

Міністерство освіти і науки України
Інженерний навчально-науковий інститут
Запорізького національного університету

О. Г. Добровольська

КАНАЛІЗАЦІЙНІ МЕРЕЖІ

Конспект лекцій

для здобувачів ступеня вищої освіти бакалавра
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» освітньо-професійної
програми
«Міські інженерні мережі»

Затверджено
вченою радою ЗНУ
Протокол №_ від
_____ р.

Запоріжжя
2021

ТЕМА 1

ІСТОРИЧНИЙ ОГЛЯД РОЗВИТКУ СИСТЕМ ВОДОВІДВЕДЕННЯ

1. Цілі та завдання курсу
2. Історичний огляд
3. Розвиток водовідведення у Східних слов'ян

1.1 Цілі та завдання курсу

Отримати знання про системи та схеми водовідведення населених пунктів та промислових підприємств, про споруди на каналізаційних мережах, методах будівництва, умовах експлуатації систем водовідведення.

Вміти самостійно провести проектування каналізаційної мережі.

1.2 Історичний огляд

Питання про те, як позбавитись відходів життєдіяльності не стояло дуже гостро аж до виникнення міст, тому що тоді густина населення була мала і концентрація відходів на одиницю площі також мала, тому природа самостійно справлялася із фізіологічними відходами.

Із виникненням міст ця проблема стала дуже гострою, і люди винайшли каналізацію(але звісно, після водопроводу).

Відомі найдавніші каналізаційні колектори в Індії, Єгипті, Греції, Римській імперії. Спочатку ці канали призначалися тільки для вилучення дощових вод та відведення води від фонтанів. В подальшому були каналізовані спочатку громадські лазні, потім до каналізації підключилися окремі будинки.

Природно, що господині зливали господарські води у каналізаційну мережу. Однак фекальної каналізації не було досить довго. Фізіологічні покидки навіть у каналізованих оселях збирали у горщики і використовували як добрива або викидали.

Найбільшого розвитку система водовідведення в давнину досягла в Прадавньому Римі, де ще у VI віці до нашої ери був побудований відомий канал „КЛОАКА МАКСИМА”, що частково служить і зараз. Це було необхідно, бо у Римі на той час існувала налагоджена та розгалужена мережа водопроводу.

У Середні віки, незважаючи на подальшу концентрацію населення, каналізація повністю занепала, як і водопровід. Міста майже втопали у грязюці. Нечистоти викидали із вікон на вулицю. Дійшло до того, що вводили спеціальні закони, що забороняли виливати бруд у вікно, якщо на вулиці були перехожі. Відомо також, що особливо богобоязні мешканці Західної Європи практично не милися, за винятком рук та обличчя.

Такі умови були найсприятливішими для пацюків та комах. Все це призвело до того, що Середні віки увійшли в історію не тільки як період релігійних війн, але і спустошливих епідемій, що уводили у могилу цілі міста.

Виникла гостра необхідність якось змінити таке положення. Знову винайшли вигрібні ями, стало розвиватися асенізаційне діло.

Однак кількість захворювань не зменшилась. Чому? Річ у тому, що вигрібання та вивезення фекалій із вигрібних ям коштує грошей. Тому хазяї, щоб менше платити, робили ці ями так, щоб рідка частина нечистот всмоктувалась у ґрунт. Таким чином ями можна було чистити не так часто. Але це призводило до забруднення ґрунтових вод, головного на той час джерела водопостачання.

З розвитком капіталізму стало не вигідно втрачати працівників внаслідок хвороби або смерті. В цей період почали розвиватися системи централізованого водопроводу та каналізації. Смертність у каналізованих районах зменшилась у 10-400 разів.

У минулому віці Англія займала перші позиції у розвитку каналізації. До 1933 року там було каналізоване більш ніж 50 міст.

Каналізування у Німеччині почалося у другій половині XIX ст.

Найбільш швидкими темпами йшло каналізування у США- до 1992 року більш ніж 1000 міст.

1.3 Розвиток водовідведення у Східних слов'ян

Однією з найголосніших сенсацій при розкопках Стародавнього Новгороду було виявлення трубопроводів каналізації, і це 1200 років тому!!!

Однак, у подальшому, Росія дуже відстала від Європи та США.

Дощова каналізація у Петербурзі була ще на початку XIII ст., а у 1770 році було розпочато будівництво водостоків із цегли у центральній частині міста.

У Москві здавна існували відкриті канали з деревини для відведення дощових вод. Розвиток Кремля та деяких виробництв потребувало переобладнання каналізації. До 1825 р. були збудовані Самопливний на Неглинній канали для відведення атмосферних вод у Москву-ріку.

До 1917 року були каналізовані Москва, Петроград, Київ, Харків, Саратов, Севастополь, Одеса, Ялта, Тбілісі, Ростов-на-Дону – досить великі міста, але й деякі маленькі - Гатчина, Царське село.

На перших етапах розвитку водовідведення призначалося лише для швидкого збирання та відведення стічних вод у водойми. Скоро це призвело до значного забруднення водойм. Найбільше постраждала Англія, на території якої є лише одна повноводна річка - Темза. Тому саме в Англії був вперше розроблений та прийнятий закон про очищення стічних вод від фекальних мас та речовин, що загнивають(1861р.)

Потім у 1870-1876 роках були встановлені норми очищення стічних вод перед випуском їх у водойми в залежності від ступені розбавлення. Найбільший ефект дало очищення на полях фільтрації (бо в Англії тепла зима).

Після революції та закінчення Громадянської війни в СРСР багато уваги приділялося забезпеченню санітарного благополуччя населення. Швидкими темпами йшло будівництво систем водопостачання та каналізації. За 10 років, до 1927р., були повністю відновлені зруйновані системи й каналізоване

ще 19 великих міст. До 1937 року було каналізоване 125 міст, 1958 – більше 1000.

Кожні п'ять років будувалося 250 – 270 тис. км каналізаційних мереж.

У місті Запоріжжі повна довжина всіх каналізаційних мереж становить біля 720 км.

ТЕМА 2

ОСНОВНІ ПОНЯТТЯ ТА ВИЗНАЧЕННЯ

1. Визначення водовідведення. Основні елементи
2. Класифікація стічних вод
3. Кількість та склад стічних вод

2.1 Визначення водовідведення. Основні елементи

Водовідведення – це комплекс санітарних заходів та інженерних споруд, що забезпечують своєчасне забирання стічних вод, що утворюються на територіях населених пунктів та промислових підприємств, швидке виведення за межі об'єктів, а також очищення, знешкодження та знезараження.

Із цього визначення витікає, що водовідведення складається із двох частин:

- а) споруди для прийому та транспортування стічних вод;
- б) споруди для очищення стічних вод, що будуть розглядатися у подальших курсах.

Споруди для прийому та транспортування стічних вод також складаються з двох частин.

1. Внутрішня каналізація. До її складу входять: приймальники стічних вод, санітарно-технічні прилади, внутрішня каналізаційна мережа, випуски. Детальніше внутрішня каналізація буде розглядатися в курсі „Санітарно-технічне обладнання будівель”.

2. Зовнішня каналізаційна мережа. Саме вона і є предметом вивчення у даному курсі. До складу зовнішньої каналізаційної мережі входять:

- а) укладені під землею із певним ухилом труби, що відводять стічні води самотечею на очисні споруди;
- б) контрольні, оглядові, з'єднувальні, перепадні колодязі, розподільчі камери – споруди на каналізаційній мережі;
- в) насосні станції – для підкачування або перекачування стічних вод;
- г) ділянки напірних трубопроводів;
- д) зливоспуски, випуски стічних вод.

В залежності від того, які ділянки обслуговує мережа, вона розподіляється на:

- а) дворову (внутрішньо квартальну) мережу для прийому стічних вод від окремих випусків або окремих будівель;
- б) вуличну – для прийому стічних вод від дворової мережі;

- в) басейнові колектори – що збирають стічні води з частини території, що обмежена вододілами;
- г) головний колектор – для прийому стічних вод від вуличних та басейнових колекторів;
- д) замиській колектор або відвідний канал – для транспортування стічних вод транзитом на очисні споруди або до випусків;
- е) випуски стічних вод.

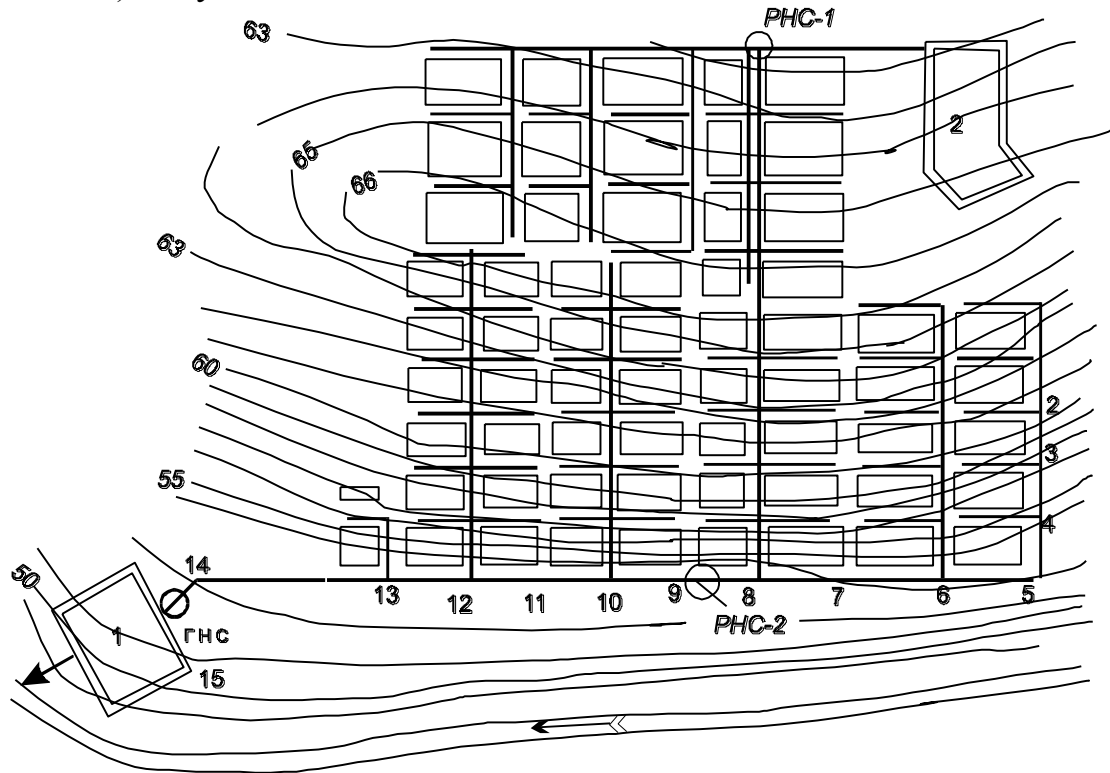


Рис 2.1. Схема водовідведення населеного пункту
1- очисні споруди; 2-підприємства; ГНС, РНС – головна і районні насосні станції

Класифікація стічних вод

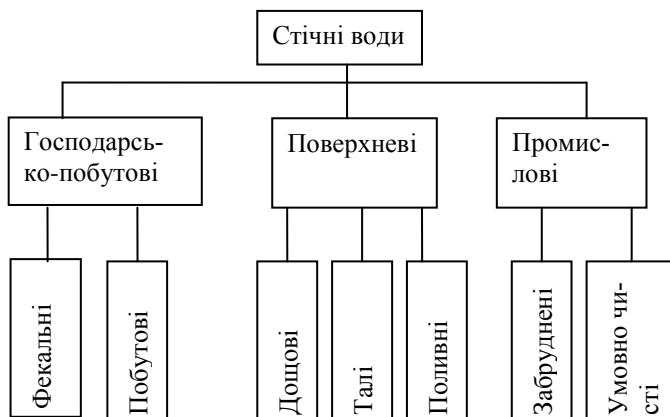


Рис.2.2- Класифікація стічних вод

Стічною називається вода, що використана на побутові, виробничі та інші потреби і забруднена при цьому домішками, які змінили їх вихідний хімічний склад та фізичні якості, а також води, що стікають з територій населе-

них пунктів та промислових підприємств в результаті атмосферних опадів та поливання вулиць.

В залежності від походження стічні води поділяються на 3 основні категорії:

- 1) Побутові (господарсько-фекальні)
- 2) Поверхневі (дошові, талі, поливні)
- 3) Виробничі (промислові)

Побутові стічні води – це води від туалетів, умивальників, ванн, кухонь, лазень, пралень, їдалень, а також господарські води від миття підлог в житлових, громадських будівлях та побутових приміщеннях промислових підприємств. За природою забруднення стічні води поділяють на фекальні (фізіологічні покидьки), та господарські.

Поверхневі води – утворюються в результаті атмосферних опадів (дощі, сніг). Сюди ж відносять і води від фонтанів, поливання вулиць.

Виробничі (промислові) стічні води – це води, що використані у технологічному процесі і більше не відповідають вимогам до їх якості і підлягають вилученню з території підприємств. До промислових відносять також шахтні води.

Таким чином, використані один раз води не можуть вважатися стічними, якщо є можливість їх подальшого використання на цьому або іншому підприємстві.

Кількість та склад стічних вод

Основною одиницею кількості стічних вод є витрата - об'єм стічних вод за одиницю часу.

Добова витрата, $Q_{\text{доб}}$, м³/доб

Годинна витрата, $Q_{\text{год}}$, м³/год

Секундна витрата, q , л/с.

Для Європейської частини найбільш характерні витрати дощового стоку: 60...80 л/с*га; для дощів, що повторюються 1 раз на рік – 100...150 л/с*га; 1 раз за 10 років – 200...300 л / с * га.

Якщо прийняти, що дощі випадають на протязі 100 годин за рік, отримуємо за рік від 3 до 10 тис. м³/га дощового стоку.

Витрата побутових стічних вод з 1 га житлової забудови становить від 0,2 до 2 л / с * га, тобто в 100...200 разів менше, ніж дощових. Однак побутові стічні води надходять в каналізаційну мережу на протязі всього року, тому річний стік побутових стічних вод становить 10...60 тис. м³/га. Таким чином, сумарний річний стік побутових стічних вод в 7...15 разів перевищує дощовий. Звідси витікає, що доцільніше проектувати окремі мережі для побутових і дощових вод.

Склад стічних вод

Всі категорії стічних вод містять ту чи іншу кількість забруднень, які відрізняються хімічним складом та фізичним станом.

Ступінь забруднення характеризується концентрацією або вмістом домішок (мг/л, мг/дм³, г/м³).

За фізичним станом забруднення поділяють на 4 групи: завислі речовини; колоїдні речовини; молекулярно-розчинені речовини; електроліти

За хімічним складом – органічного або мінерального походження. В свою чергу органічні речовини можуть бути виробничого, рослинного, тваринного походження, а також бактеріальні.

Органічні та мінеральні речовини можуть знаходитись у будь-якому фізичному стані: завислі (пісок, ґрунт, шлак, мінеральні мастила, жирові частинки); колоїди (бактерії, деякі гідрокси́ди металів); молекулярні розчини (органічні речовини, гази); електроліти (солі, луги, кислоти)

Приблизне співвідношення забруднень побутових стічних вод наведено у таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Склад стічних вод

Завислі речовини - 50...60%						Розчинені речовини 40...50%	
Грубі 20%		Суспензії 20%		Колоїди 10%		Органічні	Мінеральні
Орг.	Мін.	Орг.	Мін.	Орг.	Мін.		
15%	5%	15%	5%	8%	2%	20%	30%

ТЕМА 3

СИСТЕМИ ТА СХЕМИ ВОДОВІДВЕДЕННЯ

1. Системи водовідведення
2. Порівняльна оцінка систем водовідведення
3. Вибір системи водовідведення
4. Схеми водовідведення

3.1 Системи водовідведення

Системою водовідведення називають спосіб (сумісного або роздільного) відведення стічних вод різних категорій.

По цій ознаці відрізняють загально сплавну, роздільну та комбіновану системи. У свою чергу роздільні системи поділяють на неповну, повну та напівроздільну системи.

Загальносплавна система – це система, в якій стічні води всіх категорій (або двох) збирають та транспортують спільною мережею труб та каналів за межі об'єкту на очисні споруди або у водойму.

Через те, що витрати дощових стічних стоків, як правило, у 100...150 разів більше за витрати побутових стічних вод, для транспортування всіх категорій стічних вод довелося б укласти труби значних діаметрів, які заповнювалися б тільки 4-5 днів за рік, а решта часу були б практично не завантажені.

Щоб запобігти надмірного завищення діаметрів труб та вартості мережі, загально сплавна система передбачає використання труб, розрахованих на приймання всіх побутових і лише частини дощових вод. Надлишок дощових

вод, змішаних з побутовими, без очищення скидають у водойму через спеціальні розподільчі камери – зливоспуски.

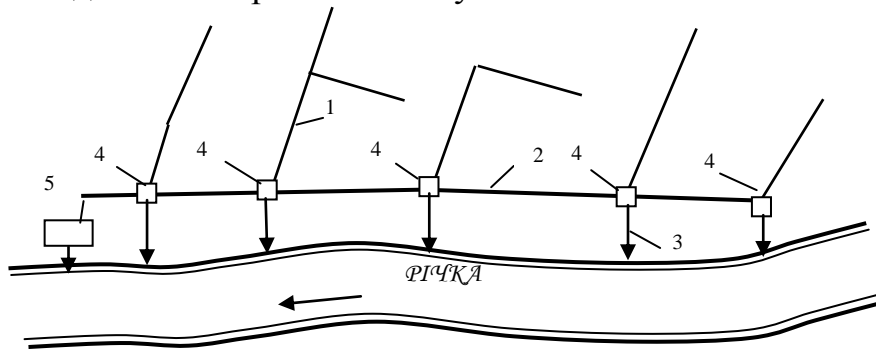


Рис.3.1 - Схема загальносплавної системи каналізації

1 - колектори; 2- загальносплавний колектор; 3- випуски; 4 – зливоспуски; 5- очисні споруди

Роздільні системи – призначені для відведення стічних вод різних категорій окремими мережами.

Повна роздільна система – це система, в якій стічні води різних категорій відводяться самостійними мережами; побутові та виробничі – на очисні споруди; дощові – у водойму.

Дозволяється об'єднувати побутові та наближені до них за складом виробничі стічні води, а також дощові та умовно чисті виробничі стічні води.

Сучасні нормативні документи (СНиП 2.04.03 – 85) вимагають очищення не менш 70% поверхневого стоку.

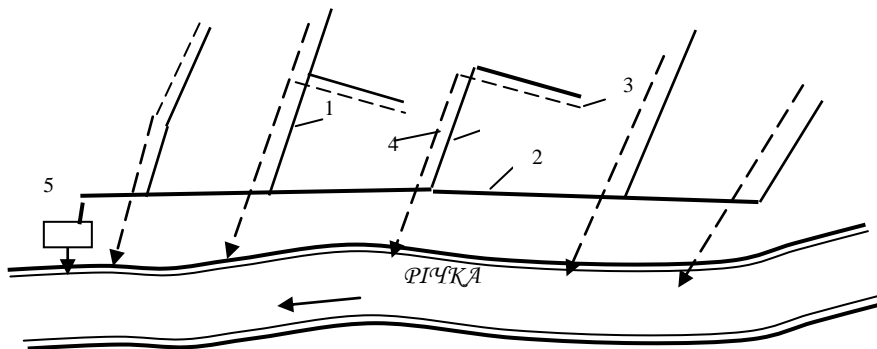


Рис.3.2 - Схема повної роздільної системи каналізації

1,2-побутова мережа; 3,4- дощова мережа; 5- очисні споруди

Неповна роздільна система – це система, в якій на очисні споруди відводяться тільки найзабруднені стоки (наприклад, побутові або виробничі), при цьому атмосферні стічні води стікають у водойми кюветами доріг, проїздів, відкритими лотками, канавами.

Напівроздільна система – передбачає збирання стічних вод різних категорій у окремі мережі, що об'єднуються головним колектором, яким транспортуються на очисні споруди всі побутові та перші, найбільш забруднені, потоки дощових стічних вод. Відносно чисті дощові води скидаються у водойму без очищення. Такий розподіл дощових стоків досягається влаштуван-

ням у місцях об'єднання мереж спеціальних розподільчих камер – інтерцепторів.

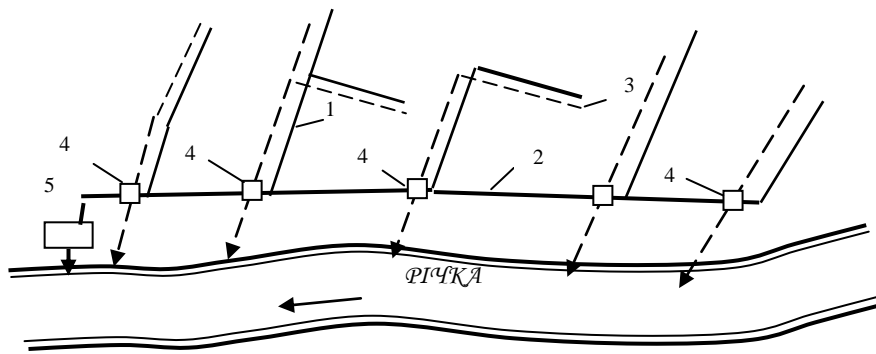


Рис.3.3 - Схема напівроздільної системи каналізації

1 - побутова мережа; 2- загальносплавний колектор; 3- дощова мережа; 4 – розподільчі камери; 5- очисні споруди

Комбінована система – утворюється в результаті зростання міст, об'єднання районів, що мали різні системи водовідведення.

3.2 Порівняльна оцінка систем водовідведення

З економічної точки зору найдешевшою є загальносплавна система. Однак вартість її дещо вища, ніж половина повної роздільної, бо на головному колекторі влаштовують багато зливоспусків, що приводить до значного збільшення її вартості.

На другому місці – повна роздільна система, що має якнайменше 2 окремі мережі. Найдорожчою системою є напівроздільна, бо окрім двох самостійних мереж має розподільчі камери, що дорого коштують.

Якщо виконувати сучасні вимоги щодо очищення 70% дощового стоку, вартості повної роздільної системи та напівроздільної значно зближуються.

З екологічної (санітарно-гігієнічної) точки зору, загальносплавна та повна роздільна системи були майже рівноцінні. У загальносплавній системі під час дощів у водойми скидається суміш побутових та дощових стоків. Концентрація забруднень значно зменшується за рахунок розбавлення побутових стоків дощовими. Враховуючи, що сумарна тривалість дощів невелика, для досить потужних водойм скид таких стоків вважається відносно безпечним.

