



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

**НАСТАНОВА ЩОДО ІНЖЕНЕРНОГО ЗАХИСТУ
ТЕРИТОРІЙ, БУДІВЕЛЬ І СПОРУД
ВІД ПІДТОПЛЕННЯ ТА ЗАТОПЛЕННЯ**

ДСТУ-Н Б В.1.1-38:2016

Відповідає офіційному тексту

**З питань придбання офіційного видання звертайтеся до
національного органу стандартизації
(ДП «УкрНДНЦ» <http://uas.org.ua>)**

ПЕРЕДМОВА

1 РОЗРОБЛЕНО: Державне підприємство "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій" (ДП НДІБК), ТК 304 "Захист будівель і споруд", ПК 7 "Інженерний захист територій, будівель і споруд в складних інженерно-геологічних умовах"

РОЗРОБНИКИ: **В. Титаренко**, канд. техн. наук (науковий керівник); **В. Шумінський**, канд. техн. наук; **Ю. Калюх**, д-р. техн. наук; **Я. Домбровський**; **О. Шидловська**

ЗА УЧАСТЮ:

Національний університет водного господарства та природокористування (**М. Хлапук**, д-р. техн. наук; **О. Ткачук**, д-р. техн. наук; **О. Безусяк**, канд. техн. наук; **Л. Ясінська**, канд. техн. наук; **В. Корбутяк**, канд. техн. наук; **О. Шевчук**);

Інститут телекомунікацій і глобального інформаційного простору НАН України (**О. Трофимчук**, д-р техн. наук; **Г. Яковлєв**, д-р техн. наук);

Інститут гідромеханіки НАН України (**А. Білеуш**, д-р техн. наук);

ДП "Науково-дослідний інститут будівельного виробництва" (**О. Галінський**, канд. техн. наук; **О. Чернухін**, канд. техн. наук; **С. Марчук**);

Дніпропетровський національний гірничий університет (**В. Шаповал**, д-р техн. наук; **О. Шашенко**, д-р техн. наук);

Придніпровська державна академія будівництва та архітектури (**А. Шаповал**, канд. техн. наук);

ДП "Український державний головний науково-дослідний і виробничий інститут інженерно-технічних і екологічних вишукувань" (**Г. Стрижельчик**, канд. геол.-мінерал. наук; **І. Закопайло**; **О. Крамаренко**);

ПАТ "Укргідропроєкт" (**О. Вайнберг**, д-р техн. наук, **Ю. Ландау**, д-р техн. наук);

СП "Основа-Солсиф" (**Ю. Карпенко**; **С. Новофастовський**; **С. Дворник**);

Водбуд-Україна (**О. Кафтан**, канд. техн. наук);

Державна служба України з надзвичайних ситуацій (**В. Федюк**; **В. Фесенко**);

Київський національний університет будівництва і архітектури (**М. Корнієнко**, канд. техн. наук)

2 ПРИЙНЯТО

наказ Мінрегіону від 24.06.2016 р. № 184, чинний з 2017-04-01

3 УВЕДЕНО ВПЕРШЕ

Цей стандарт розроблений у розвиток ДБН В.1.1-25 відповідно до Закону України "Про будівельні норми" і є обов'язковим до застосування

**Право власності на цей національний стандарт належить державі.
Забороняється повністю чи частково видавати, відтворювати задля
розповсюдження і розповсюджувати як офіційне видання цей національний
стандарт або його частини на будь-яких носіях інформації без дозволу
ДП "УкрНДНЦ" чи уповноваженої ним особи**

ДП "УкрНДНЦ", 2017

ЗМІСТ

	С.
Вступ	IV
1 Сфера застосування	1
2 Нормативні посилання	1
3 Терміни та визначення понять	2
4 Позначки та скорочення	4
5 Загальні положення	7
6 Визначення класу наслідків (відповідальності) споруд інженерного захисту	9
7 Інженерний захист територій, будівель та споруд від підтоплення	10
7.1 Загальні положення	10
7.2 Особливості вишукувань при інженерному захисті територій, будівель та споруд від підтоплення	11
7.3 Запобіжні заходи	13
7.3.1 Регулювання поверхневого стоку	13
7.3.2 Безпосередній захист фундаментів заглиблених будівель та споруд від підтоплення	19
7.3.3 Підвищення планувальних відміток поверхні територій	25
7.3.4 Попередження втрат з водонесучих комунікацій	26
7.3.5 Протифільтраційні завіси та екрани	27
7.3.6 Дренажі, що використовуються в будівельний період	29
7.3.7 Однолінійні дренажні системи (перехоплюючі дренажі) для запобігання підтопленню територій, будівель та споруд	31
7.3.8 Дволінійні дренажні системи	33
7.3.9 Площадні (систематичні) дренажні системи	34
7.3.10 Кільцеві (контурні) дренажні системи	35
7.4 Захисні споруди	35
7.4.1 Загальна характеристика	35
7.4.2 Горизонтальний трубчастий дренаж	36
7.4.3 Пластовий дренаж	42
7.4.4 Розрахунки горизонтальних і пластових дренажів	43
7.4.5 Вертикальний дренаж	51
7.4.6 Комбінований дренаж	55
7.4.7 Променевий дренаж	56
7.4.8 Спеціальні види дренажів (вакуумний дренаж)	56
7.5 Моніторинг підземної гідросфери	57
7.5.1 Обстеження підтоплених територій	57
7.5.2 Спостереження за гідрогеологічним режимом підземних вод	57
8 Інженерний захист територій, будівель та споруд від затоплення	58
8.1 Загальні положення	58
8.2 Особливості вишукувань при інженерному захисті територій, будівель та споруд від затоплення	60
8.3 Захисні споруди та заходи щодо інженерного захисту територій, будівель та споруд від затоплення	61
8.4 Визначення зон можливого затоплення	62

8.5	Дамби обвалування	62
8.5.1	Загальні положення	62
8.5.2	Обвалування територій	63
8.5.3	Розрахункові випадки	64
8.5.4	Закладання укосів дамб	64
8.5.5	Ширина гребеня	65
8.5.6	Визначення відмітки гребеня дамби	65
8.5.7	Висота дамб	66
8.5.8	Вибір ґрунту для влаштування дамб	67
8.5.9	Визначення осадки	67
8.5.10	Розташування дамб у плані	67
8.5.11	Фільтраційні розрахунки	70
8.5.12	Розрахунки стійкості укосів	70
8.5.13	Кріплення укосів	70
8.6	Акумуляючі ємності	70
8.6.1	Загальні положення	70
8.6.2	Гідравлічний розрахунок водозабірної споруди акумулюючої ємності	71
8.7	Підвищення відміток поверхні територій для захисту від затоплення	72
8.8	Забезпечення пропускної здатності русел та заплав	72
8.8.1	Загальні положення	72
8.8.2	Розчищення русел і заплав та поглиблення русел	73
8.8.3	Спрямування річкових звивин	73
9	Спостереження за спорудами інженерного захисту (СІЗ)	74
10	Охорона навколишнього середовища	75
10.1	Основні природоохоронні вимоги	75
10.2	Оцінка впливів на навколишнє середовище (ОВНС)	76
10.3	Рекреаційні вимоги	77
Додаток А (довідковий)		
	Карта-схема підтоплення території України	78
Додаток Б (довідковий)		
	Характеристики підтоплених територій у межах інженерно-геологічних районів	79
Додаток В (обов'язковий)		
	Граничні глибини залягання ґрунтових вод на міських територіях	80
Додаток Г (довідковий)		
	Схеми мереж дощового водовідведення закритого типу	81
Додаток Д (довідковий)		
	Приклад гідравлічного розрахунку ділянки вуличної дощової мережі відкритого типу	83
Додаток Е (довідковий)		
	Приклад гідравлічного розрахунку ділянки вуличної дощової мережі закритого типу	86
Додаток Ж (довідковий)		
	Методика розрахунку інфільтраційних майданчиків з водопроникними покриттями	89

Додаток И (довідковий)	
Розрахунки за деформаціями основ дамб, які зводять на торф'яно-мулистих ґрунтах	94
Додаток К (довідковий)	
Проектування осі регуляційної траси	104
Додаток Л (довідковий)	
Фільтраційні розрахунки дамб	108
Додаток М (довідковий)	
Розрахунок стійкості укосів	111
Додаток Н (довідковий)	
Конструкції кріплень укосів дамб	119
Додаток П (довідковий)	
Приклади розрахунків акумулюючих ємностей	122
Додаток Р (довідковий)	
Оцінка пропускної здатності русла та заплави	126
Додаток С (довідковий)	
Розрахунок спрямлення річкових звивин	128
Додаток Т (довідковий)	
Приклад розрахунку дамб обвалування	129
Бібліографія	133

ВСТУП

Цей стандарт розроблений у розвиток положень ДБН В.1.1-25-2009 "Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення"

Цей стандарт розширює положення і вимоги щодо проектування систем інженерного захисту територій, будівель і споруд від підтоплення та затоплення.

НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

НАСТАНОВА ЩОДО ІНЖЕНЕРНОГО ЗАХИСТУ ТЕРИТОРІЙ, БУДІВЕЛЬ І СПОРУД ВІД ПІДТОПЛЕННЯ ТА ЗАТОПЛЕННЯ

РУКОВОДСТВО ПО ИНЖЕНЕРНОЙ ЗАЩИТЕ ТЕРРИТОРИЙ, ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ОТ ПОДТОПЛЕНИЯ И ЗАТОПЛЕНИЯ

GUIDELINES ENGINEERING PROTECTION OF THE TERRITORY, BUILDING AND STRUCTURE FROM WATER LOGGING AND FLOODING

Чинний від **2017-04-01**

1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ

1.1 Цей стандарт установлює вимоги щодо проектування споруд інженерного захисту територій, будівель і споруд від підтоплення та затоплення.

2 НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ

У цьому стандарті є посилання на такі нормативно-правові акти, нормативні акти та нормативні документи:

Закон України "Про будівельні норми"

ДБН 360-92** Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень

ДБН А.2.1-1-2008 Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Вишукування. Інженерні вишукування для будівництва

ДБН А.2.2-1-2003 Проектування. Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд

ДБН А.2.2-3-2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво

ДБН В.1.1-5-2000 Захист від небезпечних геологічних процесів. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. Частина I. Будинки і споруди на підроблюваних територіях. Частина II. Будинки і споруди на просідаючих ґрунтах

ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво у сейсмічних районах України

ДБН В.1.1-24-2009 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування

ДБН В.1.1-25-2009 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення

ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування

ДБН В.1.2-4-2006 Системи надійності та безпеки в будівництві. Інженерно-технічні заходи цивільного захисту (цивільної оборони)

ДБН В.1.2-5-2007 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів.

ДБН В.1.2-14:2009 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ

ДБН В.2.1-10-2009 Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування

ДБН В.2.4-3-2010 Гідротехнічні, енергетичні та меліоративні системи і споруди, підземні гірничі виробки. Гідротехнічні споруди. Основні положення

ДБН В.2.4-8:2014 Визначення розрахункових гідрологічних характеристик

ДБН В.2.4-20:2014 Греблі з ґрунтових матеріалів. Основні положення

ДБН В.2.5-75:2013 Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування

ДСТУ Б А.2.2-7:2010 Проектування. Розділ інженерно-технічних заходів цивільного захисту (цивільної оборони) у складі проектної документації об'єктів. Основні положення

ДСТУ Б В.2.1-19:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Методи лабораторного визначення гранулометричного (зернового) та мікроагрегатного складу

ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія

ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва

ДСТУ-Н Б В.2.5-61:2012 Настанова з улаштування систем поверхневого водовідведення

ДСТУ 3994-2000 Безпека в надзвичайних ситуаціях. Надзвичайні ситуації природні. Чинники фізичного походження. Терміни та визначення

СНиП 2.02.02-85 Основания гидротехнических сооружений (Основи гідротехнічних споруд)

СНиП 2.06.04-82* Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов) (Навантаження і впливи на гідротехнічні споруди (хвильові, льодові і від суден))

3 ТЕРМІНИ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ПОНЯТЬ

У цьому стандарті використано терміни та визначення позначених ними понять:

3.1 акумулююча ємність

Ємність, утворена шляхом огороження дамбами частина заплави, для тимчасового відбору частини об'єму поверхневого стоку з метою зниження рівнів води в пік паводка і зменшення негативного впливу на прилеглі території

3.2 дамба

Гідротехнічна ґрунтова споруда для захисту від затоплення та регулювання водних потоків річок

3.2.1 затоплювана дамба

Дамба, що застосовується для тимчасового захисту від затоплення сільськогосподарських земель під час вирощування на них сільськогосподарських культур за умови підтримування у водосховищі нормального підпірного рівня (далі – НПР), для формування та стабілізації русел і берегів річок, регулювання та перерозподілу водних потоків і поверхневого стоку

3.2.2 незатоплювана дамба

Дамба, яка застосовується для постійного захисту від затоплення населених пунктів, міських і промислових територій, прилеглих до водосховищ, річок та інших водних об'єктів. Така дамба не повинна допускати переливу води через гребінь протягом усього строку експлуатації

3.2.3 поздовжня дамба

Дамба, що влаштовується для обмеження ширини меандрування та створення стійкої ширини русла

3.3 затоплення

Тимчасове покриття території водою внаслідок природних або техногенних факторів

3.4 зона підпору підземних вод

Область над водоносним пластом, в якій відбувається підвищення вільної поверхні підземних вод у разі їх підпору, наприклад, водосховищем, річкою тощо

3.5 зона підтоплення

Територія, що підлягає підтопленню в результаті будівництва водосховищ, інших водних об'єктів чи забудови або в результаті впливу будь-якої іншої господарської діяльності

3.6 інженерний захист

Комплекс інженерних споруд, інженерно-технічних, організаційно-господарських та соціально-правових заходів, що забезпечують захист об'єктів міського господарства і території від затоплення і підтоплення, обвалів берегів, зсувних процесів та інших несприятливих природних і антропогенних явищ

3.7 інфільтрація та ексфільтрація

Протилежні поняття, що характеризують відповідно проникнення (фільтрацію) води (газу) у споруду чи у середовище та їх вихід із споруди чи із середовища.

3.8 напівзагата

Поперечна споруда в руслах річок і на заплавах для регулювання русел і захисту берегів і дамб від розмиву та підтримання судноплавних глибин

3.9 підзона сильного підтоплення

Підтоплена територія із заляганням рівня ґрунтових вод, що наближаються до поверхні, супроводжуються процесом заболочування і засолення верхніх горизонтів ґрунту

3.10 підзона помірного підтоплення

Підтоплена територія із заляганням рівня ґрунтових вод в межах від (0,3-0,7) м до (1,2-2,0) м від поверхні, що супроводжується процесами залужування і засолення середніх горизонтів ґрунту

3.11 підзона слабого підтоплення

Підтоплена територія із заляганням рівня ґрунтових вод в межах від (1,2-2,0) м до (2,0-3,0) м в гумідній зоні і до 5,0 м в аридній зоні, що супроводжується процесами оглеєння і засолення нижніх горизонтів ґрунту

3.12 підтоплення

Інженерно-геологічний процес, як природного, так і техногенного походження, в результаті якого відбувається підвищення рівня підземних вод і зволоження ґрунтів зони аерації, що призводить до порушення господарської діяльності на даній території, зміни фізичних та фізико-хімічних властивостей підземних вод і ґрунтів, видового складу, структури та продуктивності рослинного покриву, трансформації місць мешкання тварин

3.13 прокоп

Штучне вкорочене русло, що частково або повністю випрямляє існуюче русло водотоку

3.14 регулювальна (виправна) траса

Обрис видозміненого русла в плані, що проектується, по дзеркалу води при сталій розрахунковій витраті

3.15 системи інженерного захисту території від підтоплення та затоплення

Гідротехнічні споруди різного призначення та заходи, об'єднані в єдину територіальну систему, що забезпечує інженерний захист території від підтоплення та затоплення

3.16 система поверхневого водовідведення

Система для збирання та відведення поверхневих стічних вод із улаштуванням споруд конкретного призначення залежно від кліматичних та гідрологічних умов

3.17 стариця

Відокремлена від річки ділянка її колишнього річища, що лежить у старих залишених річкою річищах

3.18 тюфяк

Конструкція із залізобетонних плит, з'єднаних гнучко між собою, або з габіонів з покриттям зверху плитами або кам'яним накидом

3.19 укріплення укосів

Конструкції для забезпечення захисту берегів річок і укосів дамб від розмиву та дії хвиль і льоду

3.20 шпора

Споруда, що примикає одним кінцем (коренем) до берега для його захисту від розмиву та влаштується під деяким кутом до напрямку течії.

4 ПОЗНАКИ ТА СКОРОЧЕННЯ

У цьому стандарті використані такі позначки:

Латинські великі літери

A_1, A_2	– площа живого перерізу на заплавних ділянках, м ² ;
A_{∂}	– параметр інтенсивності дощу, який належить визначати за результатами обробки багаторічних записів самописних дощомірів, зареєстрованих у конкретному населеному пункті;
B	– ширина водного потоку при виході на заплаву, м;
B_k	– ширина стійкого русла, м;
B_0	– ширина річки по урізу при середньомеженній витраті, м;
C	– коефіцієнт Шезі, м ^{0,5} /с;
H	– напір, м;
H_d	– напір на дамбі, м;
H_1	– напір перед боковим водозливом при повністю відкритих його отворах, м;
$H_{з.доп}$	– мінімально допустима глибина закладання лотка трубопроводу, м;
H_{max}	– максимальна висота пониженого РГВ над водоупором в міждреновому просторі систематичного дренажу, м;
H_x	– перевищення кінцевого РГВ над рівнем води в недосконалій і досконалій дренах на відстані x від них, м;
G	– вага відсіку, кН;
F	– площа стоку, га;
$F_{оч}$	– площа, яку очищають від снігу, га;
F_m	– площа інфільтраційного майданчика, га або м ² ;
F_{cm}	– сумарна площа стоку на інфільтраційний майданчик, га або м ² ;
F	– площа стоку, га;
$F_{тр}$	– сила тертя, кН;
$F_{зч}$	– сила зчеплення, кН;
I	– уклон вільної поверхні;
$I_{г.р}$	– уклон поверхні газонних решіток інфільтраційного майданчика;
$I_{est,m}$	– діючий середній градієнт напору в розрахунковій області фільтрації;
$I_{cr,m}$	– критичний середній градієнт напору;
K	– параметр, що залежить від типу поперечного профілю і характеристики ділянки річки;
K_{ϕ}	– коефіцієнт фільтрації шару завантаження інфільтраційного майданчика, м/хв, м/добу;
L	– відстань від урізу води у верхньому б'єсі дамби до крайньої лівої точки дренажу, м;
L_{zv}	– довжина звивини, м;
L_{spr}	– довжина прокопу, м;
P	– період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу, років;
Q	– витрата, м ³ /с, л/с;
$Q_{1\%}$	– витрата 1 % забезпеченості, м ³ /с;
Q_{br}	– витрата в бровках побутового русла з імовірністю перевищення 10 %, м ³ /с;

Q_c	– середнє значення витрати через боковий водозлив за прийнятий розрахунковий проміжок часу Δt , м ³ /с;
Q_0	– питома витрата, м ³ /добу на 1 пог.м;
R	– гідравлічний радіус, м;
R_{bn}	– радіус кривизни зовнішнього угнутого русла, м;
R_k	– радіус кривої ковзання, м;
S_{sr}	– площа поперечного перерізу прокопу, м;
T	– різниця відміток рівня води у верхньому б'єфі і дна водобійного колодязя;
V_b	– швидкість потоку в побутовому руслі при наповненні його до бровок, м/с;
V_{kr}	– критична швидкість, м/с;
V_x	– максимальна придонна швидкість в кінці рисберми, м/с
V_{don}	– середня придонна швидкість в кінці рисберми, м/с
W	– інтенсивність просочування атмосферних опадів, м/доб;
$W_{1\%}$	– об'єм стоку, м ³ ;
W_n	– об'єм притоку води в акумулюючу ємність, м ³ ;
W_p	– розрахунковий об'єм стоку інфільтраційного майданчика, м ³ ;
W_D	– середньорічний об'єм дощових вод, м ³ ;
W_T	– середньорічний об'єм талих вод, м ³ ;
W_M	– середньорічний об'єм поливо-мийних вод, м ³ ;

Латинські малі літери

a	– запас перевищення гребеня греблі, м;
b_n	– ширина русла низом, м;
b_b	– ширина русла по урізу води в межах берегових бровок, м;
h_3	– ширина русла, м;
c	– питома зчепність у межах відсіку, кПа;
h	– глибина води в руслі, м;
h_{sr}	– середня глибина на стійких ділянках побутового русла, м;
h_2	– глибина води в контрольному створі при закритих отворах бокового водозливу, м;
Δh	– глибина води на заплаві, м;
Δh_{set}	– висота вітрового нагону хвилі на укїс, м;
Δh_v	– висота вітрового нагону, м;
$h_{run 1\%}$	– висота нахату вітрових хвиль на укїс забезпеченістю 1 %, м;
h_{run}	– висота нахату хвилі на укїс, м;
$h_{1\%}$	– висота хвилі 1 % забезпеченості, м;
h_s	– перевищення гребеня дамби над розрахунковим статичним рівнем води, м;
h_d	– висота дамби, м;
h_p	– перевищення побутового рівня ґрунтових вод над водоупором у даному перерізі, м;
h_n	– глибина за водозливом (підтоплення водозливу), м;
h_{per}	– перевищення побутового рівня води в річці над водоупором, м;
h_{kr}	– критична глибина, м;
$h_{c'}$	– перша спряжена глибина, м;
$h_{c''}$	– друга спряжена глибина, м;
h_{pv}	– приведена до висоти повітряно-сухого ґрунту тіла греблі висота відсіку, м;
h_{pr}	– середня висота частини відсіку ґрунту, що знаходиться в стані природної вологості, м;

h_a	– максимальний шар опадів за дощ, стік від якого надходить в акумулюючу ємкість у повному об'ємі, мм;
$h_{ак}$	– висота акумулюючого шару інфільтраційного майданчика, мм;
h_e	– висота верхнього шару інфільтраційного майданчика, мм;
h_m	– повна висота завантаження інфільтраційного майданчика, мм;
$h_{ос}$	– висота основного шару інфільтраційного майданчика, мм;
$h_{п}$	– висота підготовчого шару інфільтраційного майданчика, мм;
h_D	– висота шару опадів за теплий (дощовий) період року, мм;
h_T	– висота шару опадів за холодний період року, тобто кількість талих вод або запас води в сніжному покриві до початку сніготанення, мм;
$h_{вис-}$	– висота височування – розриву між рівнем води в дрени і на контакті дренажної обсіпки з ґрунтом, м;
h_y	– перевищення пониженого РГВ відносно дрени в центрі контурного дренажу, м;
$h/d_{макс}$	– максимальне наповнення труб;
i_m	– інтенсивність дренажування дощових вод на майданчику, мм/хв;
$i_{мін}$	– мінімальний уклон самопливних трубопроводів;
k_d	– коефіцієнт фільтрації ґрунту тіла дамби, м/добу;
k_0	– коефіцієнт фільтрації ґрунту основи, м/добу;
$k_{сп}$	– нормативне значення коефіцієнта запасу стійкості укусу дамби;
k_{st}	– коефіцієнт запасу стійкості;
k_e	– коефіцієнт еквівалентності;
k_h	– коефіцієнт зміни шару акумульованих опадів залежно від тривалості дощу;
k_q	– коефіцієнт зміни дренажних витрат залежно від тривалості дощу;
k_j	– коефіцієнт співвідношення розрахункової інтенсивності дощу до інтенсивності дренажування дощових вод на майданчику;
$k_{ін}$	– параметр завантаження інфільтраційного майданчика, 1/хв;
$k_{розм}$	– коефіцієнт розмірності;
k_T	– коефіцієнт, що враховує часткове прибирання та вивезення снігу;
l_l, l_r	– відповідно ширина лівобережної та правобережної затопленої частини заплави, м;
l	– довжина ділянки кривої ковзання з постійним значенням питомої зчепності в межах відсіку, м;
l_d	– довжина огорожувальної дамби, м;
m	– коефіцієнт витрати водозливу;
m_h	– коефіцієнт закладання верхового укусу дамби;
m_t	– коефіцієнт закладання низового укусу дамби;
n	– коефіцієнт шорсткості поверхні русла та заплави;
n_{zv}, n_{spr}	– коефіцієнти шорсткості русла в межах звивини і спрямленої ділянки русла.
n_{∂}	– параметр інтенсивності дощу, який належить визначати за результатами обробки багаторічних записів самописних дощомірів, зареєстрованих у конкретному населеному пункті;
p	– пористість завантаження;
r_0	– приведений радіус контура, м;
r_g	– радіус дрени, м;
t	– товщина кам'яного накиду, м;

t_r	– розрахункова тривалість протікання дощових вод по поверхні, лотках та трубах до розрахункової ділянки, хв;
$t_{d,p}$	– розрахункова тривалість дощу, хв;
Δt_{cm}	– тривалість формування постійного дощового стоку на інфільтраційному майданчику, хв;
q	– питома фільтраційна витрата, м ² /добу;
q_{∂}	– інтенсивність дощу за витратами, л/с/га;
x_1, x_2	– відстань від русла до дамби обвалування, м;
v_1, v_2	– швидкості на заплавних ділянках, м/с;
v_3	– швидкість в руслі, м/с;
v	– максимальне значення швидкості течії в розрахунковому створі під час проходження паводкової витрати розрахункової ймовірності, м/с;
z_n	– кінцева величина підпору рівня ґрунтових вод в розрахунковому створі, м;
z_p	– підпір, створений в річці, м;
z	– додаткове підняття рівня води при обвалуванні внаслідок стиснення заплави, м

Грецькі малі літери

$\gamma_f, \gamma_n, \gamma_{fc}, \gamma_g, \gamma_c$	– коефіцієнти надійності по навантаженню, надійності по відповідальності споруди, поєднанню навантажень, надійності по ґрунту, умов роботи;
α	– кут нахилу "прямої депресії" до горизонту, град;
χ	– змочений периметр, м;
ρ_{pr}	– щільність ґрунту тіла греблі природної вологості, т/м ³ ;
ρ_s	– щільність твердих часток ґрунту, т/м ³ ;
φ	– кут внутрішнього тертя ґрунту по кривій ковзання, град;
ε	– коефіцієнт бокового стиснення;
εm_0	– загальний коефіцієнт витрати, який враховує форму входу, бокове стиснення потоку та наявність транзитного потоку;
Ψ_{mid}	– коефіцієнт стоку;
Ψ_D	– загальний коефіцієнт стоку дощових вод;
Ψ_T	– загальний коефіцієнт стоку талих вод;

У цьому стандарті використані такі скорочення:

ВБ	– верхній б'єф;
ГД	– відмітка гребеня дамби;
НБ	– нижній б'єф;
РРВ	– розрахунковий рівень води;
РВС	– рівень води в акумулюючій ємності;
ПВ	– відмітка порога бокового водозливу;
СІЗ	– система інженерного захисту.

5 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

5.1 При проектуванні інженерного захисту території будинків, будівель та споруд від затоплення і підтоплення рекомендується розробляти комплекс заходів, які забезпечують запобігання затопленню і підтопленню території в залежності від вимог їх функціонального використання та охорони природного середовища або усунення негативного впливу затоплення і підтоплення.

5.2 Захист територій, населених пунктів, промислових і комунально-складських об'єктів від затоплення і підтоплення передбачає:

- безперебійне і надійне функціонування та розвиток міських, містобудівних, виробничо-технічних, комунікаційних, транспортних об'єктів, зон відпочинку та інших територіальних систем і окремих споруд господарського призначення;

- дотримання медико-санітарних вимог щодо умов життя населення;
- дотримання санітарно-гігієнічних, соціальних та рекреаційних вимог щодо територій, які захищаються.

5.3 Захист сільськогосподарських земель і природних ландшафтів від затоплення і підтоплення дасть можливість:

- створювати оптимальні агротехнічні умови для вирощування сільськогосподарських культур;
- регулювати гідрологічний і гідрогеологічний режими на території, що захищається, залежно від функціонального використання земель;

- сприяти комплексному та раціональному використанню і охороні земельних, водних, мінерально-сировинних та інших природних ресурсів шляхом створення санітарно-захисних зон, лісо-парків, лікувально-оздоровчих об'єктів, зон відпочинку.

5.4 Як основні засоби інженерного захисту рекомендується передбачати обвалування, штучне підвищення поверхні території, руслорегулювальні споруди та споруди для регулювання та відведення поверхневого стоку, дренажні системи і окремі дренажі та інші захисні споруди.

Як допоміжні засоби інженерного захисту рекомендується використовувати властивості природних систем та їх компонентів шляхом підвищення водовідвідної та дреноуючої здатності гідрографічної мережі шляхом розчищення русел і стариць, фітомеліорації, застосування агротехнічних заходів тощо.

До складу проекту інженерного захисту території рекомендується включати організаційно-технічні заходи, які забезпечують пропуск весняної та літньої повені і паводків.

Інженерний захист території, яка забудовується, передбачає створення єдиної комплексної територіальної системи або локальних приоб'єктних захисних споруд, що забезпечують ефективний захист територій від повеней на річках, затоплення і підтоплення при створенні водосховищ і каналів, від підвищення рівня ґрунтових вод, яке спричиняється будівництвом і експлуатацією будівель, споруд і мереж.

5.5 При проектуванні інженерного захисту від затоплення і підтоплення рекомендується визначити доцільність та можливість одночасного використання споруд і систем інженерного захисту для поліпшення водозабезпечення та водопостачання, культурно-побутових умов життя населення, експлуатації промислових і громадських об'єктів, а також в інтересах енергетики, автодорожнього, залізничного та водного транспорту, видобутку корисних копалин, сільського, водного, лісового, рибного та мисливського господарства, меліорації, рекреації та охорони природи, передбачаючи в проектах можливість створення варіантів споруд інженерного захисту багатофункціонального призначення.

5.6 Проект інженерного захисту забезпечуватиме:

- мінімальний вплив на природне середовище;
- надійність захисних споруд, безперебійність їх експлуатації при найменших експлуатаційних витратах;

- можливість проведення систематичних спостережень за роботою та станом споруд і обладнання;

- оптимальні режими експлуатації водоскидних споруд;

- максимальне використання місцевих будівельних матеріалів та природних ресурсів.

Вибір варіантів споруд інженерного захисту ґрунтується на техніко-економічному порівнянні показників варіантів.

5.7 Обґрунтування запобіжних заходів та влаштування захисних споруд необхідно проводити відповідно до класів наслідків (відповідальності) будівель або споруд, що знаходяться в зоні підтоплення та затоплення, згідно з розділом 6.

Обґрунтування споруд інженерного захисту при проектуванні водогосподарських об'єктів державного і місцевого значення, а також споруд інженерного захисту класів наслідків (відповідальності) СС2 і СС1 рекомендується виконувати на підставі техніко-економічного порівняння варіантів інженерного захисту з урахуванням значення території, що захищається від затоплення та підтоплення, або окремого об'єкта.

5.8 Планування і проектування комплексів заходів інженерного захисту територій та споруд від підтоплення та затоплення рекомендується виконувати на основі інтегрованого керування водним балансом територій та оцінки:

- їх оптимальності у комплексі із іншими інженерними заходами захисту територій (зсувів, ерозії, суфозії тощо);
- можливості використання дренажних вод та поверхневих стічних вод у різних сферах господарювання;
- доцільності влаштування споруд захисту від підтоплення та затоплення одночасно з іншими інженерними мережами та спорудами.

5.9 Карта-схема підтоплення на території України в межах інженерно-геологічних районів наведена в додатку А, а їх характеристики – в додатку Б.

6 ВИЗНАЧЕННЯ КЛАСУ НАСЛІДКІВ (ВІДПОВІДАЛЬНОСТІ) СПОРУД ІНЖЕНЕРНОГО ЗАХИСТУ

6.1 Класи наслідків (відповідальності) споруд інженерного захисту від підтоплення та затоплення призначаються, як правило, не нижче класів об'єктів, що захищаються, згідно з ДБН В.1.2-14 та ДСТУ-Н Б В.1.2-16, а категорії складності об'єктів будівництва – згідно з ДСТУ-Н Б В.1.2-16. Класи наслідків (відповідальності) основних постійних водопідірних гідротехнічних споруд інженерного захисту від затоплення рекомендується призначати в залежності від їх технічних параметрів (висоти і типу ґрунтів основи) згідно з ДБН В.2.4-3.

Примітка. Дамби обвалування належать до основних постійних гідротехнічних споруд, проектують їх, як правило, висотою, що не перевищує 15 м, і відносять до споруд класу наслідків (відповідальності) СС1 згідно з ДБН В.2.4-3.

6.2 При захисті території, на якій розміщуються об'єкти різних класів наслідків (відповідальності), клас споруд інженерного захисту повинен, як правило, відповідати класу наслідків (відповідальності) більшості об'єктів, які захищаються. При цьому окремі об'єкти з класом наслідків (відповідальності), вищим ніж клас, встановлений для споруд інженерного захисту території, можуть захищатися локально. Класи наслідків (відповідальності) таких об'єктів та їх локальний захист повинні відповідати один одному.

6.3 Якщо техніко-економічним обґрунтуванням встановлена недоцільність локального захисту об'єктів, то клас наслідків (відповідальності) споруд інженерного захисту території рекомендується підвищувати на одиницю.

6.4 Розрахункові умови для проектування захисних споруд не водопідірного типу приймаються згідно з ДБН В.2.4-3 за встановленим класом наслідків (відповідальності).

При інженерному захисті території, будівель та споруд від затоплення підвищенням поверхні території шляхом підсипання або намивання ґрунту відмітку верху підсипки з боку водного об'єкта рекомендується приймати на відмітці гребеня дамби обвалування з врахуванням вимог ДБН В.2.4-3 для основного розрахункового випадку.

7 ІНЖЕНЕРНИЙ ЗАХИСТ ТЕРИТОРІЙ, БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ВІД ПІДТОПЛЕННЯ

7.1 Загальні положення

7.1.1 При підтопленні відбувається підняття рівня підземних вод і (або) підвищення вологості ґрунтів до критичних значень, за яких відбувається зміна міцнісних та деформаційних властивостей ґрунтів.

7.1.2 Інженерний захист від підтоплення підземними водами виконують у складі загальних (вертикальне планування, організація відведення дощових і талих вод тощо) і спеціальних (влаштування дощової каналізації, дренажу тощо) робіт інженерної підготовки територій міських і сільських поселень з урахуванням прогнозу зміни інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов, впливу сейсмічних явищ, характеру використання і планувальної організації території відповідно до розділу 9 ДБН 360.

7.1.3 Головні види, причини та наслідки підтоплення урбанізованих територій рекомендується приймати за додатками В, Г і Д ДБН В.1.1-25.

Граничні глибини залягання ґрунтових вод, що мають бути забезпечені на територіях міст і селищ в результаті заходів інженерного захисту від підтоплення, приймають не менше ніж (0,5-2,0) м залежно від видів і призначення територій відповідно до таблиці 1 ДБН В.1.1-25 і з урахуванням висоти капілярного підняття найвищого обводненого шару ґрунту, що не повинна перевищувати 0,5 м і за умови, що на території відсутні карстові явища (додаток В ДБН В.1.1-25).

7.1.4 За ступенем підтоплення території міст і селищ згідно ДБН В.1.1-25 поділяють на:

- а) потенційно підтоплені території;
- б) підтоплені території;
- в) підтоплені території, що потребують термінового захисту.

7.1.5 До техногенних чинників підтоплення належать (додатково до наведених у додатку Д ДБН В.1.1-25):

- зміна природного рельєфу територій з порушенням умов поверхневого стоку;
- екранування земної поверхні інженерними спорудами та штучним покриттям, що перешкоджає випаровуванню з вільної поверхні підземних вод;
- наявність зрошувальних систем;
- підпір ґрунтового потоку при штучному регулюванні рівневого режиму водних об'єктів;
- виведення з експлуатації підземних водозаборів;
- створення умов появи і розвитку техногенних водоносних горизонтів у масивах насипних або намівних ґрунтів;
- техногенне забруднення геологічного середовища, внаслідок чого відбувається цементация порід мінеральними новоутвореннями та змінення водно-фізичних властивостей порід під впливом хімічних та органічних речовин (наприклад, при нафтохімічному забрудненні);
- хімічне забруднення також може викликати появу агресивних властивостей підземних вод і ґрунтів щодо матеріалів заглиблених конструкцій.

7.1.6 На потенційно підтоплених та підтоплених територіях призначають запобіжні заходи (7.3) з метою компенсації техногенних змін складових водного балансу або підвищення відміток поверхні території.

На підтоплених територіях та територіях, що потребують невідкладного захисту, влаштовують захисні споруди (7.3.2), що забезпечують безпосереднє зниження рівня ґрунтових вод або перешкоджають підтопленню. Їх також застосовують для захисту від підтоплення та затоплення окремих будівель і споруд.

7.1.7 При оцінці негативного впливу підтоплення території рекомендується враховувати глибину залягання ґрунтових вод, тривалість та інтенсивність прояву процесу, гідрогеологічні, інженерно-геологічні і геокріологічні, медико-санітарні, геоботанічні, зоологічні, ґрунтові, агрогосподарські, меліоративні, господарсько-економічні особливості району з території, яка захищається.

7.1.8 При оцінці втрат від підтоплення рекомендується враховувати забудову території, класи наслідків (відповідальності) споруд і об'єктів, які захищаються, цінність сільськогосподарських земель, родовищ корисних копалин і природних ландшафтів.

7.1.9 При розробленні проектів інженерного захисту від підтоплення рекомендується враховувати такі джерела підтоплення: поширення підпору підземних вод від водосховищ, каналів та інших гідротехнічних споруд, підпору ґрунтових вод за рахунок фільтрації із зрошувальних земель на прилеглий до них території, витікання води з водонесучих комунікацій та споруд на територіях, які захищаються, атмосферні опади. При цьому рекомендується враховувати можливість одночасності прояву окремих джерел підтоплення або їх поєднання, а також підняття (регіональне) підземних вод.

7.1.10 При інженерному захисті територій, будівель та споруд, сільських поселень і промислових об'єктів рекомендується враховувати негативний вплив підтоплення на:

- зміну фізико-механічних властивостей ґрунтів у основі інженерних споруд і агресивності ґрунтових вод;
- надійність конструкцій будівель та споруд, в тому числі тих, які зводяться на територіях, які облаштовуються або були раніше облаштовані;
- стійкість і міцність підземних споруд при зміні гідростатичного тиску ґрунтової води;
- корозію підземних частин металевих конструкцій, трубопроводних мереж, систем водопостачання і теплофікації;
- надійність функціонування інженерних комунікацій, споруд і обладнання внаслідок проникнення води в підземні приміщення;
- прояви суфозії та ерозії;
- санітарний стан території;
- умови зберігання продовольчих і непродовольчих товарів у підвалах та підземних складах.

7.1.11 При підтопленні сільськогосподарських земель і природних ландшафтів рекомендується враховувати вплив підтоплення на:

- зміну сольового режиму ґрунтів;
- заболочення території;
- природну систему в цілому та на умови життєдіяльності представників флори і фауни;
- санітарний стан території.

7.1.12 Інженерний захист території від підтоплення повинен запобігати або зменшувати господарські, соціальні та екологічні збитки, які визначаються погіршенням якості та кількості продукції різних галузей господарства, погіршенням гігієнічних та медико-санітарних умов життя населення, витратами на відновлювання надійності об'єктів на територіях, які затоплюються та підтоплюються.

7.2 Особливості вишукувань при інженерному захисті територій, будівель та споруд від підтоплення

7.2.1 Під час виконання гідрогеологічних вишукувань в першу чергу рекомендується визначити стан конкретної території щодо умов підтоплюваності. Для цього рекомендується врахувати дію всіх факторів підтоплення, які визначають режим підземних вод на даній території.

7.2.2 З огляду на складність та багатофакторність геогідродинамічних процесів формування режиму підземних вод конкретної локальної ділянки відбувається за рахунок чинників, які діють далеко за її межами. Тому територіально гідрогеологічні дослідження не повинні обмежуватись майданчиком проектного будівництва. Межі досліджуваної території рекомендується обґрунтувати у програмі вишукувань.

7.2.3 Стан території, будівель та споруд за умовами підтопленості визначається на початкових стадіях вишукувань, що дозволяє скоригувати склад і обсяги подальших вишукувальних робіт. Основним критерієм при цьому є гранична глибина залягання рівня підземних вод згідно з ДБН В.1.1-25, зменшення якої залежно від функціонального використання та характеру забудови конкретної території дає можливість відносити її до підтопленої.

7.2.4 Потенційна підтоплюваність встановлюється на основі аналізу сукупності даних щодо природно-техногенних умов територій (ділянок) з визначенням основних факторів і причин розвитку процесу підтоплення на регіональному та локальному рівнях. Оцінка всіх складових балансу підземних вод дозволить встановити основні передумови розвитку процесу підтоплення території.

7.2.5 Оцінка потенційної підтоплюваності проводиться на основі якісного прогнозування природних та техногенних змін гідрогеологічних умов території, в результаті яких можливе виникнення наступних явищ:

- підвищення вологості ґрунтів зони аерації;
- формування локальних водоносних горизонтів ("верховодки");
- природні сезонні та багаторічні коливання рівня підземних вод;
- техногенні зміни рівня підземних вод;
- зміна хімічного складу підземних вод, яка може спричинити підвищення ступеня їх агресивності щодо матеріалів підземних конструкцій.

7.2.6 Гідрогеологічні вишукування на підтоплених та потенційно підтоплюваних територіях виконуються, як правило, у комплексі з інженерно-гідрологічними, інженерно-метеорологічними та інженерно-екологічними вишукуваннями.

7.2.7 Головною метою інженерно-гідрогеологічних вишукувань на підтоплених та потенційно підтоплюваних територіях є отримання вихідних даних для розроблення заходів інженерного захисту територій (споруд) від шкідливої дії підземних вод.

7.2.8 Під час інженерно-гідрогеологічних вишукувань рекомендується визначати граничну глибину залягання рівня підземних вод для споруди, що проектується (ДБН В.1.1-25), з урахуванням всіх видів негативних впливів.

7.2.9 У випадках, коли підтоплення пов'язане з високим положенням або спрямованим підйомом рівня підземних вод у існуючому природному водоносному горизонті, до характеристик гідрогеологічних умов території (ділянки), визначення яких в процесі вишукувань є обов'язковим, належать такі:

- просторове розташування (у розрізі та в плані) меж водоносних горизонтів, що потрапляють у зону взаємодії проекрованої споруди з геологічним середовищем;
- побутове та прогнозоване положення рівня ґрунтових вод та п'єзометричного рівня напірних вод;
- структура і напрям ґрунтового потоку;
- наявність та ступінь гідравлічного взаємозв'язку між окремими водоносними горизонтами;
- граничні умови залягання водоносних горизонтів;
- гідрогеологічні параметри водоносних горизонтів (коефіцієнти водопроникності та рівне- або п'єзопровідності);
- особливості взаємозв'язку між підземними та поверхневими водами;
- умови живлення та розвантаження водоносних горизонтів;
- хімічний склад та корозійна активність підземних вод щодо матеріалів будівельних конструкцій.

7.2.10 Якщо підтоплення розвивається внаслідок зволоження ґрунтів зони аерації та (або) формування локальних зон водонасичення ("верховодки") і нових техногенних водоносних горизонтів, гідрогеологічні вишукування рекомендується спрямовувати на дослідження властивостей ґрунтів зони аерації, для яких додатково визначається:

- літологічний склад;
- фільтраційні властивості;
- вологість ґрунтів і динаміка її змінення у часі;
- коефіцієнт нестачі водонасичення.

7.2.11 При виконанні інженерно-гідрогеологічних вишукувань на підтоплених та потенційно підтоплюваних територіях, а також при розробленні рекомендацій щодо проектування заходів

захисту від підтоплення рекомендується враховувати можливість виникнення негативних інженерно-геологічних процесів і явищ, викликаних зменшенням вологості ґрунтів і зниженням рівня підземних вод. До таких належать наступні:

- дегідратаційно-гравітаційне осідання ґрунтів, викликане зниженням дії гідростатичного зважування;
- механічна суфозія;
- активізація карсту та хімічної суфозії;
- формування гідродинамічних зсувів;
- усадка та розчленування масивів, які складені набухаючими ґрунтами.

7.3 Запобіжні заходи

Основними видами запобіжних заходів є:

- штучне підвищення планувальних відміток поверхні території;
- нормативне ущільнення ґрунту при засипанні котлованів та траншей;
- забезпечення належного відведення стоку поверхневих вод;
- забезпечення ретельного виконання робіт із будівництва водовідвідних мереж – штучних водомістких об'єктів;
- улаштування гідроізоляції фундаментів, заглиблених споруд і комунікацій;
- улаштування протифільтраційних екранів під промисловими накопичувачами та завіс навколо них;
- будівництво берегових, головних, перехоплюючих та інших видів дренажів (7.3.2) для запобігання підтопленню території.

7.3.1 Регулювання поверхневого стоку

7.3.1.1 Визначення об'єму і витрат поверхневих вод

7.3.1.1.1 Середньорічний об'єм поверхневих стічних вод, що утворюються на сельбищних територіях і майданчиках промислових підприємств у період випадіння дощів, танення снігу та мийки дорожніх покриттів [1], визначають за формулою:

$$W_{\Gamma} = W_{\text{Д}} + W_{\text{Т}} + W_{\text{М}}, \quad (7.1)$$

де $W_{\text{Д}}, W_{\text{Т}}, W_{\text{М}}$ – середньорічні об'єми відповідно дощових, талих та поливо-мийних вод, м³.

7.3.1.1.2 Середньорічний об'єм дощових і талих вод, що надходять з сельбищних територій і майданчиків промпідприємств, визначають за формулами:

$$W_{\text{Д}} = 10 \cdot h_{\text{Д}} \cdot \psi_{\text{Д}} \cdot F, \quad (7.2)$$

$$W_{\text{Т}} = 10 \cdot h_{\text{Т}} \cdot \psi_{\text{Т}} \cdot k_{\text{Т}}, \quad (7.3)$$

де $h_{\text{Д}}$ і $h_{\text{Т}}$ – висоти шарів опадів відповідно за теплий (дощові) та холодний (кількість талих вод або запас води в сніжному покриві до початку сніготанення) періоди року, які визначають за ДСТУ-Н Б В.1.1-27, мм;

$\psi_{\text{Д}}$ і $\psi_{\text{Т}}$ – загальні коефіцієнти стоку дощових і талих вод відповідно, які рекомендується приймати згідно з 7.3.1.1.4.

F – загальна площа стоку, га;

$k_{\text{Т}}$ – коефіцієнт, що враховує часткове прибирання та вивезення снігу, і який приймають (0,5-0,8), або визначають за формулою:

$$k_{\text{Т}} = 1 - \frac{F_{\text{оч}}}{F}, \quad (7.4)$$

де $F_{\text{оч}}$ – площа, яку очищають від снігу (включає площу покрівель, обладнану внутрішніми водостоками), га.

7.3.1.1.3 Загальний річний об'єм поливо-мийних вод, що утворюються на площі стоку, визначають за формулою:

$$W_M = 10 \cdot m \cdot k_M \cdot \psi_M \cdot F_M, \quad (7.5)$$

де m – питомі витрати води на мийку дорожнього покриття (приймають згідно з ДБН В.2.5-74, як правило, – (1,2 – 1,5) л/м² на одну мийку);

k_M – середня кількість мийок за рік (в Україні – 120 - 150);

ψ_M – коефіцієнт стоку для поливо-мийних вод (приймають 0,5 [2]);

F_M – площа поверхонь з твердим покриттям, що підлягають мийці, га.

7.3.1.1.4 Загальний коефіцієнт стоку ψ_D розраховують як середньозважену величину для усієї площі стоку F з урахуванням середніх значень коефіцієнтів стоку для різного виду поверхонь, які рекомендується приймати для:

- водонепроникних покриттів – (0,6 – 0,8);
- бруківки або щебневих покриттів – (0,4 – 0,6);
- ґрунтових поверхонь – (0,2 – 0,3);
- газонів – 0,1.

Загальний коефіцієнт стоку ψ_T з урахуванням прибирання снігу, втрат води за рахунок випаровування і часткового вбирання водопроникними поверхнями в період відлиг приймають (0,5 – 0,7).

7.3.1.1.5 Робочий об'єм, м³, акумулюючої ємкості, що забезпечує часткове очищення стічних вод, можна визначати за формулою:

$$W_p = 10 \cdot h_a \cdot F \cdot \psi_{mid}, \quad (7.6)$$

де h_a – максимальний шар опадів за дощ, стік від якого надходить в акумулюючу ємкість у повному об'ємі, мм;

ψ_{mid} – середній коефіцієнт стоку дощових вод з територій, що мають різні види покриттів, в межах басейну стоку.

Параметри h_a та ψ_{mid} розраховують згідно з 7.3.3 ДБН В.2.5-75.

Для територій, на які не попадають специфічні забруднювальні речовини, зокрема, сельбищні і промислових підприємств першої групи (машинобудування, приладобудування, електротехнічної, вугільної, нафтової, легкої, хлібопекарської, молочної, харчової промисловості, енергетики, автотранспортні підприємства, річкові порти, ремонтні заводи тощо) величину h_a приймають від 10 мм до 15 мм.

В окремих випадках середній коефіцієнт стоку дощових вод ψ_{mid} можна прийняти аналогічним загальному коефіцієнту стоку ψ_D згідно з 7.3.1.1.4.

7.3.1.1.6 Акумулюючу ємкість рекомендується перевіряти на можливість приймання талих вод. Її робочий об'єм не повинен бути меншим за максимальний добовий об'єм талих вод, який можна визначити згідно з формулою (7.3), приймаючи величину h_T , що дорівнює шару стоку за 10 денних годин, яку рекомендується визначати за конкретними даними метеоспостережень в залежності від граничного періоду перевищення P , а за відсутності таких даних за 7.3.3 ДБН В.2.5-75 такою, що дорівнює:

- для I, III, V архітектурно-будівельних кліматичних районів України і $h_T = 25$ мм;
- для II і IV районів – $h_T = 7$ мм;
- у приграничних районах шириною до 20 км середнє значення $h_T = 16$ мм.

7.3.1.1.7 Розрахункову витрату дощових стоків, л/с, визначають за формулою:

$$q_r = \psi_{mid} \cdot q_d \cdot F, \quad (7.7)$$

де q_d – інтенсивність дощу за витратами, л/с/га, яку розраховують за формулою:

$$q_{\partial} = \frac{A_{\partial}}{t_r^{n_{\partial}}}, \quad (7.8)$$

де A_{∂} і n_{∂} – параметри інтенсивності дощу, які належить визначати за результатами обробки багаторічних записів самописних дощомірів, зареєстрованих у конкретному населеному пункті, а у разі відсутності статистичних даних – згідно з додатком А ДБН В.2.5-75;

t_r – розрахункова тривалість протікання дощових вод по поверхні, лотках та трубах до розрахункової ділянки, хв, яку визначають згідно з А.5 ДБН В.2.5-75.

7.3.1.2 Влаштування споруд поверхневого водовідведення

7.3.1.2.1 До споруд системи поверхневого водовідведення відносять [1] відкриті (лотки, канали, кювети тощо) та закриті (підземні колектори різних поперечних профілів, трубопроводи) мережі, дощоприймачі, колодязі (оглядові, з'єднувальні, перепадні), акумулюючі ємкості, аварійні зливно-випуски, перекачувальні насосні станції, споруди очистки поверхневих вод, випуски у водойми тощо. Для регулювання поверхневого стоку використовують природні форми рельєфу й гідрографічної мережі (балки, заплави, ставки тощо).

7.3.1.2.2 Для відведення поверхневих вод влаштовують, як правило, дощову каналізацію закритого типу відповідно до ДБН В.2.5-75. Застосування відкритої водовідвідної мережі допускається у районах малоповерхової забудови, парках, сільських населених пунктах, при гірському рельєфі з улаштуванням містків або труб на перетинах з вулицями, дорогами, проїздами і тротуарами.

На територіях садибної забудови міст, у сільських поселеннях, в парках та інших озеленених територіях загального користування допускаються відкриті осушувальні канали. Їх також можна застосовувати і для захисту від підтоплення наземних транспортних комунікацій.

7.3.1.2.3 Мережі систем поверхневого водовідведення влаштовують з урахуванням найменшої відстані від місць випадання дощових вод до місць їх випуску, виходячи з вимог найшвидшого звільнення території від поверхневого стоку та перешкоджання їх підтопленню, забезпечення розрахункових режимів роботи системи.

7.3.1.2.4 Водовідвідні кювети, канали та канали дощової каналізації для транспортних і пішохідних зон проектуєть з урахуванням таких вимог:

- найменші розміри кюветів і канав трапецоїдального перерізу потрібно приймати: ширину низом 0,3 м, глибину 0,4 м;
- середні за перетином потоку швидкості не повинні бути меншими за 0,4 м/с;
- найменші уклони лотків проїзної частини, кюветів і водовідвідних канав рекомендується приймати згідно з ДБН В.2.3-5 і таблицею 7.1;
- найбільші швидкості руху дощових стічних вод у каналах не повинні перевищувати швидкостей, наведених у таблиці 7.2.

7.3.1.2.5 Поверхневі стічні води з території промислових зон, будівельних майданчиків, автопідприємств, а також найбільш забруднених ділянок сельбищних зон (автобусні станції, торгові центри, автостоянки, склади сипких матеріалів тощо) перед скиданням в дощову каналізацію населеного пункту повинні очищатися на локальних очисних спорудах (5.10 і 5.11 ДБН В.2.5-75).

Очисні споруди поверхневих стічних вод повинні проектуватися для кожного водозбірного басейну, який має випуск у водойму.

Таблиця 7.1 – Мінімальні уклони споруд відкритого водовідведення

Ч.ч.	Водовідвідні споруди	Найменший уклон
1	Лотки проїзної частини при:	
	– асфальтобетонному покритті	0,003
	– брущатому або щебеновому покритті	0,004
	– бруківці	0,005
2	Окремі лотки та кювети	0,005
3	Полімерні, полімербетонні лотки	0,001-0,005
4	Водовідвідні канали	0,003

Примітка. Найменші уклони полімерних і полімербетонних лотків визначають з урахуванням технічної документації виробника і забезпечення швидкості потоку не менше ніж 0,4 м/с.

Таблиця 7.2 – Найбільші швидкості руху дощових стічних вод у каналах

Ч.ч.	Ґрунт або тип кріплення	Найбільша швидкість (при глибині потоку (0,4-1,0) м), м/с
1	Кріплення бетонними плитами	4,0
2	Вапняки та піщаники середні	4,0
3	Одернування:	
	– плиском	1,0
	– у стінку	1,6
4	Мощення:	
	– одинарне	2,0
	– подвійне	3,0-3,5

Примітка. При глибині потоку менше ніж 0,4 м значення руху дощових стічних вод приймають з коефіцієнтом 0,85, а при глибині понад 1,0 м – з коефіцієнтом 1,25.

7.3.1.2.6 Допускається не передбачати очищення дощових вод тільки для невеликих відокремлених систем дощової каналізації з випуском у водойми, що не використовуються для питного водопостачання:

- із територій міських парків та лісопарків;
- з покрівель будівель підприємств першої групи, що не викидають забруднення в атмосферу, і розташовані окремо від міської забудови;
- з невеликих сельбищних територій площею до 20 га.

7.3.1.2.7 Мережі дощового водовідведення закритого типу влаштовують за однією із схем, наведених в додатку Г.

7.3.1.2.8 Для регулювання витрати поверхневого стоку з територій промислових підприємств рекомендується передбачати акумулюючі ємкості, що забезпечують часткове очищення стічних вод. Тривалість відстоювання та відведення освітленої води з ємкості може прийматися (1 – 2) доби або визначатися розрахунком.

У випадку доцільності використання акумулюючої ємності як очисної споруди в неї повинен бути спрямований весь поверхневий стік. При цьому потрібно передбачати спеціальне устаткування для видалення осаду, сміття та нафтопродуктів.

7.3.1.2.9 Основні колектори дощового водовідведення закритого типу прокладають найкоротшим шляхом і якомога ближче до місць збору поверхневих вод. Їх прокладають по вулицях, дорогах чи проїздах найближче до кварталів міської забудови за трьома основними схемами, наведеними у додатку Г.

7.3.1.2.10 На основі схеми трасування дощових мереж всього населеного пункту або його окремого басейну каналізування для кожної гілки мережі складають розрахункову схему (рисунок Е.1), для якої проводять розрахунки, передбачені в [3]:

- визначення розрахункових витрат води на кожній ділянці;
- гідравлічні розрахунки з визначенням діаметрів труб, їх ухилів і наповнення за умов, щоб швидкості руху потоку води були достатніми для самоочищення труб, а заглиблення труб – мінімальними, але не менше допустимих величин (таблиця Е.1);
- побудову поздовжніх профілів вуличного колектора і кожного бокового під'єднання (рисунок Е.2).

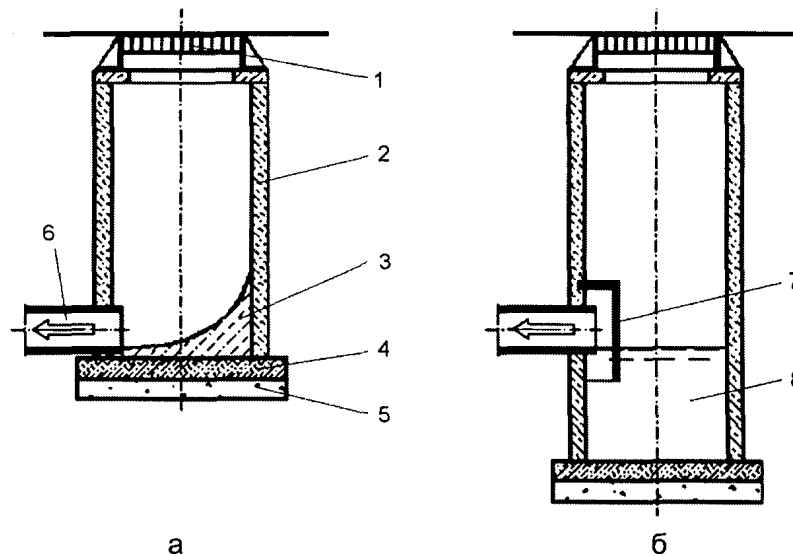
На основі отриманих поздовжніх профілів розробляють більш детальні профілі (за результатами уточненого нівелювання по трасі колектора) із зазначенням всіх колодязів (оглядових, перепадних, промивних, дощоприймачів тощо), а не тільки розрахункових. Для цих колодязів та інших споруд на трасах колекторів розробляють їх робочі креслення, специфікації труб, конструктивних елементів та необхідного обладнання.

7.3.1.2.11 При проектуванні дощової каналізації закритого типу повинні бути забезпечені такі нормативні вимоги:

- мінімальні діаметри труб внутрішньоквартальної мережі – 200 мм, а вуличної – 250 мм;
- мінімальні швидкості руху стічних вод в трубах $V_{\text{мін}}$ при періоді одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу $P = 0,33$ року приймають 0,6 м/с; для більших значень P величини $V_{\text{мін}}$ приймають за таблицею 6 ДБН В.2.5-75;
- максимальні швидкості стічних вод $V_{\text{макс}}$ для металевих труб – 10,0 м/с; для неметалевих – 7,0 м/с;
- максимальне наповнення труб $h/d_{\text{макс}} = 1,0$;
- найменші уклони самопливних трубопроводів $i_{\text{мін}}$ рекомендується приймати за умови забезпечення допустимих мінімальних швидкостей руху стічних вод $V_{\text{мін}}$ при найбільшому розрахунковому наповненні труб $h/d_{\text{макс}}$; для труб діаметрами $d = 200$ мм – $i_{\text{мін}} = 0,007$, як виняток, на окремих ділянках самопливної мережі можна приймати уклони 0,005, а при застосуванні пластмасових труб – 0,004;
- мінімальну допустиму глибину закладання $H_{\text{з.доп}}$ лотка трубопроводу для умов України – не менше 0,7 м до верху труби від поверхні землі або планування.

7.3.1.2.12 Дощоприймальні колодязі застосовують для прийому дощових і талих вод у водовідвідну мережу. За конструкцією їх поділяють на дві групи: без осадової частини і з осадовою частиною (рисунок 7.1).

Для приймання дощових вод у водовідвідну мережу застосовуються в основному дощоприймальні колодязі без осадової частини, дно яких повинно мати плавний обрис. Їх встановлюють у площині проїжджої частини доріг. Для збільшення пропускної здатності решіток їх розташовують на (20-30) мм нижче поверхні дорожнього покриття. Для прийому великих витрат при уклоні вулиць понад 0,03 доцільна установка двох решіток. Дощоприймальні колодязі на загальносплавній мережі обладнують гідравлічними затворами (рисунок 7.16).



а – без осадової частини; б – з осадовою частиною і гідрозатвором; 1 – решітка; 2 – камера колодязя; 3 – лоток колодязя; 4 – плита днища; 5 – гравійно-щебенева чи бетонна основа; 6 – відповідний трубопровід; 7 – гідрозатвор; 8 – осадова частина

Рисунок 7.1 – Дощоприймальні колодязі

7.3.1.2.13 Дощоприймальні колодязі рекомендується передбачати:

- на міських площах, вулицях і проїздах;
- на перехрестях вулиць і перед пішохідними переходами з боку припливу поверхневих вод;
- на території промислових підприємств.
- у знижених місцях житлових кварталів, дворових і зелених зон;
- в середині міських кварталів;
- на затяжних ділянках спусків (підйомів) і наприкінці цих спусків;
- у знижених місцях пилкоподібного профілю лотків вулиць і проїздів;
- у підземних переходах, якщо сходи не захищено від опадів;
- на виїздах із дворів і кварталів.

7.3.1.2.14 Відстані між дощоприймальними колодязями на вулицях або проїздах встановлюють розрахунком за умови, що ширина потоку в лотку перед дощоприймачем не перевищує 2 м при дощі розрахункової інтенсивності.

При ширині вулиці до 30 м і відсутності надходження дощових вод з території кварталів відстань між дощоприймальними колодязями $L_{дп}$ можна приймати залежно від ухилу вулиці: $i_e \leq 0,004 - L_{дп} = 50$ м; $i_e = 0,004...0,006 - L_{дп} = 60$ м; $i_e = 0,006...0,01 - L_{дп} = 70$ м; $i_e = 0,01...0,03 - L_{дп} = 80$ м; $i_e > 0,03 - L_{дп} = 90$ м. За наявності внутрішньоквартальної дощової мережі зазначені відстані можна збільшувати в (1,5-2) рази за умов розташування їх на водорозділах та в лотках доріжок бульварів і скверів або на проїжджій частині вулиць.

При ширині вулиці понад 30 м відстань між дощоприймальними колодязями повинна становити не більше 60 м. При повздовжніх ухилах вулиць більше 0,05 перед перехрестями з боку припливу поверхневих вод, а також на прямих ділянках вулиць через (300-400) м улаштовуються дощоприймальні колодязі посиленої приймальної здатності – подвійні ґрати, колодязі спеціальної конструкції, колодязі з дощоприймачами у вигляді лотків з решітками тощо.

