

Міністерство освіти і науки України
Інженерний навчально-науковий інститут
імені Ю.М. Потебні
Запорізького національного університету

О.Г. Добровольська

**Гідротехнічні будівельні об'єкти в архітектурному
міському середовищі**

Навчально-методичний посібник
для здобувачів ступеня вищої освіти бакалавра
спеціальності G17 "Архітектура та містобудування" освітньо-професійної
програми
"Архітектура та містобудування"

Затверджено
вченою радою ЗНУ
Протокол № від

Запоріжжя
2024

628.1 Добровольська О.Г., Гідротехнічні будівельні об'єкти в архітектурному міському середовищі : навчально-методичний посібник для здобувачів ступеня вищої освіти бакалавра спеціальності G17 "Архітектура та містобудування" освітньо-професійної програми "Архітектура та містобудування" Запоріжжя : ЗНУ, 20 22. 135 с.

У навчально-методичному посібнику подано в систематизованому вигляді програмний матеріал дисципліни «Гідротехнічні будівельні об'єкти в архітектурному міському середовищі», основну номенклатуру інженерного обладнання, питання влаштування, призначення, монтажу та експлуатації конструктивні особливості та методи розрахунку гідротехнічних споруд, подається лекційний матеріал з дисципліни, довідкові матеріали, питання для модульного тестування. Містить ілюстративний (рисунки, схеми) і табличний матеріали. Наведені приклади розв'язання типових задач з детальними поясненнями.

Для здобувачів ступеня вищої освіти бакалавра спеціальності G17 "Архітектура та містобудування" освітньо-професійної програми "Архітектура та містобудування".

Рецензенти

В. А. Банах, доктор технічних наук, проректор з науково-педагогічної роботи та технічної освіти Запорізького національного університету

Є. А. Манідіна, кандидат технічних наук, доцент кафедри прикладної екології та охорони праці Запорізького національного університету

Відповідальний за випуск

А. В. Банах, кандидат технічних наук, доцент, завідувач кафедри міського будівництва і архітектури

ЗМІСТ

	стор.
Вступ.....	4
Частина 1 Конспект лекцій	
Тема 1. Загальні відомості про гідротехнічні споруди.....	5
Тема 2. Греблі земляні з крупно уламкових ґрунтів та інші.....	17
Тема 3. Бетонні і залізобетонні греблі	27
Тема 4. Канали та споруди на них	45
Тема 5. Регулювальні споруди	61
Тема 6. Судноплавні лісо- і рибопропускні споруди	70
Тема 7. Відстійники. Експлуатація та ремонт ГТС	82
Частина 2 Практичні заняття	95
Практичне заняття № 1	95
Практичне заняття № 2	105
Практичні заняття № 3, 4.....	117
Практичне заняття № 5	129
Практичні заняття № 6, 7.....	139
Практичне заняття № 8	148
Питання до модульного тестування	157
Література	159

Вступ

Навчально-методичний посібник з дисципліни „Гідротехнічні споруди” написаний для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» освітньо-професійної програми «Міські інженерні мережі».

В навчально-методичному посібнику подається лекційний матеріал з дисципліни, наведені приклади розрахунку гідротехнічних споруд, довідкові матеріали, індивідуальні завдання для практичних занять, питання для модульного тестування.

В лекційному курсі з дисципліни розглянуті конструктивні особливості та методи розрахунку різних внутрісистемних та річкових гідротехнічних споруд: гребель, водопропускних споруд, каналів та споруд на них, гідротехнічних тунелів, судноплавних, лісопропускних споруд, також розглянуті питання експлуатації гідротехнічних споруд. Після кожної теми лекції подаються контрольні запитання.

Для виконання практичного заняття подаються короткі теоретичні відомості щодо теми заняття, подається приклад розв'язання завдання а також варіанти індивідуальних завдань.

Запитання для модульного тестування складені за тематикою лекційного курсу згідно з модульною робочою навчальною програмою дисципліни.

ЧАСТИНА 1 КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

Тема 1. Загальні відомості про гідротехнічні споруди

1. Поняття про гідротехнічні споруди (ГТС) та їх класифікація.
2. Особливості та умови роботи ГТС.
3. Елементи флютбетів. Задачі фільтраційних розрахунків.
4. Теоретичні методи розрахунку фільтрації.

1. Гідротехнічні споруди (ГТС) – це інженерні споруди, які призначені для використання водних ресурсів або для попередження шкідливої дії води на навколишнє середовище (водопілля, селі). Взагалі існує більше 100 типів ГТС.

За місцем розташування ГТС розділяються на річкові, морські, озерні, ставкові, підземні, внутрішні системи.

За характером функцій, що виконуються, розрізняються наступні види ГТС: водонапірні – для створення напору води (греблі, дамби); водозабірні – для забору води з водотоків та водойм; водопровідні – для подачі води до місця її споживання (тунелі, лотки, канали); водоскидні – для корисних пропусків у нижній б'єф, для скидання надлишкової води (глибинні і сифонні водоскиди); регуляційні – для регулювання дії хвиль та течій на береги водойм, для укріплення берегів, регулювання взаємодії річкового потоку з руслом (струминонапрямні дамби, шпори).

За умовами використання ГТС у відповідності із нормами [1] діляться на постійні і тимчасові. Постійні використовуються при постійній експлуатації об'єкта, тимчасові лише в період його будівництва або ремонту. Постійні ГТС поділяються на основні та другорядні. До основних відносяться ГТС, ремонт або аварія яких призводить до повної зупинки об'єкта (канали, греблі, водоскиди, будівлі гідроелектростанцій), а до другорядних – ГТС, та їх частини, зупинення яких не веде до важких наслідків (службові містки, ремонтні затвори).

За цільовим призначенням ГТС поділяються на дві групи: загального призначення і спеціальні. Споруди загального призначення використовуються для

потреб різних галузей водного господарства, до таких споруд відносяться водопровідні, водонапірні, регуляційні споруди. Спеціальні ГТС використовуються для потреб будь-якої однієї галузі. Розрізняють спеціальні ГТС: водно-транспортні (шлюзи, канали, хвилеломи); меліоративні (насосні станції, канали, які призначені для обводнення і осушення земель); лісосплавні (запані, бони, колодоспуски); рибогосподарські (рибоводні ставки, рибоходи); для водопостачання та водовідведення (водозабори, очисні споруди); для створення шламонакопичувачів та хвостовищ (водоскиди, дамби); для боротьби з повеннями, селями, ерозією ґрунтів (зливоспуски, захисні дамби); водноенергетичні (будівлі гідроелектростанцій).

За капітальністю всі постійні ГТС діляться на 4 класи, а тимчасові відносяться до V класу. Клас капітальності споруд встановлюється в залежності від їх народногосподарського значення з врахуванням наслідків аварії на них чи порушень експлуатації.

Окремі типи ГТС класифікуються по висоті і за конструктивними прикметами. ГТС розділяються також за основним матеріалом, який використовується для будівництва (земляні, кам'яні, бетонні, сталеві, дерев'яні).

2. Вода чинить на ГТС механічну, фізико-хімічну і біологічну дію.

Механічна дія проявляється у вигляді статичних і механічних навантажень, що повинно враховуватись при будівництві, в першу чергу, підпірних ГТС, які після заповнення водосховища опиняються під тиском води (гідростатичний тиск, діючий в горизонтальному напрямку, намагається зсунути або перекинути споруду). Природний режим руслового потоку та ґрунтових вод змінюється у верхньому та нижньому б'єфах. Так швидкість течії у водосховищі значно зменшується із збільшенням глибини, але на підході до водоскидних споруд вона збільшується і може викликати розмиви дна у верхньому б'єфі (наприклад, така ситуація може виникнути при пропусканні води через донні отвори), що потребує влаштування кріплень перед спорудою. Динамічні навантаження виникають при проходженні потоку з великими швидкостями (20-30 м/с) через водозлив: в нижньому б'єфі енергія потоку може викликати розмиви ґрунтів основи. В таких випадках необхідні захисні заходи: влаштування водобою, рисберми. Динамічні

навантаження виникають також при ударі хвиль, при русі фільтраційного потоку у тілі споруди, під час землетрусу. В зимовий період статичні навантаження можуть виникнути при термічному розширенні суцільного крижаного покриву, при навалі крижаних полів під дією вітру і течії. При фільтрації води в основі споруди виникає так званий протитиск – фільтраційний тиск, направлений знизу вгору, який зменшує опір зсуву споруди.

Фізико-хімічна дія води викликає руйнування металевих елементів внаслідок корозії; кавітацію яка може виникати в зонах, де потік обтікає споруду з великими швидкостями і утворюється вакуум; хімічну суфозію в ґрунтах, які містять легкокорозійні речовини.

Біологічна дія води зумовлена життєдіяльністю різних мікроорганізмів, що в ній існують. В результаті може відбуватися гниття дерев'яних елементів, заростання трубопроводів, тощо.

Будівництво ГТС суттєво впливає на природні умови навколишніх територій. Поява великих водосховищ, розповсюдження підпору від гідровузлів на десятки кілометрів вгору за течією змінюють рослинний та тваринний світ і навіть клімат.

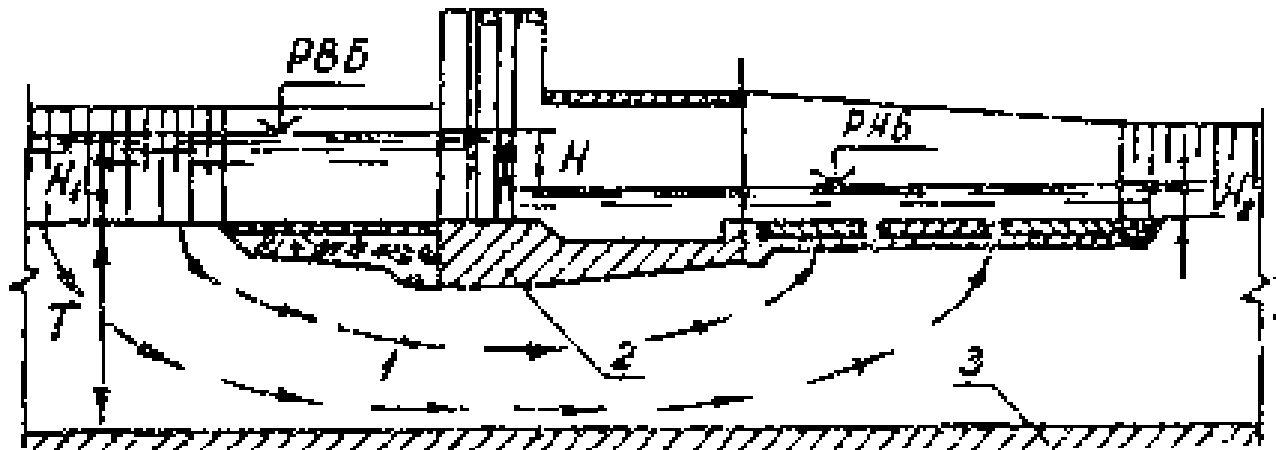
Аварія великої споруди може привести до значних негативних наслідків. Відомі аварії ГТС різного типу були викликані в основному наступними причинами: переливом води через гребінь; хімічною суфозією; деформацією і сповзанням укосів гребель; зосередженою фільтрацією крізь тіло споруди чи основу.

ГТС мають ряд особливостей, пов'язаних з виконанням робіт при їх спорудженні. Це пов'язується з великим вантажообігом. Гідротехнічне будівництво відрізняється масовістю основних робіт: земельно-скельні, бетонні роботи за вартістю і трудомісткістю складають до 80% від загального об'єму робіт.

3. ГТС, яка створює різницю рівнів в б'єфах і має водопроникну основу, викликає рух ґрунтового потоку, як в основі споруди, так і в її обхід.

Якщо споруда водонепроникна (з бетону або залізобетону), а ґрунт, на якому вона розташована, легкопроникний, то ґрунтовий потік не має вільної

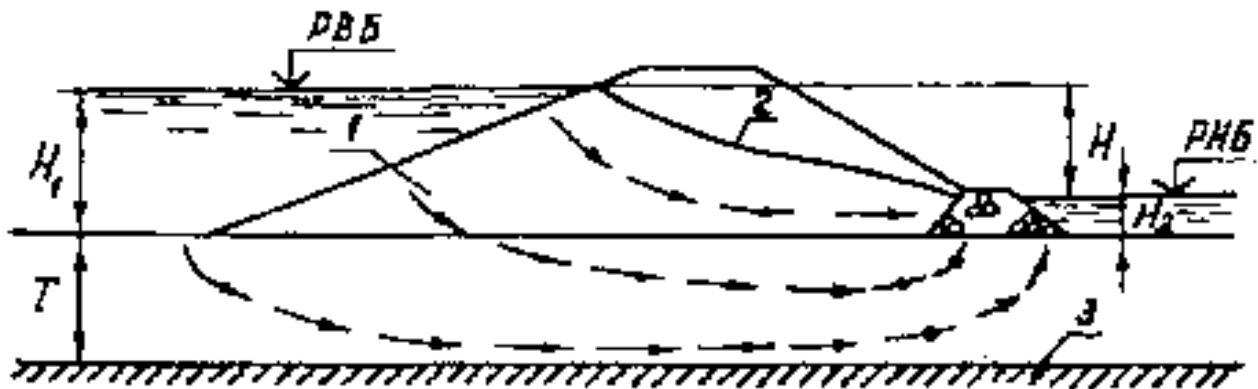
поверхні і буде напірним (рис. 1.1.1).



1 – область фільтрації, 2 – підшва споруди, 3 – водоупор.

Рисунок 1.1.1 – Напірний рух фільтраційного потоку в основі споруди

Якщо споруда фільтруюча (земляна гребля, дамба), то в такому випадку вода проходить через тіло споруди, при цьому виникає вільна поверхня ґрунтового потоку і рух буде безнапірний (рис. 1.1.2).



1 – область фільтрації, 2 – крива депресії, 3 – водоупор.

Рисунок 1.1.2 – Безнапірний рух фільтраційного потоку

Флютбет складає частину ГТС, призначену для створення штучного русла для відкритого потоку і для гасіння напору фільтраційного потоку.

В річкових спорудах складовими частинами флютбету є понур, тіло греблі, водобій, рисберма і кінцева частина кріплення (рис. 1.1.3).

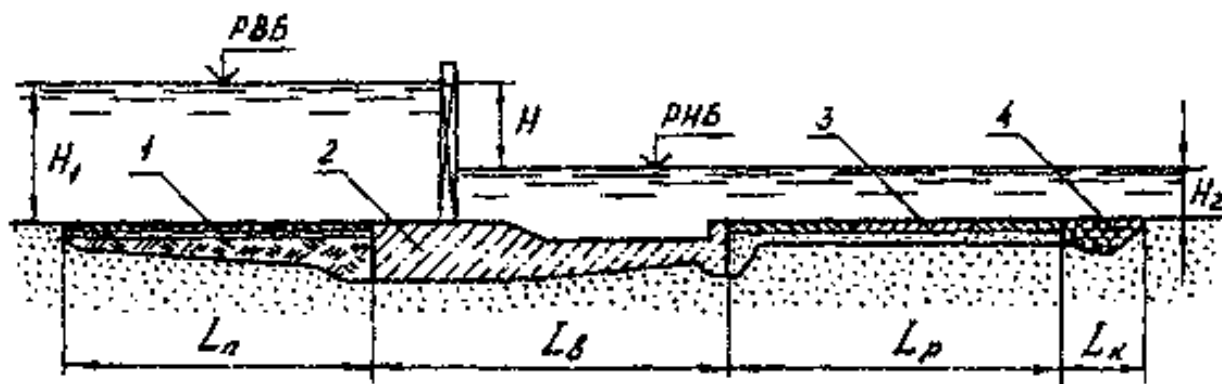


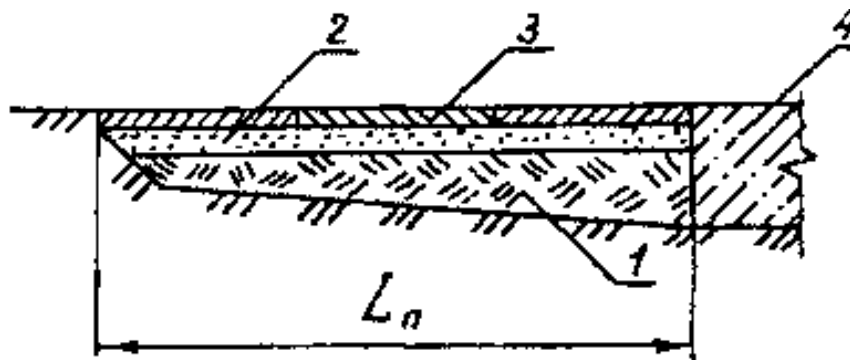
Рисунок 1.1.3 – Складові частини флютбету низьконапірної гідротехнічної споруди на каналі:

1 – понур; 2 – водобій; 3 – рисберма; 4 – кінцева частина.

Лінія поверхні води в ґрунтовому тілі споруди називається депресійною кривою або кривою депресії.

В більшості ГТС водозливний поріг і водобій об'єднуються в одну масивну плиту (вважається, що флютбет складається з понура, водобою, рисберми, кінцевої частини кріплення). В окремих спорудах тіло греблі може бути відсутнє, і замість нього тільки низький поріг.

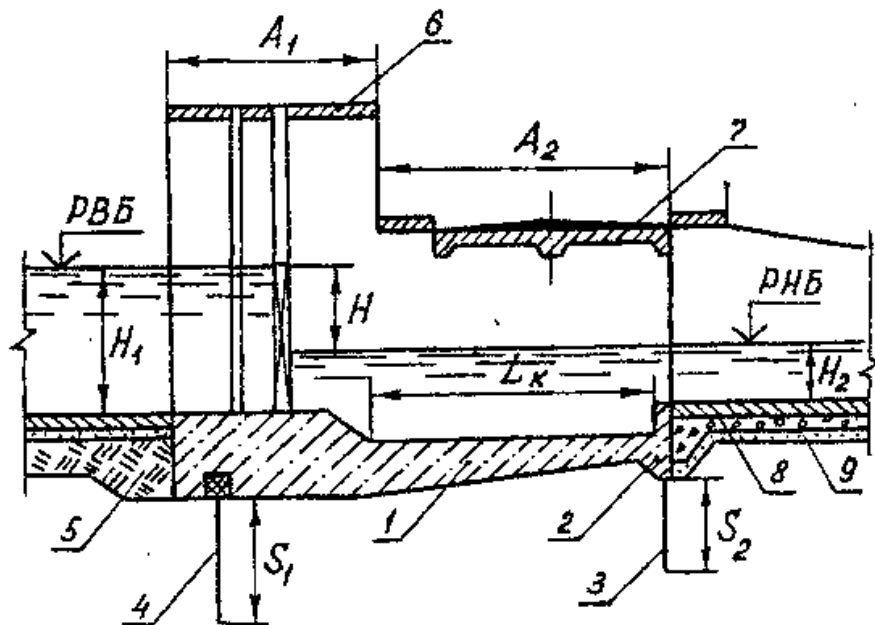
Понур – це елемент флютбета, який за рахунок збільшення шляху фільтраційного потоку гасить частину діючого напору. В низьконапірних спорудах влаштовується з ґрунтових матеріалів, а в більш відповідальних – з бетону, залізобетону, полімерних матеріалів. Довжина понура при попередньому компонуванні флютбету вибирається з умови погашення частини фільтраційного напору. Для попередження розливу ґрунтовий понур покривається зверху бетонними (залізобетонними) плитами. Товщина понура приймається конструктивно, потім уточнюється фільтраційними розрахунками.



1 – ущільнений ґрунт; 2 – шар піску; 3 – залізобетонні плити; 4 – водобій

Рисунок 1.1.4 – Конструкція понура

Водобій – основний елемент флютбету, який створює безпечні умови протіканні води через споруду при підвищених швидкостях в зоні стрибкового спряження б'єфів і гасить напір фільтраційного потоку. В конструктивному відношенні це досить масивна водонепроникна плита. На початку і в кінці водобійної плити влаштовуються потовщення (верхові та низові зуб'я) для збільшення довжини підземного контуру і зменшення градієнтів фільтраційного потоку. Збільшення довжини підземного контуру досягається влаштуванням шпунтових рядів, відстань між ними приймається не менше суми їх глибини занурення.



- 1 – водобійна плита; 2 – низовий зуб; 3 – вихідний шпунт;
 4 – королівий шпунт; 5 – понур; 6 – службовий міст;
 7 – проїжджий міст; 8 – рисберма; 9 – зворотний фільтр.

Рисунок 1.1.5 – Конструкція водобою

Рисберма – необхідна для вирішення наступних задач:

- 1) створення вільного виходу фільтраційного потоку (вона повинна бути водопроникною);
- 2) захищати русло за водобоем від розмиву поверхневим потоком;
- 3) гальмувати придонні швидкості поверхневого потоку;
- 4) захищати ґрунт, на якому вона розташована, від розмиву підземних потоком.

Виконується з бетонних та залізобетонних плит. Довжина рисберми повинна бути достатньою для гасіння швидкостей вихідного потоку до безпечних величин на розмив у відповідному руслі.

Підземний контур споруди – це лінія контакту (поверхня контакту) всієї підземної частини флютбету з ґрунтом основи. У відповідності з призначенням підземний контур має водонепроникні і водопроникні частини. В спорудах середнього і високого напору водонепроникними частинами є понур і тіло греблі, а водобій та рисберма з кінцем кріпленням – водопроникні. Водонепроникними частинами в низьконапірних спорудах (де тіло греблі може бути відсутнім) є понур та водобій, а водопроникними – рисберма з кінцевим кріпленням.

Проектування підземного контуру виконується таким чином, щоб він міг зменшити фільтраційну витрату під спорудою, знизити вихідну швидкість фільтрації і зменшити розрахункові значення тиску на флютбет до безпечних величин.

4. При розгляді теоретичних методів розрахунку М.М. Павловським [2] прийняті такі положення і обмеження:

- 1) водопроникна основа однорідна і фільтрація в ній підкоряється закону Дарсі;
- 2) рух фільтраційного потоку усталений і розглядається двовірна задача.

Ґрунтовий потік характеризується сімейством ліній течії S , виберемо елементарну струминку і запишемо вираз для п'єзометричного напору:

$$h = p_a / \rho g - y_a, \quad (1.1.1)$$

де y_a – вертикальна ордината центра ваги струминки;

p_a – тиск в точці.

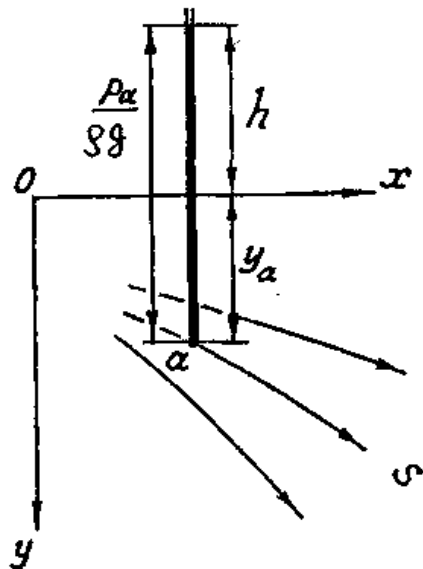


Рисунок 1.1.6 – Плоска картина руху ґрунтового потоку

$h=f(x;y)$ - напір h в загальному випадку неоднаковий в різних точках області фільтрації. Тому величину h називають напірною функцією. Для вибраної точки п'єзометричний ухил при плоскому усталеному русі потоку уздовж осі O_x буде:

$$J_x = - \partial h / \partial x \quad (1.1.2)$$

а вздовж осі O_y :

$$J_y = - \partial h / \partial y, \quad (1.1.3)$$

Компоненти швидкості відповідно до закону Дарсі у вибраній точці будуть:

$$U_x = - k J_x, \quad U_y = - k J_y, \quad (1.1.4)$$

де k – коефіцієнт фільтрації ґрунту основи.

$$U_x = - k \frac{\partial h}{\partial x}, \quad U_y = - k \frac{\partial h}{\partial y}. \quad (1.1.5)$$

Якщо продиференціювати вирази (1.1.5) в частинних похідних, то отримаємо:

$$\frac{\partial U_x}{\partial x} = -k \frac{\partial^2 h}{\partial x^2}; \quad \frac{\partial U_y}{\partial y} = -k \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \quad (1.1.6)$$

Підставивши в рівняння нерозривності

$$\frac{\partial U_x}{\partial x} + \frac{\partial U_y}{\partial y} = 0 \quad (1.1.7)$$

складові з рівняння (1.1.6) і скоротив величину k , отримаємо

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (1.1.8)$$

Рівняння виду (1.1.8) називають *рівнянням Лапласа*.

Таким чином, в усіх точках області фільтрації сума других частинних похідних від h по x і по y повинна дорівнювати нулю. Функція, яка має таку властивість, називається гармонічною.

Введемо позначення:

$$\varphi = -k h, \quad (1.1.9)$$

то φ , як і h залежить від координат:

$$\varphi = \varphi(x, y) \quad (1.1.10)$$

Користуючись (1.1.9) рівнянням (1.5) можна записати:

$$U_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x}; \quad U_y = \frac{\partial \varphi}{\partial y}. \quad (1.1.11)$$

Тобто U_x, U_y є частинними похідними по відповідних координатах функції φ , яка залежить тільки від координат. Висновок: ламінарний рух ґрунтових вод є рухом потенціальним (безвихоревим).

Рівняння $\varphi(x, y) = \text{const}$ дає криву, у всіх точках якої потенціал швидкості однаковий, $\varphi = \text{const}$. Така крива називається лінією рівного потенціалу або еквіпотенціаллю.

Якщо вибрати спряжену з φ функцією ψ , то вона теж є гармонічною в області фільтрації, тобто

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0 \quad (1.1.12)$$

це рівняння

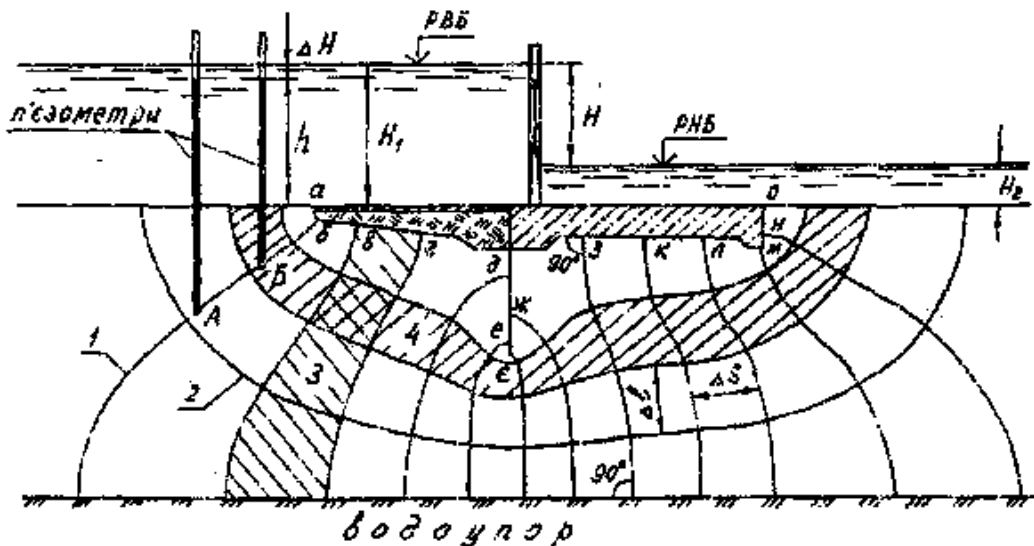
$$\psi(x, y) = \text{const} \quad (1.1.13)$$

дає криву, яка називається лінією течії.