У повній роздільній системі у водойми без очищення скидають весь дощовий стік, який несе значну кількість забруднень.

Напівроздільна система найбільш досконала з екологічної точки зору, бо передбачає відведення на очисні споруди всіх забруднених стоків, в тому числі і найбільш забрудненої частини дощового стоку. Крім того, ця система запобігає перевантаженню очисних споруд, бо чисті дощові води скидаються у водойми.

3.3 Вибір системи водовідведення

При виборі системи водовідведення населених пунктів слід враховувати в першу чергу схему водовідведення та місце випуску стічних вод. При цьому слід враховувати, що дощові води забороняється скидати в межах населених пунктів, якщо швидкість течії у водоймі менша за 0,05 м/с, і витрата води у водоймі менше 1 м³/с.

Заборонено також випускати дощовий стік в місцях купання та відпочинку, у непроточні водоймища, озера, ставки, балки, низини, що схильні до заболочування.

Загальносплавна система.

а) при наявності на території об'єкта, або поблизу від нього, водних потоків із витратою не менше за 5 м³/с;

б) при необхідності устрою не більше 3 насосних станцій із висотою підйому не більше 20 м.;

в) при розрахунковій інтенсивності дощу тривалістю 20 хвилин, що повторюється 1 раз на рік $q_{20} \leq 80 \text{ л/с*га}$;

г) при можливості скиду стічних вод у водойму без очищення, або після механічного очищення.

Неповна роздільна система.

а) як перша черга повної роздільної;

б) там, де вона відповідає загальному рівню благоустрою;

в) при $q_{20} \leq 70 \text{ л/с*га}$

г) при періоді одноразового перевищування розрахункової інтенсивності дощу P більше 1.

Повна роздільна система.

а) при можливості скиду у водойму всього дощового стоку без очищення або після механічного очищення;

б) при необхідності за умовами рельєфу місцевості влаштування більше 3 насосних станцій;

в) при необхідності біохімічного очищення стічних вод;

г) при $q_{20} \leq 80 \text{ л/с*га}$.

Напівроздільна система.

а) для великих міст; (кількість мешканців > 50000);

б) при малопотужних або непроточних водоймах – приймальниках стічних вод;

в) при підвищених вимогах до захисту водойм від забруднень;

г) при $q_{20} \leq 90 \text{ л/с*га}$.

3.4 Схеми водовідведення

Схемою водовідведення називають технічно та економічно обґрунтоване проектне рішення прийнятої системи водовідведення із врахуванням місцевих умов та перспектив розвитку об'єкта.

Схема водовідведення визначається головним чином рельєфом місцевості та визначеним місцем розташування очисних споруд та випусків стічних вод.

За місцем розташування та кількістю очисних споруд відрізняють схеми централізовані – якщо стічні води відводять на єдині очисні споруди; та децентралізовані – при наявності 2 або більше очисних споруд (приймаються для великих населених пунктів з числом мешканців 500.000 та більше, відповідно до місцевих умов).

За способом накреслення відрізняють: перпендикулярні, пересічені, паралельні (віялоподібні), зонні (поясні), радіальні схеми.

Вважаючи на різноманітність місцевих умов: рельєфу, наявності водойм та їх розташування, гідрогеологічних умов, перспектив розвитку об'єктів, схема водовідведення є суто індивідуальною для даного населеного пункту, а іноді району.

Перпендикулярна схема.

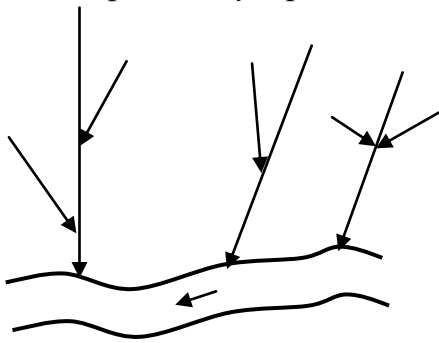


Рис.3.4 -Перпендикулярна схема

Складається з ряду самостійних колекторів, що направлені найкоротшим шляхом (перпендикулярно) до водойми.

Раніше ця схема застосовувалась повсюди, коли не будувались очисні споруди. Наприклад, до початку 50-х років у Тбілісі каналізаційна мережа, побудована за перпендикулярною схемою, налічувала 26 випусків у річку Кура.

Пересічена схема .

За перпендикулярною схемою проектують басейнові колектори, які об'єднуються головним колектором, що переходить, який проходить низом території об'єкта, найчастіше уздовж берега

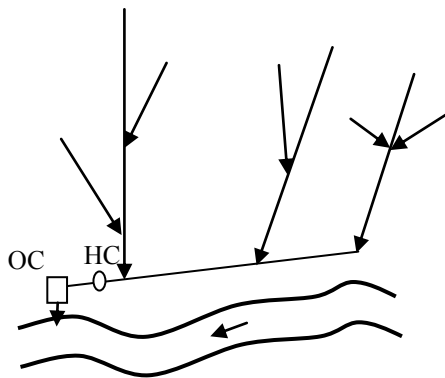


Рис.3.5-Пересічена схема

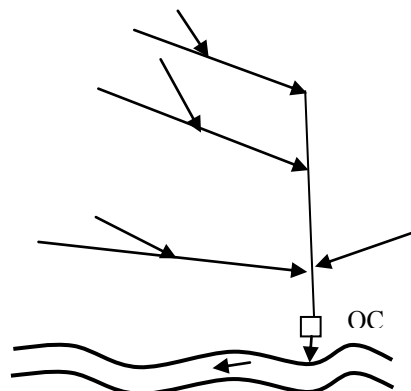


Рис.3.6-Паралельна схема

водної протоки. Найпоширеніша схема – пересічена; застосовується при всіх системах каналізації.

Паралельна (віялоподібна) схема.

Влаштовується, коли розміщення головного колектора уздовж берега не вигідне (велике заглиблення, або велика швидкість води тощо). Часто застосовується при терасній забудові об'єкта.

Зонна (поясна) схема.

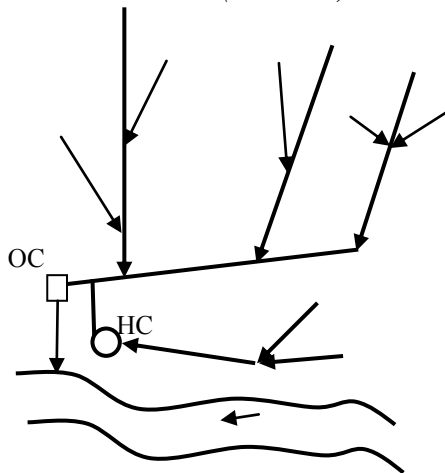


Рис.3.7- Зонна схема

Влаштовується на об'єктах із значною різницею позначок землі. Стічні води із нижчої зони перекачують у вище розташований колектор.

Радіальна схема.

Колектори трасують від центру до периферії. Застосовується на підвищеннях, пагорбах. Може бути централізована або децентралізована.

ТЕМА 4

Проектування зовнішніх мереж водовідведення

1. Загальні положення

2. Трасування мереж:

- а) порядок (послідовність) трасування
- б) основні принципи трасування
- в) заходи трасування
- г) заходи накреслення вуличної мережі

3. Трасування при реконструкції систем водовідведення

4.1 Загальні положення

Головними вихідними матеріалами для розробки проекту систем водовідведення є проект районного планування та забудови населеного пункту.

1. Проектування починається із визначення кордонів території, що каналізується. Для населених пунктів кордони встановлюють в межах розміщення забудов або в межах, передбачених завданням на проектування. Для промислових підприємств кордони каналізації встановлюють в межах їх територій.

2. Басейни водовідведення.

Після встановлення кордонів каналізації територію об'єкта розбивають на басейни водовідведення. При чітко наявних рельєфах визначити басейни неважко, їх зазвичай встановлюють за вододілами. Також легко визначити басейни при наявності всередині міста річки, зелених масивів, тощо.

При плоских рельєфах басейни визначають таким чином, щоб при мінімальній довжині мережі повністю охопити мережею всю територію.

Кордони окремих басейнів наносять на план об'єкту із горизонталями.

3. Вибір систем і схем.

Аналізуючи рельєф місцевості, а також вихідні дані щодо водойми (швидкість течії, витрата, процеси самоочищення, характер використання, кліматичні характеристики тощо), визначають найкращі варіанти систем та схем водовідведення.

4. Вибір місця очисних споруд та випуску.

Це дуже відповідальна справа, що пов'язана зі здоров'ям населення, тому ці пункти обов'язково узгоджуються із органами держсаннагляду та екологічної безпеки.

Майданчик для очисних споруд вибирають, як правило, нижче населеного пункту за течією річки, на відстані 400...1000 м від найближчої будівлі житлової забудови. Ця відстань залежить в основному від прийнятої технології очищення стічних вод.

При виборі майданчика для очисних споруд слід враховувати перспективу розвитку міста, щоб в майбутньому очисні споруди не опинились в зоні забудови.

4.2 Трасування мереж

Трасуванням називають накреслення мереж у плані.

Трасування – найвідповідальніший етап у проектуванні мереж водовідведення. Ця операція потребує від проектувальника не тільки знань, але й деяких навичок орієнтування в особливостях рельєфу місцевості, взаємного розташування об'єктів, бо від прийнятого рішення в основному буде залежати вартість мережі.

4.2а- Порядок трасування

1. Головний колектор та відвідний канал.
2. Басейнові колектори.
3. Вулична мережа.

При проектуванні слід додержуватись принципів ієрархії: колектори однакового значення впадають у більший і не приєднуються один до одного, басейнові колектори впадають у головний, вуличні – у басейнові, дворові – у вуличні.

4.2б) Принципи трасування

Основні принципи трасування можуть бути визначені одним реченням: максимальне охоплювання самопливними лініями при мінімальній довжині мереж та їх мінімальному заглибленні. В цьому визначенні можна виділити 4 пункти:

- 1 – максимальне охоплення населеного пункту – санітарно-гігієнічний;
 - 2 – самопливність
 - 3 – мінімальна довжина
 - 4 – мінімальне заглиблення
- 2, 3 та 4 пункти – економічні.

Трасування мереж залежить від багатьох факторів: рельєфу місцевості; місця розташування очисних споруд; системи водовідведення, що прийнята; гідрогеологічних умов; насиченості місцевості підземними спорудами тощо.

Як же розібратися у цих факторах?

Багаторічна практика проектування напрацювала деякі засоби

4.2в) засоби трасування

1. Використання рельєфу місцевості. Це найпростіший і досить ефективний засіб. На спокійній місцевості із пониженням до водойми слід всі допоміжні колектори трасувати найкоротшим шляхом перпендикулярно до горизонталей. Таким чином досягаються одночасно мінімальні довжина та заглиблення мережі.

2. Головний колектор найчастіше (але не завжди) влаштовують по найнижчій частині всієї ділянки – вздовж берега річки, по тальвегу, лощині тощо. Він є транзитним для всіх інших колекторів.

3. Правильний вибір диктуючої точки (гілки, напрямку).

Диктуюча точка - це найнижча і найвіддаленіша точка по відношенню

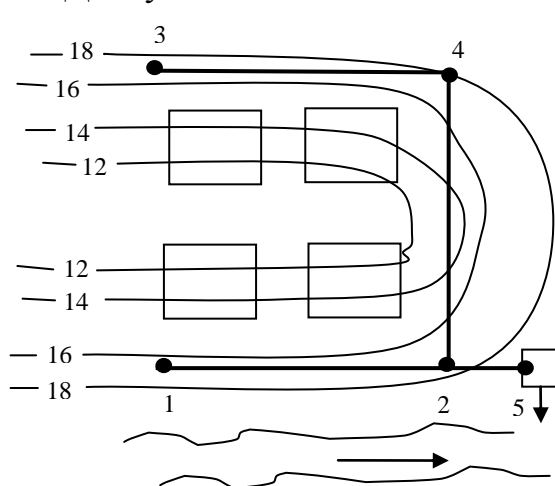


Рис.4.1- До вибору диктуючої точки

до гирла колектора. Диктуюча точка визначає глибину траси колектора, тому розрахунок мережі ведуть від диктуючої точки по напрямку, що диктує. Важливість цього засобу можна проілюструвати наступним прикладом:

Розглянемо схему на рис.4.1.

За наведеною схемою позначки землі у точках 1,2,3 та 4 однакові: $z_1=z_2=z_3=z_4$. Довжини ділянок 1-2, 3-4 та 4-2 також однакові: $l_{12}=l_{34}=l_{42}$

Заглиблення – це різниця позначок поверхні землі та лотка труби. За наведеними умовами початкове заглиблення у точках 1 та 3 однакове, і відповідно однакові позначки лотків труб у цих точках..

Труби під землею укладені із певним ухилом. Падіння труби $\Delta h=i \cdot l$.

У напрямку 1-2 позначка лотка труби $Z_{л2} = Z_{л1} - i \cdot l_{12}$

У напрямку 3-4-2 позначка лотка у т.2 $Z_{л2} = Z_{л3} - 2 \cdot i \cdot l$

Таким чином, заглиблення мережі у т.2 по напрямку 1-2 у 2 рази менше, ніж по напрямку 3-4. Якщо б ми взяли напрямок 1-2 за головний колектор, то треба було б у цей колектор перекачувати воду із бічного колектора 3-4-2.

4.Максимальне наповнення початкових ділянок мережі.

При великих витратах стічних вод треба укладати труби великих діаметрів, але з меншим ухилом.

5. Використання по можливості зустрічних колекторів для труб малих діаметрів на плоскій місцевості. При цьому зменшується довжина труб та заглиблення.

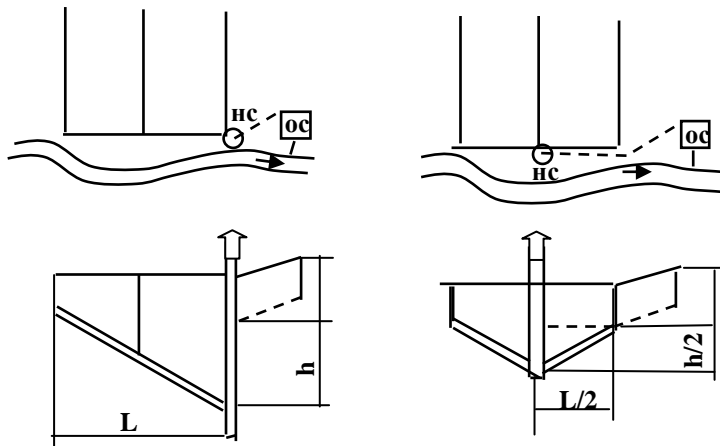


Рис.4.2- До принципу використання зустрічних колекторів

6. Трасування на плоскій місцевості має свою специфіку. У цьому випадку важко добитися мінімального заглиблення. Слід максимально використовувати засоби 4,5, трасуючи головний колектор найкоротшим шляхом до водойми. Однак це не завжди допомагає. Тоді слід запроектувати насосні станції для підкачування.

Іноді доцільно для великих об'єктів запроектувати децентралізовану систему. Але слід пам'ятати, що очищення стічних вод тим дешевше, чим більші очисні споруди.

7. Перехрещування.

При трасуванні каналізаційних мереж слід уникати, по можливості, перехрещування із водоймами, залізничними шляхами, підземними спорудами тощо.

Рекомендується трасування двох паралельних колекторів по обидві сторони річки, яриги, залізничної лінії або проїзду завширшки 30м та більше.

8. Трасування в межах забудови.

Як правило, колектори трасують під проїздами. Більш прогресивним є трасування в зелених або технічних зонах, щоб зробити колектори доступними для ремонту та реконструкції. У цьому разі вирішується разом декілька проблем: економічні, санітарно-гігієнічні та естетичні: відсутні перешкоди для транспорту під час ремонту, дешевше розкривання, тому що нема твердих покриттів, які слід потім відновлювати, люки не на проїжджій частині.

4.2g) засоби накреслення вуличних мереж.

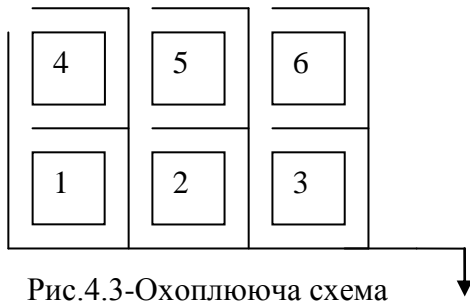


Рис.4.3-Охоплююча схема



Рис.4.4- Тасування за пониженою стороною

1. Охоплююча схема. Застосовується на плоскому рельєфі, при великих розмірах кварталів. Колектори охоплюють квартал з 4 сторін (боків).

2. За пониженою стороною кварталу. Застосовується при наявності ухилів $i \geq 0,008 \dots 0,01$; великої кількості водонепроникних покриттів, при розрізненій забудові. Ця схема дозволяє оптимізувати довжину дворових та вуличних мереж, суттєво зменшується довжина вуличних.

3. Черезквартальна схема. Мережі прокладають усередині кварталів, у підвалах. Довжина вуличної мережі зменшується на 30...40%, зменшується кількість колодязів.

4.3 Трасування мереж при реконструкції систем каналізації з очищенням поверхневого стоку

Найбільш поширеною є повна роздільна система і частково загальносплавна. Санітарні характеристики цих систем не є задовільними. Поверхневі стоки зараз, внаслідок забруднення промисловими викидами та нафтопродуктами від автотранспорту, дуже небезпечні для водойм і потребують очищення.

При проектуванні нових систем каналізації перевагу слід віддавати напівроздільним системам.

При розширенні або реконструкції каналізації за нормами слід очищувати не менше 70% поверхневого стоку.

ТЕМА 5

Розрахункові витрати стічних вод

1. Розрахункове населення
2. Норми водовідведення. Коефіцієнти нерівномірності
3. Середні та розрахункові витрати

5.1 Розрахункове населення

Для визначення розрахункових витрат стічних вод треба знати розрахункове населення, норми водовідведення та коефіцієнти нерівномірності.

Розрахунковий період – це проміжок часу, за який каналізаційна мережа експлуатується без реконструкції. Розрахунковий період для населених пунктів встановлюється, як правило, в 20...25 років, а для промислових підприємств – в 10...15 років.

ємств – терміном роботи підприємства на повну потужність. За час розрахункового терміну перепускна спроможність мережі неоднакова: розрізняють першу, другу чергу тощо. Черговість будівництва визначається планом розвитку об'єкта.

Розрахункове населення. При визначенні перепускної спроможності мереж необхідно знати розрахункову кількість населення – кількість мешканців, що будуть мешкати на території об'єкта на кінець розрахункового періоду.

Розрахункове населення визначається, виходячи з заселеності – кількості мешканців на 1 га території, що підлягає каналізуванню.

При розрахунках систем водовідведення вирішують різні задачі:

- а) розрахунок нових систем на перспективу;
- б) розрахунок систем, що реконструюються.

У першому випадку враховується вся територія, як вже заселена, так і та, що підлягає забудові. Ці території називають селітебними. Відповідно, заселеність розраховують на селітебну територію. У другому випадку, коли вся територія забудована і заселена, заселеність приймається за житловою забудовою.

Заселеність залежить від розмірів міста, кількості поверхів будинків, норми житлової площі на 1 мешканця, і приймається за проектом планування об'єкта. Знаючи заселеність, визначають розрахункове населення:

$$N = \sum p_i * F_i * \beta,$$

де p – заселеність по кварталах, районах, чол/га.

F – площа кварталів, районів, га.

$\beta=0,8...0,9$ – коефіцієнт обслуговування водовідведенням. Він враховує забудову селітебної території будівлями громадського призначення.

$$\beta = \sum F_{\text{житл}} / \sum F_{\text{сел.}}$$

де $F_{\text{житл}}$, $F_{\text{сел.}}$ - площі відповідно житлової та селітебної території, га.

Коефіцієнт β враховується тоді, коли у кварталах є будівлі культурного та громадського призначення, і коли не всі будівлі обладнані каналізацією.

5.2 Норми водовідведення. Коефіцієнти нерівномірності

Нормою водовідведення називається середня добова кількість стічних вод на одного мешканця, а на підприємствах – на одного працівника або на одиницю продукції.

5.2.1-Норми водовідведення житлової забудови. Приймаються за СНиП 2.04.02 – 84 „Водоснабжение” в залежності від ступеню благоустрою забудови, а також від місцевих кліматичних умов, санітарно-гігієнічних звичок, наявності достатньої кількості води.

В не каналізованих районах норму водовідведення приймають 25 літрів за добу на одного мешканця, за рахунок скиду стічних вод зливними станціями та комунальними підприємствами (пральні, лазні тощо).

В норму водовідведення входять стічні води громадських будівель, а також підприємств дрібної та місцевої промисловості, за винятком лікарень,

санаторіїв, баз (будинків) відпочинку, дитячих таборів.

Таблиця 5.1-Норми господарсько водовідведення.

Ступінь благоустрою	Норма, л/доб*чол.
Забудова із внутрішнім водопроводом та каналізацією, без ванн.	125...160
Забудова із внутрішнім водопроводом та каналізацією, з ваннами, з місцевими водонагрівачами.	160...230
Забудова із системою централізованого гарячого водопостачання.	230...350

При необхідності врахування їх як зосереджених витрат, норми водовідведення таких стічних вод слід приймати у відповідності до СНиП 2.04.01 – 85 "Внутренний водопровод и канализация зданий". Ця необхідність виникає, якщо витрати стічних вод перелічених будов порівнянні із витратами житлової забудови.

Якщо виникла така ситуація, слід уточнити остаточну норму водовідведення житлової забудови:

$$n_{\text{ост}} = n - (\sum Q_{\text{гр}} / N),$$

де n , $n_{\text{ост}}$ – відповідно норма та остаточна норма водовідведення.

$\sum Q_{\text{гр}}$ – сума витрат стічних вод громадських будівель.

N – кількість людей, що обслуговуються цими будівлями.

5.2.2. Норми водовідведення господарсько-питних вод підприємств.

У відповідності до СНиП 2.04.01 – 85 норми водовідведення становлять:

а) у цехах із тепловиділенням до 80 кДж/м³*год (20кКал/м³*год) – холодні цехи – 25 л за зміну на працівника.

б) у цехах із тепловиділенням >80 кДж/м³*год – гарячі цехи – 45 л за зміну на працівника.

5.2.3. Норми водовідведення від прийому душу. За СНиП 2.04.01 – 85 становлять 500 л за годину на 1 душеву сітку.

5.2.4. Норми водовідведення виробничих стічних вод. Приймаються за галузевими нормами на одиницю продукції.

5.2.5. Коефіцієнти нерівномірності

Стічні води надходять у мережу нерівномірно протягом року, доби, години. Для забезпечення перепускної спроможності трубопроводів необхідно знати максимальні витрати стічних вод. Для їх знаходження використовують коефіцієнти нерівномірності.