7.3.1.2.15 Довжина приєднання від дощоприймального колодязя до колодязя на колекторі повинна бути не більше ніж 40 м. При цьому допускається встановлення не більше одного проміжного дощоприймального колодязя. Діаметр приєднання визначають за розрахунковою витратою води від дощоприймального колодязя при ухилі 0,02, але він повинен бути не менше ніж 200 мм. Допускається зменшувати уклон (до 0,005), при цьому діаметр рекомендується збільшувати до 300 мм.

7.3.1.2.16 Приєднання водовідвідної канави дощової каналізації до закритої мережі рекомендується виконувати через колодязь із відстійною частиною. В оголовку канави рекомендується передбачати решітки з прозорами шириною не більше ніж 50 мм. Діаметр приєднувального трубопроводу потрібно приймати за розрахунком, але не менше 250 мм. До дощоприймальних колодязів допускається приєднання внутрішніх водостічних труб будинків, а також дренажних трубопроводів.

7.3.1.3 *Влаштування інфільтраційних майданчиків з водопроникними покриттями*

7.3.1.3.1 Інфільтраційні майданчики з водопроникними покриттями влаштовують для регулювання стоку дощових вод шляхом їх тимчасового затримання безпосередньо в місцях випадання. Території інфільтраційних майданчиків можуть використовуватись для влаштування автомобільних стоянок, дитячих та інших майданчиків, тротуарів, доріжок тощо.

7.3.1.3.2 Дощові води під час дощу акумулюються на інфільтраційних майданчиках і поступово (зазвичай, протягом 1-48 год) відводяться:

- ексфільтрацією в існуючий ґрунт;
- у трубопроводи чи канали системи дощового водовідведення;
- у резервуар чи колодязь для використання відфільтрованого стоку у господарських цілях.

7.3.1.3.3 До складу інфільтраційного майданчика входить модуль газонної решітки, підготовчий шар з піску, основний шар зі щебеню, прошарок геотекстилю та дренажна система (рисунок Ж.1).

Завантаження цих шарів повинні забезпечувати необхідну водопроникність та несучу здатність відповідно до можливого навантаження. Параметри шарів завантаження приймають згідно з додатком Ж. Для забезпечення інфільтрації дощового стоку рекомендується, щоб не менше 40 % площі модулів газонних решіток були водопроникними.

7.3.1.3.4 Для запобігання підтопленню територій при влаштуванні інфільтраційних майданчиків мінімальна відстань від низу завантаження до рівня ґрунтових вод повинна становити 1 м. Якщо рівень ґрунтових знаходиться вище, або якщо не передбачається ексфільтрація дощових вод із завантаження майданчика у навколишній ґрунт, то для відведення відфільтрованого дощового стоку влаштовують дренажну систему (рисунок Ж.1). Тривалість спорожнення інфільтраційного майданчика після заповнення його дощовими стокам має не перевищувати 48 год [4].

Мінімальна відстань від інфільтраційних майданчиків до будинків та споруд 3 м, а до колодязів чи свердловин з питною водою – 30 м.

7.3.1.3.5 Для забезпечення ефективного водовідведення дощових стоків рекомендується регулярно проводити огляд стану інфільтраційного майданчика і контроль показників його роботи. Зокрема, щомісячно рекомендується перевіряти засмічення покриття, а після дощів – тривалість спорожнення. Обов'язковим є регулярний контроль вмісту забруднень у водах, що поступають на інфільтраційний майданчик з території стоку. Для запобігання забрудненню покриттів рекомендовано 3-4 рази за рік проводити їх механічну очистку вакуумними пилососами. Щороку рекомендується проводити огляд стану модулів газонних решіток та газонного покриття, замінюючи пошкоджені елементи і поновлюючи газон [4].

7.3.2 *Безпосередній захист фундаментів заглиблених будівель та споруд*

7.3.2.1 Проектування систем захисту фундаментів заглиблених будівель та споруд від підтоплення повинно виконуватися виходячи з функціонального призначення споруди і її конструктивних особливостей.

7.3.2.2 При виборі типу захисту споруд від підтоплення рекомендується забезпечити виконання наступних вимог:

- захист підземної споруди від надходження ґрунтових вод;
- захист фундаментів заглибленої споруди від агресивного впливу підземних вод і ґрунтів, а також від впливу блукаючого струму;

- ефективність роботи (довговічність) захисних заходів протягом всього строку експлуатації будинків, будівель та споруд;
- мінімальний негативний вплив на будівлі та споруди, розташовані на майданчику будівництва;
- виконання санітарних і екологічних норм.

7.3.2.3 Способи безпосереднього захисту від підтоплення фундаментів заглиблених споруд можна умовно поділити на три типи:

- тип I – з використанням гідроізоляційних матеріалів;
- тип II – зведення фундаментів заглиблених споруд з водонепроникного бетону;
- тип III – використання внутрішніх дренажів або захисних заходів, які дозволяють перехопити підземні води, що профільтрували через зовнішню стіну, зібрати їх в порожнинах між зовнішньою стіною і внутрішнім облицюванням і відвести до місць, звідки вода відводиться або самопливом, або за допомогою примусового відкачування.

За необхідності різні типи захисту від підтоплення використовують сумісно (комбінований захист). Цей захист передбачається, якщо застосування одного типу захисту призведе до суттєвих ризиків проникнення підземних вод у внутрішні приміщення.

7.3.2.4 При виборі типу захисту фундаментів заглиблених будівель та споруд від підтоплення рекомендується враховувати інженерно-геологічні і гідрогеологічні умови ділянки будівництва, фізико-механічні властивості ґрунтів, гідростатичний напір, агресивність підземних вод і ґрунтів, наявність блукаючих струмів, радону, метану та інших газів, можливість появи небезпечних геологічних процесів на території району будівництва (карсту, зсувів, осідання ґрунту тощо), а також:

- функціональне призначення, конструктивні особливості і умови роботи будівель та споруд, що проектується;
- навантаження на основу;
- величини осідань і деформацій будівель та споруд, що проектується, відносно нерівномірності деформацій його частин;
- вплив системи захисту, що проектується, на оточуючу територію.

Вибрана система захисту повинна бути надійна і ефективна, довговічна і повинна забезпечити належні умови експлуатації будівель та споруд.

7.3.2.5 Для коректного вибору способу захисту рекомендується враховувати положення рівня ґрунтових вод (РГВ) відносно підземної споруди:

- високий РГВ (рівень ґрунтових вод постійно розташований вище підшви фундаменту споруди, що захищається);
- низький РГВ (рівень ґрунтових вод постійно розташований нижче підшви фундаменту споруди, що захищається);
- змінний РГВ (положення рівня ґрунтових вод по відношенню до підшви фундаменту змінюється в часі).

Примітка. Використання зовнішніх дренажних пристроїв може дозволити перетворити категорії "високий" та "змінний" РГВ в категорію "низький" РГВ.

При виборі способу захисту рекомендується виявити і оцінити всі потенційні ризики проникнення підземної води в споруду, в тому числі обумовлені наступними факторами:

- підйом РГВ внаслідок непередбачених ситуацій природного і техногенного характеру та збільшення гідростатичного тиску на систему захисту;
- проникнення підземних вод всередину споруди через тріщини і дефектні конструктивні вузли, а також через отвори вводу інженерних комунікацій;
- відсутність технічної можливості проведення ремонтних заходів.

7.3.2.6 Проектування бетонних і залізобетонних фундаментів заглиблених будівель та споруд рекомендується виконувати з врахуванням ступеня агресивного впливу підземних вод та ґрунтів, який залежить від класу бетону за водонепроникністю, а у водах, агресивних за вмістом сульфатів, додатково від сульфатостійкості цементу.

Тип I – гідроізоляція

7.3.2.7 Гідроізоляція класифікується в залежності від матеріалів, що використовуються:

а) фарбувальна; б) обклеювальна; в) та, що наплавляється; г) напилювана; д) штукатурна; е) просочувальна; є) облицювальна; ж) ін'єкційна; и) та, що вільно монтується; за видом матеріалу: а) цементна; б) цементно-піщана; в) цементно-бітумна; г) цементно-латексна; д) бітумна (холодна або гаряча мастика); е) металева (з алюмінію, фольгоізолу); є) з полімерних матеріалів; ж) з полівінілхлориду, поліетилену; и) на основі синтетичних матеріалів (етиолові, епоксидні, епоксидно-каучукові, поліуретанові, і) із скляних і керамічних виробів).

7.3.2.8 При виборі гідроізоляційного покриття фундаментів заглиблених будівель та споруд рекомендується враховувати наступні вимоги:

- забезпечення необхідної водонепроникності;
- сприйняття постійного і періодичного впливу гідростатичного тиску в розрахункових межах;
- збереження гідроізоляційних властивостей в зоні періодичного намокання-висихання та в заданому температурному діапазоні;
- стійкість до дії агресивного середовища (підземна вода, ґрунт);
- біологічна стійкість, довговічність та морозостійкість;
- хімічна сумісність з іншими типами засобів захисту, матеріалами фундаментів, що захищаються;
- стійкість до дії радону, мастил, бензину та інших органічних речовин і розчинників;
- можливість виконання робіт за температури нижче 0 °С;
- можливість нанесення на вологі і мокрі поверхні та безпека робіт.

7.3.2.9 При проектуванні гідроізоляції повинні виключатися попадання води в споруду через вводи інженерних комунікацій, а всі технічні характеристики гідроізоляційного покриття повинні бути підтверджені відповідними протоколами випробувань.

7.3.2.10 Гідроізоляція деформаційних швів проектується відразу по всьому шву по горизонталі, вертикалі і в місцях переходу з горизонталі на вертикаль.

Гідроізоляція в деформаційних швах повинна сприймати розрахунковий гідростатичний тиск самостійно або передавати його на компенсатор.

Гідроізоляція в деформаційних швах повинна розраховуватись на можливі зміщення суміжних ізолюючих конструкцій в трьох напрямках і зберігати свої ізолюючі властивості у випадку деформації гідроізоляційного матеріалу.

7.3.2.11 Тип гідроізоляції (покриття) рекомендується вибирати з урахуванням:

- інженерно-геологічної будови основи споруди;
- наявності підземних вод та величини гідростатичного напору H_w , м;
- температурного режиму повітря в приміщенні;
- вимог тріщиностійкості ізольованих бетонних та залізобетонних конструкцій.

7.3.2.12 Рекомендовані типи гідроізоляції в залежності від впливу підземних вод наведені в таблиці 7.3.

Таблиця 7.3 – Типи гідроізоляції в залежності від впливу підземних вод

Ч.ч. м	Можливі впливи підземних вод	Тип гідроізоляції, що рекомендується до застосування
1	Інфільтрація з поверхні без утворення застійних зон Контактна фільтрація (в напрямку зверху до низу) Конденсація води на поверхні конструкцій і їх замочування	Фарбувальна Просочувальна Гідрофобна
2**	Гідростатичний тиск Зважуюча дія води	Обклеювальна Штукатурна Бентонітова Та, що монтується
3**	Замочування конструкцій через можливе накопичення води в застійних зонах зворотної засипки пазах	Фарбувальна Обклеювальна Просочувальна Гідрофобна з поглинаючими колодязями*
4**	Напірна контактна фільтрація	Обклеювальна Штукатурна Бентонітова Та, що монтується Фарбувальна Просочувальна з поглинаючими колодязями*
5	Інфільтрація з поверхні з утворенням застійних зон і гідростатичним тиском води на локальні ділянки стін	Фарбувальна Гідрофобна Просочувальна з поглинаючими колодязями*
<p>* Скидання води в нижче розташований шар ґрунту з більшим коефіцієнтом фільтрації.</p> <p>** В підвалах, за необхідності, рекомендується передбачати влаштування лотків і зумпфів для збору і відведення води, що надійшла через зовнішню стіну.</p>		

7.3.2.13 Фарбувальне гідроізоляційне покриття утворюється у вигляді твердої плівки при неодноразовому фарбуванні поверхні, що захищається, в'язкорідкими і пастоподібними сумішами (ґрунтовка, шпатлівка, фарба, емаль, лак). Фарбувальний шар з мінеральних компонентів не тріщиностійкий, тому при очікуваному розкритті тріщин покриття потрібно армувати склотканиною, скловолоком, склосітками або склополотном. Полімерцементні суміші володіють пластичністю, їх армування не потрібно. Для багат шарових фарбувальних покриттів рекомендується застосовувати мастики, емульсії, пасти.

7.3.2.14 Обклеювальну гідроізоляцію проектує у вигляді суцільного покриття з бітумних, бітумно-полімерних або полімерних матеріалів. Рулони або гнучкі полотнища пошарово наклеюють або наплавають на рівну заґрунтовану горизонтальну або вертикальну поверхню, що ізолюється.

7.3.2.15 Штукатурні гідроізоляційні покриття проектує на органічних і мінеральних в'язучих. Товщина покриттів повинна сягати від 40 мм до 50 мм. Для приготування сумішей використовують крупні заповнювачі (пісок, гравій, щебінь).

На основі органічних в'язучих можна застосовувати штукатурну бітумну гідроізоляцію у вигляді асфальтових мастик. В якості мінеральних в'язучих штукатурної гідроізоляції використовують цемент, а також ущільнюючі добавки.

7.3.2.16 При приготуванні розчинів рекомендується використовувати добавки пластифікуючі, ущільнюючі, гідрофобізуючі, сповільнювачі схоплювання, прискорювачі твердіння.

7.3.2.17 Матеріалом бентонітної гідроізоляції служить натрієвий бентоніт (високодисперсна порода з вмістом монтморилоніту не менше 60 %). Після укладання в сухому стані глина під впливом води набухає (збільшується в об'ємі).

У будівництві використовують порошки, панелі і мати на основі набухаючих бентонітових глин. У бентонітових гідроізоляційних сумішах міститься до 85 % – 90 % глини і не більше 15 % мінеральних добавок. Під час нанесення бентоніту не допускається його замочування. Якщо гідратація здійснюється не вчасно, то не забезпечується щільність прилягання матеріалу до бетону.

7.3.2.18 Гідрофобізовані піски і порошки рекомендується застосовувати для захисту від каплярної і конденсаційної води. Частинки дрібнодисперсної мінеральної речовини покриваються тонкою незмочуваною плівкою поверхнево-активної речовини (ПАР). Проникаючи в поровий простір, шар плівки твердне з утворенням опуклих менісків, які перешкоджають міграції вологи і фільтрації води в товщу засипки.

7.3.2.19 Монтована (облицювальна) гідроізоляція проектується у вигляді суцільної огорожі. Для облицювання застосовують сталеві листи товщиною не менше 4 мм або полімерні.

7.3.2.20 Лита гідроізоляція виконується з гарячих асфальтових мастик і асфальтобетону шляхом розливу і розрівнювання на горизонтальній поверхні або заливки в щілину між ізолюючої поверхнею і опалубкою (захисною огорожею). Даний захист застосовується при: інтенсивних механічних впливах; змінному температурному режимі; підвищених вимогах до сухості приміщення, що захищається; високому гідростатичному тиску; піддатливих основах і нетріщинистих конструкціях.

7.3.2.21 Ін'єкційну гідроізоляцію рекомендується використовувати при ремонті гідроізоляційних покриттів, для заповнення тріщин, каверн, щілин і нещільності в бетоні або кладці. Рідкі полімери (карбамідні, фенолформальдегідні і фуранові смоли) мають високу проникаючу здатність, їх рекомендується застосовувати для бетонів з дрібними тріщинами. Для тріщин понад 2 мм рекомендується застосовувати гарячу бітумізацію (ін'єкцію за допомогою бітумізаційних поршневих насосів високого тиску (5-6 МПа) або самонабухаючі шовні герметики. Для ущільнення місць деформацій, спряжень та примикань, ліквідації зосереджених течій рекомендується ін'єктувати бітумні емульсії з високою дисперсністю. Як правило, застосовують гідроактивні ін'єкційні розчини – однокомпонентні поліуретанові рідини з низькою в'язкістю, які при контакті з водою вступають в хімічну реакцію, що приводить до збільшення розчину в об'ємі.

7.3.2.22 Просочувальну гідроізоляцію застосовують для виробів з бетону, кераміки, азбестоцементу, природних пористих каменів. Вона підвищує водонепроникність будівельного матеріалу шляхом заповнення його пор. Заповнювачами служать органічні в'язучі речовини (бітум, кам'яновугільний дьоготь і пісок, петролатум тощо), термопластичні полімери (низькомолекулярний поліетилен) і мономерні термореактивних смол (стирол, метилметакрилат). Використовуються органічні рідини, що проникають в пори поверхневих шарів будівельного матеріалу, гідрофобізують поверхню пор і утворюють водонепроникні бар'єри. Просочена поверхнева кірка товщиною від 10 мм до 15 мм додає матеріалу стійкості до фізичних і хімічних впливів.

7.3.2.23 Погонажні вироби у вигляді джгутів, стрічок, шпонок з гуми і ПВХ і еластичних полімерних герметиків рекомендується застосовувати, забезпечуючи водонепроникність швів. Характеристики типів покриттів наведена в таблиці 7.4.

Таблиця 7.4 – Характеристики типів покриттів

Вид покриття	Рекомендована товщина, мм	Допустимий гідростатичний напір, м	Строк служби в ґрунті, років
Бітумні і бітумно-полімерні покриття			
Бітумні	4	2	5-7
Бітумно-латексні	5-6	8	8-10
Бітумно-наіритні	3	10	14-16
Бітумно-епоксидні	1,3-1,5	0,8-1,3	10-13
Бітумно-полістирольні	1,5-2	2-3	–
Бітумно-емульсійні	6	3	5-8
Бітумно-бутилкаучукові	5-6	5	15
Бітумно-етинолеві	4-5	2-3	7-9
Полімерцементні			
Цементно-латексні	2	5	–
Цементно-полівінілацетатні	4	10	–
Цементно-епоксидноамідні	4	5	–
Цементно-фурилові	4-5	5	–
Фарби			
Епоксидні	0,1-0,8	8	13-15
Епоксидно-поліефірні	0,14	10	15-20
Поліефірні	0,14	10	15-20

Тип II – зведення фундаментів заглиблених споруд з водонепроникного бетону

7.3.2.24 Даний тип захисту застосовується, коли залізобетонні конструкції контурних стін, заглиблених фундаментних плит і перекриттів одночасно виконують несучу і гідроізоляційну функції. До бетону конструкцій накладаються вимоги з корозійної стійкості у воді і ґрунті без додаткового захисту.

7.3.2.25 Водонепроникність фундаментів заглиблених споруд забезпечується за рахунок технологічних (необхідна водонепроникність бетону) і конструктивних (ущільнення робочих і деформаційних швів) заходів, герметизації технологічних отворів, необхідного армування фундаментів.

При появі в підземних частинах будинків, будівель та споруд мокрих плям, краплин води або протічок легко виявляються зони дефектів, що потребують ремонтно-відновлювальних робіт. Схема влаштування споруди з водонепроникної конструкції наведена на рисунку 7.2.

7.3.2.26 При розрахунках схем армування конструкцій рекомендується враховувати, що максимальна ширина розкриття тріщин повинна бути не більше 0,2 мм.

Клас бетону призначається за результатами гідрогеологічних вишукувань, але не нижче W 8.

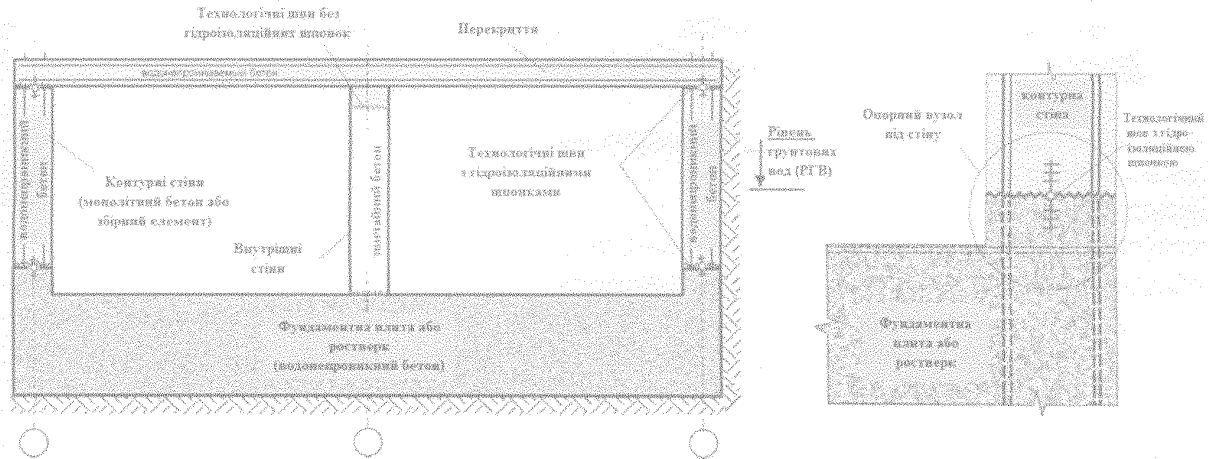


Рисунок 7.2 - Схема споруди із захистом типу II

Тип III - використання внутрішніх дренажів

7.3.2.27 Система захисту типу III повинна забезпечити перехоплення води, що профільтувала через зовнішню стіну споруди, збір і її відведення. Об'єм води залежить від властивостей та стану стін і не повинен перевищувати водовідвідну здатність системи. Тому дефекти, що можуть призвести до значних протічків, повинні бути усунуті до початку влаштування дренажної системи.

7.3.2.28 Система захисту типу III застосовується у вигляді порожнистих дренажних систем з мембранами або без них. Профільовані дренажні мембрани утворюють постійний зазор (не більше ніж 20 мм) між зовнішніми елементами споруди і облицюванням внутрішньої стіни. Мембранні секції з'єднуються між собою - герметизуються.

7.3.2.29 Якщо дренажна порожнина влаштовується в "стіні в ґрунті", в конструкції рекомендується передбачити канали достатньої ширини для відведення води.

7.3.3 Підвищення планувальних відміток поверхні територій

7.3.3.1 Поверхню території належить підвищувати для:

- освоєння під забудову затоплених, тимчасово затоплюваних і підтоплених територій;
- використання земель під сільськогосподарське виробництво;
- благоустрою прибережної смуги водосховищ та інших водних об'єктів.

7.3.3.2 Штучне підвищення планувальних відміток поверхні території відбувається шляхом підсипки або намиву ґрунту переважно на заплавах та заболочених ділянках на необхідну висоту і може бути виконано на заново забудовуваних (незабудованих) територіях. Вибір відміток поверхні території, спланованій в результаті підсипки або намиву, визначається:

- величиною норми осушення (таблиця 1 Д6Н Б.1.1-25), яка залежить від положення побутового дзеркала підземних вод і глибини закладання фундаментів і комунікацій;
- вимогами санітарного законодавства;
- положенням максимальних горизонтів води у водосховищі або підпертому б'єфі.

При визначенні варіантів штучною підвищення поверхні території, крім усунення загроз підтоплення, рекомендується враховувати функціонально-планувальні, соціальні, екологічні та інші вимоги, що пред'являються до територій під забудову, і проводити аналіз ґрунтово-геологічних, зонально-кліматичних та антропогенних її характеристик.

7.3.3.3 Проект вертикального планування території з підсипанням ґрунту рекомендується розробляти з урахуванням щільності забудови території, ступеню виконання раніше передбачених планувальних робіт, класів споруд захисту, змін гідрологічного режиму річок і водойм, розташованих на території захисту, та з урахуванням прогнозованого підйому рівня ґрунтових вод.

7.3.3.4 При здійсненні штучного підвищення відміток території рекомендується забезпечити умови природного дренажу підземних вод і не створювати їх підпір. По тальвегам ярів і водотоків, що засипають або замивають і виконують роль природних дренажів, рекомендується прокласти дренажні труби і тільки після цього виконувати підсіпку або намів ґрунту, а постійні водотоки поміщати у колектори із супутніми дренажами.

7.3.3.5 Доцільність осушення штучних підсіпок визначають за гідрогеологічними умовами прилеглої території та фільтраційними властивостями ґрунтів основи та підсіпки. При засипці тимчасових водотоків, водойм і місць виходу підземних вод рекомендується передбачати каптажі в основі підсіпки фільтруючого шару чи пластового дренажу.

7.3.3.6 При виборі технології робіт штучного підвищення поверхні території шляхом підсіпання ґрунту або наміву рекомендується передбачати переміщення ґрунтових мас із незатоплюваних ділянок корінного берега або заплави на затоплювані.

7.3.3.7 Поверхневий стік із території захисту від підтоплення рекомендується відводити у водойми, водотоки, яри, в загальноміські каналізаційні чи зливові системи.

7.3.3.8 В ґрунтах штучної підсіпки, що акумулюють вологу, як правило, рекомендується влаштувати систему осушення, що визначається фільтраційними властивостями насипних (намивних) ґрунтів, а також ґрунтів природного складу, що розташовуються нижче штучної підсіпки.

7.3.3.9 При великих площах підсіпки рекомендується розглядати питання про застосування в основі насипного шару систематичного дренажу.

7.3.3.10 Підвищення планувальних відміток поверхні територій, як правило, не застосовується в умовах забудованих територій. Воно пов'язано із зведенням будинків, будівель та споруд на штучних основах (насипних або намивних ґрунтах). Цей запобіжний захід боротьби з підтопленням є досить об'ємним і коштовним. Його доцільно застосовувати при інтенсивній забудові на відносно невеликих ділянках.

7.3.4 Попередження втрат з водонесучих комунікацій

7.3.4.1 Втрати води з водонесучих комунікацій і водовміщуючих споруд грають основну роль в підтопленні територій міст. Тому при зведенні водопровідних та каналізаційних споруд і мереж рекомендується звертати особливу увагу на якість робіт та дотримання спеціальних будівельних норм і умов, щоб не допускати втрат води з водних мереж і вузлів, для недопущення підтоплення міських територій та промислових майданчиків, особливо при просідаючих ґрунтах.

7.3.4.2 Рекомендується уникати прокладення водопровідних та каналізаційних споруд і мереж поблизу зсувних і зсувонебезпечних схилів для запобігання їх обводненню і втраті через це стійкості при аварійних розривах труб.

7.3.4.3 Попередження втрат води з водопровідних та каналізаційних споруд і мереж забезпечується виконанням організаційних, експлуатаційних і конструктивно-технологічних заходів.

7.3.4.4 Організаційні заходи повинні забезпечити виконання комплексу робіт із монтажу і влаштування водонесучих комунікацій відповідно до проекту, звертаючи особливу увагу на:

а) застосування матеріалів трубопроводів, які відповідають вимогам корозійної стійкості відносно рідин, що пропускаються по них;

б) додержання проектних уклонів і недопущення влаштування безнапірних трубопроводів із зворотними уклонами;

в) забезпечення належної основи для водонесучих трубопроводів;

г) забезпечення надійності водонесучих трубопроводів за умов впливу на них зовнішніх навантажень.

7.3.4.5 Експлуатаційні заходи передбачають виконання необхідного комплексу робіт із забезпечення нормальної експлуатації водопровідних та каналізаційних мереж і споруд на них.

7.3.4.6 В комплекс конструктивно-технологічних заходів із попередження витоків води входить проведення робіт щодо забезпечення водонепроникності з'єднань водонесучих комунікацій (надійна герметизація стикових з'єднань водонесучих труб), підвищення якості їх роботи, своєчасного виявлення втрат води з водонесучих трубопроводів.

Одним з найбільш ефективних способів попередження надходження води з водонесучих комунікацій в ґрунт є прокладання цих комунікацій у футлярах, напівпрохідних і прохідних каналах, оснащених супутнім дренажем або протифільтраційними екранами та гідроізоляційними покриттями.

7.3.5 Протифільтраційні завіси та екрани

7.3.5.1 Протифільтраційні пристрої (екрани і завіси) застосовуються для запобігання руху підземних вод до будинків, будівель, споруд та територій, що захищаються (протифільтраційні завіси), а також для перехоплення інфільтраційних вод, які надходять з водовміщуючих наземних і підземних ємностей і споруд (протифільтраційні екрани).

7.3.5.2 Протифільтраційні завіси влаштовуються для тимчасового (на період будівництва) або постійного захисту відкритих виробок (котлованів) та споруд від ґрунтових вод. Протифільтраційні завіси можуть влаштовуватись у вигляді як самостійних конструкцій, так і в поєднанні з водопониженням та дренажами.

7.3.5.3 Застосовуються наступні типи протифільтраційних завіс: траншейні, пальові (бетон, глиноцементний розчин, заглинений ґрунт, глиниста паста, глина), тонкі щілинні та ін'єкційні (цементний та глиноцементний розчини). Можливе влаштування комбінованих завіс як за типом, так і за матеріалом заповнення.

7.3.5.4 Вибір типу та параметрів протифільтраційної завіси рекомендується виконувати виходячи із її призначення, строку служби, інженерно-геологічних та гідрологічних умов ділянки будівництва, розрахункового напору, необхідної глибини закладання, результатів фільтраційних розрахунків (вишукувань) та за необхідності, розрахунків на силові впливи (зсув, продавлювання).

7.3.5.5 Завіси, як правило, повинні повністю перетинати водоносні породи та заглиблюватись в водоупорні породи на глибину, яка визначається характером контактної зони, станом водоупорних шарів і напором, що діє на завісу, але не менше ніж на 1 м при добре вираженій межі водоносного шару та водоупору.

7.3.5.6 При проектуванні протифільтраційних завіс рекомендується обґрунтувати розрахунками фільтраційну стійкість завіси, її міцність протягом всього строку служби та стійкість ґрунтового масиву, який сприймає гідростатичний напір на завісу.

7.3.5.7 Витрати підземних вод, які фільтрують через тіло досконалої завіси, допускається визначати, виходячи з величини перепаду напору з верхової та низової сторін протифільтраційної завіси H_s , який визначається за формулою:

$$H_s = t_s I_{cr}, \quad (7.9)$$

де t_s – товщина протифільтраційної завіси, м;

I_{cr} – допустимий градієнт напору на завісу, який визначається, як правило, за експериментальними даними (по замірах РПВ в спостережних свердловинах, розташованих з верхової та низової сторін завіси).

За відсутності спеціальних експериментальних даних градієнт напору можна приймати із таблиці 7.5.

Таблиця 7.5 – Допустимі градієнти напору на протифільтраційну завісу

Ч.ч.	Матеріал завіси	Допустимий градієнт напору I_{cr} для протифільтраційних завіс	
		тимчасових	постійних
1	Заглинований ґрунт	30	20
2	Глиниста паста	50	30
3	Комкова глина	50	30
4	Глиноцементний розчин	150	100
5	Бетон	200	150

7.3.5.8 Для спостережень за перепадом напору на завісі в проекті рекомендується передбачати влаштування п'єзометричних свердловин з обох сторін завіси.

7.3.5.9 Товщину траншейних завіс допускається приймати від (0,5-1,0) м при використанні спеціального обладнання (грейфери) до (2,0-2,5) м – при використанні землерийних машин загального призначення (ковшові екскаватори, драглайни).

7.3.5.10 Пальові завіси рекомендується передбачати діаметром (0,5-1,0) м. Відстань між центрами паль, що пересікаються, завіси рекомендується приймати не більше (0,7-0,8) діаметра паль. Розрахункова товщина пальової завіси приймається за товщиною на стику паль.

7.3.5.11 Розробку траншей та буріння свердловин для траншейних та пальових завіс рекомендується передбачати, як правило, під захистом глинистого розчину, який забезпечує стійкість стін від обвалення.

Коефіцієнт фільтрації твердіючих та пластичних заповнювачів завіс не повинен перевищувати 0,005 м/добу.

7.3.5.12 Тонкі безтраншейні завіси товщиною (10-20) см, які зводяться шляхом струменевої цементації ґрунтів (технологія Jet-grouting) з допомогою бурової колони без обертання, рекомендується влаштовувати в піщаних та глинистих ґрунтах і тих, що містять в собі крупноуламкові вclusions на глибину до 20 м.

7.3.5.13 Ін'єкційні завіси влаштовують із застосуванням цементації, глинизації, смолізації та силікатизації ґрунтів.

7.3.5.14 Цементацію (ін'єкцію цементних, глиноцементних та глиноцементно-піщаних розчинів), як правило, рекомендується застосовувати для влаштування завіс у піщаних, гравійно-галькових та крупноуламкових ґрунтах з коефіцієнтом фільтрації більше 20 м/добу.

7.3.5.15 Глинизацію (ін'єкцію глиносилікатних розчинів) рекомендується застосовувати у випадках, коли цементація неекономічна або ненадійна через наявність агресивних вод, здатних руйнувати цементний камінь.

7.3.5.16 Смолізацію (ін'єкцію розчинів синтетичних смол з затверджувачем) рекомендується передбачати для влаштування завіс у піщаних ґрунтах з коефіцієнтом фільтрації (0,2-50) м/добу.

7.3.5.17 Силікатизацію (ін'єкцію двох або одного хімічних розчинів) рекомендується передбачати для влаштування завіс у піщаних ґрунтах.

7.3.5.18 Допускається передбачати комбіноване застосування цементації, глинизації, смолізації та силікатизації.

7.3.5.19 Вибір відстані між свердловинами (крок свердловин) ін'єкційної завіси рекомендується виконувати із умови забезпечення її суцільності та її щільності (допустимої величини питомого водопоглинання та коефіцієнта фільтрації тіла завіси). Оптимальну відстань між свердловинами, як правило, рекомендується визначати на основі дослідних робіт. За відсутності дослідних даних відстань між свердловинами допускається визначати виходячи з величини радіуса розповсюдження ін'єктуємого розчину r , який розраховується за формулою:

$$r = \sqrt{q \cdot t \frac{q \cdot t}{\pi h a_e e}}, \quad (7.10)$$

де q – витрата розчину, який нагнітається в свердловину, м³/год;
 t – тривалість нагнітання розчину в свердловину, год;
 h – товщина шару ґрунту, що закріплюється, м;
 a_e – коефіцієнт нерівномірності розповсюдження пор у ґрунті;
 e – коефіцієнт пористості ґрунту.

7.3.5.20 У піщаних ґрунтах замість буріння свердловин допускається передбачати забивку перфорованих ін'єкторів з граничною глибиною заглиблення (12-15) м.

Занурення ін'єкторів на більшу глибину рекомендується передбачати в пробурені свердловини.

7.3.5.21 У проектній документації рекомендується передбачати операційний, прийомний, вибірковий та інші види контролю за процесами влаштування протифільтраційних завіс, за їх розмірами, суцільністю та параметрами матеріалу тіла завіси.

7.3.5.22 Протифільтраційні екрани рекомендується застосовувати при влаштуванні шламосховищ, наземних і підземних резервуарів тощо. Вони являють собою площадні пристрої, виконані з одного або декількох шарів непроникних матеріалів, які можуть поєднуватися з дренуючими пристроями під ними.

7.3.5.23 Застосовують наступні конструкції протифільтраційних екранів: а) одношарова глиняна; б) двошарова глиняна; в) покриття з поліетиленової плівки; г) те саме із застосуванням асфальтобетону.

7.3.5.24 Одношаровий глиняний екран – це шар ущільненої глини товщиною 0,5 м – 1,0 м з коефіцієнтом фільтрації не більше 10⁻³ м/добу.

7.3.5.25 Екран з поліетиленової плівки укладається на вирівняний шар піщаної підготовки або на ущільнену поверхню глиняного ґрунту.

З'єднання плівки в суцільне водонепроникне покриття виконується склеюванням або зварюванням окремих смуг спеціальними апаратами. Для захисту плівки зверху укладається захисний шар ґрунту товщиною 0,15 м – 0,20 м.

7.3.5.26 Асфальтобетонні екрани застосовують для резервуарів і ємкостей для утримання рідких продуктів, що не мають сильнолугової реакції, і влаштовують із асфальтових матеріалів товщиною (0,3-0,4) м, вкладених на основу, просічену отрутохімікатами. Поверхня покриття покривається шаром асфальтового розчину або мастики шаром (10-20) мм, на яку укладається захисний шар глинистого ґрунту.

7.3.6 Дренажі, що використовуються в будівельний період

7.3.6.1 Дренажі використовуються як для водопониження (тимчасового) у будівельний період, так і протягом всього періоду експлуатації будинків, будівель та споруд (постійні).

7.3.6.2 Дренажі, що використовуються в будівельний період, можуть бути лінійними або пластивими, в конструкцію яких включають дренажі лінійного типу. Лінійні дренажі рекомендується проектувати з використанням перфорованих труб (трубчастий дренаж) або у вигляді відкритих або заповнених фільтруючим матеріалом траншей (траншейний дренаж) з відведенням вод у зумпфи, обладнані зануреними насосами.

Навколо дрен улаштовується фільтруюча обсіпка з гравію діаметром 10 м – 20 мм, а верхню частину дренажної траншеї засипають середньозернистим піском з коефіцієнтом фільтрації не менше 5 м/добу на 0,5 м вище максимально існуючого рівня ґрунтових вод (рисунок 7.3) згідно з ДБН 360.

Ефективна глибина осушення лінійними дренажами – до (4-5) м. Лінійні дренажі рекомендується влаштовувати всередині котловану, в основі укосів земляних виробок, на територіях, що оточують будівельний об'єкт. Поздовжні уклони дренажів повинні забезпечити швидкість води в перфорованих трубах, за якої не відбувається їх замулювання. Для глинистих ґрунтів рекомендується приймати уклон не менше 0,002, а для пісків – не менше 0,003.

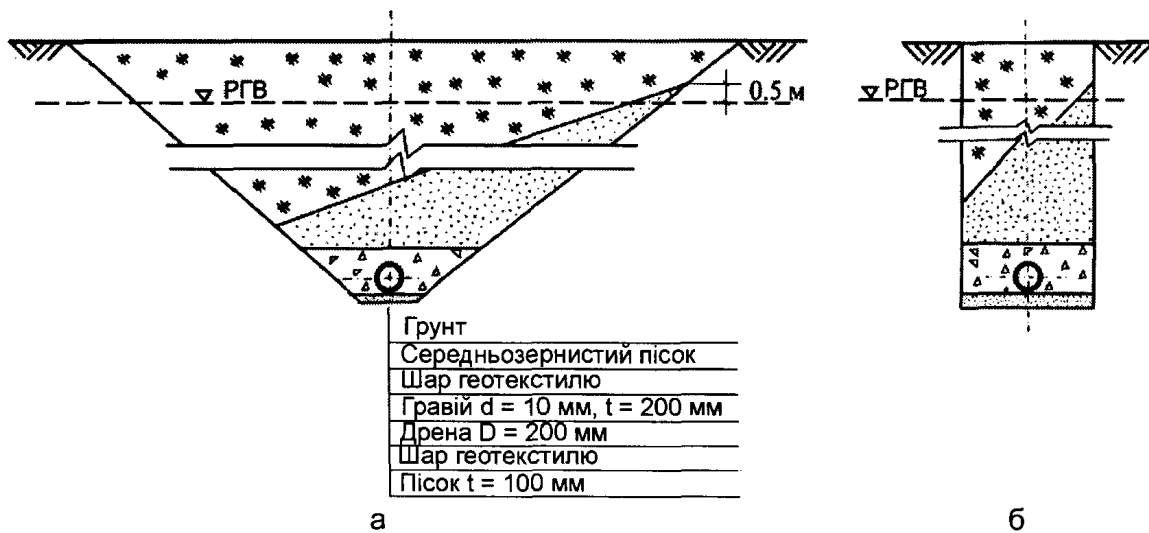


Рисунок 7.3 – Конструкції дренажу з укисною (а) і закріпленою (б) траншеями

7.3.6.3 Для забезпечення необхідної водозахоплювальної здатності трубчастих дренажів передбачають обсіпку з дренуючих матеріалів (щебеню, гравію, піску або їх сумішей). Підбір складу обсіпок, кількість шарів (один або два) і їх товщини проводять в залежності від типу фільтру та гранулометричного складу дренуючих ґрунтів.

7.3.6.4 Геотекстиль в дренажних системах рекомендується застосовувати як фільтруючий матеріал для дренажних труб і армуючого шару для щебеневої засипки. Геотекстиль забезпечує стійкість дренажу, перешкоджає дифузії щебеню в ґрунт і просіданню дренажної траншеї, захищає щебневий шар і дренажні труби від замулювання.

7.3.6.5 Пластові дренажі передбачаються для відбору підземних вод у будівельний період з усієї площі котловану. Даний вид дренажу влаштовується при відборі підземних вод в ґрунтах з коефіцієнтом фільтрації менше 2 м/добу. При відборі підземних вод з пилюватих або глинистих ґрунтів конструкція пластового дренажу передбачає два шари: нижній – з крупнозернистого піску товщиною 150 мм – 200 мм і верхній – з гравію або щебеню товщиною 200 мм – 250 мм. Якщо в майбутньому передбачається експлуатація пластового дренажу як постійного, то його товщина шарів повинна бути збільшена. Зменшити обсяг використання щебеню можна за рахунок застосування дренажних полотен з геотекстилю. Відведення підземних вод, відібраних пластовим дренажем, здійснюється до системи лінійного дренажу, піщано-гравійна обсіпка якого з'єднана з тілом пластового дренажу (рисунок 7.4).

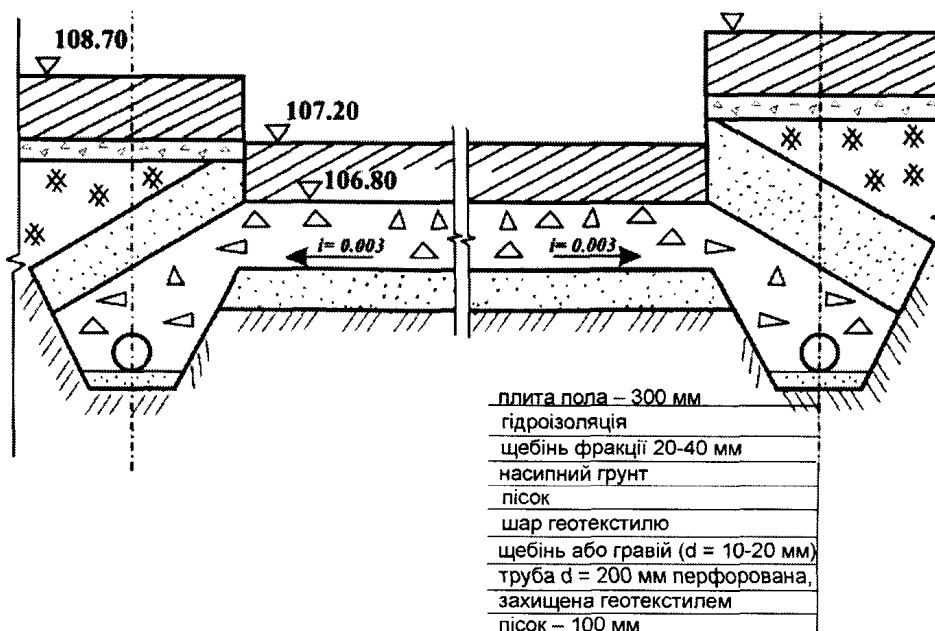


Рисунок 7.4 – Конструкція пластового дренажу

7.3.7 Однолінійні дренажні системи (перехоплюючі дренажі) для запобігання підтопленню території, будівель і споруд

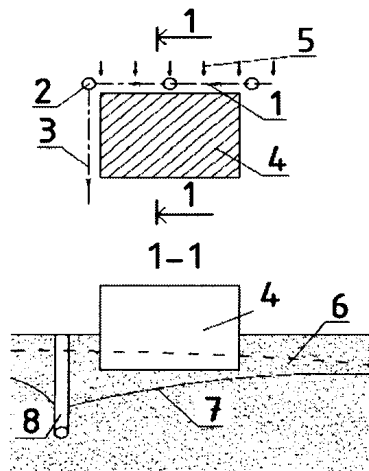
7.3.7.1 Головний дренаж

7.3.7.1.1 Перехоплюючі дренажі застосовують для повного або часткового перехоплення підземних вод, які надходять на територію, що захищається, зі сторони водорозділів, водосховищ, річок, масивів зрошення тощо. При цьому виділяють головний, береговий та відсічний дренажі. Ці дренажі відносяться до однолінійних дренажних систем

7.3.7.1.2 Дренажі такого типу можуть бути горизонтальними, вертикальними або комбінованими. Їх перевагою є те, що вони влаштовуються поза територією, що захищається. Це особливо важливо для попередження підтоплення територій, що вже забудовані.

7.3.7.1.3 Головний однолінійний дренаж призначений для перехоплення підземних вод, що надходять зі сторони водорозділу. Такий дренаж розташовують вище за течією підземних вод від ділянки, що захищається. Його влаштування найбільш ефективно при відносно неглибокому заляганні водоупору.

7.3.7.1.4 При глибокому заляганні водоупору доцільно влаштування лінійного ряду вертикальних дренажних свердловин (дренажні завіси), з яких проводять відкачку води. Комбінований дренаж застосовують, коли водоносний горизонт, що дренується, досить потужний і водомісткий, а горизонтальні дрени не можуть забезпечити необхідного водопониження, доцільно до горизонтальних дрен влаштувати вертикальні дрени і переходити на комбінований дренаж. Схема головного дренажу показана на рисунку 7.5.



1 – лінія дренажу; 2 – оглядовий колодязь; 3 – відвідний колектор; 4 – споруда, що захищається; 5 – напрямок течії підземних вод; 6 – природний рівень підземних вод; 7 – понижений рівень підземних вод; 8 – горизонтальна дрена

Рисунок 7.5 – Схема головного дренажу

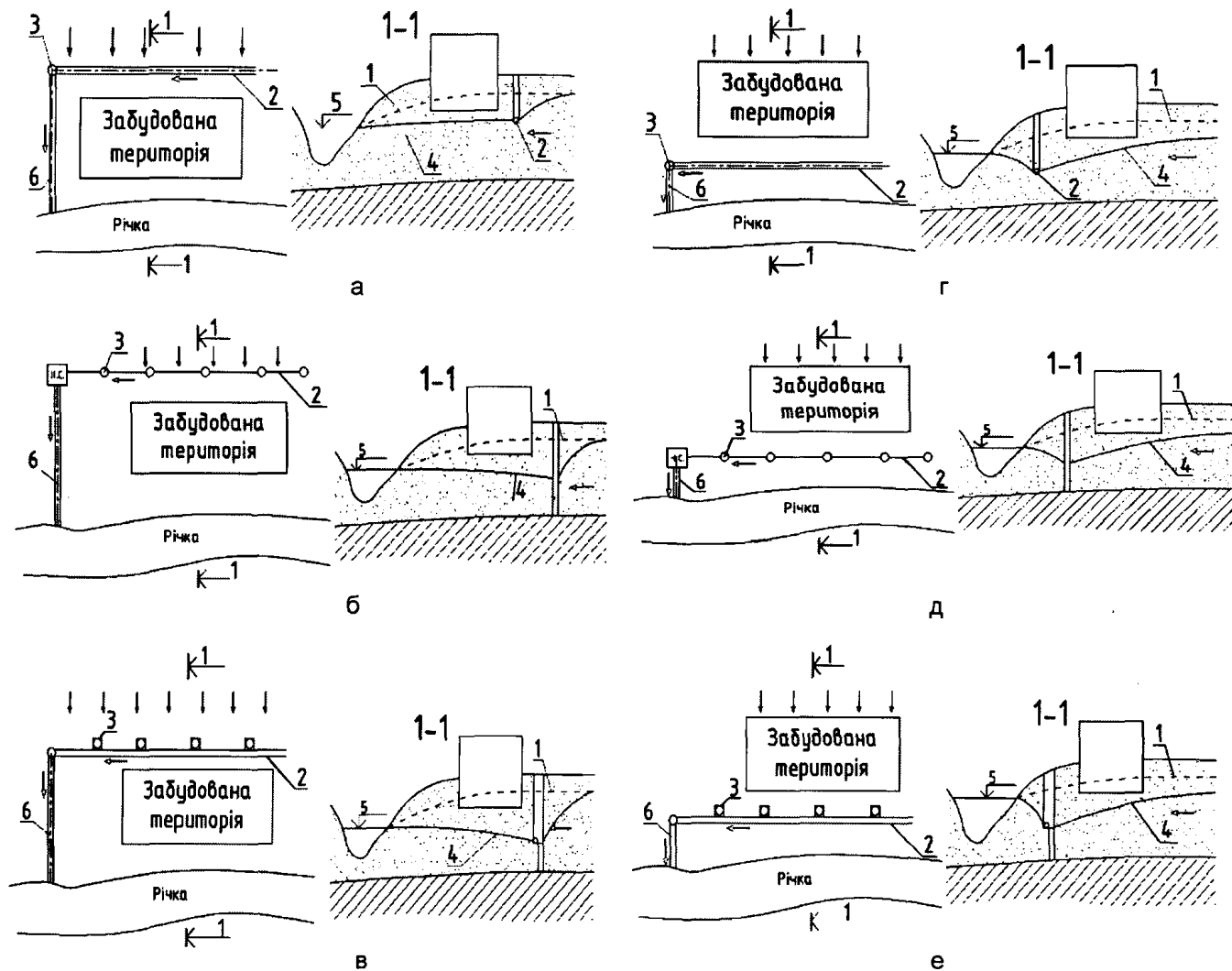
7.3.7.2 Береговий дренаж

7.3.7.2.1 Береговий дренаж призначений для перехоплення підземних вод, що формуються в зоні впливу річки або водосховища. В залежності від конкретних гідрогеологічних умов території, що захищається, береговий дренаж виконується у вигляді горизонтальних дрен, ряду вертикальних свердловин або комбінованого дренажу (рисунки 7.6).

7.3.7.2.2 Комбінований дренаж поєднує горизонтальні дрени з рядом вертикальних дрен. Вода з безнапірних колодязів шляхом самовиливу надходить до горизонтальної дрени.

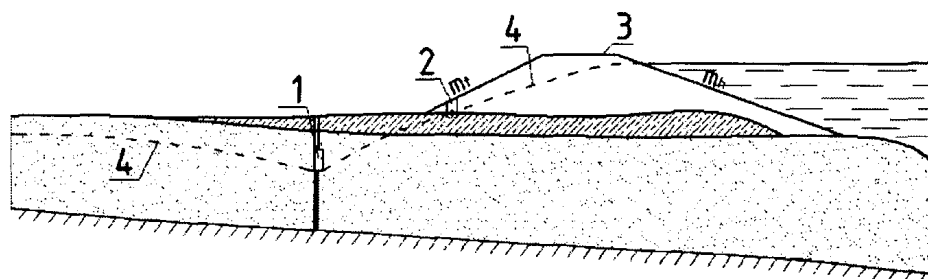
Різновидом берегового дренажу є придамбовий дренаж (рисунки 7.7).

7.3.7.2.3 Основні вимоги до берегового дренажу: а) зменшення напору води з боку річки (водосховища) до відмітки, що відповідає побутовому рівню підземних вод; б) перехоплення потоку підземних вод, що надходить до дренажу з боку водорозділу і фільтраційних вод.



а, г – горизонтального типу; б, д – вертикального типу; в, е – комбінованого типу; 1 – непонижений рівень підземних вод; 2 -горизонтальні дрени; 3 – вертикальні дрени; 5 – рівень води в річці; 6 – відповідний колектор

Рисунок 7.6 – Схема берегового дренажу



1 – береговий дренаж; 2 – придамбовий дренаж; 3 – дамба обвалування; 4 – депресивні криві при сумісній роботі обох дренажів

Рисунок 7.7 – Схема берегового дренажу сумісно з придамбовим дренажем

7.3.7.3 Розрахунки головного і берегового однолінійного дренажів

7.3.7.3.1 Розрахунки полягають у влаштуванні оптимального заглиблення і положення дренажу відносно контурів живлення (незначний дебет дрени при забезпеченні норми осушення в межах об'єкта), визначення його витрати і побудови кривої депресії. При розміщенні дрени досконалого дренажу на водоупорі в однорідному шарі ґрунту, на межах якого підтримується постійний напір, витрата дрени складається із суми витрат потоку зі сторони водосховища q_1 та водорозділу (або іншої річки) q_2 , котрі можуть бути наближено визначені за формулою Дюпюї для ґрунтового потоку (рисунок 7.8).

$$q = q_1 + q_2 = k \frac{H_1^2 - H_0^2}{2l_1} + k \frac{H_2^2 - H_0^2}{2l_2}, \quad (7.11)$$

де q_1 і q_2 – витрати потоку зліва та справа на одиницю довжини дренажу;
 H_1 , H_2 та H_0 – напори над горизонтальним водоупором ($i = 0$) на межі потоку і в дрени;
 l_1 і l_2 – відстань від дрени до межі потоку;
 k – коефіцієнт фільтрації шару ґрунту, м/добу.

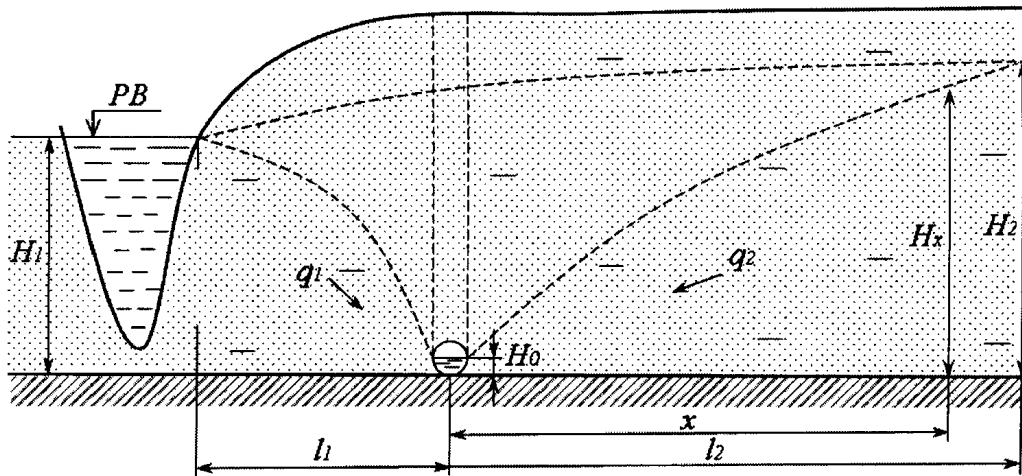


Рисунок 7.8 – Схеми до розрахунку горизонтального однолінійного головного і берегового дренажу

7.3.7.3.2 Після визначення витрати дрени q для декількох варіантів її розташування та вибору найбільш доцільного, приступають до визначення положення зниженого рівня, для чого визначають ординати кривої депресії за формулами:

$$\text{вліво від дренажу} \quad H_x = \sqrt{H_0^2 + (H_1^2 - H_0^2) \frac{x}{l_1}}, \quad (7.12)$$

$$\text{вправо від дренажу} \quad H_x = \sqrt{H_0^2 + (H_2^2 - H_0^2) \frac{x}{l_2}}, \quad (7.13)$$

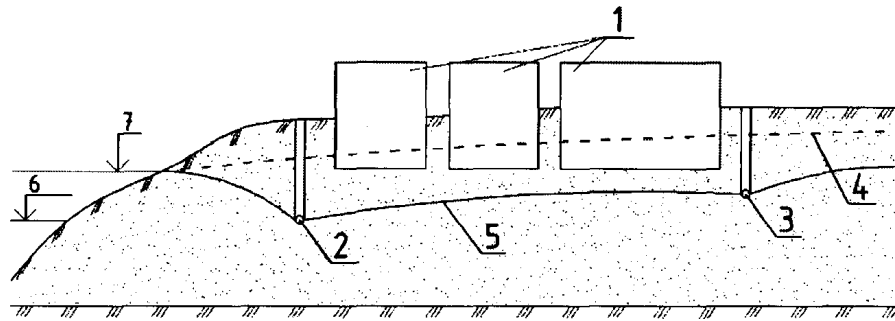
де x – відстань від стінки дрени вліво чи вправо до перерізу, в якому визначається H_x .

7.3.7.4 Відсічний дренаж

7.3.7.4.1 Відсічний дренаж застосовується для перехоплення підземних вод, що надходять з сусідніх обводнених територій (масивів зрошення, підтоплених територій промислових підприємств, наприклад, ТЕЦ тощо).

7.3.8 Дволінійні дренажні системи

Дволінійні дренажні системи застосовуються в тих випадках, коли дія однолінійного дренажу недостатня для забезпечення необхідного водопониження в межах території, що захищається, а також тоді, коли рекомендується захистити територію від бокового притоку води з двох сторін. Такий дренаж, як правило, складається з берегової дрени, вкладеної вздовж берега водойми, і головної дрени, що проходить вздовж верхової (з боку потоку підземних вод) межі території, що захищається (рисунок 7.9).



1 – будівлі, що захищаються; 2 – берегова дрена; 3 – головна дрена; 4 – рівень підземних вод до влаштування дренажу; 5 – понижений рівень підземних вод; 6 – рівень води в річці до будівництва водосховища; 7 – нормальний підпірний рівень (НПР) води після влаштування водосховища

Рисунок 7.9 – Схема дволінійного дренажу

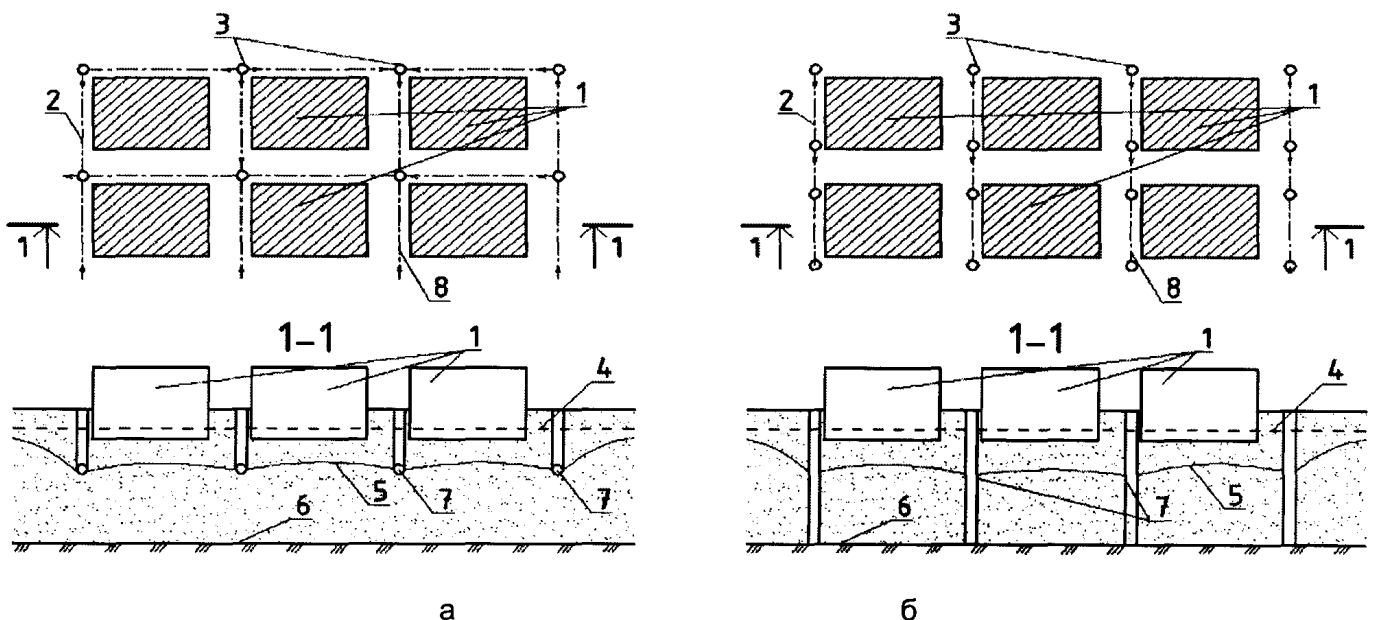
7.3.9 Площадні (систематичні) дренажні системи

7.3.9.1 Площадна дренажна система призначена для захисту від підтоплення значних площ і являє собою систему горизонтальних або вертикальних дрен, розташованих більш або менш рівномірно по всій площі, що дронується. Як, правило, дрени в горизонтальних площадних системах або ряди дрен в площадних системах, що об'єднують вертикальні дрени, розташовуються паралельно одна одній.

7.3.9.2 Горизонтальний площадний дренаж рекомендується застосовувати при живленні підземних вод за рахунок інфільтрації атмосферних опадів безпосередньо в межах території, що захищається, а також за наявності інфільтраційного живлення техногенного характеру (втрат з водонесучих комунікацій і споруд конденсаційного накопичення вологи під асфальтованими і бетонованими поверхнями).

7.3.9.3 Вертикальний площадний дренаж доцільно застосовувати за наявності живлення верхнього слабопроникного шару за рахунок перетікання підземних вод з нижнього напірного горизонту.

Схема площадних дренажних систем наведена на рисунку 7.10.



а

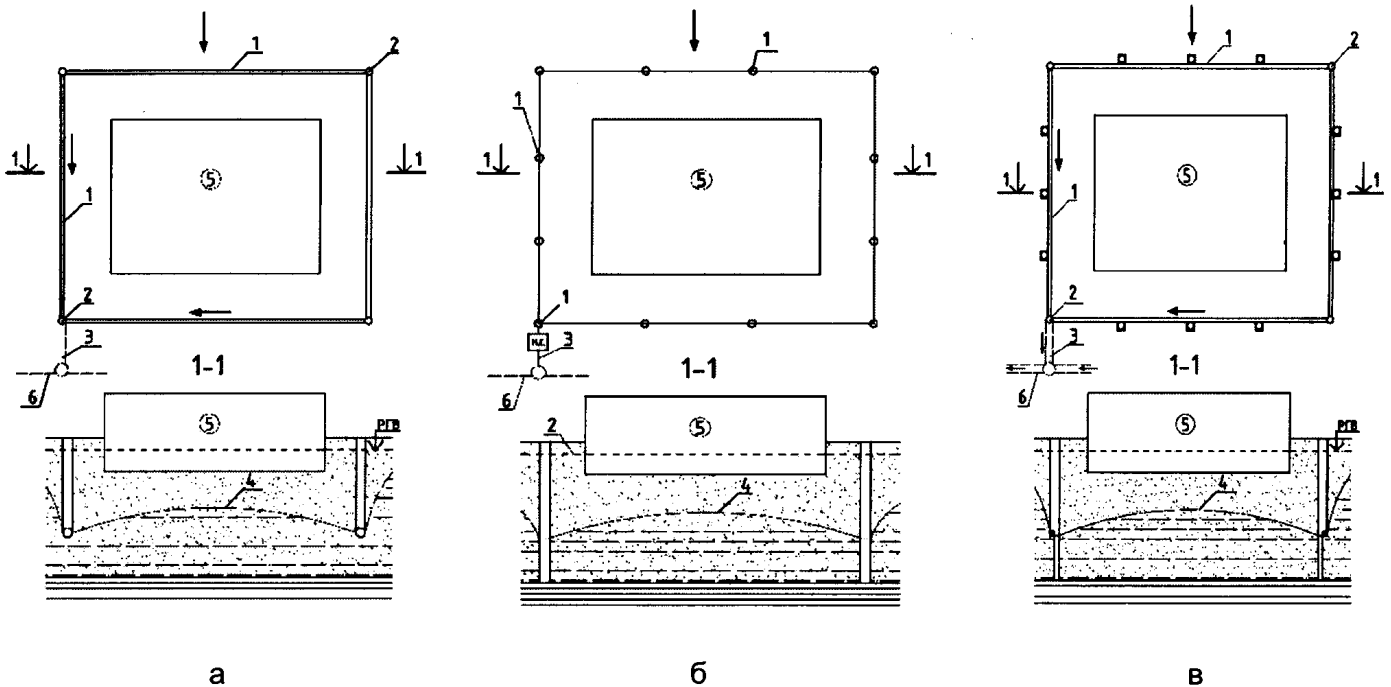
б

а – горизонтального типу; б – вертикального типу: 1 – споруди, що захищаються; 2 – лінія дренажу; 3 – оглядові колодязі; 4 – непонижений рівень підземних вод; 5 – понижений рівень підземних вод; 6 – водоупор; 7 – горизонтальні дрени; 8 – вертикальні дрени

Рисунок 7.10 – Схема площадної (систематичної) дренажної системи

7.3.10 Кільцеві (контурні) дренажні системи

Кільцеві (контурні) дренажні системи застосовують для захисту від підтоплення окремих споруд або невеликих ділянок території, на яких розташовується група таких споруд. Ці системи являють собою замкнені контури дренажних ліній різної конфігурації, виконаних у вигляді горизонтальних, вертикальних або комбінованих дрен (рисунок 7.11). В цих системах найбільш часто застосовують дренажі горизонтального типу. Вертикальний дренаж застосовується за необхідності пониження рівня підземних вод на значну глибину. Дренаж комбінованого типу застосовується при двошаровій будові водоносної товщі, за якої нижні шари ґрунту більш водопроникні.