Функції φ і ψ , виражені графічно, утворюють взаємно ортогональну сітку, яка називається гідродинамічною сіткою.

Вона складається з двох систем ліній: еквіпотенціалей (ліній рівних напорів) і ліній течій, які при усталеній фільтрації є траєкторіями руху частинок рідини.

Сукупність ліній рівного напору проходить від підземного контуру до водоупору, а сукупність ліній течії – від поверхні дна верхнього б'єфа до поверхні дна нижнього б'єфа. При цьому підземний контур є першою лінією течії, а водоупор останньою (рис. 1.1.7).



1 – лінія рівного напору; 2 – лінія течії; 3 – пояс тиску; 4 – стрічка витрати.

Рисунок 1.1.7 – Гідродинамічна сітка

За допомогою гідродинамічної сітки можна визначити всі параметри фільтраційного потоку.

Лінія рівного напору розраховується за залежністю:

$$h_x = H - n \frac{H}{n_n}, \quad (1.1.14)$$

де n – порядковий номер ліній рівного напору.

Потім будується епюра фільтраційних напорів на підземний контур споруди. На проекції підземного контуру знаходяться точки перетину ліній рівного напору з підземним контуром споруди і відкладаються значення відповідних ординат напорів (рис. 1.1.8). Напір в будь-якій точці визначається шляхом інтерполяції між відмінними лініями рівних напорів.

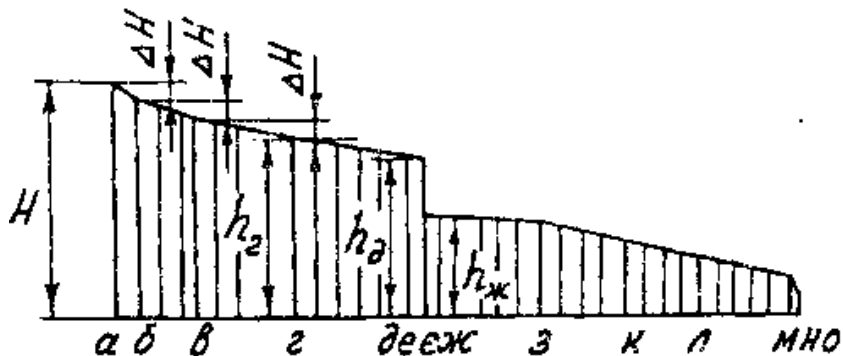


Рисунок 1.1.8 – Епюра фільтраційних напорів на флутбет, побудована за допомогою гідродинамічної сітки

Для визначення градієнта напору в довільно вибраній точці М через неї проводиться допоміжна лінія течії (аб) довжиною ΔS . Значення градієнта напору визначається за залежністю:

$$J_M = \frac{(h + \Delta h) - h}{\Delta S} = \frac{\Delta h}{\Delta S}, \quad (1.1.15)$$

де $h + \Delta h$ і h – значення напорів на лініях рівних напорів, найближчих до т.М.

Швидкість фільтрації:

$$v_M = k J_M = k \frac{\Delta h}{\Delta S}, \quad (1.1.16)$$

де k – коефіцієнт фільтрації ґрунту основи.

Для визначення швидкостей на лінії дна нижнього б'єфа будується еюра вихідних градієнтів.

Для визначення фільтраційної витрати вибирається криволінійний квадрат гідродинамічної сітки розмірами ΔS_1 і ΔS_2 на лініях течій і розмірами Δl_1 і Δl_2 на лініях рівного напору (рис. 1.1.9).

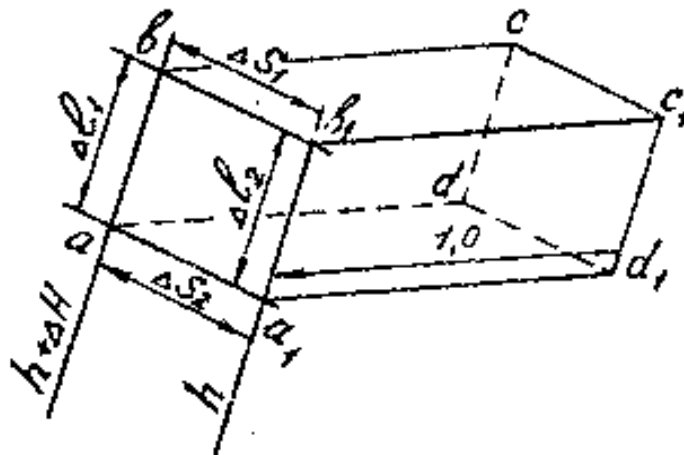


Рисунок 1.1.9 – Схема для визначення фільтраційної витрати

Витрата дорівнює:

$$q = S_{cp} v_{cp} , \quad (1.1.17)$$

де S_{cp} – середнє значення площі поперечного перерізу;

v_{cp} – середнє значення швидкості руху.

Значення S_{cp} і v_{cp} визначається за залежностями:

$$S_{cp} = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{2} \cdot 1 = \Delta l_{cp} \cdot 1 \quad (1.1.18)$$

$$v_{cp} = k J_{cp} = k \frac{\Delta H}{\Delta S_{cp}} \quad (1.1.19)$$

$$\Delta S_{cp} = \frac{\Delta S_1 + \Delta S_2}{2} \quad (1.1.20)$$

$$q = k \Delta H \frac{\Delta l_{cp}}{\Delta S_{cp}} \quad (1.1.21)$$

ПИТАННЯ ДЛЯ САМОПЕРЕВІРКИ

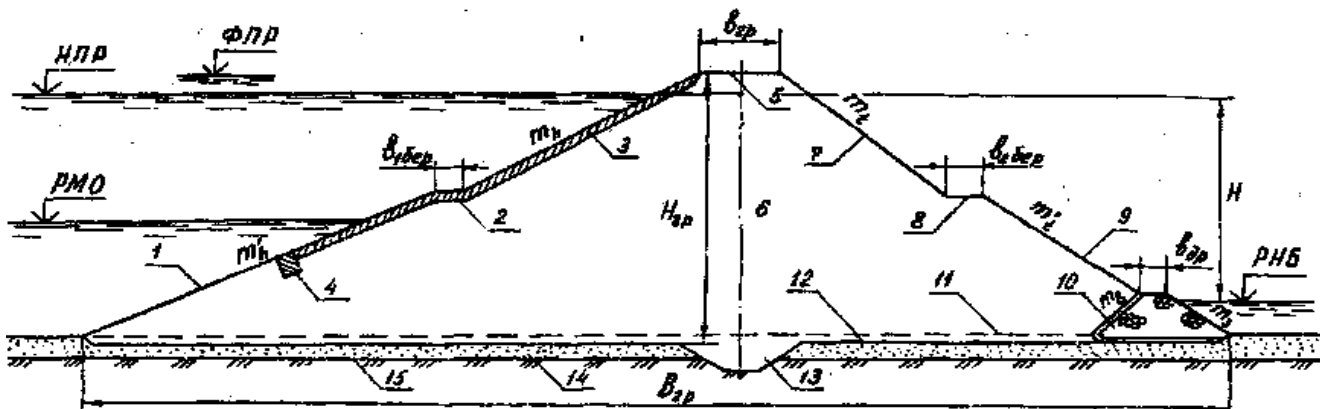
1. За якими ознаками класифікують ГТС?
2. Які наслідки впливу дії води на ГТС?
3. Назвіть складові частини флютбету.
4. Які припущення допускаються для теоретичних методів розрахунку фільтрації?
5. Що таке еквіпотенціаль?
6. З якою метою складається гідродинамічна сітка?
7. Як визначити фільтраційну витрату?

Тема 2. Греблі земляні з крупно уламкових ґрунтів та інші

1. Загальні відомості і класифікація гребель.
2. Конструювання поперечного профілю греблі.
3. Фільтраційні і статичні розрахунки земляних гребель.

1. Суттєвою перевагою ґрунтових гребель є те, що для їх спорудження використовується місцевий будівельний матеріал, для його підготовки необхідні тільки розкривні роботи, але в загальному об'ємі вартості їх доля незначна. Крім того: 1) будівництво земляних гребель можливе в будь-яких географічних районах; 2) всі процеси, пов'язані з укладкою ґрунту у тіло механізовані; 3) ґрунт тіла греблі не витрачає своїх властивостей із часом; 4) греблі мають незначні експлуатаційні витрати; 5) їх можна нарощувати по висоті, не виключаючи з роботи водосховище.

Ґрунтова гребля – це насип з ґрунту, який має форму нерівнобокої трапеції у поперечному перерізі, нормальному до поздовжньої осі (рис. 1.2.1).



1 – верховий укіс; 2 – берма верхового укусу; 3 – кріплення верхового укусу;
4 – упор кріплення; 5 – гребінь греблі; 6 – тіло греблі; 7 – низовий укіс; 8 – берма низового укусу; 9 – кріплення низового укусу; 10 – дренаж; 11 – природна поверхня ґрунту; 12 – підоснова греблі; 13 – замок; 14 – водонепроникний шар основи; 15 – водонепроникний шар основи - водоупор

Рисунок 1.2.1 – Ґрунтова гребля

В залежності від матеріалу тіла і протифільтраційних пристроїв, а також умов спорудження, греблі із ґрунтових матеріалів поділяються на такі типи (табл.1.2.1).

Таблиця 1.2.1 – Типи гребель з місцевих матеріалів

<i>Типи гребель</i>	<i>Відмітні позначки</i>
Земляні наливні	Ґрунти від глинистих до гравійно-галькових, наливються засобами гідромеханізації
Земляні насипні	Ґрунти від глинистих до гравійно-галькових, відсипаються засухо з ущільненням або у воду
Кам'яно-земельні	Ґрунт тіла – крупноуламковий, профільтраційні пристрої від глинистих до дрібно піщаних
Кам'яно-накидні	Ґрунт тіла – крупноуламковий, профільтраційні пристрої з неґрунтових матеріалів

Земляні греблі класифікують за різними ознаками: за способом будівництва; конструкцією тіла греблі; конструкцією проти фільтраційних пристроїв; за класом; за висотою.

За способом будівництва греблі поділяються на уналивні, наливні і напівналивні.

Насипні греблі споруджуються шляхом відписки окремих шарів ґрунту з наступним ущільненням механічним способом.

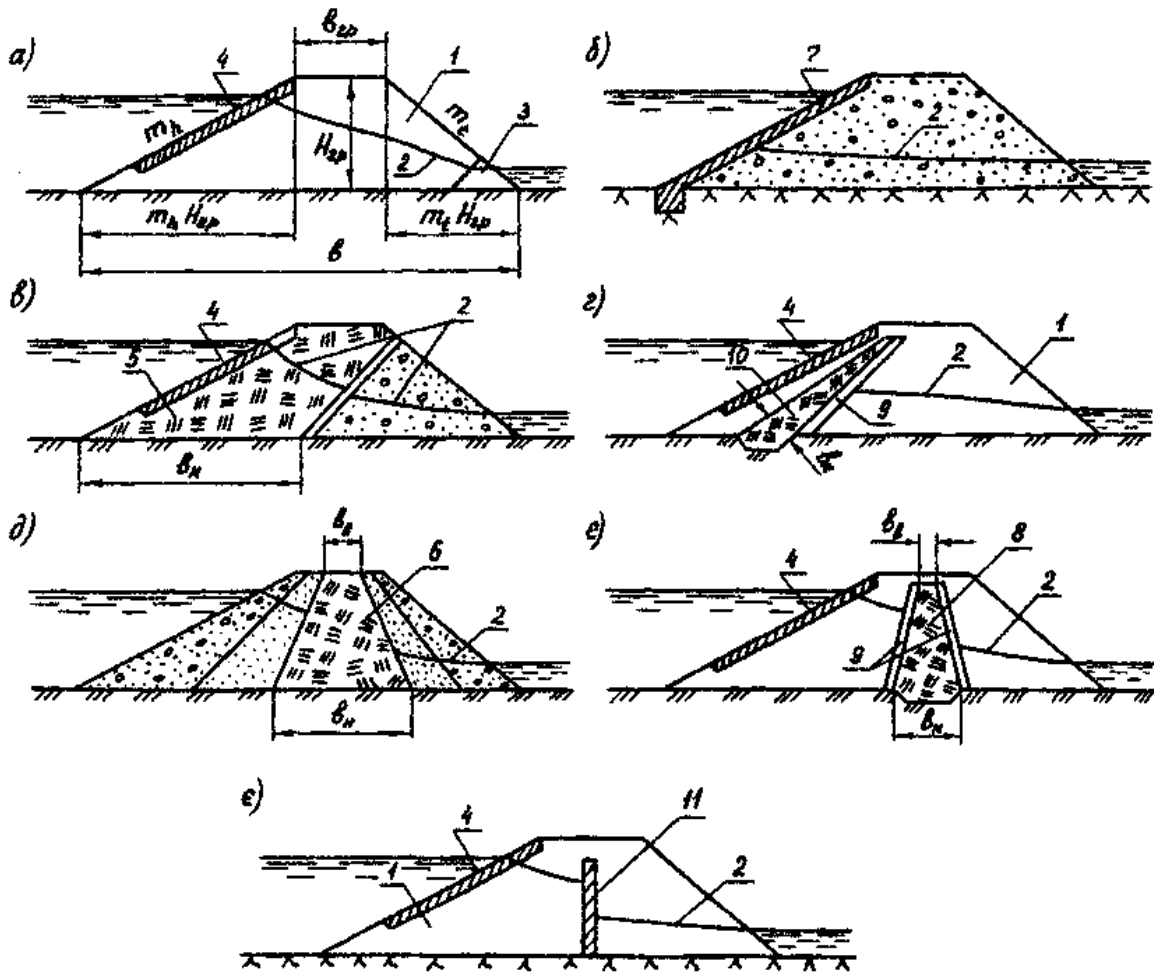
Весь процес спорудження наливних гребель виконується засобами гідромеханізації.

При спорудженні напівналивних гребель розробка, транспортування і відсипка ґрунту проводяться такими ж способами, як і в насипних, а укладка ґрунту у центральну зону гідромеханізована.

За конструкцією поперечного профілю виділяють наступні види насипних гребель (рис.1.2.2):

- 1) однорідна – коли тілом греблі є ґрунт одного виду (суглинок, супісок, пісок);
- 2) неоднорідна – коли тіло греблі утворено ґрунтами декількох видів;
- 3) з екраном із неґрунтових матеріалів;
- 4) з екраном з маловодопроникних матеріалів, коли тіло греблі має значну водопроникність;
- 5) з ядром з маловодопроникних ґрунтів;

б) з жорсткою діафрагмою, яка виконує ті ж функції, що і ядро.



а – однорідна; в-е – неоднорідна; б – з екраном із негрунтових матеріалів;
г – з ґрунтовим екраном; е – з ґрунтовим ядром; 1 – тіло греблі; 2 – крива депресії;
3 – дренаж; 4 – кріплення укосів; 5 – верхова протифільтраційна призма;
6 – центральна протифільтраційна призма; 7 – екран з негрунтових матеріалів;
8 – ґрунтове ядро; 9 – перехідні зони; 10 – ґрунтовий екран; 11 – діафрагма;
 $H_{гр}$ – висота греблі; B – ширина греблі низом; $b_{н}$ – ширина низом
протифільтраційного пристрою; $b_{гр}$ – ширина гребеня греблі.

Рисунок 1.2.2 – Види насипних гребель

2. Правильно запроектована і побудована земляна гребля має бути стійкою при всіх умовах роботи; захищеною від руйнування фільтрації води; від дії вітрових хвиль; максимально економічною.

Верховий укіс, який знаходиться під дією хвиль, насичений водою на всю висоту, виконується пологішим, низовий – крутішим. Переломи укосів по висоті назначаються через 8...10 м, приймаючи збільшення закладання на 0,5 для

а)

Рисунок 1.2.3 – Закладання укосів греблі

Technical drawing of a road cross-section showing a drainage ditch. The ditch is labeled '1' and has a width $b_{н.ч.}$ and a depth $b_{г.р.}$. The ditch is filled with 'асфальт' (asphalt), 'щебень' (gravel), and 'кр. песок' (fine sand). The ditch is bordered by a concrete curb labeled '3'. The road surface is labeled '2' and has a width $b_с.$ and a slope $i = 4-5\%$. The ditch has a slope $i = 2-4\%$.

Рисунок 1.2.4 – Гребінь греблі

Перевищення гребеня греблі над розрахунковим рівнем води у водосховищі визначається за формулою:

$$h_s = \Delta h_{set} + h_{run1\%} + a, \quad (1.2.1)$$

де h_{set} – висота вітрового нагону води;

$h_{run1\%}$ – висота накочування вітрової хвилі;

a – запас висоти.

Значення Δh_{set} визначається за формулою:

$$\Delta h_{set} = K_w \frac{V_w^2 \cdot L}{g(d + 0.5\Delta h_{set})} \cos \alpha_w \quad (1.2.2)$$

де K_w – коефіцієнт, який приймається в залежності від швидкості вітру;

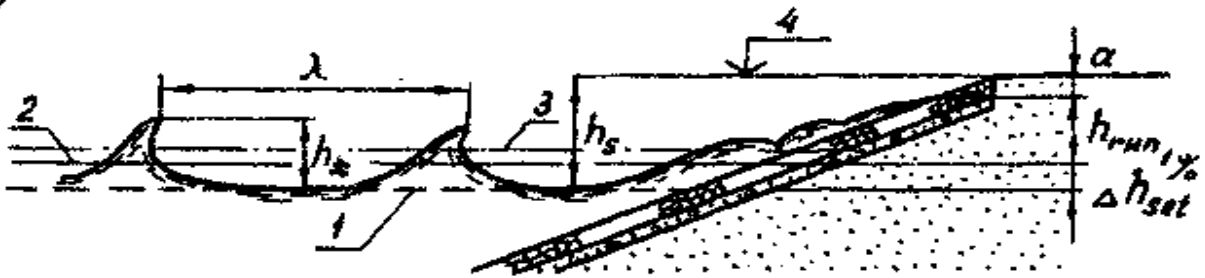
V_w – розрахункова швидкість вітру;

L – довжина розгону вітрової хвилі;

d – глибина води перед греблею;

g – прискорення сили тяжіння;

α_w – кут між поздовжньою віссю водойми і напрямком пануючих вітрів.

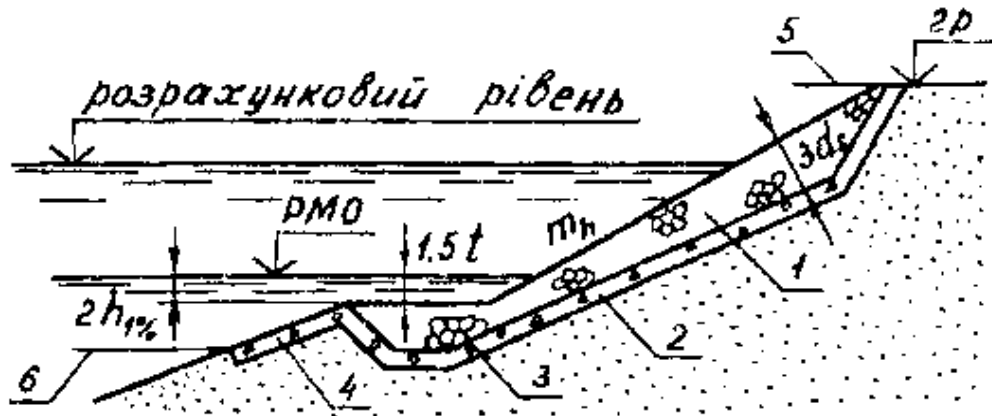


1 – розрахунковий статичний рівень; 2 – рівень води при вітровому нагоні;
3 – середня хвильова лінія; 4 – відмітка гребеня.

Рисунок 1. 2.5 – Схема для визначення відмітки гребеня греблі без парапету

Кріплення укосів. Спеціальні кріплення укосів служать для захисту від дії льоду, хвиль, течій, зміни рівнів води, кліматичних умов, проникнення землерийних тварин. Для захисту верхового укосу застосовуються такі види кріплень [3]:

1) *Кам'яні (накидні)* – виконуються у вигляді кам'яного накиду переважно з невідсортованого каменю, що пов'язано із значними труднощами сортування кам'яного матеріалу. Розташовується кріплення на підготовці у вигляді зворотного фільтра, товщина окремого шару якого повинна бути не менше 15 см. На Каховському водосховищі загальна товщина зворотного фільтра 60 см.



1 – кам'яний накид; 2 – зворотний фільтр; 3 – кам'яний упор на бермі;
4 – полегшене кріплення; 5 – верхня межа кріплення; 6 – нижня межа.

Рисунок 1.2.6 – Конструкція кріплення укосу греблі каменем

- 2) *Бетонні і залізобетонні кріплення* – виконуються у вигляді плит, які монолітяться на місці, або збірних залізобетонних плит. Монолітні плити товщиною від 15 до 50 см мають прямокутну форму в плані з співвідношенням сторін $1 \leq l_{SL} / b_{SL} \leq 2$, де l_{SL} – більша сторона плити, b_{SL} – менша сторона. Розмір b_{SL} вибирається 0.4λ , де λ – довжина хвилі, але b_{SL} не більше 20 м.
- 3) *Асфальтобетонне кріплення* – ще не набуло широкого розповсюдження, виконується з асфальту, асфальтобетону, асфальтополімербетону 6...8 см із металевою сіткою.
- 4) *Грунтоцементні кріплення* – з піщано-гравійного ґрунту з добавками цементу (7-14%) і води. Суміш готується в змішувальних установках, укладається шарами товщиною 15...20 см і ущільнюється катками.

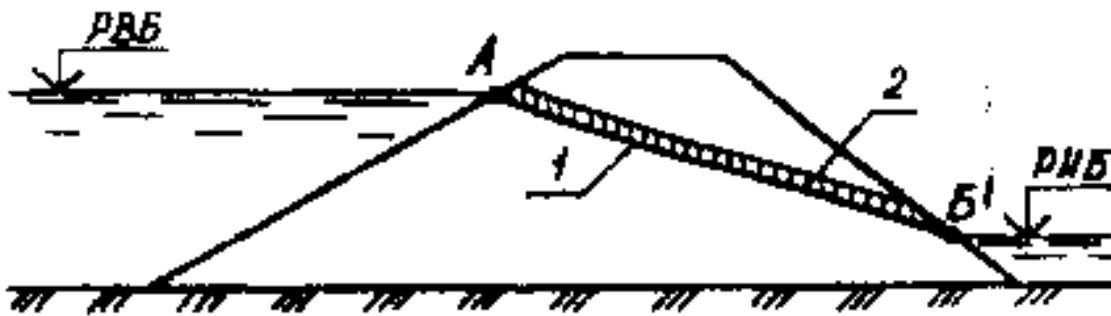
Грунтобітумні укріплення – виготовляються з піску і бітуму (18-23% за масою) в спеціальних установках і викладаються на укіс при температурі суміші 185...200°C. Основною перевагою такого укріплення є незначні затрати праці на його влаштування.

Кріплення низового укосу – вибирається в залежності від матеріалу, з якого споруджена низова призма греблі. Прості і дешеві кріплення – дернування і залуження. При глинистих і пісчаних ґрунтах для прискорення росту трав на поверхню укосу насипається шар рослинного ґрунту товщиною 10...12 см. В перший рік експлуатації деформацію укосу можна попередити шляхом його залуження в дернових клітках. Залуження і дернове кріплення застосовуються тільки в умовах, сприятливих для росту трав та при забезпеченні періодичного поливу. В районах з сухим кліматом та сильними вітрами низові уклони покривають ущільненим шаром щебеню товщиною 20...30 см.

3. Гребля створює напір H , під дією якого виникає рух фільтраційного потоку з верхнього в нижній б'єф через тіло греблі. Цей рух є безнапірним, тому що зверху він обмежується вільною поверхнею, на якій у всіх точках тиск дорівнює атмосферному.

Поверхня депресії – це вільна поверхня фільтраційного потоку, а лінія перетину цієї поверхні з вертикальною площиною – депресійною кривою (на рис.1.2.7 крива АБ).

Ґрунт, який знаходиться нижче поверхні депресії, насичений водою; а вище неї знаходиться зона капілярного підняття води.



1 – крива депресії; 2 – капілярна зона.

Рисунок 1.2.7 – Схема фільтрації води через земляну греблю

Більш 50% аварій виникають як наслідок фільтраційних деформацій в тілі греблі. Тому при проектуванні ґрунтових гребель треба виконувати фільтраційний розрахунок, в процесі якого визначаються:

- положення депресійної поверхні фільтраційного потоку;
- напори у відповідних частинах греблі;
- фільтраційні витрати.

3. Всі методи розрахунків фільтрації можна поділити на експериментальні, гідромеханічні і гідравлічні.

З експериментальних найбільшого розповсюдження набув метод електрогідродинамічних аналогій (ЕГДА), який виконується при складних геологічних умовах.

Гідромеханічні методи розрахунків базуються на розв'язанні рівняння Лапласа, дають можливість визначення параметрів потоку в довільно вибраній точці досить точно. Але розв'язки досить складні, тому широко не застосовуються.

Гідравлічні методи є найбільш поширеними. В них розглядається усталений фільтраційний потік в умовах плоскої задачі. Розрахунки дозволяють визначити положення кривої депресії, вирахувати фільтраційну витрату, середні значення градієнтів і швидкостей фільтраційного потоку. Проектний профіль греблі зводиться до розрахункової схеми, в якій виключаються всі незначні деталі і не враховуються втрати напору в крупнозернистих привантаженнях, що укладені зверху малопроникних елементів. Гідравлічний розрахунок фільтрації розроблявся проф. М.М.Павловським [4]. Згідно з цим розрахунком, поперечний профіль греблі розбивається на 3 частини: верховий клин, середню частину і низовий клин.

Профіль тіла греблі перевіряється розрахунком на фільтраційну міцність. Вона вважається забезпеченою при виконанні умови:

$$J_{est,m} < \frac{1}{\gamma} J_{cr,m} , \quad (1.2.3)$$

де $J_{est,m}$ – діючий середній градієнт напору;

$J_{cr,m}$ - критичний градієнт;

γ - коефіцієнт надійності.

Значення $J_{est,m}$ визначається за методом Р.Р. Чугаєва [5]. Згідно цього методу вся область фільтрації умовно поділяється на дві частини: основу і тіло греблі (рис. 1.2.8).