Коефіцієнт добової нерівномірності – це відношення максимальної добової витрати до середньої добової за рік. Для населених пунктів $K_{\text{доб}}=1,1...1,3$ в залежності від місцевих та кліматичних умов.

Коефіцієнт годинної нерівномірності – відношення максимальної годинної до середньої годинної витрати за добу із максимальним водовідведенням.

Загальний коефіцієнт нерівномірності – відношення максимальної годинної витрати за рік до середньої за рік:

$$K_{\text{заг}} = K_{\text{доб}} * K_{\text{год}}$$

Дослідження показали, що для господарсько-питного водовідведення коефіцієнт нерівномірності є функцією середньої витрати:

$$K_{\text{заг}} = 2,69 / q_0^{0,121}$$

На базі цієї формули побудовані графіки, а також таблиця СНиП. В таблиці наведені дискретні значення середньої секундної витрати та відповідні їм коефіцієнти нерівномірності. Проміжні значення знаходять інтерполяцією, умовно вважаючи, що на інтервалі, який розглядається, функція має лінійний характер, хоч це й не зовсім вірно.

Коефіцієнти нерівномірності відведення господарсько-побутових стоків на підприємствах:

$K_{\text{год}} = 2,5$ – для гарячих цехів, $K_{\text{год}} = 3,0$ – для холодних цехів.

Що стосується прийому душу, слід враховувати, що душ приймається протягом 45 хвилин після закінчення зміни.

Коефіцієнти нерівномірності відведення промислових стічних вод визначають експериментально або приймають на базі галузевих норм.

5.3 Середні та розрахункові витрати

Розрахунковою витратою називають максимальну витрату стічних вод, яку мають пропустити каналізаційні мережі на кінець розрахункового періоду.

Розрахункові витрати складаються із витрат від житлової забудови; витрат від громадських будівель, що не увійшли у норму водовідведення; витрат стічних вод від підприємств: побутових, душових, промислових.

5.3.1-Витрата стічних вод від житлової забудови

Формули для розрахунку означених витрат наведені у табл.5.2.

Таблиця 5.2- Витрата стічних вод від житлової забудови

Витрата	Одиниця вимірювання	Середня витрата	Розрахункова витрата
За добу	м ³ /доб	$\frac{N * n}{1000} = \overline{Q}_o$	$\overline{\overline{Q}}_{доб} = \overline{Q}_{доб} * K_{доб}$
За годину	м ³ /год	$\frac{N * n}{1000 * 24} = \overline{Q}_e$	$\overline{\overline{Q}}_e = \overline{Q}_e * K_e$
За секунду	л/с	$\frac{N * n}{24 * 3600} = \overline{q}$	$\overline{\overline{q}} = \overline{q} * K_{заг}$

5.3.2.Витрати господарсько-фекальних стічних вод підприємств

$$\text{за добу, м}^3/\text{доб} \quad \overline{Q}_{доб} = \frac{45 * N_1 + 25 * N_2}{1000}; \quad \overline{\overline{Q}}_{доб} = \frac{45 * N_1 * 2.5 + 25 * N_2 * 3}{1000}$$

$$\text{за зміну, м}^3/\text{зміну} \quad \overline{Q}_{\text{зм}} = \frac{45 * N_3 + 25 * N_4}{1000}; \quad \overline{Q}_{\text{зм}} = \frac{45 * N_3 * 2.5 + 25 * N_4 * 3}{1000}$$

Таблиця 5.3- Санітарні характеристики деяких виробництв

Санітарна характеристика виробничих процесів	Група виробничих процесів	Виробничі процеси	Кількість людей на одну сітку
1. Процеси, що протікають при нормальних метеорологічних умовах, за відсутністю шкідливих газів та пилу			
Не викликають забруднення рук та одягу	Ia	Точне приладобудування, швацькі виробництва, годинникові заводи	Не потрібні
викликають забруднення рук та одягу	I б	Основні процеси машинобудування: зборочні, холодна обробка металу без застосування охолоджуючих рідин	15
викликають забруднення рук та одягу та тіла	1в	холодна обробка металу та пластмас з застосуванням охолоджуючих рідин; ремонтно-механічні роботи	5
2. Процеси, що протікають при несприятливих метеорологічних умовах, або при наївності шкідливих газів та пилу			
З виділенням конвективного тепла	2а	Прядильні та ткацькі виробництва; сушарні ділянки	7
З виділенням конвективного та променевого тепла	2б	Основні процеси виробництва: металургійних, вогнетривів, термічної обробки різних матеріалів	3
З застосуванням води	2в	„Мокрі” процеси, пов’язані з намоканням спецодягу	5
З виділенням пилу або особливо забруднюючих речовин	2г	Подрібнення матеріалів, цементні заводи, азбестове виробництво, розвантажувально-навантажувальні роботи	3
З виділенням пилу та вологи	2д	Підземні роботи, мокре збагачування, заводи залізобетонних виробів	3
Що протікають на відкритому повітрі або в приміщеннях при температурі нижче 5 ⁰ С	2е	Кар’єри, відкриті склади, холодильники	5
3- Процеси з виділенням шкідливих речовин та забрудненням робочого одягу			
Особливо шкідливі та подразнюючі речовини	3а	Хімічні, важкі та рідкісні метали, антибіотики	3
Шкідливі та з сильним запахом	3б	Виробництво кислот, луг, переробка нафтопродуктів, фарбування пульверизатором тощо	3
Застосування інфікуючих матеріалів	3в	Первинна переробка утилю, тваринної сировини(шкіри, хутра кісток)	3
Застосування джерел іонізуючого випромінювання	3г	Застосування, дозування радіоактивних матеріалів, люмінесцентних фарб	3

$$\begin{aligned} \text{за годину, м}^3/\text{год} \quad \overline{Q_{\text{зод}}} &= \overline{Q_{\text{зм}}} / T; & \overline{\overline{Q_{\text{зод}}}} &= \overline{\overline{Q_{\text{зм}}}} / T. \\ \text{за секунду} \quad q &= \frac{\overline{Q_{\text{зод}}}}{3,6}. \end{aligned}$$

де N_1, N_2 – кількість працюючих у гарячих та холодних цехах за добу;
 N_3, N_4 – кількість працюючих у гарячих та холодних цехах за зміну; 45, 25 –
 норма водовідведення у гарячих та холодних цехах, літри за зміну на працю-
 ючого; 2,5; 3 – коефіцієнти нерівномірності у гарячих та холодних цехах від-
 повідно.

5.3.3. Витрати стічних вод від прийому душу

Норма водовідведення – 500 літрів за годину на 1 душову сітку.

Тривалість прийому душу – 45 хвилин після закінчення зміни.

$$Q_{\text{зод}} = \frac{500 * m * 45}{1000 * 60}; \text{ м}^3/\text{год} \quad q = \frac{500 * m}{3600}; \text{ л/с}$$

де m – кількість душових сіток. Залежить від кількості працюючих у
 максимальну зміну, і кількості людей, що обслуговуються 1 душовою сіткою.

$$m = \frac{N_{\text{г}}}{n_{\text{г}}} + \frac{N_{\text{х}}}{n_{\text{х}}}$$

$N_{\text{г}}, N_{\text{х}}$ – кількість працюючих відповідно у гарячих та холодних цехах;
 $n_{\text{г}}, n_{\text{х}}$ – кількість людей на 1 душову сітку; залежить від санітарної ха-
 рактеристики виробництва. Деякі види виробництв наведені в табл. 5.3.

5.3.4. Розрахункові витрати виробничих стічних вод

Визначають за формулою:

$$Q_{\text{доб}} = m * M$$

де m – норма водовідведення на одиницю продукції, м^3 ; M – кількість
 одиниць продукції за добу.

Максимальну секундну витрату визначають за формулою:

$$q = \frac{m * M * 1000}{T * 3600} * K_{\text{г}}$$

де $K_{\text{г}}$ – коефіцієнт годинної нерівномірності; T – тривалість роботи.

ТЕМА 6

ОСНОВИ ГІДРАВЛІЧНОГО РОЗРАХУНКУ КАНАЛІЗАЦІЙНИХ МЕРЕЖ

1. Режими течії стічних вод
2. Основні розрахункові формули

6.1 Режими течії стічних вод

Стічні води уявляють собою складну полідисперсну систему з великою
 кількістю твердих та рідких нерозчинених домішок. При малих швидкостях
 течії із стічних вод випадають на дно важкі часточки. Вони можуть залиша-

тись нерухомими, або пересуватись по дну. Легкі домішки спливають на поверхню води і при великій їх кількості та малій швидкості можуть утворювати кірку.

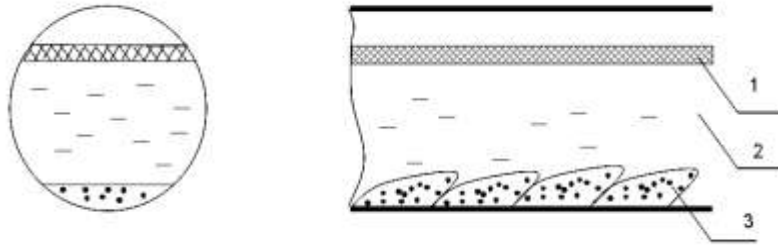


Рис.6.1- Структура потоку стічних вод
1-кірка;2-вода; 3- осадок

В залежності від швидкості течії осадок може лежати на дні, пересуватись хвилеподібно, бути повністю завислим.

Всі різноманітні види течії рідини можуть бути класифіковані на 3 групи:

1) Нерівномірна нестала течія.

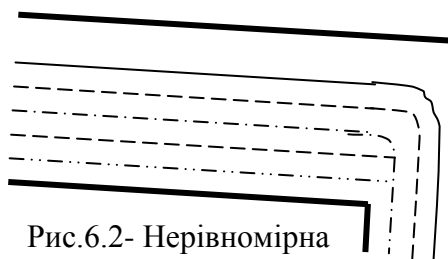


Рис.6.2- Нерівномірна стала течія

У цьому режимі несталі: витрата стічних вод, швидкість, площа перетину, гідравлічний ухил. Це реальний режим плинину води у реальних об'єктах: річках, каналах тощо.

2) Нерівномірна стала течія.

При цьому режимі незмінним лишається витрата стічних вод, змінюються: гідравлічний ухил, площа перетину, швидкість.

$$Q = \text{const}; i, \omega, V - \text{var}$$

Такий режим характерний при вільному зливі у резервуар, де рівень води нижчий, ніж у колекторі, або при підпорах.

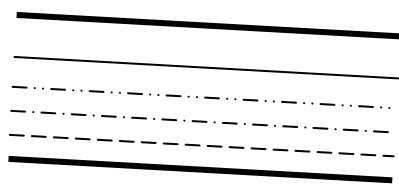


Рис.6.23- Рівномірна стала течія

3) Рівномірна стала течія .Q, I, ω , V = const.

Такий режим спостерігається тільки на прямих ділянках, при русі із великими швидкостями, без бокових приєднань.

Стінки будь-якої труби мають нерівності. В результаті дії сил тертя швидкість плинину рідини біля стінок та в центрі суттєво відрізняються. Ще більший гальмуючий ефект справляє осадок, що випав на дно труби.

6.2 Основні розрахункові формули

В гідравліці для описування плинину рідини використовують 3 основні рівняння:

1.Рівняння зберігання маси, або рівняння нерозривності потоку

$$Q = \omega_1 * V_1 = \omega_2 * V_2$$

2. Динамічне рівняння Бернуллі

$$z_1 + P_1 / \gamma_1 + \alpha_1 * V_1^2 / 2g = z_2 + P_2 / \gamma_2 + \alpha_2 V_2^2 / 2g + h_{12},$$

де z – геометрична позначка (висота); P/γ – п'єзометрична висота; $\gamma = \rho * g$; $\alpha * V^2/2g$ – швидкісна висота; α – коефіцієнт, що враховує нерівномірність плинину води у поперечному перерізі; P – тиск; γ – питома вага; ρ – густина; g – прискорення сили тяжіння; h_{12} – утрати натиску.

Рівняння Бернуллі адекватно описує будь-який режим плинину рідини. Але практичні розрахунки проводити за цим рівнянням досить складно, особливо щодо врахування α .

Для розрахунків каналізаційних мереж удаються до деяких спрощень:

приймають $\alpha = 1$, і в розрахунках використовують середню швидкість потоку; мережу розбивають на ділянки, на яких не змінюються фізичні характеристики рідини, витрата, ухил, діаметр труб, і, відповідно, швидкість, тобто реальний режим течії у мережі в цілому змінюється на рівномірну сталу течію на окремих ділянках.

При цих двох спрощеннях рівняння Бернуллі набуває вигляду:

$$z_1 = z_2 + h_{12}$$

Уводиться поняття гідравлічного ухилу, що співпадає із ухилом поверхні води:

$$i = (z_1 - z_2) / l$$

Тоді

$$h = z_1 - z_2 = i * l$$

3. Рівняння дисипації енергії.

Дисипація енергії – це розсіювання, перехід частини енергії упорядкованих процесів (наприклад, кінетичної енергії) у енергію неупорядкованих процесів, наприклад, теплоту.

Дисипація енергії в рівнянні Бернуллі – це h_{12} .

Вчені та інженери галузі водопостачання та каналізації багато уваги приділили природі цього явища.

У загальному вигляді рівняння дисипації енергії має вигляд:

$$h = b * V^m = i * l$$

де b – коефіцієнт, що враховує вплив розмірів труби, якості її стінок та рідини; m – показує ступінь впливу швидкості на утрату енергії.

Це дуже загальна форма, не конкретна.

У 1755р. французький інженер Шезі вивів формулу:

$$V = C * \sqrt{R * i}$$

де $R = \omega / P$ – гідравлічний радіус: відношення змочених перетину ω та периметру P ; C – коефіцієнт Шезі. Він залежить від матеріалу труб, їх віку тощо.

Визначення коефіцієнту Шезі викликає найбільші труднощі. Спочатку його значення визначали емпірично.

Розвитком формули Шезі є формула Павловського:

$$C = \frac{1}{n} * R^y$$

де n – коефіцієнт шорсткості. Для сталі $n = 0,012$, чавуну, кераміки – 0,013; бетону – 0,014;

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R} * \sqrt{n} - 0.1$$

або приблизно:

$$y = 1.5\sqrt{n},$$

при $n = 0,013$ $y \approx \frac{1}{6} \approx 0.17$

Підставляючи останнє значення, отримуємо формулу Маннінга:

$$C = \frac{1}{n} * R^{0.17}; \Rightarrow V = \frac{1}{n} * R^{0.67} * i^{0.5}$$

У формулах Шезі – Павловського – Манінга коефіцієнт Шезі є функцією тільки матеріалу труб, а саме їх шорсткості; і зовсім не враховує властивостей рідини, що транспортується цими трубами.

У 1849р. головний інженер Паризького водопроводу Дарсі став вивчати закономірності плину води в різних трубопроводах – металевих, дерев'яних, цегляних, бетонних, нових, старих. Ці дослідження після смерті Дарсі продовжив його помічник Базен, що опублікував результати у 1865 році (через 16 років).

$$i = \frac{\lambda}{4R} * \frac{V^2}{2g}$$

де λ – коефіцієнт опору тертя, залежить від режиму течії:

1) $Re < 2300$ – ламінарний режим.

$$\lambda = \frac{64}{Re}; \quad Re = \frac{4R * V * \rho}{\mu} = \frac{4R * V}{\nu}$$

2) $2300 < Re < 10000$ – перехідний режим.

$$\lambda = f(\Delta, R, Re)$$

3) $Re > 10000$ – турбулентний режим.

$$\lambda = f(\Delta, R)$$

Тобто у турбулентному режимі λ залежить тільки від матеріалу труб.

Якщо порівняти дві формули: Шезі та Дарсі,

Шезі	Дарсі
$V = C * \sqrt{R * i} \quad i = \frac{V^2}{C^2 * R}$	$i = \frac{\lambda}{4 * R} * \frac{V^2}{2 * g}$
$C = \frac{1}{n} * R^y$ (Павловський) $y \approx 1.5 * \sqrt{n}$	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \lg\left(\frac{\Delta_s}{13,68 * R} + \frac{a_2}{Re}\right)$ (Федоров)
При $n = 0,013$ (Маннінг) $C = \frac{1}{n} * R^{0.17} \quad V = \frac{1}{n} * R^{0.67} * i^{0.5}$	$Re < 2300; \lambda = f(Re).$ $Re \text{ перех. } \lambda = f(Re, R, \Delta)$ $Re \text{ турб. } \lambda = f(R, \Delta)$

Прирівнявши гідравлічні ухили, розраховані за Дарсі та Шезі,

$$i_{ш} = i_{д}$$

отримаємо

$$\frac{V^2}{C^2 * R} = \frac{\lambda}{4 * R} * \frac{V^2}{2 * g};$$

$$\lambda = \frac{8g}{C^2}$$

Звідси видно, що формула Шезі ($\lambda = f(\Delta)$) адекватно описує тільки турбулентний режим течії.

Для систем каналізації Федоров вивів універсальну формулу:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -21g \left(\frac{\Delta_9}{13.68R} + \frac{a_2}{Re} \right)$$

де Δ_9 – еквівалентна шорсткість; a_2 – характер шорсткості.

ТЕМА 7

Гідравлічні характеристики труб різних форм

1. Гідравлічні характеристики труб, круглих в перетині
2. Форми перетинів труб

7.1 Гідравлічні характеристики труб, круглих в перетині

Певна витрата рідини для свого проходження потребує певної площі живого перетину. Питання, однак, не тільки у площі, але й у формі цього перетину, бо у розрахункові формули для витрат та швидкості входить поняття гідравлічного радіусу.

Кругла форма в цілому є найбільш досконалою як із гідравлічних міркувань (максимальний радіус при мінімальній площі), так і конструктивних, як така, що потребує мінімум будівельних матеріалів при максимальній міцності. Тому трубопроводи, що працюють повним заповненням (повним перетином), наприклад, водопровідні, бувають виключно круглої форми перетину і ніякої іншої.

На відміну від водопроводів, каналізаційні колектори працюють за різними наповнюваннями: практично від нуля до повного.

Розглянемо, як же змінюється швидкість та витрата стічних вод при

змінюванні наповнювання труби.

В основу побудови характеристики покладено формулу Шезі:

$$V = C * \sqrt{R * i}$$

Якщо покласти $i = \text{const}$, то формула спрощується:

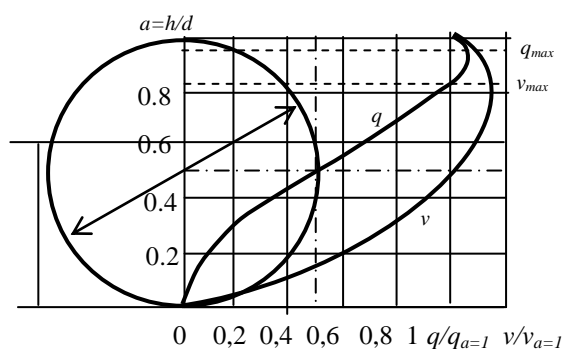


Рис.7.1 – Залежність швидкості та витрати від наповнення

$$V = K * \sqrt{R}$$

тобто за постійним ухилом швидкість пропорційна кореню із гідравлічного радіуса R .

Ось ординат – степінь заповнення труби ($a = h/d$).

Ось абсцис – відносна швидкість та витрата (по відношенню до швидкості на витраті при повному заповнюванні).

Із гідравліки відомо, що гідравлічний радіус – це відношення змоченого перетину до змоченого периметра:

$$R = \omega / \Pi$$

Позначимо центральний кут φ , а ступінь заповнювання $h/d = a$.

Із геометричних формул можна довести, що:

$$1) \frac{\varphi}{2} = 2 * \sqrt{a - a^2}, \text{ або } \varphi_p = 4 \arcsin \sqrt{a}$$

$$2) \Pi = \text{arc sin}(\varphi/2); \Pi = (\varphi_{\text{рад}} * d) / 2.$$

$$3) \omega = \left[\frac{\Pi}{4} - \frac{\varphi/2 * 0.5 - a}{2} \right] * d^2; \quad \omega = \frac{1}{8} * \varphi_{\text{рад}} - \sin \varphi^0 * d^2$$

Для повного та половинного заповнювання

$$R = \frac{\omega}{\Pi} = \frac{\pi * d^2}{4 * \pi * d} = \frac{d}{4} = 0.25d$$

Швидкість при $a = 1$ дорівнює швидкості при $a = 0,5$. Максимальне значення швидкості спостерігається при $a = 0,813$.

Дещо інша картина витрати $Q_{a=0,5} = 0,5Q_{a=1}$

Q_{max} при $a = 0,95$.

Таким чином, труби, круглі в перетині вигідніше експлуатувати при заповнюванні $a > 0,5$.

Сучасні дослідження показали, що після $a > 0,5$ швидкість змінюється у дуже незначних інтервалах, менше, ніж розраховано за формулами. Тому сучасні таблиці для розрахунків труб даються до заповнення $a = 0,5$.

7.2 Форми перетину труб

Окрім круглих, у каналізаційних мережах використовують інші за формою перетину труби. Ці форми мають дещо іншу гідравлічну характеристику, ніж труби круглі, поліпшену на деяких частинах труби.

1. Банкетна форма. Використовується у великих колекторах $d = 1,5 \dots 2\text{м}$. У такої форми виправлена (поліпшена) нижня частина гідравлічної характеристики, тобто навіть при незначних витратах стічних вод швидкість буде досить значною.

2. Напівкругла форма. Нижня частина круга, верхня із вертикальними стінками та плоскою кришкою. Дозволяє дещо поліпшити верхню частину характеристики, бо приріст перетину ω пропорційний приросту периметру Π , тобто після $a = 0,5$ $R = \text{const} = 0,214$. Але у такої форми погіршується нижня частина характеристики.