а – горизонтального типу; б – вертикального типу; в – комбінованого типу; 1 – вісь горизонтального дренажу; 2 – оглядові колодязі; 3 – відповідний колектор; 4 – понижений рівень підземних вод; 5 – будівля, що захищається; 6 – скидний колектор

Рисунок 7.11 – Схема кільцевої (контурної) дренажної системи

7.4 Захисні споруди

7.4.1 Загальна характеристика

7.4.1.1 На забудованих і підтоплених міських територіях або майданчиках промислових підприємств основним способом захисту основ окремих будинків, будівель та споруд, комунікацій або території взагалі від підземних вод є застосування дренажу, яке рекомендується влаштувати в поєднанні із заходами з регулювання поверхневого стоку (див. 7.2), попередження втрат з водонесучих комунікацій і водомістких ємкостей (див. 7.3.4) тощо.

7.4.1.2 Дренажні системи повинні забезпечити на території, що захищається, і біля будинків, будівель та споруд зниження рівнів підземних вод до необхідної величини, бути простими, довговічними і економічними в експлуатації.

При захисті від підтоплення підвальних частин будинків, будівель та споруд, а також підземних комунікацій величина необхідного водопониження визначається їх заглибленням з врахуванням граничних глибин залягання підземних вод для територій, міст і селищ згідно з таблицею 1 ДБН В.1.1-25.

7.4.1.3 Вибір системи захисних заходів проводиться на основі водобалансових, фільтраційних і гідравлічних розрахунків, а також техніко-економічного порівняння варіантів. При цьому рекомендується уникати наступних негативних наслідків: а) зміни фізико-механічних характеристик ґрунтів в основі існуючих будинків, будівель та споруд при зниженні рівнів підземних вод; б) зниження продуктивності підземних водоносних горизонтів, які використовуються для водопостачання; г) збільшення фільтраційних втрат з штучних технічних водойм; д) забруднення водоносних горизонтів при скиданні в них дренажних вод.

7.4.1.4 За принципом відбору води і вологи з ґрунту застосовують дренажі гравітаційної дії і спеціальні – вакуумні, вентиляційні і пневмонагнітальні. Гравітаційні дренажі найбільш ефективно працюють при осушенні ґрунтів з коефіцієнтом фільтрації більше 0,5-1,0 м/добу, спеціальні дренажі доцільно застосовувати при осушенні слабопроникних ґрунтів (супісків, суглинків тощо).

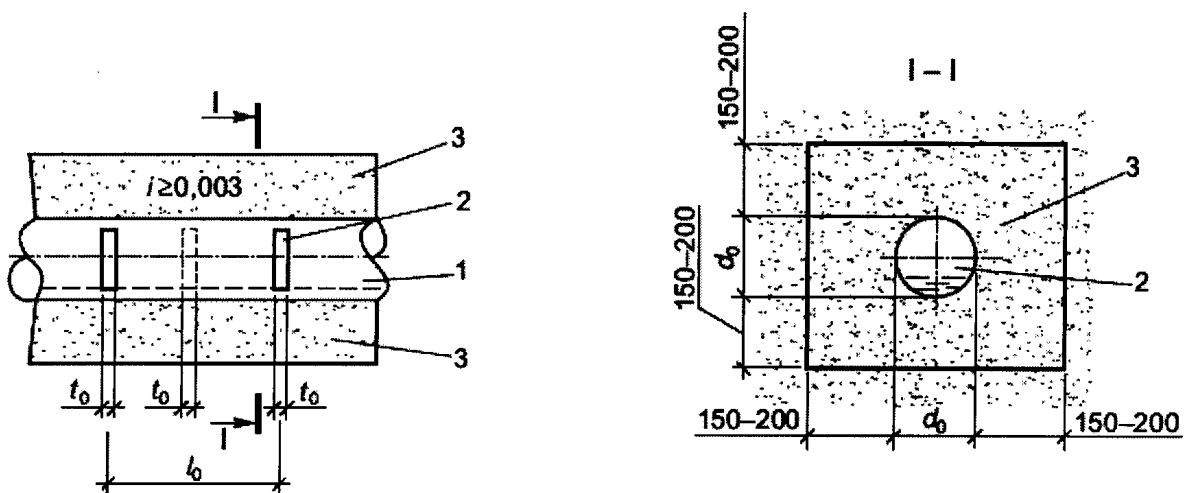
7.4.1.5 Будь-яка дренажна споруда складається з двох основних елементів: водоприймального і водовідвідного. Перший з них забезпечує приймання води з водоносного пласта, другий – відведення води за межі території, що осушується. Відведення води може бути самоплинним або примусовим в залежності від конкретних умов ділянки.

7.4.2 Горизонтальний трубчастий дренаж

7.4.2.1 Горизонтальні дренажі – найбільш розповсюджені види дренажів, які застосовуються для захисту від підтоплення значних територій, невеличких ділянок або окремих будинків, будівель та споруд, а також як самостійний елемент інженерного захисту і укладаються на глибинах до (6-8) м. В умовах міської і промислової забудови, як правило, влаштовують закритий дренаж трубчастого типу, хоча за певних обставин застосовують відкритий горизонтальний дренаж у вигляді траншеї або каналу.

7.4.2.2 Закритий (підземний) лінійний горизонтальний дренаж для збору та відведення води рекомендується проектувати із азбестоцементних, керамічних, пластмасових труб, трубофільтрів з пористого бетону на цементному або полімерному в'язучому, які витримують тиск від власної ваги ґрунту та будівельно-монтажне навантаження. Розрізняють наступні види обсыпок трубчастих дренажів:

- обсыпка (об'ємний фільтр) із сипкого сортового матеріалу – піску, гравію, щебеню (рисунок 7.12), а також із керамзиту, шлаку та інших місцевих матеріалів;
- фільтруючі обгортки із нетканих, геосинтетичних матеріалів, із рулонних фільтруючих матеріалів на основі мінеральних, синтетичних або полімерних волокон, а також із скловолокна і склосітки;
- комбіновані обсыпки з геосинтетичних (чи натуральних) матеріалів у поєднанні з піщано-гравійними.



1 – труба; 2 – отвір (щілина); 3 – об'ємний фільтр

Рисунок 7.12 – Трубчастий дренаж з піщаною обсыпкою

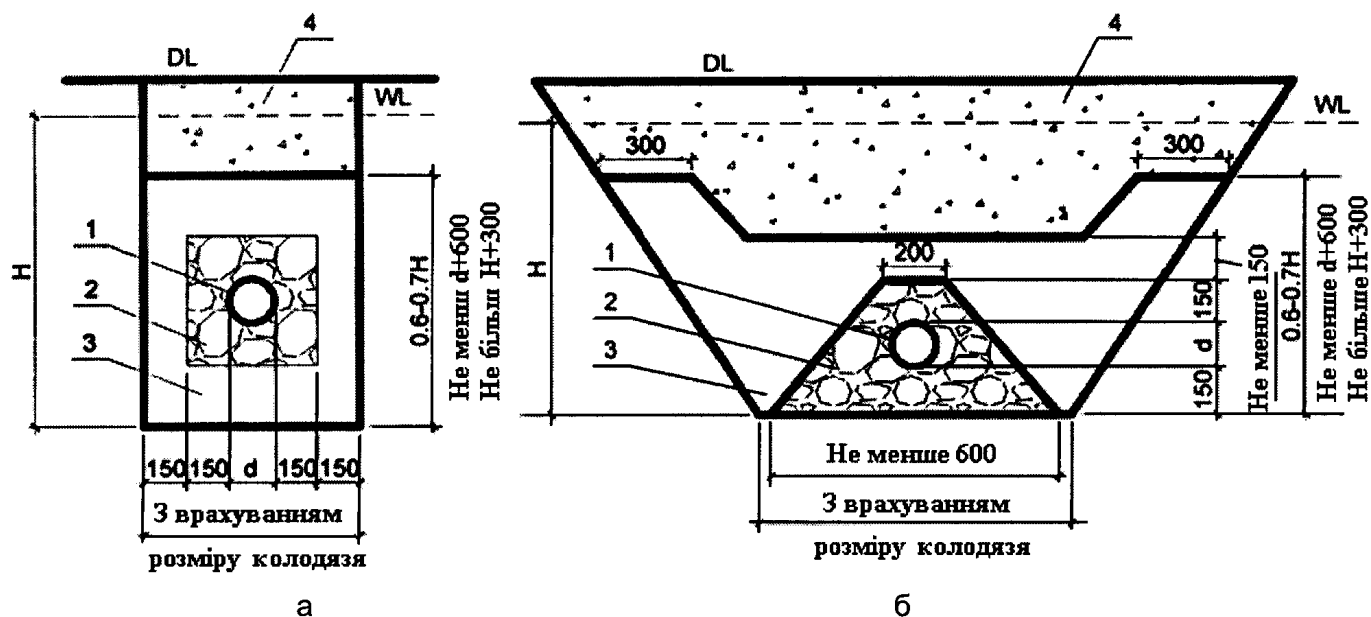
7.4.2.3 Для влаштування дренажу рекомендується використовувати труби: керамічні, азбестоцементні, бетонні, залізобетонні або пластмасові. Товщина шарів фільтрувальних обсіпок в горизонтальних дренах має бути не менше ніж 150 мм. Крупність матеріалу окремих шарів фільтрувальних обсіпок підбирають за значенням міжшарового коефіцієнта: $D_{50}/d_{50} = 5-10$.

7.4.2.4 Для влаштування об'ємних фільтрів шарами товщиною більше 150 мм рекомендується використовувати природні та штучні матеріали: піщано-гравійну суміш, крупнозернистий пісок з вмістом зерен діаметром $d \geq 0,5$ мм не менше 40 % за масою, гравій, шлак, керамзит.

В матеріалах для обсіпок та шарів вміст часток ґрунту діаметром $d < 0,1$ мм не повинен перевищувати 5 % за масою. При вмісті глинистих часток більше 2 % за масою піщаний матеріал рекомендується промити. Коефіцієнт фільтрації матеріалу дренажної обсіпки повинен бути не менше 5 м/добу. Ґрунтові матеріали, що використовуються для обсіпок, повинні відповідати вимогам до матеріалів для гідротехнічних споруд.

Склад фільтрувальних обсіпок рекомендується підбирати, щоб виключити суфозію і кольматаж системи.

7.4.2.5 Фільтрувальні обсіпки, залежно від складу осушуваного ґрунту, рекомендується влаштовувати одношаровими або двошаровими. Разом з цим передбачають засипку частини траншеї піщаним ґрунтом (рисунки 7.3, 7.13). При облаштуванні укїсної траншеї таку засипку роблять у вигляді призми з міркувань економії матеріалу.



а – прямокутна; б – у вигляді трапеції; 1 – дренажна труба; 2 – щєбїнь; 3 – пісок з коефіцієнтом фільтрації не менше 5 м/добу; 4 – місцевий ґрунт

Рисунок 7.13 – Схема влаштування обсіпки

Призначення призми – прийом води, що притїкає з боків. Найменша висота піщаної призми складає (0,6-0,7) від величини перевищення розрахункового РГВ відносно дна дренажної траншеї, максимальна – на 30 см вище розрахункового РГВ; оптимальна – визначається конкретними умовами будівництва.

7.4.2.6 Фільтрувальні одношарові обсіпки, застосовуються в гравелистих і крупнозернистих пісках, а також в пісках середньої крупності з діаметром часток (0,3-0,4) мм і більше.

Двошарові обсіпки рекомендується влаштовувати в супїсках, дрібних пилюватих і середньозернистих пісках з середнім діаметром часток менше за вказане, а також при шаруватїй будовї водоносного пласта.

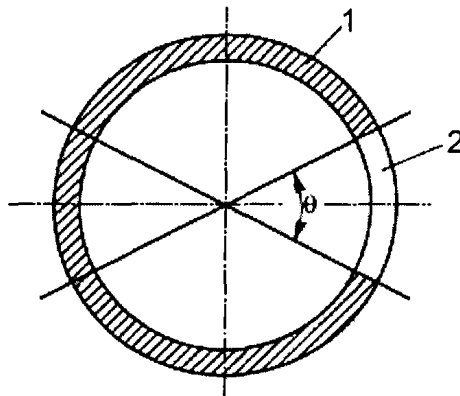
7.4.2.7 В трубчастих дренах із водонепроникних матеріалів рекомендується передбачати сукупність спеціальних водоприймальних проходів. В стінках азбоцементних або пластмасових труб просвердлюють круглі отвори діаметром від 2 мм до 5 мм або нарізають щілини шириною від 1,5 мм до 5,0 мм, а стики перекривають муфтами. Водоприймальними проходами в керамічних трубах служать зазори на стиках ланок. Перфорація зони розміщення проходів (отвори, щілини, зазори) рекомендується приймати в межах від 0,1 % до 5 % від площі поверхні.

7.4.2.8 Водоприймальні проходи в стінках труб знижують їх міцність, що оцінюють коефіцієнтом γ_m , який характеризує відношення моментів опору перерізу перфорованої та неперфорованої труби (рисунок 7.14) і визначається за формулою

$$\gamma_m = 1 - \frac{\theta - \sin \theta}{\pi}, \tag{7.14}$$

де θ – кут бачення, град.

Значення γ_m повинне бути не більше 0,75.



1 – труба; 2 – прохід для поступання води

Рисунок 7.14 – Переріз труби з водоприймальними проходами

Витрату води Q , см³/с, яка поступає через проходи загальною площею A , см², можна наближено визначати за формулою

$$Q = \mu \cdot A \sqrt{2 \cdot g \cdot H}, \tag{7.15}$$

де μ – коефіцієнт витрати води; $\mu = 0,3$;

H – перевищення відмітки ґрунтових вод на зовнішньому контурі труби, яке приймається таким, що дорівнює її діаметру, см.

Матеріал, внутрішній діаметр труб для дренажу і допустиму глибину їх вкладання рекомендується приймати згідно з таблицею 7.6.

Таблиця 7.6 – Характеристики дренажних труб

Вид труб	Внутрішній діаметр труб, мм	Допустима глибина вкладання труб, м (для діаметрів, мм)
Азбестоцементні безнапірні	150, 200, 250, 300	Від 3 до 6 (200)
Керамічні дренажні	150, 200, 250	3,5 (150)
Поліетиленові гладкостінні ПВП та ПНП	110, 140, 160, 200	До 8
Дренажні із крупнопористого фільтраційного бетону на щільних заповнювачах	150, 200, 250, 300, 350, 400, 500	Від 8 до 10 (200), 8 (400), 8 (500)
Примітка. В поліетиленових трубах рекомендується просвердлити водоприймальні отвори діаметром від 2 мм до 5 мм.		

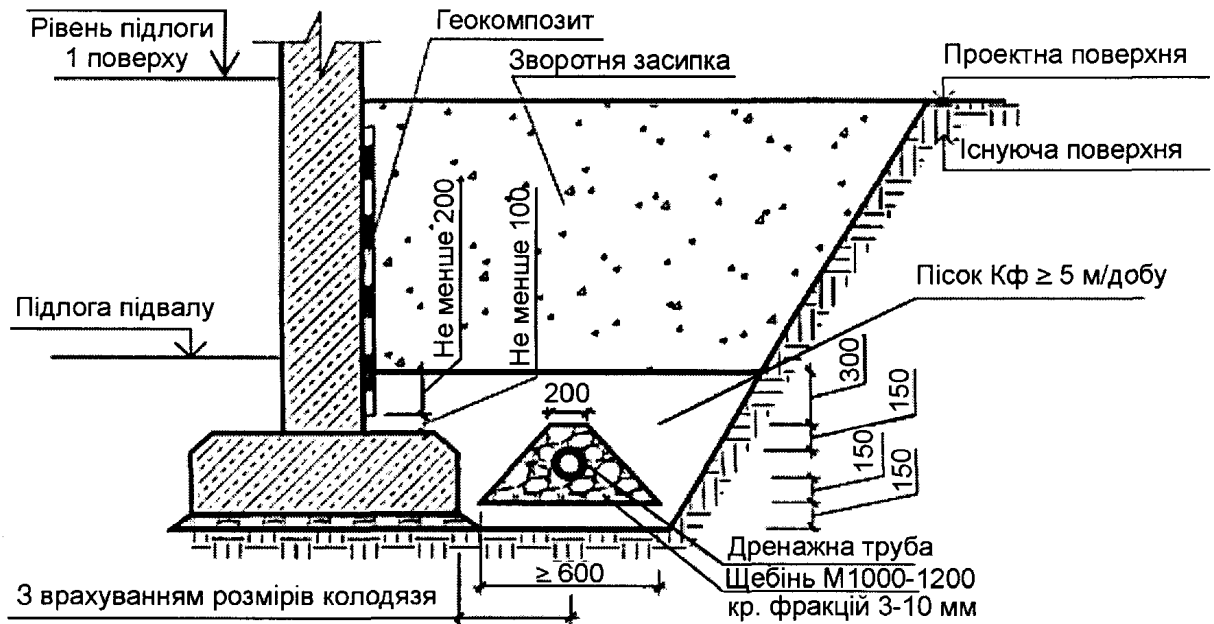
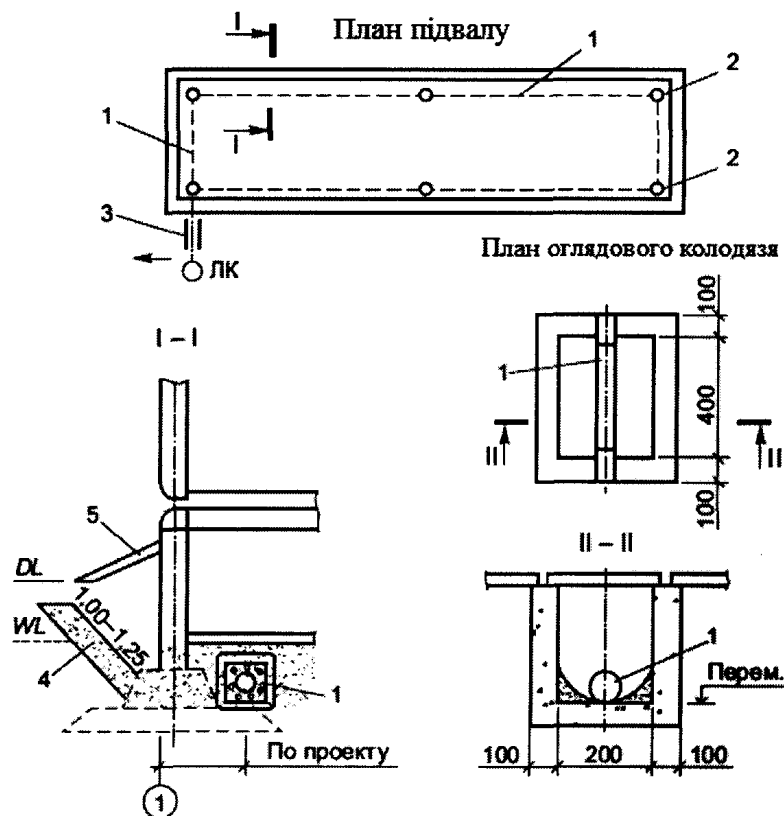


Рисунок 7.16 – Схема конструкції пристінного дренажу з дренажно-ізоляційного геокмпозита

7.4.2.13 За аналогією до зовнішньої схеми розташування дренажу (рисунок 7.15) рекомендується застосовувати схему вкладання труб по контуру всередині підвалу. Труби з присипкою рекомендується розміщувати вище відмітки підшви (рисунок 7.17). В межах площі підвального приміщення рекомендується передбачити влаштування бетонних оглядових колодязів в місцях зміни напрямку труб, відстань між ними повинна бути від 25 до 35 м. Дно колодезя виконують у вигляді лотка, а в стінах передбачають монтажні отвори для пропуску дренажних труб. Зверху колодезь перекривають, а в підлозі підвалу влаштовують оглядовий люк. Відвід води із дренажних труб рекомендується здійснювати в зливову каналізацію або спеціально об лаштований дренажний приямок.

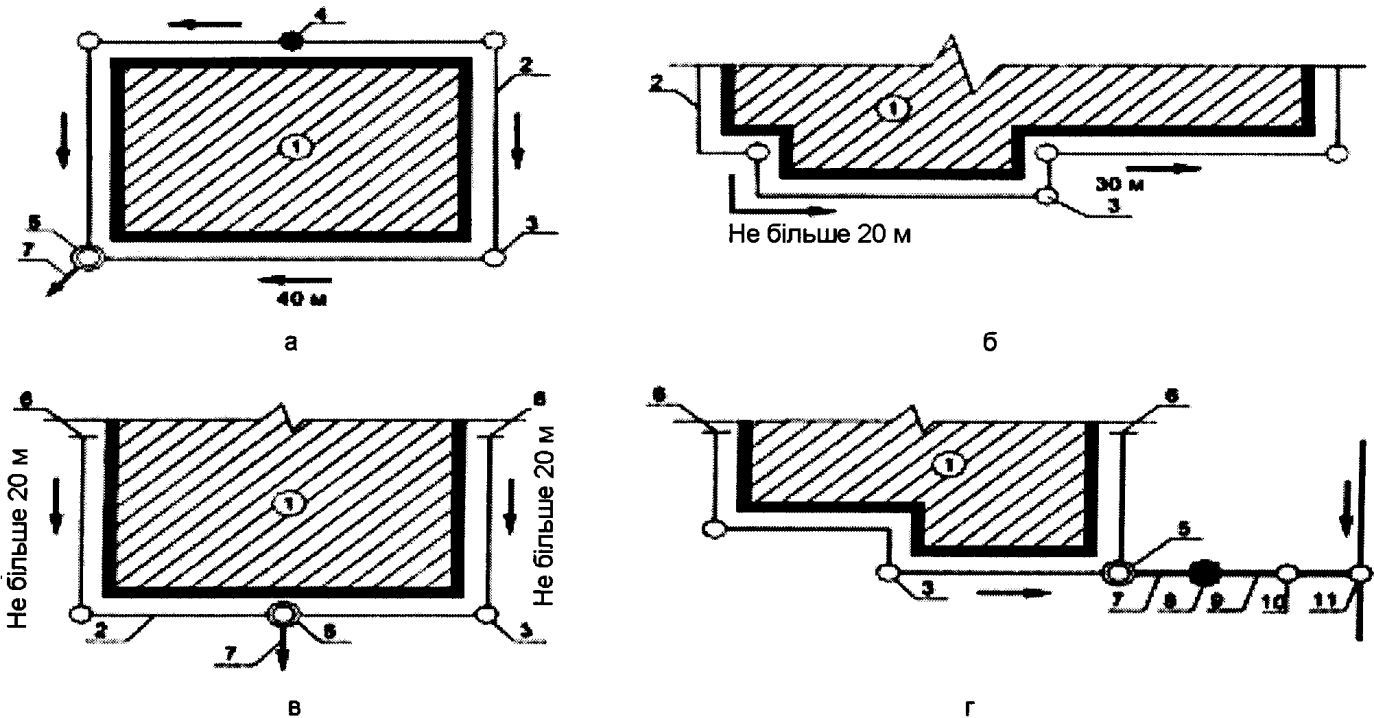


1 – дрена з фільтром; 2 – оглядовий колодезь; 3 – зливову каналізація; 4 – прифундаментний дренаж; 5 – асфальтовий підмосток

Рисунок 7.17 – Внутрішньопідвальный дренаж

Труби транзитного дренажу виконують без перфорації і влаштовують без фільтрувальної засипки. За конструкцією і технічними характеристиками вони аналогічні трубам самопливної зливової каналізації.

7.4.2.14 Оглядові (інспекційні) колодязі для спостереження за роботою системи встановлюють в місцях повороту траси і зміни ухилів дрен, на перепадах – у вузлах сполучення труб з різними відмітками лотка, а також на прямих ділянках дренажу (рисунок 7.18).



а – повороти траси, перепади відміток дренажних труб; б – виступи будівлі; в – початкові ділянки; г – з насосом на транзитній ділянці дренажу; 1 – будівля; 2 – дренаж; 3 – колодязі; 4 – те саме перепадні; 5 – те саме з відстійною частиною; 6 – заглушки; 7 – випуск (транзитний дренаж); 8 – колодязь з насосом; 9 – напірна ділянка транзитного дренажу; 10 – колодязь – гаситель напору; 11 – оглядовий колодязь дощової каналізації

Рисунок 7.18 – Схема розташування дренажних колодязів

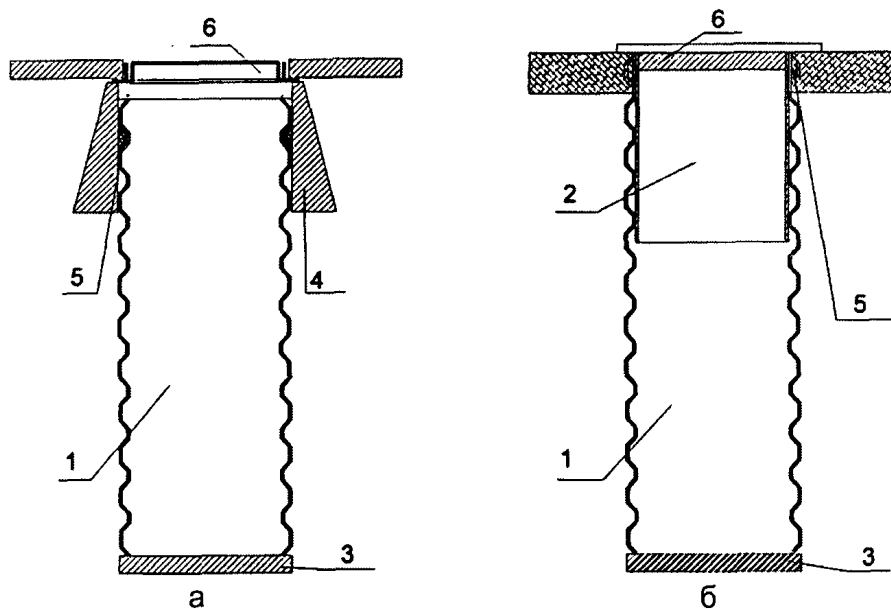
7.4.2.15 Відстань між дренажними оглядовими колодязями (при діаметрі дрен до 300 мм) становить не більше ніж 50 м, а оптимальна гранична відстань за умов експлуатації дренажної мережі – 40 м.

На поворотах оглядові колодязі дренажу у виступах будівель влаштовувати не обов'язково, якщо відстань від повороту до найближчого колодязя не перевищує 20 м. Коли на ділянці між колодязями дренаж робить декілька поворотів, оглядові колодязі встановлюють через один поворот. Початкові ділянки дренажної мережі завдовжки до 20 м допустимо виконувати без першого оглядового колодязя. В цьому випадку рекомендується передбачити заглушку дренажної труби.

7.4.2.16 Для надійної експлуатації дренажної системи потрібно обов'язкове регулярне очищення дренажних колодязів з тим, щоб не допускати замулювання дренажних труб.

7.4.2.17 Традиційні конструкції колодязів рекомендується влаштовувати із залізобетонних кілець з внутрішнім діаметром 1000 мм, колодязі з насосами – 1500 мм.

Можливе застосування колодязів з пластмаси. Їх поставляють в готовому виді на майданчик будівництва або складають на місці з відповідних елементів. Конструкція збірного пластмасового колодязя складається з трьох основних частин: донної, вертикальної і кришки або люка (рисунок 7.19). Труби або врізаються на місці в нижню частину колодязя, або в ній є заводські отвори. Як правило, труби врізаються за місцем. Елементи конструкції колодязів виконують з різних матеріалів виходячи з умов їх роботи.



а – збірних пластмасових з конічною бетонною горловиною; б – те саме з чавунним люком і спідницею; 1 – гофтруба колодезя; 2 – спідниця з полівінілхлориду (ПВХ); 3 – дно з пропілену; 4 – конічна бетонна горловина; 5 – гумове кільце; 6 – кришка

Рисунок 7.19 – Схеми колодезя з пластмаси

7.4.2.18 Колодезі з пластмасових виробів влаштовують з відстійною частиною (пісколовкою) глибиною не менше 0,5 м і чистять з використанням засобів механізації.

У традиційних залізобетонних колодезях осадова частина глибиною не менше 0,5 м обов'язкова в останньому оглядовому колодезні мережі на стартовій ділянці транзитного дренажу, в перепадних колодезях, а також в оглядових колодезях по трасі дренажу – через 40 м – 50 м.

7.4.2.19 Вибір конструкції трубчастого дренажу залежить від гідрогеологічних умов майданчика будівництва, особливостей об'єкта захисту, типу і системи дренажу, заглиблення підвального поверху і його призначення, визначається умовами застосування і вимогами експлуатації. Труби дренажу підбирають відповідно до вимог: а) достатньої водопропускної здатності; б) міцності при дії на них ґрунту засипки і динамічних навантажень; в) стійкості до агресивних ґрунтових вод; г) зручності пристрою і експлуатації дренажу.

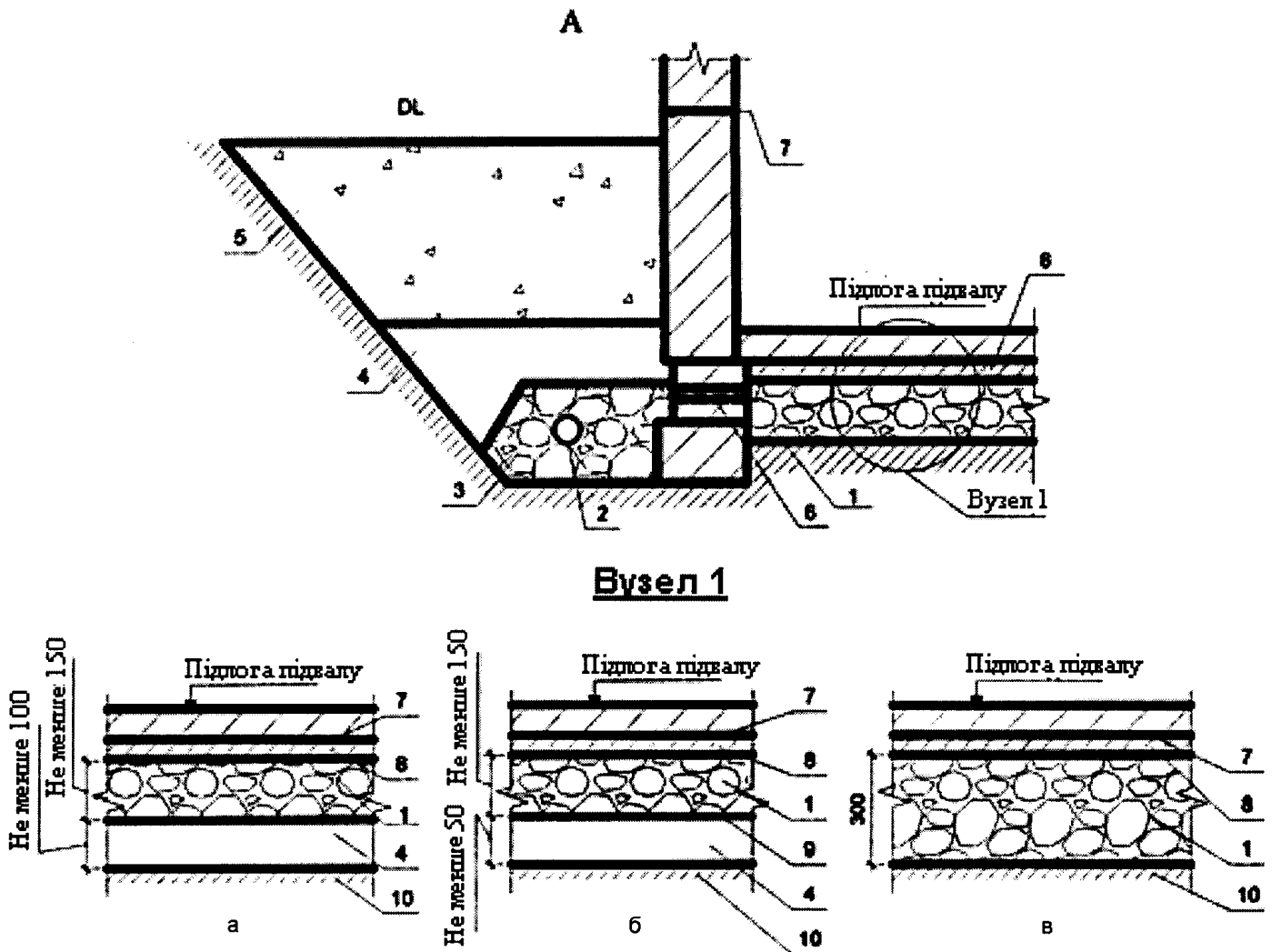
Найбільшою мірою цим вимогам відповідають одношарові і двошарові пластмасові труби з поліетилену низького тиску (ПНТ), полівінілхлориду (ПВХ), а також поліпропілену (ПП) і поліетилену високої щільності (НДПЕ). Залежно від матеріалу і конструкції вони відносяться до різних класів жорсткості.

7.4.3 Пластовий дренаж

7.4.3.1 Пластовий дренаж для захисту заглиблених частин будівлі рекомендується виконувати у вигляді суцільного піщано-гравійного шару (площадний), у вигляді призм (лінійний), що мають уклон до трубчастої дрени, з використанням геотекстильних мембран і високоміцних геокомпозитів.

7.4.3.2 Конструкція пластового дренажу може складатися з одного або двох шарів залежно від характеру ґрунтів, що розташовані нижче, ширини споруди, що захищається, і притоку води. Одношаровий пластовий дренаж влаштовують з щебеню (гравію), двошаровий – з щебеню і піску. Піщаний шар може бути замінений відповідною геотекстильною мембраною. У пластовому дренажі використовують щебінь з фракцією 3-20 мм (коефіцієнт неоднорідності – не більше 5), а також середньозернистий пісок. Площадний пластовий дренаж з одношаровою щебеневою підготовкою повинен мати товщину не менше 300 мм. Двошарова дренаюча підготовка виконується з щебеневого шару мінімальною товщиною 150 мм, а піщаного – 100 мм. Товщина лінійного пластового дренажу з одношаровою підготовкою зі щебеню має бути не менше 200 мм. Необхідну кількість дрен (призм) визначають з урахуванням гідрогеологічних умов, а їх положення в плані залежить від конструкції фундаменту об'єкта, що захищається.

7.4.3.3 Пластовий дренаж повинен сполучатися із засипкою дренажної труби. В процесі виконання робіт пластовий дренаж захищають від засмічення. Приклади конструкції пластового дренажу будівель показані на рисунку 7.20.



а – будівлі; б – двошарового дренажу з піщано-гравійних шарів; в – те саме з геотекстильною мембраною, що фільтрує; г – те саме одношарового дренажу із щебеня; 1 – фільтрувальна частина дренажу; 2 – дренажна перфорована труба; 3 – щебеневий фільтр; 4 – піщаний фільтр; 5 – зворотна засипка; 6 – перепускна труба без перфорації; 7 – гідроізоляційна мембрана; 8 – бетонна подготовка; 9 – геотекстильна мембрана, що фільтрує; 10 – місцевий ґрунт

Рисунок 7.20 – Схема конструкції пластового дренажу

7.4.4 Розрахунки горизонтальних і пластових дренажів

7.4.4.1 У процесі цих розрахунків слід виділити два етапи:

- 1) гідрогеологічні розрахунки, за допомогою яких визначають дебіт дрен і положення депресивних поверхонь підземних вод на території, що захищається;
- 2) гідравлічні розрахунки, що визначають необхідну пропускну здатність вибраних параметрів дрен при допустимих в них швидкостях течії води і відповідному наповненні.

Гідравлічні розрахунки дренажу виконують методом підбору. Гідрогеологічні (фільтраційні) розрахунки виконують на основі спеціальних розрахункових схем для відображення основних гідрогеологічних характеристик майданчика будівництва і умов роботи дрен.

7.4.4.2 При виборі розрахункових схем враховують конкретні умови майданчика будівництва:

- а) систему дренажу і джерела живлення підземних вод;
- б) тип дренажу (досконалий або недосконалий);
- в) будова осушуваного масиву і фільтраційні властивості його шарів;

- г) гідравлічний стан водоносного пласта (напірні або безнапірні води);
- д) характеристику підземних вод (напрямок, потужність, уклони).

Варіанти розрахункових схем:

- а) однолінійна (одинок) горизонтальна дрена (берегова, головна) з одностороннім або двостороннім притоком ґрунтових вод з вищерозміщеної території і/або з боку водойми;
- б) двохлінійний горизонтальний дренаж (поєднання берегової і головної дрена) з двостороннім притоком ґрунтових вод з вищерозміщеної території і з боку водойми;
- в) контурна горизонтальна система (кільцевий або прифундаментний дренажі) при живленні підземних вод, що поступають переважно в межах площі, що лежить поза дренажним контуром;
- г) горизонтальні дрени, розташовані на майданчику на умовно рівних відстанях (систематичний дренаж), що працюють, зазвичай, при живленні ґрунтових вод згори і/або знизу;
- д) пластовий дренаж в основі об'єкта, що захищається, при надходженні підземних вод збоку і/або знизу.

7.4.4.3 Розрахунковий рівень ґрунтових вод рекомендується приймати на основі прогнозних значень багаторічного середньорічного рівня підземних вод на майданчику будівництва.

7.4.4.4 При дренаванні будівель місцевими системами у поєднанні з пластом дренажем витрата, що відводиться транзитним дренажем, визначається тільки за величиною витрати трубчастих прифундаментних дрена.

7.4.4.5 У наведених нижче формулах (7.16) – (7.40) і на розрахункових схемах (рисунки 7.21 – 7.28), прийняті наступні позначки:

- H – глибина початкового РГВ над водоупором, м;
- h – глибина закладання дрени від початкового РГВ, м;
- T – перевищення недосконалої дрени над водоупором, м;
- R – радіус кривої депресії дренажу, м;
- α – половина відстані між дренами систематичного дренажу, м
- r_0 – приведений радіус контура дрени, м;
- r_g – радіус дрени, м;
- Q_0 – питома витрата, м²/доб;
- W – інтенсивність інфільтрації атмосферних опадів, м/доб;
- F – площа обмежена контуром, м.

7.4.4.6 Розрахунок горизонтальних трубчастих і пластових дренажних пристроїв, працюючих в умовах усталеного безнапірної фільтрації і однорідного середовища, рекомендується робити за наведеними нижче розрахунковими формулами. Розрахунок виконують виходячи з гідрогеологічних умов майданчика будівництва, фактичного проектного положення дренажу, його системи (місцева або загальна) і типу (досконалий або недосконалий).

При неоднорідній будові водовмісної товщі середньозважене значення коефіцієнта фільтрації $K_{сер}$ розраховують за формулою

$$K_{сер} = \frac{K_1 m_1 + K_2 m_2 + \dots + K_n m_n}{m_1 + m_2 + \dots + m_n},$$

де $K_1 + K_2 + \dots + K_n$ – коефіцієнти фільтрації окремих осушуваних шарів ґрунту, м/добу;
 $m_1 + m_2 + \dots + m_n$ – потужність відповідних шарів, м, яку приймають на основі вихідних даних і розрахункової схеми дренажу.

Область використання цієї формули обмежується співвідношенням коефіцієнтів фільтрації різних шарів не більше ніж 1 : 20 ($K_n : K_{n+1} < 20$).

7.4.4.7 Інтенсивність просочування атмосферних опадів визначають з урахуванням характеру ґрунту, кількості опадів і ступеня благоустрою ділянки забудови.

7.4.4.8 Витрати дренажних вод і криві депресії однолінійних і дволінійних дренажів (місцевих і загальних) розраховують за нижче наведеними формулами.

Для досконалих дренажів (рисунок 7.21, а) питому витрату визначають за формулою (7.16) для двостороннього притоку підземних вод і за формулою (7.17) – для одностороннього притоку:

$$Q_0 = \frac{KH^2}{R}, \tag{7.16}$$

$$Q_0 = \frac{KH^2}{2R}, \tag{7.17}$$

де R – радіус кривої депресії дренажу, м, який розраховують за формулою (7.18) або визначають за рисунком 7.22:

$$R = h \sqrt{\frac{K}{2W}}, \tag{7.18}$$

Витрата дренажних вод для дренажної лінії загальною довжиною L визначають за формулою

$$Q = Q_0 L, \tag{7.19}$$

Криву депресії будують, використовуючи для розрахунків її ординат формулу

$$H_x = H \sqrt{\frac{x}{R}}, \tag{7.20}$$

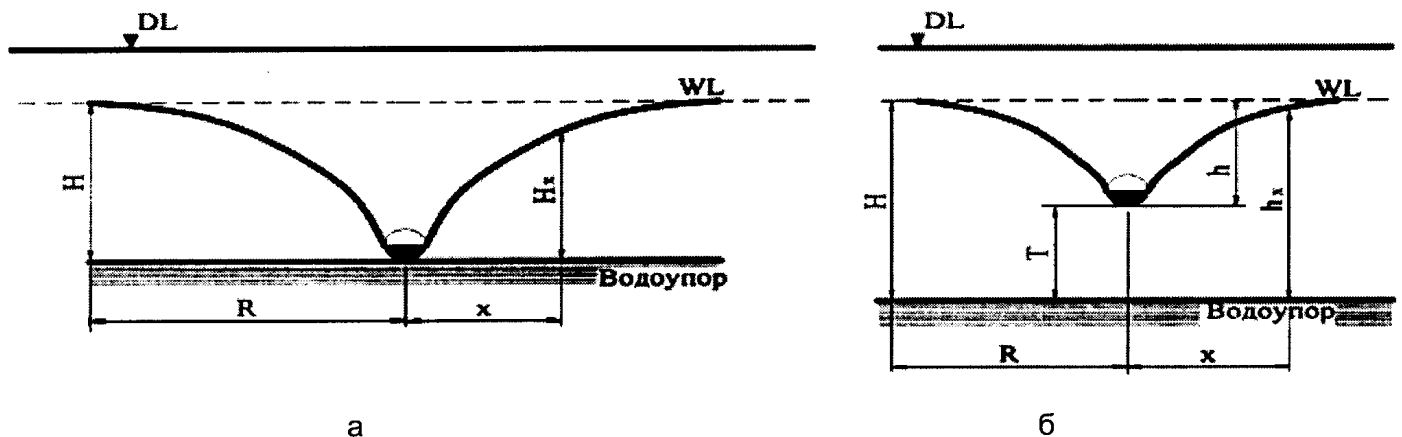
Питому витрату однолінійного дренажу (рисунок 7.21, б) недосконалого типу визначають за формулою

$$Q_0 = Kh \left[\frac{h}{R} + \frac{\pi}{\ln\left(\frac{T}{\pi r_g}\right) + \frac{\pi R}{2T}} \right], \tag{7.21}$$

$$r_g = 0,5b, \tag{7.22}$$

де b – ширина траншеї дренажу, м.

У випадках, коли: $T < \pi r_g$, величиною логарифма у формулі (7.21) можна нехтувати; водоупор знаходиться на великій глибині, величину T можна прийняти аналогічною різниці відмітки лотка труби і відмітки низу піщано-щебеневої відсипки в підшві фундаменту або пальового ростверку.



а

б

а – досконалого типу; б – недосконалого типу

Рисунок 7.21 – Розрахункові схеми однолінійного дренажу

Радіус кривої депресії R розраховують за формулою (7.18) або визначають за графіком на рисунку 7.22. Криву депресії обчислюють за формулою

$$h_x = \frac{Q_0}{K} \left[\frac{\ln \left(1 - e^{-\frac{\pi x}{H}} \right)}{\pi} + \frac{(R-x)}{2H} \right] + H. \quad (7.23)$$

Витрату дренажних вод для дренажної лінії загальною довжиною L розраховують за формулою (7.19).

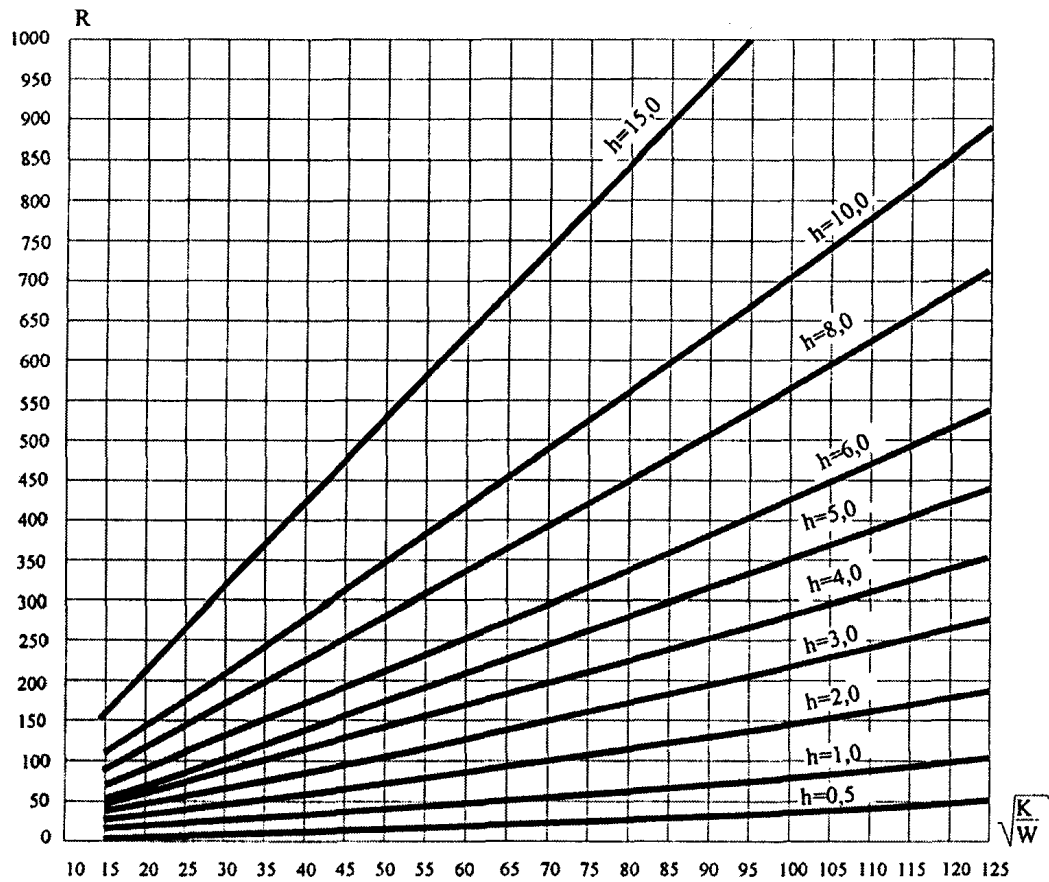


Рисунок 7.22 – Графік для визначення радіусів кривої депресії лінійних дрен

7.4.4.9 Розрахунок дволінійних дрен виконують з урахуванням двох незалежних зон фільтрації: зовнішньої – з боку притоку підземних вод з вище розміщеної території і внутрішньої – з боку берега. Відповідно використовують формули для визначення витрат одностійних дрен – головної і берегової.

Розрахунок положення зниженого рівня в міждренному просторі виконують за формулами, що використовуються для визначення положення такого ж рівня в систематичному дренажі. При цьому замість величини, що дорівнює половині відстані між сусідніми систематичними дренами, для дволінійних систем приймають величину, яка дорівнює половині відстані між головною і береговою дренами.

7.4.4.10 **Контурні системи дренажу.** Витрату дренажних вод для контурних систем дренажу (кільцевого, прифундаментного) досконалого типу, розрахункова схема яких показана на рисунку 7.23, а, визначають за формулою

$$Q = \frac{\pi K H^2}{\ln \frac{R}{r_0}}. \quad (7.24)$$

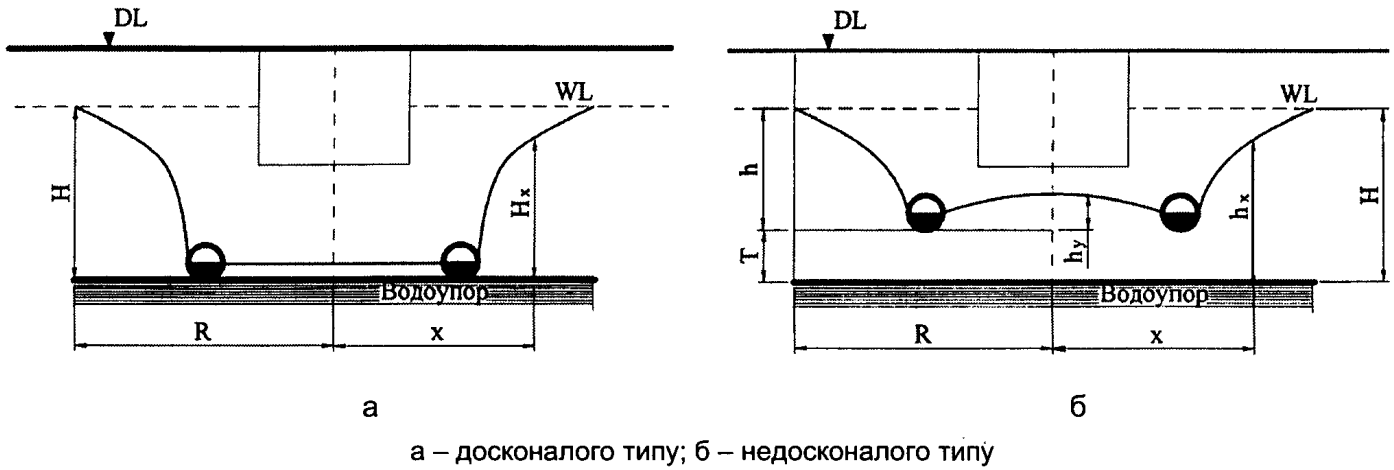


Рисунок 7.23 – Розрахункові схеми контурного (кільцевого, пристінного) дренажу

У тому випадку, коли r_0 більше R , знаменник формули (7.24) можна прийняти за одиницю. Приведений радіус r_0 визначають за формулою

$$r_0 = \sqrt{\frac{F}{\pi}}, \quad (7.25)$$

а радіус кривої депресії R – з рівняння

$$R = \sqrt{\lg R - \lg r_0 - 0,217} = 0,66 \sqrt{\frac{Kh_2}{W} - 0,5r_0}. \quad (7.26)$$

Рівень води усередині контуру приблизно дорівнює рівню води в дрені, поза контуром

$$H_x = \sqrt{\frac{Q \ln \frac{x}{r_0}}{\pi K}}. \quad (7.27)$$

При x менше r_0 відношення x/r_0 у формулах (7.27, 7.29) можна прийняти за одиницю.

Витрату дренажних вод для контурного дренажу недосконалого типу (рисунок 7.23, б) визначають за формулою

$$Q = \pi K h \left[\frac{h}{\ln \frac{R}{r_0}} + \frac{2 \pi T r_0}{T \ln \frac{8 r_0}{r_g} + 2 \varphi r_0} \right], \quad (7.28)$$

де r_g – розраховують за формулою (7.22);

r_0 – за (7.25);

R – з рівняння (7.26) або за графіком (рисунок 7.24);

$\varphi = \varphi_1 - \varphi_2$, значення φ_1 і φ_2 визначають за графіком (рисунок 7.25 а, б).

Криву депресії поза контуром розраховують за формулою (7.29), усередині контуру (у центрі) – за (7.31):

$$h_x = h_{вус} + \sqrt{\frac{Q}{\pi K} \ln \frac{x}{r_0}}, \quad (7.29)$$

$$h_{вус} = \frac{0,22 Q_0}{K}, \quad (7.30)$$

$$h_{\varphi} = h \frac{\ln \frac{8r_0}{r_g} - \pi + \frac{2r_0 F}{T}}{\ln \frac{8r_0}{r_g} + \frac{2r_0 \varphi}{T}}, \quad (7.31)$$

де F знаходять за графіком (рисунок 7.25, в).

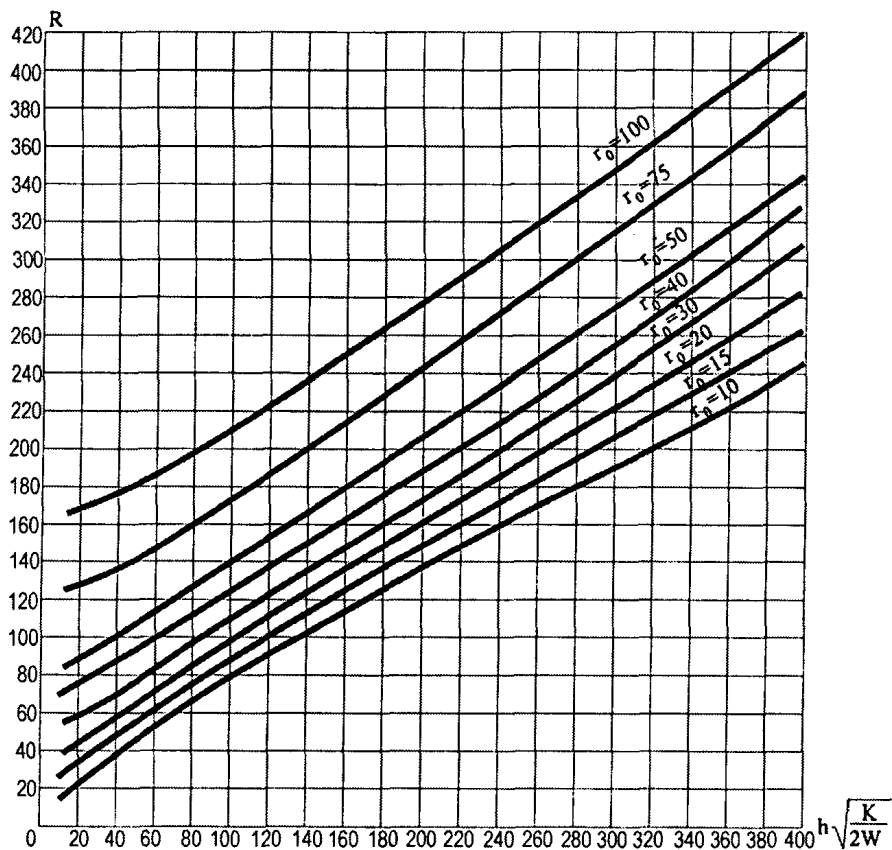


Рисунок 7.24 – Графік визначення радіуса депресії контурних і пластових дрен

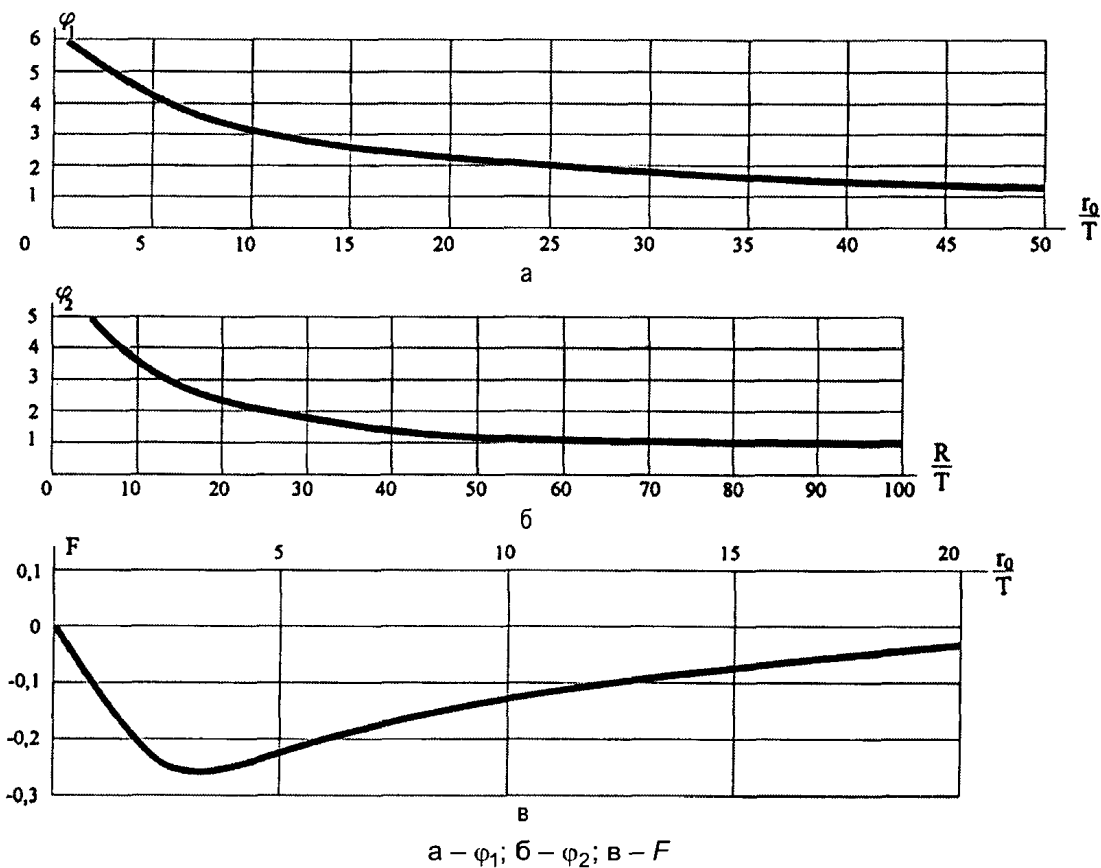


Рисунок 7.25 – Графіки для визначення розрахункових функцій

7.4.4.11 Систематичний дренаж. Витрату дренажних вод систематичного дренажу досконалого типу (рисунок 7.26, а) розраховують за формулою

$$Q = 2W\alpha L, \tag{7.32}$$

де L – довжина дрени, м;
 α – половина відстані між дренами, м;

$$2\alpha = 2H_{\max} \sqrt{\frac{K}{W}}. \tag{7.33}$$

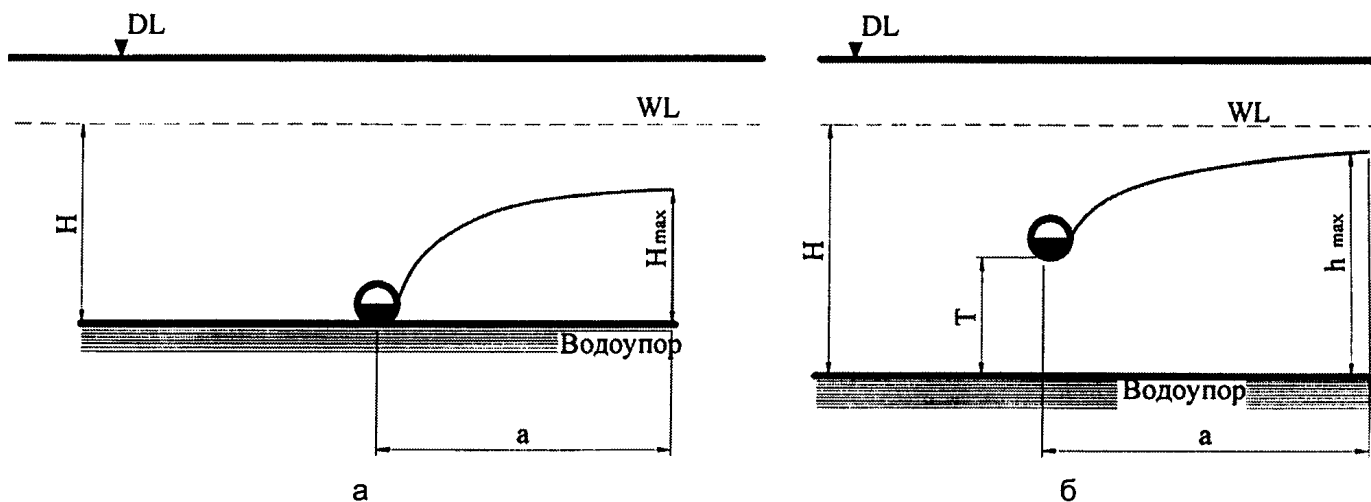
Витрату дренажних вод систематичного дренажу недосконалого типу (рисунок 7.26, б) розраховують за виразом (7.32), а відстань між дренами за формулою:

$$2\alpha = T \left[\sqrt{\frac{8Kh_{\max}}{WT} \left(\frac{1+h_{\max}}{2T} \right) + B_1^2} - B_1 \right], \tag{7.34}$$

де

$$B_1 = 2,941 \lg \frac{1}{\sin\left(\frac{\pi r_g}{2T}\right)}. \tag{7.35}$$

Для визначення величини максимального пониження рівня води в міждреновому просторі використовують рівняння, отримані на основі формул (7.33), (7.34).