Для основи глибина водоупору визначається розміром T_p . Вважається, що:

$$T_p = T, \quad (1.2.4)$$

$$T_p = T_{акт}, \quad (1.2.5)$$

де T – дійсне заглиблення водоупору;

$T_{акт}$ - глибина активної зони, $T_{акт}=0,5L_1$,

де L_1 - ширина греблі в основі:

Тоді

$$J_{est,m} = \frac{H}{L_1 + 0.88 \cdot T_p} \quad (1.2.6)$$

Для однорідного тіла греблі середній градієнт напору визначається за схемою (рис.1.2.8).

$$J_{est,m} = H / L. \quad (1.2.7)$$

Отримані коефіцієнти $J_{est,m}$ співставляються з критичними значеннями $J_{cr,m}$.

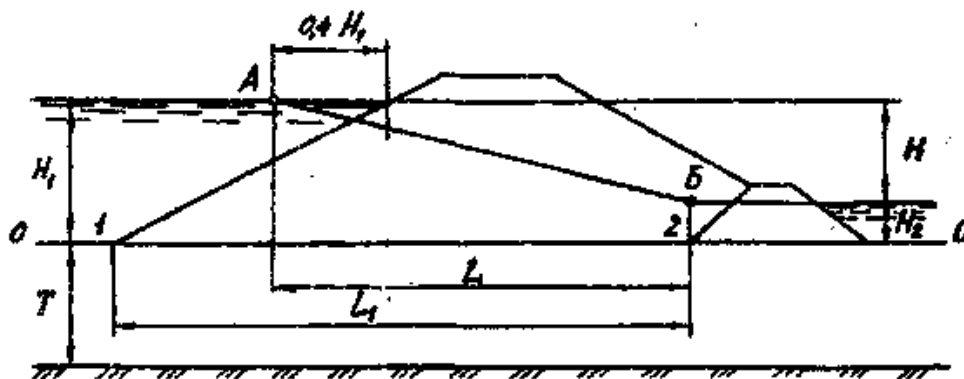


Рисунок1. 2.8 – Схема до розрахунку фільтраційної міцності земляної греблі

Значення і тривалість осідання греблі треба враховувати при спорудженні ґрунтових гребель [3]. Осідання в греблях складаються із осідання тіла греблі і

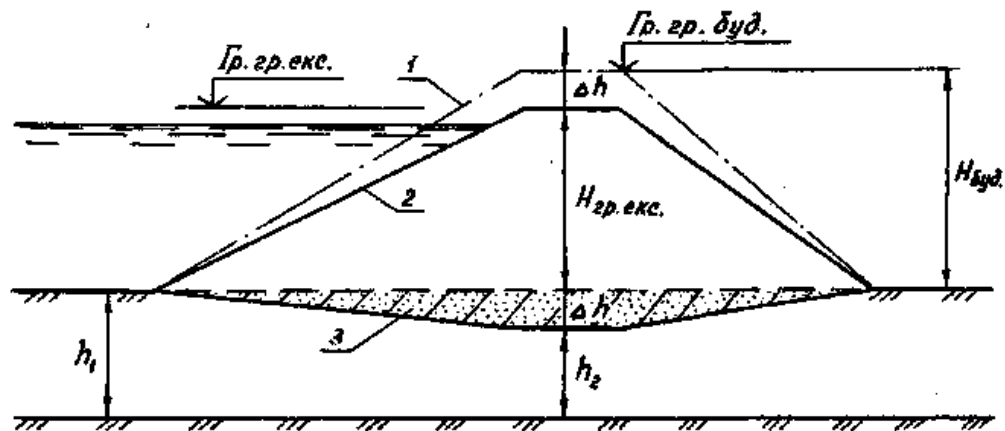
осідання основи, розрахункові залежності для визначення осідання обох частин однакові.

Повне осідання можна визначити як різницю початкової h_1 і кінцевої h_2 висоти шару ґрунту, який стискується

$$\Delta h = h_1 - h_2 \quad (1.2.8)$$

$$\Delta h = h_1 \cdot \frac{l_1 - l_2}{1 + l_1}$$

де l_1, l_2 – коефіцієнти пористості ґрунту основи до і після осідання.



1 – будівельний; 2 – експлуатаційний; 3 – ґрунтові основи, що ущільнюються.

Рисунок 1.2.9 – Контури греблі

ПИТАННЯ ДЛЯ САМОПЕРЕВІРКИ

1. В чому полягають переваги улаштування ґрунтових гребель?
2. За якими ознаками класифікують земляні греблі?
3. Які вимоги ставлять до улаштування земляних гребель?
4. Як виконується закладання укосів греблі?
5. Як укріплюються укоси земляних гребель?
6. Які параметри визначаються фільтраційні розрахунки?
7. Як перевіряється фільтраційна міцність ґрунтових гребель?
8. Як враховується можливість осідання ґрунтових гребель при їх спорудженні?

Тема 3. Бетонні і залізобетонні греблі

3.1 Бетонні гравітаційні греблі на скельних та нескельних основах

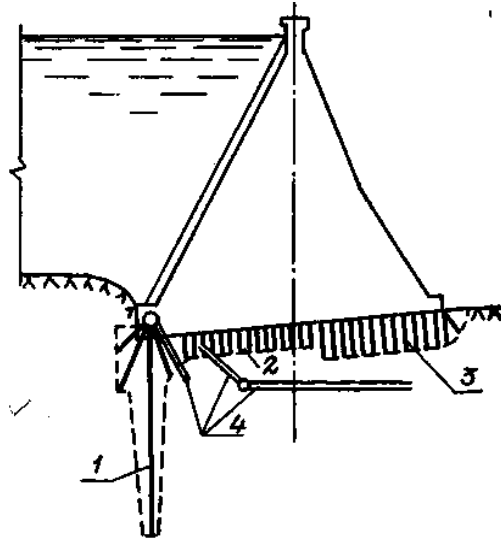
1. Бетонні гравітаційні греблі на скельних основах.
2. Водозливні гравітаційні греблі на скельних основах.
3. Бетонні водозливні греблі на нескельних основах.
4. Переваги і недоліки гравітаційних гребель.

1. Скельні породи, на яких споруджуються підпірні ГТС, повинні мати достатню міцність, малу та рівномірну стислість, малу водопроникність і достатню водостійкість, монолітність будови. Такими породами є скельні: вивержені, осадові та метаморфічні. Вивержені скельні породи – це граніти, сієніти, базальти, діабазы, характеризуються однорідністю матеріалу, високою міцністю. Осадові породи – це міцні вапняки, доломіти, піщаники. Метаморфічними є кристалічні сланці, гнейси, кварцити.

Бетонна гребля повинна стояти на міцному ґрунті. Алювіальні та делювіальні породи усуваються. Виймка скелі виконується екскаваторами після вибухових робіт, останні 0,5...1 м ґрунту виймаються за допомогою невеликих вибухів, або вручну відбійними молотками, кувалдами. Перед бетонуванням скельну породу очищають від уламків та пилу за допомогою струмин води та металевих щіток. Потім робиться площинна зміцнююча цементация (рис.1.3.1). Глибина укріплюючої цементации в середній і низовій частинах 7...15 м, товщина зв'язуючої цементации 3...5м.

Профільтраційні завіси влаштовують під підшовою греблі – це ряд свердловин, в які нагнітається цементний розчин, малопроникний для води. Глибина завіси на практиці складає 0,5 – 0,8 від значення напору на греблю, діаметр свердловин 45...76 мм, вони вертикальні або нахилені в сторону верхнього б'єфа.

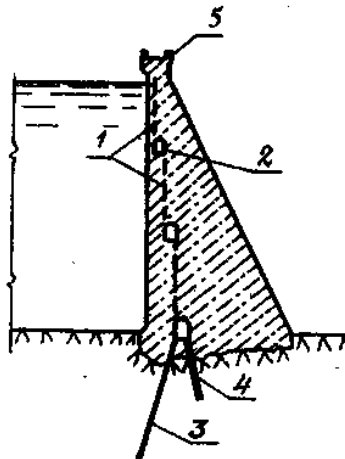
Дренаж під греблею – ряд свердловин або галерей діаметром 20...25 см на відстані 2...5 м одна від одної і не ближче 4 м від цементацийної завіси.



1 – профільтраційна завіса; 2 – зв’язуюча цементация;
3 – укріплююча цементация; 4 – дренаж основи.

Рисунок 1.3.1 – Цементация основи греблі Летієна (Іран)

Основним матеріалом для будівництва сучасних гравітаційних гребель є бетон, інколи частково армований. В кожній із зон профілю греблі бетон зазнає різних напружень і піддається неоднаковій фізико-хімічній дії. Вкладання бетону диференціюється: зі сторони напірної грані і біля підшови вкладається водонепроникний бетон; на низовій грані і гребені - морозостійкий; в зоні змінних рівнів води - водонепроникний і морозостійкий; на водозливній поверхні - стійкий до стирання. На рис. 3.2 показана схема влаштування глухої греблі.



1 - дренаж; 2 - оглядові колодязі; 3 - профільтраційна завіса;
4 - дренажні свердловини; 5 - гребінь греблі.

Рисунок 1.3.2 – Глуха гребля

Дренажні пристрої представляють собою систему вертикальних (рідше горизонтальних) дренажів круглого перерізу. Вертикальні дренажі мають діаметр 20...30 см з кроком 2...4 м.

Оглядові галереї – служать для огляду внутрішніх частин греблі, для розміщення вимірювальної апаратури, для службового сполучення. Мінімальна ширина оглядових галерей складає 1,25...2 м, при необхідній ширині проїзду 2...3м, висота – 3м і більше.

Гребінь греблі – використовується для проїзду і має дорожнє покриття з тротуаром і парапетом. Перевищення гребеня над НПР (нижнім підпірним рівнем) [6]:

$$h_s = \eta_{1\%} + \Delta h_{set} + a, \quad (1.3.1)$$

де $\eta_{1\%}$ – перевищення над НПР верху хвилі 1% забезпеченості;

Δh_{set} – висота вітрового нагону;

a – запас, який залежить від класу споруди.

2. Профілі водозливних гребель являють собою стінки з плавним обрисом поверхні. Форма оголовку водозливу визначає характер течії води, коефіцієнт витрати, режим тиску струмینی. Оголовки практичного профілю можуть бути безвакуумними – в них при розрахунковому напорі не виникає вакуум на водозливній поверхні і вакуумними, в яких вакуум виникає, що призводить до підвищення коефіцієнта витрати водозливу. Безвакуумні мають найбільш розповсюдження.

Спряження водозливної грані греблі з дном нижнього б'єфа може виконуватись (рис. 1.3.3):

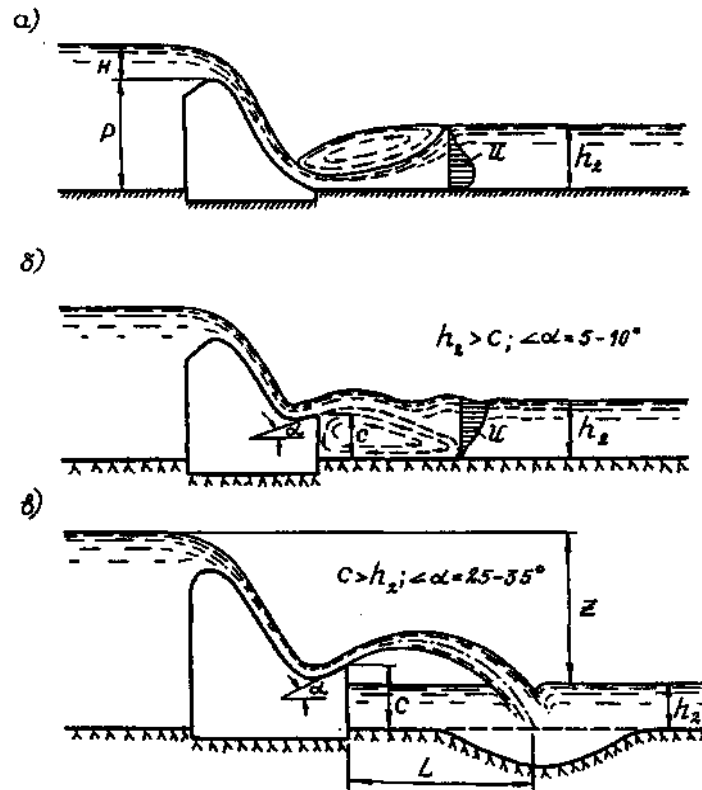
- у вигляді криволінійної вставки – при такому спряженні у нижньому б'єфі виникає донний режим у вигляді затопленого донного гідравлічного стрибка. Величина радіуса криволінійної вставки:

$$R = (0,2 - 0,5) (H + P) \quad (1.3.2)$$

- у вигляді носка-уступа – при відповідних значеннях C і h_2 в нижньому б'єфі встановлюється поверхневий режим. Крига, яка скидається через греблю, не вдаряється в дно нижнього б'єфа. Така схема

використовується для пропуску великої кількості криги.

- у вигляді носка трампліна – для випадків, коли глибина нижнього б'єфа h_2 значно менша другої спряженої глибини гідравлічного стрибка h_2^* .



а – плавне; б – у формі носка-уступа; в – у формі носка-трампліна.

Рисунок 1.3.3 – Спряження водозливної греблі з дном нижнього б'єфа

3. Нескельні або м'які породи це незв'язані (сипучі) та зв'язні ґрунти. Перша група – це гравелісті, галькові, піщані ґрунти та їх суміші. Зв'язні ґрунти – це глини, суглинки, льоси, мули. Особливо несприятливими для будівництва є лінзи з слабких мулистих та глинистих порід, вони нерідко суттєво впливають на конструкцію греблі.

Глибина закладання підосви греблі на нескельній основі визначається заляганням ґрунту з необхідною несучою спроможністю і опором зсуву, фільтраційними характеристиками основи. Поверхневий шар заплавних ґрунтів знімається, усуваються слабкі прошарки мулистих і глинистих ґрунтів. Підосва водобою заглиблюється під меженеві рівні води в річці.

Основні розміри підземного контуру греблі:

$(1,5 \div 2,5) H$ – ширина підшви греблі;

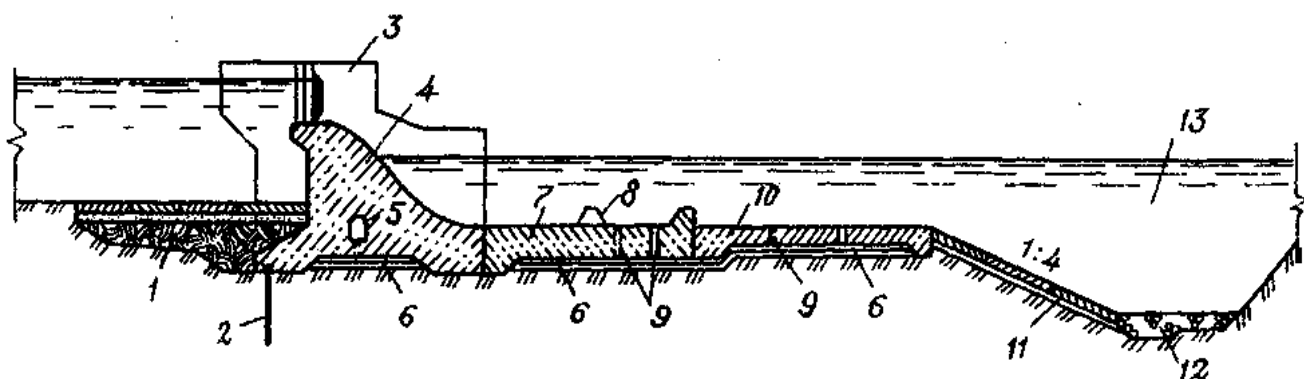
де H – напір на греблю;

$(1,0 \div 1,5) H$ – довжина понуру греблі;

$(0,5 \div 1,5) H$ – довжина основного (королевого) шпунта біля верхової грані тіла греблі;

2 – 4 м – довжина шпунта біля низової грані греблі.

Схема влаштування греблі на нескельній основі показана на рис. 3.4.



1 – понур; 2 – шпунт; 3 – проміжний бак; 4 – гребля; 5 – дренажна галерея;
6 – дренаж і зворотний фільтр; 7 – водобій; 8 – гасителі енергії; 9 – дренажні отвори; 10 – рисберма; 11 – запобіжний укіс; 12 – кам'яна призма; 13 – ківш.

Рисунок 1.3.4 – Водозливна гребля на нескельній основі

Понури гравітаційних гребель на нескельних основах поділяються на гнучкі і жорсткі.

Гнучкі понури повинні бути деформативними, тобто прямувати за деформаціями основи. Їх виконують з глини, суглинку, асфальту, глинобетону, синтетичних матеріалів. Товщина такого понуру в будь-якому перерізі становить [7]:

$$S = \Delta H / J_{\text{дон}} , \quad (1.3.3)$$

де ΔH – різниця між тиском води на понур зверху і знизу;

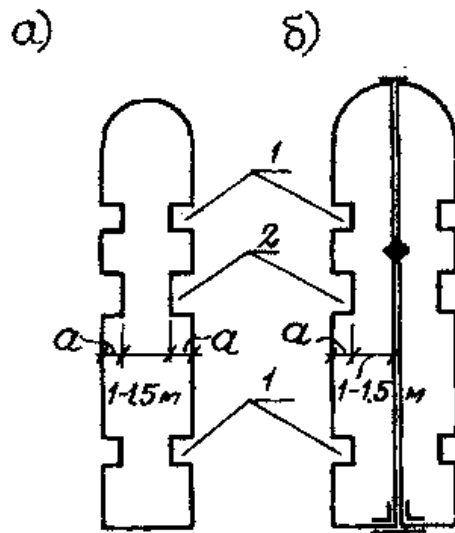
$J_{\text{дон}}$ – допустимий градієнт фільтрації через понур, для глини приймається 6...8, для суглинків – 4...5.

Жорсткі понури влаштовують на щільних основах у вигляді покриття з бетону, залізобетону з розрізкою їх швами на окремі плити.

Шпунти застосовують сталльні, залізобетонні і рідше дерев'яні. Сталльні шпунтові завіси влаштовують методом вібрування на глибину 12...25 м, або методом підмиву на глибину до 50 м.

Дренажі конструктивно складаються з порожнини в тілі греблі або під нею, заповнених крупним матеріалом (галька, щебінь, каміння). Вода з дренажу під греблею відводиться у нижній б'єф через галереї в столпах і биках, а з дренажу під водобоєм – через отвори в ньому.

Бики служать для опирання прогінних будівель службових мостів і підкранових шляхів (рис. 1.3.5). Їх розміри визначаються типом і конструкцією затворів, розмірами водозливних отворів, а також конструкцією прогінних будівель мостів.



а) нерозрізних; б) розрізних; 1 – лаз аварійно-ремонтного затвора;
2 – паз робочого затвора.

Рисунок 1.3.5 – Схеми биків

Гравітаційні бетонні греблі мають наступні переваги:

- надійні при будь-якій висоті та в будь-яких кліматичних умовах;
- порівняно прості за конструкцією, умовами зведення та експлуатації;
- можуть виконуватись як глухими, так і водозливними.

Недоліки:

- недовикористання міцності бетону (напруження в ньому при висоті греблі до 100м не досягають граничних значень);
- значні затрати будівельних матеріалів: каміння, піску, цементу;
- недостатня монолітність у випадку появи в бетонній кладці температурно-усадочних деформацій.

Серед способів покращання гребель шляхом їх здешевлення і „полегшення” можливі наступні:

- зниження фільтраційного протитиску на підшві гребель (греблі з розширеними поперечними швами);
- знаття розтягуючих напружень в бетоні тіла греблі шляхом штучного стиску бетонної кладки і притиску її до основи;
- заміна бетону у внутрішній частині греблі більше дешевим матеріалом – піском, щебенем, галькою.

ПИТАННЯ ДЛЯ САМОПЕРЕВІРКИ

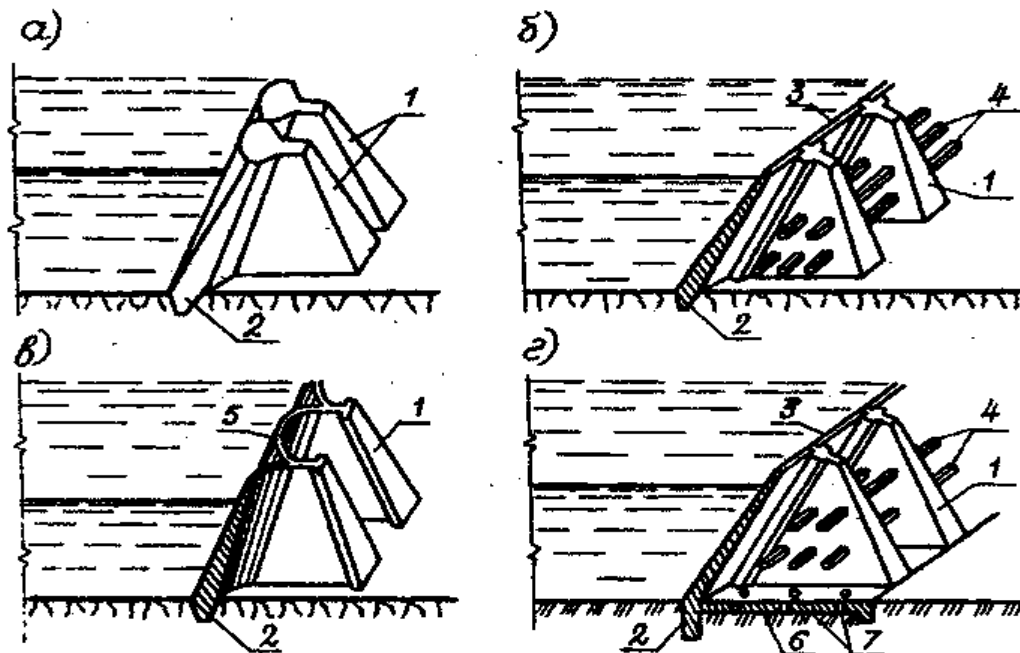
1. На яких ґрунтах споруджуються бетонні греблі?
2. Як визначається перевищення гребня греблі над НПР?
3. Як виконується спряження водозливної грані греблі з дном нижнього б'єфа?
4. Як влаштовується підшва греблі на нескельній основі?
5. Основні конструктивні елементи водозливної греблі на нескельній основі.
6. Які переваги та недоліки мають гравітаційні бетонні греблі?
7. Які способи можна застосовувати для здешевлення та „полегшення” гравітаційних гребель?

3.2 Контрфорсні греблі. Аркові греблі. Полегшені гравітаційні греблі

1. Загальні відомості і класифікація контрфорсних гребель.
2. Розрахунки контрфорсних гребель.
3. Аркові греблі, їх розрахунок.
4. Полегшені гравітаційні греблі.

1. **Контрфорсні греблі** – це греблі, в яких тиск води і наносів сприймається перекриттями і передається вертикальними стінками на основу. В залежності від типу напірного перекриття виділяють (рис.1. 3.6):

- масивно-контрфорсні греблі;
- греблі з плоским залізобетонним перекриттям;
- греблі з арковим перекриттям.



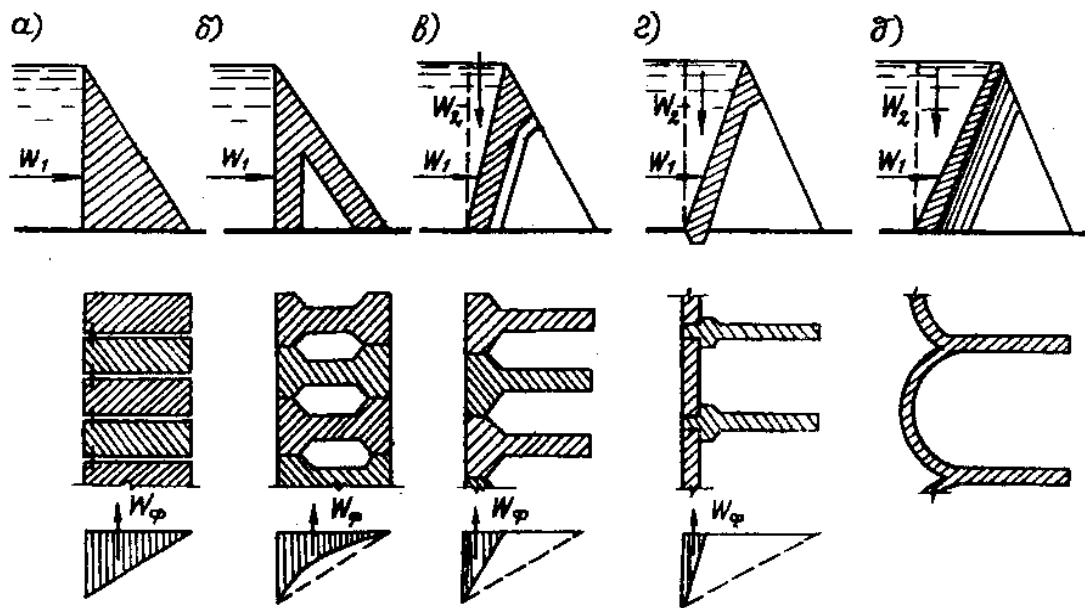
а) масивно-контрфорсна; б) з плоским перекриттям; в) з арковим перекриттям; г) з плоским перекриттям і фундаментом плитою;
1 – контрфорс; 2 – зуб; 3 – плоске перекриття; 4 – балки жорсткості;
5 – аркове перекриття; 6 – фундаментна плита; 7 – дренажні отвори.

Рисунок 1.3.6 – Типи контрфорсних гребель

Вага контрфорсної греблі значно менша ваги масивної гравітаційної греблі, її стійкість проти зсуву забезпечується вагою води над нахиленим перекриттям і зменшенням фільтраційного тиску на підоснову греблі.

В масивній гравітаційній греблі фільтраційний тиск на підоснову дорівнює W_f . Якщо розширити шви, можна отримати зменшення об'єму кладки, що допустимо через зменшення фільтраційного протитиску (рис. 1.3.7).

Подальше розширення вертикального шва приводить до контрфорсної греблі з масивними оголовками – масивно-контрфорсна гребля (рис. 1.3.7 а).



а) масивна гравітаційна гребля; б) полегшена (з розширеними швами);
в) масивно-контрфорсна; г) з арковим перекриттям.

Рисунок 1.3.7 – Схеми до аналізу роботи контрфорсних гребель

Масивно-контрфорсні греблі у порівнянні з гравітаційними при напорах 60...80 м дають економію бетону до 20...40% і вартості до 15...35%. Ці греблі по суті контрфорсні, вони мають стовщення з напірної сторони (оголовки), які являють собою напірні перекриття. Контрфорси відокремлені швами і можуть працювати незалежно один від одного.

Контрфорси бувають суцільними одиночними (рис. 1.3.8 а), пустотілими або здвоєними (рис. 1.3.8 б).