перетину труби. Ці форми мають дещо іншу гідравлічну характеристи-

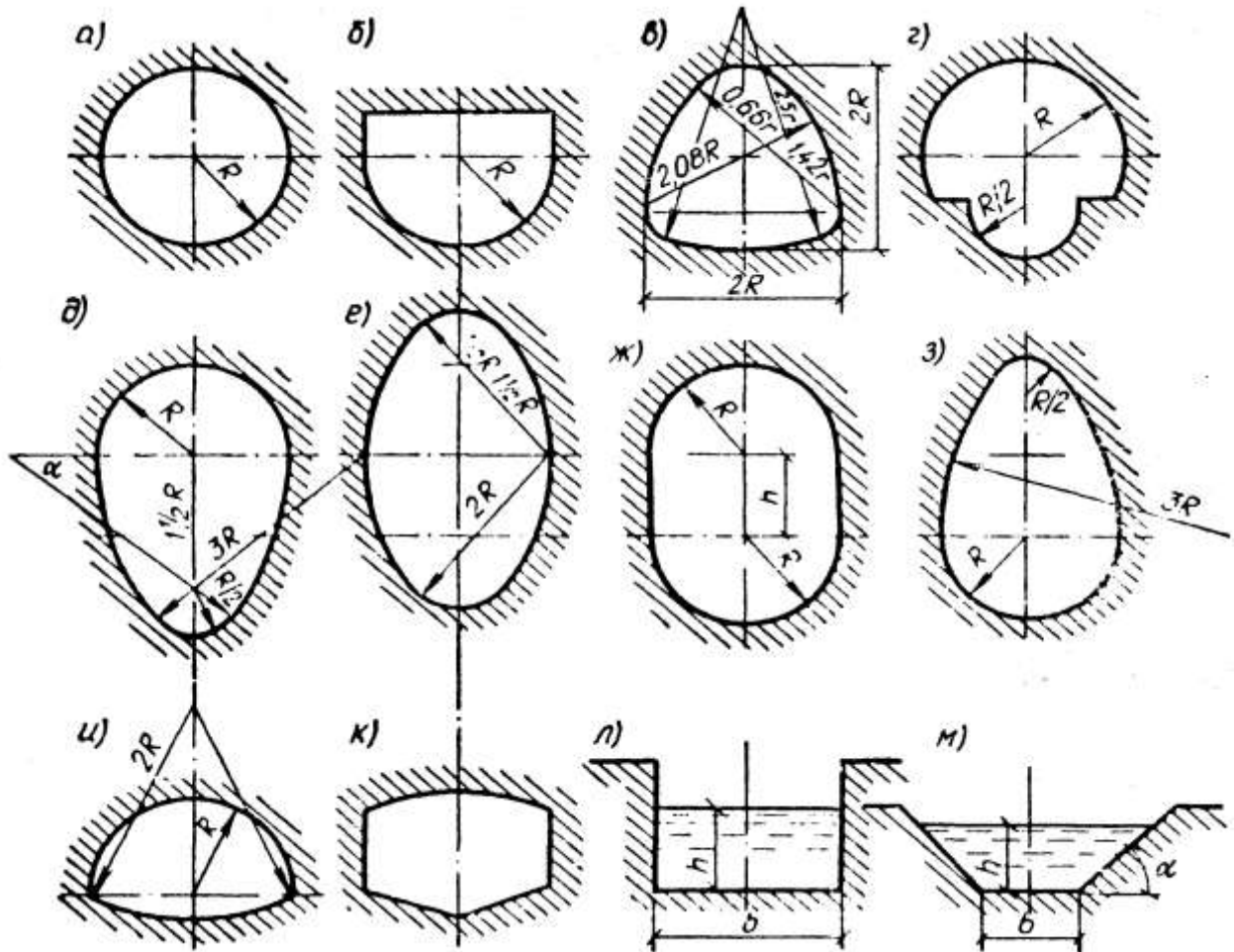


Рис. 7.2 – Форми поперечного перетину труб

а- кругла; б- напівкругла; в – шатрова; г- банкетна; д – овоїдальна; е- еліптична; ж- напівкругла з прямими вставками; з –овоїдальна перевернута; и- лоткова; к- п'ятикутна; л – прямокутна; м – трапеційовидна.

ку, ніж труби круглі, поліпшену на деяких частинах труби.

1. Банкетна форма. Використовується у великих колекторах $d = 1,5 \dots 2\text{м}$. У такої форми виправлена (поліпшена) нижня частина гідравлічної характеристики, тобто навіть при незначних витратах стічних вод швидкість буде досить значною.

2. Напівкругла форма. Нижня частина круга, верхня із вертикальними стінками та плоскою кришкою. Дозволяє дещо поліпшити верхню частину характеристики, бо приріст перетину ω пропорційний приросту периметру Π , тобто після $a = 0,5$ $R = \text{const} = 0,214$. Але у такої форми погіршується нижня частина характеристики.

3. Шатрова (напівеліптична). Висота дорівнює ширині. Така складна форма дозволяє найбільш вигідно розподіляти зусилля у стінках колектора, що викликані тиском ґрунту та внутрішніми навантаженнями. Це дає змогу

зменшити товщину стінок каналу. Цим трубам присутня висока відвідна спроможність. Їх доцільно використовувати для транспортування великих потоків, що мало змінюються. Труби цієї форми складні у виготовленні.

Для транспортування великих потоків, що мало змінюються, рекомендують труби стислої форми. Вони дозволяють також зменшувати об'єм вийнятого ґрунту за рахунок меншої висоти.

4) Лоткова форма. Висота менша за ширину.

5) П'ятикутна форма. Дуже східна із лотковою, але виправлена нижня частина гідравлічної характеристики. Конструктивно простіша за лоткову, але витрата матеріалів більша.

Для загально-сплавної каналізації характерне велике коливання витрат стічних вод. У цих умовах вигідно виправити верхню частину характеристики, щоб при коливаннях заповнення швидкість мало змінювалась. Це можливо при використанні видовженої форми труб.

Це еліптичні, овоїдальні та зворотно-овоїдальні труби. Такі труби можуть сприймати великі вертикальні навантаження, але мають суттєві недоліки: велика витрата матеріалів; велика висота; складність виготовлення.

Відкриті канали та лотки використовують у південних країнах як заміські колектори, широко використовують на очисних спорудах для розподілу води по окремих спорудах. Найпоширеніші форми – прямокутна, трапецеїдальна, напівкругла.

ТЕМА 8

Нормативи для розрахунків круглих труб

1. Мінімальні діаметри труб
2. Ступінь (міра) наповнювання
3. Граничні швидкості
4. Граничні ухили
5. Безрозрахункові ділянки

8.1 Мінімальні діаметри труб

Витрати стічних вод, що надходять у початкові ділянки мережі, зазвичай невеликі. Можна було б запроектувати труби будь-якого діаметра.

Однак стічні води вміщують великі за розміром забруднення (папір, ганчірки), тому дуже велика вірогідність забивання труб малого діаметру.

СНиП рекомендує такі діаметри:

Таблиця 8.1- Мінімальні діаметри труб

Мережа	Діаметр, мм, для системи каналізації	
	Побутова, виробнича	Дощова, загально сплавна
Вулична	200	250
Внутрішньоквартальна	150	200

8.2 Ступінь наповнювання

СНиП обмежує верхню межу наповнювання труб в залежності від діаметра.

Таблиця 8.2- Максимальне наповнювання труб

Діаметр	150-300	350-450	500-900	>900
h/d, фек	0,6	0,7	0,75	0,8
h/d, пром.	0,7	0,8	0,85	1

Обмеження наповнювання викликане такими міркуваннями:

- 1) Як було показано раніше, при заповнюванні більше за 0,8 починається гальмуюча дія верху труби.
- 2) Забезпечується можливість транспортування стічних вод із меншою кількістю забивок забрудненнями, що плавають.
- 3) Забезпечуються умови вентиляції каналізаційної мережі.
- 4) Для трубопроводів малих діаметрів дається запас для залпових скидів води, що не враховані коефіцієнтом нерівномірності.

Для дощової та загально-сплавної систем водовідведення $h/d = 1$. В суху погоду загально-сплавна система має незначний ступінь наповнювання, а дощова зовсім не має стоку.

Відкриті канали, кювети не можуть бути глибшими за 1м. Рівень води мусить бути на 0,2 м нижче верху канами, кювети.

8.3 Граничні швидкості

Згідно з формулами Шезі або Дарсі, швидкість змінюється пропорційно кореню із ухилу та гідравлічного радіуса.

Але каналізаційні стічні води мають свої особливості, які ми вже розглядали, і з цим пов'язаний вибір швидкості потоку.

З однієї сторони, за малою швидкістю можливе випадання на дно труби важких осадків та забивання труби ними.

З іншої сторони, при занадто великих швидкостях, труби можуть зруйнуватися внаслідок абразивного стирання лотка труби піском.

Мінімальна швидкість, за якою ще не виникає замулювання труб та каналів, називається критичною, незамулюючою, самоочищуючою швидкістю. При цьому мається на увазі середня швидкість потоку, без врахування пристінних ефектів.

$$V = Q / \omega;$$

Критична швидкість залежить, в першу чергу, від гідравлічної крупності завислих речовин стічних вод та від гідравлічного радіуса труби.

Дослідження в СРСР та за кордоном показали, що розмір частинок у побутових стічних водах приблизно однаковий: 0,1...1мм. За формулою Яковлева критична швидкість дорівнює:

$$V = 12.5 * U_0 * R^{0.2},$$

де U_0 – гідравлічна крупність, м/с; R – гідравлічний радіус.

Якщо прийняти $U_0 = U_{\text{піску}} = 0,1 \text{ м/с}$, то

$$V = 1.25 * R^{0.2}$$

За дослідженнями Федорова

$$V_{\min} = 1.57 \sqrt[n]{R}; \quad n = 3.5 + 0.5 * R$$

Алексєєв скорегував формулу Федорова:

$$V_{\min} = 1.42 \sqrt[n]{R}; \quad n = 4.5 + 0.5 * R$$

Тобто загальний вид формули:

$$V_{\min} = A * R^x$$

Характеристики домішок у стічних водах у неявній формі увійшли у коефіцієнт A .

Із врахуванням цих досліджень СНиП рекомендує мінімальні швидкості для розрахункового наповнювання труб.

Оскільки мінімальна швидкість залежить від складу стічних вод, наведені вище формули не є універсальними, бо вони виведені для побутових стічних вод. Для інших категорій стічних вод мінімальну швидкість визначають експериментально, або за галузевими нормами. Для біологічно-очищених стічних вод $V_{\min} = 0,4 \text{ м/с}$.

Максимальна швидкість обмежується з метою запобігти руйнування лотка труби.

Таблиця 8.3- Максимальні швидкості плину стічної води

Матеріал труб	Швидкість , м/с, для стічних вод	
	Побутові	Дощові
Металеві	8	10
Неметалеві	4	7

8.4 Граничні ухили

Для забезпечення розрахункових швидкостей трубам необхідно придати відповідний ухил.

Мінімальний ухил, необхідний для забезпечення критичної швидкості, можна розрахувати, виходячи із формули Павловського: $V = \frac{1}{n} * R^{0.67} * i^{0.5}$, або

Дарсі: $i = \frac{\lambda}{4R} * \frac{V^2}{2g}$, підставляючи в них V_{\min} .

Було багато спроб спростити ці формули.

Так, для побутових стічних вод ($U_0 = 0,05 \text{ м/с}$) при розрахунковому заповненні: $i_{\min} = 0,00501/Q^{0,435}$

а при $h/d = 1$ (дощова мережа) $i_{\min} = 0,0355/Q^{0,2}$.

Для практичних розрахунків можна користуватися дуже простою формулою Яковлєва

$$i_{\min} = 1 / d(\text{мм})$$

СНиП рекомендує i_{\min} для $d=150\text{мм}$ $i=0,007\ldots 0,008$; $d=200\text{мм}$ $i=0,005 \ldots 0,007$.

Найменший ухил, що дозволяє досягти сучасна техніка $i=0,0005$, а з лазерним теодолітом $0,0002$.

8.5 Безрозрахункові ділянки мережі

Дворові мережі із діаметром 150мм, початкові ділянки вуличної мережі із діаметром 200мм, в яких витрата стічних вод не перевищують 15 л/с, неможливо запроектувати так, щоб забезпечувались незамулюючі швидкості при не дуже великих ухилах. Такі ділянки укладають із мінімальним ухилом $i = i_{\min}$, або з ухилом землі, а перевірку на самоочищення не роблять – це безрозрахункові ділянки.

ТЕМА 9

Визначення розрахункових витрат по ділянках мережі

1. Поняття питомої витрати або модуля стоку
2. Поняття розрахункової ділянки
3. Розрахункові витрати стічних вод

9.1 Поняття питомої витрати або модуля стоку

Розрахункові витрати по ділянках мережі можна визначити різними способами, один з них розглядався раніше: знаючи норму водовідведення та заселеність, розрахувати кількість мешканців на території кварталів, з яких поступає стік, а потім витрату. Це дуже громіздкий метод.

На практиці для розрахунків використовують інший метод – за питомою витратою, або модулем стоку.

Питома витрата – це кількість стічних вод, що надходить у каналізаційну мережу за 1 секунду з 1 га .

$$q_0 = \frac{n * P}{24 * 3600}, \text{ л / с * га}$$

де n – норма водовідведення, л / доба* люд; P – заселеність, чол / га.

Якщо на території забудови є будинки, витрати стічних вод з яких входять в норму водовідведення, але які з якихось причин доцільно розраховувати як зосереджені витрати, тоді модуль стоку розраховують за залишковою нормою водовідведення:

$$q_0 = \frac{n_{\text{зал}} * P}{86400} \quad n_{\text{зал}} = n - \frac{\sum Q_{\text{доб}} * 1000}{N}$$

де $\sum Q_{\text{доб}}$ – сума добових витрат стічних вод громадських будов; N – кількість мешканців міста або району.

9.2 Поняття розрахункової ділянки

Реальна картина надходження стічних вод у каналізаційну мережу досить складна, і реальний режим течії несталий, нерівномірний.

Але на мережі можна виділити ділянки, на яких нема надходження нових порцій стічних вод, не змінюється діаметр, ухил. Це може бути ділянка між двома колодзями. На таких ділянках режим рівномірний, сталий, що легко розраховується.

З метою полегшення розрахунків мережу розбивають на розрахункові ділянки – на цих ділянках витрата стічних вод залишається незмінною. Умовно вважають, що вся розрахункова витрата надходить у голову (на початок) ділянки.

Довжину розрахункової ділянки приймають рівною відстані між колодзями, в яких відбувається якась зміна – надходження стічних вод, зміна діаметру або ухилу.

9.3 Розрахункові витрати

Середня розрахункова витрата стічних вод для кожної розрахункової витрати визначається як сума:

- 1) попутної – такої, що надходить від житлової забудови по путі.
- 2) бічної – такої, що надходить від бокових приєднань (прилучень).
- 3) транзитної – витрати, що надходить від вище розташованих кварталів.
- 4) зосередженої – максимальної витрати від окремих великих водоспоживачів.

1.Попутна витрата є перемінною, змінюється від нуля до повного значення. Але, для можливості розрахунку мереж за спрощеними формулами для сталої рівномірної течії, умовно вважають, що вся попутна витрата надходить на початок ділянки.

Витрату визначають за формулою:

$$q = q_0 * F$$

як добуток питомої витрати на площу кварталу, що прилягає до ділянки.

2.Бічна витрата – це витрата стічних вод, що надходить з бічних колекторів у початок ділянки.

3.Транзитна витрата – це витрата стічних вод, що надходять від ділянок, що розташовані вище.

4.Зосереджена витрата – це максимальна розрахункова витрата стічних вод від окремих водокористувачів, що йде транзитом через всі ділянки нижче місця підключення.

Щоб визначити розрахункову витрату, треба суму середніх витрат помножити на коефіцієнт загальної нерівномірності.

Визначення середніх витрат по ділянках мереж залежить від схеми каналізування.

Розглянемо 2 варіанти каналізування кварталів: схема за зниженою стороною (а), та охоплюючи схема (б).

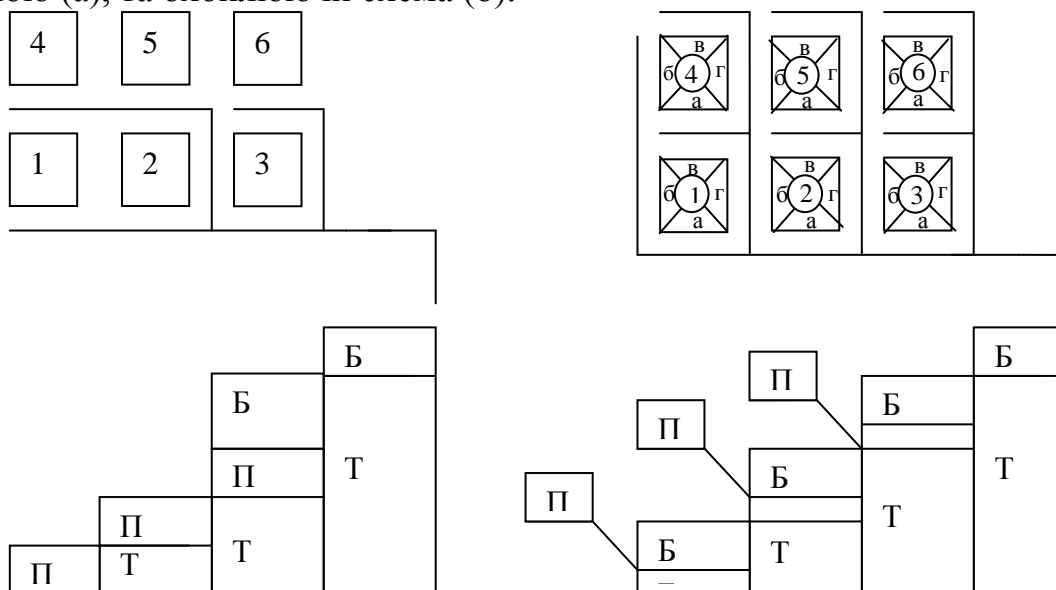


Рис.9.1 – Розподіл витрат в залежності від способу трасування мережі

Таблиця 9.1-Розподіл витрат в залежності від способу трасування

Схема „а”	Схема „б”
<u>Ділянка 1-2</u>	<u>Ділянка 1-2</u>
Попутна витрата $q=q_0 \cdot F1=4 q_0$	Попутна витрата $q=q_0 \cdot F1a=1q_0$
Бічна витрата – 0	Бічна витрата $q=q_0 \cdot F(1б+4б)=2q_0$
Загалом $q=4 q_0$	Загалом $q=3q_0$
<u>Ділянка 2-3</u>	<u>Ділянка 2-3</u>
Попутна $q=q_0 \cdot F2=4 q_0$	Попутна $q=q_0 \cdot F2a=1 q_0$
Бічна – 0	Бічна $q=q_0 \cdot F(1в,г,2б, 4а,в,г,5б)=7q_0$
Транзитна $q=4 q_0$	Транзитна $q=3q_0$
Загалом $q=8 q_0$	Загалом $q=11 q_0$
<u>Ділянка 3-4</u>	<u>Ділянка 3-4</u>
Попутна $q=q_0 \cdot F3=4 q_0$	Попутна $q=q_0 \cdot F3a=1 q_0$
Бічна $q=q_0 \cdot F(4,5)=8q_0$	Бічна $q=q_0 \cdot F(2в,г,3б,5а,в,г,6б)=7q_0$
Транзитна $q=8q_0$	Транзитна $q=11q_0$
Загалом $q=20 q_0$	Загалом $q=19 q_0$
<u>Ділянка 4-5</u>	<u>Ділянка 4-5</u>
Попутна 0	Попутна 0
Бічна $q=q_0 \cdot F(6)=4q_0$	Бічна $q=q_0 \cdot F(3в,г, 6а,в,г,)=5q_0$
Транзитна $q=20q_0$	Транзитна $q=19q_0$
Загалом $q=24 q_0$	Загалом $q=24 q_0$

Прийmemo площу кварталу 4 га. При трасуванні за схемою „а” попутна витрата стічних вод надходить на ділянку від всього кварталу, а за схемою

№ ділянки	№ кварта- лів		Площа кварт, F, га		Питома витрата, л/с*га	Середня витрата з кварталів				Коефіцієнт нерівномі- рності, K	Розрахункова витрата			
	По пугі	Бічних	По пугі	Бічні		По пугі	Бічна	Транзитна	Загальна		Від кварталів	Зосередже- на		Загальна
												Місцева	Транзи- тна	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

„б” – від чверті кварталу, тобто з площі 1 га.

Розрахунок ділянок зручно вести у табличній формі

Таблиця 9.2-Форма таблиці для розрахункових витрат по ділянках мережі

У стовпець № 1 записують номери ділянок; номери попутних та бічних кварталів - у стовпці 2, 3, а їх площі – у 4 та 5; питому витрату – у стовпець 6. Добуток площ (стовпчики 4, 5) на модуль стоку (стовпчик 6) – у 7 та 8 стовпчики.

Транзитна витрата на першій ділянці дорівнює 0, на інших – дорівнює загальній від попередньої ділянки(стовпчик 10).

Суму попутної, бічної та транзитної витрат заносять у стовпчик 10 (загальна витрата). Для загальної витрати визначають коефіцієнт нерівномірності, значення якого вносять у стовпчик 11.

Добуток загальної витрати на коефіцієнт нерівномірності (10*11) – розрахункову витрату від житлової забудови – записують у 12 стовпчик.

Тема 10

Гідравлічний розрахунок та побудова подовжнього профілю

1. Початкове заглиблення
2. Способи поєднання труб
3. Алгоритм розрахунків
4. Розрахунок напірних трубопроводів

10.1 Початкове заглиблення

Вартість каналізаційних мереж та строки будівництва значною мірою залежать від глибини укладання труб.

Заглиблення каналізаційної мережі необхідне для запобігання промерзання, механічних пошкоджень.

Небезпечність промерзання каналізації значно менша, ніж водопроводу. Стічні води мають температуру не нижче $+10^{\circ}\text{C}$. Навколо каналізаційної труби створюється тепловий пояс ґрунту.

Найменша глибина закладення для дворової мережі приймається за глибиною промерзання ґрунту.

$$h_{\min} = h_{np} - (0.3 \dots 0.5) > 0.7 + d$$

де 0,3 – для труб $d \leq 500\text{мм}$,

0,5 – для труб $d > 500\text{мм}$.

