставі техніко-економічних розрахунків. При значній віддалі головного колектора від водойми доцільно приймати варіант з меншим числом басейнів, розподільних камер та інших споруд. Колектори басейнів прокладають тальвегами у напрямі, який співпадає з напрямом похилу місцевості.

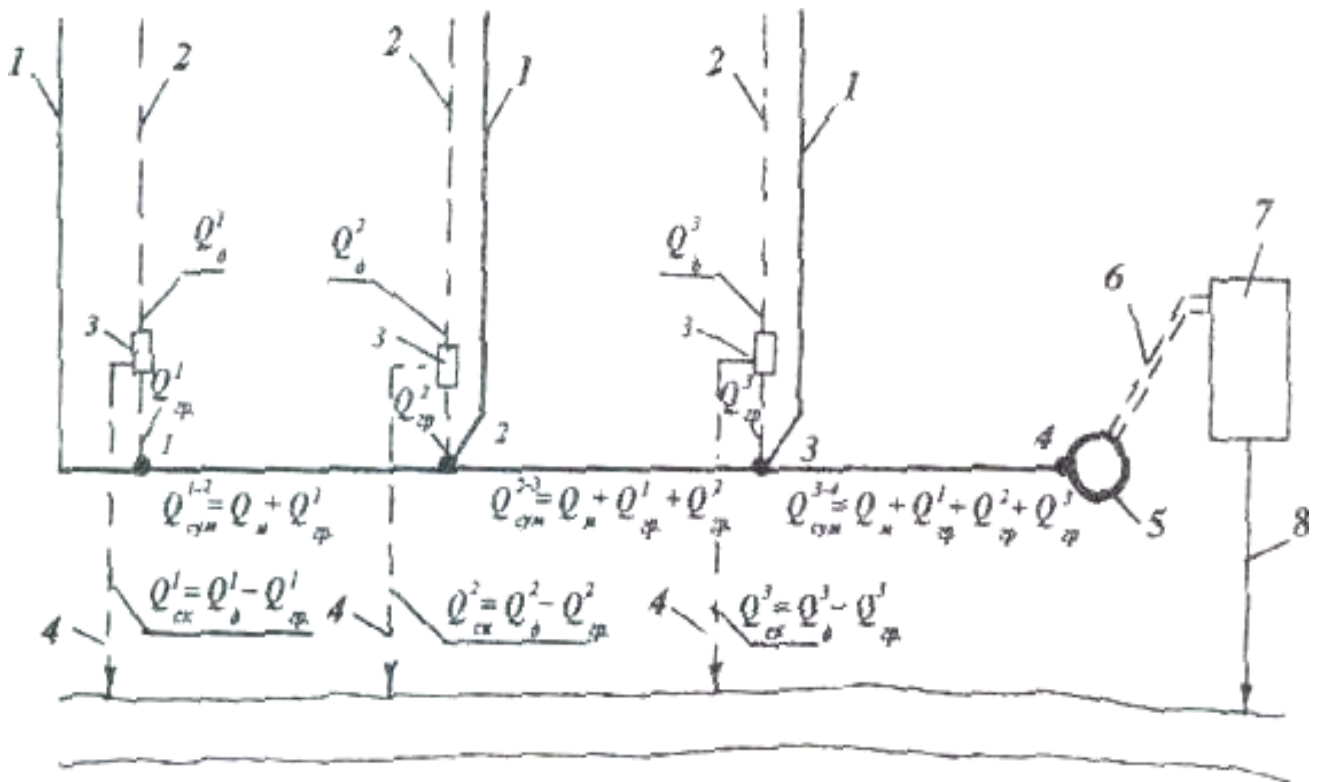


Рис. Схема напівроздільної системи водовідведення

1 - побутова мережа; 2 - дощова мережа; 3 - розподільні камери; 4 - скидний трубопровід; 5 - насосна станція; 6 - напірні трубопроводи; 7 - очисні споруди; 8 - випуск.

Головний колектор трасують вздовж водойми. Від розподільних камер до водойми прокладають зливовідвід. Головний колектор є загальносплавним і може приймати побутові стічні води від прилягаючих кварталів. Дощові води від цих кварталів доцільно відводити до дощової мережі, оскільки до головного колектора можуть надходити значні витрати порівняно чистих дощових вод.

Розподільні камери при напівроздільній системі повинні відповідати таким вимогам:

- під час дощів, інтенсивність яких менша або рівна інтенсивності прийнятого граничного дощу, всі дощові води повинні подаватися в головний загальносплавний колектор;
- під час дощів, інтенсивність яких більша від інтенсивності граничного дощу до головного колектора повинна надходити витрата, рівна витраті від граничного дощу;
- не допускається скид до водойми суміші побутових, виробничих та дощових вод через розподільні камери навіть в випадку виникнення в головному колекторі напірного режиму.