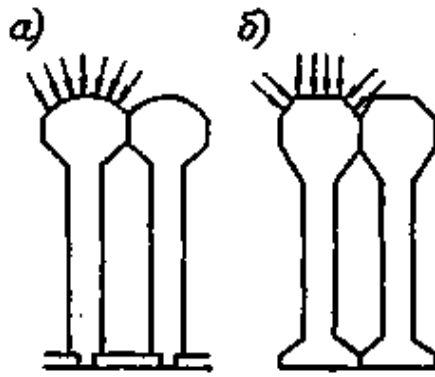


Рисунок 1.3.8 – Схема горизонтальних перерізів різних масивно-контрфорсних гребель

Суцільні одиночні контрфорси розташовуються по осі на відстані 15...18 м при їх товщині 3...8 м, а пустотілі допускають відстань 22...26 м. Таким чином, кількість швів, що є слабким місцем конструкції, майже в 2 рази менша, ніж у суцільних. Основні ущільнення швів між контрфорсами – листи гуми або нержавіючого матеріалу, додаткові – бітумні шпонки.

Контрфорсні греблі з плоским перекриттям були розповсюджені на початку ХХ сторіччя. Найбільшу висоту (76 м) має гребля Родрігес в Мексиці. Головним недоліком цих гребель є велика витрата арматури (до 40 і більше кг на 1 м³ бетону).

Відстань між контрфорсами складає від 4...5,5 м в греблях на нескельних основах до 12...13 м у високих греблях на скельних основах.

Контрфорсні греблі з арковим перекриттям є найбільш економічними особливо багатоаркові в створах широких долин (економія бетону від 30 до 60%) у порівнянні з гравітаційними масивами. В сучасних багато аркових греблях відстань між контрфорсами складає 30...50 м. В залізобетонних греблях аркові перекриття армуються, як правило, подвійною арматурою, з'єднання арок з контрфорсами виконується або з жорстким опиранням або вільним за допомогою опорної плити.

2. Розрахунок міцності і стійкості контрфорсів виконується на повний або скорочений склад навантажень і дій, при цьому використовується елементарний метод опору матеріалів (при розрахунку на скорочене поєднання навантажень),

методи теорії пружності – при розрахунку на повне поєднання.

Виконуються також розрахунку проти зсуву і перекидання.

При виконанні розрахунків на загальну міцність контрфорсів в площині вздовж потоку використовують наступні схеми в залежності від конструкції греблі:

- розглядається окремо секція для масивно контрфорсних гребель (рис.1.3.9а);
- розглядається контрфорс з частиною напірного перекриття, що примикає до нього для багатоаркових гребель (рис. 1.3.9 б);
- для гребель з плоским перекриттям розглядається окремо розташований контрфорс (рис. 1.3.9 в).

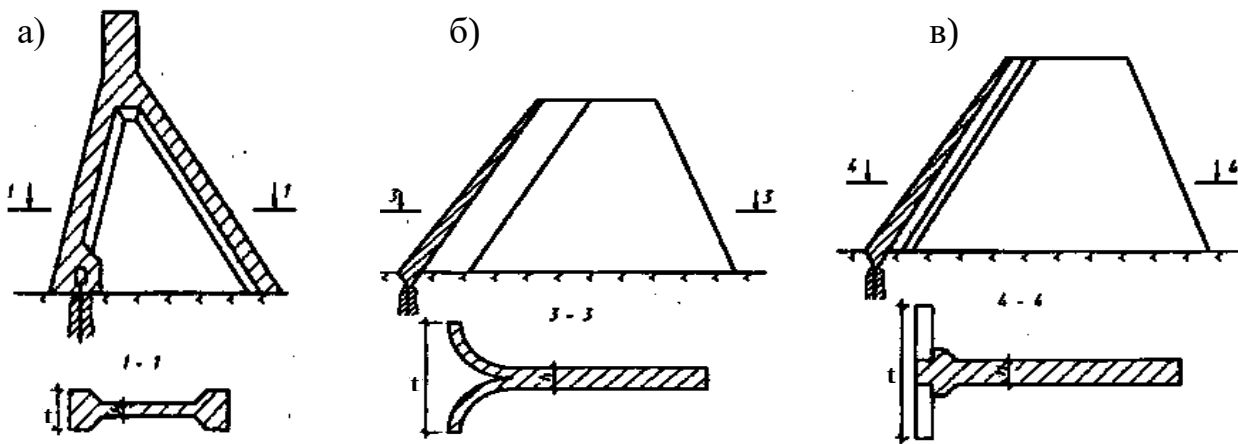


Рисунок 1.3.9 – Схеми до розрахунку міцності контрфорсів

Загальна міцність контрфорсів в напрямку поперек потоку розраховується на сейсмічній дії, спрямовані вздовж осі греблі. Контрфорси розглядаються як вертикальні трикутні плити, защемлені в основі.

Розрахунки по оцінці стійкості контрфорсів при поздовжньому згині виконуються за методами будівельної механіки на ЕОМ з використанням спеціальних програм. Може бути застосований спрощений метод. Паралельно низовій грані виділяється стержень змінної товщини, оцінюється значення критичного навантаження на елемент. Контрфорс вважається стійким на поздовжній згин, якщо відношення критичного навантаження до діючого не буде меншим допустимої величини. За нормами проектування [6] призначається

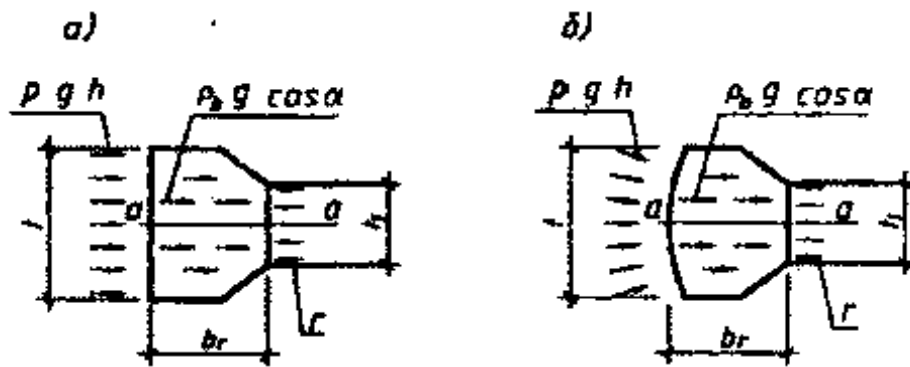
товщина контрфорсів t_1 , стійких при поздовжньому згині, в залежності від типу контрфорсної греблі. Для масивно-контрфорсних гребель $t_1 = (0,25 \div 0,50)t$, t – розмір секції в напрямку до осі греблі (рис. 1.3.9).

Для аркових гребель та гребель з плоским покриттям:

$$t_1 = (0,15 \div 0,25) t \quad (1.3.4)$$

Розрахунок міцності верхнього оголовка масивно-контрфорсної греблі.

Перетин оголовка розташовується в площині, перпендикулярній грані греблі. Розглядається одиниця довжини в напрямку, перпендикулярному кресленню (рис. 3.10).



$\rho g h$ - гідростатичний тиск води;

h - заглиблення оголовка під рівень верхнього б'єфа;

$\rho_b g \cos \alpha$ - складова власної ваги;

α - кут нахилу напірної грані до горизонту;

r - нормальні реакції контрфорса.

Рисунок 1.3.10 – Схема до розрахунку оголовка масивно-контрфорсної греблі

Щоб оцінити міцність верхнього оголовка, треба знайти нормальні напруження σ_z , які діють по вертикальним площадкам, перпендикулярним до поздовжньої осі греблі. Напруження σ_z'' на верхівій і σ_z' на низовій гранях оголовка знаходяться за формулою позацентрового стиску:

$$\sigma_z'' = -\frac{N}{b_r} + \frac{6M}{b_r^2}, \quad \sigma_z' = -\frac{N}{b_r} - \frac{6M}{b_r^2} \quad (1.3.5)$$

де b_r – висота розрахунку перетину;

N, M - відповідно нормальна сила і згинаючий момент в розрахунковому перетині. Якщо напірна грань оголовка плоска, значення сили $N = 0$.

3. Аркові греблі – це водонапірні споруди, які мають криволінійну форму в плані та працюють як склепіння чи арка і передають горизонтальне навантаження від води і наносів на скельні береги ущелини (рис.1. 3.11).

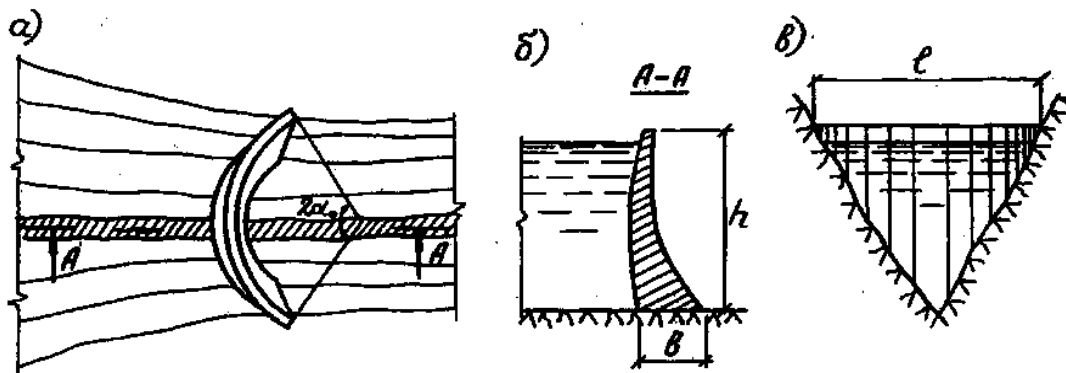


Рисунок 1.3.11 – Аркова гребля : а) план; б) переріз; в) вид з верхнього б'єфа

Профілі аркових гребель характеризуються коефіцієнтом струмкості $\beta = b/h$, де b – товщина греблі низом, h – висота греблі. За значенням β аркові греблі поділяють на три типи:

- а) тонкі ($\beta < 0,2$);
- б) товсті ($\beta = 0,2 \div 0,35$);
- в) арково-гравітаційні ($\beta = 0,35 \div 0,65$).

За окресленням аркові греблі бувають:

- а) з постійним центральним кутом $2\alpha_0$;
- б) з постійним радіусом напірної грані або циліндричні;
- в) двоякої кривизни або купольні.

Загальна економія бетону складає 35-65%. До бетону аркових гребель ставляться більш високі вимоги, його вартість на 10-15% вища, ніж в гравітаційних греблях.

Перша аркова гребля Понте-Альто побудована з каменю в Італії в 1611 році, вона мала радіус 15м, висоту 5 м, її добудували і в 1887 р. її висота сягала 38 м [5]. Найвищими арковими греблями є Вайонт (Італія) – висота 266м, товщина по гребеню 3,9м, низом – 23м, Мовуазен (Швейцарія) – висота 237 м, товщина по гребеню 14 м, низом 53,5 м.

Аркові греблі бувають глухі та водозливні, з поверхневими або глибинними отворами. Берега, які сприймають значні зусилля від аркової греблі, повинні складатись з міцного, монолітного, скельного ґрунту, який мало деформується, крім того, він повинен бути водостійким і водонепроникним. При необхідності основу укріплюють (площадна цементация, розчистка і бетонування тріщин).

Ширина долини або коефіцієнт створу:

$$n = L / h , \quad (1.3.6)$$

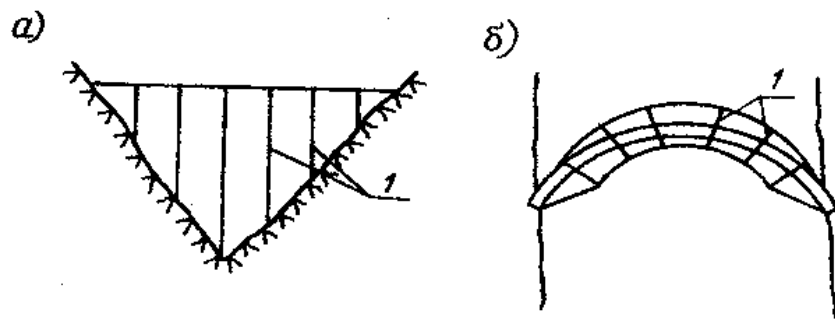
де L – довжина аркової греблі по гребеню.

Раніше греблі споруджували лише при значеннях $n < 3,0 \div 3,5$, тонкі греблі при $n < 1,5 \div 2,0$. Тепер проектують досить економічні греблі при значеннях n до 10. Якщо значення коефіцієнту для декількох створів однакові, економічність аркової греблі визначається формою створу, яка може бути близькою до прямокутної, трапецієвидної, трикутної. Найбільш сприятлива форма близька до трикутної, при такій формі нижні аркові перерізи, що сприймають найбільший гідростатичний тиск, мають менший прогон і можуть виконуватись більш тонкими, ніж при трапецієвидній і прямокутній формах.

Найзручнішими у виробництві є кругова форма аркових кілець з постійною товщиною, але така форма не завжди забезпечує найкращу їх роботу в статичному відношенні.

Для того, щоб отримати більше рівномірні напруження в аркових греблях і покращити умови спрягання їх з берегами, застосовується окреслення арок у формі параболи, гіперболи, еліпсу, логарифмічної спіралі.

Аркові греблі зводять у вигляді окремих стовбів, розділених тимчасовими усадочними швами (рис.1.3.12). Через 6-8 місяців після завершення усадки бетону їх заштукатурюють при низьких температурах, близьких для даної місцевості.



1 – тимчасові шви

Рисунок 1.3.12 – Схеми розташування тимчасових вертикальних швів

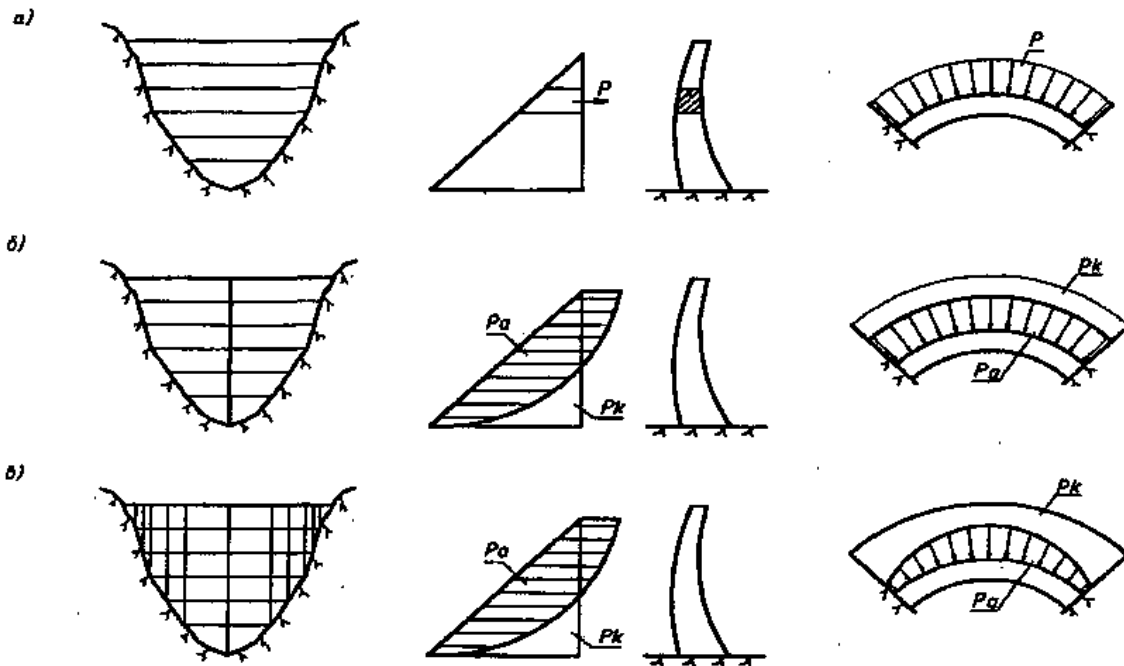
Дренаж тіла греблі передбачається для відведення води, які фільтрується, через бетон. Виконується у вигляді труб діаметром 7,5...30 см з кроком 1,5...4,0 м. Оглядові галереї розташовують через 15-40 м по висоті.

На напружений стан аркових споруд в значній мірі впливають власна вага і фільтраційних протитиск по підшві греблі. Температурні напруження можуть призвести до утворення і розкриття тріщин. З метою зниження їх впливу влаштовуються теплозахисні стінки з боку низової грані греблі. Суттєво впливають на аркові греблі сейсмічні дії, особливо спрямовані поперек річкової долини. Для аркових гребель можуть бути значними напруження, котрі виникають в результаті усадки і набухання бетону. Ці напруження визначаються як викликані фіктивним підвищенням і підниженнями температури у відповідних зонах греблі.

Розрахунки аркових гребель виконуються для перевірки міцності цих споруд, а також стійкості берегових схилів, які сприймають навантаження від греблі.

Аркова гребля – це оболонка змінної товщини і кривизни, яка опирається на дно і борти ущелини. Для оцінки міцності треба виконати розрахунок напружено-деформованого стану. Точне визначення напружено-деформованого стану ускладнено, тому існує ряд спрощених методів розрахунку (рис.1.3.13).

Метод незалежних арок полягає в тому, що гребля умовно по висоті розділяється на ряд арок горизонтальними перетинами. Це дуже наближений метод, застосовується для розрахунку тонких аркових гребель в вузьких ущелинах, в таких умовах гребля працює в арковому напрямку і метод дає незначну похибку.



а) незалежних арок; б) арок центральної консолі; в) арок-консольей.

Рисунок 1.3.13 – Схеми до розрахунку аркових гребель

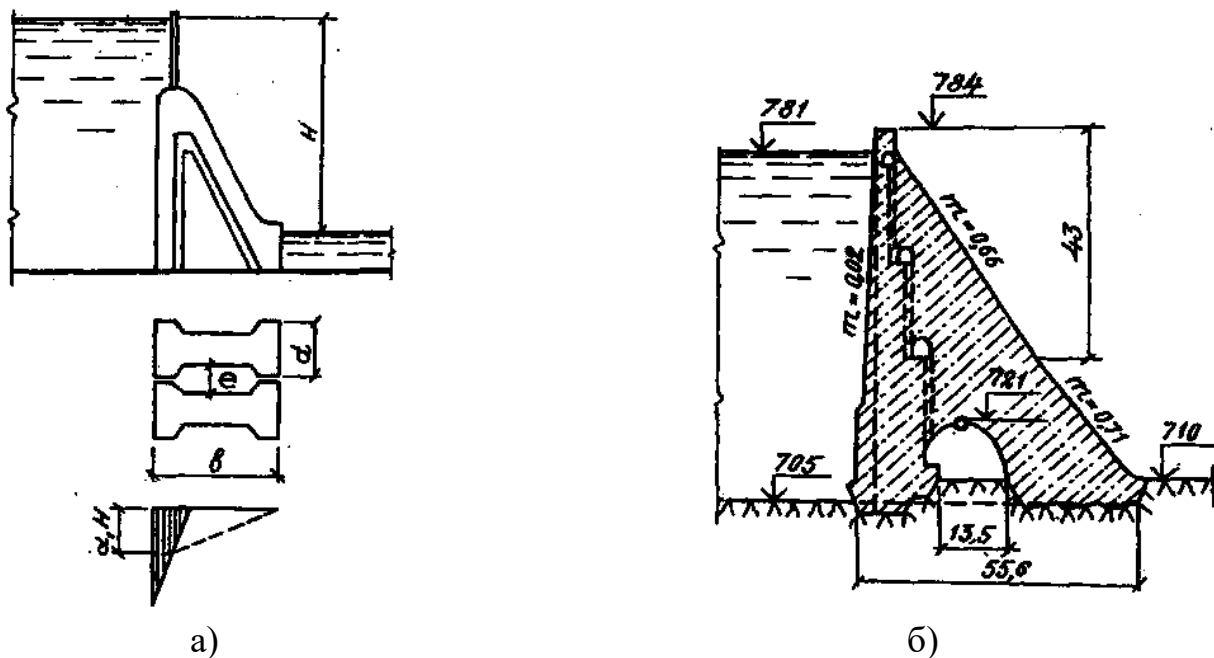
Метод арок центральної консолі полягає у розгляді роботи аркової греблі як просторової конструкції з врахуванням її жорсткості в двох напрямках. Розрахункова схема (рис. 1.3.13 б) – фіктивна конструкція з горизонтальних арок і однієї центральної консолі. Дозволяється припущення, що радіальні переміщення арок в ключі і горизонтальні переміщення центральної консолі рівні, звідки виходять, що гідростатичний тиск води розподіляється між арками і центральною консоллю. Інші консолі враховуються з припущенням, що частина гідростатичного тиску, який сприймається кожною аркою, постійна по її довжині. Це наближений метод, застосовується для розрахунку тонких і товстих аркових гребель в симетричних ущелинах.

Метод арок-консольей (рис. 1.3.13 в) припускає схематизацію роботи аркової греблі, як перехресної системи горизонтальних арок і вертикальних консольей. Ці елементи сприймають навантаження, що діють на греблю. Навантаження поділяють на „аркове” і „консольне” з умови сумісності переміщень і кутів повороту в точках перетину аркових і консольних елементів. Цей метод дозволяє оцінити напружений стан аркової греблі більш точно, ніж викладені раніше

методи. Застосовується для розрахунку тонких і товстих арок в симетричних і несиметричних ущелинах.

4. Поява типів і конструкції гребель, які є гравітаційними за характером роботи на зовнішні навантаження, але дозволяють отримати економію матеріалу, зумовлена прагненням скоротити об'єм бетону в тілі гребель і повніше використати його міцнісні властивості.

Зменшення об'єму бетону в таких конструкціях гребель компенсується зменшенням діючих сил (зменшення тиску на підшву). Це греблі з розширеними поперечними швами і греблі з поздовжніми порожнинами (рис. 1.3.14).



а) з розширеними швами; б) з порожнинами.

Рисунок 1.3.14 – Полегшені гравітаційні греблі

У греблях з розширеними швами роль дренажу, який знижує фільтраційний тиск на підшву, відіграють розширені шви. Ширина шва $l=3\ldots 9$ м, або $0,15d\ldots 40d$, де d – ширина секції.

Греблею з розширеними швами є Мамаканська ГЕС, яка побудована в суворих кліматичних умовах Сибіру (максимальна температура повітря $+37^{\circ}\text{C}$, мінімальна -60°C). Економія бетону складає 5-10%.

Влаштуванням поздовжньої порожнини також можна досягти зниження фільтраційного тиску на підшву. Але такі греблі не отримали розповсюдження

внаслідок необхідності спорудження криволінійних поверхонь великих прогонів і протяжності.

Комірчасті греблі – це система поздовжніх і поперечних стінок, що утворюють комірки або порожнини, які заповнюються ґрунтом. Необхідну жорсткість греблі надає бетон, який виконує роль скелета, а баластом для забезпечення стійкості на зсув є ґрунти. Прикладом монолітної комірчастої конструкції є гребля системи Сенкова (рис. 1.3.15).

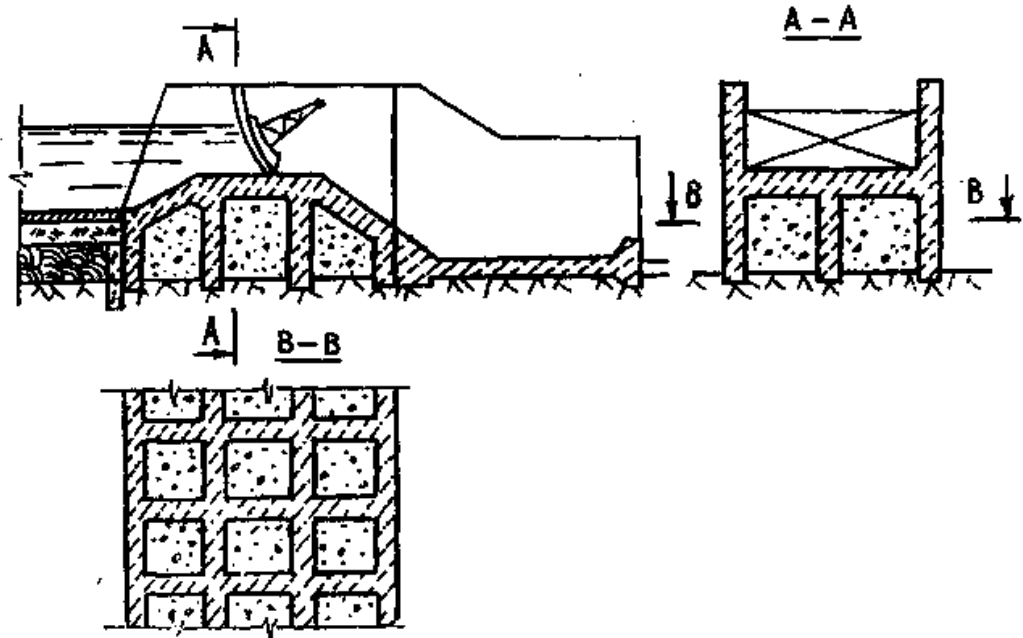


Рисунок 1.3.15 – Гребля системи Сенкова

ПИТАННЯ ДО ДЛЯ САМОПЕРЕВІРКИ

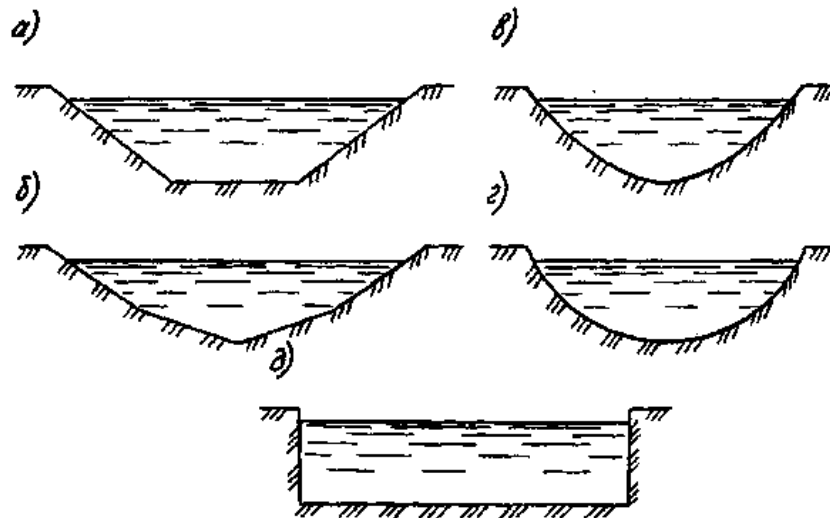
1. Як класифікують контрфорсні греблі?
2. Які схеми розглядаються при розрахунку міцності контрфорсів?
3. Як оцінюється міцність верхового оголовка масивно-контрфорсної греблі?
4. Які види аркових гребель розрізняють в залежності від значення коефіцієнту струмкості та за окресленням?
5. Як отримати рівномірні напруження в аркових греблях?
6. Які фактори впливають на напружений стан аркових гребель?
7. Які методи розрахунку аркових гребель вам відомі?

Тема 4. Канали та споруди на них

1. Загальні відомості про канали та їх класифікація
2. Регулюючі споруди.
3. Водопровідні споруди.
4. Спрягаючі споруди.