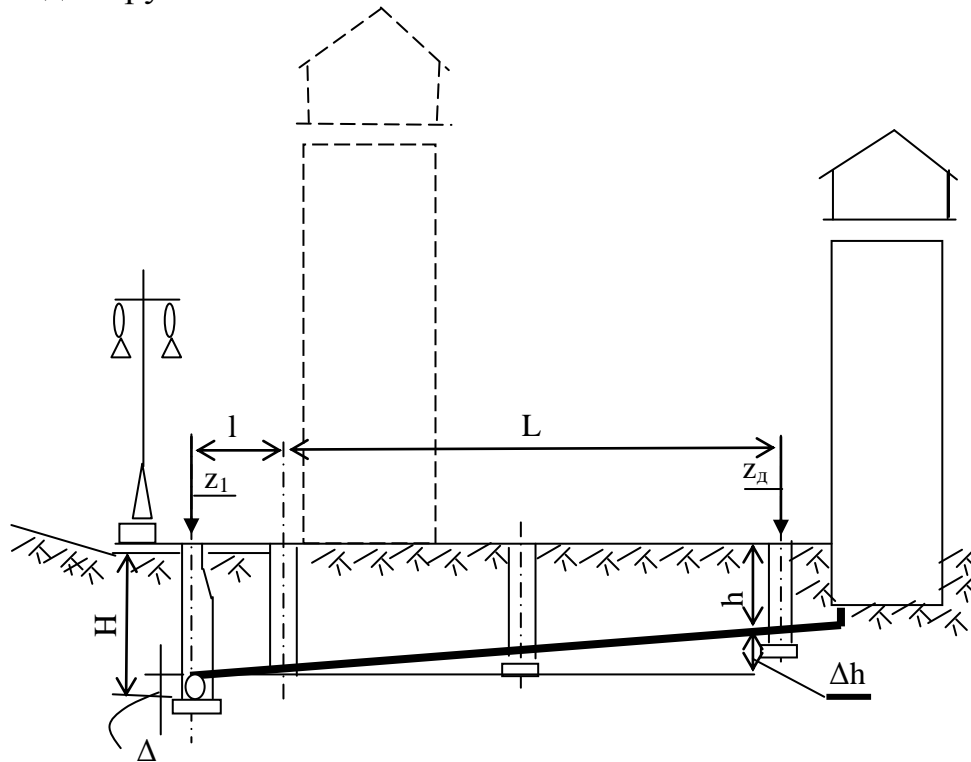


Рис.10.1 - Визначення початкового заглиблення вуличної мережі

З метою запобігання продавлювання глибина має бути не меншою 0,7м до верху труби, а якщо над трубою вулиця з інтенсивним рухом транспорту, $h \geq 1,5\text{м}$.

Глибину вуличної мережі визначають в залежності від глибини дворової мережі та її довжини.

$$H = h_{\min} + i \cdot L + l + \Delta - d - z_1$$

де h_{\min} – глибина закладення дворової мережі у найвіддаленішій точці, м; L – довжина дворової мережі до контрольного колодезя, м; l – довжина з'єднувальної гілки, м; $\Delta = d_2 - d_1$ – різниця діаметрів вуличної та дворової мережі; i – ухил; $z_{\text{д}}$, z_1 – позначки поверхні землі біля колодезів дворової мережі та вуличної (рис.10.1).

Із трьох величин беруть найбільшу.

У кожній точці перевіряють глибину та вимоги непромерзання та непродавлювання.

10.2 Способи поєднання труб

Труби у колодязях поєднують найчастіше по шелигах. Для зменшення глибини закладання труб з метою запобігання підпорів, труби можуть вирівнюватись за рівнем води.

У окремих випадках, коли рівень води у наступній ділянці нижчий, ніж у попередній, дозволяється поєднання труб по лотках.

10.3 Алгоритм розрахунків

1. У масштабі 1:100 по вертикалі та 1:10000 (1:5000) по горизонталі роблять креслення поверхні землі по трасі мережі у вигляді її розгортки.

2. Визначають довжину розрахункових ділянок.

3. Відповідно розрахунковим витратам на ділянках призначають діаметри труб.

4. Відповідно до рельєфу місцевості призначають ухил.

5. По таблицях Лукиних визначають (для заданого діаметру, ухилу та витрати) швидкість та наповнювання. $V_{\min} < V < V_{\max}$, $h/d < h/d_{(\text{норм})}$. Але слід пам'ятати про безрозрахункові ділянки, де можна не додержуватись незамуюлюючих швидкостей.

Якщо $V < V_{\min}$, або $h/d > h/d_{(\text{норм})}$, слід змінити або діаметр, або ухил.

6. Розраховують втрати тиску

$$\Delta h = i * l$$

7. Записують позначки поверхні землі у розрахункових точках.

8. Визначають початкове заглиблення вуличної мережі у диктуючій точці.

9. Розраховують позначки лотка, шелиги труби та рівня води на початку ділянки.

$$z_{\text{лн}} = z_1 - H$$

$$z_{\text{ун}} = z_{\text{лн}} + d$$

$$z_{\text{вн}} = z_{\text{лн}} + h$$

10. Визначають позначку лотка труби у кінці ділянки

$$z_{\text{лк}} = z_{\text{лн}} - \Delta h$$

Позначки шелиги та рівня води визначають аналогічно.

11. Заглиблення у кінці ділянки

$$H_{\kappa} = z_2 - z_{\text{лк}}$$

Слід перевіряти рівень води у трубах, щоб запобігти підпорам.

12. Подальший розрахунок.

Діаметри, ухили, швидкості та наповнювання визначають аналогічно.

Слід пам'ятати, що швидкість на наступній ділянці має бути не меншою, ніж на попередній, а рівень води – не більший.

Подальші розрахунки залежать від прийнятого способу поєднання труб.

Якщо по шелигах – прирівнюють позначки шелиг труб у кінці попередньої та на початку наступної ділянки. Якщо ж поєднують по рівнях води – прирівнюють рівні води у кінці попередньої та на початку наступної ділянки.

10.4 Розрахунок напірних трубопроводів

Гідравлічний розрахунок напірних трубопроводів із стічними водами заключається у визначенні діаметрів трубопроводів та утрат тиску в них.

Діаметри визначають виходячи із витрат стічних вод та швидкостей, не менших за незамулюючу.

Утрати тиску по довжині визначають за формулою Дарсі – Федорова:

$$h_{mp} = i * l = \frac{\lambda}{d} * \frac{V^2}{2g}$$
$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{\Delta \varepsilon}{3.42 * d} + \frac{a}{Re} \right)$$

Утрати тиску на місцеві опори визначають за формулою Вейсбаха:

$$h_m = \xi * \frac{V^2}{2g}$$

На довгих трубопроводах припускається місцеві опори не розраховувати, а приймати 10 – 20% від утрат по довжині:

$$h = 1.1 \dots 1.2 * i * l$$

Місцеві опори обов'язково враховуються при розрахунку коротких, особливо напірних, ділянок труб

Для довгих трубопроводів слід враховувати повороти при діаметрі $d \geq 500$ мм, а також при злитті потоків, якщо діаметр приєднання ≥ 350 мм.

Дюкери.

Дюкер – це місцеве пониження безнапірного або напірного трубопроводу, що працює з підвищеним тиском.

Дюкери влаштовують при перехрещуванні колектора з дорогою, струмком, річкою, яригою тощо.

При пересіканні водоюм дюкери укладають у 2 нитки, кожна з котрих працююча.

Розрахунок дюкеру зводиться до визначення утрат тиску та відповідно перепаду позначок лотків труб у колодязях.

Нормативи для розрахунку.

1. Кожна нитка є робочою.
2. Мінімальний діаметр 150 мм.
3. Мінімальна швидкість 1 м/с.
4. Швидкість у дюкері більша за швидкість у нижній камері.
5. Кут підйому висхідної гілки α не більше 20 градусів.

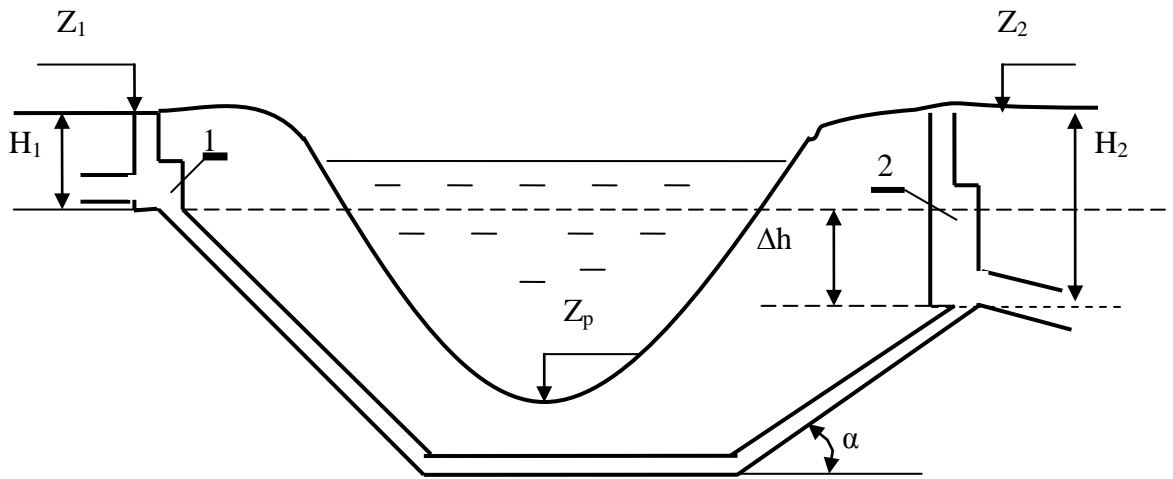


Рис.10.2 – Розрахункова схема дюкера
1 Верхня камера (вхідна). 2 - Нижня камера (вихідна).

Основний розрахунок

1. За розрахунковим витратою і швидкістю

$$q_o = 0.5q \text{ та } V \approx 1 \text{ м/с}$$

визначати діаметр дюкеру:

$$d = \sqrt{\frac{4q_o}{\pi * V}}$$

і прийняти найближчий менший стандартний діаметр.

2. Перерахувати швидкість за стандартним діаметром:

$$V = \frac{4q}{\pi * d^2};$$

Ця швидкість мусить бути більшою за швидкість у нижній камері.

3. Визначити утрати тиску по довжині:

$$h_l = i * l = \frac{\lambda}{d} * \frac{V^2}{2g}$$

4. Визначити утрати на вході:

$$h_{ex} = \xi * \frac{V^2}{2g};$$

$$\xi = 0.5625$$

або по таблицях.

5. Визначити утрати на виході:

$$h_{vix} = \frac{V_g^2 - V_H^2}{2g};$$

6. Визначити утрати тиску у колінах (на поворотах):

$$h_k = \xi * \frac{V^2}{2g};$$

Кут	20°	30°	45°	60°
ξ	0,125	0,155	0,318	0,550

7. Визначити суму утрат тиску.

8. Визначити позначку лотка труби у нижній камері:

$$Z_{\text{лн}} = Z_{\text{лв}} - \Delta h$$

Перевірочний розрахунок.

Проводиться на випадок пропуску всієї витрати через одну нитку:

1. При тому ж діаметрі визначити швидкість.
2. Перерахувати суму утрат тиску $\sum \Delta h$.
3. Перевірити правильність позначки $Z_{\text{лн}}$ із врахуванням заповнювання верхнього колодезя.

ТЕМА 11

Конструювання мереж

1. Призначення ухилів труб
2. Сполучення труб по вертикалі
3. Сполучення труб по горизонталі
4. Розміщення інженерних комунікацій у плані та поперечно-му профілі проїздів

11.1 Призначення ухилів труб

1) ухил каналізаційної мережі має забезпечувати самоочищувальну швидкість потоку.

2) Ухил залежить від рельєфу місцевості

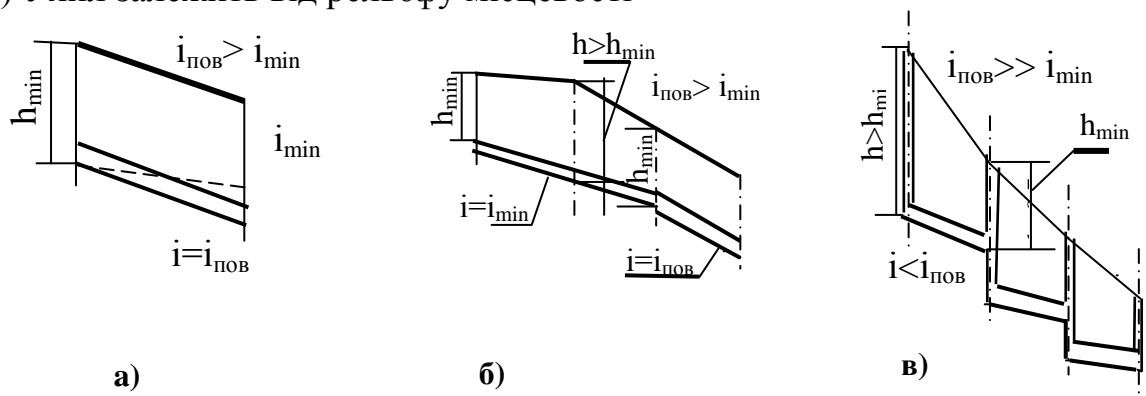


Рис.11.1- До призначення ухилів

- місцевість має наявний ухил $i > 0.005$ (рис.11.1а)

У цьому разі ухил труби може дорівнювати ухилу землі $i_{\text{тр}} = i_{\text{пов}}$; заглиблення мінімальне $H = H_{\text{min}}$. Перевіряються швидкість $V_{\text{min}} \leq V \leq V_{\text{max}}$ і наповнювання $h/d \leq (h/d)_{\text{норм}}$

- земля без ухилу або із зворотнім ухилом (рис.11.1б).

У цьому разі ухил труби слід призначати щонайменшим $i_{\text{тр}} = i_{\text{min}}$; заглиблення мінімальним $H = H_{\text{min}}$. Перевіряються швидкість $V_{\text{min}} \leq V$ та наповнювання $h/d \leq (h/d)_{\text{норм}}$

- ухил землі дуже великий (рис.11.1в).

Спочатку ухил труби призначають як ухил землі $i_{тр} \approx i_{нов}$ і перевіряють швидкість. Якщо $V > V_{max}$, тоді початкове заглиблення приймають більшим за мінімальне $H > H_{min}$; зменшують ухил. Там, де труба вийде на рівень $H = 0,7 + d$, влаштовують перепадний колодезь.

Призначені ухили повинні забезпечувати збереження або збільшення швидкості потоку від початку мережі до її кінця.

Після перепадного колодезя швидкість може бути будь-якою, але не меншою за самоочищувальну.

Припускається зменшення швидкості на 15-20%, якщо швидкість перевищує 1,5 м/с.

11.2 Сполучення труб по вертикалі

Сполучення труб по вертикалі здійснюють у колодезях. І взагалі, будь-які зміни на мережах здійснюють у колодезях.

Можливі способи поєднання (вирівнювання) труб – це:

- а) по шелигах;
- б) по рівнях води;
- в) по лотках.

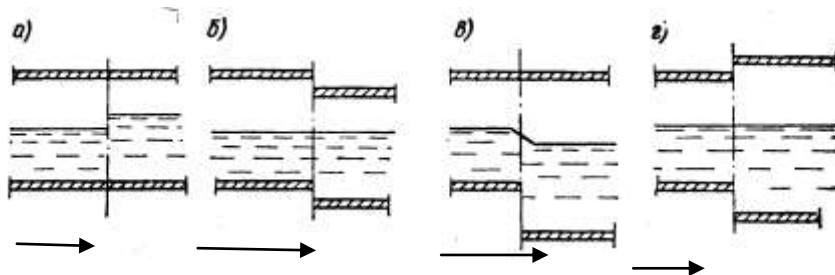


Рис. 11.2 – Способи поєднання труб
а-не правильно; б,в,г - правильно

Труби одного діаметра можна вирівняти по шелигах (лотках), або по рівню води.

Труби різних діаметрів можна вирівняти або по шелигах, або по рівнях води, або по лотках. Вирівнювання переслідує мету уникнути підпірання води, гальмування та випадіння осаду.

Вирівнювання по лотках припустиме лише тоді, коли рівень води у наступній ділянці менший, ніж у попередній. Цей варіант можливий у разі різкого збільшення ухилу труби при незмінній витраті стічних вод.

В цьому випадку дозволяється також зменшувати діаметр труби не більше за 1 типорозмір для труб $d \leq 300$ мм або не більше за 2 типорозміри для труб $d \geq 350$ мм.

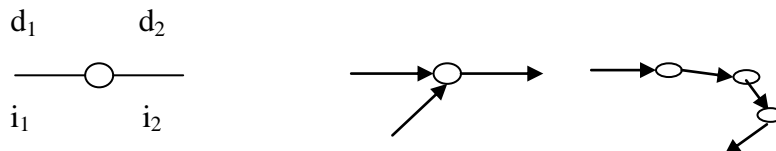
Бічна притока малого діаметру до великого колектора приєднується, вирівнюючи лоток притоки з рівнем води у колекторі, або з перепадом.

11.3 Поєднання труб у плані

Каналізаційні труби між двома оглядовими колодзями проектують прямолінійними. Відстань між оглядовими колодзями нормується в залежності від діаметра.

Оглядові колодязі влаштовують також:

- в місцях зміни діаметра;
- в місцях зміни ухилу;
- в місцях бічних приєднань;
- на поворотах.



Труби у колодязях виконують у вигляді відкритих лотків. В поворотних колодязях лотки виконують плавною кривою з радіусом закруглення не меншим 1 діаметра труби (для труб $d \geq 1200$ мм не меншим 5 діаметрів).

Аналогічно для з'єднувальних колодязів – бічна притока приєднується під кутом не меншим 90° .

Швидкість води у бічній притоці не може бути більшою за швидкість у головному колекторі, щоб не виникали підпирання.

Якщо бічна притока приєднується у перепадному колодязі, вона може приєднуватись за будь-яким кутом, при цьому швидкість не обмежується (але має бути не менша за самоочищувальну).

11.4 Розміщення труб у плані та у поперечному профілі проїздів

У великих містах, за наявності розвинутого підземного господарства, трасування каналізаційних мереж слід проводити з врахуванням інших підземних мереж та споруд.

СНиП регламентує мінімальні відстані у плані між підземними мережами.

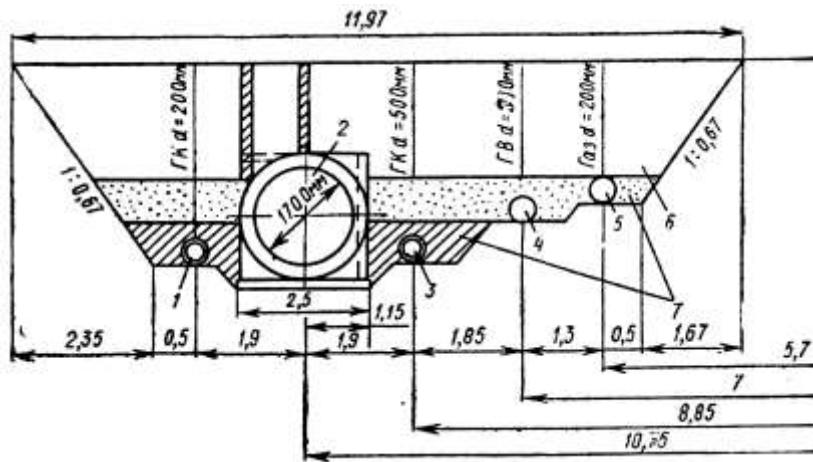


Рис.11.3 –Сумісне прокладання підземних трубопроводів
1,3 – побутова каналізація; 2- дощова каналізація; 4 – водопровід; 5- газопровід; 6,7 – засипний ґрунт

- Мінімальна відстань від каналізаційної труби до
- водопроводу: $d_{B1} \leq 200$ мм - 1,5м; $d_{B1} \geq 250$ мм - 3 м
 - каналізації: самопливної – 0,7м; напірної – 1,5м
 - газопроводів: низького тиску - 1м; середнього тиску – 1,5м; високого тиску II категорії – 2м; високого тиску I категорії - 5м
 - силових кабелів – 0,5м
 - кабелів зв'язку – 1м
 - тепломережі – 1м
 - фундаменту будівлі: самопливні – 3м; напірні – 5м
 - рейки: трамвайного путі – 1,5м ; залізниці – 4м

Крім додержування регламентованих відстаней, рекомендується зонування труб за глибиною укладення, краще за зростаючою глибиною від забудови до осі вулиці.

Якщо перехрещуються труби водопровідні та каналізаційні, останні повинні бути нижче водопровідних на 0,4м. У протилежному випадку водопровідну трубу вміщують у футляр довжиною 3м у глиняних, або 10 м у піщаних грантах в обидві сторони від перехрещення

Дворова каналізаційна мережа може бути вище водопровідної без футляра, якщо відстань між ними не менше 0,5м.

Розглянемо деякі приклади (рис. 11.3 та 11.4)

При дуже розвиненому підземному господарстві під магістральними проїздами всі інженерної мережі, за винятком газопроводів, прокладають у збірних залізобетонних прохідних колекторах для підземних комунікацій.

Така прокладка комунікацій дозволяє проводити періодичні огляди та ремонт без руйнування проїзної частини, спрощує експлуатацію мереж.

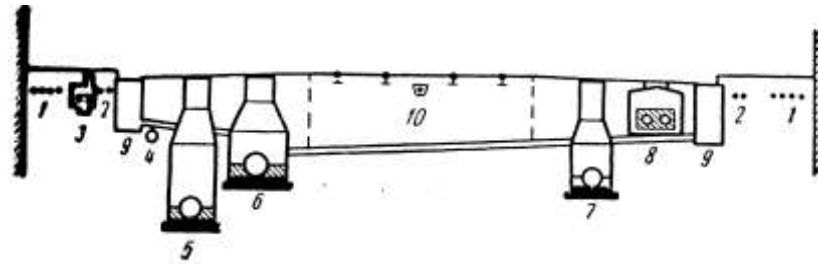


Рис.11.4 – Поперечний перетин вулиці з підземними мережами
1-3 – кабельні мережі; 4-газопровід;5-побутова каналізація;6-
дощова каналізація;7-водопровід;8- теплові мережі;9-
дощоприймальник;10-дренаж трамвайних ліній

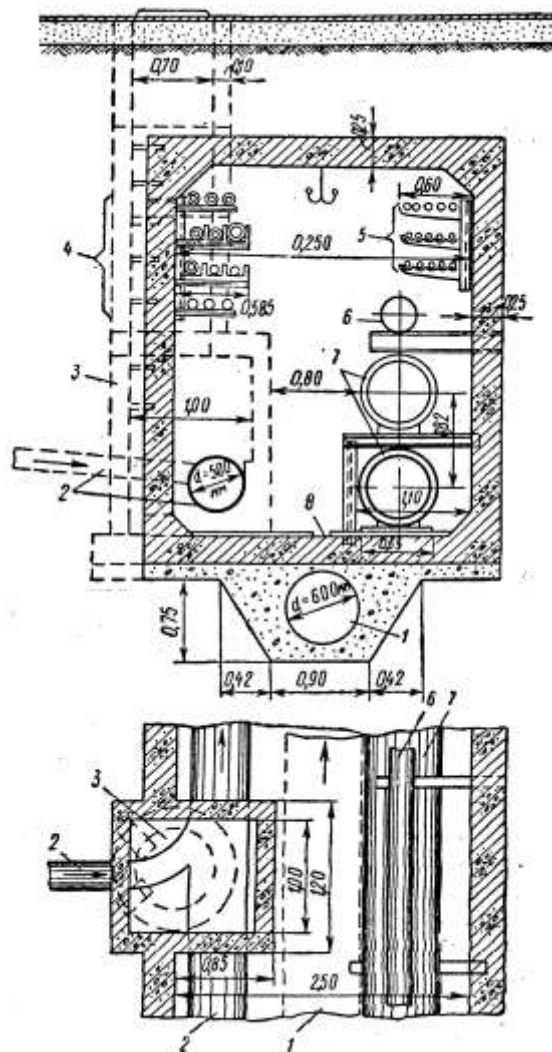


Рис.11.4 – Колекторний тунель для інженерних комунікацій
1-дощова каналізація; 2-побутова каналізація; 3-оглядовий коло-
дязь;4-електрокабелі;5-телефонні кабелі;6-водопровід;
7- тепла мережа; 8-лоток

Тема 12

МЕТЕОРОЛОГІЧНІ ОСНОВИ РОЗРАХУНКІВ ДОЩОВОЇ КАНАЛІЗАЦІЇ

1. Вимірювання кількості опадів
2. Характеристики дощів
3. Формули розрахункової інтенсивності дощу

12.1 Вимірювання кількості опадів

Атмосферні опади випадають на землю у вигляді дощів та снігу. Процес утворення та випадіння опадів досить складний і залежить від багатьох факторів:

наявності вологи в атмосфері;

умов конденсації;

температурних та динамічних явищ в атмосфері тощо.