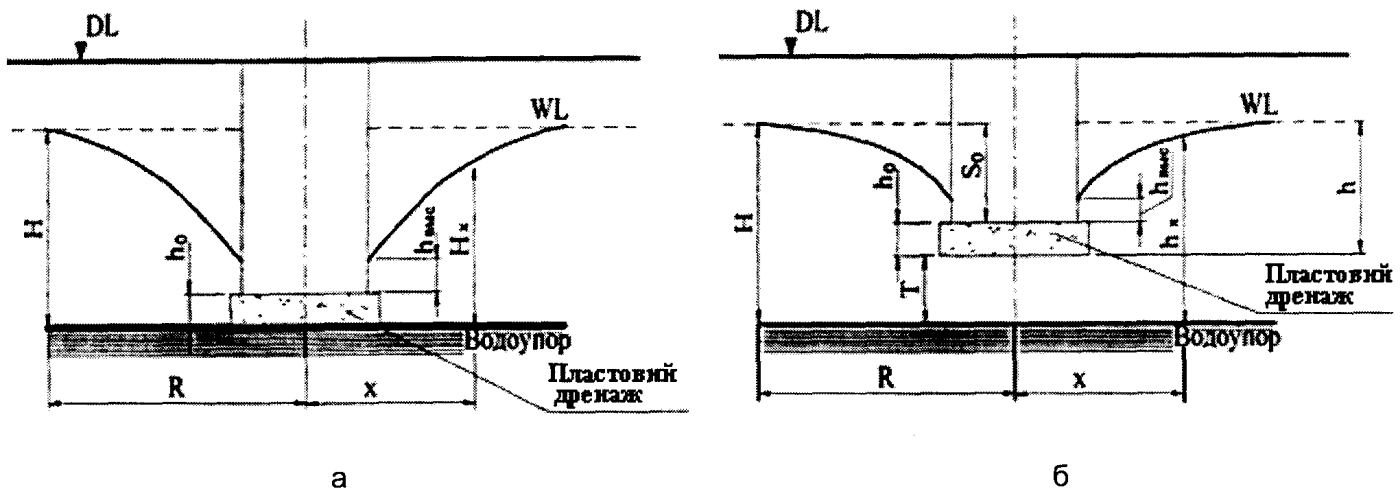
а – досконалого типу; б – недосконалого типу

Рисунок 7.26 – Розрахункові схеми систематичного дренажу

7.4.4.12 Пластовий дренаж. Витрату площадного пластового дренажу досконалого типу (рисунок 7.27, а) розраховують за формулою (7.24), криву депресії – за (7.27). Витрату пластового площадного дренажу недосконалого типу (рисунок 7.27, б) при співвідношенні $r_0/T \geq 0,5$ розраховують за формулою

$$Q = \pi K S_0 \left[\frac{S_0}{\ln \frac{R}{r_0}} + \frac{2r_0}{f_{пл.др}} \right], \tag{7.36}$$

де $f_{пл.др}$ знаходять за графіком (рисунок 7.28);
 R, r_0 – відповідно за формулами (7.26) і (7.25).



а – досконалого типу; б – недосконалого типу

Рисунок 7.27 – Розрахункові схеми пластового дренажу

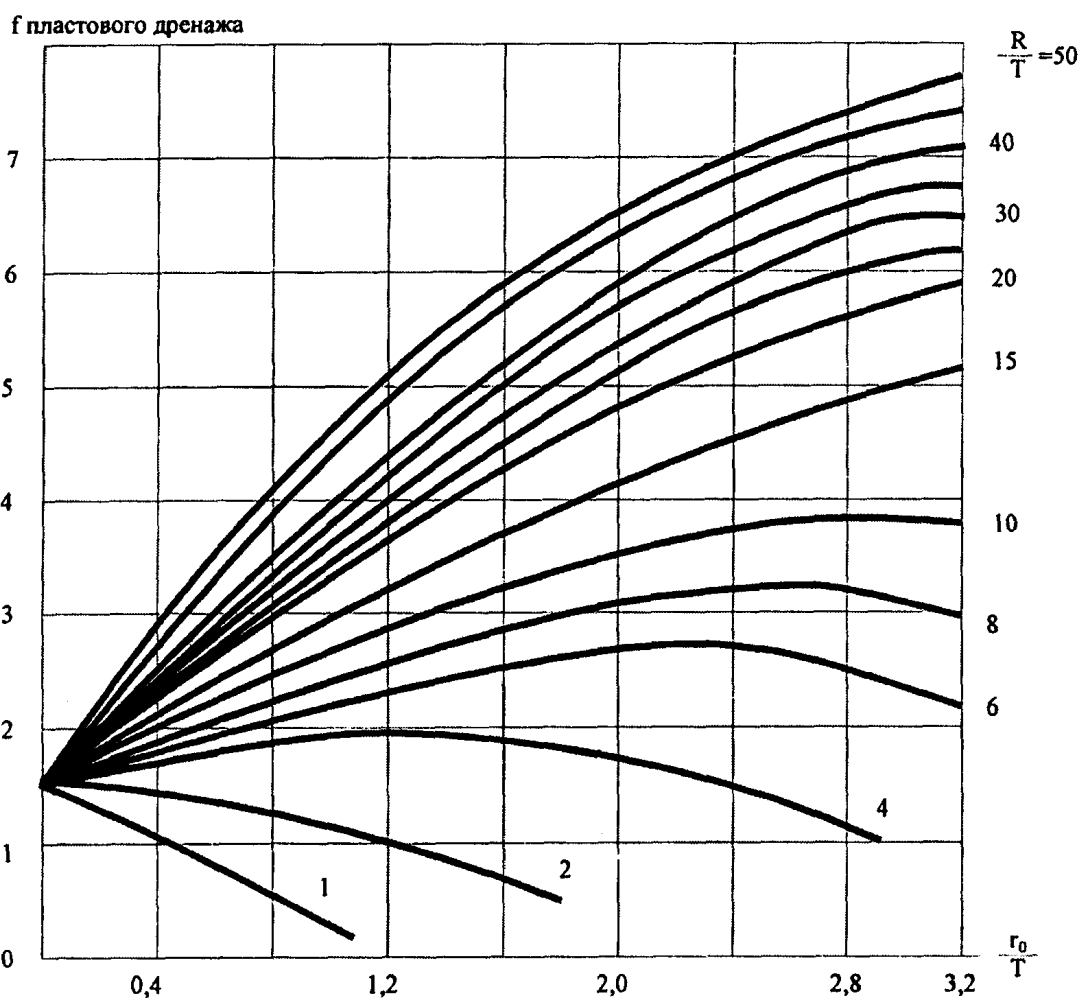


Рисунок 7.28 – Графік для визначення величини гідравлічного опору пластового дренажу

Якщо співвідношення $r_0/T < 0,5$, витрату площадного дренажу визначають за формулою

$$Q = \pi K S_0 \left[\frac{S_0}{\ln \frac{R}{r_0}} + \frac{2r_0}{\frac{\pi}{2} + 2 \arcsin \frac{r_0}{T + \sqrt{T^2 + r_0^2}} + 0,515 \frac{r_0}{T} \ln \frac{R}{4T}} \right]. \quad (7.37)$$

Криву депресії розраховують за формулою

$$hx = T + h \sqrt{1 - \frac{\ln R/x}{\ln R/r_0}}. \quad (7.38)$$

При $x \leq h + r_0$ в формулу (7.38) слід ввести поправку на величину височування:

$$h_{\text{вус}} = \frac{\sqrt{Q/K}}{3,58 \sqrt{S_0/H} - 0,96} - T - h_0, \quad (7.39)$$

де h_0 – шар води в пластовому дренажі, м;

S_0 – пониження РГВ в дренажі (відстань від початкового РГВ до рівня води в пластовому дренажі (рисунок 7.27), м.

Витрату лінійного пластового дренажу розраховують за формулами (7.16), (7.17), (7.21) відповідно для досконалих і недосконалих дрен. При цьому радіус впливу R дренажу визначають з виразу

$$R = 2S \sqrt{HK}, \quad (7.40)$$

де S – величина пониження РГВ, м.

7.4.5 Вертикальний дренаж

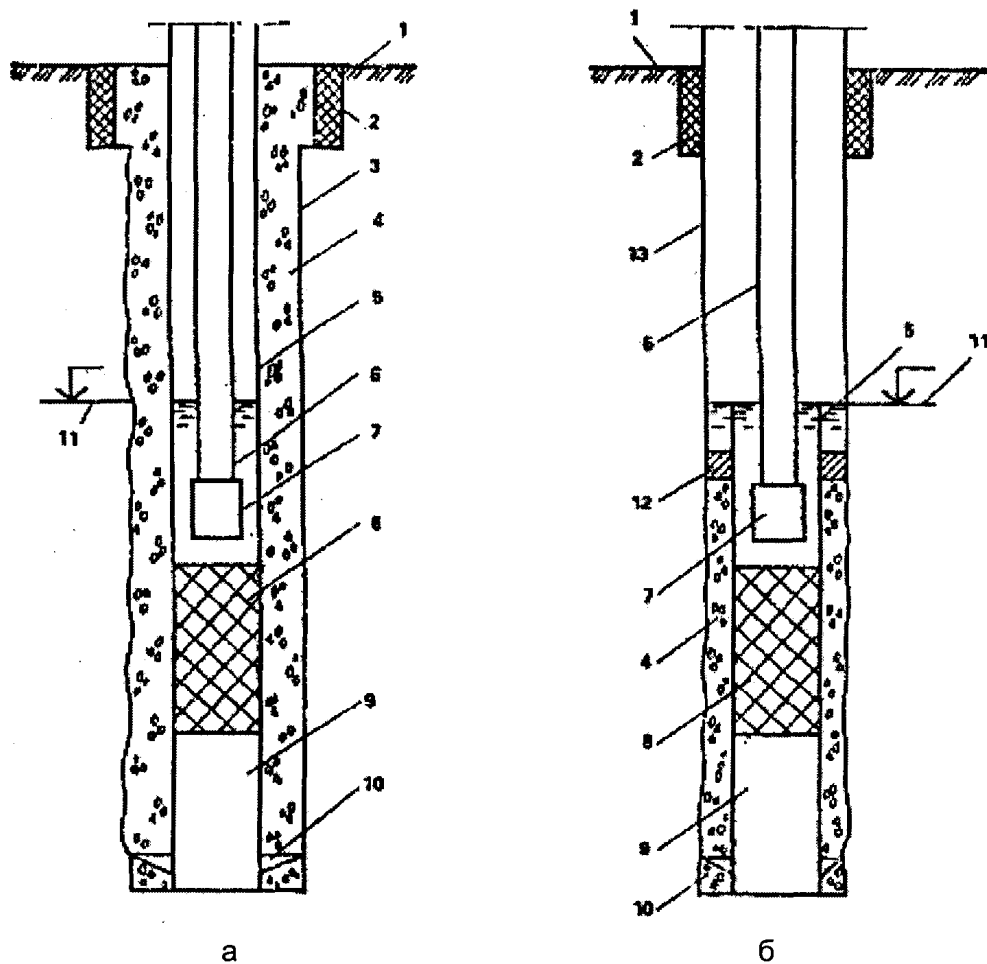
7.4.5.1 Вертикальний дренаж – це ряд або група вертикальних свердловин, призначених для відбору підземних вод та зниження їх рівня, і застосовується у випадках, коли влаштування горизонтального дренажу економічно недоцільно, ускладнено або неможливо внаслідок високої щільності забудови підтоплюваної території і насиченості її інженерними комунікаціями. В окремих випадках необхідне зниження рівнів підземних вод може бути отримано влаштуванням однієї вертикальної свердловини.

7.4.5.2 За геолого-гідрогеологічними умовами вертикальний дренаж доцільно застосовувати: а) в обводнених ґрунтах (з коефіцієнтом фільтрації більше ніж 5 м/добу), при товщині обводнених порід, що перевищують декілька метрів, і глибині залягання водоупору більше ніж 8-10 м; б) при двошаровій будівлі обводненої товщі порід, коли верхній шар складений слабководопроникними глинистими ґрунтами товщиною, що перевищує декілька метрів, а нижній шар – добре проникними породами; в) при багатшаровій обводненій товщі порід (більше 10 м).

7.4.5.3 Основними конструктивними елементами водопонижуючої свердловини є:

- ствол, закріплений, як правило, обсадними трубами;
- фільтр з надфільтровою трубою;
- водопідйомне обладнання.

Обсадні труби виконують функції кріплення стінок свердловин, забезпечуючи їх стійкість як в період проходки свердловини, так і в період експлуатації. Схеми конструктивних варіантів влаштування ствола дренажної свердловини показані на рисунку 7.29. Схему на рисунку 7.29, а доцільно застосовувати в дренажних свердловинах відносно невеликої глибини і в умовах дренажу шарової товщі порід.



а – без кріплення обсадними трубами; б – з частковим кріпленням обсадними трубами; 1 – цементний замок; 2 – кондуктор; 3 – ствол свердловини; 4 – піщано-гравійна засипка; 5 – фільтрова колона; 6 – водопідйомна колона; 7 – насос; 8 – фільтр; 9 – відстійник; 10 – напрямний ліхтар; 11 – динамічний рівень води в свердловині; 12 – сальникове ущільнення; 13 – обсадна труба

Рисунок 7.29 – Схеми конструкцій свердловин вертикального дренажу

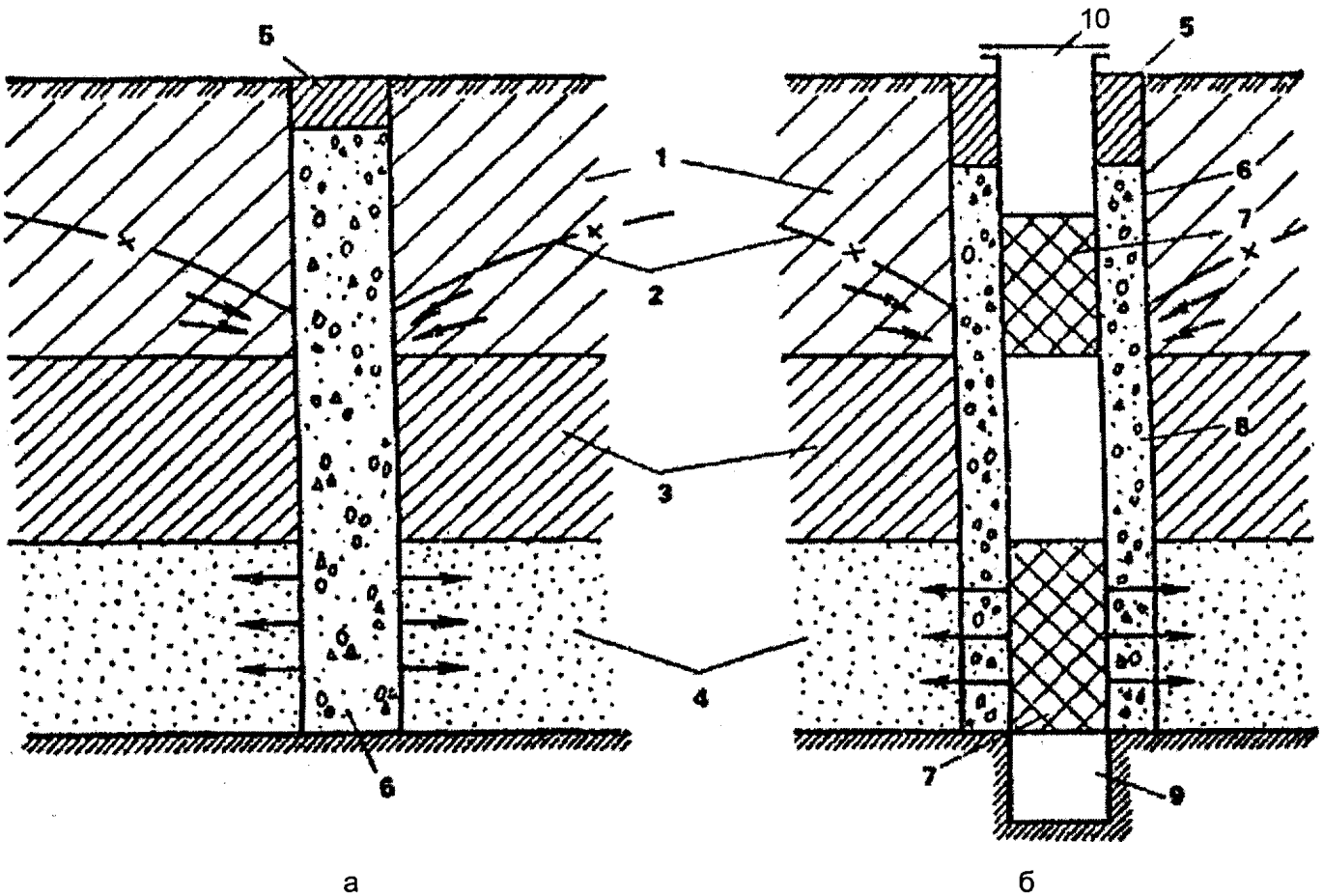
7.4.5.4 Вертикальні поглинаючі дренажні свердловини влаштовують, коли нема небезпеки забруднення підземних вод нижче розташованого (поглинаючого) водоносного горизонту. В конструктивному відношенні – це бурові порожнини із суцільним заповненням їх піщано-гравійною сумішшю або обладнуються фільтровою колоною з фільтрами в межах дренуючого і водопоглинаючого шарів (рисунок 7.30). Ґрунтові води, відібрані такими дренажними пристроями, скидаються в нижче розташований водоносний горизонт (рисунок 7.31). Ряд або контурну групу таких конструкцій рекомендується виконувати по зовнішньому периметру споруд.

7.4.5.5 Свердловини вертикального дренажу обладнуються фільтрами різних конструкцій, основним елементами яких є каркас і водоприймальна поверхня (рисунок 7.32). Найбільш поширені фільтри з піщано-гравійних сумішей.

7.4.5.6 Відбір води з свердловин вертикального дренажу відбувається різними типами водопідйомних пристроїв в залежності від глибини динамічного рівня води в свердловині, її діаметра, кількості води у водоносному пласті тощо. Насосами, як правило, обладнують одиничні дренажні свердловини.

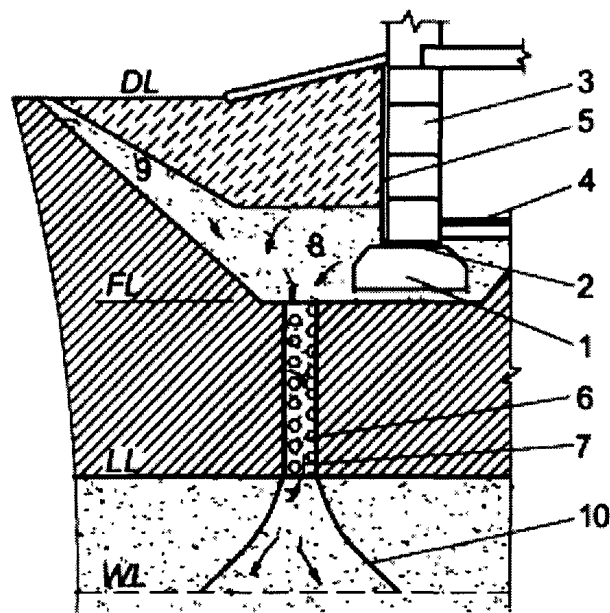
За наявності ряду близько розташованих дренажних свердловин доцільно влаштування ерліфтових або вакуумних систем, що дозволяє відмовитися від влаштування насосів в кожній окремій свердловині.

Схеми обладнання дренажних свердловин насосами наведені на рисунку 7.33. Вакуумні системи відведення дренажних вод доцільно влаштовувати при заляганні ґрунтових вод, що не перевищує 5-6 м від динамічного рівня води до осі водовідвідного колектора.



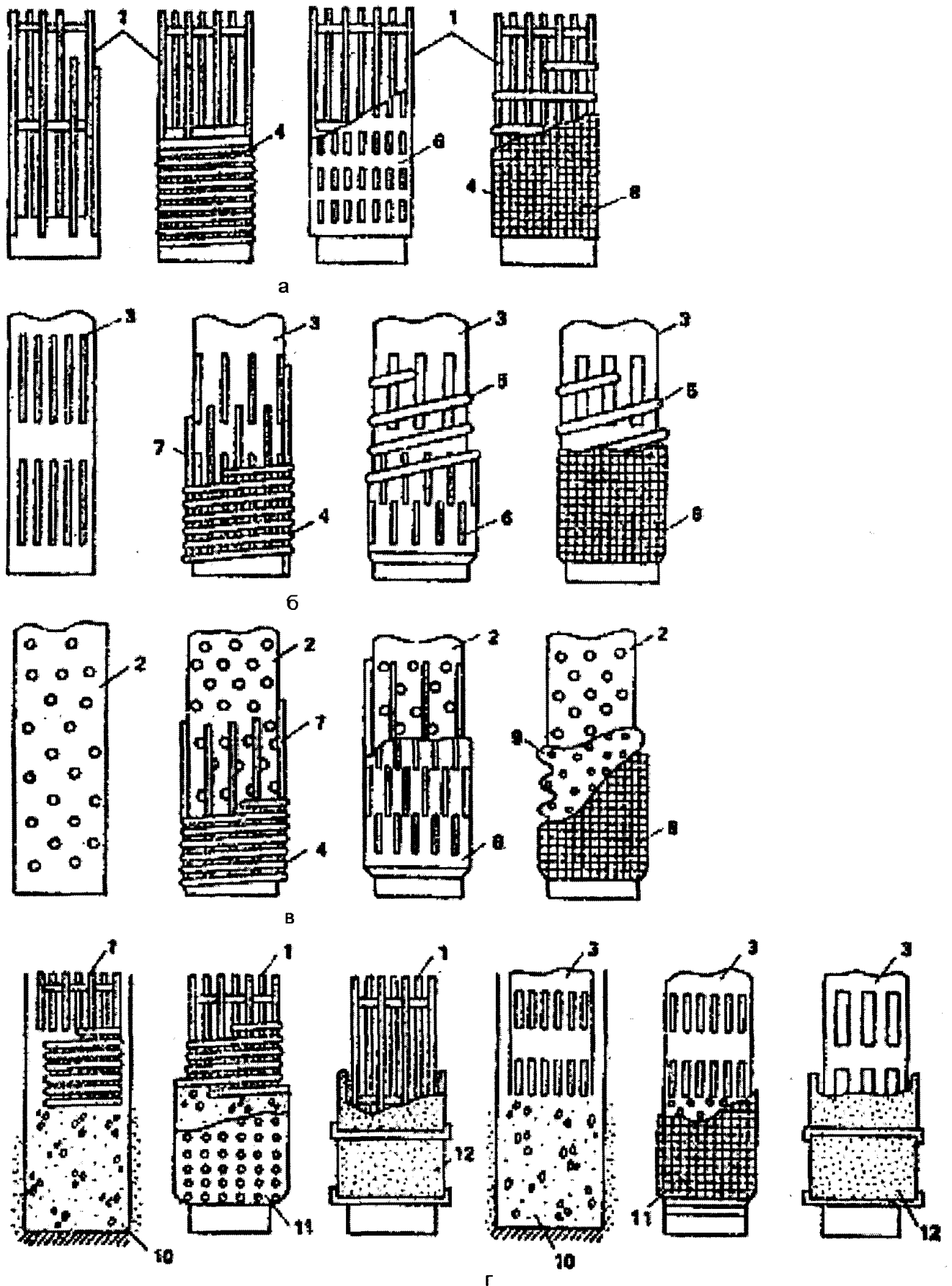
а – з суцільним заповненням ствола свердловини фільтруючим матеріалом; б – з фільтровою колоною;
 1 – шар ґрунту, що осушується; 2 – рівень ґрунтових вод; 3 – слабоводопроникний шар; 4 – поглинаючий шар;
 5 – глиняний замок; 6 – піщано-гравійна засипка; 7 – фільтр; 8 – фільтрова колона; 9 – відстійник; 10 – кришка

Рисунок 7.30 – Схеми конструкцій вертикальних поглинаючих дренажних свердловин



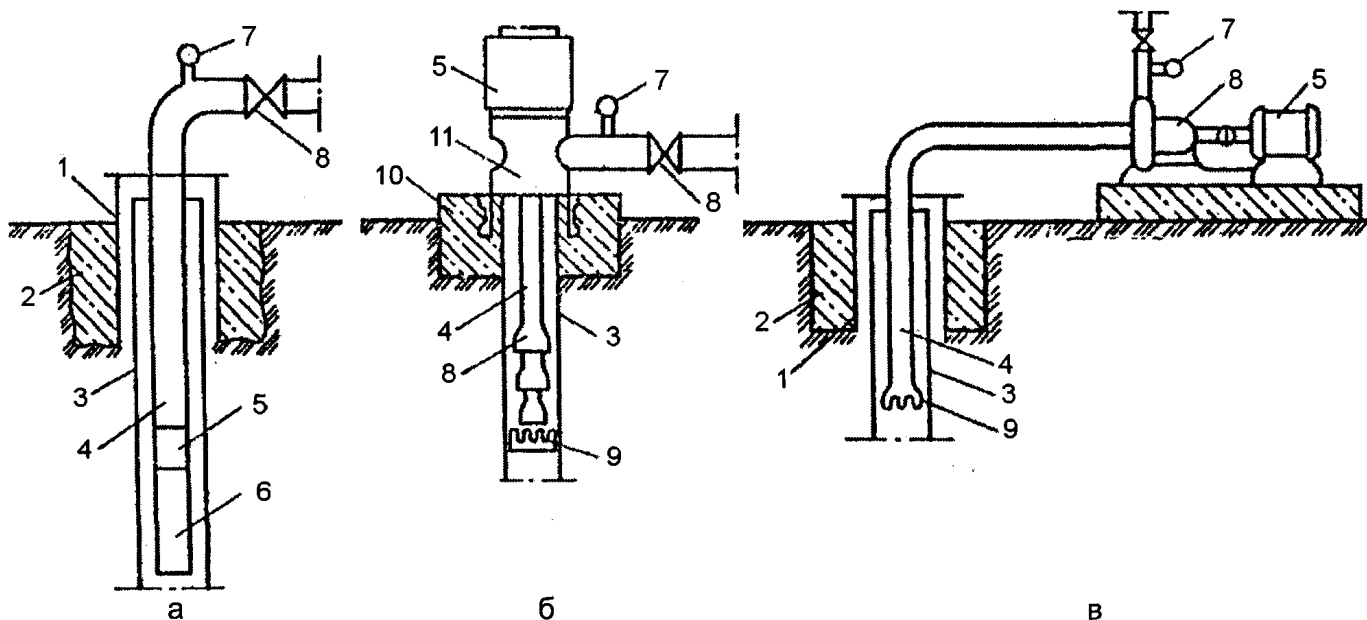
1 – фундаментна плита (переривна укладка); 2 – відсічна прокладка; 3 – стіновий блок; 4 – підлога підвалу;
 5 – фарбувальна гідроізоляція; 6 – поглинаючий колодезь (вертикальна дрена); 7 – піщано-гравійна суміш;
 8 – піщаний ґрунт засипки, $k_{\phi} \geq 5$ м/добу; 9 – призма (штора) привідкісна; 10 – шоломообразний купол розтікання

Рисунок 7.31 – Схема розташування вертикального поглинаючого колодезя



а – на основі стрижневих каркасів; б – на основі трубчастих каркасів з щілинною перфорацією; в – на основі трубчастих каркасів з круглою перфорацією; г – гравійні фільтри; 1 – стрижневий каркас на опорних кільцях; 2 – трубчастий каркас з круглою перфорацією; 3 – щілинний трубчастий каркас; 4 – дротяна обмотка; 5 – опорна дротяна спіраль; 6 – лист з металу; 7 – опорні дротяні стрижні; 8 – сітка з металу; 9 – синтетична сітка; 10 – пухка засипка; 11 – гравійна засипка; 12 – гравійний блок

Рисунок 7.32 – Конструктивні типи фільтрів вертикальних дренажів

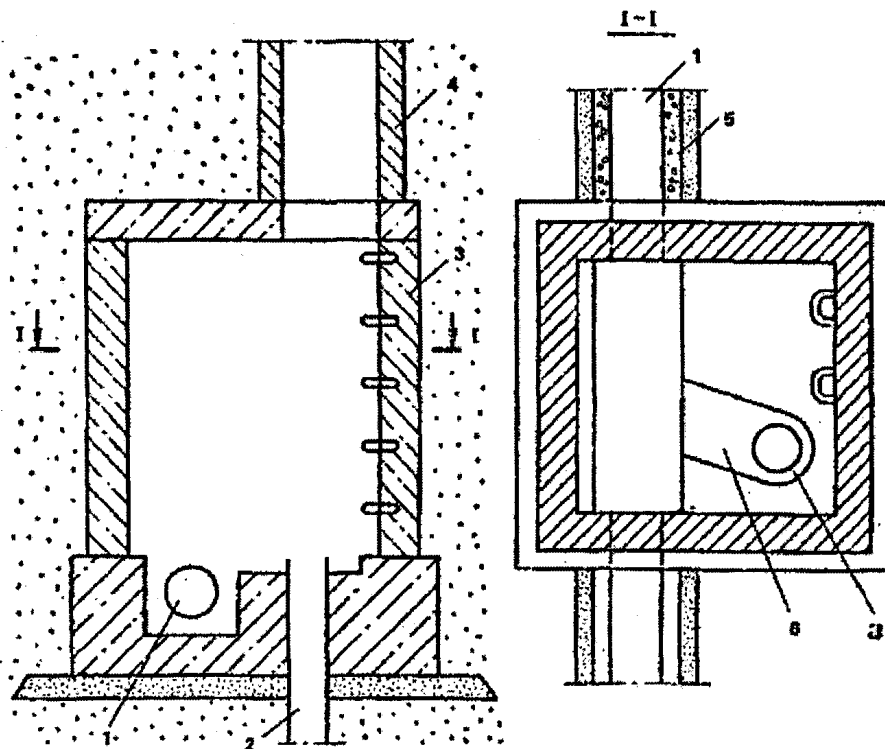


а – насосна установка із зануреним електродвигуном; б – насосна установка з трансмісійним валом; в – обладнання свердловини горизонтальним центробіжним насосом 1 – кондуктор; 2 – цементна заливка; 3 – фільтрова колона; 4 – водопідйомна колона труб; 5 – електродвигун; 6 – насос; 7 – манометр; 8 – засувка; 9 – приймальний клапан; 10 – бетонний фундамент; 11 – опорний блок

Рисунок 7.33 – Схеми обладнання дренажних свердловин насосами

7.4.6 Комбінований дренаж

7.4.6.1 За наявності в основі верхньої водопроникної товщі порід добре проникного шару можливе влаштування комбінованого дренажу, що поєднує горизонтальні дрени з рядом вертикальних самовиливаючих свердловинами (рисунок 7.34). Горизонтальні дрени вкладають на глибині, що не перевищує 6-8 м. При ускладненні проходження відкритої проходки траншеї для укладки горизонтальної дрени влаштовують галерейні дрени, суміщені з вертикальними дренажними свердловинами.



1 – горизонтальна дрена; 2 – вертикальна самовиливаюча свердловина; 3 – оглядовий колодязь; 4 – горловина колодязя; 5 – фільтрувальна обсіпка; 6 – лоток

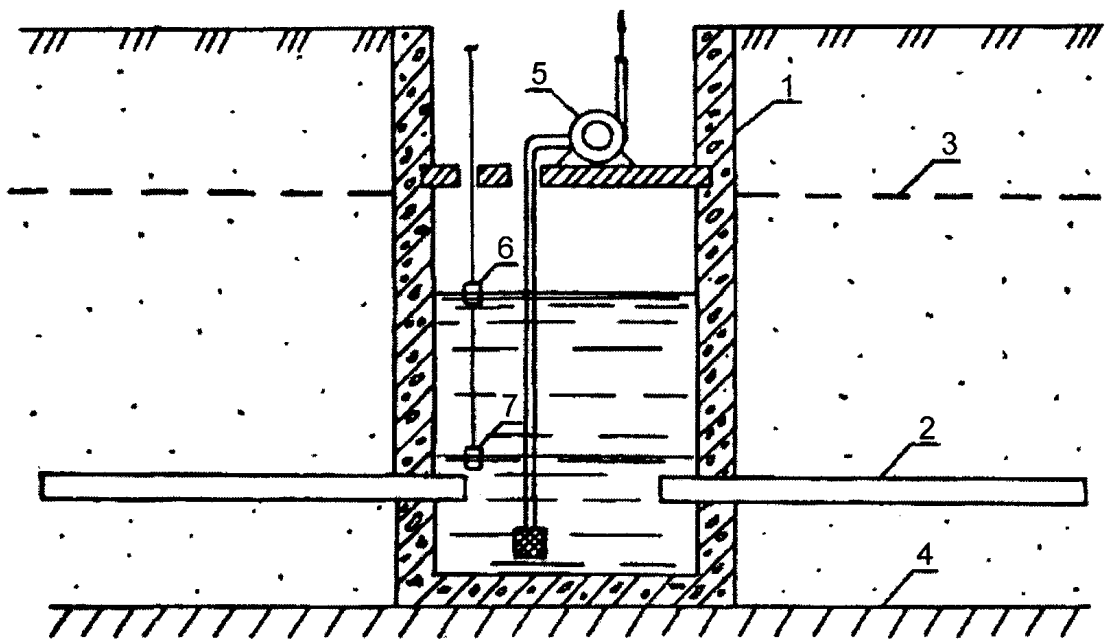
Рисунок 7.34 – Схеми комбінованого дренажу

7.4.7 Променевий дренаж

7.4.7.1 Променевий дренаж – це один або кілька шахтних колодязів із променевими дренами, що відходять від них. Всередині шахти розміщується обладнання, що включає водопідйомну установку з насосними агрегатами, трубопроводами, засувки та контрольно-вимірвальну апаратуру (рисунок 7.35).

7.4.7.2 Переваги променевих дренажів: під час будівництва потрібна незначна площа для розміщення шахти; дренаж практично не впливає на архітектурно-планувальні рішення і не перешкоджає виконанню будівельних робіт на ділянці, не впливає на умови експлуатації транспортних магістралей і комунікацій; осушування території за допомогою променевого дренажу призводить до більш рівномірного (порівняно із вертикальним дренажем) зниження рівня ґрунтових вод, що зменшує ймовірність розвитку небажаних нерівномірних осідань будівель і споруд; дренаж здатний осушувати території із поширенням слабкопроникних ґрунтів. Проектування і розрахунки променевого дренажу наведено в [2].

7.4.7.3 Променевий дренаж застосовується як для загального дренажу забудованої території, так і для локального захисту окремих споруд в умовах щільної міської забудови та на промислових площадках, коли влаштування традиційних видів дренажу (горизонтального, вертикального) неможливе або недоцільне через природні чи техногенні умови.



1 – шахтний колодязь; 2 – променева дрена; 3 – РГВ до зниження; 4 – слабкопроникний шар ґрунту; 5 – насос; 6, 7 – датчики верхнього й нижнього рівнів води у шахті

Рисунок 7.35 – Конструкція променевого дренажу

7.4.7.4 Для зниження рівнів води в крутих схилах в умовах щільної забудови або в укосах водопідпірних споруд променеві дренажі використовуються без влаштування шахт та самопливним скидом дренажних вод у зливу каналізацію або місцеві водойми.

7.4.8 Вакуумний дренаж

7.4.8.1 Вакуумний дренаж – це осушувальний пристрій, що виконує відбір води з водонесучого шару ґрунту під дією вакууму. Вони найбільш ефективні в слабководонепроникних ґрунтах і дають можливість відводити поряд з вільною і капілярну воду. За принципом влаштування – це звичайний дренаж, водоприймальна частина якого герметизується, і в ній створюється вакуум за допомогою вакуум-насоса або голкофільтрів, а насосне обладнання розраховується на відведення як дренажних вод, так і повітря. Вертикальний вакуум-дренаж може бути виконаний за допомогою голкофільтрових пристроїв вакуумного водопониження.

7.4.8.2 Системи горизонтального вакуум-дренажу за складом споруд і пристроїв, що входять до них, не відрізняються від звичайних дренажних систем. Однак для створення і підтримки вакууму всі споруди виконуються герметичними [5].

7.5 Моніторинг підземної гідросфери

7.5.1 Обстеження підтоплених територій

7.5.1.1 Обстеження схильних до підтоплення територій проводяться з метою встановлення поточних масштабів та простежування тенденцій розвитку процесів підтоплення на території міста або селища. При проведенні обстежень підтоплених територій спочатку збирають дані про природні умови в зоні обстеження та фактори, які формують підтоплення. Збір попередніх даних включає вивчення наявних архівних матеріалів, звітів, результатів вишукувань, проектів минулих років, генеральних планів, спеціалізованої літератури тощо. До попередніх даних про природні умови обстежуваної території включається коротка характеристика рельєфу, геоморфології, гідрографічної мережі, клімату, геологічної будови і гідрогеологічних умов.

7.5.1.2 Рекомендується проводити обстеження стану існуючих на підтоплених територіях споруд інженерного захисту (в т.ч. недіючих): дренажів, водовідвідних каналів, зливової каналізації. Для споруд відведення поверхневого стоку їх ефективність оцінюється долею площі підтопленої території (у %), з якої дощові (снігові) води збираються діючими ділянками системи.

7.5.1.3 Рекомендується визначати наявні джерела підтоплення: інфільтрація атмосферних опадів; втрати із водонесучих мереж та комунікацій; конденсація вологи в ґрунтах; фільтрація з водоймищ, каналів, резервуарів; боковий приплив підземних вод; зрошення сільгоспугідь та поливання зелених насаджень тощо, а також головні фактори розвитку процесу підтоплення: непрацездатність дренажів; відсутність водовідведення; неналежне вертикальне планування; старіння водонесучих комунікацій, аварії; "баражний" ефект; припинення експлуатації водозабірних свердловин тощо та шкідливі наслідки підтоплення: підтоплення будівель і комунікацій, деформації ґрунтів, усідання будівель, руйнування будівель, формування зсувів, заболочування, погіршення санітарно-гігієнічних умов, забруднення ґрунтових вод тощо.

7.5.1.4 Результати обстежень представляють у вигляді паспорта підтоплюваного населеного пункту за формою № 1 або паспорта підтопленої території за формою № 2 (додаток Б) з пояснювальною запискою до кожного паспорта.

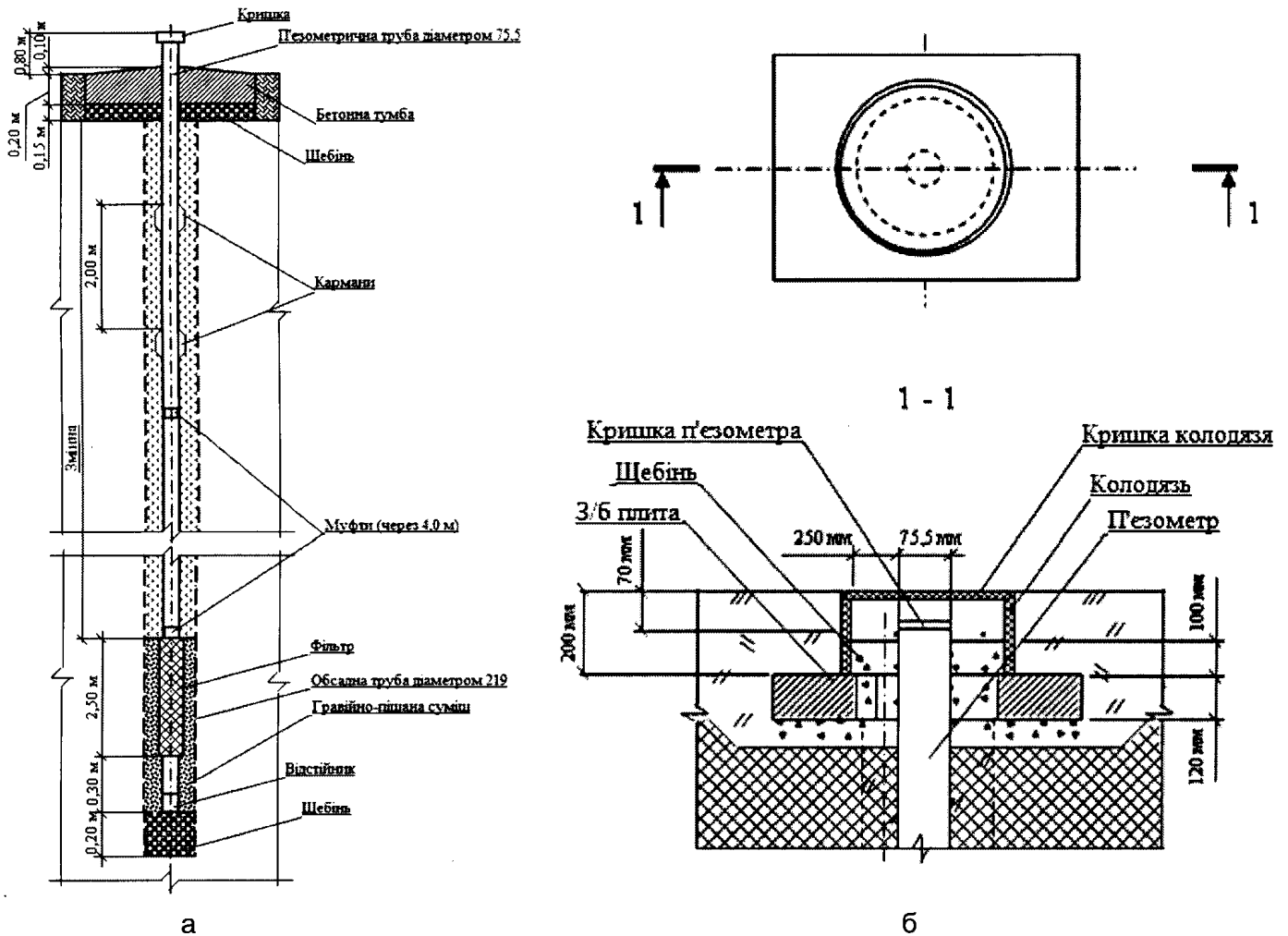
7.5.2 Спостереження за гідрогеологічним режимом підземних вод

7.5.2.1 Спостереження за режимом підземних вод рекомендується починати в процесі вишукувань під будівництво (природний режим) і продовжувати з метою визначення впливу різноманітних техногенних факторів (витоків з різних трубопровідних систем, скидання стічних вод, навантажень від будинків та споруд, дії дренажів, регулювання поверхневого стоку тощо). Завдання моніторингу зводяться, в основному, до виявлення особливостей природного й порушеного режимів, прогнозів та оцінки впливу різних техногенних і природних факторів на режим підземних вод міської території, пошуку. На ділянках, де процеси підтоплення вже мають місце, завдання моніторингу режиму ґрунтових вод полягає у виявленні й оцінці складових водного балансу для побудови ефективної моделі заходів щодо ліквідації наслідків цього негативного явища.

7.5.2.2 Частота спостережень залежить від характеру й ступеня впливу природних і техногенних факторів. У середньому спостереження за природним режимом підземних вод проводяться 6 разів на місяць [7]. У періоди інтенсивного впливу режимоутворюючих факторів (паводки, опади тощо) частота спостережень за режимом підземних вод (особливо ґрунтових) збільшується у 2-3 рази.

7.5.2.3 Конструкції спостережних гідрогеологічних свердловин

7.5.2.3.1 Конструкції свердловин відрізняються діаметром, глибиною та способом буріння, способом випробування та іншими факторами. Конструкція спостережної свердловини (п'єзометра) наведена на рисунку 7.36.



а – загальний вигляд; б – варіант конструкції колодязя п'езометра

Рисунок 7.36 – Конструкція спостережної свердловини (п'езометра)

7.5.2.3.2 Конструкції спостережних гідрогеологічних свердловин повинні забезпечувати: ефективне та безпечне проведення робіт із проходки свердловини й розкриття водоносних горизонтів і їх випробування; ефективне і якісне виконання необхідного комплексу гідрогеологічних спостережень і досліджень; захист водоносних горизонтів від забруднень; швидке й ефективне виконання ремонтних робіт.

7.5.2.3.3 У свердловинах для спостереження, шурфах і колодязях при глибині залягання води до 20 м рекомендується застосовувати рулетку (сталеву або полотняну, проткану дротяними нитками). До рулетки прикріплюється хлопавка. Точність вимірів має становити 1 см.

7.5.2.3.4 Для виміру та контролю рівня води в свердловинах рекомендується також використовувати гідрогеологічну рулетку конструкції Б.П. Остроумова. При глибині залягання підземних вод понад 20 м для вимірів рівня води рекомендується застосовувати рівнеміри різної конструкції. Усі виміри проводяться від позначки з визначеними координатами, яка знаходиться на краю обсадної труби чи шурфу [3].

8 ІНЖЕНЕРНИЙ ЗАХИСТ ТЕРИТОРІЙ, БУДИНКІВ, БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ВІД ЗАТОПЛЕННЯ

8.1 Загальні положення

8.1.1 Інженерний захист територій від затоплення виконують з метою забезпечення безперервного і надійного функціонування та розвитку всіх об'єктів господарювання, створення належних екологічних і соціальних умов для проживання населення, дотримання нормативних санітарно-гігієнічних умов відповідно до ДБН В.1.2-2, ДБН В.1.2-5, ДБН В.1.2-4, ДБН В.1.2-14.

8.1.2 Порядок і стадійність розроблення проектної документації встановлюються згідно з положеннями ДБН А.2.2-3 залежно від технічної та екологічної складності, вартості будівництва (реконструкції) об'єкта.

При розробленні проектної та робочої документації потрібно керуватися вимогами ДСТУ Б А.2.4-4.

8.1.3 До складу споруд інженерного захисту територій від затоплення рекомендується включати організаційно-технічні заходи, що передбачають забезпечення пропуску витрат весняних повеней та дощових паводків згідно з ДСТУ Б А.2.2-7.

8.1.4 Затоплення територій за своїм походженням може бути природне та техногенне. Затоплення природне викликається гідрометеорологічними небезпечними явищами (сильні зливи, раптове інтенсивне сніготанення), що може призвести до затоплення територій за умови відсутності інженерного захисту, а за його наявності – внаслідок пошкодження чи руйнування захисних споруд.

Затоплення техногенне відбувається внаслідок порушення або руйнування споруд водопідпірного фронту гідровузла або огорожувальних дамб верхніх водойм гідроакумуючих електростанцій з виникненням хвилі прориву та її розповсюдження на території, переливу води через гребінь глухих гребель, прориву огорожувальних дамб хвостосховищ, шламосховищ, гідровідвалів для накопичення інертних матеріалів кар'єрів, накопичувальних басейнів стічних вод підприємств і дренажних вод сільськогосподарських земель тощо.

8.1.5 Запобіжні заходи від затоплення повинні бути включені до комплексу робіт з інженерної підготовки території до її забудови [14]. На забудованих територіях та в інших окремих випадках запобіжні заходи впроваджують самостійно.

8.1.6 Необхідність захисту територій заплав річок від природного затоплення рекомендується визначати в залежності від ступеня використання окремих ділянок цих територій для житлової або промислової забудови.

Захист територій від затоплення рекомендується здійснювати шляхом впровадження таких заходів:

- обвалування територій з боку річки, водосховища або іншого водного об'єкта;
- штучне підвищення рельєфу територій до незатоплюваних відміток;
- забезпечення пропускну здатності русел річок;
- акумуляція, регулювання, відведення поверхневих, стічних і дренажних вод із затоплених територій, тимчасово затоплених, зрошувальних територій і низинних порушених земель.

8.1.7 Необхідність захисту території заплав річок від природних затоплень визначається потребою і ступенем використання окремих ділянок цих територій під забудову, під сільськогосподарські угіддя, а також місцем розміщення корисних копалин з урахуванням особливостей користування малими річками [18].

Розрахункові параметри затоплення заплав річок рекомендується визначати інженерно-гідрологічними розрахунками залежно від прийнятих класів наслідків (відповідальності) захисних споруд інженерного захисту згідно з розділом 6. При цьому рекомендується розрізняти затоплення:

- глибоководні (глибина перевищує 5 м);
- середні (глибина від 2 м до 5 м);
- мілководні (глибина покриття поверхні суші до 2 м).

8.1.8 Негативний вплив затоплення існуючими або проєктованими водосховищами рекомендується оцінювати залежно від режиму спрацювання водосховища і тривалості дії затоплення на прибережну територію. При цьому рекомендується розрізняти:

- постійне затоплення – нижче відмітки рівня мертвого об'єму (РМО);
- періодичне – між відмітками нормального підпірного рівня (НПР) і РМО;
- тимчасове (форсування рівня водосховища вище НПР).

8.1.9 При проектуванні захисних протипаводкових систем на річках рекомендується враховувати вимоги комплексного використання водних ресурсів водотоків, їх охорони і відтворення водних ресурсів відповідно до [18].

8.1.10 Вибір розрахункової забезпеченості пропуску повеней через водоскидні споруди обґрунтовується техніко-економічними розрахунками з урахуванням класів наслідків (відповідальності) захисних споруд згідно з розділом 6.

8.1.11 Споруди, які регулюють поверхневий стік на територіях, що захищаються від затоплення, рекомендується розраховувати на розрахункову витрату поверхневих вод, що надходять на ці території (дощові та талі води, тимчасові й постійні водотоки), яка приймається відповідно до класу наслідків (відповідальності) захисної споруди.

Поверхневий стік з боку вододілу рекомендується відводити з захищеної території нагірними каналами, а у разі потреби передбачати влаштування водойм, які б давали можливість акумулювати частину поверхневого стоку.

До комплексної територіальної системи інженерного захисту від затоплення і підтоплення повинні входити декілька різних засобів інженерного захисту у випадках:

- наявності на території, що захищається, промислових або господарських споруд, виконати захист яких окремими засобами інженерного захисту неможливо або малоефективно;
- складних морфометричних, топографічних, гідрогеологічних та інших умов, які виключають застосування того чи іншого окремого об'єкта інженерного захисту.

8.2 Особливості вишукувань при інженерному захисті територій, будівель та споруд від затоплення

8.2.1 У районах розвитку переробки берегів водосховищ, озер і рік інженерно-геологічні вишукування виконують у комплексі з гідрометеорологічними роботами (характеристика рівневого та вітрового і хвильового режимів, течій і руху наносів тощо).

8.2.2 До складу вишуквальних робіт входять:

- збір і аналіз опублікованих та фондкових матеріалів з переробки берегів і ефективності заходів інженерного захисту;
- маршрутні спостереження та дешифрування аерофотоматеріалів різних років для деталізації наявних матеріалів і виявлення нових даних про фактори та сучасний розвиток процесів переробки берегів;
- інженерно-геологічна зйомка майданчика майбутнього будівництва й прилеглому узбережжя в межах встановлених програмою виконання робіт;
- стаціонарні спостереження (у разі необхідності та за відповідного обґрунтування) за переробкою берегів і факторів, що її визначають, на майданчику майбутнього будівництва;
- кількісна характеристика факторів переробки берегів;
- уточнена оцінка інтенсивності процесу переробки берегів у просторі та часі в непорушених природних умовах, а також у процесі будівництва і експлуатації об'єкта, що проектується;
- розроблення рекомендацій з інженерного захисту берегів.

8.2.3 Встановлюють і додатково відображають у звіті про вишукування (додаток Н ДБН А.2.1-1):

- основні регіонально-геологічні й зонально-кліматичні фактори та умови розвитку переробки берегів;
- провідні берегоформуючі процеси на майданчику будівництва, що проектується, та на прилеглому узбережжі;
- оцінку інтенсивності переробки берегів у просторі та часі в непорушених природних умовах;
- ефективність заходів інженерного захисту безпосередньо як на майданчику вишукувань, так і на інших ділянках, близьких за природними умовами;
- стаціонарні спостереження виконують (без перерви при вишукуваннях) протягом усього періоду проектування та експлуатації берегозахисних споруд.

8.2.4 У районах розвитку сейсмічних процесів (сейсмічних районах):

– приймають інтенсивність сейсмічних впливів у балах для району будівництва, сейсмічність якого визначається відповідно до ДБН В.1.1-12.

8.2.5 Інженерно-гідрологічні вишукування містять:

– визначення гідрологічного режиму прилеглої до майданчика будівництва території (наявність постійних і тимчасових водотоків, озер, боліт; види та режим поверхневого стоку; наявність поверхневої ерозії й руслових процесів; належність до зон затоплення, поширення селевих потоків, льодових явищ тощо) та визначення розрахункових гідрологічних характеристик прилеглих водозборів (площа і морфологічні характеристики, середні та максимальні модулі поверхневого стоку, модулі змиву поверхневого шару ґрунту, характеристики водного балансу тощо);

– визначення гідрологічного режиму водних об'єктів у районі будівництва (тимчасових водотоків, рік, озер, водойм: режим рівнів і витрат води, швидкості течії, відмітки високих вод, режим наносів, розмивання берегів і руслові процеси, температурний і гідрохімічний режими), визначення розрахункових гідрологічних характеристик водних об'єктів (середні й екстремальні рівні, швидкості течії та витрати води, розрахункові зони затоплення, характеристики руслових процесів) згідно з ДБН В.2.4-8.

– оцінювання ймовірності впливу на територію об'єкта небезпечних гідрологічних явищ і процесів (високих паводків і повеней на ріках, розмивів берегів і льодових явищ тощо), прогнозування небезпечних явищ і оцінювання очікуваних для об'єкта ризиків;

– оцінювання особливостей гідрологічного режиму території або безпосередньо на майданчику об'єкта, що проектується: водного балансу (майданчика, водозбору та водойми), прогнозування і моделювання екстремальних паводків, розвитку руслових процесів, розмивів берегів тощо.

8.2.6 При визначенні гідрологічного режиму території та водних об'єктів повинні бути використані матеріали спостережень найбільшої можливої кількості гідрологічних постів і станцій, а за їх відсутності – матеріали спостережень на водозборах-аналогах.

8.2.7 Результати вишукувань повинні заповнювати перерви в спостереженнях або відсутність спостережень на стаціонарних гідрологічних постах.

За відсутності матеріалів спостережень районованих або картованих параметрів, для визначення розрахункових гідрологічних характеристик, їх застосування без обґрунтування даними спостережень на водозборах-аналогах дозволяється лише для об'єктів найнижчого класу наслідків (відповідальності).

8.2.8 Визначення розрахункових метеорологічних і гідрологічних характеристик, а також оцінювання ризиків впливу небезпечних явищ потрібно виконувати з використанням відомих у інженерній практиці розрахункових методів і програмного забезпечення відповідно до вимог нормативних документів.

8.3 Захисні споруди та заходи щодо інженерного захисту територій, будівель та споруд від затоплення

8.3.1 До складу споруд інженерного захисту територій і населених пунктів від затоплення можуть входити: дамби обвалування, протипаводкові акумулюючі ємності.

8.3.2 На ділянках річок з такими типами руслового процесу, як обмежене, вільне або незавершене меандрування [11] для захисту територій від затоплення рекомендується використовувати: поздовжні дамби, струмененапрямні дамби, загати, напівзагати, шпори, поздовжнє кріплення, наскрізні споруди.

8.3.3 В залежності від природних гідрологічних умов території схеми інженерного захисту можуть включати декілька вищезазначених споруд в комплексі або окремі споруди.

8.3.4 Проектування споруд для забезпечення протипаводкового захисту населених пунктів, промислових підприємств і сільськогосподарських земель, яке може включати акумулюючі протипаводкові ємності, протипаводкові водосховища, берегоукріплювальні тощо, рекомендується

виконувати згідно з вимогами [11-22] та ДБН А.2.2-3, ДБН В.1.1-5, ДБН В.1.1-12, ДБН В.1.1-24, ДБН В.1.1-25. При цьому рекомендується враховувати вимоги комплексного використання водних ресурсів водотоків.

8.4 Визначення зон можливого затоплення

8.4.1 Зону підтоплення на прибережній території водосховища, яке проектується, або іншого водного об'єкта рекомендується визначати прогнозом поширення підпору підземних вод з розрахунковим рівнем води у водному об'єкті на базі геологічних та гідрогеологічних вишукувань, а на існуючих водних об'єктах – на основі гідрогеологічних досліджень.

8.4.2 Межі територій техногенного затоплення рекомендується визначати при розробленні проектів водогосподарських об'єктів різного призначення і систем відведення відпрацьованих і стічних вод від промислових підприємств, сільськогосподарських земель та гірничих виробок родовищ корисних копалин.

8.4.3 Зону поширення підпору ґрунтових вод від зрошуваних земель на прилеглий території рекомендується визначати на основі водобалансових і гідродинамічних розрахунків, результатів гідрогеологічних та ґрунтових вишукувань. При цьому рекомендується враховувати:

- ступінь атмосферного зволоження території, яка захищається;
- втрату води з водонесучих комунікацій і ємностей.

8.4.4 Прогнозні кількісні характеристики підтоплення для освоєних територій рекомендується порівнювати з фактичними даними гідрогеологічних спостережень. У разі перевищення фактичних даних над прогнозними рекомендується виявляти допоміжні джерела підтоплення.

Визначення зони можливого затоплення в особливо відповідальних випадках (великі і середні річки, одамбовані ділянки, комунікації державного і міждержавного значення, великі населені пункти тощо) виконується відповідно до [13]. В решті випадків допускається спрощений спосіб встановлення положення вільної поверхні потоку і відповідно зони можливого затоплення.

8.4.5 Спрощений спосіб встановлення зон можливого затоплення складається з наступного:

- 1) за результатами інструментального рекогносцирувального обстеження встановлюються відмітки і дати історичних рівнів високих вод та відмітки рівня води на день виконання робіт;
- 2) намічаються опорні створи в межах розрахункової ділянки річки;
- 3) будуються криві витрат води $Q = f(H)$ в намічених опорних створах;
- 4) камерально-стандартними гідрологічними методами визначаються перевищення рівнів води різної забезпеченості в опорних створах;
- 5) на поздовжній профіль річки наносяться знівельовані рівні води на день обстеження та історичні рівні високих вод, а потім, по встановлених для опорних створів взаємних перевищеннях розрахункові рівні води різної забезпеченості.

Цей метод менш точний, але зате дозволяє обійтись без зйомки великої кількості поперечних профілів та гідравлічних розрахунків.

8.4.6 За результатами визначення зон можливого затоплення встановлюються ділянки, які доцільно захистити від затоплення шляхом підвищення відміток поверхні ґрунту з урахуванням 8.7.

8.5 Дамби обвалування

8.5.1 Загальні положення

8.5.1.1 Для захисту територій від затоплення застосовують два типи огорожувальних дамб: незатоплювані та затоплювані.

Незатоплювальні дамби зводяться, як правило, в місцях захисту населених пунктів, об'єктів промислового значення, шляхів сполучень тощо, де перелив води через гребінь дамби протягом всього періоду експлуатації не допускається.

Затоплювані дамби, які захищають території від високої води літньо-весняних дощових паводків і танення снігу, рекомендується проектувати з урахуванням збитків, яких можуть зазнати дорожня і осушувальна мережі та сільськогосподарські угіддя від затоплення території.

8.5.1.2 Дамби обвалування відносять до основних постійних гідротехнічних споруд, проектують їх, як правило, висотою, що не перевищує 15 м, і відносять до споруд класу наслідків (відповідальності) СС1 згідно ДБН В.2.4-3.

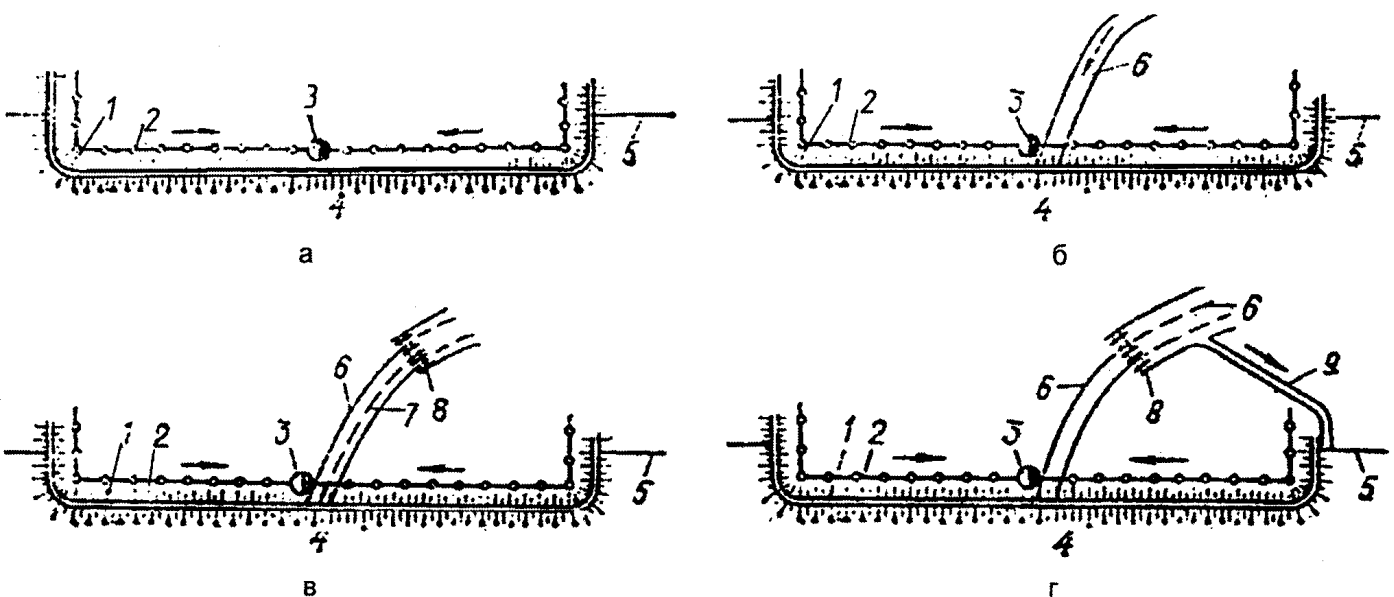
8.5.2 Обвалування територій

8.5.2.1 Загальну схему обвалування території, яку необхідно захищати від затоплення по усьому фронту зниження відміток її природної поверхні (ДСТУ 3994), рекомендується вибирати на основі техніко-економічного порівняння варіантів згідно з вимогами ДБН А.2.1-1 та [11].

8.5.2.2 Для захисту територій від затоплення рекомендується застосовувати два види обвалування: загальне та по ділянках.

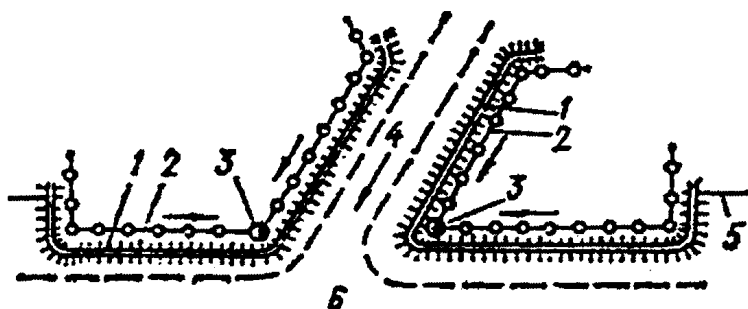
Загальне обвалування території доцільно застосовувати, якщо на території, яку необхідно захищати від затоплення, немає водотоків, або коли стік водотоків можна перенаправити до водосховища або в річку за допомогою відповідного каналу, трубчастої водоскидної споруди або насосної станції (рисунки 8.1).

Обвалування по ділянках рекомендується застосовувати для захисту тих територій, по яких протікають великі водотоки й перекачування води з них є економічно недоцільним, або для захисту окремих ділянок території з різною щільністю забудови (рисунки 8.2).



а – за відсутності в ній водотоків; б – при перекачуванні стоку водотоку насосною станцією у водосховище; в – при перекиданні стоку водотоку самопливом по напірному трубопроводу; г – те саме відкритим каналом; 1 – дамба обвалування; 2 – дренаж; 3 – насосна станція; 4 – водосховище; 5 – уріз води; 6 – водотік; 7 – напірний трубопровід; 8 – дамба; 9 – відвідний канал.