1. **Канали** – це відкриті штучні русла, призначені для транспортування води для народно-господарських потреб.

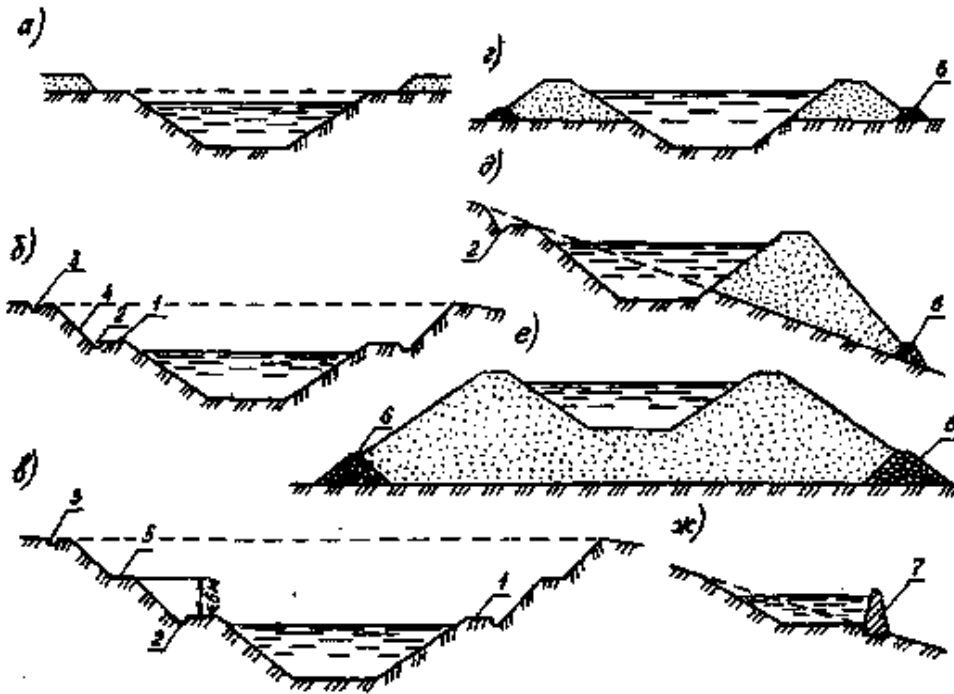
Поперечний переріз каналу визначається його підводною (живий переріз) та надводною частинами. Форми живого перерізу представлені на рис. 1.4.1.



а) трапецієвидна; б) полігональна; в) параболічна; г) напівкругла;
д) прямокутна.

Рисунок 1.4.1 – Форми живого перерізу каналів

Досить часто канали проектуються у виїмках, при цьому через кожні 6 м висоти каналу влаштовують непроїжджі бермі шириною не менше 1 м (рис. 1.4.2 а-в). Трапецієвидний переріз каналу влаштовується при його розміщенні на косогорі (рис. 1.4.2 д), при крутих схилах одна сторона каналу виконується у вигляді підпірної стінки (рис. 1. 4.2 ж). Проектування каналів в насипку (рис. 1.4.2 е) є не вигідним рішенням, оскільки в цьому випадку досить значний об'єм земляних робіт.



а-в – у виямках; г, д – в напіввиїмці-напівнасипу; е – в насипу;
ж – на косогорі; 1 – берма; 2 – кювет; 3 – канава; 4 – сухий укіс;
5 – проміжна берма; 6 – дренаж; 7 – підпірна стінка.

Рисунок 1.4.2 – Поперечні перерізи каналів

Для захисту каналів від розмиву течією влаштовують різні облицювання та покриття: кам'яні, бетонні, залізобетонні, асфальтобетонні, глинобетонні, з полімерних матеріалів.

Трасування каналів виконується із врахуванням топографічних, інженерно-геологічних умов та призначення каналу. Так траси осушувальних каналів вибираються на низьких відмітках місцевості, а зрошувальних каналів, навпаки, на високих відмітках.

Основні розрахунки каналів проводяться для рівномірного та нерівномірного руху.

Найвигідніший переріз каналу в гідравлічному відношенні є такий, що має найбільше значення гідравлічного радіуса. Для трапецієвидних каналів:

$$b / h = 2 (\sqrt{1+m^2} - m) , \quad (1.4.1)$$

де b - ширина каналу низом;

h - глибина води;

$m = ctg \alpha$ - коефіцієнт закладання укосу.

На практиці співвідношення приймають більшим, ніж розрахункове значення (рис. 1.4.3).

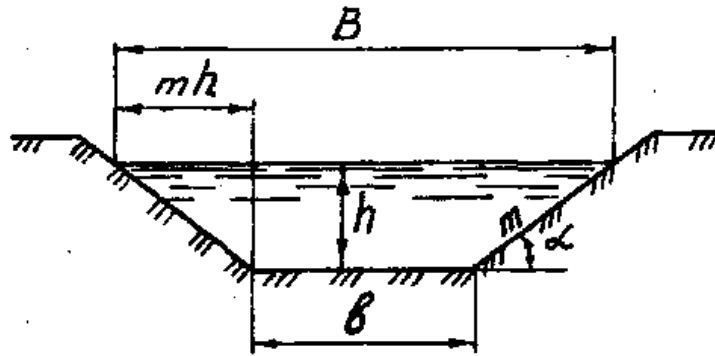


Рисунок 1.4.3 – Параметри живого перерізу трапецієвидних каналів

Середня швидкість води в каналі V_m повинна відповідати умові:

$$V_s \leq V_m \leq V_{adm} , \quad (1.4.2)$$

де V_s – незамулююча швидкість;

V_{adm} - нерозмивна швидкість [8].

Середня незамулююча швидкість [8]

$$V_s = e \sqrt{R} , \quad (1.4.3)$$

де e - коефіцієнт, що визначається за рекомендацією І.І. Леві [9]:

$$e = 0,1 \frac{\omega}{\sqrt{d_{\text{н\ddot{o}}}}} \cdot \sqrt[4]{\frac{\rho}{0,01}} \cdot \frac{0,0225}{n} , \quad (1.4.4)$$

де ω – гідравлічна крупність завислих наносів діаметром d_{cp} , мм;

ρ - відсоток (за масою) завислих наносів розміром більше 0,25 мм;

n - коефіцієнт шорсткості русла;

R - гідравлічний радіус, м.

Нерозмивна швидкість для каналів, що проходять в незв'язаних ґрунтах, визначається за залежністю Б.І. Студеничникова [8]

$$V_{adm} = 3,6 (h d_{cp})^{0.25} , \quad (1.4.5)$$

де h – глибина потоку, м;

d_{cp} - середній діаметр частинок ґрунту ложа каналу, м.

Питома витрата води на фільтрацію визначаються для каналів без екрана в однорідному ґрунті за формулою Костякова [10]

$$q = K (b + 2.5 h \sqrt{1+m^2}) , \quad (1.4.6)$$

де K – коефіцієнт фільтрації ґрунту; для екранованого каналу при відсутності підпору визначається за залежністю [8]

$$q = K_a + \frac{h+e}{e} (b + h\sqrt{1+m^2}) , \quad (1.4.7)$$

де K_a – коефіцієнт фільтрації екрана;

e - товщина екрана.

За господарським призначенням канали поділяють на :

- енергетичні (для підведення води з водосховищ до дериваційних гідроелектростанцій);
- водопровідні (для водопостачання населених пунктів);
- зрошувальні (подають воду на зрошувальні системи);
- осушувальні (для осушення заболочених територій);
- судноплавні (входять до складу водотransпортних магістралей);
- рибохідні (для подачі води в нерестилища);
- лісосплавні (для сплаву деревини в місцях розробок).

За способом подачі води канали поділяються на самопливні та машинні, вода в які подається за допомогою насосних станцій.

За капітальністю поділяються на 4 класи капітальності.

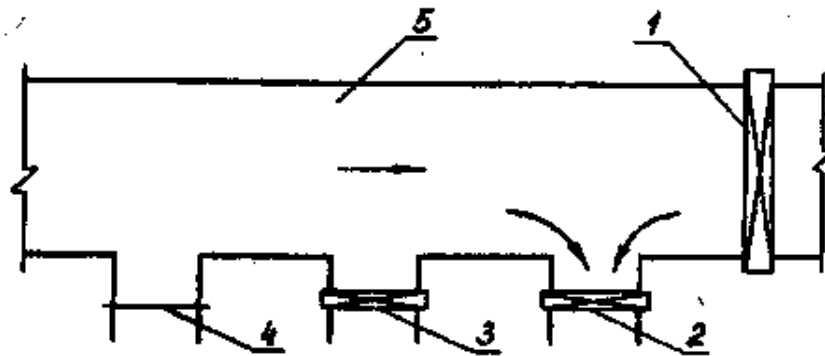
За геологічними умовами поділяють на такі, що проходять в нескельних та скельних ґрунтах.

За характером уклону бувають канали з прямими, зворотними та нульовими уклонами.

2. **Регулюючі споруди** влаштовують для регулювання кількості води, що подається в систему, при необхідності регулювання рівнів води в каналах, для аварійного скидання лишків води. За призначенням регулюючі споруди поділяються на:

- підпірні – для створення підпору та регулювання рівнів води;
- регулятори – водовипуски – для регулювання подачі води в канал;
- водоскидні – для скидання води при переповненні каналів;
- промивні – для недопущення попадання насосів в канал;
- вододільники – для поділення витрати води між декількома каналами.

Регулюючі споруди компонуються на каналах для вирішення декількох задач, утворюючи вузол споруд (рис.1. 4.4).



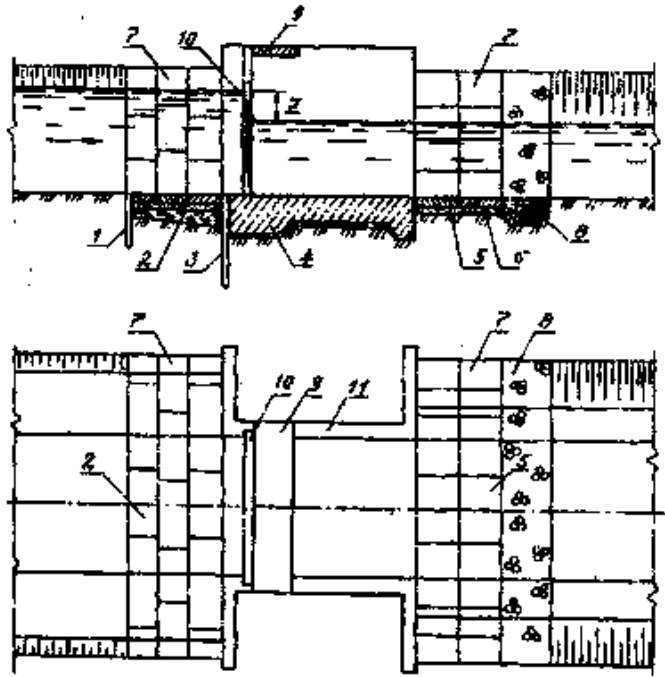
1 – підпірний регулятор; 2 – промивний регулятор; 3 – бічний регулятор-водовипуск; 4 – аварійний скид; 5 – магістральний клапан.

Рисунок 1.4.4 – Схема розміщення споруд на каналі:

Регулятори – це масові споруди на мережі, їх вартість складає 40-60% від вартості всієї системи.

За конструктивними ознаками регулятори поділяють на відкриті та закриті або діафрагмові та трубчасті.

Відкриті регулятори складаються з флютбету, поздовжніх стінок, затворів, підйомних механізмів та мостів. Таким регулятором надається перевага при малих глибинах в каналах та незначних коливаннях рівня верхнього б'єфа; при необхідності пропуску в нижній б'єф плаваючих предметів; коли максимальну витрату необхідно пропустити при незначному гідравлічному перепаді (0,1 м та менше).



1 – понурий шпунт; 2 – понур; 3 – королевий шпунт; 4 – водобій;
 5 – рисберма; 6 – зворотний фільтр; 7 – кріплення укосів плитами;
 8 – кам'яна призма; 9 – службовий місток; 10 – затвор; 11 – берегові стояки.

Рисунок 1.4.5 – Відкритий регулятор на каналі

До недоліків відкритих регуляторів слід віднести необхідність влаштування службового, іноді і проїжджого мостів.

Вододільники – це відкриті регулятори, які забезпечують поділ води між двома та більше каналами в певних співвідношеннях (рис.1. 4.6).

Розподільні вузли розміщують в місцях розгалуження каналу на декілька менших відвідних каналів (рис.1.4.7).

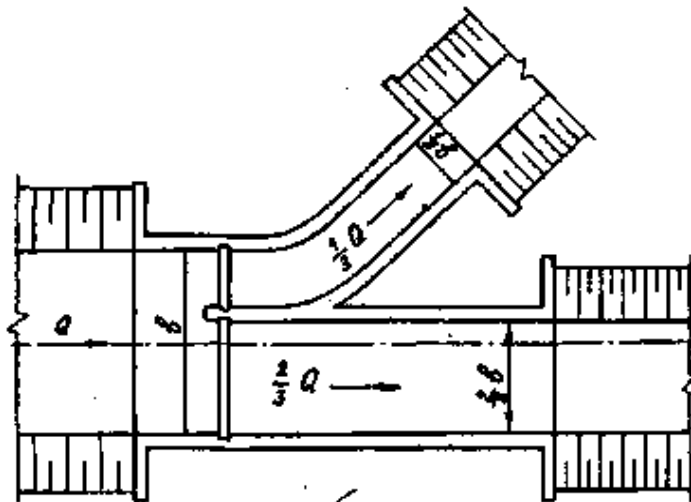
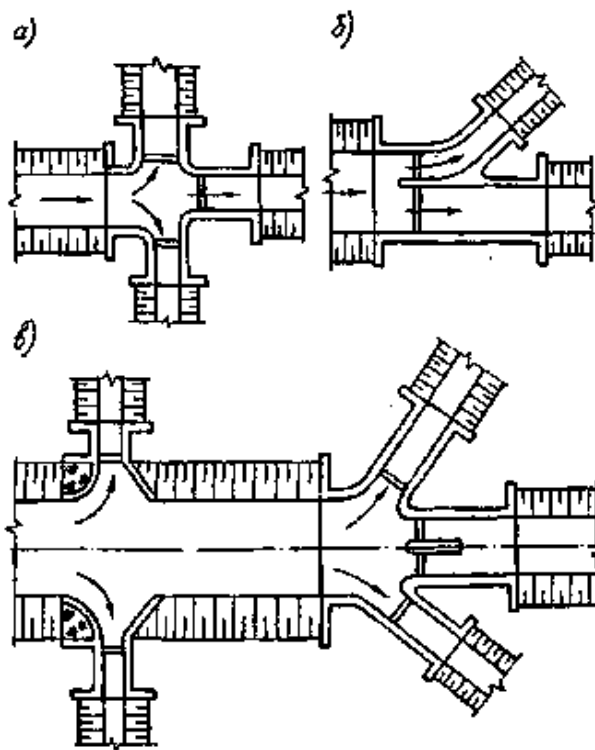


Рисунок 1.4.6 – Схема пропорційного вододільника

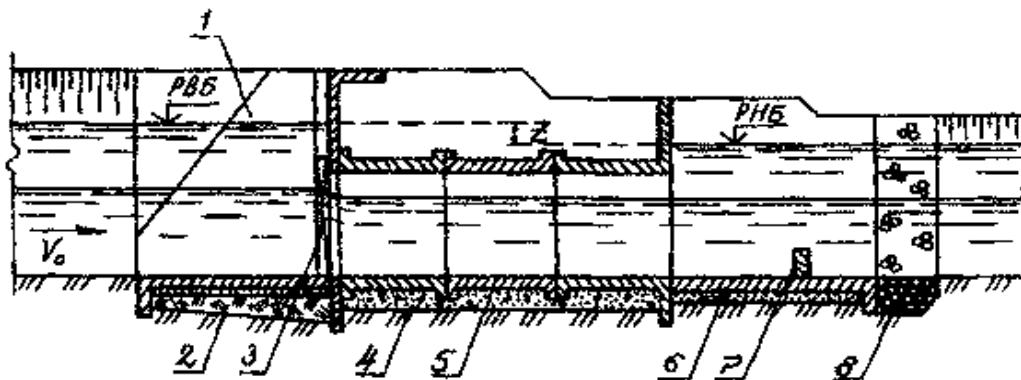


а, б – зближена; в – віддалена.

Рисунок 1.4.7 – Схема компоновки розподільних вузлів:

Трубчасті закриті регулятори складаються з труб, входного та вихідного оголовків, затворів, гасителів енергії в нижньому б'єфі. Їх застосовують при проходженні каналу в глибокій виїмці; при коливаннях рівня верхнього б'єфа 0,5м та більше; коли при великих напорах пропускають малі витрати.

До недоліків цих споруд можна віднести складність оглядів та профілактичних ремонтів, зміни гідравлічних режимів. Схема трубчастого регулятора представлена на рис.1.4.8.



1 – пірнаюча стінка; 2 – понур; 3 – затвор; 4 – підготовка; 5 – ділянка труби; 6 – водобій; 7 – водобійна стінка; 8 – кам'яна призма.

Рисунок 1.4.8 – Трубчастий регулятор

Гідравлічним розрахунком визначаються розміри отворів, труб, умови пропуску витрат, безпечні умови спряження б'єфів. Розглянемо деякі схеми регуляторів на меліоративних системах:

1) схема пропуску витрати через регулятор „водозлив з широким порогом” (рис.1.4.9). Ця схема має місце при повному відкритті отвору регулятора.

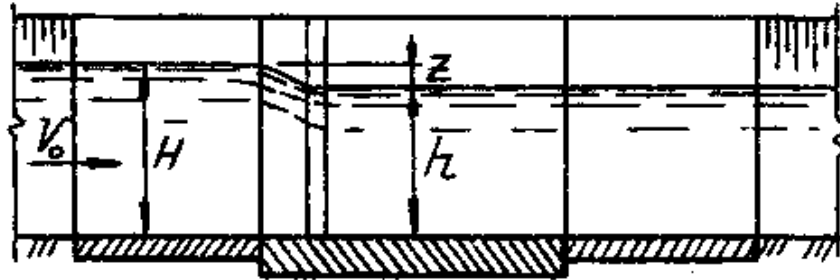


Рисунок 1.4.9 – Витікання через водозлив з широким порогом

Критерій підтоплення визначається за залежністю:

$$n = \frac{h}{H_0}, \quad (1.4.8)$$

де h – глибина води на порозі регулятора;

H_0 – глибина води перед спорудою.

$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot V_0^2}{2g}, \quad (1.4.9)$$

де α – коефіцієнт кінетичної енергії;

V_0 – швидкість підходу.

Пропускна спроможність визначається при вільному витіканні за формулою:

$$Q = \varepsilon \cdot m \cdot b \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}, \quad (1.4.10)$$

де Q – витрата води;

ε - коефіцієнт бокового стиснення потоку;

m - коефіцієнт витрати;

b - ширина отвору споруди.

2) „Витікання з-під щита”. В процесі експлуатації можливе неповне відкриття щита для пропуску витрат. Пропускна спроможність Q при вільному витіканні (рис. 1.4.10 – 1.4.11) визначається за залежністю:

$$Q = \varepsilon \cdot \varphi \cdot \varepsilon_{\hat{a}} \cdot h_{\hat{u}} \cdot b \sqrt{2g(\hat{I}_0 - \varepsilon_{\hat{a}} \cdot h_{\hat{u}})}, \quad (1.4.11)$$

де φ – коефіцієнт швидкості;

$\varepsilon_{\hat{a}}$ – коефіцієнт вертикального стиснення;

$h_{\hat{u}}$ – висота підняття щита.

При витіканні через затоплений отвір (рис. 1.4.11):

$$Q = \varepsilon \cdot \varphi \cdot \varepsilon_{\hat{a}} \cdot h_{\hat{u}} \cdot b \sqrt{2 \cdot g \cdot z_0}, \quad (1.4.12)$$

де z_0 – різниця рівнів води верхнього та нижнього б'єфів.

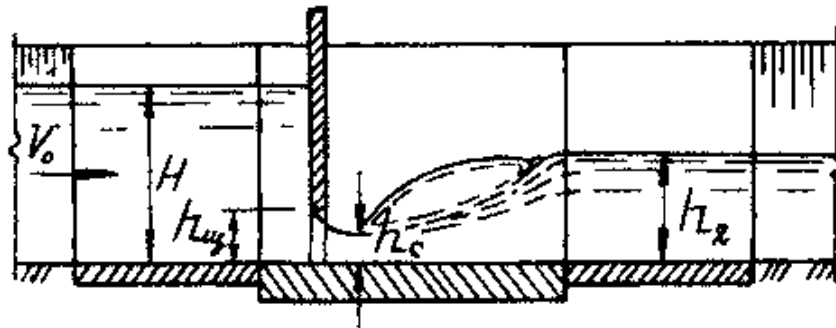


Рисунок 1.4.10 – Вільне витікання з-під щита

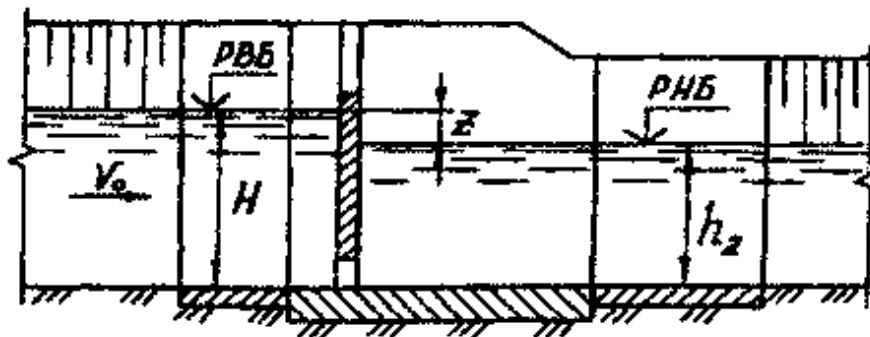


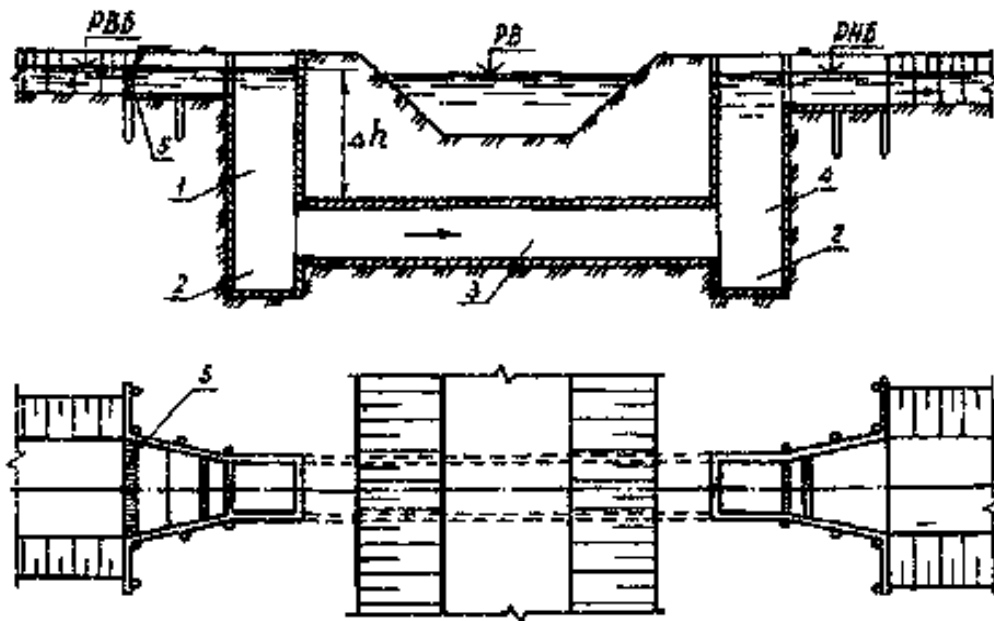
Рисунок 1.4.11 – Затоплене витікання з-під щита

3. Водопровідні споруди влаштовують для подолання перешкод, які зустрічаються на трасах каналу: долин, ярів, балок, пагорбів, косогорів, доріг, каналів. До таких споруд належать дюкери, акведуки, селепроводи, лотоки, трубчасті переходи, тунелі.

Дюкери – це напірні трубопроводи, які влаштовують для подолання перешкод у вигляді рік, доріг, балок, тощо. Вони споруджуються в умовах, коли немає можливості подати воду над перешкодою (відмітки каналу і перешкоди дуже близькі).

В залежності від матеріалу дюкери бувають дерев'яні (витримують тиск до 20 м), бетонні (при напорах до 30...50 м), залізобетонні (тиск до 100 м), металеві. Металеві дюкери через їх велику вартість споруджують при наявності спеціального обґрунтування.

За конструктивними особливостями дюкери поділяють на шахтні або колодязні (рис. 1.4.12) – для пропуску при невеликих напорах малих витрат та дюкери складної конструкції – для великих витрат і напорів (рис. 1.4.13).



1 – вхідний колодязь; 2 – грязьовик; 3 – горизонтальна труба;
4 – вихідний колодязь; 5 – решітка.

Рисунок 1.4.12 – Дюкер колодязного типу

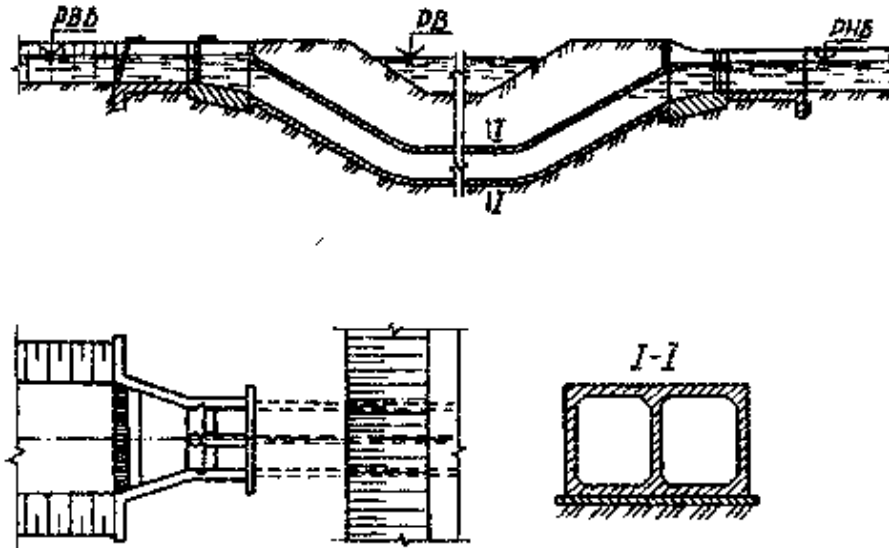


Рисунок 1.4.13 – Залізобетонний двохочковий дюкер

Основними частинами невеликого дюкера є вхідний та вихідний колодязі, а у дюкера складної конструкції – вхідний та вихідний оголовки, анкери і проміжні опори.