Оскільки таких факторів дуже багато, отримати аналітичне описання дощів дуже важко. Узагальнюючи поширений статистичний матеріал спостережень за опадами, були отримані різні залежності характеристик дощів, головним чином про кількість опадів за рік у різних географічних районах.

Кількість опадів змінюється у досить широких межах. Найбільш висока кількість опадів на території України спостерігається у Львові – 528 мм, найменша у Севастополі – 199 мм.

До посушливих районів відносяться: Запоріжжя – 310 мм, Бердянськ – 269 мм за рік.

На території колишнього СРСР найменша кількість опадів спостерігається у районах Каспійського моря (біля 100 мм за рік), а найбільша – у Батумі (2400 мм). На розмір дощового стоку впливають топографія місцевості, характер рослинності, забудова. Відомо, що кількість опадів більша в містах, на підвищення, у лісах, аніж у степах тощо.

Вимірювання кількості опадів

Кількість опадів вимірюється на метеорологічних станціях Гідрометеорологічної служби за допомогою дощомірів.

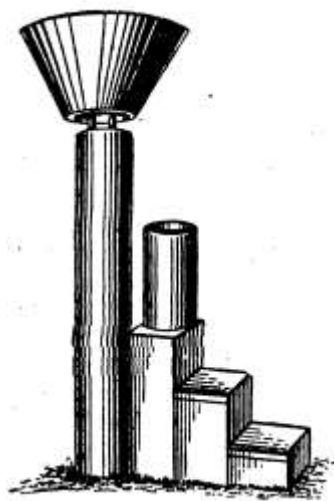


Рис.12.1 –Простий дощомір Третьякова

Простий дощомір Третьякова (рис. 12.1). Складається з циліндричної посудини з площею дна 200см^2 та планкового захисту (16 вигнутих за спеціальним шаблоном пластин). Установлюється на висоті 2м. Кількість опадів вимірюють 1 раз за добу, потім їх складають і отримують кількість опадів за будь-який період.

Ці дані не дають інформацію про кількість дощів за добу, тривалість та інтенсивність дощів.

Цих недоліків позбавлені автоматичні дощоміри - пловіографи (рис.12.2а).

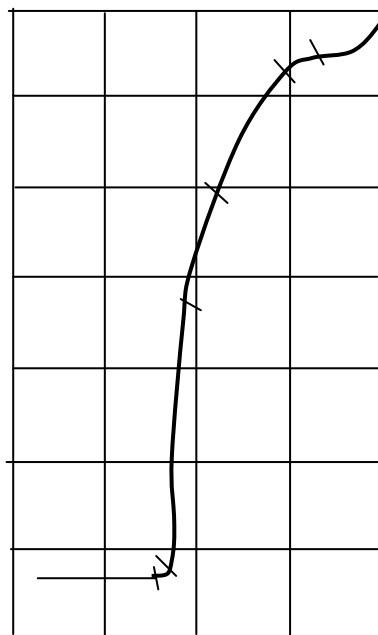
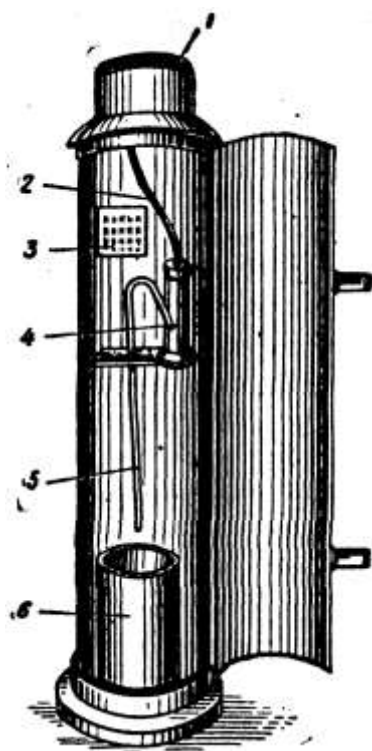


Рис.12.2 – Автоматичний дощомір –плювіограф(а) та приклад запису дощу на плювіограмі (б)
1-приймальна посудина; 2-зливна трубка; 3-барабан;
4-вимірювальний циліндр; 5-сифон; 6-відро

Атмосферні опади попадають у посудину 1, стікають у циліндр 4. В циліндрі є поплавок із штоком, що системою важелів поєднаний з пером самописця. При заповненні циліндра поплавок спливає і перо креслить лінію на паперовій стрічці барабана 3. Барабан робить 1 повний оборот за добу від годинникового механізму. Ціна 1 поділки – 2 хвилини. Висота шару опадів оцінюється з то-

чністю до 0,005 мм.

При досяганні верхнього рівня вода виливається сифоном у відро. В результаті отримують запис, вид якого наведений на рис. 12.2б.

12.2 Характеристики дощу

а) Кількість твердих опадів (снігу, граду) – вимірюють простим дощоміром; для цього посудину вносять у тепле приміщення і, після того як сніг розтане, воду зливають у вимірювальну посудину.

б) Тривалість дощу визначають або прямим заміром, або по стрічках плювіографів.

Дуже важливою характеристикою дощів є похідна цих двох величин – інтенсивність.

в) Інтенсивність – кількість опадів за одиницю часу.

Розрізняють інтенсивність за шаром та за об'ємом.

Інтенсивність за шаром опадів:

$$i = \frac{h}{t}; \text{ мм/час (хвилина, година, доба, рік)}$$

Інтенсивність за об'ємом:

$$q = 166,7 \cdot i \text{ (л/с *га)}$$

де i - у мм за хвилину.

Установлено, що інтенсивність та тривалість дощу знаходяться у оберненій залежності: чим інтенсивніший дощ, тим менша його тривалість та навики.

г) Повторюваність дощів.

Спостереженнями встановлено, що інтенсивні дощі випадають рідкіше, ніж мало інтенсивні. Якщо розглянути який-небудь період часу та спостерігати за дощами, можна побачити, що кількість дощів із різною інтенсивністю, що випали за цей період, різна: випадає багато дощів малої інтенсивності, менше – середньої, і, нарешті, виявляється дощ із великою інтенсивністю, що випав за цей період 1 раз.

Якщо збільшити період спостережень, то відповідно збільшиться інтенсивність дощу, що випав за цей час 1 раз.

Період у роках, на протязі якого дощ певної інтенсивності та тривалості випадає тільки 1 раз, називається періодом повторюваності дощу.

12.3 Вивід формули розрахункової інтенсивності дощу за записами плювіографів.

12.3.1-Виведення формули моделі дощу

Усі дощі дуже різні, це суттєво ускладнює розрахунки. Для спрощення розрахунків дощі треба якось порівнювати, тобто зробити якийсь модельний дощ.

Методика побудови модельного дощу розроблена Ленінградським НДІ академії комунального господарства на базі обробки записів плювіографів. Плювіограму розбивають на ділянки, краще з рівними відрізками часу, записують шар дощу, який випав за цей проміжок.

Потім таблицю перебудовують у порядку зменшення інтенсивності. Інтенсивність розраховують як відношення сумарного шару опадів до сумарної тривалості.

Приклад побудови моделі дощу наведений у табл. 12.1 та на рис. 12.3.

Таблиця 12.1-Рангування дощу за інтенсивністю

Час	t , хв	h , мм	$i=h/t$	Ранг	Ранг	Σt	Σh	i
$10^{00} - 10^{05}$	5	5	1	7	1	10	23	2,3
$10^{05} - 10^{10}$	5	7	1,4	6	2	15	33	2,2
$10^{10} - 10^{15}$	5	10	2,0	2	3	25	51	2,04
$10^{15} - 10^{20}$	5	8	1,6	5	4	35	68	1,94
$10^{20} - 10^{30}$	10	7,5	0,75	8	5	40	76	1,90
$10^{30} - 10^{40}$	10	17	1,7	4	6	45	83	1,84
$10^{40} - 10^{50}$	10	23	2,3	1	7	50	68	1,76
$10^{50} - 11^{00}$	10	18	1,8	3	8	60	95,5	1,59

Після такої переробки дані наносять на логарифмічну міліметрівку. За допомогою методу найменших квадратів знаходять рівняння прямої.

$$y = a - bx$$

$$\lg q = \lg A - n \lg t$$

$$q = \frac{A}{t^n}$$

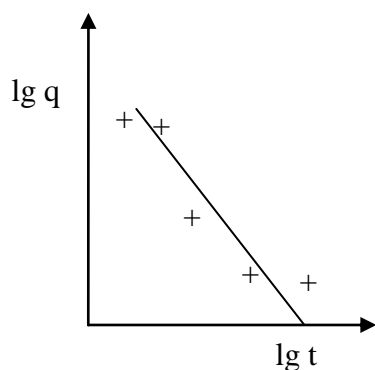


Рис.12.3- до виведення моделі дощу

12.3.2. Виведення формули розрахункової інтенсивності дощу.

Розрахунковою інтенсивністю називають інтенсивність такого дощу, весь стік якого приймається дощовою мережею без переповнювання.

Визначення її проводиться на базі даних півніографів за 20...25 років.

Розшифровці підлягають не всі дощі, а ті, що повторюються не частіше 5 разів на рік.

Припустимо, що маємо записи за 20 років. Якщо прийняти, що період одноразового переповнювання мережі $P = 5$ років, то випадків переповнювання буде $20:5 = 4$.

Для заданих інтервалів часу 5, 10, 20...60 хвилин відраховуємо зверху 4 лінії і на п'ятій ставимо точку (рис.12.4). Отримана лінія, що оброблена за методом найменших квадратів, і є лінією розрахункової інтенсивності; на лінії і нижче лежать дощі, що не переповнюють мережу (при заданому періоді).

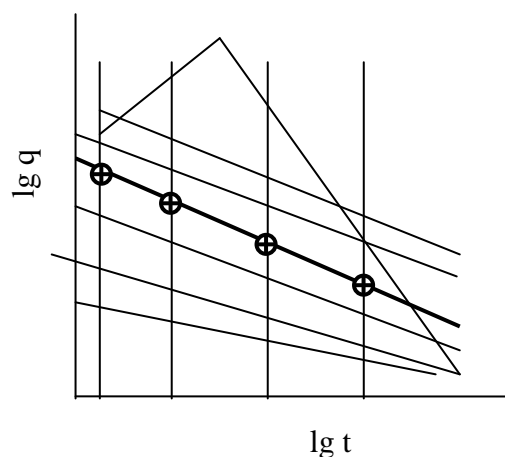


Рис.12.4- Розрахункова інтенсивність дощу повторюваністю $P=5$

Якщо пожити $P = 2$, то за 20 років $20:2 = 10$ випадків, а при $P = 0,5$ – $20:0,5=100$ випадків переповнювання мережі.

12.3.3. Формули розрахункової інтенсивності дощу при відсутності даних півніографа.

Загальна формула моделі дощу застосовується і тоді, коли відсутні записи півніографів:

$$q = \frac{A}{t^n}$$

Однією з перших формул є формула Горбачова:

$$A = 166.7 * \alpha * H^{\frac{2}{3}} * \sqrt[3]{P}; \quad n = 0.5$$

де H – середній за рік шар опадів; α – географічний коефіцієнт; P – період одноразового переповнювання мережі.

У 1941 році була розроблена формула $A = A' + B \lg P$,

Де A^I , B – емпіричні коефіцієнти.

ЛНДІ АКХ запропонувало нову формулу, що довго була головною розрахунковою формулою:

$$A = q_{20} * 20^n (1 + C \lg P)$$

де n , C – географічні коефіцієнти; q_{20} – інтенсивність дощу тривалістю 20 хвилин, що повторюється 1 раз на рік.

У міру накопичування статистичних даних записів півніографів виявилось, що фактичні данні не відповідають розрахованим за СНіПом.

На базі уточнених даних була запропонована нова формула, яка рекомендована СНіПом як розрахункова

$$A = q_{20} * 20^n \left(1 + \frac{\lg P}{\lg m} \right)^\gamma$$

де m – середня кількість дощів за рік; γ – географічний коефіцієнт; P – період одноразового переповнення мережі.

З техніко-економічних міркувань особливо інтенсивні дощі виключають із розрахунків. У період їх випадіння буде спостерігатись переповнення мережі та її часткове затоплення.

Період часу у роках, за який виникає переповнення мережі 1 раз, називають періодом одноразового переповнення мережі, або періодом одноразового перевищування розрахункової інтенсивності дощу, або періодом повторюваності розрахункового дощу.

Метеорологи оперують поняттям вірогідності випадіння дощу певної характеристики. Між вірогідністю P_e та періодом P існує залежність:

$$P_e = \left(1 - e^{-\frac{1}{P}} \right) * 100$$

Незважаючи на різний характер випадіння дощів, зв'язок між інтенсивністю, тривалістю та вірогідністю випадіння для кожної місцевості досить сталий. Тому можна сформулювати загальні положення призначення P .

Збитки, що потерпає об'єкт від переповнювання мережі, залежать від декількох факторів:

1. Від самого об'єкта.

Збитки у житлових кварталах значно менші, ніж на підприємствах, бо перший поверх житлових будинків вищий за поверхню землі, а виробничі приміщення розташовують переважно на рівні поверхні землі для забезпечення можливості заїзду транспорту.

2. Від особливості топографії місцевості.

Так, замкнені котловини затоплюються значно легше, ніж підвищення.

3. Від площі басейну водозбору.

Чим більше площа, тим більше кількість дощового стоку.

4. Від інтенсивності дощу.

Усі ці умови поділяються на сприятливі, середні, несприятливі, особливо несприятливі.

Сприятливі умови.

- а) басейн стоку $F < 150$ га, рельєф плоский $i \leq 0,005$.
 б) колектор проходить вододілом або у верхній частині схилу на відстані від вододілу до 400 м.
 Середні умови.
 а) Площа стоку $F < 150$ га, рельєф плоский $i \leq 0,005$.
 б) Колектор у нижній частині схилу тальвегом з ухилом схилів $i \leq 0,02$ при $F < 150$ га.
 Несприятливі.
 а) $F < 150$ га, колектор у нижній частині схилу або тальвегом із крутими схилами.
 Особливо несприятливі.
 Замкнені котловини.

Тема №13

Визначення розрахункових витрат поверхневих вод

1. Сутність методу граничних інтенсивностей
2. Розрахункова тривалість дощу
3. Нерівномірність випадіння осадів по території
4. Коефіцієнт стоку
5. Вільна ємність мережі
6. Напірний режим роботи дощової мережі
7. Стік талих та поливальних вод

13.1 Сутність методу граничних інтенсивностей

Розглянемо якийсь басейн стоку. Дощ випадає на всій території одночасно. За якийсь час t_1 у точку B стікає вода із частки площі території f_1 ; за час t_2 – із території площею $f_1 + f_2$ і так далі. Нарешті, за якийсь час t_p до точки B добігає стік зі всієї території (рис. 13.1).

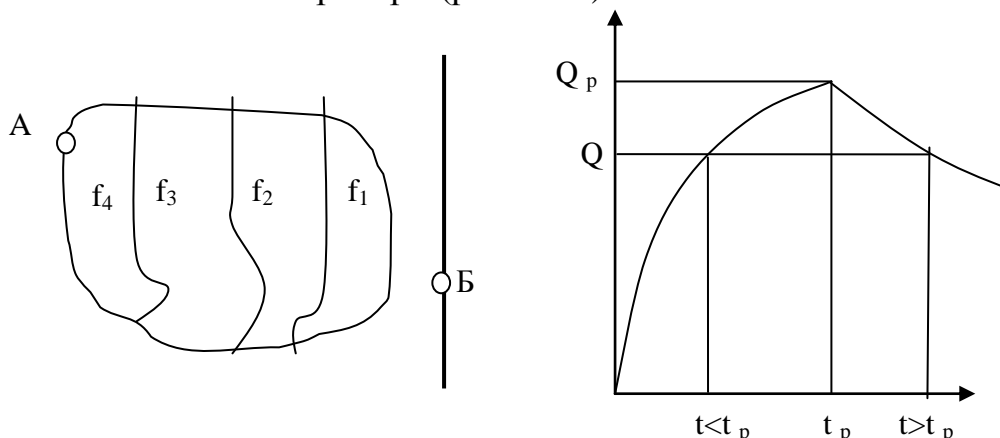


Рис.13.1- Гідрограф стоку

Цей час дорівнює тривалості протікання води від найвіддаленішої точки A площі стоку по поверхні землі, по лотках і трубопроводах до т.Б.

Приріст площі стоку викликає прямо пропорційне збільшення витрати Q . В той же час збільшення тривалості дощу викликає зменшення інтенсивності і відповідно витрати.

Залежність витрати Q від тривалості дощу у будь-якому перетині – гідрограф стоку – має висхідну та низхідну гілки. Висхідна гілка закінчується у той момент, коли вода стікає до розрахункового перетину із усієї площі стоку.

У межах низхідної гілки площа постійна, витрата Q зменшується за рахунок зменшення інтенсивності.

$$q_s = q \left(\frac{t_1}{t_p} \right)^{1-n}$$

$$q_n = q \left[\left(\frac{t_2}{t_p} \right)^{1-n} - \left(\frac{t_2}{t_p} - 1 \right)^{1-n} \right]$$

$$Q = q * F$$

Таким чином, максимальна витрата досягається за певною тривалістю дощу, що називають критичною, або розрахунковою тривалістю дощу.

Метод розрахунків витрат дощового стоку, що базується на понятті критичної тривалості дощу, за якою розрахункова витрата має максимальне значення, запропонований Горбачовим, має назву „Метод граничних інтенсивностей”.

13.2 Розрахункова тривалість дощу

Як же визначити розрахункову тривалість дощу?

Розглянемо схему, що складається з декількох кварталів. Дощ випадає одночасно на всій території.

Критична тривалість дощу:

$$t = t_{con} + t_{can} + \sum t_p,$$

де t_{con} – тривалість поверхневої концентрації стоку – тривалість досягання краплі дощу від найвіддаленішої точки басейну водозбору до водостічного лотка.

t_{can} – час руху води по лотках до дощоприймачника.

t_p – час руху води по трубах.

$$t_{con} = \frac{1.5 * n^{0.6} * l^{0.6}}{Z^{0.3} * I^{0.3} * i^{0.5}}$$

де n – коефіцієнт шорсткості місцевості; l – довжина шляху стоку; Z – коефіцієнт, що характеризує водонепроникність поверхні; i – інтенсивність дощу;

I – ухил поверхні.

За СНіПом приймають:

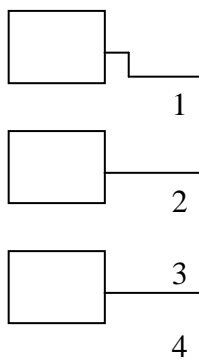


Рис.13.2- До визначення розрахункової тривалості дощу

- 5...10 хвилин – при відсутності внутрішньої квартальної мережі.
- 3...5 хвилин – при її наявності.

$$t_{can} = 1.25 * \frac{l_{can}}{V_{can} * 60} = 0.021 \frac{l_{can}}{V_{can}}$$

де l_{can} , V_{can} – відповідно довжина лотка та швидкість течії води по лотках; 1,25 – коефіцієнт, що враховує нерівномірність швидкості.

$$\sum t_p = \sum \frac{l_p}{V_p * 60} = 0.017 \sum \frac{l_p}{t_p}$$

де l_p , V_p – відповідно довжина труби та швидкість течії води по трубах. Таким чином :

$$Q = \frac{A}{t^n} * F$$

$$t = t_{con} + 0.021 \frac{l_{can}}{V_{can}} + 0.017 \sum \left(\frac{l_p}{V_p} \right)$$

13.3 Нерівномірність випадіння опадів по території

На великій території $F \geq 300$ га опади випадають нерівномірно, що враховується коефіцієнтом нерівномірності, який розраховують за формулою

$$K = \frac{1}{1 + 0.001 * F^{2/3}}$$

або беруть із таблиці СНиП.

$$Q = q * F * K$$

13.4 Коефіцієнт стоку

Дощ, що випадає на землю, частково випаровується, частково всмоктується у землю, заповнює нерівності. Унаслідок цього у дощову мережу попадає не весь дощ, що випав, а тільки частина його. Утрати води враховуються коефіцієнтом стоку: $\Psi = \frac{q_c}{q_e}$ - відношення кількості дощу, що прийшов у мережу, до кількості дощу, що випав.

За дослідженнями Белова

$$\Psi = Z_{cp} * q^{0.2} * t^{0.1} = Z_{cp} * \frac{A^{0.2}}{t^{0.2n-0.1}}$$

де Z_{cp} – середній коефіцієнт, що характеризує водонепроникність покриттів. Його знаходять як середню зважену величину за даними Сніп 2.04.03 – 85. Якщо площа водонепроникних покриттів складає більше 30%, то Ψ не залежить від q та t . Його приймають за СНиПом постійним.

Таким чином

$$Q = q * F * \Psi = \frac{A}{t^n} * Z_{cp} * q^{0.2} * t^{0.1} * F = Z_{cp} * \frac{A}{t^n} * \frac{A^{0.2}}{t^{0.2}} * t^{0.1} * F = Z_{cp} * \frac{A^{1.2}}{t^{1.2n-0.1}} * F ;$$

13.5 Вільна ємність мережі

Модель Курганова

Розглянемо схему роботи каналізаційної мережі під час випадіння дощу.