Рисунок 8.1 – Схеми загального обвалування території, яка захищається



1 – дамба обвалування; 2 – дренаж; 3 – насосна станція; 4 – річка; 5 – уріз води; 6 – водосховище

Рисунок 8.2 – Схема обвалування території, яка захищається, окремими ділянками

8.5.3 Розрахункові випадки

8.5.3.1 Для незатоплюваних дамб розрахунковим є максимальний паводок протягом всього року (весняний або літньо-весняний). Для огорожувальних дамб розрахункові максимальні витрати води рекомендується приймати, виходячи з щорічної імовірності перевищення (забезпеченості), яку встановлюють в залежності від класу наслідків (відповідальності) споруд для двох розрахункових випадків – основного і перевірного. Для споруд класу наслідків (відповідальності) СС1 щорічну імовірність перевищення розрахункових максимальних витрат води для основного розрахункового випадку приймають 5 %, а для перевірного – 1 % (ДБН В.2.4-3).

8.5.3.2 Максимальні рівні води в річці встановлюються на основі значень максимальних витрат з урахуванням змін відміток дна на ділянці. Достовірне значення максимальних рівнів води в річці необхідно для визначення висоти огорожувальних дамб. Рівні води на річках рекомендується визначати за умови вільного стану русла (не стиснутого дамбами) за максимальними витратами води розрахункової забезпеченості та кривої витрат води $Q = f(h)$ у розрахунковому створі.

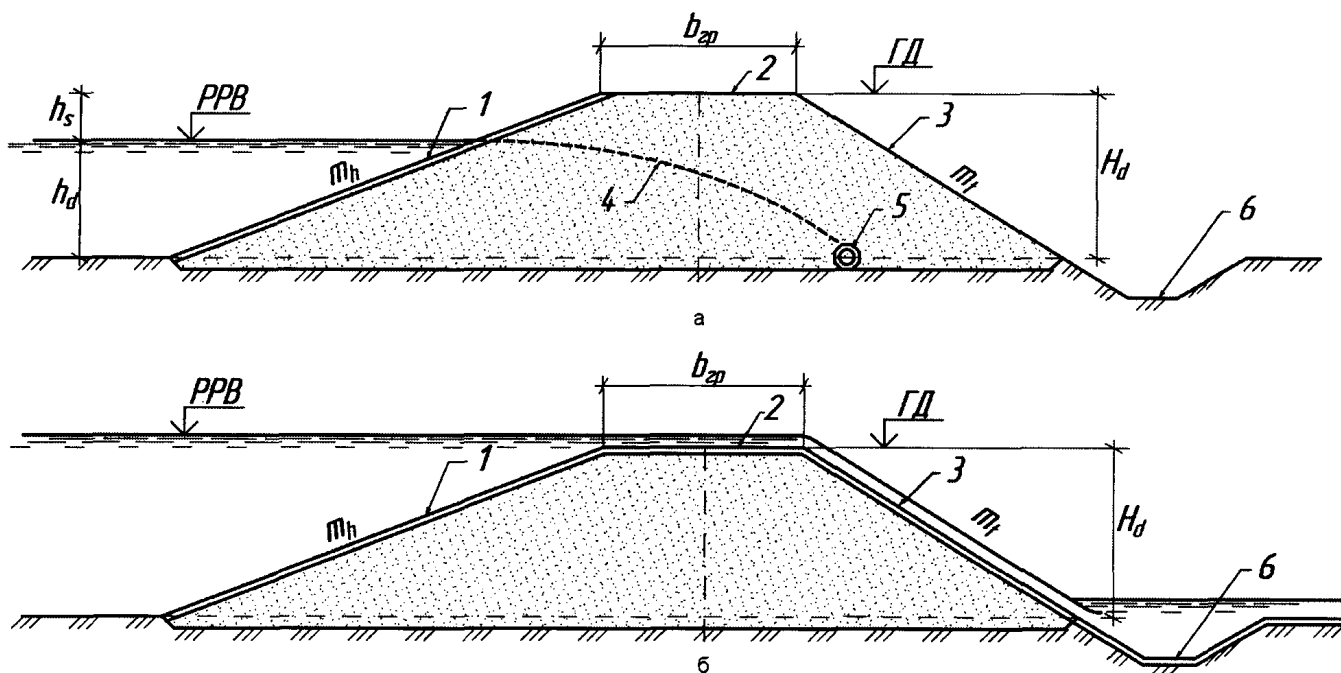
8.5.4 Закладання укосів дамб

8.5.4.1 Огороджувальні дамби, як правило, будують з місцевого ґрунту, що дозволяє використовувати достатній рівень механізації.

Проектування напірних дамб аналогічне проектуванню низьких земляних гребель. Дамби, які призначені для роботи тільки в умовах проходження повені у водотоку, можуть мати спрощену конструкцію поперечного перерізу, оскільки в цьому випадку фільтраційний потік буде мати неусталений режим в тілі дамби і незначну фільтраційну витрату.

На верхових (мокрих) укосах огорожувальних дамб, які виконуються із гравійно-галькових ґрунтів, внаслідок періодичної зміни рівнів води у водотоці будуть осідати дрібні фракції завислих наносів, що призведе до кольматації ґрунту дамби і зменшення фільтраційної витрати.

8.5.4.2 Профіль огорожувальних дамб в поперечному перерізі має трапецієподібну форму, аналогічну профілю земляних гребель (рисунки 8.3).



а – нормальний обтиснутий профіль; б – профіль затоплюваної дамби; 1 – захисне кріплення; 2 – покриття дороги; 3 – дернування або посів трави; 4 – крива депресії; 5 – трубчастий дренаж; 6 – придамбовий лоток

Рисунок 8.3 – Поперечні профілі дамб обвалування

8.5.4.3 Закладання укосів дамб при напорі води до 3,0 м рекомендується приймати за таблицею 8.1 з урахуванням фізико-механічних властивостей ґрунтів тіла дамби і технології виконання будівельних робіт. При напорі води на дамбу більше 3,0 м закладання її укосів приймають згідно з ДБН В.2.4-3.

Таблиця 8.1 – Коефіцієнти закладання укосів дамб з напором води до 3,0 м

Ґрунти тіла дамб	Закладання укосів дамб		
	зовнішній укіс m_h (верховий)	внутрішній укіс m_t (низовий)	
		незатоплюваних дамб	затоплюваних дамб
Глинисті	1,5-2,5	1,5-2,5	2,5-3,0
Піщані	2,0-3,0	1,5-3,0	3,0-4,0
Торф'яні	2,5-3,0	2,0-2,5	3,0-4,0

8.5.4.4 При проектуванні дренажних пристроїв рекомендується враховувати фізичні характеристики ґрунтів тіла та основи дамби, їхню суфозійність, а також умови фільтрації в області дренажу. В дамбах застосовують приставний, трубчастий та горизонтальний дренажі:

- приставний дренаж застосовується на ділянках дамби, які перекривають затоплювану заплаву, і за відсутності на місці будівництва достатньої кількості каменю;
- трубчастий дренаж (у тому числі з використанням водозбірних трубчастих променів) застосовується, як правило, на тих ділянках дамби, де в період її експлуатації води в нижньому б'єфі немає або вона є протягом короткого періоду;
- горизонтальний дренаж рекомендується проектувати у вигляді суцільного дренажного шару або окремих горизонтальних поздовжніх стрічок з крупнозернистого матеріалу і захищених зворотним фільтром.

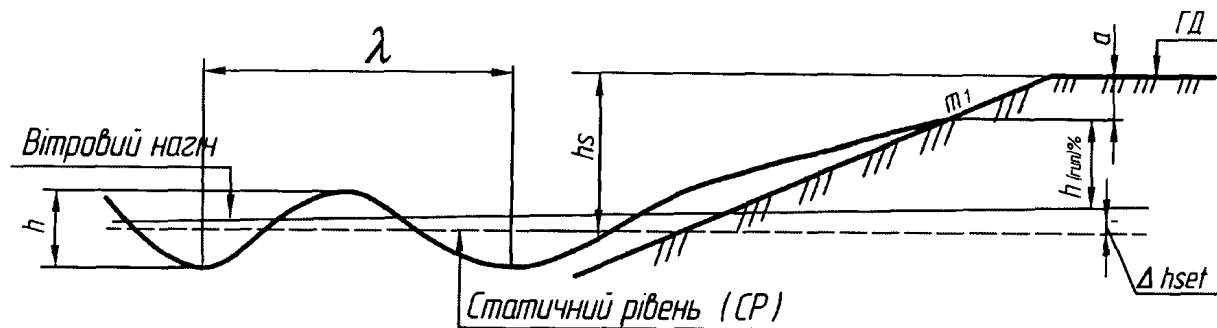
8.5.5 Ширина гребеня дамби

8.5.5.1 Ширину гребеня огорожувальних дамб визначають з умов забезпечення виконання будівельно-ремонтних робіт і надійної експлуатації. При висоті дамби більше 1,5 м ширина гребеня повинна бути не менше 3,0 м. Гребінь дамби виконують з поперечним уклоном 0,05 % в обидві сторони від осі дамби без спеціального його укріплення.

8.5.5.2 Експлуатаційну дорогу рекомендується передбачати вздовж дамби зі сторони обвалованої території, не допускаючи її затоплення під час проходження паводків. За відповідного обґрунтування допускається розташування експлуатаційної дороги по гребеню дамби з влаштуванням з'їздів і роз'їздів з дамби не менше ніж через 0,5 км. Основні параметри поперечного профілю земляного полотна і проїздної частини рекомендується приймати за вимогами ДБН В.2.4-20.

8.5.6 Визначення відмітки гребеня дамби

8.5.6.1 Перевищення гребеня дамби (h_s) над розрахунковим статичним рівнем води для основного розрахункового випадку і щорічній імовірності його перевищення 5% рекомендується визначати, як для гребель з ґрунтових матеріалів з врахуванням стиснення водотоку огорожувальними дамбами, вітрового нагону, висоти нахату хвилі, а також просідання ґрунту тіла дамби згідно з СНиП 2.06.04* та СНиП 2.02.02. При цьому відмітка гребеня дамби, визначена для основного розрахункового випадку, повинна бути не нижча відмітки рівня води (рисунок 8.4) під час проходження витрати води з розрахунковою імовірністю перевищення, яка відповідає перевірочному розрахунковому випадку згідно з [11] (для дамб з класом наслідків (відповідальності) СС-1 імовірність перевищення витрати води для перевірочного розрахункового випадку складає 1 %).



h – висота хвилі, м; λ – довжина хвилі, м

Рисунок 8.4 – Розрахункова схема для визначення відмітки гребеня дамби обвалування

8.5.6.2 Відмітку гребеня незатоплюваних огорожувальних дамб над розрахунковим статичним рівнем води назначають за умови недопущення переливу води через гребінь споруди під час проходження паводка

$$\downarrow ГД = \downarrow PPB + h_s, \tag{8.1}$$

де $\downarrow PPB$ – рівень води розрахункової забезпеченості;

h_s – перевищення гребеня дамби над розрахунковим статичним рівнем води назначають за залежністю

$$h_s = h_{run\ 1\%} + \Delta h_{set} + a, \tag{8.2}$$

де $h_{run\ 1\%}$ – висота накочування хвилі на укіс забезпеченістю 1 %, м;

Δh_{set} – висота вітрового нагону хвилі на укіс дамби, м;

a – гарантійний технічний запас перевищення гребеня огорожувальної дамби над розрахунковим рівнем води, приймають $(0,1 h_{1\%})$, але не менше 0,5 м, де $h_{1\%}$ – висота хвилі 1 % забезпеченості.

Висоту нахату хвилі на укіс дамби для глибоководної зони $h_{run\ 1\%}$ і висоту вітрового нагону хвилі на укіс дамби Δh_{set} визначають згідно з ДБН В.2.4-20.

8.5.6.3 Відмітка гребеня затоплюваних огорожувальних дамб приймається нижче ніж у незатоплюваних дамб. Її визначають на основі техніко-економічного порівняння варіантів, враховуючи збитки від можливого затоплення території. Оптимальну відмітку гребеня затоплюваної огорожувальної дамби вибирають за варіантом, за якого буде забезпечена мінімальна сумарна вартість дамби і збитків, спричинених затопленням огороженої території.

8.5.7 Висота дамби

Висота дамби визначається за наступними залежностями:

– при односторонньому обвалуванні $H_d = h_d + h_s$;

– для виправної (регуляційної) траси при двохсторонньому обвалуванні

$$H_d = h_d + h_s + z, \tag{8.3}$$

де z – додаткове підняття рівня води, пов'язане із стисненням заплави, м.

Враховуючи можливе збільшення швидкості течії в звуженому руслі порівняно з побутовим на 25 %, величина z знаходиться за залежністю [11]

$$z = 0,8 \frac{w_1 v_1 + w_2 v_2}{x_1 v_1 + b_3 v_3 + x_2 v_2}, \tag{8.4}$$

де v_1, v_2 – швидкості на заплавах ділянках, м/с;

v_3 – швидкість в руслі, м/с;

x_1, x_2 – відстань від русла до дамби обвалування, м;

b_3 – ширина русла, м;

w_1, w_2 – площа живого перерізу на заплавах ділянках, м² (додаток Т).

8.5.8 Вибір ґрунту для влаштування дамб

8.5.8.1 Для будівництва огорожувальних дамб аналогічно земляним насипним греблям рекомендується використовувати всі види ґрунтів, за винятком тих, що містять водорозчинні включення, а також ґрунтів, які містять нерозчинені органічні речовини (рештки рослин) або повністю розчинені органічні речовини, що перебувають в аморфному стані згідно з ДБН В.2.4-20.

8.5.8.2 Піщані ґрунти (дрібнозернисті, середньої крупності і крупні) рекомендується використовувати для будівництва однорідних дамб, якщо забезпечується фільтраційна міцність ґрунтів дамби, а величина фільтраційної витрати води через її тіло буде допустима за результатами фільтраційних розрахунків.

8.5.8.3 Для будівництва огорожувальних дамб, як правило, використовують місцеві ґрунти. На передгірських ділянках водотоків місцеві ґрунтові кар'єри, в основному, представлені гравійно-піщаними або піщано-гравійно-гальковими сумішами, до складу яких часто входять валуни. У цьому випадку такі суміші ґрунтів, з наявністю в них валунів, рекомендується перевірити на суфозійність.

8.5.8.4 Під час укладання піщаного ґрунту в тіло огорожувальних дамб та його ущільнення рекомендується перевіряти, чи забезпечується проектна щільність ґрунту шляхом виконання дослідної перевірки щільності. Якщо проектної щільності ґрунту, який уклали в тіло дамби, не досягнуто, то рекомендується видалити з будівельного ґрунту крупні фракції шляхом їх відсіву.

Гранулометричний (зерновий) склад ґрунту визначають за ваговим вмістом в ньому частинок різної крупності у відсотках по відношенню до ваги сухого ґрунту, пробу якого беруть для аналізу.

Визначення гранулометричного складу проводять ситовим методом без промивки водою згідно з ДСТУ Б В.2.1-19.

8.5.9 Розрахунки осідання дамб

8.5.9.1 Для огорожувальних дамб, що відносяться до класу наслідків (відповідальності) СС1, допускається виконувати розрахунок просадки за наближеною методикою з використанням значень модулів деформацій згідно з ДБН В.2.4-20.

8.5.9.2 Розрахунок осідання дамби методом пошарового сумування здійснюється за формулою

$$S = \beta \sum_{i=1}^{i=n} \sigma'_i h_i / E_i, \quad (8.5)$$

де σ'_i – нормальне напруження;

β – безрозмірний коефіцієнт, величина якого приймається 0,1 – при розрахунку осідання тіла споруди і 0,8 – при розрахунку її основи;

E_i – модуль деформації i -го шару, що визначається у відповідності зі СНиП 2.02.02 з проектування основ гідротехнічних споруд.

Величини ефективних ущільнюючих вертикальних напружень рекомендується визначати методами теорії пружності і вирішення плоскої задачі консолідації.

8.5.9.3 Розрахунки за деформаціями основ дамб, які зводять на торф'яно-мулистих ґрунтах, наведені в додатку И.

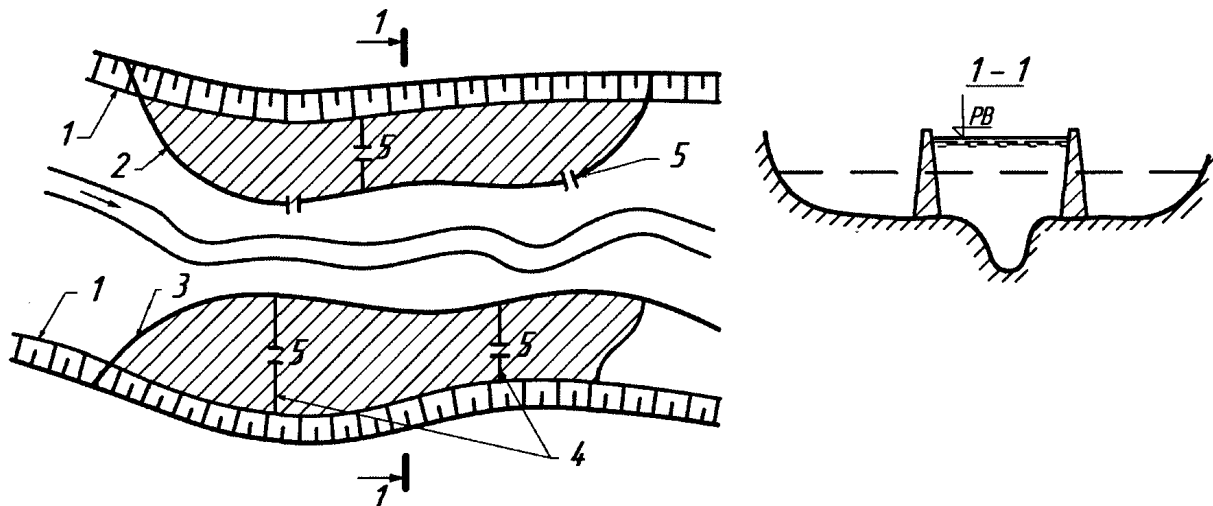
8.5.10 Розташування дамб у плані

8.5.10.1 Загальну схему обвалування території, яка потребує захисту від затоплення, рекомендується вибрати на основі техніко-економічного порівняння варіантів.

8.5.10.2 Стійку ширину русла (відстань між дамбами), розміри і форми поперечних перерізів русла із заплавами на прямолінійних і криволінійних ділянках річки рекомендується визначати за додатком К і [11].

8.5.10.3 Розташування дамб обвалування в плані проектують на основі результатів гідрологічних і гідравлічних розрахунків водотоків за умов забезпечення мінімальної зміни гідрологічного режиму водотоку і максимального використання обвалованої території.

8.5.10.4 У тому випадку, коли відбувається тимчасовий боковий приток води до основного водотоку, доцільно передбачати нерозривне трасування дамб уздовж урізу водойми або водотоку. У разі постійного бокового притоку води обвалування, як правило, рекомендується виконувати на ділянках між притоками в складі дамб обвалування берегів основного водотоку та берегів його притоку (рисунок 8.5).



1 – межа заплави; 2 – замкнений вал; 3 – незамкнений вал; 4 – траверси; 5 – отвори

Рисунок 8.5 – Схема розташування огорожувальних дамб у плані

8.5.10.5 При розробці компоновки огорожувальних дамб рекомендується розглядати декілька варіантів планування траси в залежності від площі території, її розташування відносно водотоку чи водойми, об'єктів на території населених пунктів, комунікацій, що перетинають територію (автомобільні дороги, залізниці, лінії електропередач тощо). При цьому передбачають:

- 1) загальний захист усієї території, що може зазнавати затоплення;
- 2) захист по ділянках для найдоступнішої для обвалування території.

У другому випадку споруди та будівлі, які залишаються незахищеними, повинні бути перенесені на нове місце, а на територіях, що звільнилися, створюють лісопарки.

Проектування осі регуляційної траси може бути виконано згідно з [11].

8.5.10.6 У випадку, коли огорожувальні дамби планують влаштовувати уздовж берегових контурів основного чи другорядного водотоку на одному або на обох берегах, як цього вимагає топографічна ситуація конкретної ділянки, попередньо рекомендується запроектувати виправну трасу (рисунок 8.6), яка є основою для розміщення захисних споруд, для вибору їх конструкції і визначення обсягів різних видів будівельних робіт.

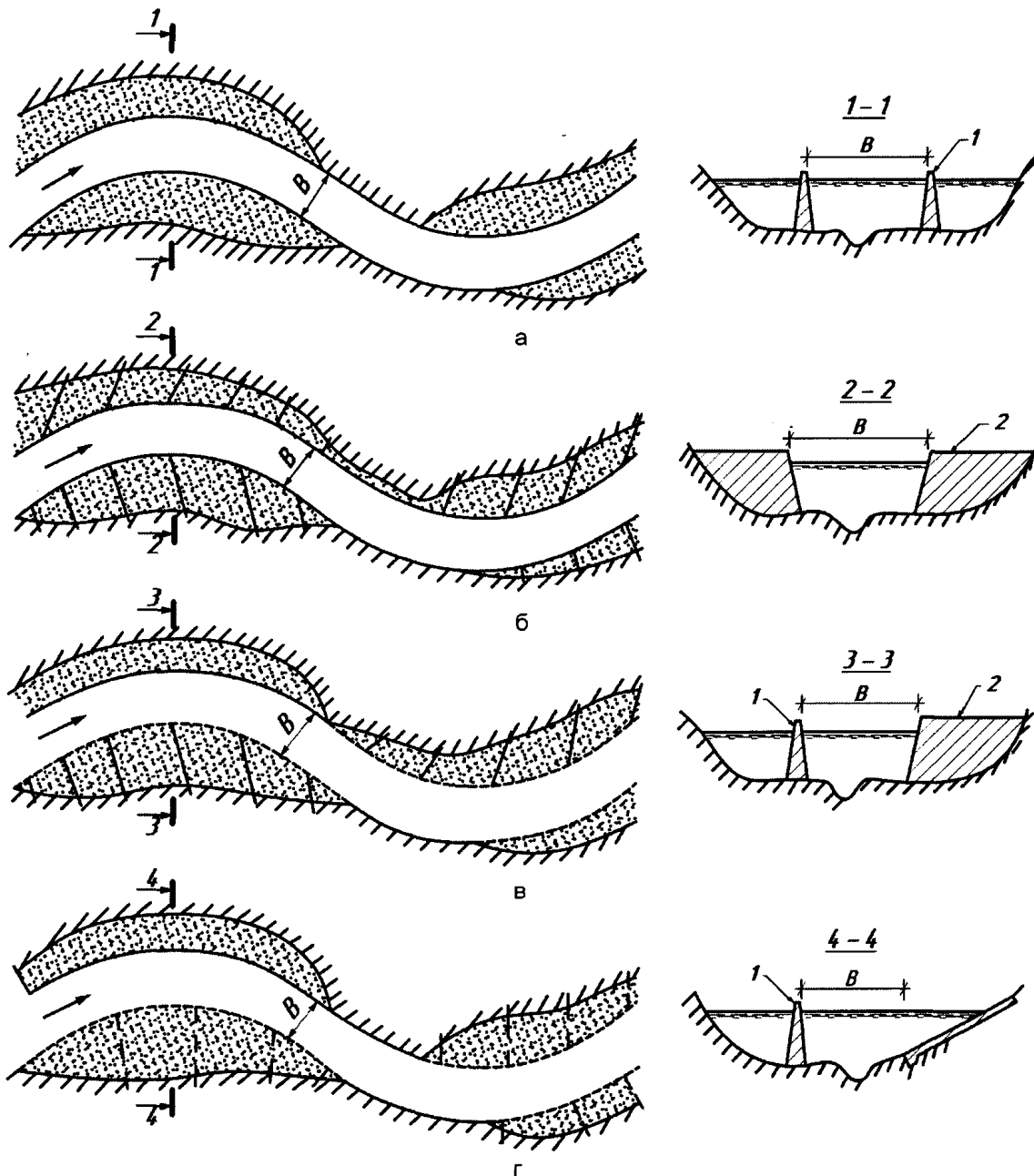
8.5.10.7 Для запроектованої регулювальної (виправної) траси визначають основні гідравлічні елементи та параметри траси (рівні води, відмітку верха дамб, ширину траси) на ділянках і в разі потреби змінюють ці параметри і компоновку виправної траси.

При проектуванні виправної траси рекомендується найбільшою мірою використовувати наявне основне русло, звужуючи його до сталої ширини, перекиваючи зайві протоки і спрямляючи круті звивини.

Сталу ширину, розміри і форми поперечних перерізів на прямолінійних і криволінійних ділянках рекомендується визначати з урахуванням природних гідроморфометричних характеристик регульованої ділянки річки.

Стійкість запроектованого русла рекомендується перевіряти за формулами транспортуючої здатності водотоку.

Компонування виправних споруд рекомендується виконувати з урахуванням розміщення регуляційної траси, місцевих топографічних умов, характеру ґрунтів, що складають ложе річки, і спостереження переформування та оцінки руслового процесу на ділянці річки.



а – поздовжніми дамбами; б – поперечними спорудами (шпорами, напівзагатами); в, г – комбінованими засобами; 1 – дамба, 2 – шпора, напівзагата

Рисунок 8.6 – Схеми утворення стійкої регульовальної траси

8.5.10.8 Для оцінки стійкості запроєктовану трасу перевіряють на достатню транспортуючу здатність щодо завислих і донних наносів без значного розмиву дна русла (швидкість в стисненому руслі не повинна перевищувати швидкість без влаштування дамб на 25 %) [12, 15].

8.5.10.9 Для об'єктів, що захищаються, класу наслідків (відповідальності) СС3 і СС2 в складних, геологічних, гідравлічних і гідрологічних умовах, рекомендується проводити лабораторні дослідження роботи виправної траси в цілому і на окремих ділянках.

8.5.10.10 На рівнинних річках із заплавами відстань між дамбами обвалування B_1 повинна бути не менше ширини річки і смуги заплави, в межах якої відбуваються планові деформації.

На річках з блукаючим руслом відстань між дамбами обвалування B_1 повинна бути не менше ширини річки і смуги заплави, в межах якої вона блукає, і визначається за залежністю С.Т. Алтуніна

$$B_1 = (1+k) \cdot B, \quad (8.6)$$

де k – коефіцієнт, що дорівнює 1,4;

B – ширина річки по урізу при середньомеженній витраті $Q_{\text{н}}$ (додаток К і [11]).

8.5.11 Фільтраційні розрахунки дамб

8.5.11.1 Фільтраційний розрахунок виконують для дамб висотою не менше 3,0 м для випадку, коли з верхової сторони має місце рівень води з розрахунковою імовірністю перевищення, а з низової – вода відсутня (додаток Л).

8.5.11.2 За результатами фільтраційного розрахунку дамб визначають положення кривої депресії в тілі дамби, необхідне для розрахунку стійкості її укосів, фільтраційну витрату, що проходить крізь тіло дамби і основу, необхідну для назначення розмірів придамбового фільтраційного каналу та перевіряють фільтраційну міцність ґрунту тіла дамби.

8.5.12 Розрахунок стійкості укосів дамб

8.5.12.1 Для огорожувальних дамб висотою більше 3 м рекомендується перевіряти стійкість укосів. За результатами розрахунків визначають мінімальне значення коефіцієнта стійкості укосів, яке має бути більшим за нормативне значення для даного класу наслідків (відповідальності) споруди при різних сполученнях навантажень.

8.5.12.2 Для зменшення об'ємів земляних робіт та коефіцієнтів закладання укосів дамб і підвищення стійкості укосів дамб виконують їх підсилення армуючими елементами з геосинтетики [21].

Розрахунки стійкості укосів дамб за методом круглоциліндричних поверхонь ковзання стійкості наведено в додатку М.

8.5.13 Кріплення укосів дамб

8.5.13.1 Для кріплення верхового укосу дамб використовують хмиз, габіони, бетон, залізобетон, камінь, синтетичні матеріали (геотекстиль, геомембрани тощо), а також їх комбінації. На передгірських ділянках річок використовують: суцільне кріплення зі збірних залізобетонних плит, з плит, укладених в шаховому порядку з заповненням комірок каменем з розклинюванням, кріплення у вигляді накиду з негабаритного каменю, кріплення з габйонних конструкцій, кріплення з використанням геотекстильних матеріалів тощо.

8.5.13.2 Захист основи дамби від розмиву та механічного пошкодження укосів дамб здійснюється за допомогою тюфяків з залізобетонних плит, гнучко з'єднаних між собою, з габйонів або хмизово-кам'яного тюфяка з покриттям зверху плитами або кам'яним накидом.

8.5.13.3 При виборі типу і конструкції кріплень укосів земляних дамб рекомендується враховувати, що окремі ділянки кріплення зазнають різних механічних впливів (хвиль, льоду, гідродинамічних дій, викликаних зміною напрямків руху потоку при паводку, особливо на криволінійних ділянках). Це може спричинити його підмив та руйнування дамб і потребує посилення кріплень на цих ділянках (додаток Н).

8.6 Акумуляючі ємності

8.6.1 Загальні відомості

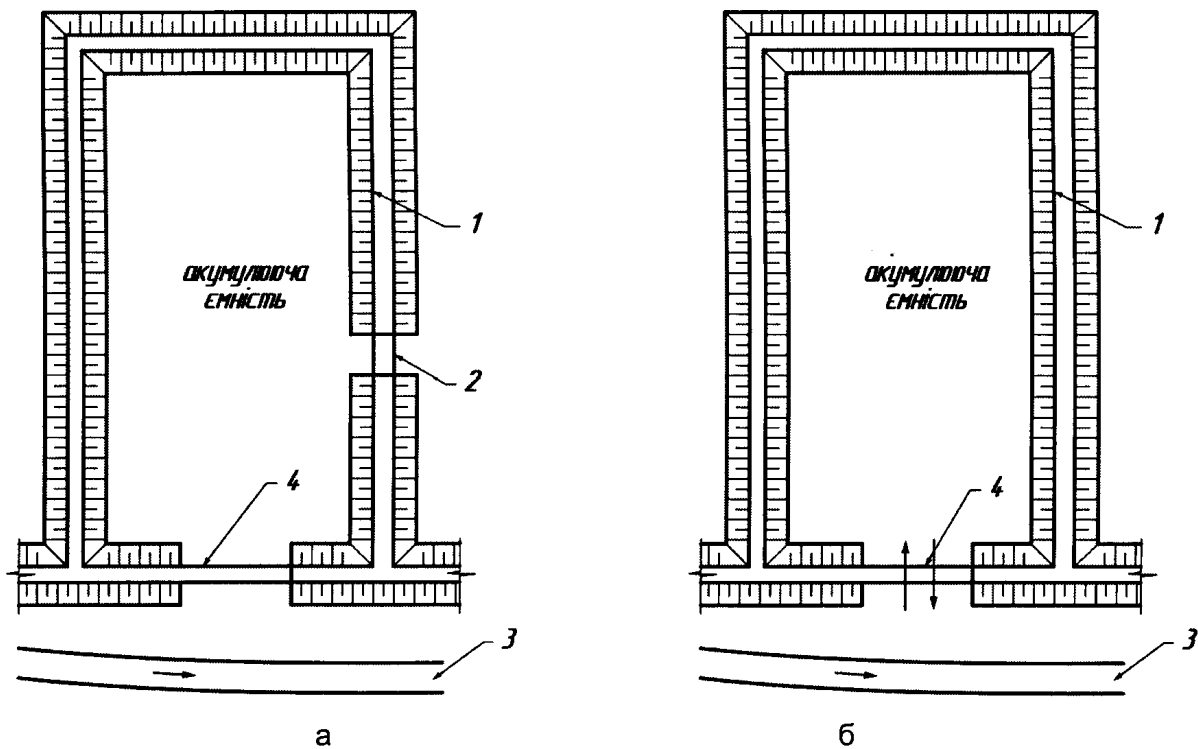
8.6.1.1 При проектуванні акумуляючих ємностей повинні бути комплексно вирішені такі основні завдання:

- захист територій від затоплення і підтоплення залежно від їх функціонального використання;
- створення умов для високопродуктивного сільськогосподарського використання земель, створення сприятливих умов для проживання населення;
- дотримання вимог охорони навколишнього середовища.

8.6.1.2 Акумуляючі ємності (рисунок 8.7) використовують для заповнення частиною стоку при проходженні паводка чи повені з наступним її безпечним відведенням.

При проходженні повені чи паводка частина стоку перехоплюється водозаборами і відводиться в акумуляючу ємність (рисунок 8.7). Внаслідок цього зменшується витата води в нижчих створах, знижуються рівні води та послаблюється вплив повеневих та паводкових витрат на довколишні території. Захисні споруди (огорожувальні дамби) можуть бути переливні. При нешироких запла-

вах і обвалуваннях у ємностях застосовуються бокові водозабори (додаток П), що мають поріг, висота якого залежить від частоти заповнення ємності із умов сільськогосподарського використання (наприклад, якщо допускається заповнення заплави один раз у 5 років, то відмітка порога водозбору відповідає відмітці рівня води при 20 % витраті).



а – з водовипуском; б – двосторонньої дії: 1 – дамба; 2 – водовипуск; 3 – річка; 4 – водозабір

Рисунок 8.7 – Акумуляючі ємності

8.6.1.3 При широких заплавах використовуються фронтальні водозабори [27], обладнані затворами. Водозабори двохсторонньої дії застосовуються, коли наповнення і опорожнення ємності відбувається однією спорудою. Може бути використано і дві окремі споруди: одна для наповнення, інша – для спорожнення ємності.

Приклади розрахунку бокових водозаборів акумуляючої ємності наведено у додатку П. Для споруд класу наслідків (відповідальності) СС3 проводиться гідравлічне моделювання для уточнення розміру водозаборів.

8.6.2 Розрахунки водозабірної споруди акумуляючої ємності

8.6.2.1 Водозабірною спорудою акумуляючої ємності може бути низьконапірна щитова водозливна гребля, яка, здебільшого, буде працювати в невідтопленому режимі. Таку споруду (впускно-випускно) проектують з метою забору води з річки і подачі її в протипаводкову ємність під час проходження паводка або повені, а потім за її допомогою спорожнюють ємність на спаді паводка або після його проходження [19, 20].

8.6.2.2 За розрахункову витрату в річці приймають витрату 1 % забезпеченості. Розрахункова водозабірна витрата може складати (10-40) % і більше від $Q_{1\%}$ річки. Значення водозабірної витрати буде залежати від реального об'єму конкретної ємності, яка може бути заповнена під час проходження паводків або повеней. При проектуванні таких споруд у кожному конкретному випадку рекомендується індивідуально і досить ретельно підходити до вибору розрахункової водозабірної витрати для того, щоб обґрунтовано і правильно призначити розміри споруди і гарантувати її надійну роботу під час проходження повені.

8.6.2.3 Для запропонованого варіанту водозбору виконується гідравлічний розрахунок (додаток П), розрахунок спряження б'єфів, перевіряється пропускна здатність.

8.7 Підвищення відміток поверхні територій для захисту від затоплення

8.7.1 Метод штучного підвищення поверхні території для її захисту від затоплення має переваги перед обвалуванням, оскільки він не пов'язаний з будівництвом спеціальних інженерних споруд. Однак застосовують його у тому випадку, коли площа, яку планують захищати, невелика, що пояснюється високою вартістю будівельних робіт.

8.7.2 У випадку захисту території від затоплення шляхом підвищення її поверхні підсипанням або наміванням ґрунту відмітку поверхні підсипаної території з боку водного об'єкта рекомендується приймати аналогічно, як для гребеня дамб обвалування згідно з вимогами 8.4 і [12, 13]. При цьому відмітку рекомендується приймати не менше ніж на 0,5 м вище від розрахункового рівня води у водному об'єкті з урахуванням розрахункових висоти хвилі та її нахату. Одночасно рекомендується враховувати і умови можливого підтоплення підсипаної території та забезпечувати її захист: рекомендується призначати відмітку поверхні підсипаної території такою, щоб вона була більшою за розрахунковий рівень ґрунтових вод не менше ніж на 2 м.

8.7.3 За розрахунковий рівень води у водному об'єкті під час проектування штучного підвищення поверхні території від затоплення рекомендується приймати відмітку рівня води в річці чи водосховищі згідно з вимогами [12].

8.7.4 Підсипана територія повинна мати уклон поверхні в сторону водотоку не менше 0,004, необхідного для відведення поверхневого стоку води по влаштованій поверхні. Відведення поверхневого стоку рекомендується здійснювати у водотоки, водойми, в загальні водовідвідні або зливові системи, яри з врахуванням природоохоронних вимог.

8.7.5 З метою зменшення об'єму земляних робіт поверхню території, на якій будуть здійснювати підсипання, проєктують з уклоном (0,0010-0,0015), який є найменшим для забезпечення самопливного режиму зливної каналізації. Одночасно методами вертикального планування влаштовують місцеві підвищення території у внутрішній частині мікрорайонів, щоб забезпечити стік по поверхні до вулиць, по яких прокладають зливостоки.

8.7.6 Під час проектування штучного підвищення поверхні території рекомендується передбачати умови природного дренажу підземних вод. Вздовж тальвегів ярів і балок, які будуть засипані або замиті, рекомендується прокладати дренажі, а для постійних водотоків влаштовувати колектори з супроводжуваними дренами.

8.7.7 У випадку влаштування штучного підвищення поверхні території, яку перетинають тимчасові водотоки, або на ній є водойми, в місцях розвантаження підземних вод рекомендується передбачати в основі підсипаної території фільтрувальний шар або плоский дренаж.

8.7.8 Штучне підвищення поверхні територій здійснюють підсипанням сухим ґрунтом, який доставляють транспортними засобами, розрівнюють і ущільнюють до проектного значення згідно з будівельними нормами. Технологія робіт повинна передбачати переміщення ґрунтових мас у напрямку з незатоплюваних ділянок на затоплювані. У разі дефіциту ґрунтів рекомендується використовувати ґрунти корисних виїмок, (розроблених під час поглиблення русел річок для судноплавства, розчищення і благоустрою стариць, проток та інших водойм) на території, що підлягає захисту.

8.8 Забезпечення пропускної здатності русел та заплав

8.8.1 Загальні положення

8.8.1.1 Максимальна пропускна здатність русла досягається під час рівномірного руху води. Будь яка нерівномірність течії створює додаткові гідравлічні опори і відповідно підвищення рівня і уклону, що призводить до зменшення пропускної здатності.

8.8.1.2 Після спорудження огорожувальних дамб виникає стиснення водного потоку, який проходить в руслі і по заплаві під час паводка чи повені. Це спричиняє підпір рівня води нижче стиснутого перерізу, а він в свою чергу обумовлює перерозподіл витрат і швидкостей в руслі і на прилеглих ділянках заплави.

8.8.1.3 Найвідповідальнішою частиною гідравлічних розрахунків пропускної здатності русла та заплави (додаток Р) є визначення витрат і швидкостей в стисненому перерізі, які можуть призвести до розмиву русла і берегів.

8.8.2 Розчищення русел і заплав та поглиблення русел

8.8.2.1 Однією з основних причин затоплення територій, населених пунктів та окремих житлових будинків є недостатня пропускна здатність русел і заплав річок під час проходження паводка або водопілля [13].

Основні причини недостатньої пропускної здатності русел і заплав:

- засмічення та захаращення русел плавником;
- заростання заплав і русла рослинністю;
- накопичення наносів на заплаві і в руслі на спаді паводків і повеней.

8.8.2.2 Водна ерозія спричиняє деформації та руйнування русел річок, берегів і заплав. Внаслідок цього відбувається засмічення та захаращення русел і заплав різними предметами руйнування: корчами, затопленими поваленими деревами, колодами зрубаних дерев, дерев'яними елементами зруйнованих будівель, валунами тощо.

8.8.2.3 Під час тривалої експлуатації регуляційних споруд в руслах річок і, особливо, на заплавах, накопичується значна кількість донних наносів, які формують наносні відкладення у вигляді різних геоморфологічних утворень: осередків, боковиків, пасом тощо. Якщо в наступні роки паводки, що проходили, мали витрати меншої забезпеченості ніж у попередні і ці утворення не зазнали переміщень або їх не було розмито, то відбувається їх замулення. На поверхні наносних утворень осідають та поступово накопичуються завислі наноси, внаслідок чого на них проростає трава, виростають кущі та дерева. Таким чином, формуються нові природні острови з рослинністю, які стають додатковими гідравлічними опорами і зменшують пропускну здатність водотоків.

8.8.2.4 Неупорядковане скупчення наносів є однією з причин зміни напрямку динамічної осі транзитного потоку та його поділу на декілька окремих потоків (протоки), які мають значну питому витрату, і досягнувши берега річки або укусу дамби, утворюють значний сконцентрований перепад вільної поверхні потоку в місцях контакту з твердою перепорою, який обумовлює навал потоку (навальні течії), та спричиняє розмив берегів.

8.8.2.5 Після проходження чергового паводка чи повені рекомендується виявляти місця утворення наносних відкладень та забезпечувати їх своєчасне видалення. Такі заходи сприятимуть м'якшому проходженню наступного паводка, зменшуватимуть можливість виникнення наступних навальних течій, забезпечуватимуть планомірний забір гравію і дозволятимуть керувати паводком.

8.8.2.6 Русла і заплави водотоків рекомендується своєчасно розчищати від засмічення та надмірної рослинності.

8.8.3 Спряmlення річкових звивин

8.8.3.1 Спряmlення річкових звивин – це штучний поділ русла на два рукави з подальшим регулюванням (перекриттям) одного з них (стариці).

8.8.3.2 Спряmlення розвинутої річкової звивини значно змінює режим протікання потоку на ділянках річки, прилеглих до звивини. Спряmlення здійснюють за допомогою короткого спряmlяючого каналу (прокопу), на початку якого рівень води різко знижується, а на ділянці, розташованій вище, формується крива спаду. Це призводить до підвищення уклону вільної поверхні води і, відповідно, до збільшення швидкості потоку і розмиву русла. Частина розмитого ґрунту осідає на початковій ділянці звивини, прискорюючи її замулення, а інша частина проходить транзитом через прокоп і відкладається на перекатах, що сформувались в руслі нижче спряmlення. В часі розмиви вище прокопу сповільнюються, вирівнюється уклон, звивина відмирає, прокоп поступово поглиблюється, а його режим набуває особливостей, притаманних природному руслу.

8.8.3.3 Під час проектування прокопів обмежуються гідравлічним розрахунком потоку на момент влаштування прокопу. Розрахунки виконують з допущенням, що русло річки не зазнає деформацій (додаток С).

9 СПОСТЕРЕЖЕННЯ ЗА СПОРУДАМИ ІНЖЕНЕРНОГО ЗАХИСТУ (СІЗ)

9.1 Спостереження, що здійснюються в процесі експлуатації СІЗ, проводяться візуальними та інструментальними методами і підрозділяються на два види:

- спостереження за режимом експлуатації і зовнішніми впливами на споруди;
- спостереження за технічним станом споруд.

9.2 Спостереження за режимом експлуатації і зовнішніми впливами на споруди включають:

- перевірку відповідності фактичних навантажень і режиму роботи СІЗ;
- спостереження за рівнем ґрунтових вод і агресивністю навколишнього та водо-ґрунтового середовищ;

- контроль зміни щільності ґрунту засипки;

- перевірку наявності в прикордонній смужі блукаючих струмів і струмів витoku.

9.3 Спостереження за технічним станом споруд:

- візуальне обстеження конструкції;
- спостереження за зміщенням споруд у плані;
- спостереження за висотними зміщеннями споруд;
- спостереження за креном споруд;
- спостереження за станом матеріалів елементів конструкцій СІЗ;
- контроль за станом підкранових колій.

9.4 Результати спостережень використовуються для оцінки існуючої здатності і обґрунтованого призначення необхідного режиму експлуатації СІЗ. На основі узагальнених даних, отриманих у результаті спостережень, уточнюються строки проведення і категорія ремонту конструкцій.

9.5 Спосіб і періодичність спостережень залежать від типу конструкцій, технічного стану СІЗ, інтенсивності і тривалості, гідрогеологічних умов об'єкта, агресивності навколишнього середовища відносно конструкційних матеріалів споруд.

9.6 У всіх випадках, коли виникають відхилення від нормальної роботи СІЗ, за спорудами організовується безперервне спостереження і вживаються невідкладні заходи для виявлення та усунення причин, що викликали зниження несучої здатності конструкцій.

9.7 Ознаки, за яких організовується безперервний контроль за спорудою або його елементами:

- понадрозрахункові планові і висотні зміщення споруди;
- незгасаюча чи прогресуюча в часі деформація окремих елементів або споруди в цілому;
- виникнення зламів несучих елементів конструкцій;
- різке зниження зламів матеріалу несучих елементів споруди.

9.8 Спостереження за взаємопов'язаними факторами, які характеризують стан споруди і зовнішні впливи на неї, повинні проводитися одночасно.

9.9 Результати спостережень повинні фіксуватися в журналах інструментальних спостережень і оперативно опрацьовуватися. Отримані дані систематизуються у вигляді таблиць і графіків за видами спостережень.

9.10 Для встановлення причин прискореного руйнування, а також у разі потреби виявлення резервів здатності конструкцій СІЗ, рекомендується здійснювати натурні дослідження.

10 ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

10.1 Основні природоохоронні вимоги

10.1.1 У проекті інженерного захисту території від затоплення і підтоплення рекомендується передбачати:

- попередження небезпечних розмивів русла, берегів, а також ділянок спряження захисних споруд з незакріпленим берегом, які викликаються стисненням водотоку захисними дамбами та береговими кріпленнями;
- збереження навколо залишених на території, що захищається, водойм, деревно-кущової та лукової рослинності, лісонасаджень;
- здійснення на захисній території комплексу агротехнічних, луко-лісомеліоративних та гідротехнічних заходів з боротьби з водною ерозією;
- озеленення захисної частини території населених пунктів, промислових об'єктів, меліоративних ділянок тощо;
- попередження забруднення ґрунтів, водойм, сільськогосподарських земель, що підлягають захисту, та територій, які використовуються під рекреацію, збудниками інфекційних захворювань, відходами промислового виробництва, нафтопродуктами та отрутохімікатами;
- збереження природних умов міграції тварин в межах території, що захищається;
- збереження або створення нових нерестилищ на заміну втрачених в результаті осушення заплавних озер, старорічищ та мілководдя водосховищ;
- попередження загибелі і травмування риб на об'єктах інженерного захисту;
- збереження на території, що захищається, природних умов проживання тварин, що охороняються;
- збереження на території, що захищається, режиму водно-болотних угідь, які використовуються перелітними водоплаваючими птахами під час міграції.

10.1.2 Системи інженерного захисту від затоплення і підтоплення рекомендується проектувати з урахуванням особливостей природоохоронних, санітарно-гігієнічних та протипаразитарних вимог для кожної природної зони, а також даних територіальних комплексних схем навколишнього середовища.

10.1.3 При розміщенні споруд інженерного захисту та будівельної бази рекомендується вибирати землі, непридатні для сільськогосподарського використання, або сільськогосподарські угіддя низької якості. Для будівництва споруд на землях державного лісового фонду рекомендується вибирати не покриті лісом площі або площі, зайняті кущовою або малоцінною рослинністю.

10.1.4 При створенні об'єктів інженерного захисту від затоплення та підтоплення на сільськогосподарських землях та забудованих територіях не повинні порушуватись процеси біогеохімічного круговороту, які позитивно впливають на функціонування природних систем.

10.1.5 Санітарно-оздоровчі заходи рекомендується проектувати з урахуванням перспектив розвитку населених пунктів. Не рекомендується допускати утворення мілководних зон, а також зон тимчасового затоплення і сильного підтоплення поблизу населених пунктів.

10.1.6 Всі проекти інженерного захисту від затоплення та підтоплення повинні містити оцінку можливих наслідків техногенних впливів на навколишнє середовище, яке ґрунтується на прогнозах динаміки природних процесів: геодинамічних, гідрологічних, гідрохімічних, геометричних, біологічних, які виникають в результаті впливу затоплення і підтоплення, а також прогнозів паразитологічної ситуації.

10.1.7 При влаштуванні захисних споруд допускається застосовувати в якості будівельних матеріалів ґрунти та відходи виробництва, які не забруднюють навколишнє природне середовище.

Не допускається підрізка схилів, розробка кар'єрів місцевих матеріалів в водоохоронній зоні водойм та водотоків.

10.1.8 За наявності на територіях джерел господарсько-питного водопостачання рекомендується складати прогноз можливих змін якості води після будівництва захисних споруд для розроблення водоохоронних заходів.

10.1.9 У проектах будівництва об'єктів інженерного захисту рекомендується передбачати централізоване водопостачання та каналізацію захисних населених пунктів з урахуванням існуючих гігієнічних вимог.

10.1.10 У місцях перетину спорудами інженерного захисту (нагірними канавами, огорожуючи ми дамбами тощо) шляхів міграції тварин рекомендується:

- виносити споруди за межу шляхів міграції;
- виконувати відкоси земляних споруд пологими і без кріплення, які забезпечать безперешкодне проходження тварин;
- замінити ділянки каналів з швидкостями течії, небезпечними для переправи тварин, на трубопроводи.

10.1.11 Застосування споруд та заходів при інженерному захисті територій, будинків, будівель та споруд від затоплення дає можливість:

- утримувати рівні ґрунтових вод на заданих відмітках;
- запобігати затопленню територій та споруд поверхневими водами під час злив, повеней та паводків;
- запобігати розвитку корозійних процесів у бетонних, залізобетонних і інших елементах споруд;
- зберігати несучу здатність ґрунтів основ;
- обмежувати вплив промислових об'єктів, який може призвести до змін рівневого, температурного режимів та хімічного складу ґрунтових вод та водних об'єктів.

10.2 Оцінка впливів на навколишнє середовище (ОВНС)

10.2.1 При оцінці впливів на навколишнє середовище в проектах інженерного захисту від підтоплення та затоплення рекомендується включати розділи "Оцінка впливу на навколишнє середовище" та "Організація спостережної гідрорежимної мережі".

10.2.2 Розділ "Оцінка впливу на навколишнє середовище" (ОВНС) у складі проектів інженерного захисту територій та споруд від підтоплення та затоплення розробляється відповідно до вимог ДБН А.2.2-1.

В ньому проводять аналіз порушень гідрологічних і гідрогеологічних параметрів водних об'єктів і територій у зонах підтоплення та затоплення, впливи на поверхневі і підземні води забруднюючих речовин при скидах стічних вод і фільтраційних витоках. Результати аналізу повинні відображати розподіл показників оцінювання по акваторії і території, у контрольних створах, враховувати впливи, що підсумовуються, обґрунтовувати санітарні попуски, допустимі скиди і фільтраційні витоки.

10.2.3 В характеристиках поверхневих вод стисло наводять загальні відомості про водні об'єкти, основні дані щодо їх водозбірних басейнів і господарського використання, наявність пунктів спостережень за їх станом. При оцінці впливів планованої діяльності на стан поверхневих вод та їх об'єктів розглядають:

- морфометричні, гідродинамічні і водно-балансові параметри;
- якість вод, включаючи фізичні, хімічні, санітарно-гігієнічні, токсикологічні, паразитологічні, радіоекологічні характеристики;
- біологічні характеристики, включаючи видовий склад, чисельність, біомасу і біопродуктивність основних гідробіонтів, біоперешкоди їх існування тощо.

Особливу увагу щодо якості води рекомендується приділити для місць водокористування, відпочинку, спорту тощо.

10.2.4 Матеріали, що характеризують підземні води, повинні включати загальні відомості про басейн підземних вод, потужності зони активного водообміну, розвитку горизонтів підземних вод, дані про їх господарське використання, перелік і опис пунктів гідрогеологічних спостережень, результати яких використані у матеріалах ОВНС.

Оцінку впливів планованої діяльності на підземні води виконують для ґрунтових вод і водоносних горизонтів, що реально використовують для питних, господарських, лікувальних та інших цілей. Для цього розглядають:

- морфометричні, гідродинамічні, фільтраційні і водно-балансові параметри;
- якість вод, включаючи фізичні, хімічні, санітарно-гігієнічні та інші характеристики згідно з чинним законодавством;
- умови природної захищеності.

Особливу увагу щодо якості води рекомендується приділити для місць живлення водоносних горизонтів та водозабору.

10.2.5 На основі проведеного аналізу обґрунтовують заходи щодо запобігання або зменшення надходження у водне середовище забруднюючих речовин, порушення гідродинамічного режиму, виснаження поверхневих і підземних водних ресурсів, деградації угруповань водних організмів та погіршення стану водних об'єктів. Розрахункові варіанти заходів повинні охоплювати найменш сприятливі періоди і можливі аварійні ситуації.

10.2.6 Заходи, які забезпечують захист поверхневих і ґрунтових вод від забруднення відходами, повинні включати:

- очищення поверхневих стічних вод;
- гідроізоляцію технологічних майданчиків;
- збір, утилізацію, нейтралізацію, захоронення побутових і виробничих відходів на місці проведення робіт.

10.3 Рекреаційні вимоги

10.3.1 Використання затоплюваних та підтоплюваних прибережних територій річок і водосховищ для рекреації, які захищаються, рекомендується розглядати нарівні з іншими видами природокористування і створення водогосподарських комплексів на річках.

10.3.2 При здійсненні інженерного захисту території від затоплення та підтоплення не допускається знижувати рекреаційний потенціал територій, що під захистом, і прилеглої акваторії.

10.3.3 У проекті інженерного захисту рекомендується в літній період передбачати норми водообміну у відповідності з гігієнічними вимогами, в зимовий період – санітарні попуски води.

10.3.4 Вздовж трас магістральних каналів при ліквідації заболочених і підтоплених територій допускається створювати рекреаційні водойми поблизу населених пунктів.

ДОДАТОК А
(довідковий)

КАРТА-СХЕМА ПІДТОПЛЕННЯ НА ТЕРИТОРІЇ УКРАЇНИ

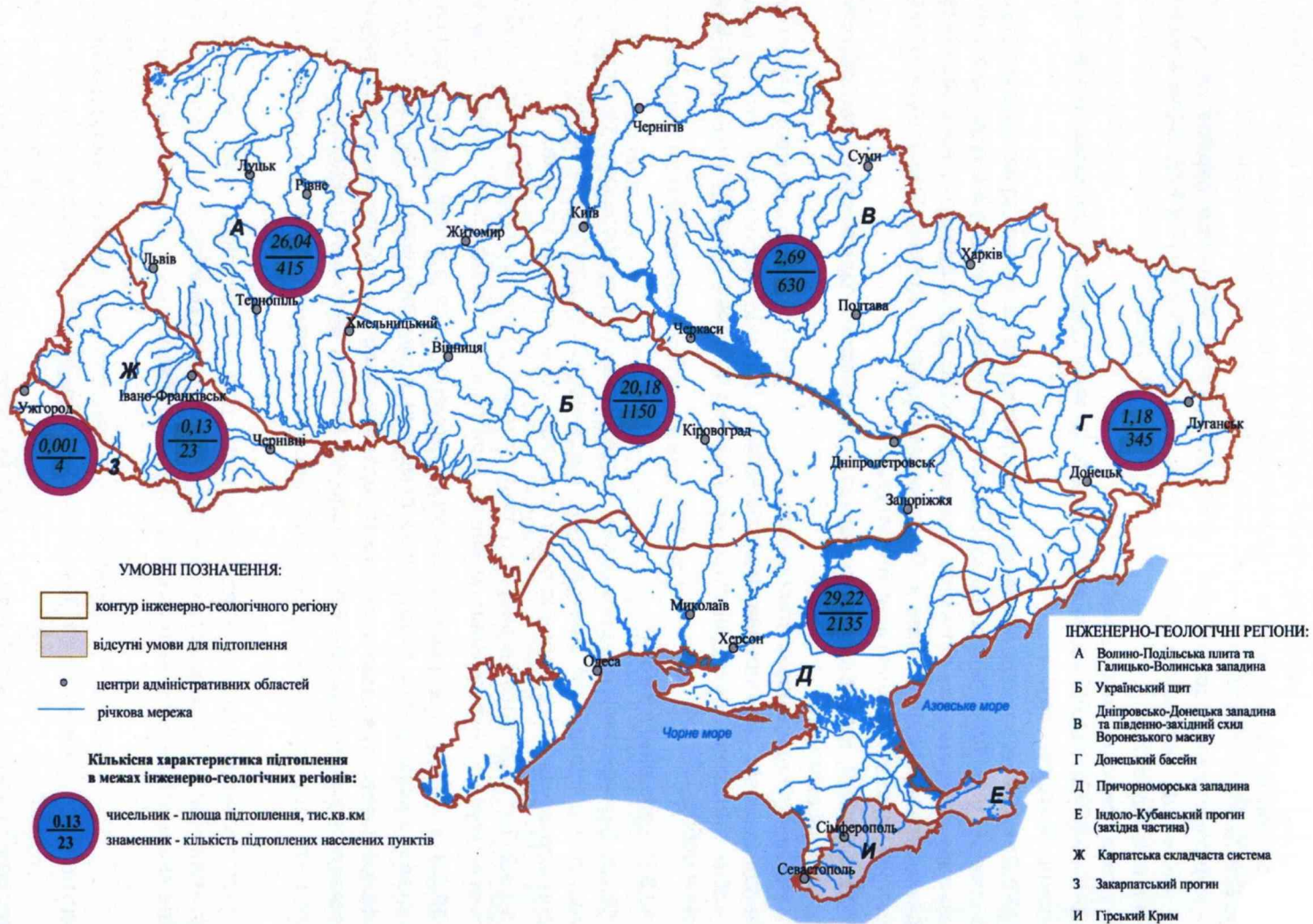


Рисунок А.1 – Карта-схема підтоплення на території України в межах інженерно-геологічних районів

ДОДАТОК Б
(довідковий)

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПІДТОПЛЕНИХ ТЕРИТОРІЙ В МЕЖАХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ РАЙОНІВ

Б.1 Площі підтоплення у межах інженерно-геологічних районів України наведені в таблиці Б.1.

Таблиця Б.1 – Площі підтоплення в межах інженерно-геологічних районів

Ч.ч.	Волино-Подільська плита	Площа підтоплення, тис. км ²	Кількість підтоплених населених пунктів, шт
1	Волино-Подільська плита та Галицько-Волинська западина	26,041	415
2	Український щит	20,177	1150
3	Дніпровсько-Донецька западина та південно-західний схил Воронезького масиву	2,69	630
4	Донецький басейн	1,185	345
5	Причорноморська западина	29,22	2135
6	Гірський Крим	відсутня	відсутня
7	Індоло-Кубанський прогин (західна частина)	відсутня	відсутня
8	Карпатська складчаста система	0,13	23
9	Закарпатський прогин	0,001	4
	Всього:	79,44	4702

Б.2 До числа найбільш підтоплених територій відносяться: Херсонська, Миколаївська, Одеська, Дніпропетровська, Донецька, Полтавська та Харківська області. Збільшення площ підтоплення в межах населених пунктів пов'язано з суттєвими втратами води з мереж водопостачання та водовідведення.

Б.3 В залежності від джерела підтоплення і впливу основних чинників підтоплені території поділяються на три типи:

– підтоплення в природних умовах завдяки дії атмосферних опадів (паводкових, талих та дощових вод) при непорушеному балансі ґрунтових вод (територія Полісся (Волинська, Житомирська, Рівненська області та північна частина Київської області), а також північна частина Львівської і Тернопільської областей);

– підтоплення техногенне при порушеному балансі ґрунтових вод під впливом господарської діяльності завдяки дії техногенних джерел підтоплення територій (зрошувальні системи, канали, водосховища, ставки) та населених пунктів (мережі водопостачання та водовідведення). Окремі ділянки техногенного підтоплення існують в межах всієї України, а до числа найбільш техногенно підтоплених відносяться: Херсонська, Одеська, Миколаївська, Дніпропетровська, Запорізька, Полтавська, Харківська та Донецька області;

– підтоплення природно-техногенне при слабопорушеному або порушеному балансі ґрунтових вод внаслідок збільшення їх живлення, що пов'язано зі зниженням природного дренажу ґрунту і має місце в центральних та південних регіонах України: в Дніпропетровській, Запорізькій, Харківській, Луганській, Донецькій, на півночі Одеської, Миколаївської та Херсонської областей.

ДОДАТОК В
(обов'язковий)

ГРАНИЧНІ ГЛИБИНИ ЗАЛЯГАННЯ ҐРУНТОВИХ ВОД НА МІСЬКИХ ТЕРИТОРІЯХ

Граничні глибини залягання ґрунтових вод, що мають бути забезпечені на територіях міст і селищ в результаті заходів інженерного захисту від підтоплення, приймають не менше 0,5...2,0 м залежно від видів і призначення територій відповідно до таблиці В.1 і з урахуванням висоти капілярного підняття найвищого обводненого шару ґрунту, що не повинна перевищувати 0,5 м і за умови, що на території відсутні карстові явища.