Гідравлічні та статичні розрахунки дюкерів

Пропускна спроможність дюкера визначається за формулою:

$$Q = \mu \cdot S \sqrt{2 \cdot g \cdot z_0} , \quad (1.4.13)$$

де μ – коефіцієнт витрати труби;

S – площа поперечного перерізу труби;

z_0 – різниця рівнів води верхнього та нижнього б'єфів.

Середня швидкість в трубі приймається в межах 1,5...4,0 м/с, але не менше, ніж швидкість в каналі.

Верхній край труби дюкера повинен бути занурений під мінімальний рівень води в каналі на Δh :

$$\Delta h = \frac{V_{\dot{a}}^2 - V_{\dot{e}}^2}{2g} , \quad (1.4.14)$$

де $V_{\dot{a}}$ – швидкість води в дюкері;

$V_{\dot{e}}$ – швидкість води в підвідному каналі.

Акведуки – це водоводи у вигляді моста для пропуску води через перешкоди. Ці споруди влаштовують у випадках, коли відмітка перешкоди значно нижча, ніж рівень води в каналі та відмітки прогінної будови акведука (рис.1.4.14).

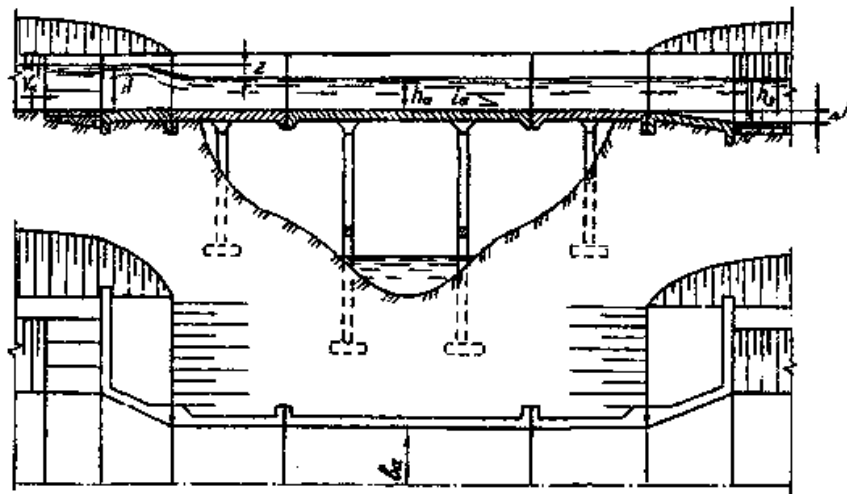


Рисунок 1.4.14 – Залізобетонний акведук

Вхідна та вихідна ділянки акведуків повинні забезпечити плавне спряження споруди з каналом в плані та у вертикальній площині. З метою недопущення підпору води в акведуці та верхньому каналі дно відповідного каналу спрягають за допомогою похилої перехідної ділянки.

Лотоки акведуків бувають прямокутні, параболічні, круглі. Іноді замість лотоків застосовують азбестоцементні труби для пропуску невеликих витрат (до $2\text{ м}^3/\text{с}$). Лотоки параболічного та напівкруглого поперечного перерізу найчастіше застосовуються для пропуску витрат до $10\text{ м}^3/\text{с}$.

Гідравлічний розрахунок акведука включає розрахунок вхідної та вихідної ділянок і лотока. Вихідні дані: геометричні розміри каналу, витрата Q_p , швидкість води в каналі V_k і глибина води перед спорудою H . Швидкість води в акведуці $V_a = 1 \dots 2\text{ м/с}$, для недопущення осідання наносів швидкість V_a приймається на 10-20% більшою, ніж швидкість в підвідному каналі.

Перепад рівнів води на вході в акведук приймається $z = 5 \dots 15\text{ см}$. Глибина води в лотоці акведука

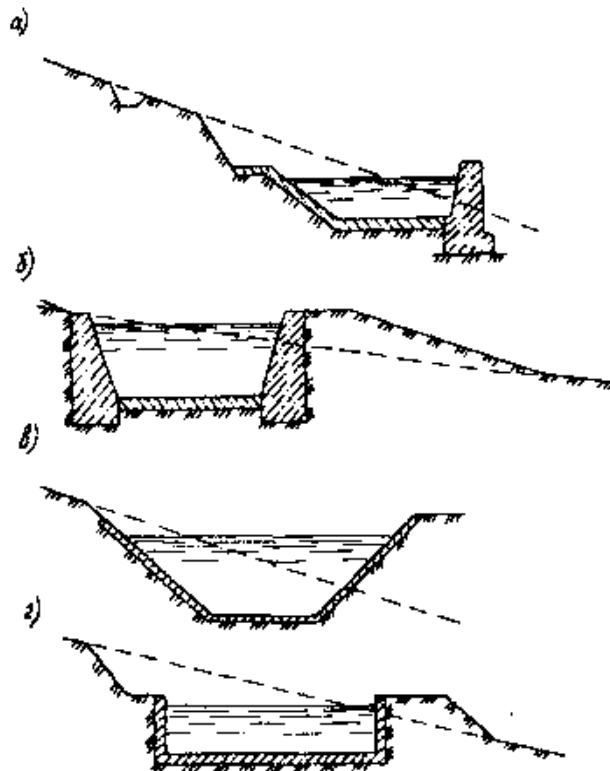
$$h_a = H - z . \quad (1.4.15)$$

Ширина лотока

$$b_a = Q_p / h_a \cdot V_a . \quad (1.4.16)$$

Селепроводи – це лотоки на опорах для пропуску селевих потоків через канали, дороги, ріки. Вхідна частина цих споруд представляє собою розтруб з укріпленими дном та дамбами, вихідна ділянка теж укріплюється та огорожується дамбами. Лоток облицьовується матеріалом з великим опором проти стирання. Ухил споруди приймається більшим, ніж ухил селевого русла.

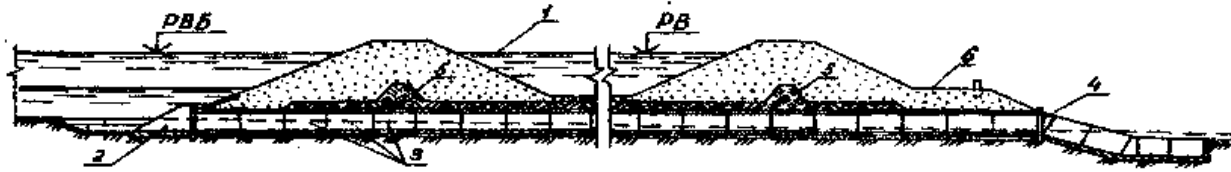
Лотоки – це штучні русла з дерева, бетону, залізобетону, металу, їх розміщують на поверхні землі або на опорах. Лотоки влаштовують на ділянках траси із складним рельєфом, несприятливими геологічними та гідрологічними умовами (рис.1.4.15).



а) складного профілю; б) монолітні; в) з облицюваннями; г) збірно-блочний

Рисунок 1.4.15 – Лотоки на косогорі

Труби-зливопроводи (зливоспуски) служать для пропуску невеликих водотоків під каналами, автомобільними та залізничними шляхами, збудованими з насипу (рис. 1.4.16).



1 – канал; 2 – вхідний оголовок; 3 – ланки труб; 4 – вихідний оголовок;
5 – м'ята глина; 6 – дорога.

Рисунок 1.4.16 – Трубчастий зливопровід

За матеріалом труби можуть бути бетонними, залізобетонними, кам'яними, цегляними, металевими.

Гідротехнічні тунелі – це закриті водоводи, які прокладають в земній корі без виймання ґрунту, що знаходиться над ним. Тунелі будують в гірських умовах, а також при будівництві тимчасових та постійних водоскидів: коли вісь водоводу (каналу) знаходиться на значній глибині від земної поверхні; траса водоводу перетинає крутий схил, на якому можливі зсуви.

Гідравлічні розрахунки тунелів зводяться до визначення максимальної пропускної спроможності, перевірки їх на незамулюваність. В напірних тунелях меліоративного призначення швидкість води приймається 1,5...4,0 м/с, пропускна спроможність визначається за залежністю (1.4.16).

Для безнапірних тунелів швидкість течії приймається 1,5...2,5 м/с, пропускна спроможність визначається за формулою:

$$Q = S \cdot C \sqrt{R \cdot i}, \quad (1.4.17)$$

де S – площа живого перерізу каналу;

C – коефіцієнт Шезі;

R – гідравлічний радіус;

i – ухил поверхні води.

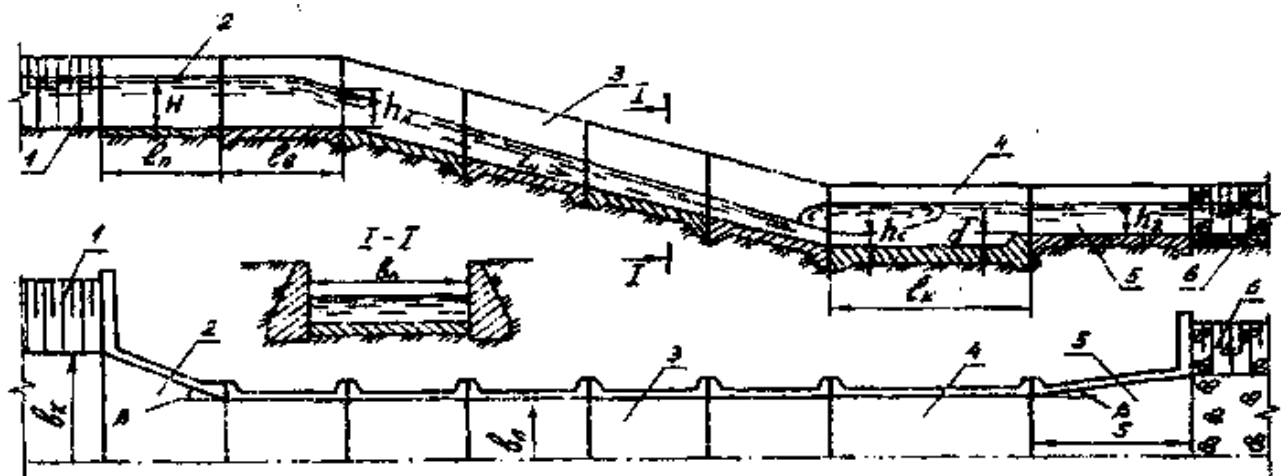
Спрягаючі споруди призначені для з'єднання верхньої та нижньої ділянки каналів при проходженні крутих схилів.

За умовами руху спрягаючі споруди поділяють на три групи:

- 1) швидкотоки і труби, по яких вода безперервно рухається по споруді;
- 2) східчасті і консольні перепади, по яких вода по частині шляху рухається у безпосередньому контакті із спорудою, а потім падає у повітря;
- 3) споруди перехідних форм, які включають елементи першої і другої груп (шахтні і трубчасті).

В межах спрягаючої споруди кінетична енергія гаситься різними шляхами: збільшеннями гідравлічного опору на шляху потоку (решітки, водобійні стінки, пороги); відкиданнями струмини від кінцевої частини споруди і утворенням ями розливу, тощо.

Швидкотоки – це спрягаючі лотки, які мають уклон дна більший за критичний, вода при переході з верхнього каналу в нижній не відокремлюється від споруди (рис. 1.4.17).



- 1 – підвідний канал; 2 – вхід; 3 – лоток; 4 – гаситель; 5 – вихід;
6 – відвідний канал.

Рисунок 1.4.17 – Бетонний швидкотік

Перепади – це спрягаючі споруди у вигляді східців, що з'єднують безнапірні ділянки на різних рівнях (рис. 4.18).

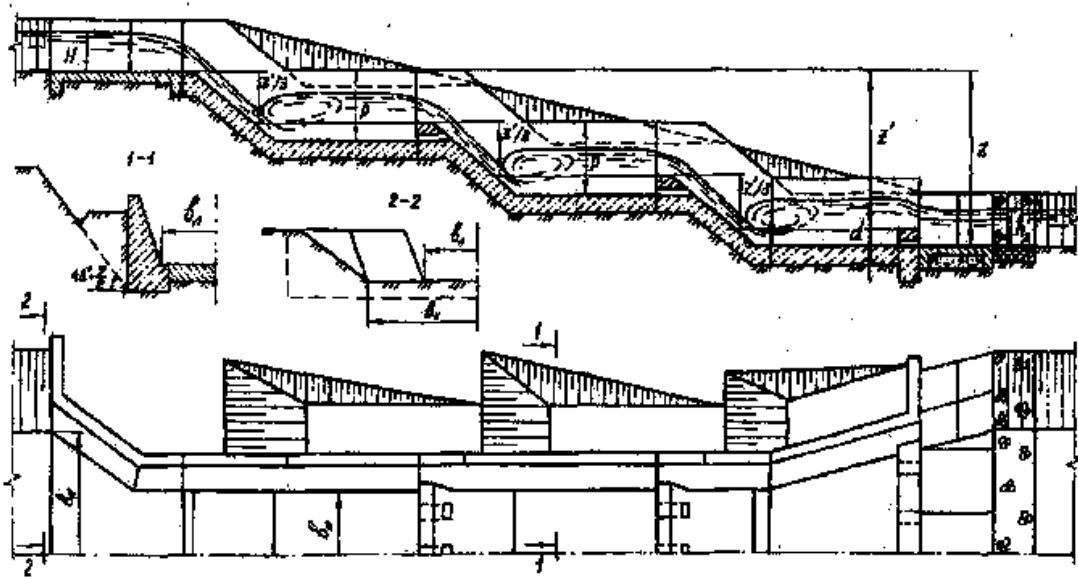


Рисунок 1.4.18 – Багатосхідчастий перепад

ПИТАННЯ ДЛЯ САМОПЕРЕВІРКИ

1. Назвіть основні форми живого перерізу каналів та способи трасування при яких ці форми застосовуються.
2. Який переріз каналу є найвигіднішим у гідравлічному відношенні?
3. Якій умові повинна відповідати швидкість води в каналі?
4. За якими ознаками класифікують канали?
5. При яких умовах застосовуються відкриті регулятори?
6. При яких умовах застосовуються трубчасті закриті регулятори?
7. Які схеми регуляторів на меліоративних системах вам відомі?
8. Які водопровідні споруди вам відомі?

Тема 5. Регулювальні споруди

1. Класифікація регулювальних споруд, їх конструктивні елементи.
2. Поздовжні регулювальні споруди.
3. Поперечні регулювальні споруди.
4. Наскрізні споруди. Спрямлення річкових звивин.
5. Боротьба з повеневими та селевими потоками.

1. Існує два види регулювання русел річок: загальне або повне – забезпечення на всьому протязі річки нормальної стійкості русла; часткове регулювання – виконання регулювальних робіт по окремих ділянках русла.

Регулювальні споруди класифікуються за наступними ознаками:

- 2) *за призначенням* (струмененапрямні; огорожувальні дамби; берегозакріплювальні споруди; загати – споруди, які повністю перекривають русло річки; поверхневі і донні струмененапрямні системи);
- 3) *за строком служби*: постійні і тимчасові;
- 4) *в залежності від будівельних матеріалів та конструкцій*: плотові, ґрунтові, дерев'яні, бетонні;
- 5) *за розташуваннями відносно русла*: поздовжні і поперечні;
- 6) *за характером дії на потік*: монолітні та наскрізні;
- 7) *за відношенням до рівнів води*: споруди, що затоплюються і споруди, що не затоплюються.

Найбільш поширені наступні конструктивні елементи регулювальних споруд:

- 1) прутяні канати – застосовують для з'єднання хмизової кладки;
- 2) хмизові тюфяки, що складаються з декількох шарів розстеленого хмизу; які стягнуті між двома сітками з прутяних каналів і привантажені камінням;
- 3) сипаї – триногі або чотириногі козли висотою 2...5 м, які виготовляють з деревин, брусків, рейок, труб та скріплюють дротом (рис. 1.5.1 а);
- 4) габіони і габійні тюфяки – мають форму циліндрів або ящиків з стінками з сітки, що виготовляється з дроту, заповнених камінням, щебенем (галькою) (рис. 1.5.1 б).

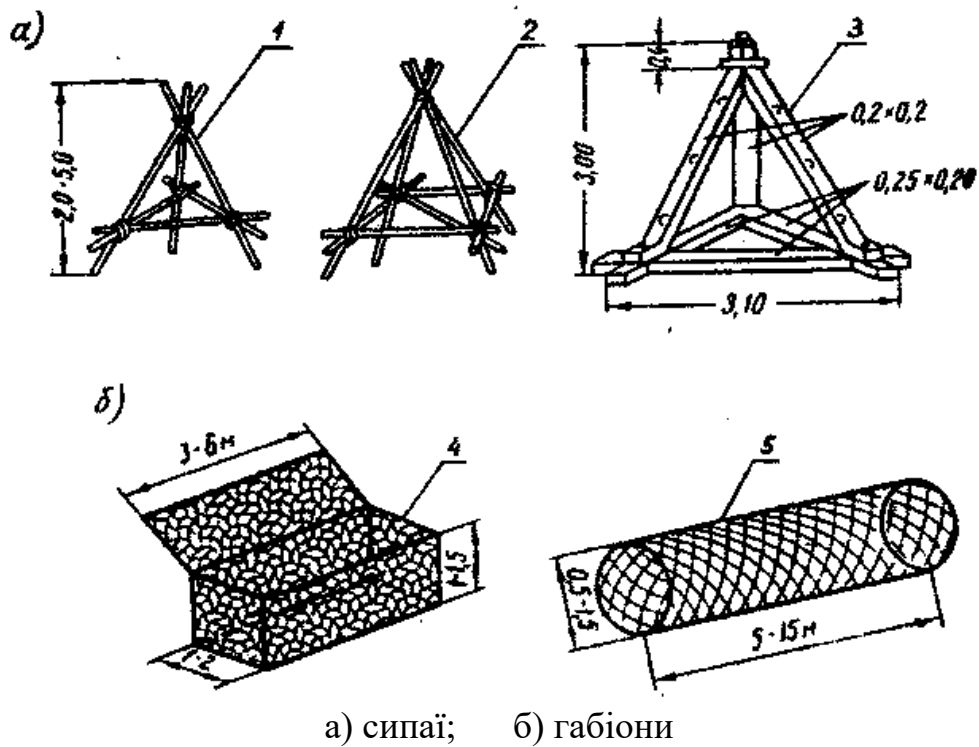
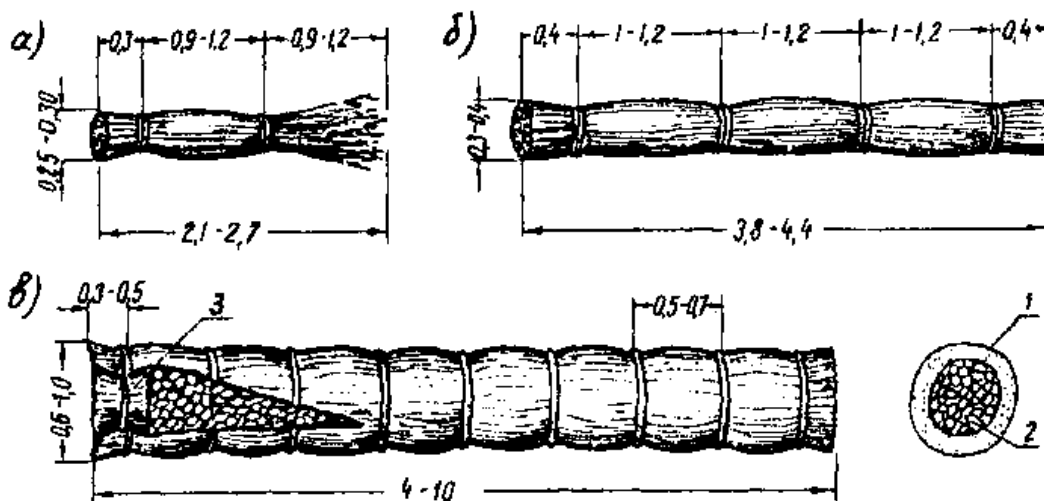


Рисунок 1.5.1 – Конструктивні елементи регулювальних споруд

5) хворостяні фашины поділяють на легкі (пучок хмизу діаметром 0,25...0,30 м, що перетягується в декількох місцях) та важкі (циліндрична хмизові оболонка, що заповнюється щебенем, камінням, ґрунтом).



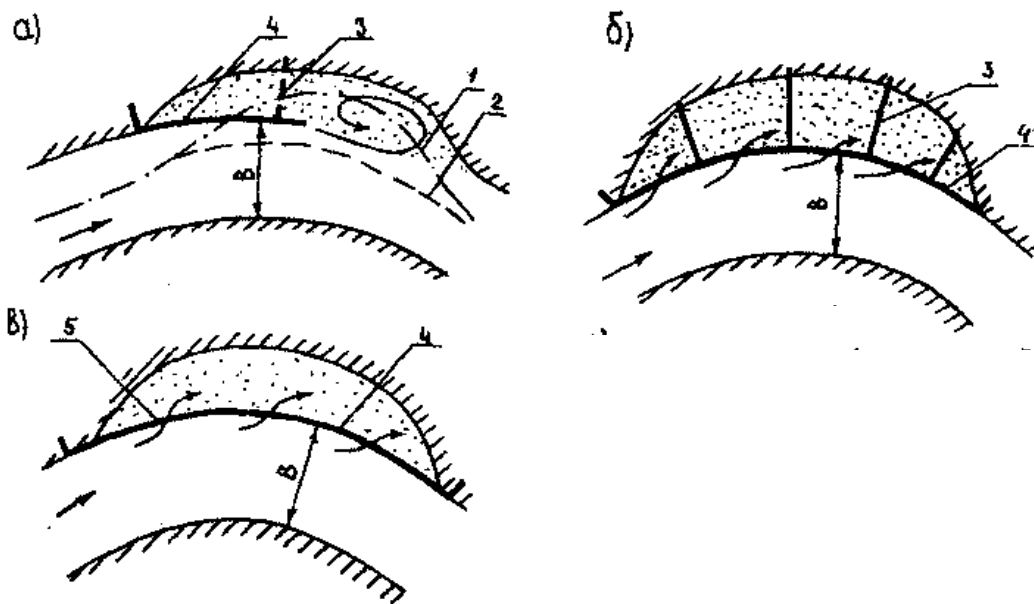
а) однокомлева; б) двокомлева; в) важка фашина:
1 – хмиз; 2 – каміння; 3 – пробка з хмизу (розміри в м).

Рисунок 1.5.2 – Типи фашин

2. Основні види поздовжніх масивних споруд – *струмененапрямні* і *огороджувальні* дамби.

Струмененапрямні дамби створюють основну лінію річкового потоку в руслі, що регулюється. В залежності від розташування в плані розрізняють (рис.1.5.3):

- 1) незалежні дамби, нижче яких за течією виникає коловорот з малими швидкостями вздовж берега, що викликає його розмив (рис. 1.5.3 а);
- 2) дамби, що затоплюються, з траверсами (для гасіння швидкості течії, що виникає за дамбою, між нею та берегом встановлюються поперечні дамби-траверси) (рис.1.5.3 б);
- 3) дамби, що не затоплюються, з отворами (для проникнення завислих наносів за дамби) (рис. 1.5.3 в).



- а) незамкнена дамба; б) дамба, що затоплюється з траверсами;
в) дамба, що не затоплюється з отворами.

Рисунок 1.5.3 – Розташування струмененапрямних дамб в плані:

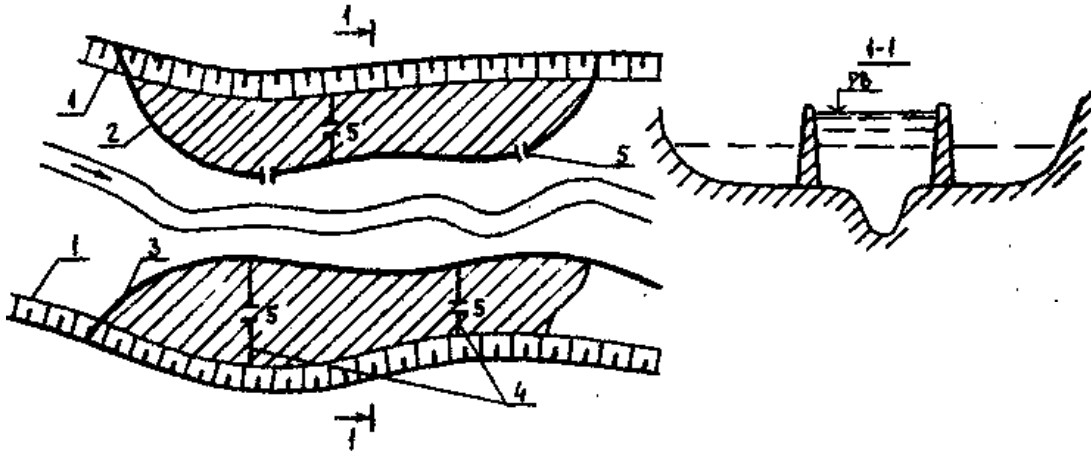
Огороджувальні дамби застосовують для захисту ділянок місцевості від затоплення.

Обваловування дамб може бути замкнене і незамкнене.

В замкнених дамбах місцевий стік затримується в низинах обвалованої

території, потім скидається через спеціальні труби, що встановлюються під дамбами.

Незамкнені дамби споруджують на річках з великими уклонами та широкою заплавою. Поперечні вали – це траверси, які встановлюють для зменшення площі затоплення у випадку прориву огорожувальної дамби. На рис. 1.5.4 показана схема розташування дамб обваловування.



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

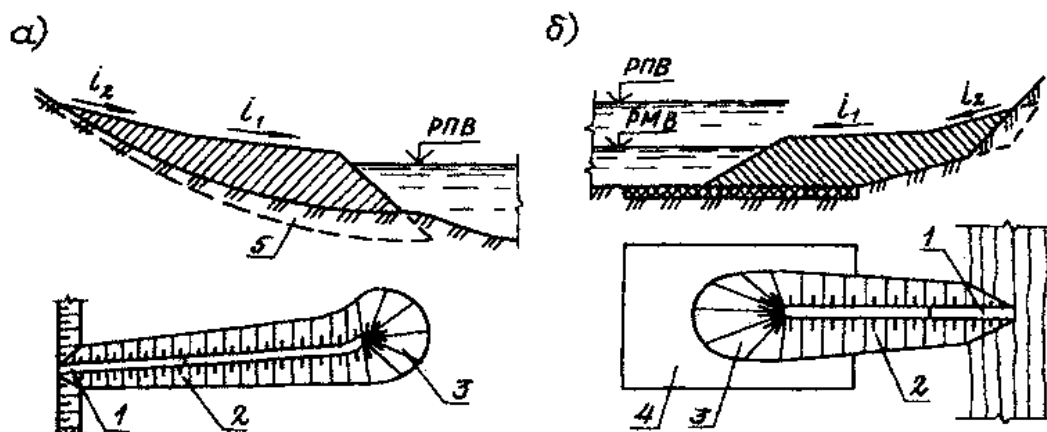
Рисунок 1.5.4 – Схема розташування дамб обваловування

3. Основні види поперечних споруд – це півзагати, донні загати і донні пороги.