Для кожної розрахункової ділянки тривалість дощу збільшується $T_1 < T_2 < T_3$, відповідно зменшується інтенсивність :

$$q_i = \frac{A}{T_i}, \quad q_1 > q_2 > q_3.$$

У той момент, коли на розрахунковій ділянці максимальна витрата, на попередній витрата зменшується.

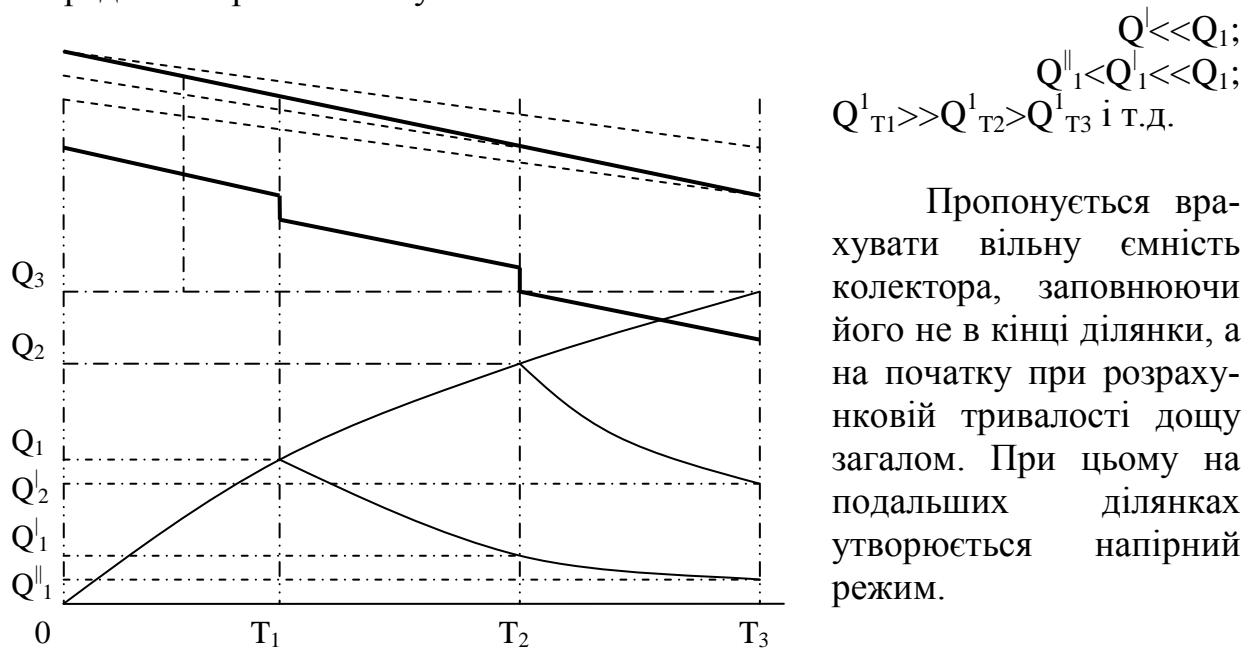


Рис. 13.3- До визначення вільної ємності мережі

Як же визначити вільну ємність мережі? Для цього треба побудувати гідрограф стоку (рис. 13.4).

Позначимо $|||$ - об'єм води W_{zag} , що може прийняти мережа за час T (діаметр труби приймається за максимальною витратою).

$==$ - об'єм води W_ϕ , що фактично прийняла труба за час T .

$$\beta = \frac{W_\phi}{W_{zag}} - \text{коефіцієнт вільної ємності мережі.}$$

Тобто, щоб визначити β , треба знати фактичний гідрограф дощу (а не його приблизну модель).

Курганов розглядає 5 різних типів дощів за залежністю інтенсивності від тривалості.

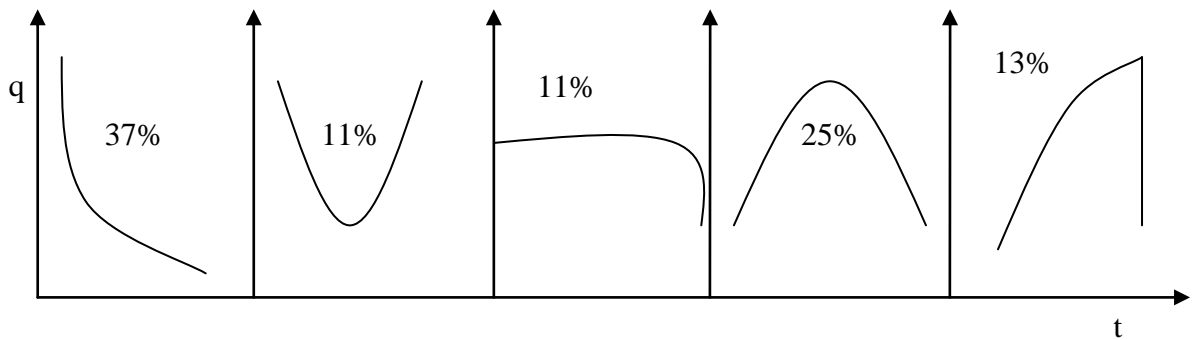


Рис.13.5- Моделі дощів за Кургановим

Побудувавши усереднену модель дощу і відповідний гідрограф, Курганов вивів формулу:

для місцевостей з $i < 0,01$ $\beta = 1.04 - 0.707n$

для місцевості з $0,01 < i \leq 0,03$ $\beta = 1.02 - 0.35n$

для місцевості з $i \geq 0,03$ $\beta = 1$

Д.т.н. Алексєєв запропонував дещо іншу модель, що враховує крім параметра „ n ”, ще й кількість ділянок мережі.

$$\beta = \frac{3 * 2 - n * m^{2-n}}{2m^{2-n} + 4 * 2 - n \sum_{i=1}^m i^{2-n}}$$

m – кількість ділянок; i – порядковий номер ділянки.

При $m > 20$ $\beta = 1 - 0,5 * n$.

СНиП рекомендує приймати $\beta = f(n)$ за таблицею, що розрахована за Кургановим, але врахувавши ухил та кількість ділянок (за рекомендаціями Алексєєва).

Остаточно формула для визначення витрати дощового стоку набуває вигляду

$$Q = \Psi * q * F * K * \beta = \frac{Z_{cp} * A^{1.2} * F * \beta * K}{t^{1.2n-0.1}}$$

Це розрахункова витрата води із врахуванням коефіцієнта стоку та вільної ємності мережі.

Об'єм стоку за період T :

$$W = 10 * H * \phi' * F$$

W – об'єм стоку за період T ; H – шар опадів, мм, за той самий період T ; ϕ' - коефіцієнт стоку: добовий - $\phi' = (0,7...0,8)\phi$; річний - $\phi' = (0,...0,4)\phi$.

13.6 Напірний режим роботи дощової мережі

При випадінні дощів з інтенсивністю більшою, ніж розрахункова (а частота повторювання таких ситуацій буде залежати від прийнятого періоду одноразового переповнювання мережі P) дощова мережа перейде в напірний режим роботи. Гідравлічний ухил I буде створюватись внаслідок появи води

в колодязях, і буде зростати, поки вода не почне вилитися на поверхню землі.

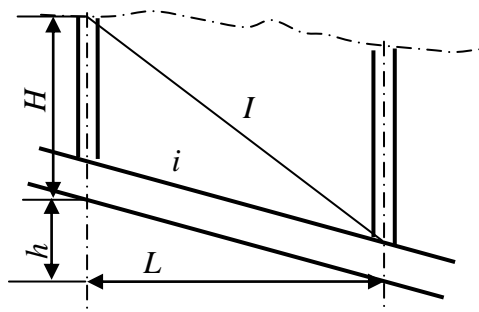


Рис.13.7- Напірний режим роботи дощової мережі

Пропускную спроможність трубопроводу можна визначити за формулою

$$Q_C = \omega \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

В напірному режимі формула буде мати вигляд

$$Q_H = \omega \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

$$\text{Але } i = h/L, \quad I = H + h/L$$

Звідки співвідношення між витратами в напірному і самопливному режимах

$$\frac{Q_H}{Q_C} = \frac{\omega \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I}}{\omega \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot i}} = \sqrt{\frac{I}{i}} = \sqrt{\frac{H + h/L}{h/L}} = \sqrt{\frac{H}{h} + 1}$$

Аналізуючи отриману формулу, видно, що пропускна спроможність в напірному режимі у зрівнянні з самопливним тим більша, чим менше падіння труби $h = i \cdot L$, тобто чим менший ухил труби та довжина ділянки.

Заглиблення колодязів H величина відносно постійна, 2...3 м. Якщо ухил великий, а ділянка довга, то $H \ll h$, і величина під коренем наближується до одиниці, тобто на таких ділянках пропускна спроможність труби однакова що в самопливному, що в напірному режимах.

13.7 Стік талих та поливальних вод

Стік талих вод зазвичай значно менший за стік дощових вод. Однак при розрахунках дощової каналізації на дощі малої інтенсивності, що часто повторюються, ($P=0,25 \dots 0,33$) слід перевірити мережу на пропускання талих вод.

Витрату талих вод визначають за шаром стоку за період сніготанення (≈ 10 годин).

$$Q = \frac{5.5}{10+T} * h_c * K * F, \text{ л/с}$$

де T – тривалість досягання води до дощоприймачника, год.; h_c – шар опадів, мм, за 10 годин; K – коефіцієнт, що враховує часткове вивезення снігу та складання у купи (0,4...0,7).

Поливальні води.

Витрата води на поливку $q = 1,2 \dots 1,5 \text{ л/с} \cdot \text{м}^2$;

Норма витрати $q = 9 \text{ м}^3/\text{доба} \cdot \text{га}$.

Річний стік:

$$W = 9 * F * b * a$$

де b – кількість поливальних днів (≈ 150); a – доля дорожніх покриттів ($\approx 20\%$).

Крім дощових, талих та поливальних, у дощову каналізацію дозволяється скидати дренажні води, води від охолодження апаратів, від мийки

автотранспорту після грязевідстійників та бензомасловловлювачів, очищені стічні води з $t < 40^{\circ}\text{C}$.

Дощова каналізація великих підприємств мусить мати локальні очисні споруди.

ТЕМА 14

Особливості проектування напівроздільної та загальносплавної системи водовідведення

- 1.. Проектування напівроздільної системи водовідведення
2. Поняття граничного дощу та коефіцієнт розподілу
3. Розрахунок напівроздільної системи
4. Проектування і розрахунок загально сплавної системи .

14.1 Проектування напівроздільної системи.

При проектуванні напівроздільної системи передбачають 2 мережі: побутову, призначену для відведення побутових та виробничих стічних вод; та дощову: для відведення поверхневих стоків. Крім того, будується головний загально сплавний колектор , яким усі побутові, виробничі та найбільш забруднена частина поверхневих стоків відводиться на очисні споруди.

Дощова мережа до головного колектора приєднується через розподільчі камери. Камера побудована так, щоб дощі малої інтенсивності цілковито поступали у головний колектор, а при зливах – тільки частина стоку , найбільш забруднена. Відносно чистий стік скидається у водойму.

Обидві мережі та головний колектор проектується на самотісний режим.

Трасування.

Найкраща схема для напівроздільної системи – пересічена з головним колектором уздовж берега водойми.

Дощова мережа приєднується до головного колектора тільки через розподільчі камери.

Кількість басейнів водозбору дощової мережі і відповідно кількість розподільчих камер визначають техніко-економічним розрахунком.

Якщо головний колектор розташований далеко від водойми, слід зменшити кількість басейнів і камер.

При реконструкції повної роздільної системи у напівроздільну слід:

1. Улаштувати розподільчі камери на випусках дощових колекторів.
2. Збільшити пропускну спроможність колектора побутових стічних вод.
3. Пристосувати очисні споруди для очищення дощових стоків.
4. Збільшити пропускну спроможність насосної станції на очисних спорудах.

Збільшення перепускної спроможності можна досягти:

- а) додатковим розвантажувальним колектором для дощових стоків;

б) або додатковим колектором для пропуску сукупно дощових та побутових стоків.

14.2 Поняття граничного дощу.

Головний колектор розраховується на пропускання сукупної витрати побутових стічних вод та частки дощового стоку, так званого граничного дощу.

Граничний дощ – це дощ такої інтенсивності, який цілком надходить у головний колектор без скидання дощового стоку у водойму.

Значення граничної інтенсивності отримано в результаті тривалих спостережень зміни концентрації забруднень дощових стоків при дощах різної інтенсивності. Установлено, що найбільш забруднені дощі, що повторюються 10...20 разів на рік, малої інтенсивності ($q_0 = 7...12$ л / с* га).

Дощ такої інтенсивності створює сприятливі умови для змивання забруднень із поверхнею дахів, проїздів, тротуарів, при чому концентрація забруднень мало змінюється протягом його випадання. Тому такі дощі доцільно не скидати у водойму, а повністю відправляти на очищення.

При дощах більшої інтенсивності дощовий стік сильно забруднений тільки на початку дощу.

Поняття граничного дощу потрібно для того, щоб визначити, яку частину стоку відправити на очисні споруди, а яку – скинути у водойму.

Визначення граничного дощу можна здійснити двома способами: перерахунком мережі або за допомогою коефіцієнта розподілу.

1. Перерахунок дощової мережі.

За відомим діаметром d , ухилом i (що отримані при розрахунках дощової мережі) перерахувати по ділянках.

$$Q_{zp} = q_{zp} * \Psi * F * \beta; \quad \beta = 1$$

$$q_{zp} = \frac{A_{zp}}{T_{zp}^n}; \quad A_{zp} = q_{zp}^{20} * 20^n * \left(1 + \frac{\lg P_{zp}}{\lg m}\right)^{\gamma}$$

Цей метод найточніший, але дуже трудомісткий: одну і ту ж мережу потрібно розраховувати двічі.

2. Розрахунок із допомогою коефіцієнта розподілу.

$$Q_{zp} = K_{div} * Q;$$

$$\text{Звідки} \quad K_{div} = \frac{Q_{zp}}{Q} = \frac{A_{zp}^{1,2} \cdot t^{1,2n-0,1}}{A^{1,2} \cdot A_{zp}^{1,2} \cdot t^{1,2n-0,1}}$$

Помноживши чисельник і знаменник на $\frac{t^{1,2n_{zp}-0,1}}{t^{1,2n_{zp}-0,1}}$, проведемо перегрупування

$$K_{div} = Q_{zp} / A^{1,2} \cdot t^{1,2 \cdot n_{zp} - 0,1}$$

Позначимо через $K_0 = Q_{zp} / A^{1,2} \cdot t^{1,2 \cdot n_{zp} - 0,1}$ та $\alpha = t / t_{zp}^{1,2 \cdot n_{zp} - 0,1}$

Отримаємо

$$K_{div} = K_0 \cdot \alpha$$

Визначення K_0 не викликає труднощів, бо всі дані відомі:

$$A = q_{20}^{zp} 20^n \left(1 + \frac{\lg P_{zp}}{\lg m} \right)^{\gamma}$$

Як визначити α , не знаючи тривалості граничного дощу?

Відомо, що розрахункова тривалість дощу обернено пропорційна швидкості течії води по трубах. Тому можна записати:

$$\alpha = \left(\frac{t}{t_{zp}} \right)^{1,2 \cdot n_{zp} - 0,1} = \left(\frac{v_{zp}}{v} \right)^{1,2 \cdot n_{zp} - 0,1}$$

Задачу вирішують методом послідовних наближень.

1. Приймають $\alpha=1$, тоді

$$K_{div} = K_0 = Q_{zp} / Q$$

2. Використовуючи залежність витрати та швидкості від наповнювання (рис. 14.1), знаходять відносне наповнювання та відносну швидкість v_{zp}/v

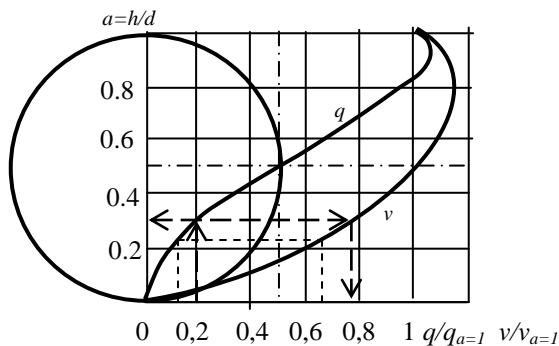


Рис.14.1 – Залежність швидкості та витрати від наповнення

3. Розрахувати уточнене значення α та $K_{div} = K_0 \cdot \alpha$.

Розрахунок продовжують, доки різниця між попереднім і останнім розрахунком не перевищує 10%.

Наприклад, у першому наближенні $K_{div} = K_0 = Q_{zp} / Q = 0,2$. Підводимо перпендикуляр до перетинання з лінією витрат. З точки перетинання проводимо горизонталь і визначаємо наповнення і відносну швидкість, яка дорівнює

0,78. Розраховуємо $\alpha = 0,78^{1,2 \cdot n - 0,1} = 0,84$ (якщо $n=0,65$).

У другому наближенні $K_{div} = 0,2 \cdot 0,84 = 0,168$. Для такої витрати наповнення становить 0,21 і відносна швидкість 0,65. Наступне значення $\alpha = 0,74$, $K_{div} = 0,2 \cdot 0,74 = 0,148$ і т.д.

СниП рекомендує дещо спрощену процедуру, але менш точну. Спочатку розраховують допоміжну величину

$$K_u = \left(\frac{\lg P_{zp}}{\lg P} \right)^{\gamma}$$

за якою по таблиці знаходять K_{div} для дощів тривалістю 20 хвилин і різних значень „n”. Якщо $t \neq 20$ хвилин та $n - n_{гр} \neq 0$, вводиться поправочний коефіцієнт.

При визначенні витрати граничного дощу коефіцієнт вільної ємності мережі β не враховується.

14.3 Розрахунок напівроздільної системи

Розрахунок басейнових колекторів побутової та дощової мереж. Аналогічно розрахункам повної роздільної системи.

Розрахунок головного загальносплавного колектора.

Проводиться на сумарну витрату господарсько-фекальних вод та витрату від граничного дощу. Остання враховується як зосереджена, що проходить транзитом.

При проведенні гідравлічного розрахунку головний колектор проектується на повне наповнення під час дощу, і перевіряють на самоочищення в суху погоду.

14.4-Проектування і розрахунок загально сплавної системи водовідведення

Загальносплавна система водовідведення має одну мережу для збирання і транспортування на очисні споруди всіх категорій стічних вод. Дощі малої інтенсивності повністю збираються мережею. При зливах мережа переповнюється і у водойму скидається через розподільчі камери суміш побутових і дощових вод.

Принципи трасування подібні до трасування напівроздільної системи через наявність зливоспусків, які слід наблизити до водойми – приймальника стічних вод, тобто застосовується переважно пересічена схема з головним колектором вздовж берега річки.

Кількість розподільчих камер (зливоспусків) слід визначати техніко економічними розрахунками: при збільшенні їх кількості збільшується їх загальна вартість, але зменшуються діаметри трубопроводів, і навпаки.

Розрахунок загально сплавної системи базується, як і напівроздільної, на понятті граничного дощу, визначення витрати від якого розглянуто вище.

Розрахункові витрати басейнових колекторів до зливоспуску складаються із витрат побутових і виробничих стічних вод, взятих з коефіцієнтом нерівномірності $K_{заг}=1$ та повну витрату дощових стоків (з урахуванням коефіцієнту вільної ємності мережі β).

$$Q = Q_{поб} + Q_{вир} + Q_{дощ}$$

Кількість води, що йде транзитом через зливоспуск у головний колектор дорівнює витраті від граничного дощу

$$Q_{гр} = K_{div} Q_{дощ}$$

при цьому $Q_{дощ}$ визначають при $\beta=1$.

Загальна кількість води, що тече головним колектором, становить

$$Q_{гол} = Q_{поб} + Q_{вир} + \sum Q_{гр}$$

При гідравлічному розрахунку приймають повне наповнювання під час дощу.

Після головного розрахунку проводять перевірочний на роботу в суху погоду. Вибрані діаметри труб та їх ухили повинні забезпечувати швидкість не меншу за самоочищувальну.

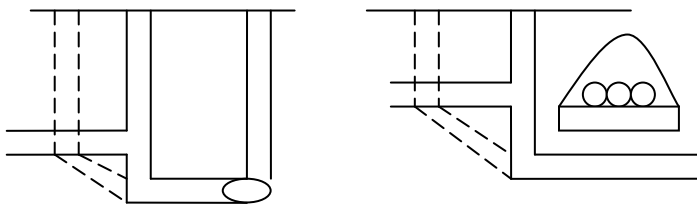
ПЕРЕПАДНІ КОЛОДЯЗИ

1. Призначення, класифікація
2. Перепади практичного профілю
3. Шахтні перепади малої та великої висоти (трубчастий, ступінчастий)
4. Перепади з гасінням енергії при зіткненні потоків

1. Призначення, класифікація

Перепадні колодязі призначені для поєднання самопливних трубопроводів, що укладені на різній глибині. Необхідність застосування перепадних колодязів виникає у таких випадках:

- а) при приєднанні бічних приток до колекторів;
- б) при перехреснуванні трубопроводів з інженерними спорудами або природними перешкодами;
- в) при влаштуванні затоплених випусків;
- г) при великих ухилах землі для виключення надто великих швидкостей.



Улаштування перепадних колодязів дозволяє значно зменшити заглиблення труб та відповідно суттєво зменшити вартість мережі (штрихова лінія показує варіант поєднання без перепадів).

Класифікація.