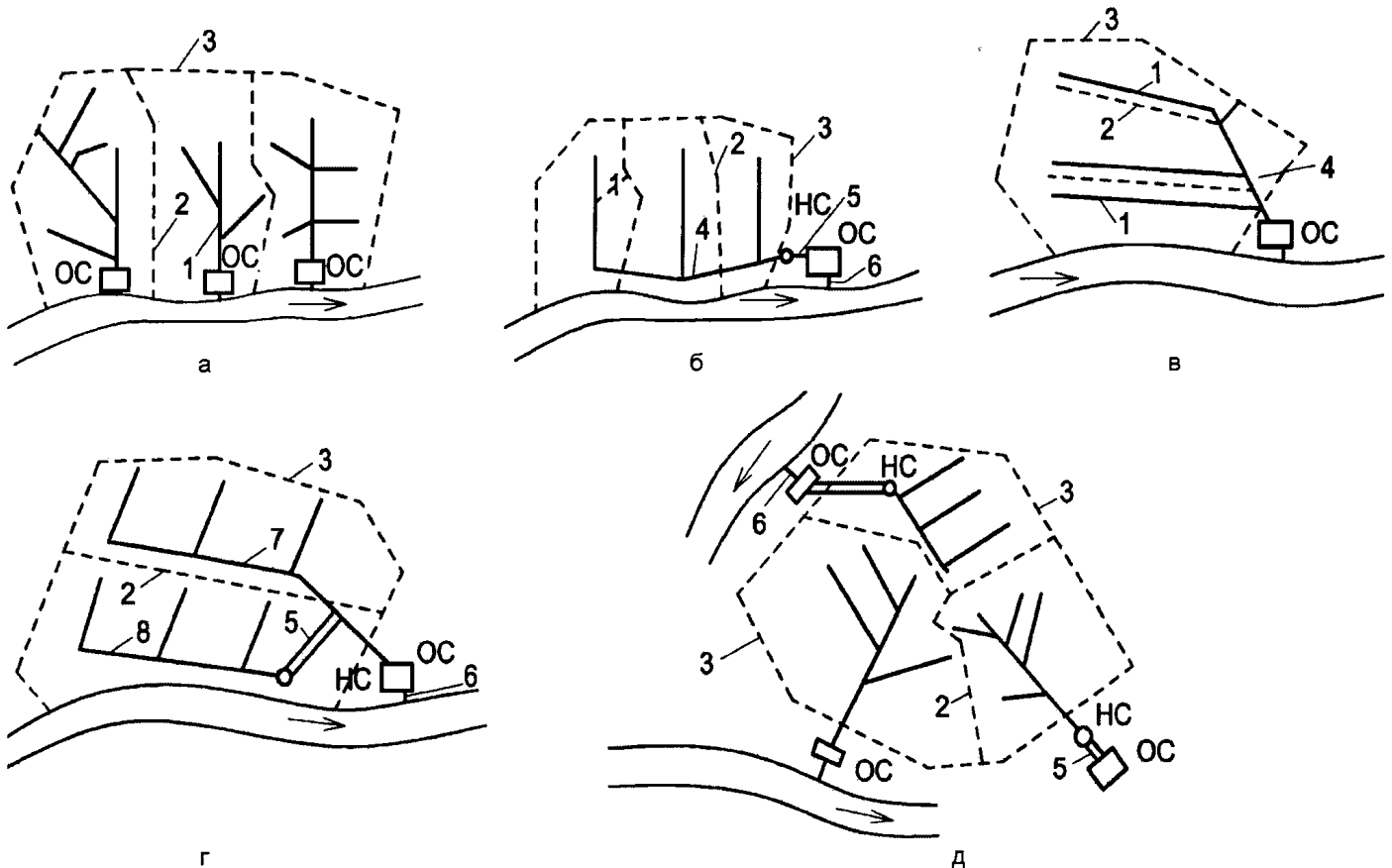
Таблиця В.1 – Граничні глибини залягання ґрунтових вод на міських територіях

Ч.ч.	Призначення території	Глибини залягання ґрунтових вод, м	Додаткові умови
1	Багатоповерхова забудова:		Не менше 0,5 м від підшов фундаментів споруд
	– якщо глибина промерзання 0,7 м і більше	Не менше 2,0	
	– те саме менше 0,7 м	Не менше 1,5	
	– з підвальними приміщеннями	Не менше 1,0 від підлоги підвалів	
	– із підземними комунікаціями (тунелі, канали, переходи)	Не менше 0,5 від підлоги споруд	
2	Малоповерхова садибна забудова	Не менше 1,5	Не менше глибини промерзання
3	Вулиці, дороги, площі	Не менше 1,0	Те саме
4	Парки, зелені насадження	Не менше 1,0	Примітка 1
5	Стадіони, спортивні майданчики, інші площинні споруди	Не менше 0,5	Примітка 2
6	Від низу трубопроводів питної води	Не менше 0,5	Не менше глибини промерзання
7	Промислова зона	Відповідно до технічних вимог виробництв і галузевих стандартів	
<p>Примітка 1. Не менше граничних глибин залягання ґрунтових вод, необхідних для нормального росту дерев: тополі – 0,4 м; сосни – 1,0 м; фруктових дерев – 1,0...1,5 м; берези – 1,5 м; інших – за спеціальними довідниками.</p> <p>Примітка 2. Необхідне локальне водозниження для капітальних споруд.</p>			

ДОДАТОК Г
(довідковий)

СХЕМИ МЕРЕЖ ДОЩОВОГО ВОДОВІДВЕДЕННЯ ЗАКРИТОГО ТИПУ

Г.1 Вибір схеми мереж дощового водовідведення залежить від взаємного розташування басейнів каналізування, рельєфу місцевості, наявних водойм та їх дебетів, можливих місць розміщення очисних споруд дощового водовідведення (ОС) на доступних територіях з дотриманням санітарно-захисних зон тощо. Схеми мереж дощового водовідведення закритого типу наведені на рисунку Г.1.



а – перпендикулярна; б – пересічна; в – паралельна; г – зонна; д – радіальна; НС – насосна станція; ОС – очисні споруди поверхневих вод; 1 – колектор басейну каналізування; 2 – межа басейну каналізування; 3 – межа об'єкта каналізування; 4 – головний колектор; 5 – напірний трубопровід; 6 – випуск; 7 – головний колектор верхньої зони; 8 – те саме нижньої зони

Рисунок Г.1 – Схеми мереж дощового водовідведення закритого типу

Г.2 В перпендикулярній схемі колектори басейнів каналізування протрасовані перпендикулярно до русла водойми і застосовуються для рельєфно виділених басейнів каналізування або спуску у водойму атмосферних вод, що не потребують очищення.

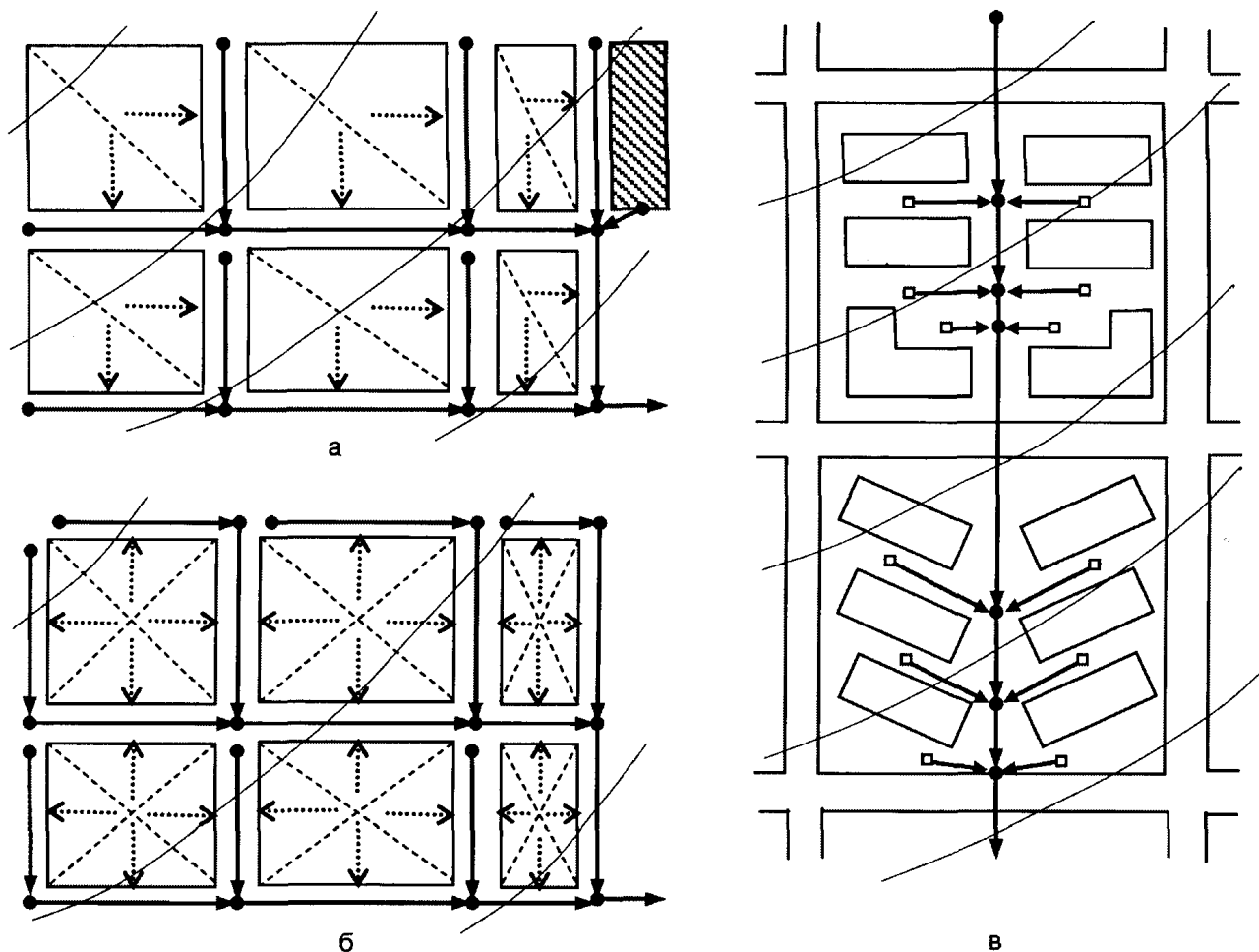
Г.3 В пересічній схемі колектори басейнів каналізування трасують перпендикулярно до русла водойми і перехвачують головним колектором, який трасують паралельно руслу річки. Таку схему застосовують при незначних ухилах рельєфу до водойми і необхідності очищення зібраних дощових вод.

Г.4 В паралельній схемі колектори трасують паралельно напрямку русла водойми і перехвачують головним колектором, який прокладають перпендикулярно до русла водойми.

Г.5 В зонній схемі територію каналізування розбивають на кілька зон: з верхніх – стічні води відводяться до ОС самопливом, а з нижніх – перекачуються насосними станціями.

Г.6 Радіальну схему очищення атмосферних вод застосовують при складному рельєфі місцевості і у великих та значних містах.

Основні колектори водовідведення прокладають по вулицях, дорогах чи проїздах найкоротшим шляхом до за трьома основними схемами (рисунок Г.2).



а – з понижених сторін кварталів; б – охоплююча; в – черезквартальна

Рисунок Г.2 – Схеми трасування дощових мереж закритого типу

Г.7 Трасування з понижених сторін кварталів передбачає влаштування вуличних мереж лише з вздовж понижених сторін кварталів. Цю схему застосовують при значному спаданні рельєфу місцевості з ухилами поверхні землі до однієї або двох меж кварталу 0,008...0,01 і більше.

Г.8 За охоплюючою схемою трасування вуличні мережі прокладають по вулицях з кожної сторони кварталу. Цю схему застосовують при плоскому рельєфі місцевості з ухилом 0,005...0,007 та великих розмірах кварталів.

Г.9 В черезквартальній схемі вуличні мережі прокладають усередині кварталів прямолінійно або з мінімальною кількістю кутів поворотів. Дана схема дозволяє значно скоротити довжину мереж і вартість їх будівництва, але створює певні труднощі при експлуатації.

ДОДАТОК Д
(довідковий)

ПРИКЛАДИ ГІДРАВЛІЧНОГО РОЗРАХУНКУ ДІЛЯНКИ ЕЛЕМЕНТІВ ВУЛИЧНОЇ ДОЩОВОЇ
МЕРЕЖІ ВІДКРИТОГО ТИПУ

Д.1 Приклад 1. Для трапецеїдального земляного каналу необхідно визначити витрату води, яка зможе бути відведена по ньому самопливом. Розміри каналу: ширина низом – $b = 0,5$ м; максимальна глибина води – $h = 0,4$ м; коефіцієнт закладення укосів – $m = 1$; уклон дна – $i = 0,004$, коефіцієнт шорсткості русла – $n = 0,025$.

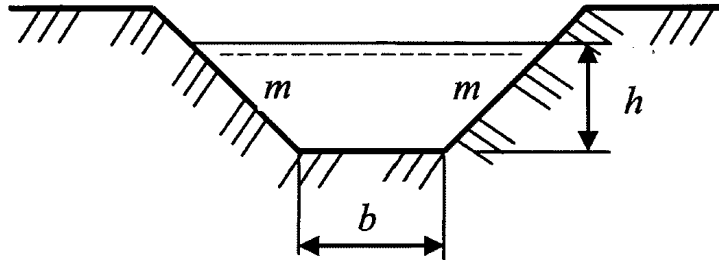


Рисунок Д.1 – Схема трапецеїдального земляного каналу

Розрахунок виконується в наступній послідовності.

Визначається площа живого перерізу каналу, яка становить:

$$\omega = (b + m \cdot h)h = (0,5 + 1 \cdot 0,4) \cdot 0,4 = 0,36 \text{ м}^2.$$

Змочений периметр:

$$\chi = b + 2h\sqrt{1+m^2} = 0,5 + 2 \cdot 0,4\sqrt{1+1^2} = 1,63 \text{ м}.$$

Гідравлічний радіус:

$$R = \omega / \chi = 0,36 / 1,63 = 0,22 \text{ м}.$$

Коефіцієнт Шезі (як і наступні параметри) – за п. 8.2.1 ДБН В.2.5-75:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^y = \frac{1}{0,025} \cdot 0,22^{0,245} = 27,6 \text{ м}^{0,5}/\text{с},$$

де n – коефіцієнт шорсткості русла (для земляного полотна $n = 0,025$);

y – показник степені:

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,1) = 2,5 \cdot \sqrt{0,025} - 0,13 - 0,75 \cdot \sqrt{0,22} \cdot (\sqrt{0,025} - 0,1) = 0,245.$$

Середня швидкість потоку:

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot i} = 27,6 \cdot \sqrt{0,22 \cdot 0,004} = 0,82 \text{ м/с}.$$

Розрахункова швидкість V більша за мінімально допустиму $0,4$ м/с (п. 7.3.1.2.4) і менша за максимальну (таблиця 7.2): $0,4 < 0,82 < 1,0$ м/с. Отже, в каналі не буде ні замулення, ні розмиву дна і стінок.

Розрахункова витрата води:

$$Q = \omega \cdot V = 0,36 \cdot 0,82 = 0,295 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Д.2 Приклад 2. Визначити уклон водостічного залізобетонного лотка прямокутного перерізу шириною $b = 0,6$ м при максимальній глибині води – $h = 0,5$ м для пропуску витрат дощових вод $Q = 0,5$ м³/с.

Швидкість потоку має становити:

$$V = \frac{Q}{\omega} = \frac{0,5}{0,6 \cdot 0,5} = 1,67 \text{ м/с.}$$

Ця швидкість більша за мінімально допустиму 0,4 м/с (п. 7.3.1.2.4) і менша за максимальну (табл. 7.2): $0,4 < 1,67 < 4,0$ м/с, що не призведе в лотку ні до замулення, ні руйнування конструкцій лотка.

Гідравлічний радіус:

$$R = \omega / \chi = b \cdot h / (b + 2 \cdot 0,5) = 0,6 \cdot 0,5 / (0,6 + 2 \cdot 0,5) = 0,188 \text{ м.}$$

Коефіцієнт Шезі (як і наступні параметри) – за п. 8.2.1 ДБН В.2.5-75:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^y = \frac{1}{0,015} \cdot 0,188^{0,169} = 50,3 \text{ м}^{0,5}/\text{с},$$

де n – коефіцієнт шорсткості поверхні лотка (для залізобетону $n = 0,015$);

y – показник степені:

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,1) = 2,5 \cdot \sqrt{0,015} - 0,13 - 0,75 \cdot \sqrt{0,188} \cdot (\sqrt{0,015} - 0,1) = 0,169.$$

Розрахунковий уклон лотка

$$i = \frac{V^2}{C^2 \cdot R} = \frac{1,67^2}{50,3^2 \cdot 0,188} = 0,006.$$

Отримана величина розрахункового уклону більша за мінімально допустиму (таблиця 7.1) і задовольняє нормативним вимогам.

Д.3 Приклад 3. Визначити, чи буде стійким до розмиву трикутний водостічний лоток автомобільної дороги, вимощеної бруківкою, якщо коефіцієнти закладення укосів складають – $m_1 = 0,5$ і $m_2 = 2$, глибина води – $h = 0,2$ м, а уклон лотка – $i = 0,05$.

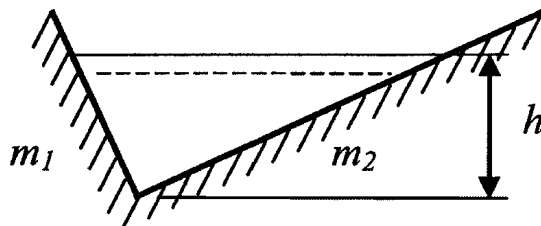


Рисунок Д.2 – Схема до розрахунку трикутного водостічного лотка

Площа живого перерізу становить:

$$\omega = 0,5 \cdot h^2 (m_1 + m_2) = 0,5 \cdot 0,2^2 \cdot (0,5 + 2) = 0,05 \text{ м}^2.$$

Змочений периметр:

$$\chi = h \left(\sqrt{1+m_1^2} + \sqrt{1+m_2^2} \right) = 0,2 \left(\sqrt{1+0,5^2} + \sqrt{1+2^2} \right) = 0,69 \text{ м.}$$

Гідравлічний радіус:

$$R = \omega / \chi = 0,05 / 0,69 = 0,072 \text{ м.}$$

Коефіцієнт Шезі (як і наступні параметри) – за п. 8.2.1 ДБН В.2.5-75:

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^y = \frac{1}{0,02} \cdot 0,072^{0,215} = 28,4 \text{ м}^{0,5}/\text{с},$$

де n – коефіцієнт шорсткості русла (для бруківки $n = 0,02$);

y – показник степені:

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,1) = 2,5 \cdot \sqrt{0,02} - 0,13 - 0,75 \cdot \sqrt{0,072} \cdot (\sqrt{0,02} - 0,1) = 0,215.$$

Середня швидкість потоку:

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot i} = 28,4 \cdot \sqrt{0,072 \cdot 0,05} = 1,70 \text{ м/с}.$$

Найбільша швидкість руху дощових вод у лотках і каналах, що мають одинарне мощення (таблиця 7.2), при глибині потоку 0,2 м (< 0,4 м) становить:

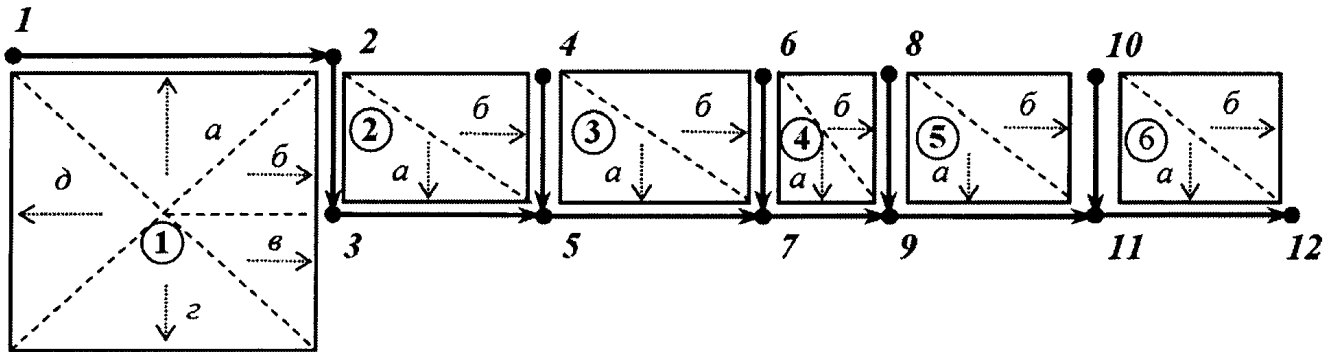
$$V_{\text{макс}} = 0,85 \cdot 2,0 = 1,7 \text{ м/с}.$$

Отже, розрахункова швидкість V не перевищує максимально допустиму $V_{\text{макс}}$, а водостічний лоток автомобільної дороги буде стійким до розмиву. Однак, той факт, що розрахункова швидкість є гранично допустимою, вказує на те, що будь-яке пошкодження бруківки призведе до її розмиву.

ДОДАТОК Е
(довідковий)

ПРИКЛАД ГІДРАВЛІЧНОГО РОЗРАХУНКУ ДІЛЯНКИ ВУЛИЧНОЇ ДОЩОВОЇ МЕРЕЖІ
ЗАКРИТОГО ТИПУ

Е.1 Необхідно виконати гідравлічний розрахунок гілки вуличної дощової мережі м. Рівного за розрахунковою схемою, наведеною на рисунку Е.1, розрахунковими параметрами дощів – в Е.2 і заданим рельєфом території (таблиця Е.1), при відкритій внутрішньоквартальній дощовій мережі. Площа басейну каналізування міської забудови становить – $F = 290$ га, колектор розташований у середній частині басейну, а середній ухил поверхні землі складає $i = 0,003$.



1...12 – номери розрахункових вузлів; 1...6 – номери кварталів; а...д – площі збору вод з кварталів до ділянок

Рисунок Е.1 – Розрахункова схема гілки каналізаційної мережі

Е.2 Основні розрахункові параметри дощів для Рівненського регіону (за додатком А ДБН В.2.5-75): $z_{mid} = 0,25$; $q_{20} = 110$ л/с/га; $n = 0,73$; $\gamma = 1,82$; $m_r = 170$; $P = 1,0$; $\beta = 0,65$; $\eta = 1,0$ (площа водозбору $F < 500$ га); $m = 1,0$ ($t_r > 10$ хв); $A_\partial = 980$; $q_r = 0,25 \cdot 980^{1,2} \cdot 0,65 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot F / t_r^{0,776} = 631,4 \cdot F / t_r^{0,776}$.

Е.3 Для розрахунків прийнято: труби залізобетонні; з'єднання труб – "шелига в шелигу"; мінімальні глибини закладання труб $H_{з.вул} = 1,5 + d_{вул}$, м, за умови розташування дощоприймачів; час поверхневої концентрації $t_{con} = 7,5$ хв, тривалість протікання вод по лотках до дощоприймачів $t_{can} = 8,5$ хв та тривалість протікання по трубах t_{mp} – за додатком А.6 ДБН В.2.5-75.

Гідравлічні розрахунки проведено за [15], а їх результати наведено у таблиці Е.1 і на рисунку Е.2.

Таблиця Е.1 – Результати гідравлічного розрахунку дощової мережі закритого типу

Ділянки	Довжина L , м	Час добігання води t , хв		Площа збору води F , га			Розрахункова витрата q_r , л/с	Наповнення h/d	Уклон 1000х1	Діаметр d , мм	Перепад висот на ділянці L , м	Швидкість V , м/с	Позначки, м						Глибина залягання $H_{з.п.}$, м
		t_{mp}	t_r	прилегла	транзитна	сумарна							Поверхні землі		Шелиги		Лотка		
													поч.	кін.	поч.	кін.	поч.	кін.	
Бічні підключення																			
4-5	180	0	16,0	1,94	–	1,94	142,5	0,85	5,00	400	0,900	1,25	124,35	123,75	122,850	121,950	122,450	121,550	2,20
6-7	180	0	16,0	1,96	–	1,96	143,9	0,58	4,00	500	0,720	1,22	123,55	123,00	122,050	121,330	121,550	120,830	2,17
8-9	180	0	16,0	1,02	–	1,02	74,9	0,57	4,00	400	0,720	1,03	123,10	122,55	121,600	120,880	121,200	120,480	2,07
10-11	180	0	16,0	1,72	–	1,72	126,3	0,80	4,40	400	0,792	1,18	122,30	121,65	120,800	120,008	120,400	119,608	2,04
Колектор																			
1-2	400	0	16,0	3,51	–	3,51	257,8	0,94	4,50	500	1,800	1,34	126,50	125,25	125,000	123,200	124,500	122,700	2,55
2-3	200	5,1	21,1	1,76	3,51	5,27	312,5	0,81	3,00	600	0,600	1,27	125,25	124,65	123,200	122,600	122,600	122,000	2,65
3-5	260	2,7	18,7	1,94	5,27	7,21	469,6	0,65	2,50	800	0,650	1,36	124,65	123,75	122,600	121,950	121,800	121,150	2,60
5-7	270	3,5	19,5	1,96	9,15	11,11	706,8	0,95	2,70	800	0,729	1,40	123,75	123,00	121,950	121,221	121,150	120,421	2,58
7-9	160	3,3	19,3	1,02	13,07	14,09	895,4	0,63	3,00	1000	0,480	1,70	123,00	122,55	121,221	120,741	120,221	119,741	2,81
9-11	250	1,8	17,8	1,72	15,11	16,83	1147,8	0,76	3,00	1000	0,750	1,78	122,55	121,65	120,741	119,991	119,741	118,991	2,66
11-12	240	2,2	18,2	1,72	18,55	20,27	1336,2	0,74	4,55	1000	1,092	2,16	121,65	120,40	119,991	118,899	118,991	117,899	2,50

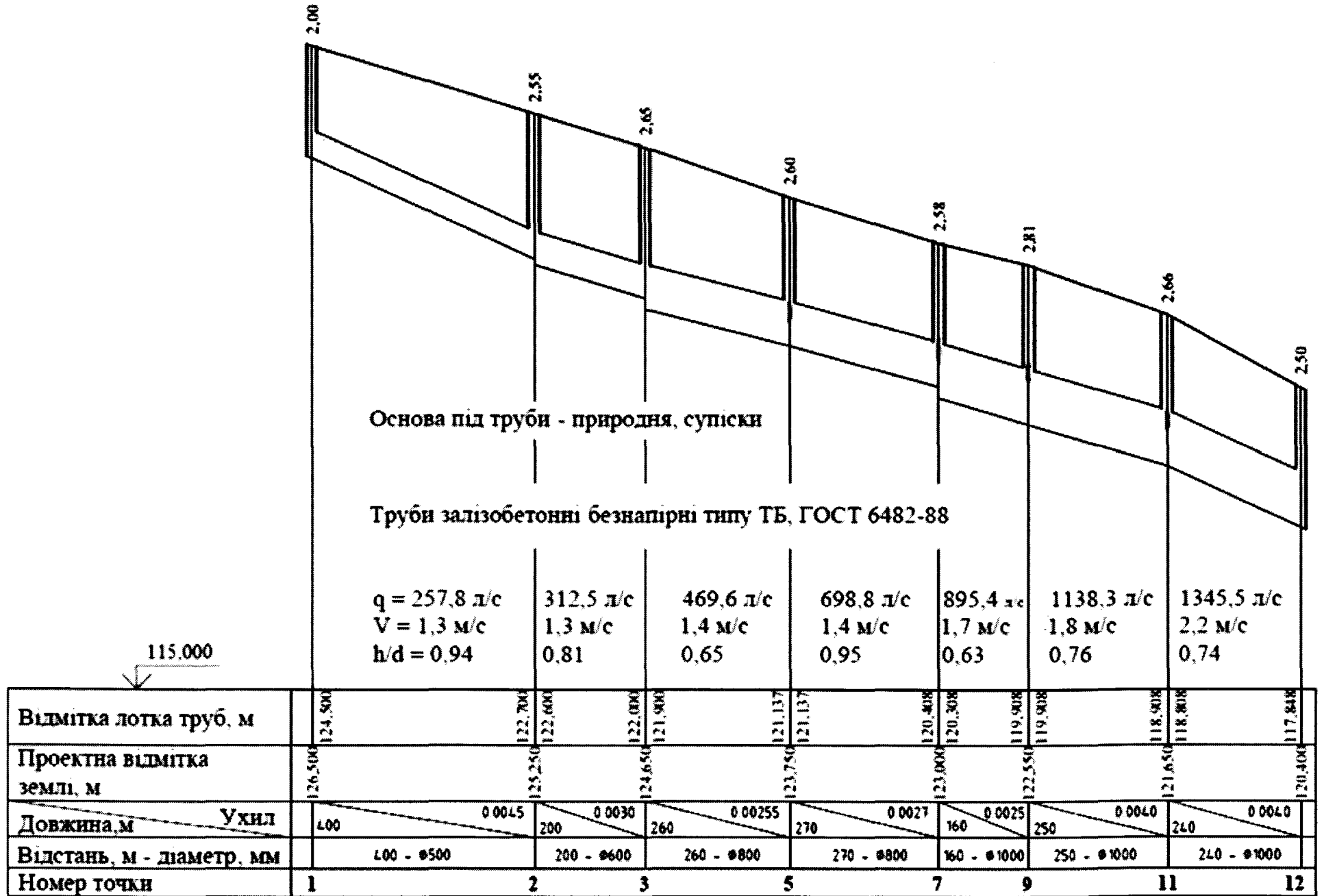


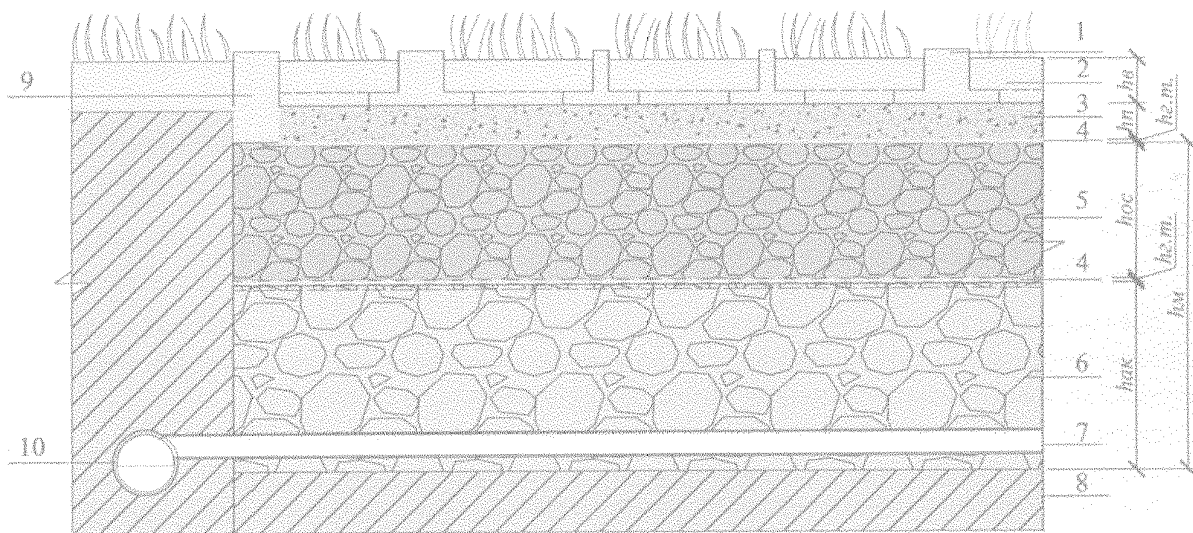
Рисунок Е.2 – Повздовжній профіль вуличного колектора дощової мережі закритого типу

ДОДАТОК Ж (довідковий)

РОЗРАХУНКИ ІНФІЛЬТРАЦІЙНИХ МАЙДАНЧИКІВ З ВОДОПРОНИКНИМИ ПОКРИТТЯМИ

Ж.1 Розрахунки інфільтраційних майданчиків передбачають визначення їх конструктивних параметрів та гідрологічних показників за методикою формування у завантаженні майданчиків максимальних об'ємів дощових вод [16]:

- площі майданчика F_m і його розмірів у плані;
- гранулометричного складу і висоти шарів завантаження h_i (рисунок Ж.1);
- об'ємів акумульованих дощових вод W_p та їх дренажних витрат $Q_{др,p}$;
- параметрів дренажної системи (діаметрів $d_{др}$ і довжин дрен $L_{др}$, кількість пот і розміри отворів dot тощо).



1 - газонна решітка; 2 - верхній шар; 3 - підготовчий шар; 4 - геотекстиль; 5 - основний несучий шар; 6 - акумулюючий шар; 7 - дренажні труби; 8 - ґрунт основи; 9 - бордюри; 10 - трубопровід відведення дренажних вод у систему дощової каналізації

Рисунок Ж.1 - Конструкція інфільтраційного майданчика

Ж.2 Площу, яку повинен займати інфільтраційний майданчик F_m , розраховують за формулою:

$$F_m = \psi_{mid} \cdot F_{cm} \cdot k_i, \quad (\text{Ж.1})$$

де ψ_{mid} - коефіцієнт стоку водонепроникних територій;

F_{cm} - сумарна площа стоку на інфільтраційний майданчик, га або м²;

k_i - коефіцієнт співвідношення розрахункової інтенсивності дощу до інтенсивності дренажування дощових вод на майданчику, який попередньо можна приймати $k_i = 0,1$.

Ж.3 Гранулометричний склад завантаження майданчика та інші його характеристики рекомендується приймати за його водопроникністю та несучою здатністю відповідно до можливого навантаження. Зокрема, для стоянки автомобілів масою до 40 т, що потребує несучою здатністю у 30 МПа, основний шар завантаження формують із щебеню з розміром фракції 2-30 мм висотою не менше $h_{ос} \geq 25$ см [4]. Ступінь ущільнення кожного із шарів повинен бути в межах 93-95 %. Інші характеристики матеріалів завантаження наведені у таблиці Ж.1.

Таблиця Ж.1 – Характеристики завантаження інфільтраційних майданчиків

Назва шару	Позначки	Висота шару, см	Склад матеріалів завантаження
Верхній шар з газонних решіток	$h_{\text{в}}$	За сертифікатами виробників залежно від типу газонної решітки	60 % просіяний ґрунт 30 % пісок фракції 0,1-2 мм 10 % компост
			Щебінь фракції 2-16 мм
Підготовчий шар	$h_{\text{п}}$	3-5	Пісок фракції 0,1-2 мм
			70 % пісок фракції 0,1-2 мм 30 % просіяний ґрунт
			40 % щебінь фракції 2-5 мм 30 % просіяний ґрунт 20 % пісок фракції 0,1-2 мм 10 % компост
Основний несучий шар	$h_{\text{ос}}$	≥ 25	Щебінь фракції 2-30 мм
Акумуляючий шар	$h_{\text{ак}}$	≥ 10	Щебінь фракції 8-40 мм
Примітка. Граничні значення фільтраційних параметрів завантаження: коефіцієнт фільтрації – $K_{\text{ф}} > 10$ мм/хв; пористість – $\rho > 0,2$; уклон поверхні газонних решіток – $l_{\text{e},\rho} = 0,005-0,02$.			

Ж.4 При виборі та розрахунку геотекстилю необхідно використовувати геотекстилі нетканинні, скріплені механічним (голкопробивним), термічним або комбінованим способом. Мінімально допустимий коефіцієнт водопроникності геотекстилю визначають за формулою

$$k_{\text{ГТ}} = 10 \cdot K_{\text{ф}} \quad (\text{Ж.2})$$

Ж.5 Висоту завантаження визначають за формулою

$$h_{\text{м}} = \frac{W_{\text{р}}}{F_{\text{м}} \cdot \rho} \quad (\text{Ж.3})$$

де $W_{\text{р}}$ – розрахунковий об'єм дощових вод, затриманих у завантаженні інфільтраційного майданчика, м³;

ρ – середня пористість завантаження, частка одиниці.

Ж.6 Розрахунковий об'єм дощових опадів $W_{\text{р}}$, затриманих у завантаженні інфільтраційного майданчика, визначають за формулами (7.6) або (Ж.4), а розрахункових дренажних витрат $Q_{\text{др},\rho}$ – за формулою (Ж.5)

$$W_{\text{р}} = k_{\text{розм}} \cdot \Psi_{\text{mid}} \cdot F_{\text{ст}} \cdot A_{\text{д}} \cdot k_{\text{h}} \quad (\text{Ж.4})$$

$$Q_{\text{др},\rho} = k_{\text{розм}} \cdot \Psi_{\text{mid}} \cdot F_{\text{ст}} \cdot A_{\text{д}} \cdot k_{\text{q}} \quad (\text{Ж.5})$$

де $k_{\text{розм}}$ – коефіцієнт розмірності;

$A_{\text{д}}$ – параметр інтенсивності дощу, який залежить від географічного розташування конкретного населеного пункту і визначають згідно А.2 ДБН В.2.5-75;

k_{h} і k_{q} – коефіцієнти зміни шару акумульованих опадів і дренажних витрат, які залежно від умов дренажу та регулювання дощового стоку рекомендується приймати за таблицею Ж.2.

Ж.7 Коефіцієнт стоку Ψ_{mid} в окремих випадках можна прийняти аналогічним загальному коефіцієнту стоку $\Psi_{\text{д}}$ згідно з 7.3.1.1.4 або визначати за формулою

$$\Psi_{mid} = Z_{mid} \cdot \frac{A_{\partial}^{0,2}}{t_{\partial,p}^{0,2n\partial-0,1}}, \quad (\text{Ж.6})$$

де Z_{mid} – коефіцієнт покриву, який рекомендується приймати згідно з А.7 ДБН В.2.5-75.
 $t_{\partial,p}$ – розрахункова тривалість дощу, яку розраховують згідно з А.5 ДБН В.2.5-75 і приймають в межах 10 ÷ 100 хв.

Таблиця Ж.2 – Значення коефіцієнтів зміни шару акумульованих опадів і дренажних витрат

Ч.ч.	Умови дренажу та регулювання дощового стоку	Коефіцієнти	
		k_h	k_q
1	Відсутність дренажу дощових вод (накопичення у завантаженні всього об'єму дощового стоку, зокрема, для подальшої господарської діяльності)	3	0
2	Максимальне дренажу дощових вод (мінімальне зменшення пікових навантажень за витратами стоку на систему дощового водовідведення)	1	0,1
3	Помірне дренажу дощових вод (розрахункове зменшення пікових навантажень за витратами стоку на систему дощового водовідведення)	1 ÷ 3	0,1 ÷ 0

Ж.8 Розрахунок дренажної системи передбачає визначення:
– відстані між дренами, зокрема, за формулою Й. Роте [17]

$$B_{\partial p} = 2 \cdot h_M \sqrt{\frac{K_{\phi}}{i_M}}, \quad (\text{Ж.7})$$

де i_M – максимальна інтенсивність дренажу дощових вод на майданчику ($i_M = 10$ мм/хв);
– діаметрів d , уклонів l_{mp} та наповнення h/d , дренажних труб, які визначають на основі значень $Q_{\partial p,p}$ відповідно до 8.2.1 ДБН В.2.5-75 або таблиць [15];
– необхідної площі отворів на одиницю довжини дрени $L_{\partial p}$

$$\omega = \frac{Q_{\partial p,p}}{L_{\partial p} \cdot V}, \quad (\text{Ж.8})$$

де V – розрахункова швидкість води в отворах, яку рекомендується приймати $V = 0,5-0,7$ м/с;
– кількості отворів на 1 м довжини дрени відповідно до вибраного типу перфорації дрени (поздовжні чи круглі отвори) і площі одного отвору ω_{om}

$$n_{om} = \frac{\omega}{\omega_{om}}. \quad (\text{Ж.9})$$

Ж.9 Приклад розрахунку параметрів інфільтраційного майданчика в системі дощового водовідведення

Ж.9.1 Інфільтраційний майданчик передбачено влаштувати на ділянці міської території, де знаходиться будівля торгового центру та прилегла площа під стоянку автомобілів (рисунок Ж.2) у м. Рівному.

Площа стоку ділянки становить $F_{cm} = 8250$ м². Ґрунтові води знаходяться на відмітці $z_{r,b} = 3,0$ м від поверхні землі. Ділянка має ухил до магістральної вулиці, по якій прокладено колектор системи дощового водовідведення К2 (рисунок Ж.2) діаметром $D = 600$ мм з уклоном $l = 0,007$, пропускна здатність якого становить $Q_{ic} = 439,8$ л/с при наповненні 0,75.

Для влаштування інфільтраційного майданчика вибрано ділянку стоянки для автомобілів.

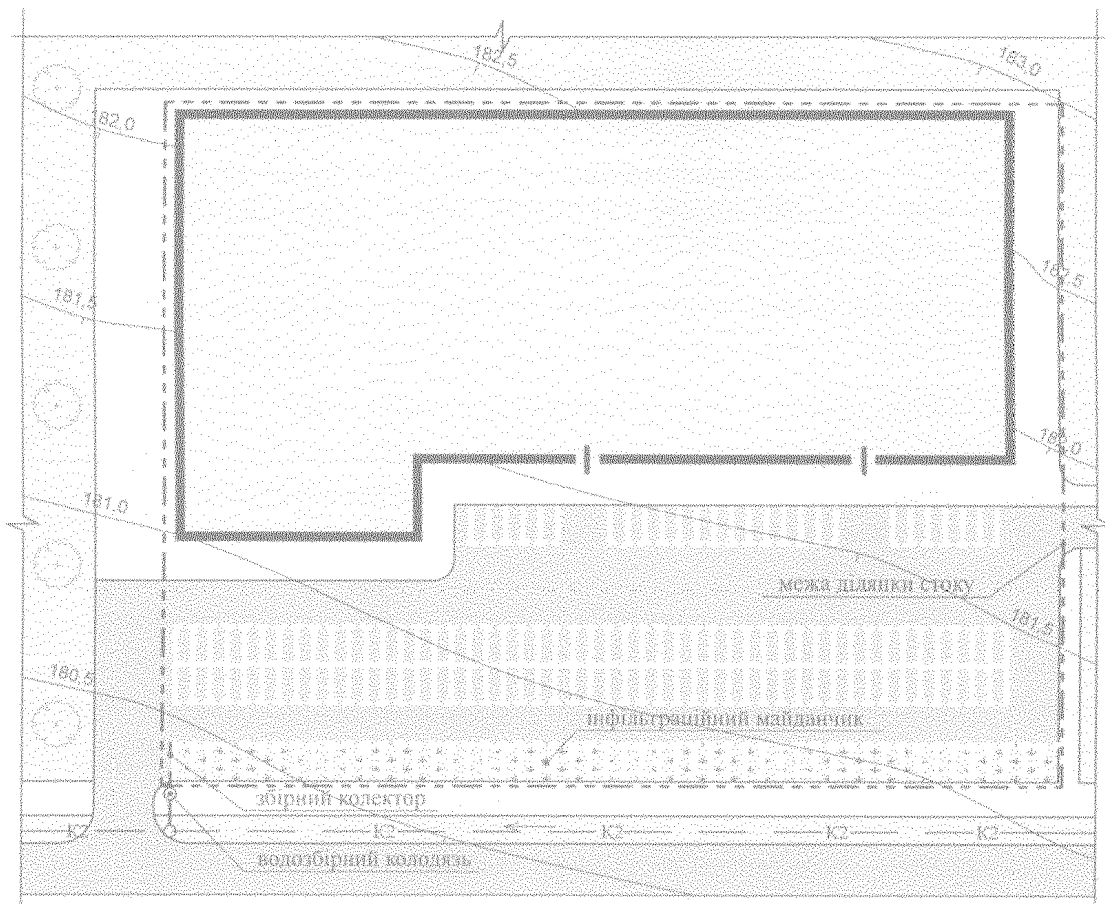


Рисунок Ж.2 - План-схема розташування ділянки для влаштування інфільтраційного майданчика

Ж.9.1.1 Максимально можлива пропускна здатність трубопроводу при наповненні 1,0 складе $Q_{max} = 482,4$ л/с. Отже, максимальна дренажна витрата інфільтраційного майданчика, яка буде поступати у трубопровід, не повинна перевищувати $Q_{др. max} = Q_{max} - Q_{ic} = 482,4 - 439,8 = 42,6$ л/с.

Ж.9.1.2 Конструкція інфільтраційного майданчика передбачає влаштування шарів завантаження згідно з таблицею Ж.1. Значення інших конструктивних і технологічних параметрів інфільтраційного майданчика наведено у таблицях Ж.3 і Ж.4.

Таблиця Ж.3 - Розрахункові значення параметрів інфільтраційного майданчика

Ч.ч.	Параметри	Значення	Розмірність	Джерело походження
1	Кліматичні показники			
1.1	- параметр n_d	0,73		ДБН Б.2.5-75
1.2	- період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу P	1	рік	
1.3	- параметр A_d	926,4	л/га	
1.4	- розрахункова тривалість дощу $t_{d,p}$	60	хв	
1.5	- коефіцієнт k_i	0,1		[16]
2	Параметри завантаження			
2.1	- висота основного шару h_{oc}	0,3	м	Таблиця Ж.1
2.2	- висота акумуляючого шару $h_{ак}$	0,1	м	
2.3	- коефіцієнт фільтрації завантаження $K_{ф}$	27,2	мм/хв	
2.4	- пористість завантаження p	0,3		

Кінець таблиці Ж.3

Ч.ч.	Параметри	Значення	Розмірність	Джерело походження
3	Коефіцієнт покриву Z_{mid}	0,26		ДБН В.2.5-75
4	Коефіцієнт стоку ψ_{mid}	0,84		ф. (Ж.6)
5	Коефіцієнт k_h	0,03		Таблиця Ж.2
6	Коефіцієнт k_q	2,10		Таблиця Ж.2
7	Розрахунковий об'єм дощових вод W_p	77,44	м ³	ф. (Ж.4)
8	Розрахункова дренажна витрата $Q_{др.р}$	19,36	л/с	ф. (Ж.5)
9	Відстань між дренами $B_{др}$	1,35	м	ф. (Ж.7), [17]

Ж.9.1.3 Для відведення дренажних вод прийнято поздовжню схему розташування дрен на інфільтраційному майданчику з поступовим збільшенням їх діаметрів до збирного колектора (рисунки Ж.3). Визначення діаметрів, ухилів, швидкостей та наповнення трубопроводів проведено відповідно до 8.2 ДБН В.2.5-75 та [15] за величинами дренажних витрат $Q_{др.р}$, що відповідають площі їх дренажу через завантаження інфільтраційного майданчика (таблиця Ж.4). При відстані між дренами $B_{др} = 1,35$ м і ширині майданчика $B_M = 5,5$ м прийнято 4 дрен.

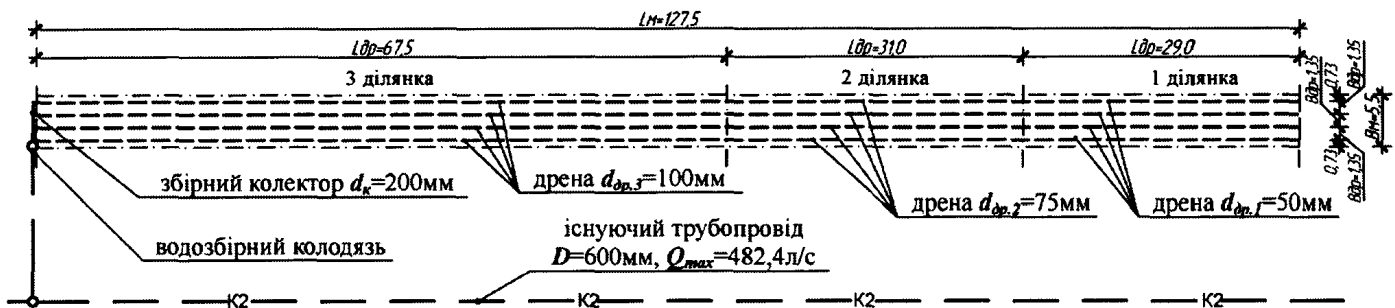


Рисунок Ж.3 – Схема розташування дренажної системи на інфільтраційному майданчику

Таблиця Ж.4 – Розрахункові значення трубопроводів дренажної системи інфільтраційного майданчика

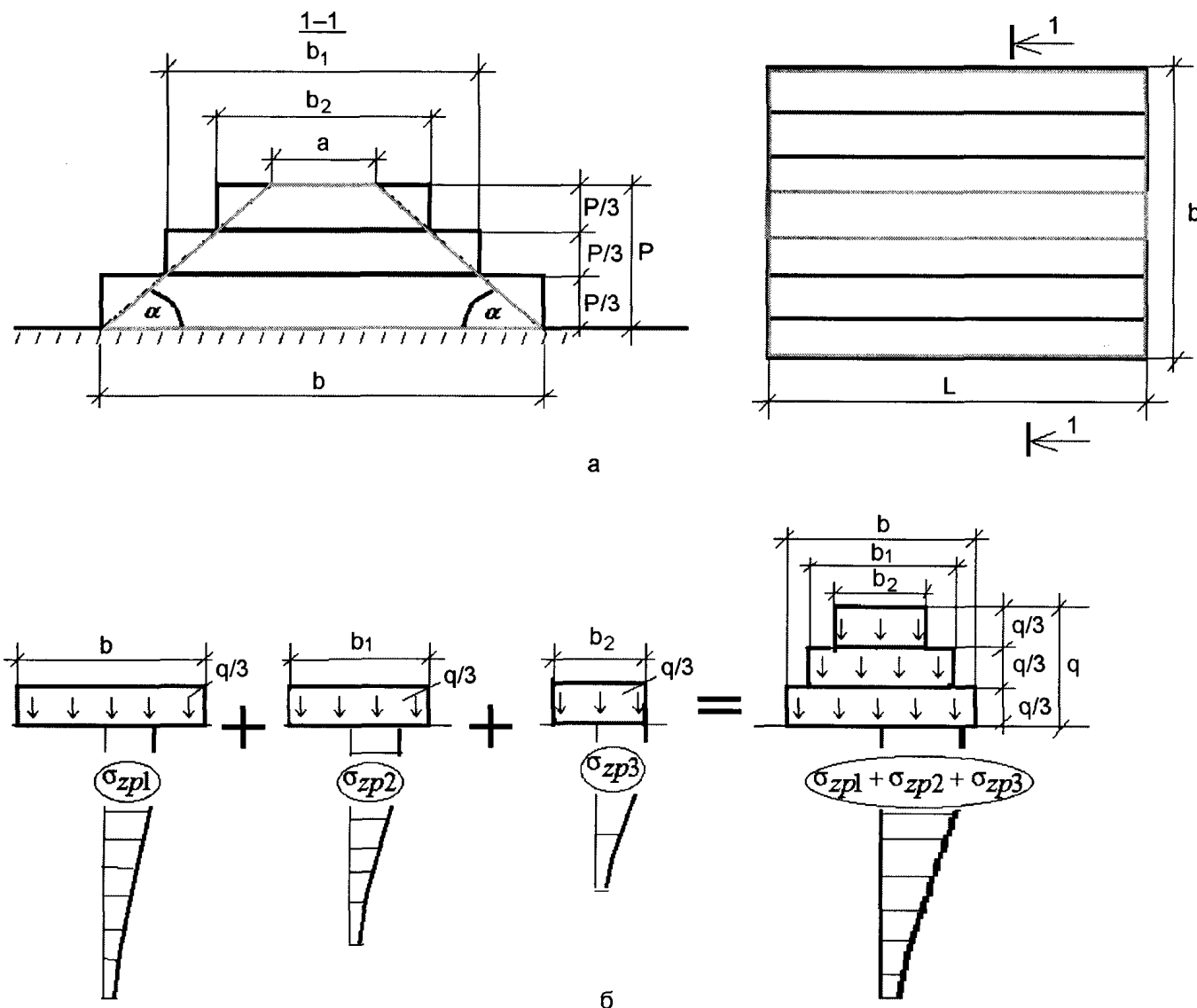
Ч.ч.	Параметри	Трубопроводи			
		Збірний колектор	Ділянки дренажних труб		
			I	II	III
1	Розрахункова дренажна витрата $Q_{др.р}$, л/с	19,36	1,08	2,25	4,74
2	Діаметр d , мм	200	50	75	100
3	Ухлон $i_{др}$	0,007	0,02	0,01	0,01
4	Швидкість V , м/с	0,90	0,51	0,55	0,7
5	Наповнення h/d	0,65	1,0	1,0	0,8
6	Довжина $L_{др}$, м	4,5	29,0	31,0	37,5
7	Площа отворів на 1 м дрени $\omega_{др}$, м ²	–	0,68	0,74	0,53
8	Площа одного отвору $\omega_{от}$, м ²	–	$0,07 \cdot 10^{-4}$	$0,07 \cdot 10^{-4}$	$0,07 \cdot 10^{-4}$
9	Кількість отворів на 1 м дрени $n_{от.др}$	–	10	11	8

Примітка. Площа одного отвору $\omega_{от} = 7 \cdot 10^{-6}$ м² діаметром $d_{от} = 0,003$ м.

ДОДАТОК И
(ДОВІДКОВИЙ)

РОЗРАХУНКИ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ ОСНОВ ДАМБ, ЯКІ ЗВОДЯТЬ НА ТОРФ'ЯНО-МУЛИСТИХ
ГРУНТАХ

И.1 При розрахунку кінцевих осідань дамби з похилими гранями розподілене по трапеції навантаження (рисунок И.1) рекомендується замінити ступінчастою лінією з "надлишком". Кількість ступенів повинна бути не менша за 3.



а – фактичне навантаження (світла лінія) та його апроксимація (чорна лінія); б – порядок побудови епюри додаткових навантажень

Рисунок И.1 – Схема до побудови епюри додаткових напружень в основі дамби

И.2 Аналогічним чином рекомендується поступити у випадку, коли борти котловану є похилими.

И.3 Для побудови зображених на рисунку И.1 епюр рекомендується застосовувати методику рекомендованого додатка Д ДБН В.2.1-10. При цьому рекомендується враховувати, що глибини, яким відповідають однакові значення коефіцієнта розсіювання напружень по глибині α для навантажень різною шириною (на рисунку И.1 вони дорівнюють b , b_1 та b_2), вони приймають різні значення (на рисунку И.1 вони дорівнюють $z = \frac{\xi \cdot b}{2}$, $z = \frac{\xi \cdot b_1}{2}$ та $z = \frac{\xi \cdot b_2}{2}$).

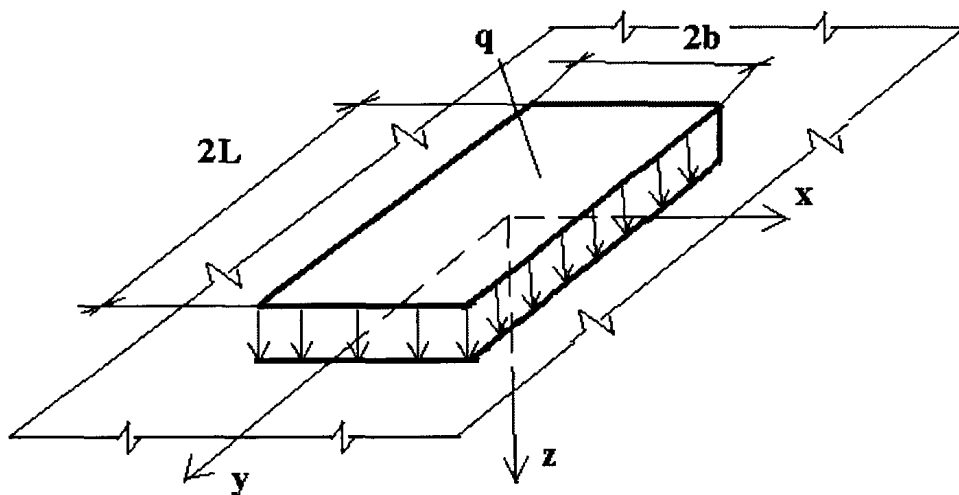
Тому значення додаткових напружень по глибині більш зручно розраховувати з використанням схеми на рисунку И.2 та формул:

$$\sigma_{zq} = \frac{2 \cdot q}{\pi} \cdot \left\{ \operatorname{arctg} \left(\frac{L \cdot b}{z \cdot \sqrt{L^2 + b^2 + z^2}} \right) - \frac{L \cdot b \cdot z \cdot (L^2 + b^2 + 2 \cdot z^2)}{(L^2 + z^2) \cdot (b^2 + z^2) (L^2 + b^2 + z^2)} \right\} \quad (\text{И.1})$$

для напружень, що проходять через центр завантаженої області та

$$\sigma_{zq} = \frac{2 \cdot q}{\pi} \cdot \left\{ \operatorname{arctg} \left(\frac{4 \cdot L \cdot b}{z \cdot \sqrt{4 \cdot L^2 + 4 \cdot b^2 + z^2}} \right) - \frac{4 \cdot L \cdot b \cdot z \cdot (4 \cdot L^2 + 4 \cdot b^2 + 2 \cdot z^2)}{(4 \cdot L^2 + z^2) \cdot (4 \cdot b^2 + z^2) (4 \cdot L^2 + 4 \cdot b^2 + z^2)} \right\} \quad (\text{И.2})$$

для напружень, що проходять через куту точку завантаженої області.



а – фактичне навантаження (світла лінія) та його апроксимація (чорна лінія); б – порядок побудови епюри додаткових навантажень

Рисунок И.2 – Схема до побудови епюри додаткових напружень в основі дамби

И.4 Для визначення приведенного часу будівництва дамби $t_{б\gamma\delta}^*$ рекомендується вибрати найменше зі значень, розрахованих за формулами:

$$t_{б\gamma\delta}^* = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{\pi^2 \cdot c_k \cdot t_{б\gamma\delta}}{h_0^2}; \\ \frac{k \cdot c_v \cdot t_{б\gamma\delta}}{b^2} \end{array} \right. \quad (\text{И.3});$$

де $t_{б\gamma\delta}$ – час зростання навантаження на основу (час будівництва);

h_0 – розрахункова стиснена товща, яку рекомендується визначати згідно з рекомендаціями Д.10 ДБН В.2.1-10;

$c_k = \frac{\lambda + 2 \cdot G}{\gamma_w} \cdot k_f$ – коефіцієнт консолідації при компресії;

$c_v = \frac{3 \cdot \lambda + 2 \cdot G}{3 \cdot \gamma_w} \cdot k_f$ – коефіцієнт просторової консолідації;

$$\lambda = \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu) \cdot (1-2 \cdot \nu)} \text{ та } G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} - \text{пружні константи Ламе;}$$

k_f – коефіцієнт фільтрації ґрунту;

$\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ – питома вага води;

E та ν – відповідно модуль загальної деформації та коефіцієнт Пуассона ґрунту.

И.5 Визначення характеристик ґрунту

И.5.1 Якщо ґрунтова товща має неоднорідну шарувату текстуру, замість фактичних характеристик, що входять у (И.3), рекомендується приймати їх наведені значення, які рекомендується розраховувати:

Наведені модуль загальної деформації та коефіцієнт Пуассона – за формулами (Д.13) та (Д.14) рекомендованого додатка Д ДБН В.2.1-10.

И.5.2 Наведений коефіцієнт фільтрації k_f – за формулою:

$$k_f = \frac{H_c}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{k_{f,i}}}, \quad (\text{И.4})$$

де H_c – товщина стисненої товщі, визначена згідно з Д.10 ДБН В.2.1-10;

h_i та $k_{f,i}$ – відповідно товщина i -го шару ґрунту та його коефіцієнт фільтрації;

n – кількість шарів ґрунту з різними коефіцієнтами фільтрації в межах стисненої товщі.

И.5.3 Наведене ядро повзучості ґрунту $K(t, \tau)$ – за формулою:

$$K(t, \tau) = \sum_{i=1}^n \frac{h_i \cdot K_i(t, \tau)}{H_c}, \quad (\text{И.5})$$

де H_c – товщина стисненої товщі, визначена згідно з ДБН В.2.1-10;

h_i та $K_i(t, \tau)$ – відповідно товщина i -го шару ґрунту та ядро повзучості;

n – кількість шарів ґрунту з різними ядрами повзучості в межах стисненої товщі.

И.6 Визначення ступеня консолідації

И.6.1 Рекомендується визначати в залежності від напружено-деформованого стану основи (просторова або компенсаційна задача), характеру прикладення до основи навантаження та властивостей основи (таблиця И.1).

Таблиця И.1 – Визначення ступеня консолідації

Вид НДС	Вид процесу	Навантаження	Інтервал часу	Розрахункова формула для визначення ступеня консолідації U при
Компресія	Консолідація	Миттєве	$t \in (0, \infty)$	$U = 1 - \exp(-N \cdot t)$
		Лінійне зростання	$t \leq t_{\text{б}y\delta}$	$U = \frac{t}{t_{\text{б}y\delta}} - \frac{1}{2 \cdot N \cdot t_{\text{б}y\delta}} \{1 - \exp(-N \cdot t)\}$
			$t > t_{\text{б}y\delta}$	$U = 1 - \frac{1}{2 \cdot N \cdot t_{\text{б}y\delta}} \{ \exp(-N \cdot t) - \exp[-N(t - t_{\text{б}y\delta})] \}$
	Повзучість	Миттєве	$t \in (0, \infty)$	$U = 1 - \frac{\delta}{\delta + \delta_1} \cdot \exp(-\delta_1 \cdot t)$
		Лінійне зростання	$t \leq t_{\text{б}y\delta}$	$U = \frac{t}{t_{\text{б}y\delta}} - \frac{\delta \cdot [1 - \exp(-\delta_1 \cdot t)]}{\delta_1 \cdot t_{\text{б}y\delta} \cdot (\delta + \delta_1)}$
			$t > t_{\text{б}y\delta}$	$U = 1 + \frac{\delta}{\delta_1 \cdot t_{\text{б}y\delta} \cdot (\delta + \delta_1)} \cdot [\exp(-\delta_1 \cdot t) - \exp(-\delta_1 \cdot t + \delta_1 \cdot t_0)]$
	Консолідація та повзучість	Миттєве	$t \in (0, \infty)$	$U = [1 - \exp(-N \cdot t)] \cdot \left[1 - \frac{\delta}{\delta + \delta_1} \cdot \exp(-\delta_1 \cdot t) \right]$
		Лінійне зростання	$t \leq t_{\text{б}y\delta}$	$U = \left\{ \frac{t}{t_{\text{б}y\delta}} - \frac{1}{2 \cdot N \cdot t_{\text{б}y\delta}} [1 - \exp(-N \cdot t)] \right\} \cdot \left\{ \frac{t}{t_{\text{б}y\delta}} - \frac{\delta \cdot [1 - \exp(-\delta_1 \cdot t)]}{\delta_1 \cdot t_{\text{б}y\delta} \cdot (\delta + \delta_1)} \right\}$
			$t > t_{\text{б}y\delta}$	$U = \left\langle 1 - \frac{1}{2 \cdot N \cdot t_{\text{б}y\delta}} \{ \exp(-N \cdot t) - \exp[-N \cdot (t - t_{\text{б}y\delta})] \} \right\rangle \cdot \left\langle 1 + \frac{\delta}{\delta_1 \cdot t_{\text{б}y\delta} \cdot (\delta + \delta_1)} \cdot [\exp(-\delta_1 \cdot t) - \exp(-\delta_1 \cdot t + \delta_1 \cdot t_0)] \right\rangle$

Кінець таблиці И.1

Вид НДС	Вид процесу	Навантаження	Інтервал часу	Розрахункова формула для визначення ступеня консолідації U при
Просторова задача	Консолідація	Миттєве	$t \in (0, \infty)$	$U = 1 - b \cdot \exp(-\vartheta \cdot t); \quad b = 1 - 2\nu$
		Лінійне зростання	$t \leq t_{\delta y \delta}$	$U = \frac{(1+b) \cdot \vartheta \cdot t - b \cdot [1 - \exp(-\vartheta \cdot t)]}{\vartheta \cdot t_{\delta y \delta} \cdot (1+b)}; \quad b = 1 - 2\nu$
			$t > t_{\delta y \delta}$	$U = 1 + \frac{b}{\vartheta \cdot t_{\delta y \delta} \cdot (1+b)} \cdot [\exp(-\vartheta \cdot t) - \exp[-\vartheta \cdot (t - t_{\delta y \delta})]]; \quad b = 1 - 2\nu$
	Повзучість	Миттєве	$t \in (0, \infty)$	$U = 1 - \frac{\delta}{\delta + \delta_1} \cdot \exp(-\delta_1 \cdot t)$
		Лінійне зростання	$t \leq t_{\delta y \delta}$	$U = \frac{t}{t_{\delta y \delta}} - \frac{\delta \cdot [1 - \exp(-\delta_1 \cdot t)]}{\delta_1 \cdot t_{\delta y \delta} \cdot (\delta + \delta_1)}$
			$t > t_{\delta y \delta}$	$U = 1 + \frac{\delta}{\delta_1 \cdot t_{\delta y \delta} \cdot (\delta + \delta_1)} \cdot [\exp(-\delta_1 \cdot t) - \exp(-\delta_1 \cdot t + \delta_1 \cdot t_0)]$
	Консолідація та повзучість	Миттєве	$t \in (0, \infty)$	$U = [1 - b \cdot \exp(-\vartheta \cdot t)] \cdot \left[1 - \frac{\delta}{\delta + \delta_1} \cdot \exp(-\delta_1 \cdot t) \right]; \quad b = 1 - 2\nu$
		Лінійне зростання	$t \leq t_{\delta y \delta}$	$U = \left\{ \frac{(1+b) \cdot \vartheta \cdot t - b \cdot [1 - \exp(-\vartheta \cdot t)]}{\vartheta \cdot t_{\delta y \delta} \cdot (1+b)} \right\} \cdot \left\{ \frac{t}{t_{\delta y \delta}} - \frac{\delta \cdot [1 - \exp(-\delta_1 \cdot t)]}{\delta_1 \cdot t_{\delta y \delta} \cdot (\delta + \delta_1)} \right\}; \quad b = 1 - 2\nu$
			$t > t_{\delta y \delta}$	$U = \left\{ 1 + \frac{b}{\vartheta \cdot t_{\delta y \delta} \cdot (1+b)} \cdot [\exp(-\vartheta \cdot t) - \exp[-\vartheta \cdot (t - t_{\delta y \delta})]] \right\} \cdot \left\{ 1 + \frac{b}{\delta_1 \cdot t_{\delta y \delta} \cdot (\delta + \delta_1)} \cdot [\exp(-\delta_1 \cdot t) - \exp[-\delta_1 \cdot t + \delta_1 \cdot t_0]] \right\}; \quad b = 1 - 2\nu$

У випадку, коли процесом повзучості можна знехтувати, вихідними даними для розрахунку ступеня консолідації є комплекс матеріальних констант ґрунту, який має зворотну часу розмірність та у випадку компресійної задачі визначається за формулою:

$$N = (\pi^2 \cdot c_k) / h_0^2, \quad (\text{И.6})$$

а у випадку просторової задачі –

$$\frac{\vartheta}{b^2} \cdot c_k, \quad (\text{И.7})$$

де ϑ – безрозмірний коефіцієнт, який рекомендується визначати за таблицею И.2 в залежності від відношення довжини підшви L фундаменту до її ширини b .