Півзагати поділяють на три типи за висотою гребеня по відношенню до рівня води в річці:

- донні, які затоплюють в межінь, призначені для захисту берегових споруд від розмиву;
- меженні, які затоплюються в повінь, призначені для регулювання меженного русла і захисту берегів;
- паводкові, що не затоплюються, застосовуються для захисту берегів і регулювання русел при середніх та високих рівнях води.

На рис. 1.5.5 показані типи пів загат і їх основні елементи.



а – півзагата з місцевого ґрунту; б – півзагата з різних кладок; 1 – корінь; 2 – тіло; 3 – голова; 4 – донний тюфяк; 5 – котлован.

Рисунок 1.5.5 – Типи півзагат і їх основні елементи

Корені та голови – це найбільш відповідальні частини напівзагат. Для захисту коренів від розмиву, споруди врізають в берег на 2...6 м та міцно укріплюють. Прикореневі ділянки також захищають від розмиву: для цього їх укріплюють із сторони верхнього б'єфу – на довжині 10...15 м, та із сторони нижнього б'єфу – на 15...20 м від осі споруди. Укуси в головній частині споруди влаштовують пологими (1:3 – 1:5). Від підмиву напівзагату захищають фартухи із хмизових та залізобетонних тюфяків, габіонів, що обмежує поглиблення ями розмиву. Якщо півзагати зводять з місцевого ґрунту, їх укуси кріплять більш міцним матеріалом.

Донні пороги влаштовують в спеціально підготовлених траншеях, розташованих у товщі потоку, для закріплення відміток дна русла там, де очікується розмив.

4. Наскрізні регулювальні споруди проникливі для води на відміну від монолітних (суцільних) споруд. В деяких випадках вони більш економічні, ніж монолітні. Основні типи наскрізних споруд представлені на рис. 5.5.

Плотові загорожі (рис. 1.5.5 а) застосовують при глибинах до 1,5 м і швидкостях до 1,5 м/с.

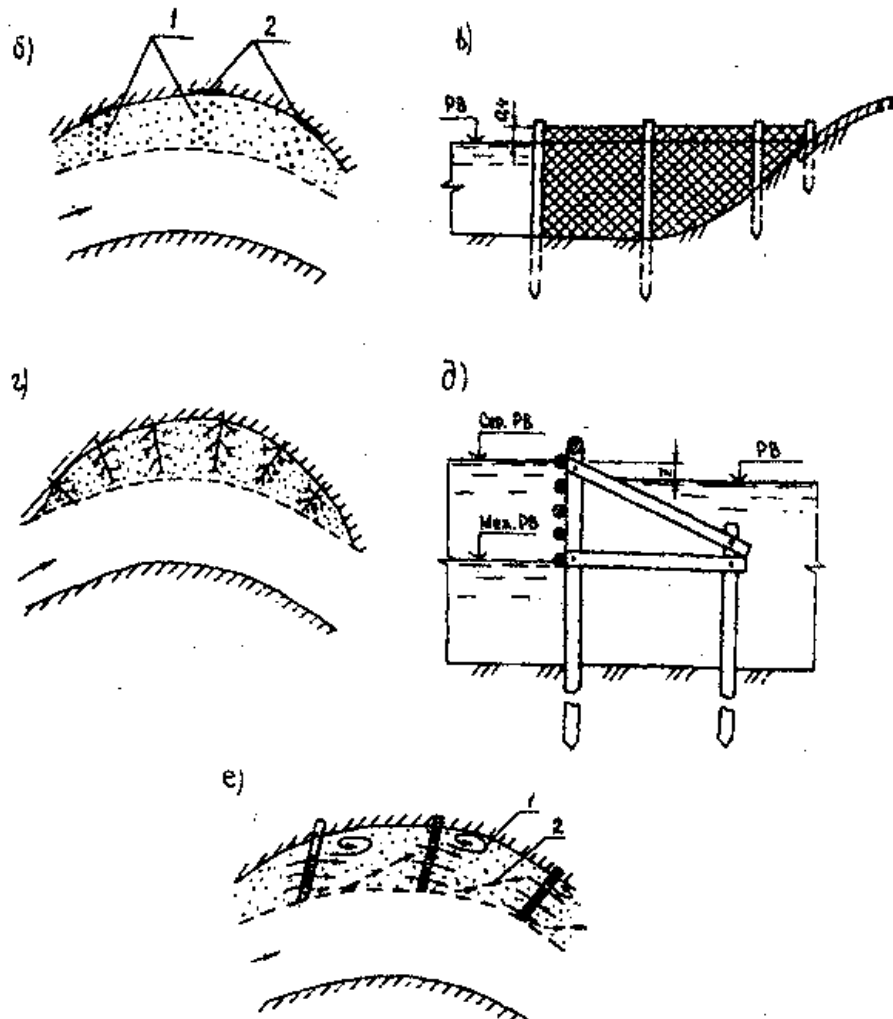
Пальові споруди (рис. 1.5.5 б) влаштовують у вигляді дамб, поздовжніх опоясок, поперечних шпор вздовж лінії берега.

Сітчасті споруди (рис. 1.5.5 в) поділяють на стаціонарні (ряд кілків або паль, до яких прибивається сітка з діаметром дроту 2...5 мм і комірками розміром 0,2...1,0 м) та плавучі.

Вищеназвані споруди зараз майже не застосовуються, їх використання було

поширено у повоєнні часи.

Гілчасті споруди (рис. 1.5.5 г) застосовують для нарощення мілини, створення умов для замулення бокових рукавів та глибоких вимоїн. Це споруди для тимчасового регулювання русла.



а – однорядний плетінь; б – паливі півгазати; в – стаціонарна сітчаста споруда; г – поперечні гілчасті споруди; д – щитова споруда; е – наскрізні півгазати. Схема б: 1 – окремі пані; 2 – кріплення берега. Схема е: 1 – траєкторія поверхневих струмин; 2 – траєкторія донних струмин.

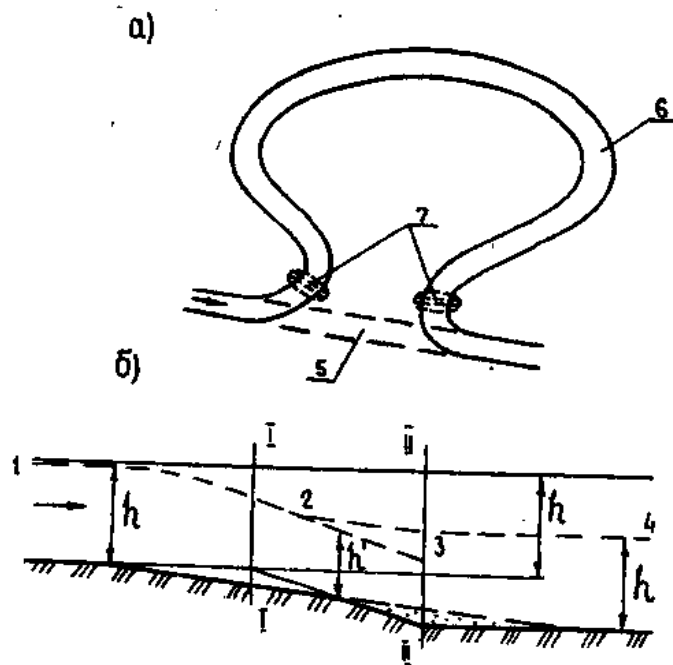
Рисунок 1.5.5 – Типи і конструкції наскрізних споруд

Загорожні (щитові) споруди (рис. 1.5.5 д) виконують із жердин або залізобетонних балок і застосовують на річках з великими швидкостями та гальковим дном.

Наскрізні півгазати (рис. 1.5.5 е) виконують із масивних бетонних блоків, на нижніх блоках розміщують трампліни із залізобетонних плит. Потік розщеплюється такими спорудами і відхиляється за допомогою „трамплінів”

поверхневих струмин. При цьому знижується дія потоку на дно русла і зменшується його розмив.

Спряження річкових звивин. При крутих поворотах русла ускладнюється рух суден і плотів. В таких випадках застосовується „пом'якшування” крутих звивин або їх спряження шляхом влаштування прокопів. В прокопі ухил дна більший в порівнянні з руслом, глибина води в ньому зменшується: $h' < h$ (рис.1.5.6).



а – план звивини; б – поздовжній профіль по спрямленню;
1 - 2 – крива спаду; 2 - 3 – вільна поверхня на ділянці прокопу;
2 - 4 – крива підпору; 5 – прокоп; 6 – старе русло.

Рисунок 1.5.6 – Спряження річкової звивини

При спрямленні русел змінюються гідравлічні умови на прилеглих до звивин ділянках річки.

6. **Повінь** – короткочасне і неперіодичне підняття рівнів води в річках в результаті різкого підвищення їх стоку внаслідок затяжних дощів, злив, інтенсивного сніготанення. За період повені проходить 36-77% річного стоку річок, перевищення рівнів над літніми меженними рівнями складає для малих річок 1,5...2,0 м, для середніх 2...3 м і для великих до 7 м. На р. Дніпрі максимальне перевищення спостерігалось у 1655 р. – і складало 15 м. До прямих збитків від повеней відносять жертви серед населення і затоплення земель, непрямі збитки пов'язані із наслідками для здоров'я людей, їх добробуту,

можливістю зараження і забруднення території.

Заходи, які застосовують для боротьби з повенями можна представити схематично (рис. 1.5.7).

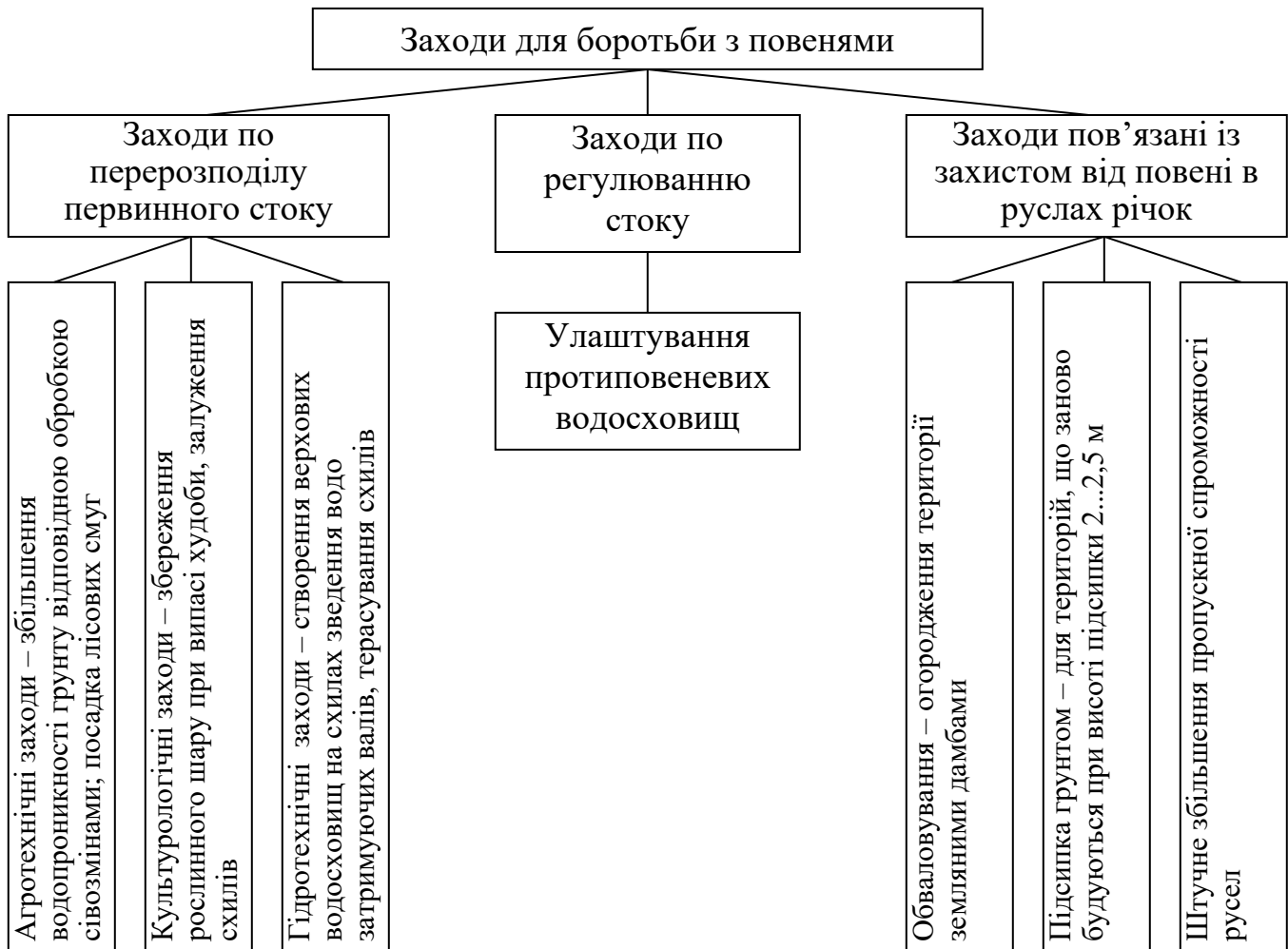


Рисунок 1.5.7 – Заходи для боротьби з повенями

Селеві потоки – це грязекам'яні потоки, що насичені великою кількістю твердого і рослинного матеріалу: піском, галькою, гравієм, камінням. Вони утворюються при інтенсивному поверхневому стоці при потужних зливах, тривалих обложних дощах в гірських та передгірських районах. В Україні до початку 60-х років селеві потоки майже не вивчались. Селеві потоки в Карпатах та Криму спостерігаються майже щорічно, швидкість їх руху досягає 5...6 м/с, серед відкладень зустрічаються валуни діаметром від 15 см до 1,5 м.

Для боротьби з селевими потоками виконують наступні види робіт:

- 1) регулюють первинний стік на водозабірній площі;
- 2) „пом'якшують” поздовжній ухил русла за допомогою порогів і донних

- загат та зменшують швидкість течії до нерозмивних;
- 3) попереджують пошкодження каналів і доріг в місцях перетину їх з селевим руслом шляхом влаштування селепроводів;
 - 4) обваловують та захищають схили від розмиву, тим самим попереджаючи блукання водотоку на конусі виносу;
 - 5) закріплюють окремі тальвеги, на яких зосереджується стік або спостерігається інтенсивний розмив.

На схилах водозабірної площі проводять агролісокультурні та технічні заходи. До агролісокультурних заходів відносяться: охорона рослинного шару схилів від знищення, насадження лісів на схилах. До технічних заходів відносяться терасування схилів з посадкою дерев, укріплення схилів від сповзання.

Регулювальні роботи в руслах проводяться для укріплення русел від розмиву селевим потоком, затримки та акумуляції селевої маси. Для зменшення ухилу та затримки крупних наносів загати розміщують так, щоб поверхня відкладених наносів проходила від верху водозливу нижньої загати до низу фундаментів наступної верхньої загати (рис. 1.5.7).

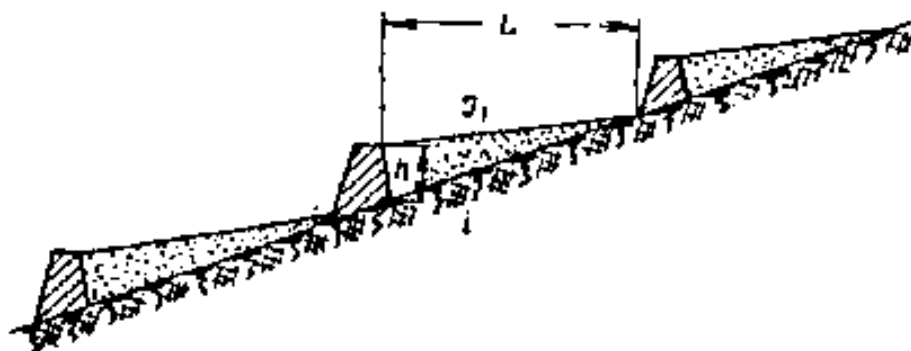


Рисунок 1.5.7 – Схема розташування загат на ділянці регулювання

ПИТАННЯ ДЛЯ САМОПЕРЕВІРКИ

1. За якими ознаками класифікують регулювальні споруди?
2. Які конструктивні елементи регулювальних споруд найбільш поширені?
3. З якою метою влаштовують струмененапрямні та огорожувальні дамби?
4. Які види поперечних споруд вам відомі?
5. Назвіть основні типи наскрізних регулювальних споруд.
6. Які заходи застосовуються для боротьби з повеннями.
7. Які види робіт застосовують для боротьби з селевими потоками?

Тема 6. Судноплавні лісо- і рибопропускні споруди

1. Класифікація водних шляхів.
2. Судноплавні канали та судноплавні шлюзи.
4. Суднопідйомники.
5. Лісопропускні споруди.
6. Рибопропускні та рибозахисні споруди.

1. Класифікацію водних шляхів можна показати у вигляді схеми (рис. 1.6.1).

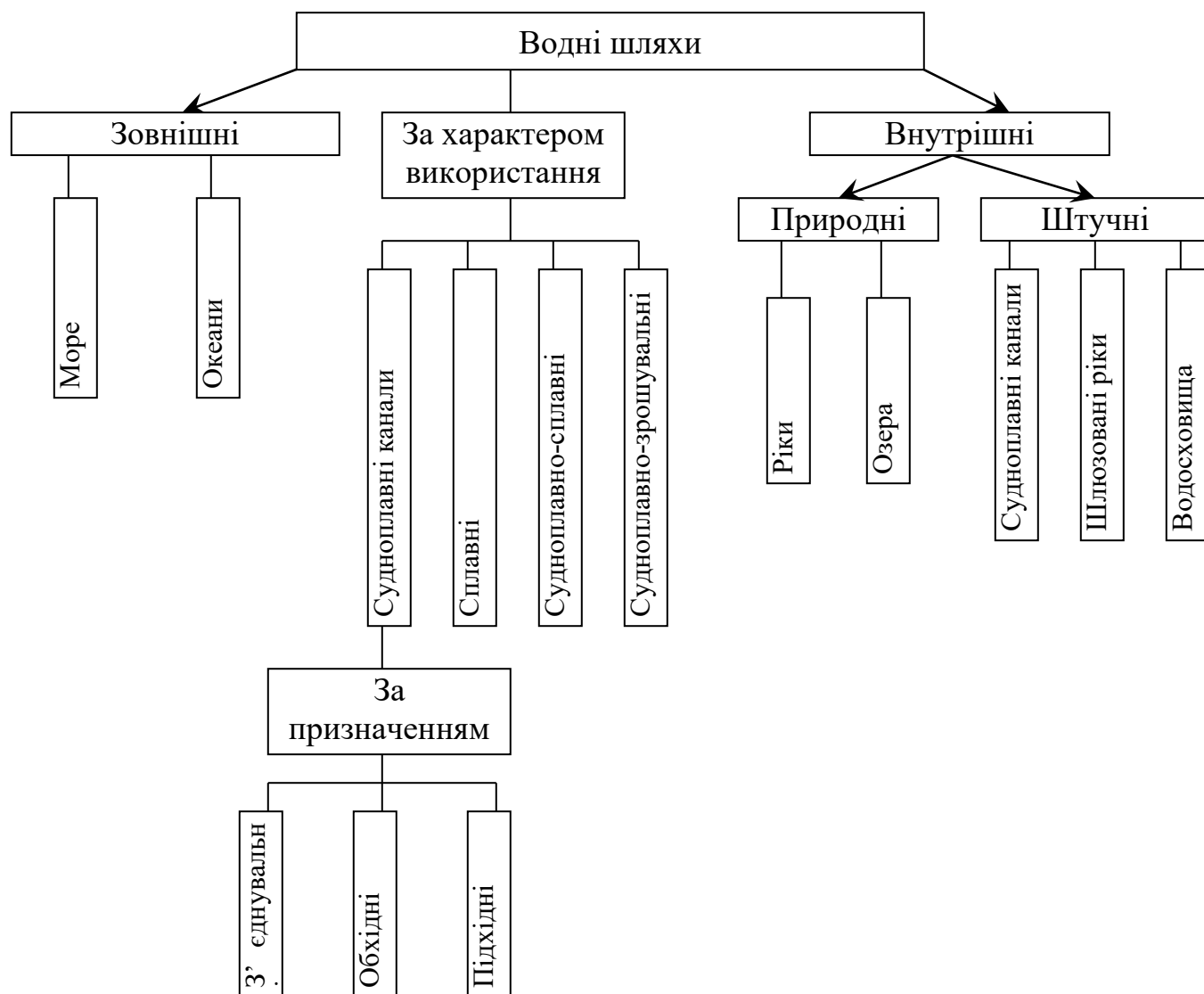


Рисунок 1.6.1 – Класифікація водних шляхів

З'єднувальні канали влаштовуються для створення транзитного водного шляху.

Обхідні канали влаштовують для подолання перешкод.

Підхідні канали влаштовують тупиковими, їм відведена роль під'їзних шляхів.

2. Судноплавні канали влаштовують, як правило, для двостороннього руху, будівництво каналів з одностороннім рухом допускається лише при достатньому обґрунтуванні.

Ширина каналу на рівні осадки завантажених суден (рис.1.6.2) повинна бути:

$$b_{oc} \geq 2 b_s + 3 \Delta b , \quad (1.6.1)$$

де b_s – ширина найбільшого судна;

Δb – відстань між зустрічними суднами.

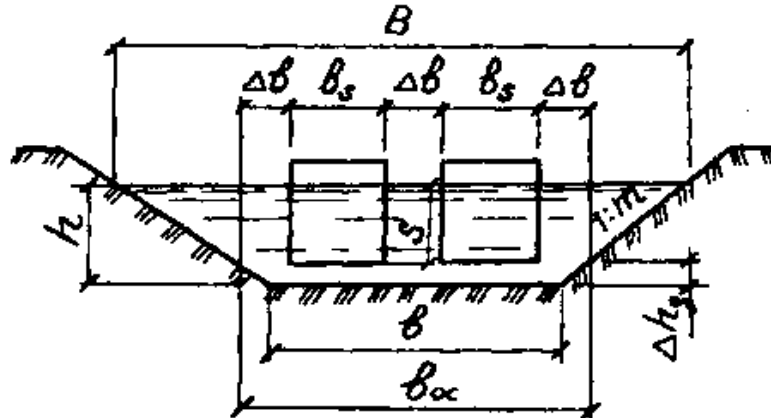


Рисунок 1.6.2 – Схема розташування двох зустрічних суден в судноплавному каналі

Глибина води в каналах при найнижчому судноплавному рівні:

$$h = S + \Delta h_z , \quad (1.6.2)$$

де S – величина осадки судна по ходу з урахуванням різниці осадки носа або корми (диферента);

Δh_z – величина запасу під днищем судна (0,15...0,35 м).

В проектуванні поперечного перерізу каналів враховується профільний коефіцієнт h_{np} :

$$h_{np} = S / \Theta, \quad (1.6.3)$$

де S – площа живого перерізу каналу, при найнижчому судноплавному рівні;

Θ – площа підводної частини перерізу.

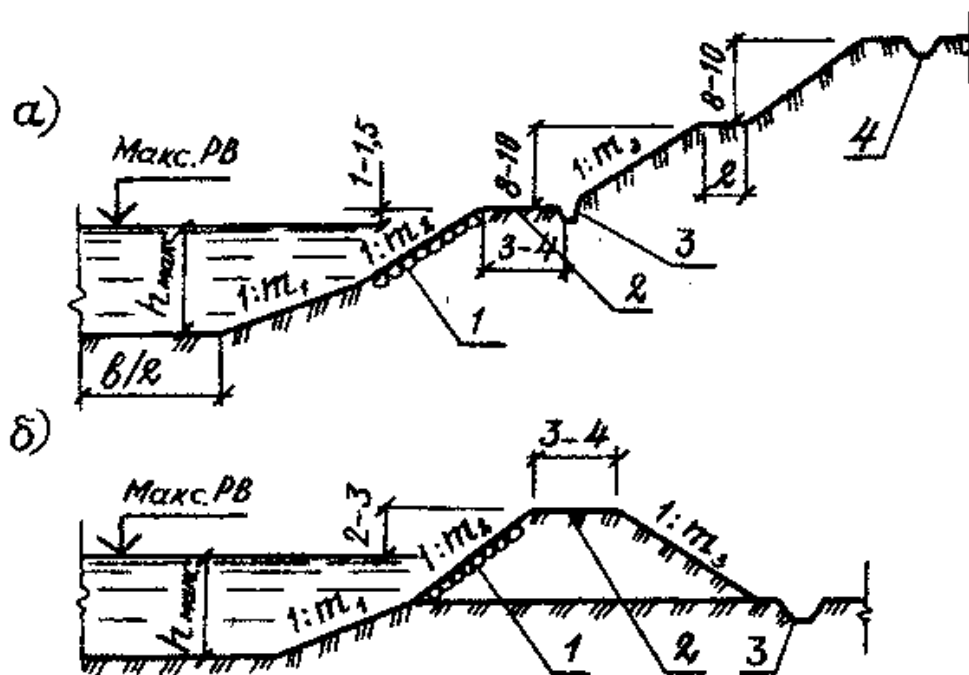
Значення h_{np} приймається [11]:

– $h_{np} = 4$ для каналів на водних шляхах I категорії;

– $h_{np} = 3,5$ – II категорії;

– $h_{np} = 3$ – III категорії.

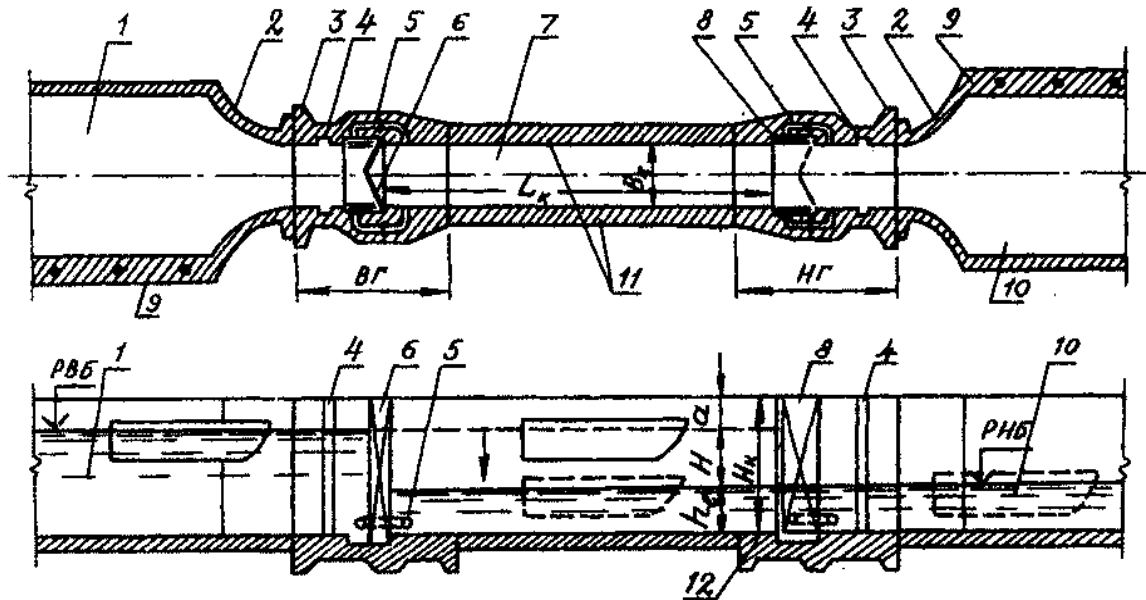
Для огляду і ремонту каналів на обох бровках влаштовують берми-дороги шириною 3...4 м (рис. 1.6.3), перевищення води приймається 1,0...1,5 м – для каналів, що проходять у виїмці; 2...3 м – для каналів у насипу.