Схеми трасування вуличних мереж приймаються такими ж, як при проектуванні побутової мережі, а саме: "охоплююча", з "пониженої сторони" та "черезквартальна".

Під час проектування вирішується питання про місце розташування та кількість регулюючих резервуарів. Їх призначення - зменшити максимальні витрати

дощових вод і, відповідно, діаметри колекторів, напірних трубопроводів та потужності насосних і очисних станцій.

### *Визначення розрахункових витрат на ділянках мережі*

Розрахунок ділянок побутової та дощової мережі до розподільних камер виконується як розрахунок мереж повної роздільної системи водовідведення. Особливість полягає в розрахунку головного колектора.

До 1985 року визначення розрахункових витрат стічних вод в головному колекторі виконувалось за допомогою коефіцієнта розведення, який враховував ступінь розведення в загальносплавному колекторі побутових і виробничих стічних вод дощовими:

$$n_0 = \frac{Q_{д.н.с.}}{Q_m} \quad ( \quad )$$

Де  $Q_{д.н.с.}$  – витрати дощових вод, що не скидаються до водойми;  $Q_m$  -витрата побутових і виробничих стічних вод від міста.

Значення коефіцієнта розведення приймалося:

- при витраті води в водоймі  $5...10 \text{ м}^3/\text{с}$  і швидкості  $2,0$  та більше  $\text{м}/\text{с}$ ,  $n_0=3...5$ ;
- при витраті, більшій, ніж  $10 \text{ м}^3/\text{с}$ , -  $n_0 = 1 ...2$ .

Витрату дощових вод, що не скидають до водойми, а подають до колектора, визначають з виразу:

$$Q_{д.н.с.} = Q_m \cdot n_0 \quad ( \quad )$$

Розрахункова витрата води в загальносплавному колекторі буде дорівнювати:

$$Q_{кол.} = Q_m + \sum Q_{д.н.с.} \quad ( \quad )$$

Цей розрахунок не враховує особливостей формування поверхневого стоку. Проведені дослідження показали, що:

- поверхневий стік має значну кількість забруднень: в середньому за період дощу концентрація завислих речовини становить  $600 \text{ мг}/\text{л}$ , БПКпов -  $60 \text{ мг}/\text{л}$ , вміст нафтопродуктів складає  $20 \text{ мг}/\text{л}$ ;
- максимальна концентрація забруднень, яка в десятки разів перевищує середню, спостерігається на початку дощу;
- протягом дощу концентрація забруднень зменшується, і що інтенсивніший дощ, тим швидше знижується концентрація.

На підставі результатів цих досліджень було зроблено висновок, що частину дощової води необхідно направляти до загальносплавного колектора і далі для очищення на очисні споруди разом з побутово-виробничими стічними водами. Було введено поняття "граничного дощу", виходячи з тієї кількості дощових вод, яку необхідно очищувати. За "граничний дощ" приймається дощ такої найбільшої інтенсивності, увесь стік від якого необхідно спрямувати на очисні споруди. Витрати від "граничного дощу" називають "граничними витратами". При визначенні цих витрат рекомендується приймати: повторюваність дощу  $10 -20$  разів на рік, тобто  $P = 0,05...0.1$ . Це буде відповідати інтенсивності дощу  $q = 7...10 \text{ л}/(\text{с}\cdot\text{га})$ . Такий дощ створює сприятливі умови для змивання усіх забруднень з поверхні землі. Граничні

витрати визначаються в перетинах колекторів перед розподільними камерами після проведення гідравлічного розрахунку дощової мережі міста.

Розрахункова витрата дощових вод від "граничного" дощу, яка надходить до головного загальносплавного колектора  $Q_{gp}$ , може бути визначена двома способами.

За першим способом спочатку визначається інтенсивність "граничного" дощу шляхом перерахунку всіх ділянок дощової мережі до розподільної камери на випадок випадання "граничного" дощу за формулою:

$$q_{gp} = \frac{A_z^{1,2}}{(t_{z.kp.})^{1,2n_z-0,1}} \quad ( )$$

де:  $A_z$  та  $n_z$  - значення кліматичного параметра  $A$  та показника ступеня у випадку випадання граничного дощу;  $t_{z.kp.}$  - час добігання дощових вод до розрахункового перерізу при граничному дощі.

Тоді витрата від граничного дощу визначається за формулою:

$$Q_{gp} = q_z \cdot F \cdot K \quad ( )$$

Цей спосіб більш точний, але трудомісткий, тому ним користуються дуже рідко.

За другим способом витрату дощових вод від граничного дощу визначають за допомогою коефіцієнта розділення  $K_p$ , який показує, яка частина витрати від розрахункового дощу  $Q_d$  потрапляє до головного колектора:

$$Q_{gp} = K_p \cdot Q_d \quad ( )$$

де  $Q_d$  - витрата дощових вод перед розподільною камерою при  $\beta = 1$ .