1.1. За висотою перепаду відрізняють перепади:

- малої висоти (до 6м)
- великої висоти (більше 6м)

1.2. За конструкцією перепади можуть бути поділені на три типи:

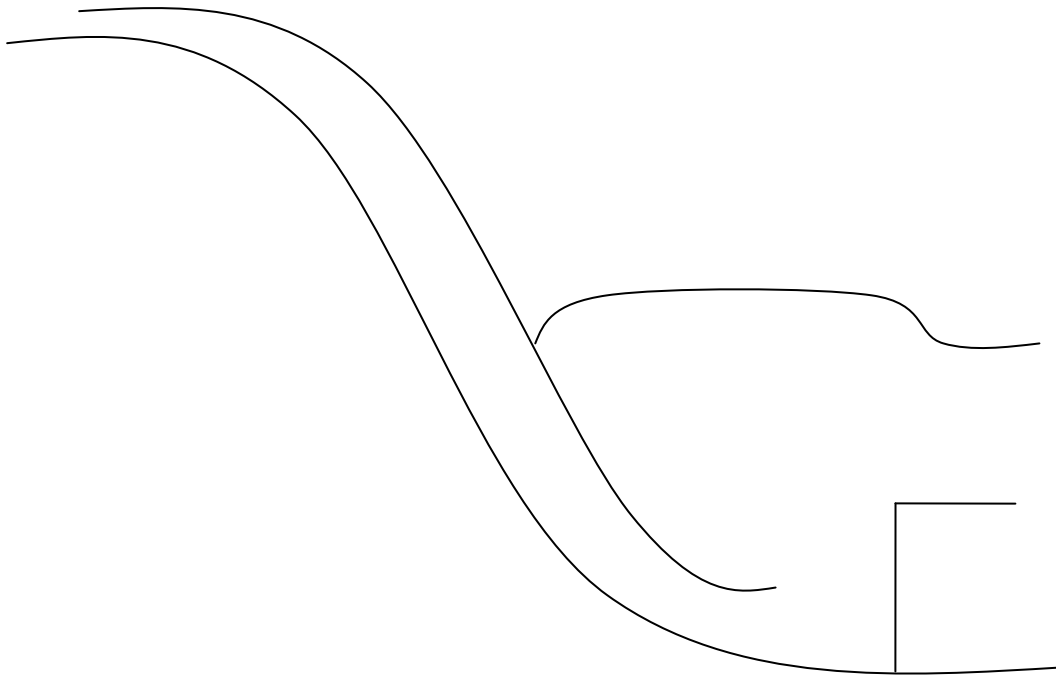
- практичного профілю;
- шахтного типу;
- перепади з гасінням енергії за рахунок зіткнення потоків або зіткнення потоку зі стінкою.

Розрахунки всіх перепадів базуються на рівняннях нерівномірності потоку.

2. Перепади практичного профілю

Ці конструкції застосовують при висоті перепаду до 3 м та діаметрі трубопроводу 600 мм та більше.

Головним завданням розрахунків є визначення розмірів колодязя та побудова поверхні водозливу.



Розглянемо розрахункову схему перепаду практичного профілю. Для розрахунку перепаду необхідно знати повну енергію потоку:

$$T_0 = H + P + \frac{V^2}{2g} + d_k; \quad (1) \quad H + \frac{V^2}{2g} = H_0$$

P – висота перепаду.

H – рівень води у трубі.

d_k – глибина водобійного приямку.

З рівняння питомої витрати методом поступових наближень визначають h_c – глибину стислого перетину потоку.

$$q_0 = \varphi * h * \sqrt{2g * T_0 - h_c}; \quad (2)$$

В теорії гідравлічного стрибка глибину потоку до стрибка називають першою сполученою глибиною h_1 , а після стрибка – другою сполученою h_2 .

Перша сполучена глибина мало відрізняється від глибини стислого перетину:

$$h_1 \approx h_c.$$

Перша і друга сполучені величини пов'язані між собою та критичною глибиною потоку:

$$1,16 \frac{h_{кр}}{h_2} = \frac{h_1}{h_{кр}} + 0,16; \quad (3)$$

Ця формула справедлива для труб круглого, прямокутного, еліптичного перетину.

Критична глибина:

$$h_{kp} = 1.023 * \left(\sqrt{\frac{\alpha}{g}} * \frac{Q}{D^{\frac{5}{2}}} \right)^{0.511} * D; \quad (4)$$

де D – діаметр труби; α – коректив швидкості.

Для прямокутного у плані колодязя ці формули дещо спрощуються:

$$h_{kp} = \sqrt{\frac{\alpha * q_0}{g}};$$

$$h_2 = 0.5h_1 * \left(\sqrt{1 + 8 * \left(\frac{h_{kp}}{h_1} \right)^3} - 1 \right);$$

Для отримання затопленого стрибка розраховують глибину приямку d_k , виходячи з умови:

$$h_2 < t + d_k + \Delta Z;$$

де t – глибина води після перепаду

$$\Delta Z = \frac{V^2 * p}{\varphi^2 * 2g} - \frac{V_k^2}{2g}$$

Довжину колодязя та водоворотної камери приймають у залежності від довжини стрибка:

$$L_k = 2l_{cmp}$$

$$l_{b,k} \approx 0.6...0.7l_{cmp}.$$

Довжину гідравлічного стрибка визначають за формулою:

$$l_{cmp} = 10.3 * h_1 * \left(\sqrt{\left(\frac{h_{kp}}{h_1} \right)^3} - 1 \right)^{0.81};$$

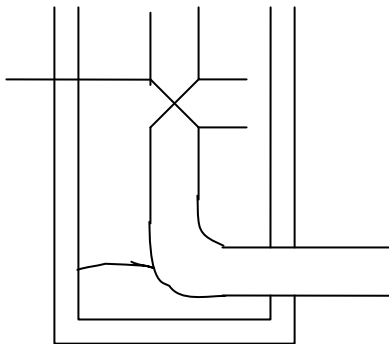
або приблизно $l = 6(h_2 - h_1)$.

Профіль поверхні розраховують:

$$\chi = l_{cmp} * \sqrt{\frac{y}{P}}.$$

Трубчасті перепади малої висоти

Це камера, за формою аналогічна оглядовому колодязю, до якої або в яку прибудована або вбудована гладка шахта-стояк круглого або прямокутного перетину.



Такі перепади влаштовують на трубах діаметром до 500 мм включно. Якщо діаметр труби до 300 мм, для гасіння енергії використовують плавний поворот.

Для труб більших діаметрів в основу стояка рекомендують встановлювати водобійний приямок із сталеву водобійною плитою.

Висота перепаду залежить від діаметра:

$$\begin{array}{ccc} D = 200 & \leq 350 & < 500 \\ H < 6 & < 4 & < 2 \end{array}$$

Діаметр стояка для попередження забивання має бути не меншим, ніж діаметр труби, а краще на 1 розмір більше.

Трубчасті перепади малої висоти не розраховують, приймають за типовими проектами.

Шахтні перепади великої висоти

Перепад складається з таких елементів:

- приймальна воронка;
- стояк (шахта);
- водобійний колодязь (прямок).

Вода може рухатись по стояку у безнапірному або напірному режимі. В останньому разі можуть виникати вібрації, що призводить до передчасного руйнування споруди. Тому розрахунки перепадів ведуть на безнапірний режим.

Для визначення діаметра стояка Шутов запропонував емпіричну формулу:

$$d_{cm} = 0.55 * q^{0.375}$$

Ця формула не враховує форму зливної воронки. Формула Крупнова ліквідує цей недолік:

$$d = 0.54 * \sqrt{\frac{q}{\sqrt{H_0 + r_3}}};$$

$$H_0 = H + \frac{V^2}{2g}.$$

Ширину колодязя приймають конструктивно $B \approx 1,5d_{ст}$

$$l_1 = 1 \dots 1.5d_{cm}; \quad d_k = 1.5h_2 - \Delta Z$$

$$l_k = l_1 + 0.5l_{cm} + 2.3 * h_2 - h_1$$

Багатоступінчастий шахтний перепад

Має у складі шахту, що перегороджена виступами, що чергуються по висоті. Відстань між виступами:

$$Z = 0,5d - \text{якщо шахта кругла}$$

$$Z = 0,5B - \text{якщо шахта прямокутна.}$$

Площа повного виступу дорівнює половині площі перетину шахти.

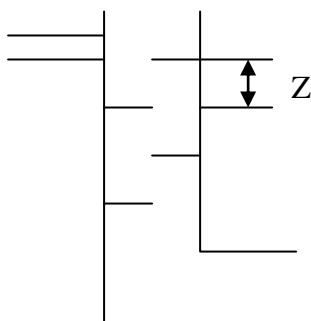
Головна розрахункова формула:

$$q = \omega * \mu * \sqrt{2gZ_1};$$

$$\text{де } \omega - \text{площа отвору. } \omega = \frac{B}{2} * L; Z_1 - \text{тиск води}$$

над отвором.

При роботі перепаду можуть спостерігатися три режими:



- а) безнапірний режим;
- б) початковий напірний режим ($Z_1 \leq a = B/2$);
- в) напірний режим ($Z_1 > a$).

У безнапірному режимі тиск під виступами дорівнює атмосферному, у початковому напірному режимі – менший, а у напірному – більший за атмосферний. Такі перепади тиску призводять до гідравлічного удару та руйнування шахти.

Відомо, що для поліпшення роботи каналізаційних стояків вони обладнуються вентиляцією. Аналогічно, подання під виступи атмосферного повітря значно покращило роботу стояків незалежно від кількості води, що проходить по ним.

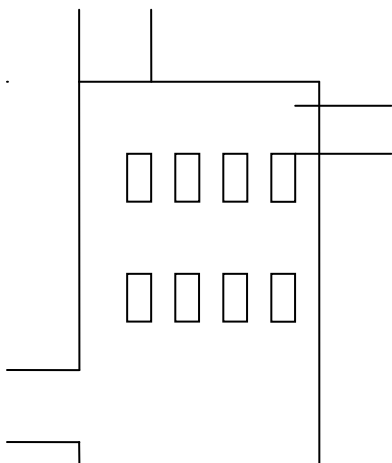
Інші варіанти ступінчастих перепадів.

$$Z = 1.09 * q^{\frac{2}{3}}$$

$$a = \frac{q^{\frac{2}{3}}}{3.7} \quad ; \text{Рекомендують із двох секцій, обидві робочі. Під час ремонту працює одна у напірному режимі.}$$

Перепади з водобійними плитами.

Камера круглого або прямокутного перетину, по висоті якої розміщують один або два ряди водобійних плит, що утворюють горизонтальну решітку.



При падінні потоку води та зіткненні його з решіткою інтенсивно гаситься енергія. При висоті перепаду 1...3м влаштовують 1 ряд плит, а при висоті до 4м – 2 ряди решіток. Такі перепади приймають для труб 500...1600мм з перепадом від 0,4 до 4м.

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Айрапетян Т. С. Міські інженерні мережі : конспект лекцій. Харків : ХНАМГ, 2008. 54 с. URL:
https://eprints.kname.edu.ua/6209/1/%D0%BA%D0%BE%D0%BD%D1%81%D0%BF%D0%B5%D0%BA%D1%82_%D1%83%D0%BA%D1%80_%D0%9C%D0%86%D0%9C.pdf.
2. Беляєва В. М., Яковенко. М. М. Труби та арматура : конспект лекцій з дисципліни. Харків : ХНАМГ, 2009. 89 с. URL:
https://eprints.kname.edu.ua/10941/1/%D0%9B%D0%B5%D0%BA%D1%86%D0%B8%D0%B8_%D0%A2%D1%80%D1%83%D0%B1%D1%8B1.pdf.
3. Благодарна Г. І., Гуцал І. О. Водопостачання та водовідведення : конспект лекцій. Харків : ХНАМГ, 2009. 110 с. URL:
https://eprints.kname.edu.ua/16158/1/2009_%D0%9A%D0%BE%D0%BD%D1%81%D0%BF%D0%B5%D0%BA%D1%82_%D0%BB%D0%B5%D0%BA%D1%86%D0%B8%D0%B9_%D0%92%D0%92%2C_%D0%9F%D0%93%D0%A1_3_%D0%BF%D0%B5%D1%87.%D0%B2%D0%B0%D1%80.2009.pdf.
4. Водний кодекс України : постанова Кабінету міністрів України. URL:
<https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/213/95-%D0%B2%D1%80#Tex>.
5. ДБН В.2.5 – 74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013. 172 с. (Інформація та документація). URL: www.minregion.gov.ua/.../DBN_V.2.5-74_2013 (дата звернення: 15.04. 2021).
6. ДБН В.2.5-67:2013 Опалення, вентиляція та кондиціонування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ : Міністерство регіонального розвитку будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. 172 с. (Інформація та документація). URL:
<https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/1-1-0-1018>.
7. ДБН В.2.5 – 75:2013. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013. 113 с. (Інформація та документація). URL:
<https://armis.com.ua/docs/dbn/102.1.-DBN-V.2.5-75-2013-Kanalizatsiya-Zovnishni-merezhi.pdf>. (дата звернення: 15.04. 2021).
8. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво. [Чинний від 2013-03-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013. 172 с. (Інформація та документація). URL: <https://www.minregion.gov.ua/wp-content/uploads/2017/12/99.1.-DBN-V.2.5-642012.-Vnutrishniy-vodoprovod-ta-kanali.pdf>. (дата звернення 20.05.2021).

9. ДБН В.2.5-20:2018. Газопостачання. Основні положення проектування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013. 128 с. (Інформація та документація). URL: https://dreamdim.ua/wp-content/uploads/2019/04/DBN-V2520-18_Gas.pdf. (дата звернення 10.05.2021).
10. Деркач І. Л. Міські інженерні мережі : навч. посіб. Харків : ХНАМГ, 2006. 97 с.
URL:
https://moodle.znu.edu.ua/pluginfile.php?file=/542570/mod_resource/content/1/%d0%9f%d0%be%d1%81%d1%96%d0%b1%d0%bd%d0%b8%d0%ba%20%d0%90%d0%b9%d1%80%d0%b0%d0%bf%d0%b5%d1%82%d1%8f%d0%bd%20%d0%a5%d0%b0%d1%80%d0%ba%d1%96%d0%b2.pdf.
11. Деркач І. Л., Клімов А. О., Ковальов Д. О. Експлуатація інженерних мереж: конспект лекцій. Харків : ХНАМГ, 2013. 180 с.
URL:
https://eprints.kname.edu.ua/28904/1/2011%D0%9B%20%D0%9A%D0%BB%D0%B8%D0%BC%D0%BE%D0%B2%20%D0%A1%D0%91%D0%9E%D0%A0%D0%9A%D0%90_%D0%A4%D0%98%D0%9D%D0%90%D0%9B%D0%AC%D0%9D%D0%90%D0%AF_%D0%BD%D1%83%D0%BC%D0%B5%D1%80%D0%B0%D1%86%D0%B8%D1%8F.pdf.
12. Добровольська О. Г. Визначення впливу структури мережі на розподіл вузлових напорів. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Луцьк, 2019. Вип. 12. С. 51–58.
DOI: [https://doi.org/doi 10.36910/6775-2410-6208-2019-2\(12\)-07](https://doi.org/doi%2010.36910/6775-2410-6208-2019-2(12)-07).
URL: <http://eforum.lntu.edu.ua/index.php/construction/issue/view/21/21>.
13. Добровольська О. Г. Оцінка потенціалу енергозбереження при виборі умов живлення мережі. Підводні технології. Київ, 2018. Вип. 08. С. 65–67.
URL:
file:///C:/Users/%D0%90%D0%BD%D0%B4%D1%80%D0%B5%D0%B9/Desktop/pidteh_2018_8_16.pdf.
14. Dobrovolska O. Development of procedure to control flow distribution in water supply network in real time. Eastern-European Journal of Enterprise Technologies. Kharkiv, 2018. Vol. 6/8(96). С. 17–24.
DOI: 10.15587 / 1729-4061.2018.147656.
URL:
https://www.researchgate.net/publication/330772816_Development_of_procedure_to_control_flow_distribution_in_water_supply_networks_in_real_time.

15. Добровольська О. Г, Сокольник В. І. Про оперативність ліквідації витоків на водопровідних мережах. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Луцьк, 2018. № 10. С. 50–57.
URL: <http://eforum.lntu.edu.ua/index.php/construction/issue/view/11/10>.
16. ДСанПіН 2.2.4-171-10. Державні санітарні норми та правила. Гігієнічні вимоги до води питної, призначеної для споживання людиною. [Чинний від 2010-05-12]. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2010. 35 с. (Інформація та документація).
URL: https://dbn.co.ua/load/normativy/sanpin/dsanpin_2_2_4_171_10/25-1-0-1180. (дата звернення 25.05.2021).
17. ДСТУ Н.Б.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011-11-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2011. 123 с. (Інформація та документація). URL: <https://geodez.com.ua/pdf/dstu-n-b-v.1.1-27-2010.pdf/>. (дата звернення 20.05.2021).
18. ДСТУ 7525:2014. Національний стандарт України. Вода питна. Вимоги та контролювання якості. [Чинний від 2015-02-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2014. 26 с. (Інформація та документація). URL: http://iccwc.org.ua/docs/dstu_7525_2014.pdf. (дата звернення: 21.04. 2021).
19. ДСТУ 3008 – 2015. Звіти у сфері науки і техніки. Структура та правила оформлення. [На заміну ДСТУ 3008-95; чинний від 2017-07-01]. Вид. офіц. Київ : Технічний комітет стандартизації «Інформація та документація», 2015. 31 с. (Інформація та документація).
20. ДСТУ 8302- 2015. Бібліографічне посилання. Загальні положення та правила складання. [Чинний від 2016-07-01]. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. 37 с. (Інформація та документація).
21. Душкін С. С., Коваленко О. М., Благодарна Г. І. Експлуатація і ремонт водопровідно-каналізаційних систем : конспект лекцій. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. 165 с.
URL:
<https://eprints.kname.edu.ua/40512/1/2013%20%D0%BF%D0%B5%D1%87%20172%D0%9B%20%D0%94%D0%B5%D0%B3%D1%82%D1%8F%D1%80%20%D0%9C.%20%D0%BD%D0%B0%D0%B4%D1%96%D0%B9%D0%BD%D1%96%D1%81%D1%82%D1%8C.pdf>.
22. Душкін С. С., Дегтяр М. В. Надійність водопровідно-каналізаційних систем : конспект лекцій. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2015. 115 с.
URL:
https://eprints.kname.edu.ua/46724/1/2016%2067%D0%9B%20%D0%9A%D0%BE%D0%BD%D1%81%D0%BF%D0%B5%D0%BA%D1%82%20%D0%BB%D0%B5%D0%BA%D1%86%D1%96%D0%B9_%D0%BD%D0%B0%20%D0%B4%D1%80%D1%83%D0%BA_12.10.2017.pdf/.

23. Кирик В.В. І. І. Електричні мережі та системи. Режим роботи розімкнених систем : навч. посіб. Київ : НТТУ «КПІ», 2014. 130 с.
URL: <https://moodle.znu.edu.ua/course/view.php?id=10504>
24. Корінько І. В., Зеленський Б. К., Пан М. П. Реалізація інноваційного проекту реформування підприємства водовідведення : конспект лекцій. Харків : ХНАМГ 2009. 124 с.
URL:
<https://eprints.kname.edu.ua/14955/1/%D0%A0%D0%95%D0%A4%D0%9E%D0%A0%D0%9C%D0%A3%D0%92%D0%90%D0%9D%D0%9D%D0%AF-%D0%BF%D0%B5%D1%87.pdf>.
25. Лушкін В. А., Абраменко І. Г., Барбашов І. В. Загальна характеристика та розрахунок режимів розподільних мереж : навч. посіб. Харків : ХНАМГ, 2013. 193 с
URL:
<https://eprints.kname.edu.ua/28603/1/2011%20%D0%BF%D0%B5%D1%87%207%D0%9D.pdf>.
26. Мілих В. І., Павленко Т. П. Електропостачання промислових підприємств : підручник. Харків : ФОП Панов А. М., 2016. 272 с
URL:
https://eprints.kname.edu.ua/44625/2/%D0%95%D0%9F%D0%9F_%D1%83%D0%BA%D1%80_14.11.16_%D0%BF%D1%80%D0%B0%D0%B2%D0%BA%D0%B0.pdf.
27. Орлов В. О., Шадура В. О., Філіпчук В. Л. Міські інженерні мережі : навч. посібник. Рівне : НУВПГ, 2011. 200 с.
URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/2174/1/719583%20zah.pdf>.
28. Pelivanoski P. Zoning of the water networks in the pump systems. Water management and hydraulic engineering : proceeding of the VII International symposium on water management and hydraulic engineering, Gdansk, 10-12 sep. 2001. Gdansk, 2001. P. 419 – 424.
29. Про затвердження Правил охорони поверхневих вод від забруднення зворотними водами : постанова Кабінету міністрів України. (Інформація та документація).URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/465-99-%D0%BF#Text>. (дата звернення 20.05.2021).
30. Ромашко, А. В., Гапонова Л. В. Аварийные ситуации систем теплогазоснабжения, вентиляции и их ликвидация : конспект лекций. Харків : ХНАГХ, 2013. 58 с.
URL:<https://eprints.kname.edu.ua/30251/1/2009%20%D0%BF%D0%B5%D1%87.%2055%D0%9B%20%D0%B0%D0%B2%D0%B0%D1%80.%20%20%D0%BB%D0%B8%D0%BA%D0%B2.%20%D1%81%D0%B8%D1%82.pdf>

31. Сідак В. С. Спецкурс з газопостачання : курс лекцій. Харків : ХНАМГ, 2010. 224 с.
URL: <https://eprints.kname.edu.ua/18126/1/%D0%9A%D0%9B-%D0%93%D0%90%D0%97%D0%9E%D0%9F%D0%9E%D0%A1%D0%A2-4%D0%9A-2009-63-%D0%9B-%D0%BF%D0%B5%D1%87.pdf>.
32. Слатова О. М. Міські інженерні мережі : конспект лекцій. Харків : ХНАМГ, 2012. 78 с.
URL: <https://eprints.kname.edu.ua/26502/1/%D0%9A%D0%9B-%20%D0%93%D0%98%D0%A1-2009-65-%D0%9B-%D0%BF%D0%B5%D1%87%20%D0%BD%D0%BE%D0%B2%2B.pdf>.
33. Сорокіна К. Б. Водопостачання та водовідведення : конспект лекцій. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2016. 80 с.
URL: https://eprints.kname.edu.ua/42467/1/2014%2040%D0%9B%20%D1%80%D0%B5%D0%BF%D0%BE%D0%B7%20%D0%92%D0%92%20_%D0%A0%D0%92%D0%92%D0%A0_.pdf.
34. Ткачук О. А. Системи подачі та розподілення населених пунктів : навч. посіб. Рівне : НУВПП, 2011. 273 с.
35. Ткачук О. А. Міські інженерні мережі : навч. посіб. Рівне : НУВПП, 2015. 412 с.
URL: [https://moodle.znu.edu.ua/pluginfile.php?file=/650448/mod_resource/content/1/%d0%9c%d0%86%d0%9c_%d0%a2%d0%ba%d0%b0%d1%87%d1%83%d0%ba_%d0%92%20%d0%b7%d0%b0%d1%85%20\(1\).pdf](https://moodle.znu.edu.ua/pluginfile.php?file=/650448/mod_resource/content/1/%d0%9c%d0%86%d0%9c_%d0%a2%d0%ba%d0%b0%d1%87%d1%83%d0%ba_%d0%92%20%d0%b7%d0%b0%d1%85%20(1).pdf).