Таблиця И.2 – Значення коефіцієнта ϑ

Значення коефіцієнта ϑ при $\eta = \frac{L}{b}$, що дорівнює					
1,0	1,4	2,4	3,2	5,0	10,0
8,63	7,87	6,79	6,27	5,55	4,59

И.6.2 У випадку, коли процесом фільтраційної консолідації можна знехтувати, вихідними даними для розрахунку ступеня консолідації є ядро повзучості ґрунту, яке має зворотну часу розмірність та визначається за формулою:

$$K(t, \tau) = \delta \cdot \exp[-\delta_1 \cdot (t - \tau)], \quad (\text{И.8})$$

де δ та δ_1 – параметри повзучості ґрунту (їх визначають експериментальним шляхом);
 τ – параметр, що має розмірність часу.

И.7 Особливості розрахунку осідань основ дамб, складених слабкими ґрунтами

И.7.1 При розрахунку осідань на основах, складених слабкими ґрунтами, рекомендується враховувати той факт, що осідання можуть мати один порядок з розмірами дамби. Крім того, рекомендується враховувати суттєву нелінійність деформаційних та міцнісних властивостей основи від зовнішнього навантаження.

И.7.2 Задача розрахунку полягає в тому, що треба визначити такий контур відсипки, за якого контур дамби з врахуванням осідань основи буде збігатися з проектним.

И.7.3 В якості розрахункових рекомендується приймати значення деформаційних та міцнісних властивостей основи.

И.7.4 Для попередніх розрахунків рекомендується використовувати наведені в [16] дані.

И.7.5 Розрахункову область рекомендується приймати:

– по вертикалі до нижньої межі стисненої товщі, яку рекомендується визначати або за вимогами рекомендованого додатка Д ДБН В.2.1-10, або до верхньої межі жорсткого підстилаючого ґрунту (зокрема скелі або великоуламкового);

– по горизонталі – $5 \cdot b$, де b – ширина дамби.

И.7.6 Розрахунок рекомендується виконувати з використанням процесу послідовних наближень (ітерацій) в такій послідовності.

1. Спочатку визначається навантаження на основу від дамби, яка має проектні розміри.
2. Після цього розраховуються осідання основи.
3. Якщо осідання перевищують проектне значення, до координат проектного контуру додаються розрахункові значення осідань.
4. Визначається навантаження на основу від дамби, що має встановлений згідно з п. 3 контур та розраховуються осідання у другому наближенні.

5. Процес повторюють до тих пір, доки встановлений з врахуванням осідань основи контур відсипки не буде відрізнятись від проектного на деяку наперед відому величину (її задають у технічному завданні на проектування).

И.7.7 Приклад розрахунку

И.7.7.1 Треба визначити контур відсипки для дамби, що представлений на рисунку И.3. Властивості ґрунтових шарів наведено в таблиці И.3. Рівень підземних вод знаходиться на глибині 2 м.

Визначаємо осідання дамби, зображеної на рисунку И.3 відсипаної з ґрунту з питомою вагою $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$, розташованої на основі з слабого ґрунту, що підстилається скелею.

У першому наближенні рекомендується прийняти навантаження на основу, що відповідає ряду 1 на рисунку И.4.

Цьому навантаженню відповідають контур дамби, що зображений на рисунку И.5, та контур відсипки, що зображений на рисунку 7.6 (ряд 2) та результати розрахунку осідань (рисунок И.7).

З рисунків витікає, що осідання варіюються від нуля до 1,2 м, в результаті чого висота дамби зменшилася з 4 м до 2,8 м.

И.7.7.2 У другому наближенні рекомендується прийняти навантаження на основу, що відповідає ряду 2 на рисунку И.4.

Цьому навантаженню відповідають новий контур дамби, що зображений на рисунку И.5, контур відсипки, що зображений на рисунку И.6 (ряд 3) та результати розрахунку осідань (рисунок И.8).

З рисунків витікає, що осідання варіюються від нуля до 1,5 м, в результаті чого висота дамби зменшилася з 5,2 м до 3,7 м.

И.7.7.3 У третьому наближенні рекомендується прийняти навантаження на основу, що відповідає ряду 3 на рисунку И.4.

Цьому навантаженню відповідають новий контур дамби, що зображений на рисунку И.5 (ряд 4) та результати розрахунку осідань (рисунок И.8).

З рисунків витікає, що осідання змінюються від нуля до 1,6 м, в результаті чого висота дамби зменшилася з 4,6 м до 4 м.

Таким чином, для забезпечення проектного контуру дамби рекомендується досипати її до окреслень, які відповідають ряду 4 на рисунку И.6.

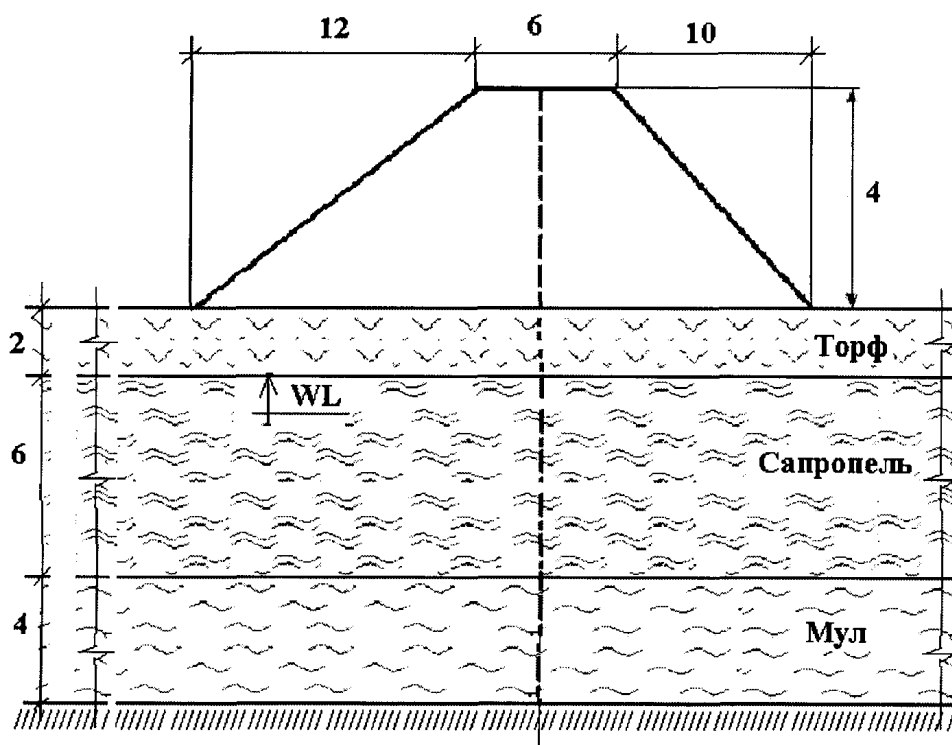
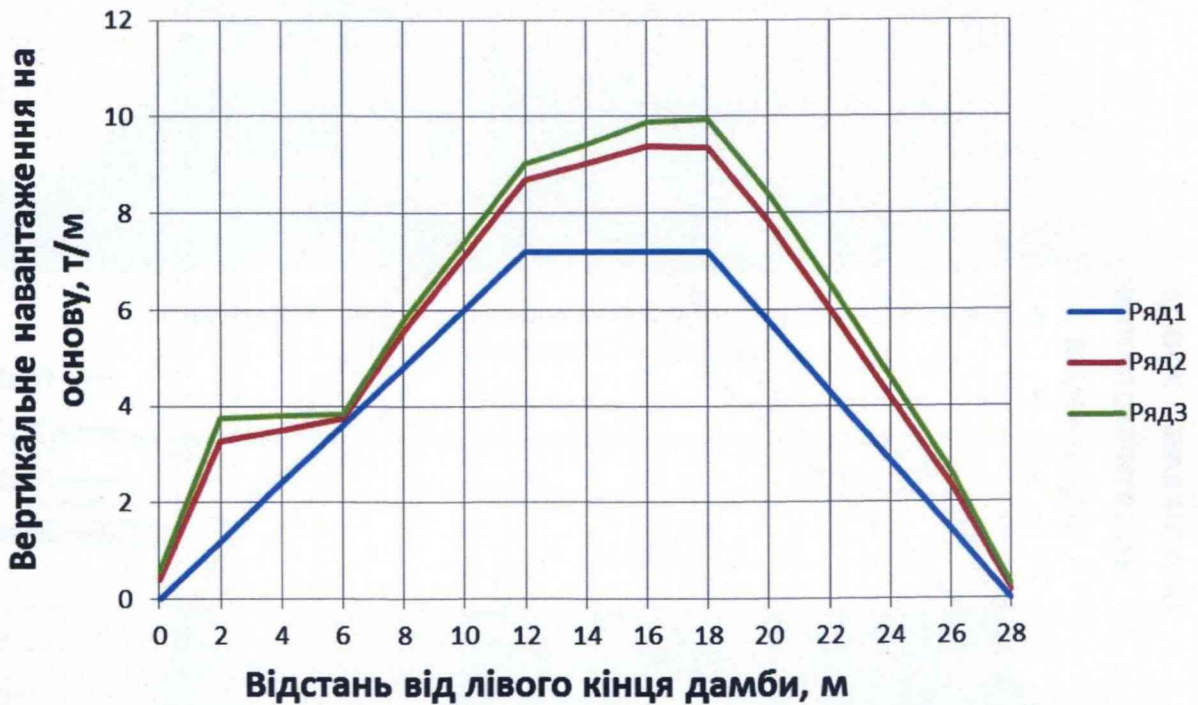


Рисунок И.3 – Розрахункова схема дамби

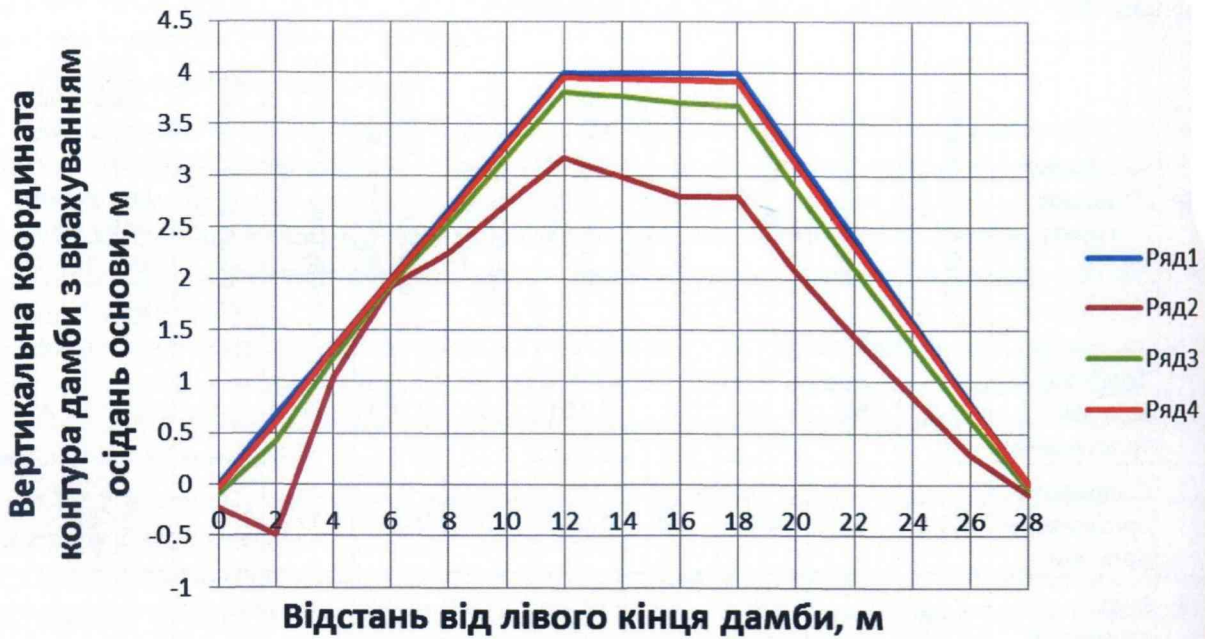
Таблиця И.3 – Властивості ґрунтових шарів основи дамби

Ч.ч.	Найменування ґрунту	Відстань від поверхні h , м	Вологість W , %	Ступінь розкладення, %	Вміст органічних речовин, %	Щільність сухого ґрунту, ρ_d	Щільність ґрунтових частинок, ρ_s	Коефіцієнт пористості ґрунту e , ч.од.	Кут внутрішнього тертя φ , град.	Питоме зчеплення C , т/кВ·м	Модуль загальної деформації E , т/кВ·м, при вертикальному тиску σ_z , т/кВ·м	
											5,0	10,0
1	Торф мало-вологий тростинний	0-2	55	25	–	0,161	1,63	0,901	20	5	25	33
2	Сапропель органо-мінеральний	2,0-6	62	6,6	58	0,076	1,55	0,951	17	2	50	
3	Мул глинистий	6-10	0,57	92,9	–	1,039	2,55	0,593	8	12	360	
4	Скеля	–	23	–	–	–	–	–	–	–	–	–



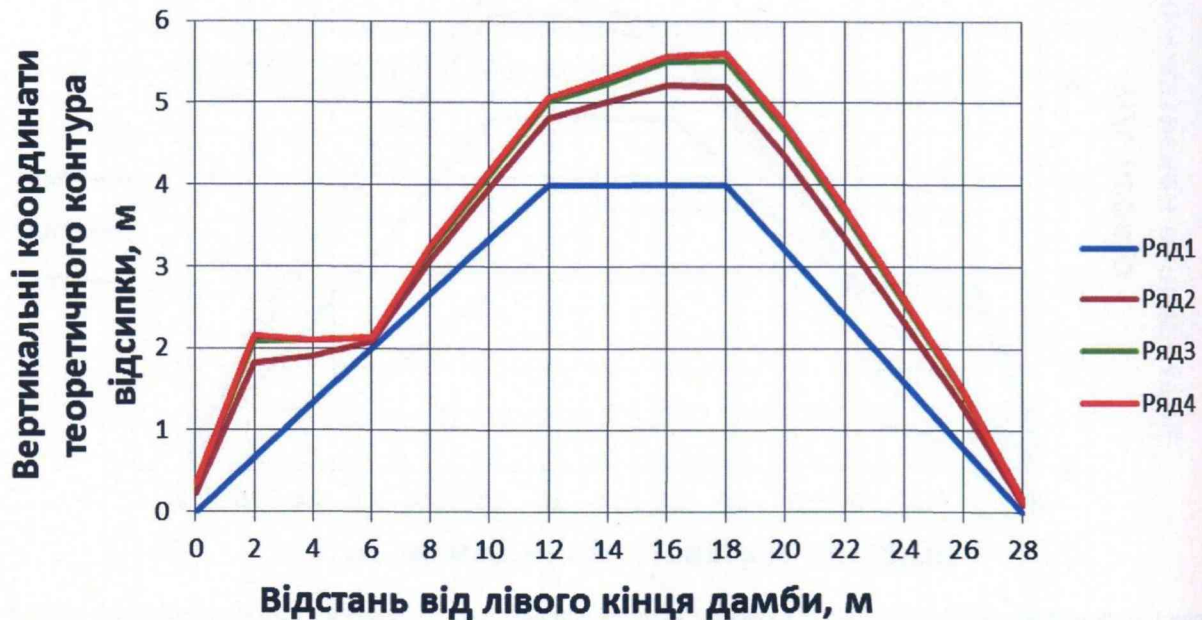
ряд 1 – у першому наближенні (без врахування осідань основи); ряд 2 – те саме у другому наближенні; ряд 3 – те саме у третьому наближенні

Рисунок И.4 – Навантаження на основу



ряд 1 – проектний; ряд 2 – у першому наближенні; ряд 2 – те саме у другому наближенні; ряд 3 – те саме у третьому наближенні

Рисунок И.5 – Контури дамби, розраховані з врахуванням осідань її основи



ряд 1 – проектний (без врахування осідань основи); ряд 2 – те саме у першому наближенні; ряд 3 – те саме у другому наближенні; ряд 4 – теж саме у третьому наближенні

Рисунок И.6 – Контур відсіпки

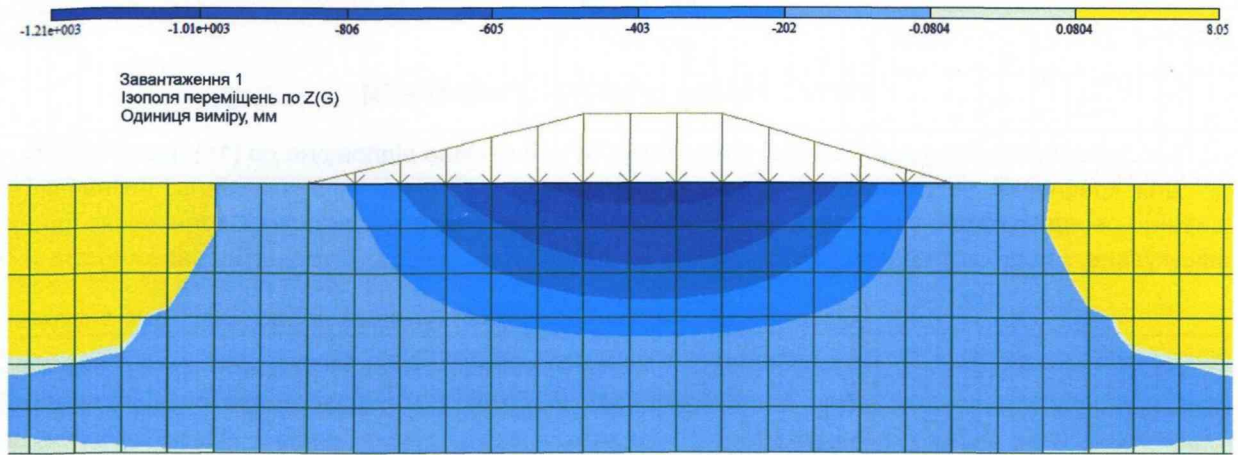


Рисунок И.7 – Результати розрахунку осідань у першому наближенні.
Ізополя вертикальних переміщень

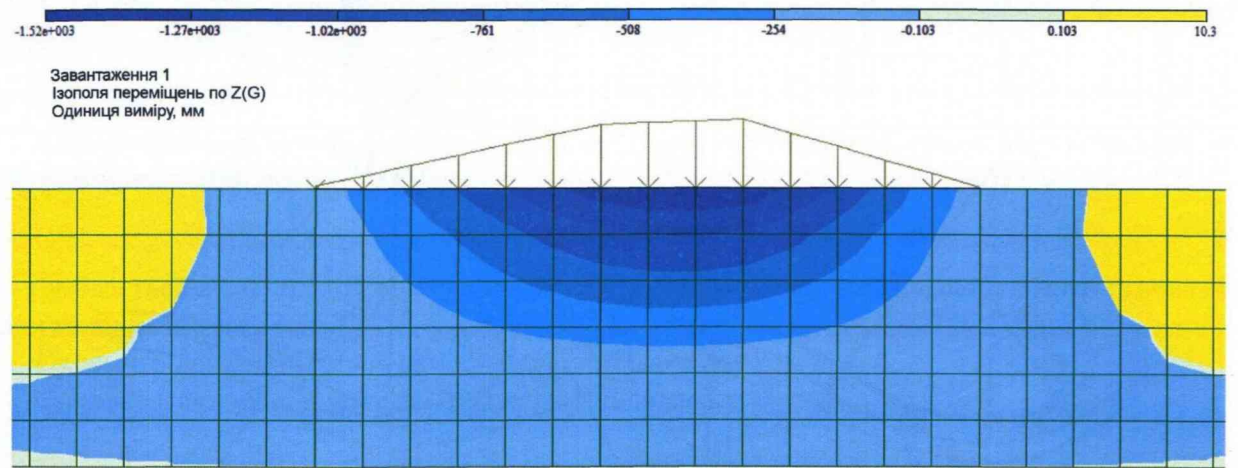


Рисунок И.8 – Результати розрахунку осідань у другому наближенні.
Ізополя вертикальних переміщень

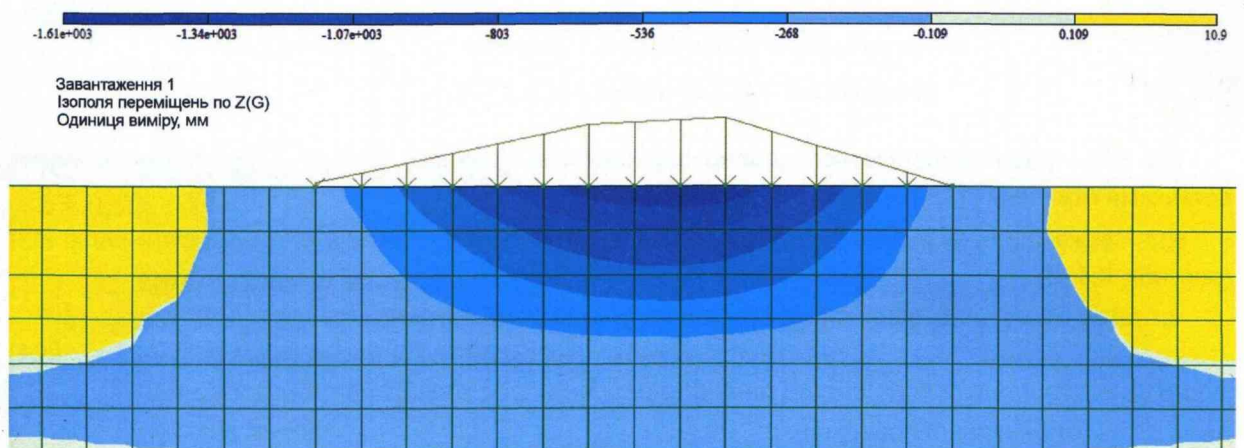


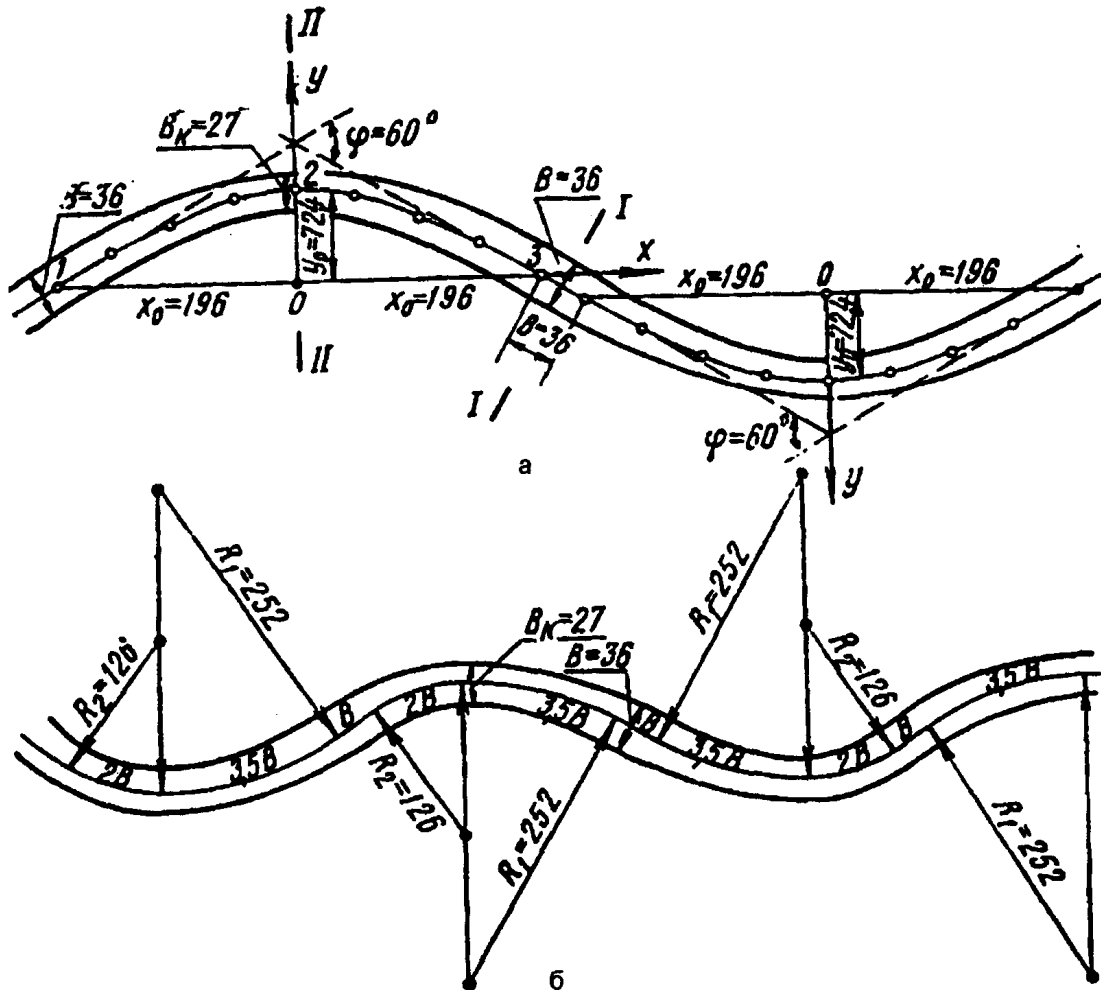
Рисунок И.9 – Результати розрахунку осідань у третьому наближенні.
Ізополя вертикальних переміщень

ДОДАТОК К
(довідковий)

ПРОЕКТУВАННЯ РЕГУЛЯЦІЙНОЇ ТРАСИ

К.1 Проектування осі регуляційної траси може бути виконано відповідно до [11] (рисунок К.1).

Для креслення регулювальної траси, користуючись матеріалами вишукувань, визначають ширину і середню глибину на стійких ділянках побутового русла. В тих випадках, коли немає даних вишукувань, зазначені параметри визначають за емпіричними морфометричними залежностями.



а – за методом М.В. Потапова; б – за методом С.Т. Алтуніна

Рисунок К.1 – Схеми побудови регуляційної траси

К.2 Вісь траси окреслюється плавно окресленими кривими лініями з короткими прямими вставками між ними [11] (рисунок, К.1, а).

К.3 Стійка ширина русла B визначається на прямолінійній ділянці річки за формулою [11] (рисунок, К.1, б)

$$B = A_0 \frac{Q_{ff}^{0,5}}{I^{0,2}}, \quad (К.1)$$

- де I – уклон вільної поверхні;
 Q_{ff} – руслоформуюча витрата, м³/с;
 A_0 – параметр, що залежить від типу поперечного профілю і характеристики ділянки річки (таблиця К.1).

Таблиця К.1 – Значення параметра A_0

Ділянки річки і умови протікання	Параметр русла A_0 для різних типів поперечного профілю русла (рисунок К.1)	
	профіль а	профіль б
Гірська (верхня) ділянка річки. Русло складене з уламків скель, кругляків, гальки; швидкості та уклони близькі до критичних	0,75	0,9
Передгірська ділянка річки, вихід річки з гір в долину. Русло складене з гальки, гравію та піску. Протікання потоку спокійне	0,90	1,0
Середня (рівнинна) ділянка річки. Русло складене з крупного, середнього та дрібного піску. Протікання потоку спокійне	1,00	1,1
<p>Примітка 1. Профіль а відноситься до русел з дном, що розмивається, та берегами, що не розмиваються, і відповідає зарегульованим руслам з укріпленими берегами.</p> <p>Примітка 2. Профіль б відноситься до русел з дном та берегами, що розмиваються, та відповідає природному і незарегульованому стану русла на стійких і прямолінійних ділянках.</p>		

К.3.1 Вісь регульовальної траси рекомендується окреслювати по спрягаючих дугах кіл двома-трьома радіусами (рисунок К.1, б): R_1 від $7B$ до $8B$; R_2 від $5B$ до $6B$; $R_3 = 3,5B$.

К.3.2 Ширину стійкого русла B_k на криволінійній ділянці приймають: $B_k = (0,5 \div 0,75)B$, м.

К.3.3 Поперечний переріз стійкого русла на прямолінійних ділянках може бути побудований за рівнянням параболи другого порядку

$$x^2 = 2p \cdot y, \quad (\text{К.2})$$

де x змінюється від 0 до $0,5B$, а y – від 0 до h_0 (h_0 – глибина води в руслі, що дорівнює різниці рівня води та відмітки дна русла).

Параметр $2p$ визначається при $x = 0,5$ і $y = h_0 = 1,5h_{sr}$.

Середня глибина води в руслі h_{sr} визначається за формулою

$$h_{sr} = \left(\frac{Q_{rf} n}{B \sqrt{I}} \right)^{0,6}, \quad (\text{К.3})$$

де n – коефіцієнт шорсткості русла.

Для криволінійних ділянок поперечний профіль русла можна наближено визначити за формулою

$$y = h'_0 \left(1 - \frac{x^2}{b^2} \right) \left(1 + k \frac{x}{R_b} \right), \quad (\text{К.4})$$

де R_b – радіус звиву по осі потоку, м;

$b = 0,5B_k$, м;

k – коефіцієнт, що дорівнює 5,34 при проходженні води в межах бровок русла і 8,01 – при виході води на заплаву;

h'_0 – глибина води на криволінійній ділянці русла, що дорівнює різниці рівня води та відмітки дна русла ($h'_0 = 1,5h_{sr}$);

h_{sr} – середня глибина стійкого русла на криволінійній ділянці, яка визначається за формулою Бусинеска

$$h'_{sr} = h_{sr} \left(1 + \tau \sqrt{\frac{B}{R_b}} \right), \quad (\text{К.4})$$

τ – дослідний коефіцієнт, який приймається за таблицею К.2.

Максимальна глибина на кривій у вигнутого берега визначається за формулою

$$h'_{\max} = \varepsilon \cdot h_{sr}, \quad (\text{K.5})$$

ε – дослідний коефіцієнт, який приймається за таблицею К.2.

Таблиця К.2 – Значення коефіцієнтів τ та ε

R_b/B	0	0,16	0,20	0,25	0,33	0,50	0,70
τ	0	0,60	0,60	0,65	0,75	0,85	2,0
ε	1,27	1,48	1,48	2,20	2,57	3,00	–

К.4 Визначення руслоформуєчої витрати

К.4.1 Руслоформуєча витрата водотоку (Q_{rf}) – це така витрата, за якої розпочинається рух донних наносів у структурній формі (у вигляді гряд).

Одним із способів самоорганізації гідродинамічної системи потік-русло є регулювання власного гідравлічного опору шляхом утворення та зміни розміру руслових структур (мікроформ (гряди на поверхні структур наносів, співмірних з розмірами русла), мезоформ (структури наносів, співмірні з розмірами русла) та макроформ (річкові звивини)). Величина Q_{rf} пов'язана з енергією водотоку на ділянці та характеристиками наносів, і відповідає динамічній рівновазі (процеси ерозії та акумуляції на ділянці в середньому рівні за своєю інтенсивністю) в умовах безперервно-дискретної форми транспорту наносів (руслових деформацій). Визначення руслоформуєчої витрати здійснюється відповідно до [22].

К.4.2 Прогноз розвитку руслових переформувань, розрахунок місцевих і загальних розмивів, визначення типу руслового процесу, кількісна оцінка твердого стоку тощо здійснюються на основі використання значень руслоформуєчих витрат води.

За розрахункове значення руслоформуєчої витрати може прийматися середньобагаторічна максимальна витрата води або витрата при рівні води на відмітках бровки русла.

К.4.3 Розрахунок руслоформуєчих витрат для передгірських та гірських ділянок (крупність наносів 20-200 мм, уклони в межах 0,0008-0,01) проводиться за рівнянням О.Н. Кафтана, яке пов'язує основні параметри річки (глибину, швидкість, витрати води, шорсткість русла тощо) із початковою фазою активного руху наносів у їх структурній формі [17]:

$$0,0435 \left(\frac{0,8 d_{\text{сеп.зв}}}{S^{0,9}} \right)^{1/6} = \frac{h_{rf}^{2/3} \sqrt{I}}{V_{din}}, \quad (\text{K.6})$$

де h_{rf} – глибина, що відповідає руслоформуєчій витраті, м;

$d_{\text{сеп.зв}}$ – середньозважений діаметр руслових наносів без врахування шару самовимощення, мм, у пробі визначається за формулою

$$d_{\text{сеп.зв}} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i \cdot P_i}{100}, \quad (\text{K.7})$$

де d_i – середній діаметр i -тої фракції, мм;

P_i – відсоток i -тої фракції в загальній масі проби наносів.

S_0 – коефіцієнт неоднорідності наносів, визначається за формулою

$$S_0 = \sqrt{\frac{d_{25}}{d_{75}}}, \quad (\text{K.8})$$

де d_{25} і d_{75} – відповідно діаметри часток руслових відкладів з імовірністю перевищення 25 % і 75 % за кривою гранулометричного складу суміші наносів у пробі, мм.

- I – гідравлічний уклон на ділянці річки, який приймається рівним середньому значенню уклону дна русла, м/км;
- V_{din} – допустима (нерозмиваюча) швидкість, яка відповідає динамічній рівновазі русла із неоднорідних сипучих ґрунтів, що його складають, і розраховується за залежністю В.В.Онищука [17]:

$$V_{din} = \frac{1,2}{S^{0,25}} \lg \left(\frac{8,8 h_{rf}}{d_{сер.зв}} \right) \sqrt{\frac{2g(\rho_H - \rho)}{3,5\rho} d_{сер.зв}}, \quad (K.9)$$

де ρ – густина води, кг/м³;
 ρ_H – щільність суміші наносів, кг/м³.

За відсутності спеціальних досліджень середня щільність відкладів річкових наносів ρ_H приймається 2650 кг/м³.

Ліва частина залежності (К.6) характеризує шорсткість русла і визначається за характеристиками руслових наносів. Права частина рівняння розраховується за наявності даних по I , V_{din} шляхом підбору глибини потоку h . Далі будується графік за даними багаторічних спостережень $h = f(Q)$, по якому знаходимо значення руслоформууючої витрати Q_{rf} . Це значення використовується для визначення стійкої ширини русла B на прямолінійній ділянці (формула (К.1)).

В деяких випадках використання графіків $h = f(Q)$ може бути неможливим через відсутність спостережень у створі або через порушення однорідності рядів даних внаслідок діяльності людини. В такому разі значення руслоформууючої витрати пропонується визначати за формулою $Q_{rf} = h_{rf} B V_{din}$.

За відповідного обґрунтування допускається застосування інших методик визначення руслоформууючих витрат.

Ординати кривої депресії для цього випадку визначають за формулою

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_d} (L_1 - x - m_t H_0) + H_0^2} \quad (\text{Л.3})$$

Криву депресії виправляють візуально в зоні, де $h_x \geq H_1 - \frac{q}{k_d}$.

Л.2 Фільтраційні розрахунки дамби обвалування з трубчастим дренажем на водопроникній основі

Л.2.1 У випадку залягання в основі огорожувальної дамби водопроникних ґрунтів потужністю T і наявності придамбового відвідного каналу фільтраційної води з низової сторони дамби фільтраційний розрахунок виконують за такими розрахунковими залежностями (рисунок Л.2)

$$q = k_d \frac{H_1^2}{2(\Delta L_e + l_c)} + k_0 T \frac{H_1}{\Delta L_e + l_c}, \quad (\text{Л.4})$$

де k_0 – коефіцієнт фільтрації ґрунту основи, м/добу;

$$l_c = \frac{\frac{k_0}{k_d} (2H_1 T L_1 - (T^2 - H_2^2) \cdot \Delta L_e) + H_1^2 L_1}{\frac{k_0}{k_d} (2H_1 T + T^2 - H_2^2) + H_1^2} \quad (\text{Л.5})$$

Ординати кривої депресії праворуч від точки С визначають за формулою

$$h_x = \sqrt{T^2 - (T^2 - H_2^2) \cdot \frac{x - l_c}{L_1 - l_c}} - T, \quad (\text{Л.6})$$

а зліва від точки С за формулою

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_d} (l_c - x) + \left(\frac{k_0}{k_d} \cdot T\right)^2} - \frac{k_0}{k_d} T. \quad (\text{Л.7})$$

Криву депресії виправляють візуально в зоні, де $\left(h_x + \frac{k_0}{k_d} T\right) \geq \left(H_1 + \frac{k_0}{k_d} T\right) - \frac{q}{k_d}$.

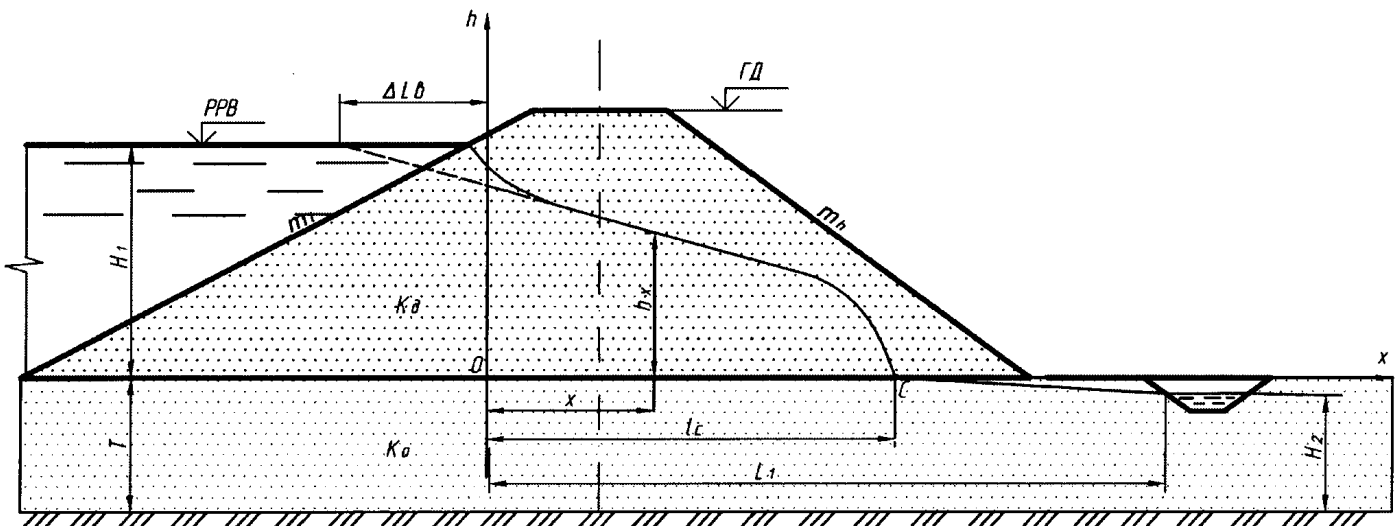


Рисунок Л.2 – Схема до фільтраційного розрахунку дамби обвалування на водопроникній основі

Л.2.2 Придамбовий канал, призначений для відведення води, що профільтувала крізь тіло дамби й основу, розташовують безпосередньо за дамбою, в підшві низового укосу, тому довжина кривої депресії на ділянці ($L_1 - l_c$) буде незначною і її траєкторія близька до прямої лінії, тому для спрощення розрахунку криву депресії на цій ділянці, з деяким наближенням, можна замінити прямою лінією.

Л.3 Розрахунок фільтраційної міцності ґрунтів тіла дамби

Л.3.1 При оцінці фільтраційної міцності тіла дамби та протифільтраційних обладнань (ядра) перевіряють виконання умови відповідно до ДБН В.2.4-20

$$I_{est,m} \leq \frac{1}{\gamma_n} \cdot I_{cr,m} \quad (Л.8)$$

- де $I_{est,m}$ – діючий середній градієнт напору в розрахунковій області фільтрації;
 $I_{cr,m}$ – критичний середній градієнт напору, для попередніх розрахунків вибирається згідно з таблицею Л.2;
 γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю споруд для дамб класу наслідків (відповідальності) СС1 – 1,1.

Таблиця Л.2 – Критичні градієнти напору $I_{cr,m}$

Ґрунт	Значення критичних середніх градієнтів напору $I_{cr,m}$ для тіла дамби
Глина	8...2
Суглинок	4...1,5
Супісок	2...1
Пісок:	
середній	1,0
дрібний	0,75
Примітка. Більші значення $I_{cr,m}$ вибираються для більш щільного ґрунту.	

Л.3.2 Для однорідної дамби значення $I_{est,m}$ знаходиться за залежністю

$$I_{est,m} = \frac{H_1}{L_1 + 0,4 \cdot H_1} \quad (Л.9)$$

- де H_1 – напір на дамбу, м;
 L_1 – відстань від урізу води з боку напірного укосу до каналу, м.

ДОДАТОК М
(довідковий)

РОЗРАХУНОК СТІЙКОСТІ УКОСІВ ДАМБ ОБВАЛУВАННЯ

М.1 Розрахунок стійкості за методом круглоциліндричних поверхонь ковзання

При круглоциліндричній поверхні зсуву можна зіставляти як моменти рівнодіючих активних сил F_0 і сил опору R_0 відносно осі поверхні зсуву, так і проекції сил F і R .

М.1.2 Критерієм стійкості укосів дамби є співвідношення:

$$\gamma_{fc} \cdot F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot R, \quad (\text{М.1})$$

- де F – розрахункове значення узагальненої силової дії, визначене з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням γ_f , кН (залежно від методу розрахунку стійкості укосів (F – рівнодійна активних сил або моментів цих сил відносно осі поверхні зрушення);
- R – розрахункове значення узагальненої несучої здатності системи "дамба-основа", що визначають з урахуванням коефіцієнта безпеки по ґрунту γ_g , тобто узагальнене розрахункове значення сил граничного опору зсуву по даній поверхні, кН;
- γ_{fc} – коефіцієнт поєднання навантажень згідно з ДБН В.2.4-3;
- γ_c – коефіцієнт умов роботи згідно з ДБН В.2.4-3;
- γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю (коефіцієнт відповідальності) дамб із ґрунтових матеріалів згідно з ДБН В.2.4-3.

Для визначення коефіцієнта запасу стійкості використовується залежність

$$k_{st} = \frac{R}{F} \geq k_{sn} = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{fc}}{\gamma_c}, \quad (\text{М.2})$$

де k_{sn} – нормативне значення коефіцієнта запасу стійкості укосу дамби.

Нормативне (допустиме) значення коефіцієнта стійкості визначають за формулою

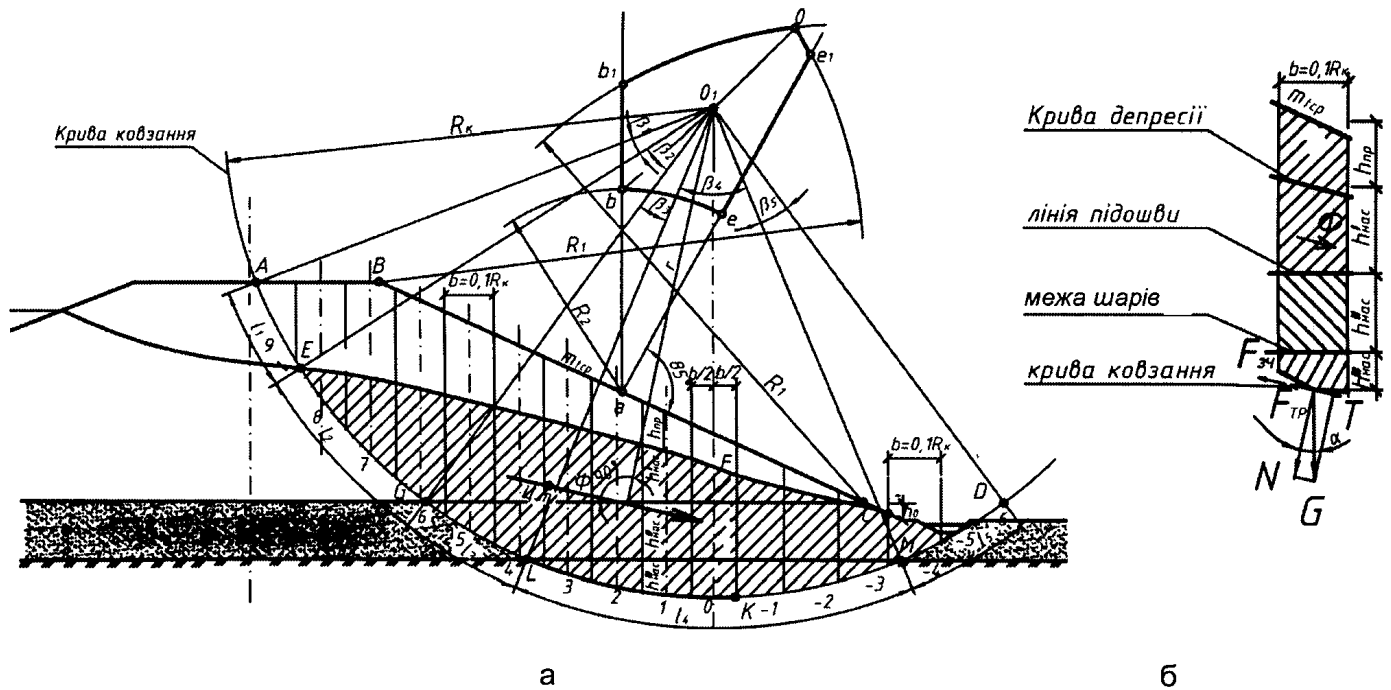
$$k_{sn} = \frac{\gamma_n \gamma_{fc}}{\gamma_c}. \quad (\text{М.3})$$

Для періоду експлуатації при основному розрахунковому сполученні навантажень допустиме значення k_{sn} становить для споруд класу СС1 – 1,1.

М.1.3 В методі розрахунку по круглоциліндричних поверхнях ковзання прийнято, що обвалення частини ґрунтового масиву проходить по радіальній кривій відносно деякого центра ковзання (точки O_1) (рисунок М.1, а).

Розрахунок виконують для умов плоскої задачі – розглядається відрізок дамби одиничної довжини. Для розрахунку вибирають переріз дамби з максимальною висотою і проводять декілька кривих ковзання з різних центрів. Для масивів, обмежених кривими ковзання, обчислюють коефіцієнти стійкості. Коефіцієнт запасу стійкості k_{st} для найнебезпечнішої призми обвалення (для якої значення k_{st} буде найменше серед одержаних) повинен задовольняти умові $k_{st} > k_{sn}$, але не перевищувати значення k_{sn} більше ніж на 10 %.

Пошук центра кривої ковзання O_1 проводять графічно за методикою, наведеною на рисунку М.1, а.



а – графічна побудова для визначення центра кривої ковзання; б – схема сил, що діють на ґрунтовий відсік: N – нормальна складова власної ваги масиву, кН; G – вага відсіку, кН; Φ – гідродинамічна сила, кН; $F_{тр}$ – сила тертя, кН; $F_{зч}$ – сила зчеплення, кН; T – дотична складова власної ваги масиву, кН

Рисунок М.1 – Схема до розрахунку стійкості укосів дамби обвалування

М.1.4 Коефіцієнт запасу стійкості укосів дамби рекомендується визначати за залежністю

$$k_{st} = \frac{\rho_s g b \sum (h_{pr} \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi) + \sum (cl)}{\rho_{pr} g b \sum (h_{pv} \sin \alpha) + \Phi \frac{r}{R} + Q_{ci}}, \quad (M.4)$$

- де ρ_{pr} – щільність ґрунту тіла дамби природної вологості, т/м³;
 h_{pv} – приведена до висоти повітряно-сухого ґрунту тіла дамби висота відсіку, м;
 h_{pr} – середня висота частини відсіку ґрунту, що знаходиться в стані природної вологості, м;
 l – довжина ділянки кривої ковзання з постійним значенням питомої зчепності в межах відсіку, м;
 c – питоме зчеплення в межах відсіку, кПа;
 ρ_s – щільність твердих часток відповідного ґрунту, т/м³;
 α – кут, який утворюється радіус – вектором, проведеним через середину n -го відсіку з вертикаллю, град.;
 φ – кут внутрішнього тертя ґрунту по кривій ковзання, град.;
 l – довжина ділянки кривої ковзання з постійним значенням питомої зчепності в межах відсіку c , (кПа), м;
 Φ – гідродинамічна сила, кН;
 R – радіус кривої ковзання, м;
 r – плече сили відносно центра кривої ковзання, м;
 Q_{ci} – сейсмічна сила, кН.

М.1.5 При визначенні коефіцієнта запасу стійкості необхідно враховувати сейсмічні сили для сейсмічно активних районів із землетрусами у 7 балів і більше. Вплив сейсмічних дій на укіс допускається визначати наближено для дамб класу наслідків (відповідальності) СС1 згідно з ДБН В.2.4-20 у формі об'ємних сейсмічних сил, що діють на об'єм ґрунту кожного елемента з урахуванням його насичення водою.

Врахування сейсмічного впливу при розрахунку стійкості низового укусу дамби здійснюється додаванням до розрахункових зусиль сейсмічної сили. Сейсмічна сила Q_{ci} наближено визначається як частка від ваги маси ґрунту G_i (кН), яка зазнає сейсмічної дії:

$$Q_{ci} = \mu G_i, \quad (M.5)$$

де μ – коефіцієнт динамічної сейсмічності, його значення рекомендується при розрахунку стійкості низового укусу дамби приймати за таблицею М.1.

Таблиця М.1 – Коефіцієнт динамічної сейсмічності μ

Найменування	Сейсмічність майданчика в балах						
	1...6	7	8	9	10	11	12
Значення коефіцієнта μ для насипного ґрунту	0	0,038	0,075	0,15	0,375	0,75	1,125

Сила Q_{ci} діє в найбільш несприятливому напрямку і спрямована в кожному відсіку зсувного блока паралельно основі відсіку та збігається з напрямком зсувної сили в цьому відсіку. Сейсмічну силу прикладають в центрі тяжіння ґрунтового масиву, який може зазнати зміщення.

М.1.6 У випадку невиконання умови $k_{st} > k_{sn}$, необхідно змінити геометричні розміри дамби, наприклад, шляхом збільшення m_i або передбачити дренажні чи протифільтраційні пристрої для пониження кривої депресії.

М.2 Розрахунок стійкості армованого укусу

М.2.1 Розрахунок внутрішньої стійкості армованого укусу

Оцінку внутрішньої стійкості армованого укусу виконують на основі методу круглоциліндричних поверхонь ковзання. Метод передбачає розбивку тіла насипу та основи на блоки. Визначення положення найбільш небезпечної поверхні ковзання виконують за традиційною методикою.

Загальне армуюче зусилля T_s , необхідне для забезпечення заданої внутрішньої стійкості укусу, визначають за формулою

$$T_s = (k_{sn} - k_{st}) \frac{M_D}{R}, \quad (M.6)$$

де T_s – сумарне необхідне армуюче зусилля, яке повинне створюватись геосинтетичними полотнами для стабілізації укусу, кН;

M_D – обертальний момент зсувних сил відносно центра кривої обертання, кН·м;

R – радіус кривої обертання і плече моменту від зусилля T_s відносно центра обертання згідно з рисунком М.2, м;

k_{sn} – мінімально допустимий коефіцієнт стійкості армованого укусу, для доріг I та II категорій приймають 1,5, III-V категорій – 1,3;

Примітка. Коефіцієнт стійкості армованого укусу може бути збільшений або зменшений в залежності від важливості споруди, що проектується.

k_{st} – фактичний коефіцієнт стійкості неармованого укусу визначають за формулою

$$k_{st} = \frac{M_R}{M_D}, \quad (M.7)$$

де M_R – момент утримуючих сил відносно центра обертання, кН·м.

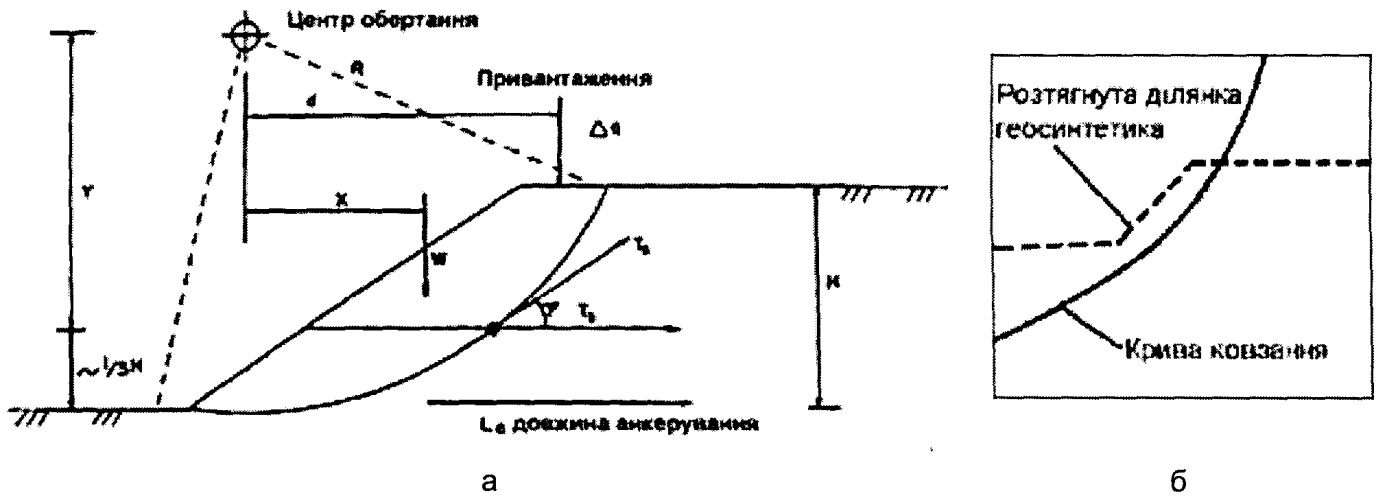


Рисунок М.2 – Схема для визначення необхідної міцності армуючого геосинтетика

М.2.2 Обертальний момент зсувних сил відносно центра кривої обертання M_D визначають за формулою

$$M_D = R \cdot \sum (P_{dl} + q_Q \cdot b_i + q_G \cdot b_{iq}) \cdot \sin \alpha, \quad (M.8)$$

- де R – радіус найбільш небезпечної критичної поверхні ковзання, м;
 P_{dl} – вага погонного метра блока, що розглядається, кН;
 q_Q – інтенсивність рухомого привантаження на поверхні насипу, кН/м;
 b_i – ширина блока, що розглядається, м;
 q_G – інтенсивність зовнішнього постійного навантаження, кН/м;
 b_{iq} – ширина смуги завантаження зовнішнього постійного навантаження у межах блока, що розглядається, м.

Момент утримуючих сил відносно центра обертання визначають за формулою

$$M_R = R \sum (P_{dl} + q_Q \cdot b_i + q_G \cdot b_{iq}) \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot b_i \cdot \sec \alpha_i, \quad (M.9)$$

- де R – радіус найбільш небезпечної критичної поверхні ковзання, м;
 P_{dl} – вага погонного метра блока, що розглядається, кН;
 q_Q – інтенсивність рухомого привантаження на поверхні насипу, кН/м;
 b_i – ширина блока, що розглядається, м;
 q_G – інтенсивність зовнішнього постійного навантаження, кН/м;
 b_{iq} – ширина смуги завантаження зовнішнього постійного навантаження у межах блока, що розглядається, м;
 α_i – кут нахилу поверхні ковзання блока, що розглядається, до горизонталі, град.;
 $\operatorname{tg} \varphi$ – значення кута внутрішнього тертя ґрунту, приймається залежно від положення відрізка критичної поверхні ковзання у межах розрахункового блока (ґрунт насипу або основи), град.;
 c – зчеплення ґрунту, яке приймається залежно від положення відрізка критичної поверхні ковзання у межах розрахункового блока (ґрунт насипу або основи), кПа.

М.2.3 В залежності від висоти укусу армування виконують двома способами: при висоті 6 м або меншій відстань між полотнами та їх міцність незмінна; при висоті укусу більше 6 м його розділяють на дві чи три зони, в межах яких змінюють відстань між полотнами геосинтетика та їх міцність.

Для двох зон міцність полотен повинна задовольняти умовам:

$$T_{\text{низ}} \geq 3/4 \cdot T_s, \quad (M.10 \text{ а})$$

$$T_{\text{верх}} \geq 1/4 \cdot T_s, \quad (M.10 \text{ б})$$

Для трьох зон міцність полотен повинна задовольняти умовам:

$$T_{\text{низ}} \geq 1/2 \cdot T_s, \quad (\text{М.11 а})$$

$$T_{\text{сер}} \geq 1/3 \cdot T_s, \quad (\text{М.11 б})$$

$$T_{\text{верх}} \geq 1/6 \cdot T_s, \quad (\text{М.11 в})$$

Для кожної зони визначають вертикальні відстані між окремими геосинтетичними полотнами $S_{\text{зони}}$ і їх міцності. Для цього, задаючись міцністю армуючого геосинтетика $T_{\text{доп}}$, розраховують необхідну кількість полотен геосинтетика за формулою

$$N_{\text{зони}} = \frac{T_{\text{зони}}}{T_D}, \quad (\text{М.12})$$

де $N_{\text{зони}}$ – необхідна кількість армуючих полотен геосинтетика у зоні, що розглядається;

T_D – розрахункова міцність геосинтетика (з урахуванням коефіцієнтів запасу на повзучість, хімічну стійкість та пошкодження при вкладанні) згідно з [21], кН;

$T_{\text{зони}}$ – загальна необхідна міцність полотен для зони, що розглядають, кН.

Відтань між полотнами з міцністю $T_{\text{доп}}$ визначають за формулою

$$S_{\text{зони}} = \frac{H_{\text{зони}}}{N_{\text{зони}}}, \quad (\text{М.13})$$

де $S_{\text{зони}}$ – вертикальна відстань між армуючими полотнами у вибраній зоні, м;

$H_{\text{зони}}$ – висота зони, м.

М.2.4 Короткі полотна вторинного армування довжиною від 1 м до 2 м вкладають між полотнами первинного армування, якщо відтань між останніми більше ніж 0,6 м згідно з рисунком М.3.

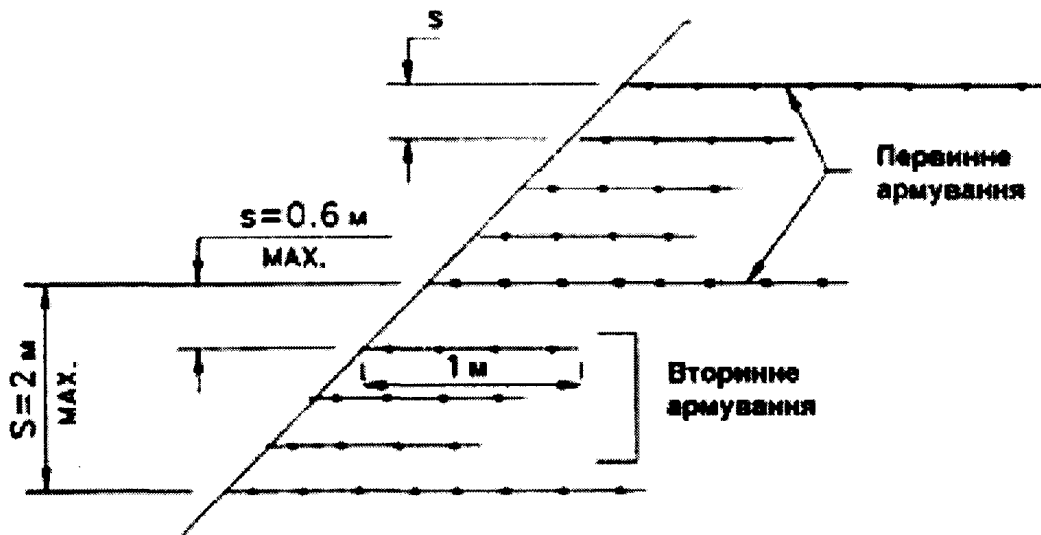


Рисунок М.3 – Схема закладання полотен вторинного армування між полотнами первинного армування

Перевірку правильності розподілу армуючих полотен виконують окремо для кожного i -го полотна геосинтетика за формулою

$$k_{\text{sta}_i} = k_{\text{st}_i} + \frac{T_{\text{Si}} \cdot R_i}{M_{\text{Di}}} \geq k_{\text{sn}}, \quad (\text{М.14})$$

де k_{sta_i} – фактичний коефіцієнт стійкості армованого укосу над i -тим полотном;

k_{st_i} – те саме неармованого укосу, розраховують згідно з (М.7);

- T_{Si} – сумарна розрахункова міцність на розтяг полотен, що розташовані вище i -го полотна, кН;
 R_i – радіус потенційної кривої обрушення, яка проходить над i -тим полотном, м;
 M_{Di} – обертальний момент від масиву ґрунту й зовнішнього навантаження над i -тим полотном, кН·м.

М.2.5 При невиконанні умови (М.14) необхідно вибрати більш міцний геосинтетик або зменшити вертикальну відстань між армуючими полотнами.

Необхідну величину анкерування армуючих полотен з умови їх витягування з тіла укосу визначають за формулою

$$L_{ei} \geq \frac{T_{Di} \cdot k_{sn}}{2 \cdot (c_a + \sigma_{vi} \cdot \operatorname{tg} \delta)} = \frac{T_{Di} \cdot k_{sn}}{2 \cdot \alpha \cdot (c + \sigma_{vi} \cdot \operatorname{tg} \varphi_1)}, \quad (\text{М.15})$$

- де L_{ei} – необхідна довжина анкерування i -го полотна (мінімальна величина L_{ei} становить 1 м) згідно з рисунком М.5, м;
 T_{Di} – розрахункова міцність на розтяг i -го полотна, кН;
 c_a і c – адгезія ґрунту до геосинтетика і зчеплення (когезія) ґрунту, відповідно (при розрахунку на довготривалу стійкість армованого укосу значення c_a і c прирівнюють нулю), кПа;
 δ – кут тертя між ґрунтом та геосинтетиком, град.;
 φ_1 – кут внутрішнього тертя ґрунту, град.;
 α – коефіцієнт взаємодії ґрунту з геосинтетиком відповідно до [21];
 σ_{vi} – ефективний вертикальний тиск на рівні i -го полотна, кПа, згідно з рисунком М.5 визначають за формулою

$$\sigma_{vi} = \sigma_q + \gamma_{ci} \cdot H_{ci} + \gamma_{ei} \cdot H_{ВКПi} - \gamma_w \cdot H_{РГВi}, \quad (\text{М.16})$$

- де G_q – тиск від зовнішнього навантаження, кПа;
 γ_{ci} , γ_{ei} і γ_w – питома вага ґрунту над зоною капілярного підняття і в межах висоти капілярного підняття (ВКП) та питома вага води відповідно, кН/м³;
 H_{ci} , $H_{ВКПi}$ і $H_{РГВi}$ – потужність шару ґрунту над ВКП, в межах ВКП і в межах рівня ґрунтових вод (РГВ) відповідно, м.