Значення  $K_p$  при умові, що тривалість  $t_z = 20$  хв. або  $n = n_z$  визначають за таблицею в залежності від значення  $n_z$  та співвідношення:

$$K_p^1 = \left[ \frac{\lg(m_r \cdot P_z)}{\lg(m_r \cdot P)} \right]^\gamma$$

де:  $m_r$  - середня кількість опадів на рік для даної місцевості;  $\gamma$  - показник ступеня.

Таблиця

### Значення коефіцієнта $K_p$

$P_z$	Значення коефіцієнта $K_p$ при $K_p^1$ рівному									
	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
0,75	0,02	0,04	0,07	0,1	0,15	0,19	0,24	0,3	0,36	0,42
0,5	0,025	0,05	0,08	0,12	0,16	0,21	0,26	0,31	0,37	0,43
0,3	0,03	0,06	0,09	0,13	0,18	0,22	0,27	0,32	0,38	0,43

Для інших умов до коефіцієнта, отриманого за попередньою таблицею вводять поправочний коефіцієнт  $K_n$ , який приймається за наступною таблицею. Тоді витрата від граничного дощу визначиться за виразом:  $Q_{gp} = K_p \cdot K_n \cdot Q_d$

Витрату дощових вод, що скидають через розподільну камеру до водойми, визначають, як різницю витрати дощових вод в дощовому колекторі перед

розподільною камерою та витрати, яка подається до головного загальносплавного колектора:

$$Q_c = Q_p - Q_{cp} \quad ( )$$

Головні самопливні колектори розраховують на сумарну витрату побутових і виробничих стічних вод від міста та дощових вод від "граничного дощу":

$$Q_{cyy} = Q_m + \sum Q_{cp} \quad ( )$$

де :  $\sum Q_{cp}$  – сума граничних витрат дощових вод від розподільних камер, розташованих до розрахункової ділянки;  $Q_m$  – розрахункова витрата стічних вод від міста, яка включає побутові та виробничі стічні води.

Витрата дощових вод враховується як зосереджена витрата, що потрапляє до загальносплавного колектора в точці приєднання розподільних камер. Такий підхід обумовлений тим, що "граничні дощі" мають значну тривалість, яка є більшою, ніж час протікання води від найвіддаленішої точки до очисних споруд.

Гідравлічний розрахунок головного колектора виконується на повне наповнення –  $H/d=1$  перевіряється на витрату в "суху" погоду. При цьому найменші швидкості течії вод при  $Q_m > 10$  л/с і наповненні  $H/d = 0,3$  необхідно приймати в межах 1.1 ... 1.4 м/с (табл. ). Дані розрахунку наводять в табличній формі.

Таблиця

Значення поправочного коефіцієнта  $K_n$

$n - n_2$	Значення поправочного коефіцієнта $K_n$ при $t_2$				
	10	30	60	90	120
<0.03	1	1	1	1.1	1
0,07	0,9	1	1,1	1,2	1,2
0.15	0.9	1.1	1.2	1.3	1.3
0.2	0.8	1.1	1.4	1.6	1.7
0.3	0.8	1.2	1.6	1.9	2.1

Таблиця

Мінімальні швидкості руху води в загальносплавному колекторі

Глибина шару води в трубопроводі, см	Мінімальна швидкість, м/с
31...40	1,0
41...60	1.1
61...100	1,2
101...150	1,3
більше 150	1,4

## Використана література:

1. СНиП 2.04.03-85. Канализация. Наружные сети и сооружения. Нормы проектирования. – М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1986г.
2. СНиП 2.04.01-85. Внутренний водопровод и канализация зданий. Нормы проектирования. – М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1986г.
3. СНиП 2.01.01-82. Строительная климатология и геофизика. Нормы проектирования. – М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1983г.
4. Ю.М.Константинов, А.А.Василенко, А.А.Сапухин, Б.Ф.Батченко. Гидравлический расчет сетей водоотведения. Расчетные таблицы. – К.: Будівельник, 1987г.
5. А.М.Курганов, Н.Ф.Федоров. Справочник по гидравлическим расчетам систем водоснабжения и канализации.– Л.:Стройиздат, 1977г.
6. СНиП 3.05.04-85. Наружные сети и сооружения водоснабжения и канализации. Нормы проектирования. – М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1990г.
7. Водний кодекс України.
8. СНиП 2.04.02-85. Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. Нормы проектирования. – М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1986г.
9. Василенко А.А. Водоотведение. Курсовое проектирование.– К.: Вища школа, 1989г.
10. Воронов Ю.О., Яковлев С.В. Водоотведение и очистка сточных вод.
11. Охримюк Б.Ф. Водовідведення та очистка стічних вод. Частина I.Водовідвідні мережі та споруди. Навчальний посібник.– Рівне:РДТУ, 1999р.