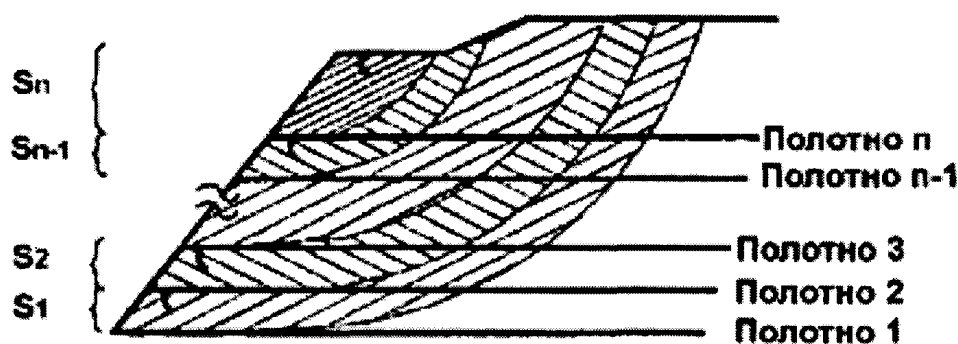


Рисунок М.4 – Розрахунок запасу стійкості окремих полотен первинного армування

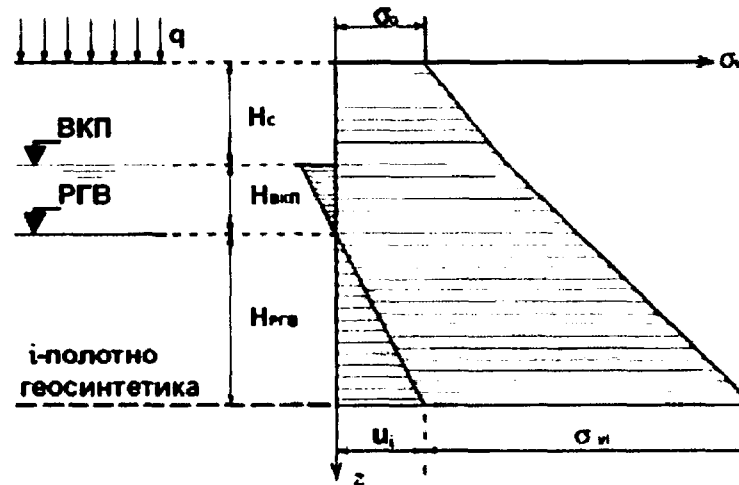


Рисунок М.5 – Схема для визначення ефективного вертикального тиску на рівні i -го полотна геосинтетика: ВКП – висота капілярного підняття; РГВ – рівень ґрунтових вод

М.2.6 Якщо величина анкерування L_e недостатня для того, щоб мобілізувати необхідні зусилля на виривання, то рекомендується використовувати обсіпку геосинтетичних полотен крупнозернистим матеріалом чи кріпити полотна з допомогою нагелів.

Нижні армуючі полотна повинні заводитися за криву потенційного обвалення. Додатково збільшена довжина нижніх полотен сприяє підвищенню стійкості проти обвалення по шарах підстиляючої укіс основи.

М.2.7 Верхні полотна можуть не доводитись до критичної кривої обвалення, оскільки стійкість верхньої частини укосу забезпечується присутністю армування в нижній частині.

Загальну величину армування для кожного полотна розраховують за формулою

$$L_{r1} = L_{ei} + L_{di} + L_{Sv} + L_{oi} , \quad (M.17)$$

- де L_{r1} – загальна довжина полотна геосинтетика первинного армування, м;
 L_{ei} – довжина анкерування, м;
 L_{di} – ширина зони обвалення на рівні закладання полотна, м;
 L_{Sv} – товщина шару ґрунту, на який передбачається загортання полотна, м;
 L_{oi} – довжина загортання полотна, м.

Якщо загортання полотен не передбачається, то величини L_{Sv} і L_{oi} приймають за нуль.

Для прощення процесу вкладання полотен в конструкцію отримані величини армування L_r зводять до двох або трьох секцій однакової довжини.

М.3 Розрахунок зовнішньої стійкості армованого укосу

М.3.1 Для забезпечення стійкості армованого укосу проти проковзування по основі повинна виконуватись умова (М.18):

$$(W + P_a \cdot \sin \varphi_b) \cdot \operatorname{tg} \varphi_{\min} \geq k_{sn} \cdot P_a \cdot \cos \varphi_b , \quad (M.18)$$

$$\text{де } W = 0,5 \cdot L^2 \gamma_r \cdot \operatorname{tg} \beta \quad \text{при } L > H , \quad (M.19)$$

$$W = \left(L \cdot H - \frac{H^2}{2 \cdot \operatorname{tg} \beta} \right) \cdot \gamma_r \quad \text{при } L \leq H , \quad (M.20)$$

$$P_a = 0,5 \gamma_b \cdot H^2 \cdot K_a , \quad (M.21)$$

де P_a – активний тиск ґрунту, кПа;

- φ_b – кут внутрішнього тертя ґрунту поза армованою частиною, град.;
- φ_{\min} – мінімальний кут внутрішнього тертя (між ґрунтом і геосинтетиком чи в ґрунті основи), град.;
- L – довжина полотна геосинтетика первинного армування в основі укосу і на всіх рівнях, де змінюється довжина армування;
- H і β – висота (м) і кут (град.) закладання укосу відповідно;
- γ_r і γ_b – питома вага ґрунту в частині армування і утримування відповідно, кН/м³;
- K_a – коефіцієнт активного бічного тиску.

Примітка. Якщо геотекстильний фільтр чи геокомпозитну дренажну систему складають поза армуючою частиною для створення внутрішнього дренажу, то φ_b приймають як для кута тертя між вибраним геосинтетиком і ґрунтом утримання.

Якщо умова за формулою (М.18) не виконується, то необхідно збільшити довжину армуючих полотен L .

М.3.2 Розрахунок комбінованої втрати стійкості виконують згідно з М.3, перевіряючи виконання умови за формулою (М.18) для різних рівнів закладання полотен армуючих геосинтетиків.

М.3.3 Відповідність експлуатаційним граничним станам оцінюють за величиною вертикального осідання основи під армованим укосом; яку розраховують за традиційною методикою без урахування наявності армуючого матеріалу. Горизонтальне зміщення армованої частини укосу не повинно перевищувати 0,1 % – 0,3 % висоти укосу. Повзучість армуючого геосинтетика в укосі за період експлуатації не повинна перевищувати 2 % згідно з [21].

ДОДАТОК Н
(довідковий)

КОНСТРУКЦІЇ КРІПЛЕНЬ УКОСІВ ДАМБ

Н.1 Метою захисту укосів дамб є захист ґрунту від розмивання атмосферними опадами, водами поверхневого стоку і внутрішньої (підповерхневої) фільтрації та видування вітром впродовж заданого періоду часу чи доки на поверхні не з'явиться рослинність.

Н.2 Суцільне кріплення зі збірних залізобетонних плит (рисунок Н.1) застосовують у випадку, коли швидкості водного потоку мають значення від 2,5 м/с до 5,0 м/с, а також необхідності скорочення строків будівництва та використання комплексної механізації робіт. Вибір типу і конструкції кріплень укосів земляних дамб здійснюється з врахуванням механічних дій хвиль, льоду та інших факторів, які можуть спричинити його підмив основи та руйнування.

Н.3 Довжина випуску тюфяка (рисунок Н.1) визначається за формулою [11]

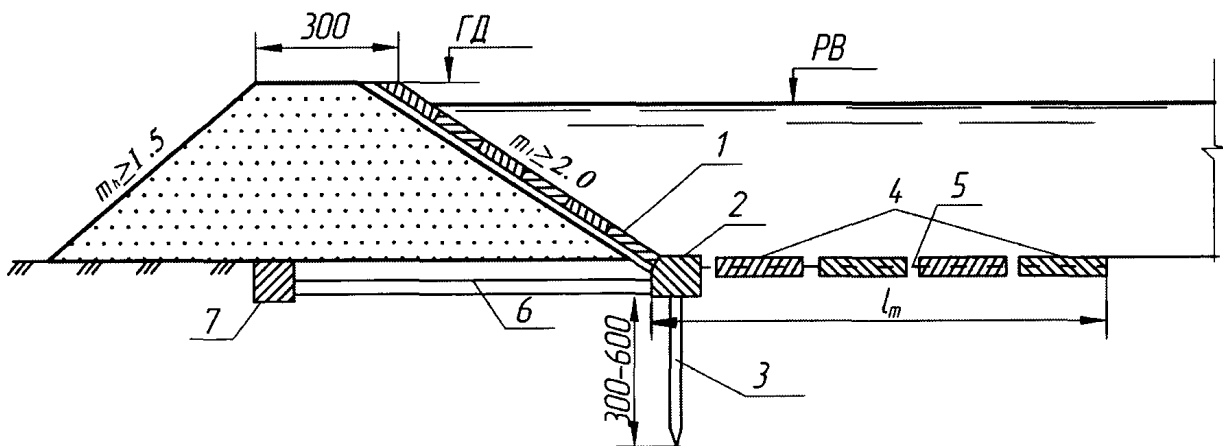
$$l_m = h_e \sqrt{1 + m^2}, \quad (\text{Н.1})$$

де h_e – глибина ями розмиву, м;

m – коефіцієнт закладання укосу ями розмиву.

При влаштуванні кріплення з плит біля підніжжя укосу дамби на рівні середнього дна річки влаштовують упорний блок у вигляді залізобетонної рандбалки на палях, до якої прикріплюють плити тюфяка, влаштовуючи мінімальні зазори між ними (рисунок Н.1). Палі розташовують через (2-4) м вздовж подошви дамби і занурюють до (3-6) м.

Для забезпечення надійної роботи тюфяка рекомендується застосовувати анкерування плит до дамби.



1 – залізобетонні плити ПР1-1 (100 × 100 × 15 см); 2 – рандбалка, 3 – паля; 4 – гнучкий тюфяк із залізобетонних плит ПР1-1; 5 – анкерні стрижні; 6 – залізобетонна анкерна тяга; 7 – анкерна балка

Рисунок Н.1 – Кріплення верхового укосу дамб з тюфяком із залізобетонних плит і їх анкеруванням

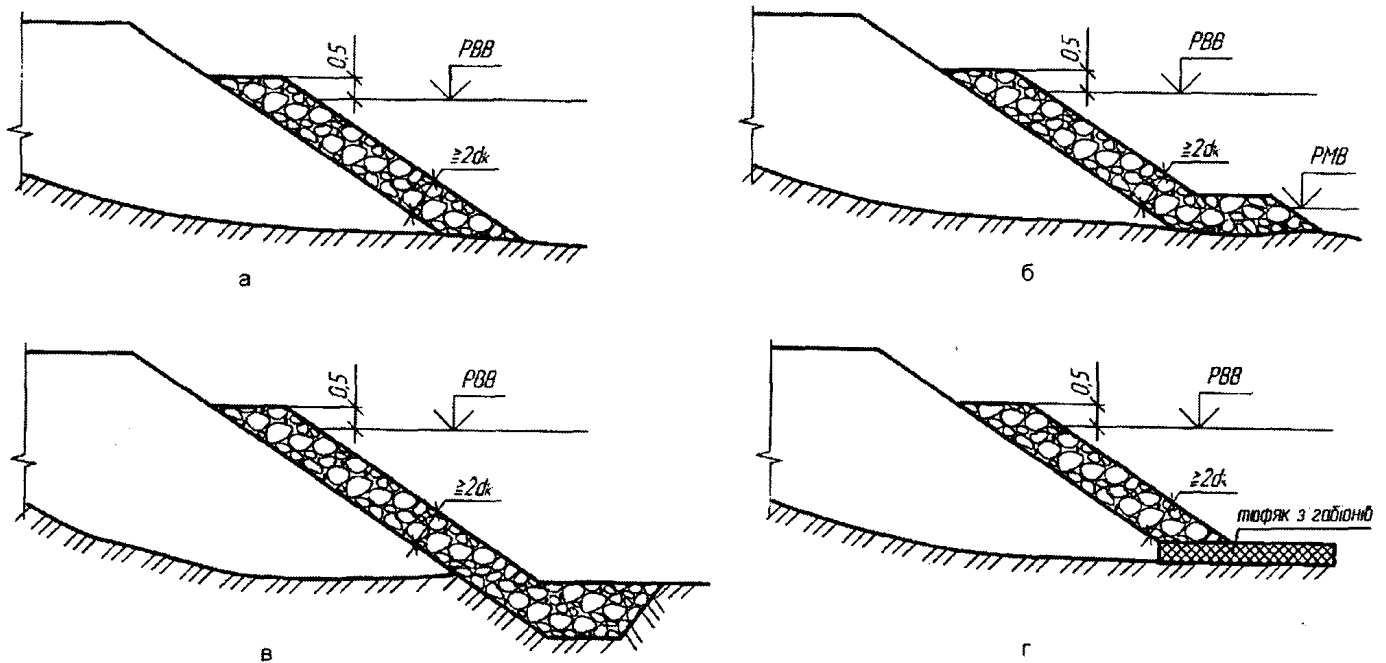
Н.4 Кріплення у вигляді накиду з негабаритного каменю (рисунок Н.2) рекомендується застосовувати для захисту укосів, які влаштовують насухо, так і для захисту підводних укосів при значеннях швидкості від 3,0 м/с до 6,0 м/с і висоті хвилі (0,3-0,5) м.

Для форми окремого каменю у вигляді шару його середній діаметр визначають за формулою:

$$d = \frac{V^2}{25}, \quad (\text{Н.2})$$

де V – максимальне значення швидкості течії в розрахунковому створі під час проходження паводкової витрати розрахункової ймовірності, м/с.

Товщину кам'яного накиду у випадку відсортованого каменю приймають $t > 2d$, у випадку невідсортованого – $t > 3d$. Конструкції кріплення з каменю наведено на рисунку Н.2.

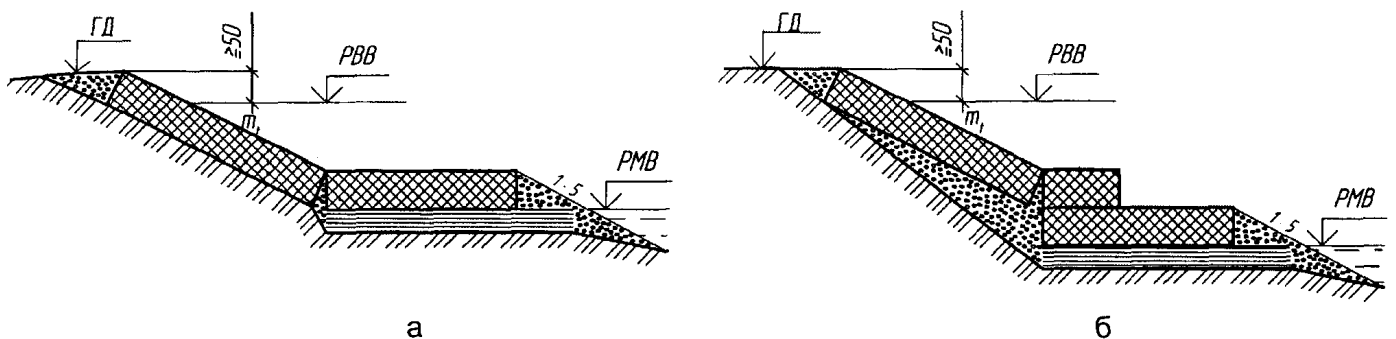


а – кріплення при нерозмивній основі; б – кріплення у випадку розмивної основи і постійної меженні; в – кріплення у випадку розмивної основи і за можливості влаштування упорної призми біля підніжжя дамби; г – кріплення у випадку необхідності попередження підмиву основи

Рисунок Н.2 – Кріплення дамб з негабаритного каменю у вигляді кам'яного накиду

Н.5 Кріплення з габіонів (рисунок Н.3) застосовують для бурхливих водних потоків зі швидкістю течії до 6,0 м/с. Такі кріплення особливо надійно працюють в руслах річок, які транспортують значну кількість наносів, чим характерні гірські річки Українських Карпат. Габіони часто застосовують у таких випадках.

При швидкості течії до 4,0 м/с на дно укладають один матрац товщиною 0,5 м (рисунок Н.3, а), а при більшій швидкості – два матраци товщиною кожен по 0,5 м або один ящик товщиною 1,0 м (рисунок Н.3, б). На вирівняний верховий укіс дамби укладають габіонові матраци, верх яких повинен бути вище розрахункового рівня води не менше ніж 0,5 м.



а – при швидкості течії води до 4,0 м/с; б – при швидкості течії води від 4,0 до 6,0 м/с

Рисунок Н.3 – Конструкції кріплення укосів дамб габіонами

Н.6 При проектуванні кріплення укосів дамб з геотекстильних матеріалів (рисунок Н.4) рекомендується використовувати технології, які пропонуються виробниками і мають практичне випробування.

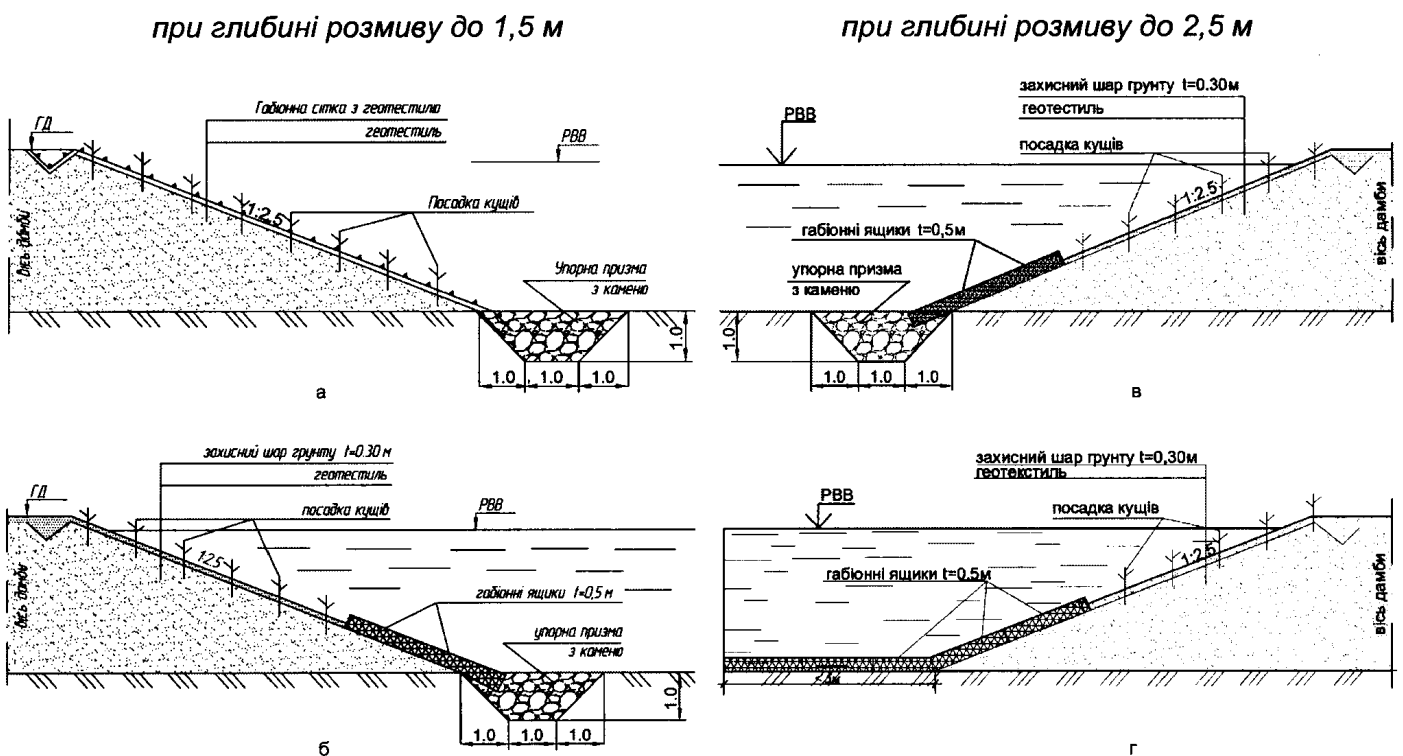
Смуги геотекстильного полотна, що розташовують вище на укосі дамби, вкладаються з перекриттям нижче розташованої смуги на величину не менше 0,3 м. Поздовжні смуги полотна з'єднують між собою шляхом їх зварювання, склеювання або зшивання.

Геосинтетика використовують у наступних випадках:

1. Для непідтоплених укосів, які повинні задовольняти естетичним вимогам, ефективним є їх захист за допомогою протиерозійних геоматів, які сприяють розвитку рослинності на укосі.
2. Для крутих укосів ефективним є застосування протиерозійних геоматів, підсилених геогратами, геотекстилем чи армуючими волокнами, які інтегровані в геомат в поздовжньому напрямку.
3. Для підтоплених укосів, які піддаються динамічній дії хвиль, ефективними є протиерозійні матраци, заповнені цементнопіщаною сумішшю, протиерозійні геомати, заповнені кам'яним фракційним матеріалом, та нетканинні термічно скріплені або голкопробивні з термічним скріпленням геотекстилю, в якості прошарку між тілом укосу та крупноуламковою накидкою чи бетонними блоками.
4. Для захисту від ерозії за строком служби конструкції поділяють на тимчасової і постійної дії. До геосинтетиків тимчасової дії відносять джутові системи, протиерозійні сітки, протиерозійні полотна, протиерозійні геомати, геосоти, заповнені ґрунтом тощо.

До геосинтетиків постійної дії відносять протиерозійні матраци, геосоти, об'ємні решітки тощо.

Схеми закладання геосинтетичних матеріалів для протиерозійного захисту розрізняють для систем постійної дії з жорстким кріпленням і з використанням об'ємних геоматів, геосот тощо [21].



а – з габіонною сіткою; б – з габіонною сіткою і габіонами; в – з ґрунтовим захисним шаром і габіонами; г – з ґрунтовим захисним шаром, габіонами і габіонним кріпленням основи

Рисунок Н.4 – Конструкції кріплення укосів огорожувальних дамб з використанням геотекстилю при глибині розмиву до 1,5 м

Н.7 Для покращення роботи таких конструкцій застосовують біологічне кріплення. Для кращого коренеутворення живці обробляють стимуляторами росту і висаджують через 1,5...2,0 м в шаховому порядку.

Н.8 При кріпленні укосів дамб, берегів річок та морів з довжиною більше 4 м рекомендується застосовувати полімерні габіони типа матраци "ТРИТОН" [28] з геотекстильними прошарками для попередження вимивання ґрунту з тіла дамби та виносу кам'яного матеріалу через чарунки геограток матраців. Габіони "ТРИТОН" збільшують термін служби конструкцій, гнучкі і дозволяють кріпити укоси дамб стрічками довжиною до 12 м, в тому числі у підводній частині.

ДОДАТОК П
(довідковий)

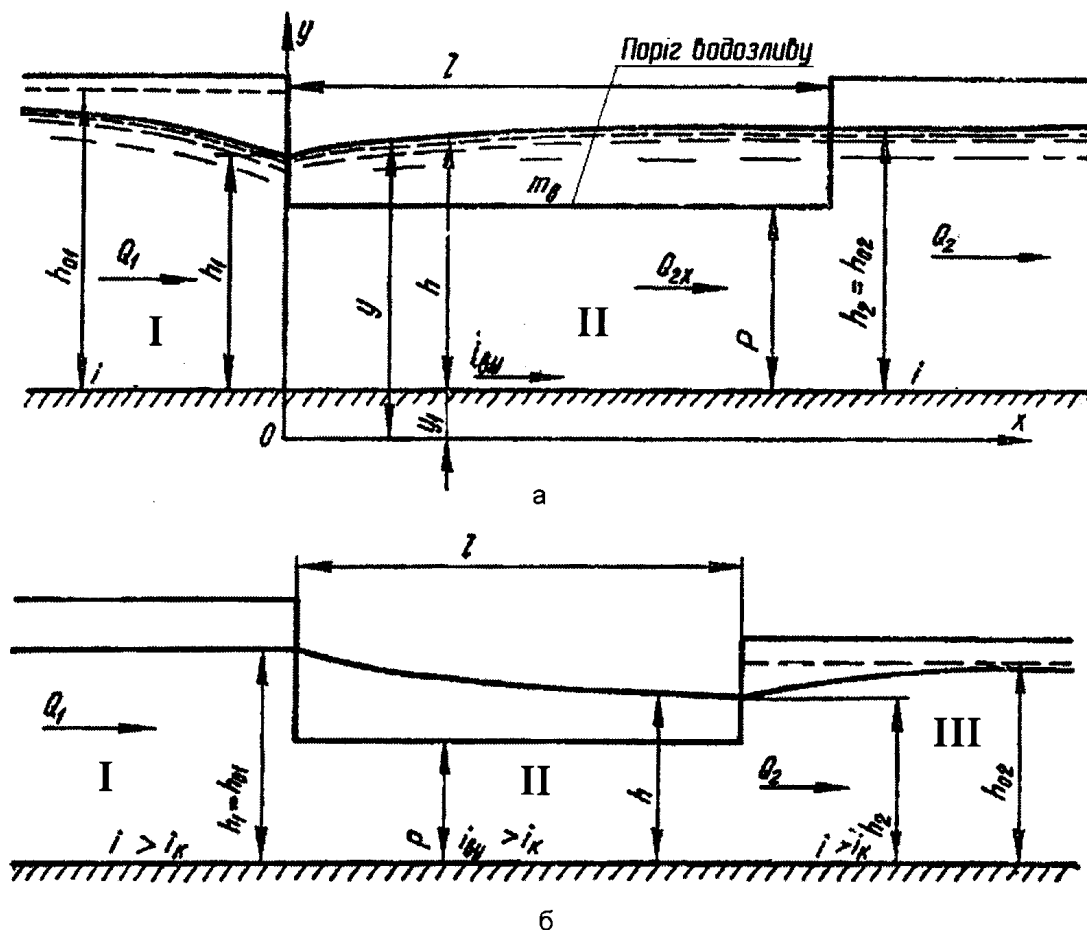
РОЗРАХУНКИ ВОДОЗАБОРІВ АКУМУЛЮЮЧИХ ЄМНОСТЕЙ

П.1 Порядок розрахунку водозабірної споруди акумулюючої ємності

На рисунку П.1 наведено розрахункові схеми водозабірної споруди акумулюючої ємності для спокійного та бурхливого станів потоку. Русло прийнято прямокутного перерізу шириною b . Висоту порога водозливу p приймають рівній глибині потоку h для витрати Q , забезпеченість якої визначається господарським використанням земель, із графіка $Q = f(h)$.

Вода в акумулюючу ємність (рисунок П.1,а) надходить через боковий водозлив з висотою порога водозливу p_1 . Потік у руслі умовно можна розділити на дві ділянки (I-II). На першій ділянці (I), яка знаходиться перед порогом водозливу, спостерігається крива спаду з нормальною глибиною на початку h_{01} , яка відповідає витраті Q_1 , і глибиною в кінці кривої спаду на початку порогу h_1 . На другій ділянці (II) утворюється крива підпору від глибини h_1 , на початку порогу водозливу до глибини $h_2 = h_{02}$ в кінці порогу, яка відповідає витраті води в руслі Q_2 . Приклад розрахунку для цього випадку наведено в П.2.

Вода в акумулюючу ємність (рисунок П.1,б) надходить через боковий водозлив з висотою порога p_2 . Потік в руслі умовно можна розділити на три ділянки (I-III). На першій ділянці (I), яка знаходиться перед водозливом, спостерігається рівномірний рух потоку з нормальною глибиною $h_1 = h_{01}$, яка відповідає витраті Q_1 . На другій ділянці (II), яка розташована в межах порогу водозливу, спостерігається вгнута крива спаду від глибини h_1 на початку кривої до глибини h_2 в кінці водозливу. На третій ділянці (III) має місце крива підпору, на якій глибина потоку зростає від глибини h_2 в кінці порогу водозливу до нормальної глибини h_{02} , яка відповідає витраті Q_2 . Приклад розрахунку для цього випадку наведено в П.3.



а – для спокійного стану потоку; б – для бурхливого стану потоку

Рисунок П.1 – Схеми до розрахунку водозабірної споруди

В основу гідравлічного розрахунку водозабірної споруди покладено диференціальне рівняння руху рідини із змінною витратою на водозливній ділянці (на порозі водозливу), яке має вигляд [23]

$$\frac{v}{g} dv + \frac{v^2(1-\alpha)}{g Q_{2x}} d Q_{2x} + dh = 0, \quad (\text{П.1})$$

де v – середня швидкість потоку в руслі, м/с;

α – коефіцієнт змінних мас;

Q_{2x} – витрата на водозливній ділянці (на порозі водозливу) в перерізі з абсцисою x , м³/с.

Витрата, що надходить до акумулюючої ємності, визначається за залежністю

$$Q = Q_1 - Q_2. \quad (\text{П.2})$$

Коефіцієнт скиду через боковий водозлив визначається за залежністю

$$\beta = \frac{Q}{Q_1}. \quad (\text{П.3})$$

Стан потоку (спокійний або бурхливий) характеризується параметром A_1 , який визначається в руслі перед водозабірною спорудою відповідно за формулами

$$A_1 = 1 + \frac{Q_2^2}{2gb^2h_2^3} = 1 + \frac{v_2^2}{2gh_2}; \quad A_1 = 1 + \frac{Q_1^2}{2gb^2h_1^3} = 1 + \frac{v_1^2}{2gh_1}. \quad (\text{П.4})$$

Якщо параметр $A_1 < 1,5$, то потік в руслі знаходиться в спокійному стані (приклад 1). Якщо параметр $A_1 > 1,5$, то потік в руслі знаходиться в бурхливому стані (приклад 2).

Максимально можливий коефіцієнт скиду при спокійному стані потоку в руслі (при $A_1 < 1,5$) становить

$$\beta_{\max} = 1 - 3\sqrt{3A_1(A_1 - 1)}/(2A_1^2). \quad (\text{П.5})$$

Задача має розв'язок у випадку, коли $\beta_{\max} > \beta$.

Якщо потік в руслі знаходиться в бурхливому стані (при $A_1 > 1,5$), то задача має розв'язок при всіх значеннях коефіцієнта скиду β від нуля до одиниці.

Відносна глибина на початку порога водозливу $z_1 = h_1/h_2$ при спокійному стані потоку в руслі та відносна глибина $z_2 = h_2/h_1$ в кінці порога водозливу при бурхливому стані потоку визначаються з відповідних рівнянь

$$z_1^2(A_1 - z_1) = (A_1 - 1)/(1 - \beta)^2; \quad z_2^2(A_1 - z_2) = (A_1 - 1)/(1 - \beta)^2. \quad (\text{П.6})$$

Відносні висоти порога водозливу B при спокійному та бурхливому станах потоку в руслі визначаються за відповідними залежностями

$$B = \frac{p_1}{h_2}; \quad B = \frac{p_2}{h_1}. \quad (\text{П.7})$$

Довжина порога водозливу l при спокійному стані потоку в руслі становить

$$l = \frac{3b}{2m_b} \left[\left(\arcsin \frac{2 - A_1 - B}{A_1 - B} - \arcsin \frac{2z_1 - A_1 - B}{A_1 - B} \right) + \frac{2(3B - 2A_1)}{3(A_1 - B)} \left(\sqrt{\frac{A_1 - z_1}{z_1 - B}} - \sqrt{\frac{A_1 - 1}{1 - B}} \right) \right], \quad (\text{П.8})$$

а при бурхливому стані потоку в руслі –

$$l = \frac{3b}{2m_b} \left[\left(\arcsin \frac{2z_2 - A_1 - B}{A_1 - B} - \arcsin \frac{2 - A_1 - B}{A_1 - B} \right) + \frac{2(3B - 2A_1)}{3(A_1 - B)} \left(\sqrt{\frac{A_1 - 1}{1 - B}} - \sqrt{\frac{A_1 - z_2}{z_2 - B}} \right) \right], \quad (\text{П.9})$$

П.2 Приклад розрахунку 1. Дано: ширина прямокутного призматичного русла $b = 70$ м; витрата води в руслі $Q_1 = 86,5$ м³/с; витрата в руслі за водозливом $Q_2 = 55,5$ м³/с, при якій глибина $h_2 = 4,0$ м та швидкість $v_2 = 1,98$ м/с; висота порога $p_1 = 2,80$ м; коефіцієнт витрати водозливу $m_b = 0,42$; коефіцієнт змінних мас $\alpha = 1$. Визначити довжину порога водозливу l .

1. Витрата через водозабірну споруду, що надходить в акумулюючу ємність, становить (П.2)

$$Q = 86,5 - 55,5 = 31,0 \text{ м}^3/\text{с}.$$

2. Параметр, який характеризує стан потоку в руслі дорівнює (П.4)

$$A_1 = 1 + 1,98^2 / (2 \cdot 9,81 \cdot 4,00) = 1,050.$$

Значення параметру $A_1 < 1,5$, тому потік в руслі знаходиться в спокійному стані.

3. Коефіцієнт скиду через боковий водозлив становить (П.3)

$$\beta = \frac{31,0}{86,5} = 0,358.$$

4. Максимально можливий коефіцієнт скиду дорівнює (П.5)

$$\beta_{\max} = 1 - 3 \sqrt{3 \cdot 1,05(1,050 - 1)} / (2 \cdot 1,050^2) = 0,460 > \beta = 0,358, \text{ тому задача має рішення.}$$

5. Відносна глибина на початку водозливного порогу $z_1 = h_1/h_2$ визначається з рівняння (П.6)

$$z_1^2 (1,050 - z_1) = (1,050 - 1) / (1 - 0,358)^2.$$

Звідки $z_1 = 0,900$ і глибина h_1 на початку порога водозливу становить $h_1 = 0,900 \cdot 4,00 = 3,60$ м.

6. Відносна висота порога водозливу дорівнює (П.7)

$$B = \frac{2,80}{4,00} = 0,700 \text{ м}.$$

7. Довжина порога водозливу складає (П.8)

$$l = \frac{3 \cdot 7,00}{2 \cdot 0,42} \left[\left(\arcsin \frac{-2 - 1,050 - 0,700}{1,050 - 0,700} - \arcsin \frac{2 - 0,900 - 1,050 - 0,700}{1,050 - 0,700} \right) + \frac{2(3 \cdot 0,700 - 2 \cdot 1,050)}{3(1,050 - 0,700)} \left(\sqrt{\frac{1,050 - 0,900}{0,900 - 0,700}} - \sqrt{\frac{1,050 - 1}{1 - 0,700}} \right) \right] = 16,26 \text{ м}.$$

8. Приймаємо довжину порога водозливу водозабірної споруди 17,00 м.

П.3 Приклад розрахунку 2. Дано: ширина прямокутного призматичного русла $b = 2,40$ м; витрата води в руслі $Q_1 = 24,0$ м³/с, при якій глибина $h_1 = 1,60$ м та швидкість $v_2 = 6,25$ м/с; витрата за водозливом $Q_2 = 20,0$ м³/с; висота порога $p_2 = 0,90$ м; коефіцієнт витрати водозливу $m_b = 0,42$; коефіцієнт змінних мас $\alpha = 1$. Визначити довжину порога водозливу l .

1. Витрата через водозабірну споруду, що надходить в акумулюючу ємність, становить (П.2)

$$Q = 24,0 - 20,0 = 4,0 \text{ м}^3/\text{с}.$$

2. Коефіцієнт скиду через боковий водозлив становить (П.3)

$$\beta = \frac{4,0}{24,0} = 0,167.$$

3. Параметр, який характеризує стан потоку в руслі, дорівнює (П.4)

$$A_1 = 1 + 6,25^2 / (2 \cdot 9,81 \cdot 1,60) = 2,244.$$

Значення параметру $A_1 > 1,5$, тому потік в руслі знаходиться в бурхливому стані.

4. Відносна глибина в кінці порога водозливу $z_2 = h_2/h_1$ визначається з рівняння (П.6)

$$z_2^2(2,244 - z_2) = (2,244 - 1)/(1 - 0,167)^2.$$

Звідки $z_2 = 0,763$ і глибина потоку h_2 в кінці порога водозливу згідно рівняння $z_2 = h_2/h_1$ становить $h_2 = 0,763 \cdot 1,60 = 1,22$ м.

5. Відносна висота порога водозливу (П.7)

$$B = \frac{0,90}{1,60} = 0,563 \text{ м.}$$

6. Довжина порога водозливу складає (П.9)

$$l = \frac{3 \cdot 2,4}{2 \cdot 0,42} \left[\left(\arcsin \frac{2 - 0,763 - 2,244 - 0,563}{2,244 - 0,563} - \arcsin \frac{2 - 2,244 - 0,563}{2,244 - 0,563} \right) + \frac{2(3 \cdot 0,563 - 2 \cdot 2,244)}{3(2,244 - 0,563)} \left(\sqrt{\frac{2,244 - 1}{1 - 0,563}} - \sqrt{\frac{2,244 - 0,763}{0,763 - 0,563}} \right) \right] = 6,70 \text{ м.}$$

7. Приймаємо довжину порога водозливу водозабірної споруди 7,0 м.

ДОДАТОК Р
(довідковий)

ОЦІНКА ПРОПУСКНОЇ ЗДАТНОСТІ РУСЛА

Р.1 Для оцінки пропускної здатності русла та заплави під час проходження паводка чи повені використовують формулу Шезі

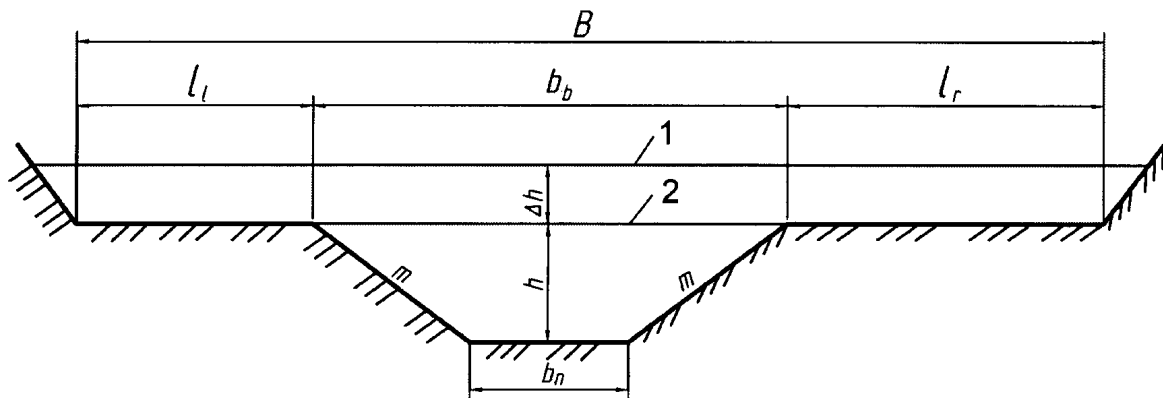
$$Q = A \cdot C \sqrt{R \cdot i}, \quad (\text{P.1})$$

де Q – витрата, м³/с;
 A – площа живого перерізу, м²;
 C – коефіцієнт Шезі, м^{0,5}/с;
 R – гідравлічний радіус, м;
 i – уклон водної поверхні в річці.

Р.2 Площу живого перерізу водного потоку в межах русла визначають, як площу трапеції, а в межах заплави, як площу прямокутника

$$A = (b_n + m \cdot h) \cdot h + B \cdot \Delta h, \quad (\text{P.2})$$

де b_n – ширина русла низом, м;
 B – ширина водного потоку при виході на заплаву, $B = (l_l + B_b + l_r)$, м;
 l_l, l_r – відповідно, ширина лівобережної та правобережної затопленої частини заплави, м;
 B_b – ширина русла по урізу води в межах берегових бровок, м;
 h – глибина води в руслі, м;
 Δh – глибина води на заплаві, м;
 m – коефіцієнт закладання укосів схематизованого русла (рисунок Р.1).



1 – високий рівень води в річці; 2 – побутовий рівень води в річці

Рисунок Р.1 – Схематичний переріз русла і заплави

Р.3 Коефіцієнт Шезі у цьому випадку визначають за формулою

$$C = \frac{0,7}{n} R^{0,167}, \quad (\text{P.3})$$

де n – середньозважений коефіцієнт шорсткості поверхні русла та заплави, по яких протікає паводкова витрата;
 R – гідравлічний радіус, м

$$R = \frac{A}{\chi}, \quad (\text{P.4})$$

де χ – змочений периметр, м.

Р.4 Змочений периметр χ в межах русла визначають за формулою

$$\chi = b_n + 2h\sqrt{1+m^2}, \quad (\text{P.5})$$

при виході водного потоку на заплаву за формулою

$$\chi = b_n + 2h\sqrt{1+m^2} + l_1 + l_2. \quad (\text{P.6})$$

Використовуючи вище наведені залежності виконують розрахунки, за їх результатами будують графік залежності $Q = f(h)$, за яким можна визначати найбільшу глибину потоку, що буде формуватися під час пропуску паводкових витрат різної забезпеченості $Q_i\%$, в тому числі й розрахункової витрати однопроцентної забезпеченості $Q_{1\%}$. Розрахунки проводять до тих пір, доки значення наступної розрахованої витрати буде більше за значення витрати $Q_{1\%}$, ($Q_i > Q_{1\%}$).

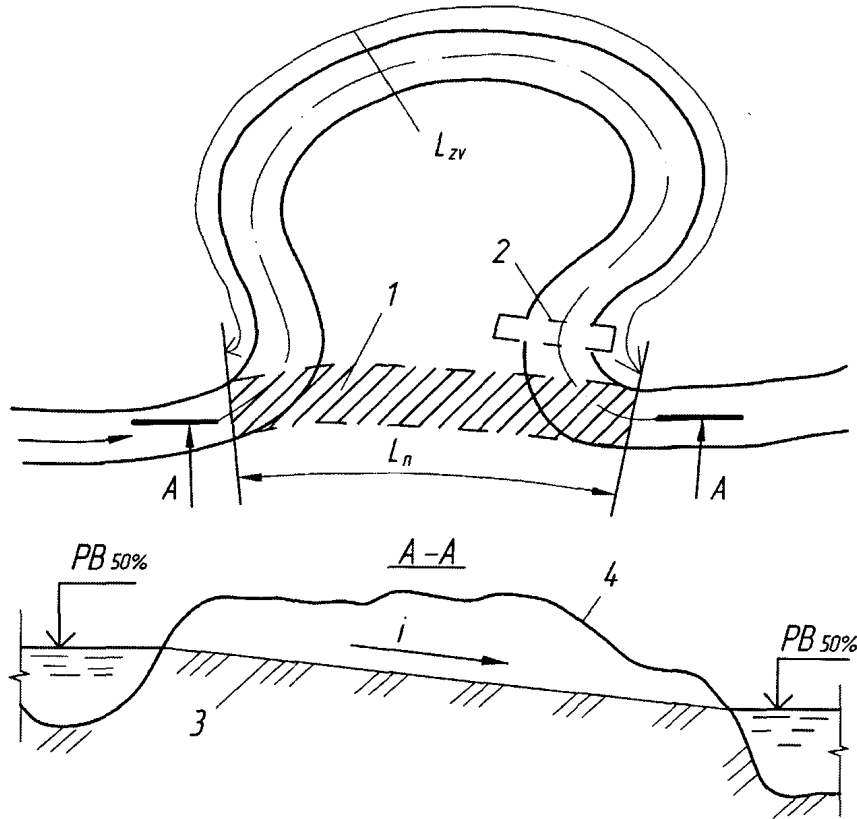
Р.5 Визначають відмітку розрахункового рівня високих вод ($\downarrow PPB$) і на топографічному плані місцевості встановлюють зону можливого затоплення

$$\downarrow PPB = \downarrow_{\text{дна}} + h_i\%. \quad (\text{P.7})$$

ДОДАТОК С
(довідковий)

РОЗРАХУНОК СПРЯМЛЕННЯ РІЧКОВИХ ЗВИВИН

С.1 Розміри прокопу розраховують на пропуск витрати, що проходить в бровках побутового русла, і яка приблизно дорівнює руслоформуєчій витраті з імовірністю перевищення 5-10 %. В розрахунках враховують збільшення уклону в прокопі внаслідок зменшення його довжини в порівнянні з довжиною звивини (рисунок С.1).



1 – прокоп; 2 – загата; 3 – проектна лінія дна прокопу; 4 – існуюча поверхня землі

Рисунок С.1 – Схема спрямлення річкової звивини

С.2 Площу поперечного перерізу прокопу визначають за формулою

$$S_{sr} = \frac{Q_{br}}{V_b \frac{n_{zv}}{n_{spr}} \sqrt{\frac{L_{zv}}{L_{spr}}}}, \quad (C.1)$$

де Q_{br} – витрата в бровках побутового русла з імовірністю перевищення 10 %, м³/с;

V_b – швидкість потоку в побутовому руслі при наповненні його до бровок, м/с;

L_{zv} – довжина звивини, м;

L_{spr} – довжина прокопу, м;

n_{zv} , n_{spr} – коефіцієнти шорсткості русла в межах звивини і спрямленої ділянки русла.

С.3 Середню глибину потоку в прокопі визначають з проектного поздовжнього профілю, як різницю позначок максимальних рівнів води з імовірністю перевищення 10 % і 50 %, а його ширину виходячи з відомих площі та глибини (рисунок С.1).

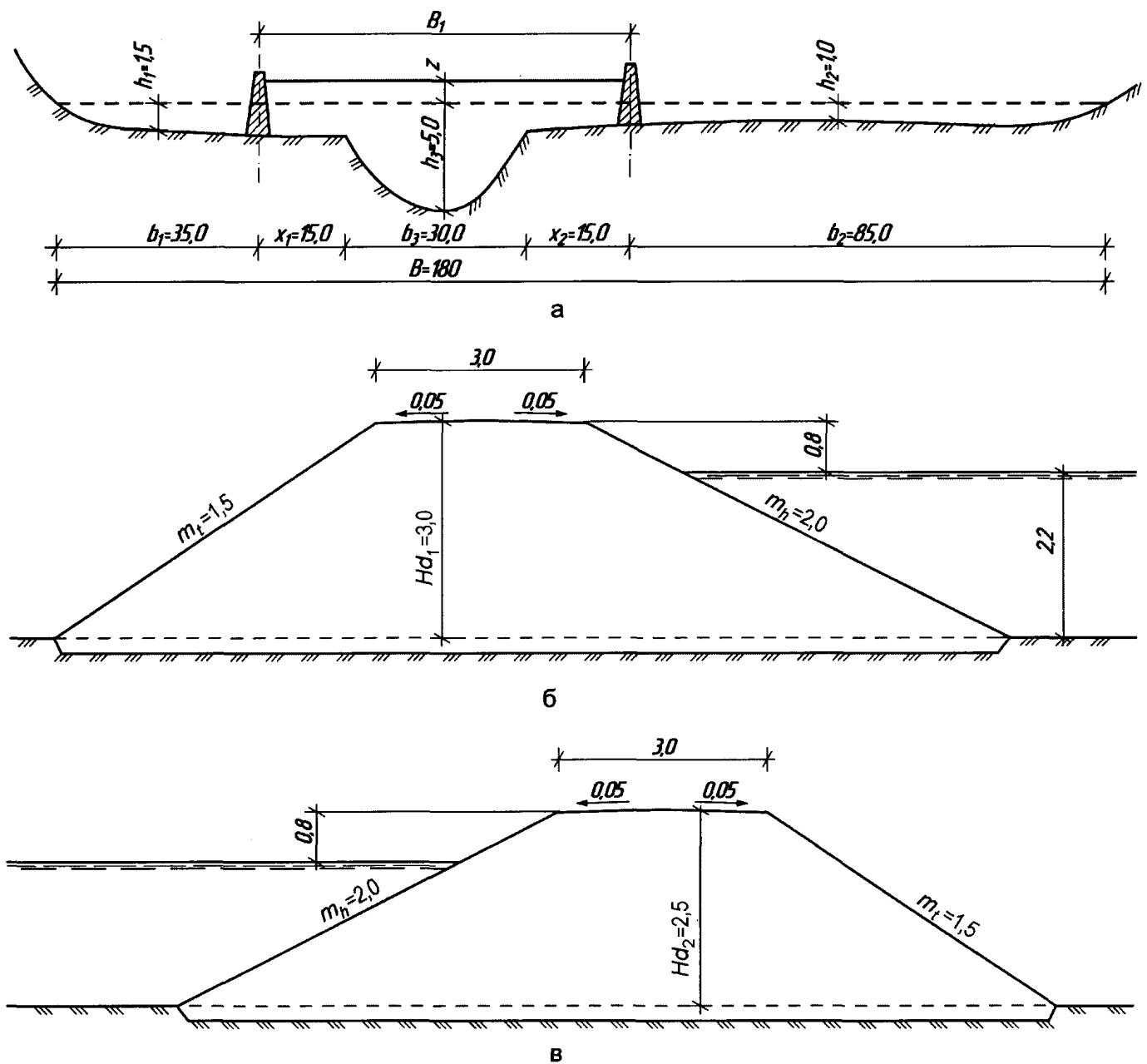
С.4 Для прискорення відкладення наносів на ділянці річки, яку виключають з руслового режиму (в кінці звивини), влаштовують загату з відміткою гребеня не вище відмітки бровок русла.

С.5 Лінія дна прокопу з'єднує рівні води з імовірністю перевищення 50 % на початку і в кінці прокопу (рисунок С.1).

ДОДАТОК Т
(довідковий)

ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ ДАМБ ОБВАЛУВАННЯ

Т.1 Вихідні дані: паводкова витрата 1% забезпеченості $Q_{\max} = 480 \text{ м}^3/\text{с}$, уклон вільної поверхні потоку $l = 0,0006$; коефіцієнти шорсткості: для русла $n_1 = 0,03$, для заплави $n_2 = 0,05$; ширина річки по урізу при середньомеженній витраті $B_0 = 25 \text{ м}$; розміри поперечного перерізу русла та заплави наведені на рисунку Т.1; тіло дамби зводиться із зв'язного ґрунту; розрахункова швидкість вітру в межах ділянки річки $V_w = 12 \text{ м/с}$, довжина розгону хвилі $L = 0,3 \text{ км}$. Необхідно визначити висоту дамби H_d , відстань між дамбами B_1 та глибину розмиву для звуженої дамбами ділянки $h_{\text{роз}}$.



а – загальна схема; б, в – поперечні профілі дамб відповідно лівобережної та правобережної

Рисунок Т.1 – Схема до розрахунку обвалування річки (розміри в метрах)

Т.2 Висота дамби обвалування визначається найвищим рівнем паводка і додатковим його підняттям на величину z при обвалуванні внаслідок стиснення заплави. Величину z визначають гідралічним розрахунком згідно 8.5.7.

Т.3 Швидкості води на заплавах ділянках (рисунок Т.1,а)

$$V_1 = C_1 \cdot \sqrt{h_1 \cdot l} = 21,4 \cdot \sqrt{1,5 \cdot 0,0006} = 0,64 \text{ м/с,}$$

$$V_2 = C_2 \cdot \sqrt{h_2 \cdot l} = 20,0 \cdot \sqrt{1,0 \cdot 0,0006} = 0,50 \text{ м/с.}$$

Швидкість води у руслі (рисунок Т.1,а)

$$V_3 = C_3 \cdot \sqrt{h_3 \cdot l} = 43,5 \cdot \sqrt{5,0 \cdot 0,0006} = 2,40 \text{ м/с.}$$

Коефіцієнти Шезі C визначені за формулою Маннінга $C = \frac{1}{n} \cdot R^{0,167}$

$$C_1 = \frac{1}{0,05} \cdot 1,5^{0,167} = 21,4 \text{ м}^{0,5}/\text{с,}$$

$$C_2 = \frac{1}{0,05} \cdot 1,0^{0,167} = 20,0 \text{ м}^{0,5}/\text{с,}$$

$$C_3 = \frac{1}{0,03} \cdot 5,0^{0,167} = 43,5 \text{ м}^{0,5}/\text{с.}$$

Враховуючи можливе збільшення швидкості течії в звуженому руслі порівняно з побутовим на 25 %, z знаходиться за формулою (8.4)

$$z = 0,8 \cdot \frac{1,5 \cdot 35 \cdot 0,64 + 1 \cdot 85 \cdot 0,5}{15 \cdot 0,64 + 30 \cdot 2,4 + 15 \cdot 0,5} = 0,70 \text{ м.}$$

Т.4 Запас у висоті гребеня греблі h_s визначається за залежністю (8.2). Для дамб класу наслідків (відповідальності) СС1 при наближених розрахунках в формулі (8.2) $h_s = h_{run1\%} + \Delta h_{set} + \alpha$ висота накопчування вітрової хвилі на укіс $h_{run1\%}$ замінюється на висоту хвилі h , яку наближено можна визначити за формулою В.Г. Андріянова [11]

$$h = 0,0208 \cdot V_w^{5/4} \cdot L^{1/3} = 0,0208 \cdot 12^{5/4} \cdot 0,18^{1/3} = 0,26 \text{ м.}$$

Величина запасу α приймається 0,5 м.

Величиною Δh_{set} при невеликій довжині розгону хвилі $L = 0,3$ км, як правило, нехтують.

Тоді

$$h_s = 0,26 + 0 + 0,5 = 0,8 \text{ м.}$$

Висота дамб визначається за формулою (8.3) $H_d = h_d + h_s + z$.

Тоді

$$H_{d1} = 1,5 + 0,8 + 0,7 = 3,0 \text{ м (рисунок Т.1,а),}$$

$$H_{d2} = 1,0 + 0,8 + 0,7 = 2,5 \text{ м (рисунок Т.1,б).}$$

Т.5 Поперечний профіль дамб проектують, керуючись загальними правилами проектування земляних гребель з урахуванням місцевих особливостей, умов роботи та експлуатації згідно ДБН В.2.4-20.

Коефіцієнти закладання укосів незатоплюваних дамб для зв'язних ґрунтів приймають: верхового $m_h = 2,0$ і низового $m_t = 1,5$ (рисунок Т.1,б,в).

Т.6 На рівнинних річках із заплавами відстань між дамбами обвалування B_1 повинна бути не менше ширини річки і смуги заплави, в межах якої відбуваються планові деформації.

Відстань між дамбами обвалування B_1 визначається за формулою С.Т Алтуніна

$$B_1 = (1+k)B_0,$$

де k – коефіцієнт рівний 1,4.

Тоді

$$B_1 = (1+1,4) \cdot 25 = 60 \text{ м}$$

Т.7 Орієнтовну глибину води в місці розмиву звуженої ділянки русла визначаємо за формулою А.Ф. Печурова за умови сталості витрати потоку і витрати наносів вздовж заданої ділянки річки при звуженні або розширенні потоку

$$H_{сер} = h_{сер} \left(\frac{B}{B_1} \right)^{0,75}, \quad (Т.1)$$

де $h_{сер}$ – середня глибини потоку в побутовому руслі до його стиснення дамбами, м.

При визначенні $h_{сер}$ необхідно врахувати середні значення шорсткості русла і заплави, які можна визначити за формулою М.М. Павловського

$$n_{сер} = \sqrt{\frac{n_1^2 + \alpha_2 n_2^2}{1 + \alpha_2}}, \quad (Т.2)$$

де n_1 і n_2 – коефіцієнти шорсткості відповідно русла і заплави. Значення α_2 і $h_{сер}$ визначаємо за формулами

$$\alpha_2 = \frac{\chi_n}{\chi_p} \cong \frac{b_1 + x_1 + b_2 + x_2}{b_3}; \quad (Т.3)$$

$$h_{сер} = \left(\frac{Q_{1\%} \cdot n_{сер}}{B \cdot \sqrt{I}} \right)^{0,6}. \quad (Т.4)$$

Визначаємо $n_{сер}$, α_2 і $h_{сер}$

$$n_{сер} = \sqrt{\frac{0,03^2 + 5 \cdot 0,05^2}{1+5}} = 0,047;$$

$$\alpha_2 = \frac{35 + 15 + 85 + 15}{30} = 5;$$

$$h_{сер} = \left(\frac{480 \cdot 0,047}{180 \cdot \sqrt{0,0006}} \right)^{0,6} = 5,1^{0,6} = 2,65 \text{ м.}$$

Підставляючи $h_{сер}$ у формулу (Т.1), отримаємо

$$H_{сер} = 2,65 \left(\frac{180}{60} \right)^{0,75} = 2,65 \cdot 2,27 = 6,0 \text{ м.}$$

Дійсна середня глибина після стиснення потоку становитиме

$$h'_{сер} = \left(\frac{Q_{1\%} \cdot n'_{сер}}{B' \cdot \sqrt{I}} \right)^{0,6} = \left(\frac{480 \cdot 0,041}{60 \cdot \sqrt{0,0006}} \right)^{0,6} \cong 5,0 \text{ м,}$$

де

$$n'_{сер} = \sqrt{\frac{0,03^2 + 1 \cdot 0,005^2}{1+1}} = 0,041;$$

$$\alpha_2 = \frac{x_1 + x_2}{b_3} = \frac{15 + 15}{30} = 1,0.$$

Таким чином, середня глибина розмиву для звуженої ділянки річки дамбами буде дорівнювати

$$h_{роз} = H_{сер} - h'_{сер} = 6,0 - 5,0 = 1,0 \text{ м.}$$

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Рекомендации по расчету систем сбора, отведения и очистки поверхностного стока с сели-тебных территорий, площадок предприятий и определению условий выпуска его в водные объекты. – М: ОАО "НИИ ВОДГЕО", 2014. – 88 с.
2. СОУ ЖКГ 04.08-006:2010 Дренажі променеві для захисту від підтоплення територій та споруд
3. СОУ ЖКГ 41.00-35077234. 0018:2009 Улаштування поверхневого водовідведення на терито-ріях міст і селищ. Попередження підтопленню територій.
4. Справочник для проектирования, строительства и эксплуатации водопроницаемых систем укрепления грунта из элементов ТТЕ® производства компании HÜBNER-LEE. – М., 2013. – 27 с.
5. Абрамов С.К. Подземные дренажи в промышленном и городском строительстве. – М: Гос-стройиздат, 1960 – 239 с.
6. Прогнозы подтопления и расчет дренажных систем на застраиваемых и застроенных терри-ториях – М: Стройиздат, 1991 – 272 с.
7. Методичні рекомендації щодо ведення моніторингу рівнів підземних вод на територіях міст та селищ (Затверджено наказом Міністерства з питань житлово-комунального господарства України 15.09.2010 № 334).
8. Лукиных А.А, Лукиных Н.А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формулах Н.Н. Павловского. – М. : Стройиздат, 1974. – 156 с.
9. Ткачук О.А. Умови формування дренажних витрат, що поступають у систему дощового водовідведення після інфільтраційних майданчиків / О.А. Ткачук, О.В. Шевчук // Вісник НУВГП. Технічні науки: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – Вип. 1(73). – С. 100-105.
10. Основи гідромеліорацій: навч. Посібник / А.М. Рокочинський, Г.І. Сапсай, В.Г. Муранов [та ін.]; за ред. А.М. Рокочинського – Рівне: НУВГП, 2014. – 255 с.
11. ВБН В.2.4-33-2.3-03-2000 Регулювання русел. Норми проектування. – К.: Держводгосп України, 2000 – 150 с.
12. Посібник до ДБН В.2.4-1-99 Меліоративні системи і споруди. Вказівки щодо проектування напірних земляних споруд водогосподарського і меліоративного призначення. – К.: Держком-водгосп України, ВАТ "Укрводпроект", 2006. – 124 с.
13. ВНД-33-5.2-02-98 Методика визначення зон можливого затоплення на річках України. – К.: Держводгосп України, 1998 – 14 с.
14. Посібник до СНиП 2.06.15-85 Інженерний захист територій від затоплення і підтоплення. Інженерний захист сільських поселень і земель сільськогосподарського призначення від затоплення і підтоплення. – К.: ВАТ "Укрводпроект", 2000. – 75 с.
15. Посібник до ДБН В.2.4-1-99 Меліоративні системи і споруди. Розрахунки фільтраційної стій-кості насипних гребель. – К.: Держкомводгосп України, ВАТ "Укрводпроект", 2007. – 180 с.
16. Методические рекомендации по сбору инженерно-геологической информации и использо-ванию табличных геотехнических данных при проектировании земляного полотна автомо-бильных дорог. М: Союздорпроект, 1981. – 30 с.
17. ВНД 33-5.5-14-03 Річки гірські. Регулювання русел та догляд: – [Чинний від 2003-01-21]. – К.: Держкомводгосп України, 2003. – 69 с.
18. Водний кодекс України : за станом на 6 черв. 1995 р. / Верховна Рада України. – Офіц. вид. – К.: Парлам. вид-во, 1995.

19. Посібник до ДБН В.2.4-1-99 Інструкція щодо виконання комплексу вишукувальних робіт для обґрунтування рекомендації польдерних систем. – К.: Держкомводгосп України, ВАТ "Укрводпроект", 2003. – 53 с.
20. Посібник до ДБН В.2.4-1-99 Проектування та реконструкція польдерних систем з урахуванням захисту населених пунктів і сільгоспугідь від повеней та паводків. – К.: Держкомводгосп України, ВАТ "Укрводпроект", 2004. – 121 с.
21. ГБН В.2.3-37641918-544:2014 Застосування геотекстильних матеріалів у дорожніх конструкціях. – К.: ТОВ "Гідрозахист", 2014. 141 с.
22. Методика розрахунку руслоформуєчих витрат на гірських річках України. – К.: Держкомводгосп, 2007. – 25 с.
23. Навоян Х.А. Примеры гидравлических расчетов водопропускных сооружений / Х.А. Навоян. – К.: Будівельник, 1975 – 150 с.
24. РМД 50-06-2009 Дренажи в проектировании зданий и сооружений – С.-П.
25. ТКП 45-5.01-255-2012 (02250) Защита подземных сооружений от воздействия грунтовых вод (Белоруссия).
26. ТКП 45-2.03-224-2010 (02250) Инженерная защита территории от затопления и подтопления (Белорусия).
27. Пособие к СНиП 2.04.02-84 Пособие по проектированию сооружений для забора поверхностных вод.
28. ТУ У В.2.7-20.1-21483639-004:2016 Габіони "ТРИТОН" – Геосинтетичні гнучкі. Технічні умови

Код УКНД 13.200; 91.120.01; 93.010

Ключові слова: підтоплення, затоплення, інженерний захист об'єктів, інфільтраційний майданчик, дамби обвалування, регуляційна (виправна) траса, кріплення укосів, поверхневий стік, підземний стік, дренаж