а – у виїмці; б – в насипу; 1 – кріплення; 2 – берма; 3 – кювет;
4 – нагірна канава.

Рисунок 1.6.3 – Типові поперечні перерізи судноплавних каналів

Судноплавні шлюзи – це гідротехнічні споруди, які служать для переміщення плаваючих засобів (суден, плотів, барж, тощо) з одного б'єфа в інший в місцях різкої зміни рівнів. Схема шлюзу представлена на рис. 1.6.4.



1, 10 – верхній та нижній підхідний канал; 2 – направляючі пали; 3 – зворотні стінки; 4 – пази для мандар; 5 – водопровідні галереї із затворами; 6 – верхні ворота; 7 – камера шлюзу; 8 – нижні ворота (відкриті); 9 – причальна стінка; 11 – стінка камери; 12 – дно камери; ВГ – верхня голова; НГ – нижня голова; L_k – довжина камери; B_k – ширина камери; H_k – висота камери; H – напір на шлюз; h_g – глибина на порозі шлюзу; a – запас висоти стінок.

Рисунок 1.6.4 – Схема однокамерного шлюзу

Послідовність шлюзування (пропуск плаваючого складу через судноплавний шлюз):

- 1) відкриваються затвори водопровідної галереї верхньої голови при закритих верхніх та нижніх воротах, камера наповнюється до рівня верхнього б'єфа, відкриваються верхні ворота і судно вводиться в камеру, верхні ворота закриваються;
- 2) відкриваються затвори галереї нижньої голови, камера спорожнюється і судно опускається до рівня нижнього б'єфа, відкриваються нижні ворота і судно виводиться з камери для подальшого плавання.

Аналогічно проводиться шлюзування з нижнього у верхній б'єф.

Корисна довжина камери [11]:

$$L_{\hat{e}} = \sum_1^n l_s + \sum_1^{n+1} \Delta l, \quad (1.6.4)$$

де $\sum_1^n l_s$ – сума довжини суден, що шлюзуються одночасно;

n – кількість суден, що одночасно шлюзуються;

Δl – запас по довжині камери:

$$\Delta l = 2 + 0,03 l_s \quad (1.6.5)$$

Корисна ширина камери:

$$B_{\hat{e}} = \sum_1^{h_1} b_s + \sum_1^{h_1+1} \Delta b_s, \quad (1.6.6)$$

де $\sum_1^{h_1} b_s$ – сума ширини суден, що одночасно шлюзуються;

Δb_s – запас по ширині в кожному сторону і між рядами суден, що стоять поруч (0,2...1,0 м);

n_1 – число рядів суден, що одночасно шлюзуються.

Глибина води на порозі шлюзу h_l

$$h_l \geq 1,3 S, \quad (1.6.7)$$

де S – статична осадка навантаженого судна.

Повна висота стін камери

$$H_k = h_l + H + a, \quad (1.6.8)$$

де H – напір (різниця б'єфів);

a – перевищення верха над рівнем верхнього б'єфа (запас), 0,5...1,0 м.

Зливна призма – це об'єм води, який містить камера:

$$V = S H, \quad (1.6.9)$$

де V – зливна призма;

S – площа дзеркала води в камері;

H – напір на шлюзі.

Розрахункова добова потреба у воді на шлюзування для однокамерного шлюзу [12]

$$\sum V_{доб} = 0,75 n_{max} \cdot V_{max} , \quad (1.6.10)$$

для багатокамерного шлюзу

$$\sum V_{доб} = n_{max} \cdot V_{max} , \quad (1.6.11)$$

де n_{max} – максимальна кількість шлюзувань за добу;

V_{max} – максимальний об'єм води в камері.

Середня втрата на шлюзі:

$$Q_i = \frac{\sum V_{\ddot{a} \acute{a}}}{86400} + Q_{\ddot{a} \ddot{o}} , \quad (1.6.12)$$

де $Q_{вт}$ – втрата води крізь ущільнення:

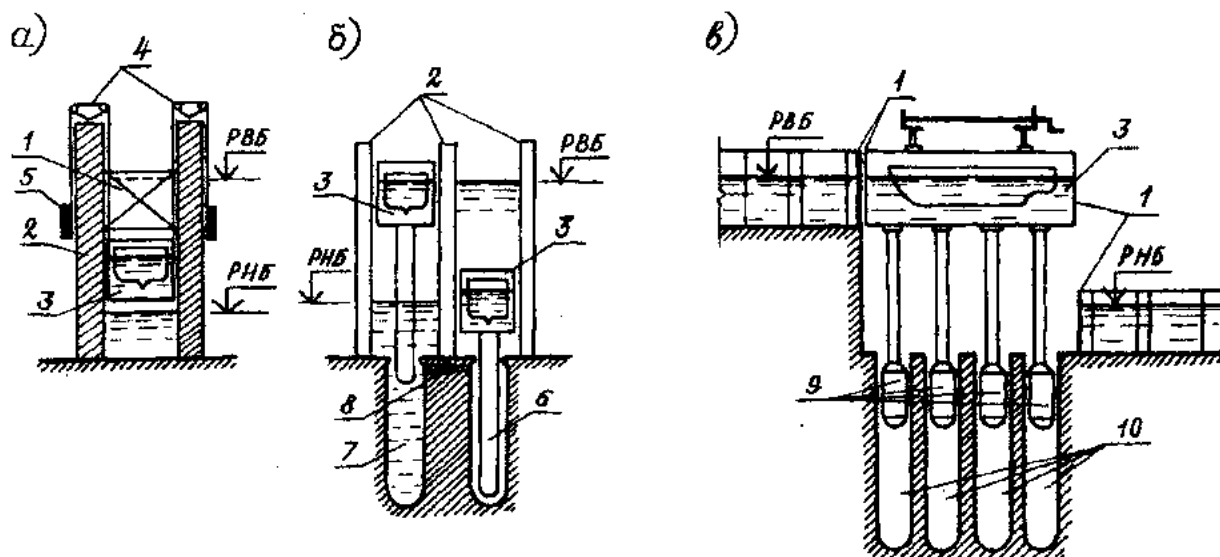
$$Q_{вт} = q_{вт} \cdot \sum l_{ущ} , \quad (1.6.13)$$

де $q_{вт}$ – питома втрата води, що дорівнює 0,0015...0,0020 м²/с, якщо Н до 10м і 0,0025...0,0030 м²/с – при Н>10м.

$\sum l_{ущ}$ - повна довжина ущільнень по периметру воріт і затворів голови шлюзу.

3. Суднопідйомники – це суднопропускні споруди, в яких подолання перепадів рівнів між б'єфами здійснюється шляхом перевезення суден на плаву в камері, наповненій водою, або насухо в спеціальних візках.

Вертикальні суднопідйомники в залежності від способу врівноваження камер поділяють на 3 види: механічні, гідравлічні та поплавкові (рис. 1.6.5).



- а) механічний однокамерний; б) гідравлічний двокамерний;
 в) однокамерний з поплавками.
 1 – ворота; 2 – опорні направляючі стіни; 3 – камера; 4 – блоки;
 5 – противаги; 6 – плунжери гідравлічного пресу; 7 – циліндр;
 8 – затвор; 9 – поплавки; 10 – шахти для поплавків.

Рисунок 1.6.5 – Вертикальні суднопідйомники

Механічні суднопідйомники мають приймальну камеру, які відокремлена воротами від нижнього б'єфа, та рухома камера, врівноважену противагами.

В гідравлічних суднопідйомниках кінцеве положення камер таке, що рівень води у верхній камері трохи нижчий за рівень верхнього б'єфа, в нижній – вищий за рівень нижнього б'єфа. Коли відкривають ворота, у верхню камеру вливається певний об'єм води, з нижньої камери такий же об'єм витікає в нижній б'єф. Після закриття воріт нижня камера виявляється легшою за верхню. Якщо затвор відкривається, верхня камера опускається, виштовхуючи воду з циліндра, в другому циліндрі тиск збільшується і поршень з камерою меншої ваги піднімається.

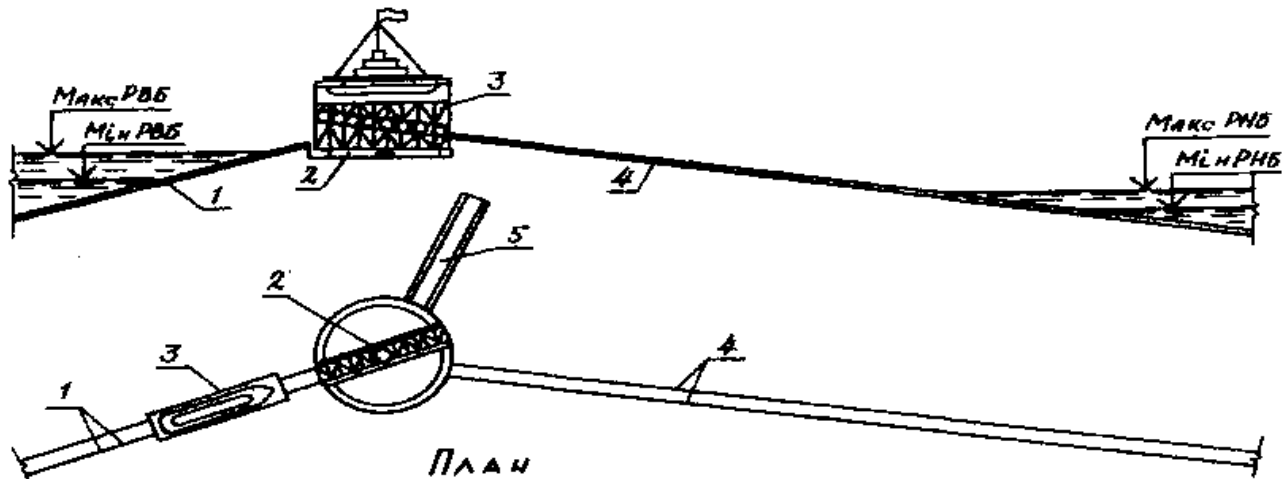
Гідравлічні суднопідйомники не отримали широкого розповсюдження, тому що мають конструктивні та експлуатаційні недоліки.

В поплавкових суднопідйомниках поплавки завжди занурені у воду, їх підйомна сила дорівнює вазі всіх рухомих частин, коли камера у верхньому б'єфі. Ця рівновага порушується при опусканні металоконструкцій в шахту. В середині поплавків розміщені труби, наповнені повітрям і відкриті знизу. Коли поплавки опускаються в шахти, гідростатичний тиск в них зростає, повітря стискується,

зважаючи сила поплавків зменшується на ту ж величину, на яку і зростає внаслідок занурення у воду металоконструкцій каркаса. Головним недоліком поплавкових суднопідійомників є спорудження глибоких шахт значного діаметра.

У вертикальних суднопідійомниках висота підйому камер сягає 36 м, вантажність суден 1000 т, час пропуску судна 20...30 хвилин.

Укисні суднопідійомники влаштовують за різними схемами. Схема поздовжнього двоскатного суднопідійомника представлена на рис. 1.6.6.



1, 4 – верхня та нижня судовозна дорога; 2 – поворотний пристрій;
3 – судовозна камера; 5 – тупиковий роз'їзд.

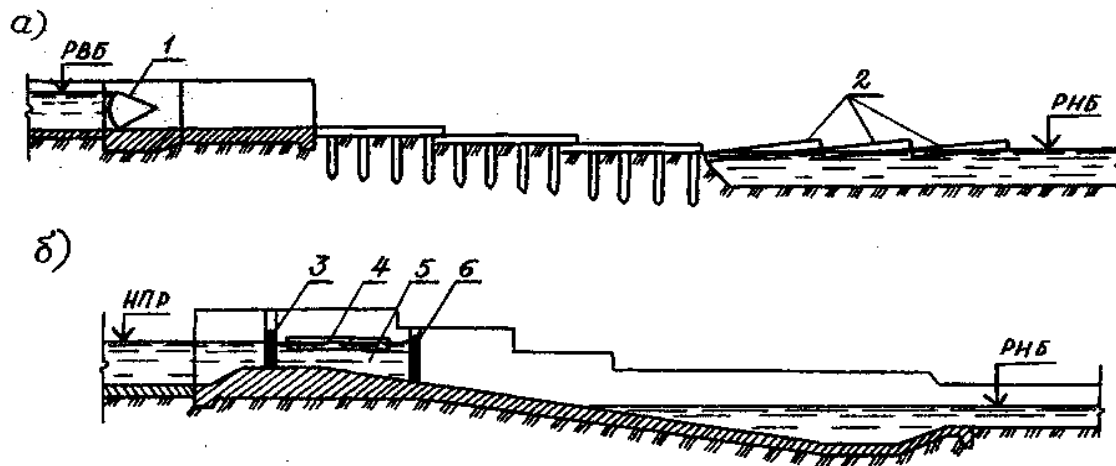
Рисунок 1.6.6 – Схема двоскатного суднопідійомника

4. Лісопропускні споруди призначені для пропуску деревини з верхнього б'єфа в нижній. Застосовують різні типи таких споруд в залежності від технології сплаву деревини, її об'єму, коливань рівнів верхнього б'єфа, забезпеченості глибин в нижньому б'єфі: плотоходи, колодоспуски, механічні плототяги, шлюзи-плотоходи, механічне перевалювання деревини через гідровузол.

Плотоходи влаштовують для пропуску через гідровузли плотового сплаву. Плотоходи поділяються на два основні типи з широкими лотоками по типу колодоспусків із шлюзовою камерою і лотоками.

Плотоходи у вигляді широкого лісоплавного лотока мають ширину 5-20 м, уклін лотока $0,01 \div 0,02$, швидкість течії 2-4 м/с. Глибина води становить від 0,5 м для однорядних плотів до 1,2 м – для трирядних.

Схеми плотоходів показані на рис. 1.6.7.



а) з плавучими шарнірними рамами; б) з шлюзовою камерою:
 1 – затвор; 2 – плавучі шарнірні рами; 3 – головні ворота; 4 – пліт;
 5 – шлюзова камера; 6 – шлюзові ворота.

Рисунок 1.6.7 – Схеми плотоходів

Колодоспуски влаштовують для сплаву лісу річкою розсипом. У верхньому б'єфі колодоспуски мають самостійний вхід, обладнаний найпростішим затвором. Уклон лотоків без посиленої шорсткості становить 1:10, а з посиленою шорсткістю – 1:5 – 1:4. На колодоспусках прямокутного перерізу посилена шорсткість створюється шляхом розміщення на дні поперечних брусів (рис.1.6.8а), для попередження пошкодження поперечних брусів колодами на них накладають поздовжні бруси (рис. 1.6.8 б).

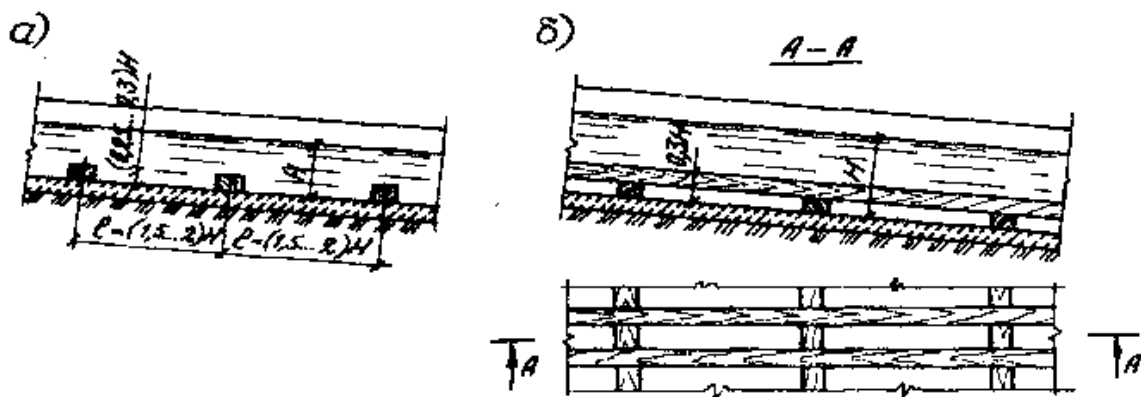


Рисунок 1.6.8 – Посилена шорсткість на колодоспусках прямокутного перерізу

5. До рыбопропускних споруд відносяться рыбоходи та рыбопідйомники.

Рибоходи – це лотки та канали, в яких швидкість течії не перешкоджає проходу риби проти течії. Швидкість течії води в цих спорудах підтримується в межах менших за ті, які може подолати риба.

Схеми рибоходів представлені на рис. 1.6.9.

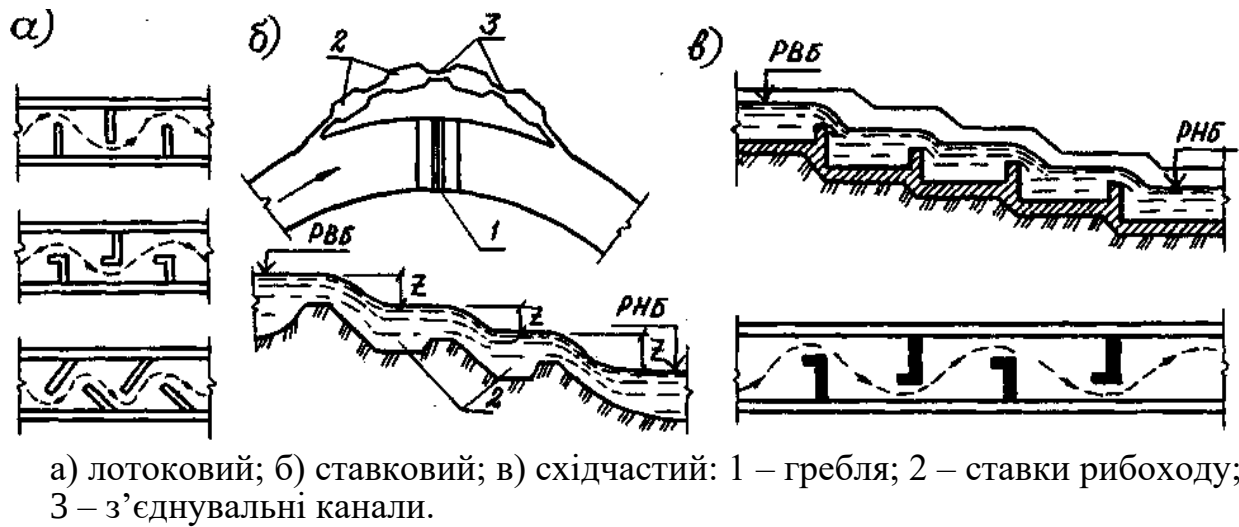


Рисунок 1.6.9 – Схеми рибоходів

Лотокові рибоходи з неповними поперечними перегородками (рис. 1.6.9 а) влаштовують для зменшення швидкості руху води та подовження шляху. Ширина лотока 1,6...3,0 м, відстань між перегородками 1,3...3,5 м, глибина води 0,4...1,5 м, швидкість течії 0,8...2,5 м/с.

Ставкові рибоходи (рис. 1.6.9 б) складаються з ряду ставків, з'єднаних короткими каналами чи лотками. Мають наступні параметри: кількість ставків 7...44; різниця рівнів в ставках 0,4...1,6 м, глибина води в з'єднувальних каналах 0,60...0,75 м, довжина ставків 3...5 м, глибина 1,5...1,7 м.

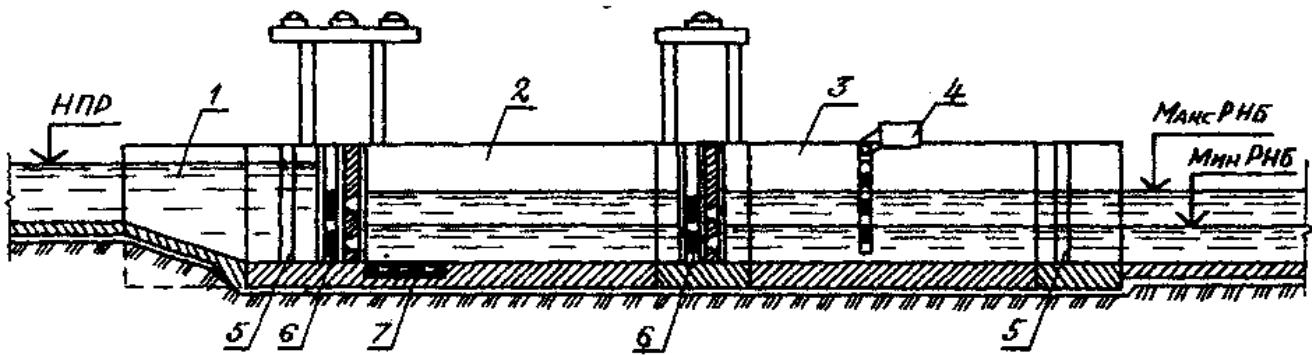
Східчасті рибоходи (рис. 1.6.9 в) – це східчасті лотоки з поперечними перегородками, що утворюють послідовний ряд басейнів. Для проходу риби в перегородках влаштовують виливні отвори. Такі рибоходи отримали широке розповсюдження. Відстань між перегородками 2...2,5 м, глибина води 1,2...1,75 м, ширина басейнів 3...5 м на великих річках та 1,2...1,5 м на малих річках.

В рибопідйомниках подолання напору не пов'язано із затратами особистої енергії риб-мігрантів.

За принципом дії рибопідйомники поділяють на гідравлічні та механічні.

Гідравлічні рибопідйомники влаштовують з вертикальною шахтою, з горизонтальною камерою та з нахиленою камерою.

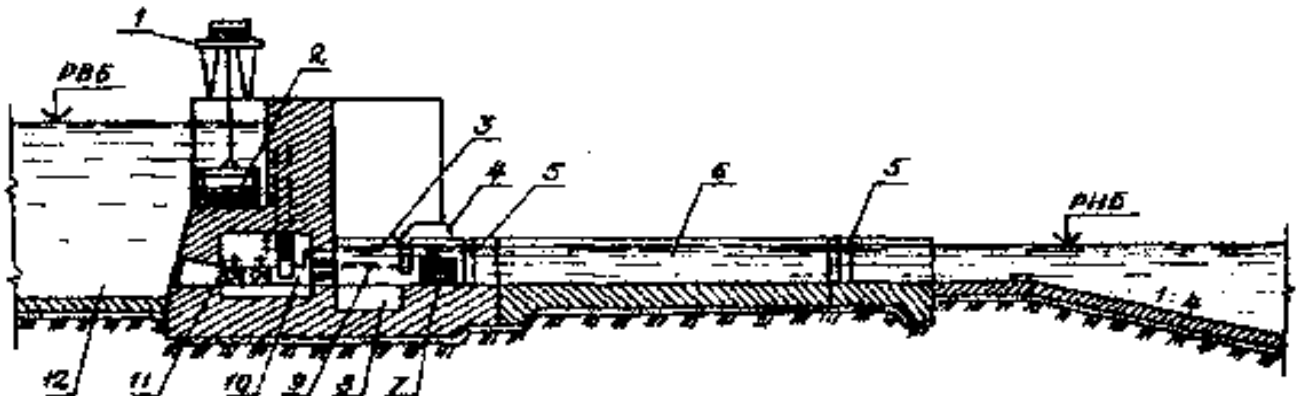
На рис. 1.6.10 показана схема влаштування рибопідйомника з горизонтальною камерою (рибопропускний шлюз).



1 – верхній лотік; 2 – робоча камера; 3 – рибонакопичувач; 4 – спонукаючий пристрій;
5 – паз для ремонтного загородження; 6 – робочий затвор; 7 – іхтіологічний майданчик.

Рисунок 1.6.10 – Схема рыбопропускного шлюзу

Механічні рибопідйомники (рис. 1.6.11) мають суттєві переваги у порівнянні з гідравлічними: спрощена конструкція блоку живлення, відсутність шлюзової камери.



1 – кран; 2, 3 – обхідні галереї; 4 – спонукаючі пристрої; 5 – паз ремонтного загородження; 6 – рибонакопичувач; 7 – рибозахисна решітка; 8 – ніша для контейнера; 9 – робоча камера; 10 – блок живлення; 11 – приміщення для механізмів; 12 – верхній лотік.

Рисунок 1.6.11 – Механічний рибопідйомник

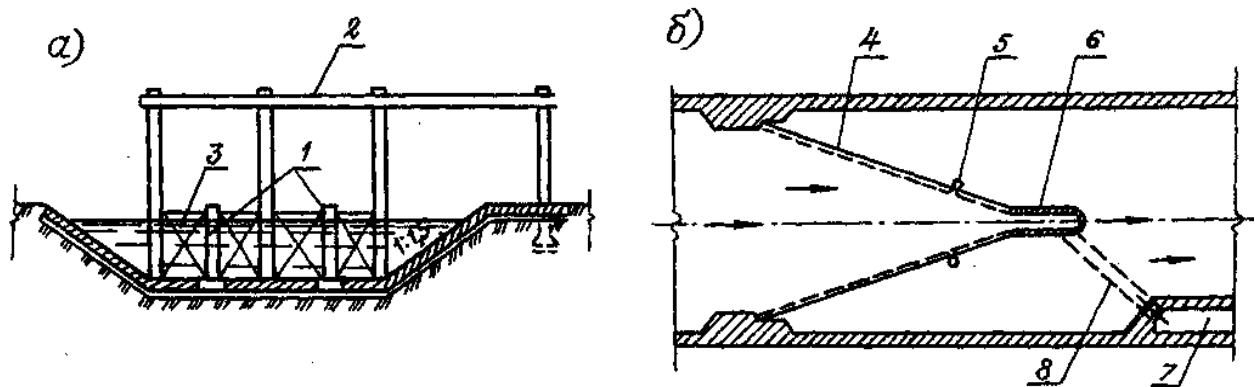
Стік річок використовують при виробленні електроенергії, для зрошення земель, водопостачання міст. При цьому в системи потрапляє велика кількість риби, що призводить до її загибелі. Тому виникає потреба в рибозахисних спорудах.

За принципом дії ці споруди поділяють на механічні, гідравлічні та фізіологічні [13, 14].

Механічні рибозахисні споруди представляють собою механічну перешкоду перед водозабірною спорудою.

До рибозагороджувачів з відводом риби відносять плоскі сітки, сіткові

барабани, сіткові конуси, нескінчену рухому стрічку. Рибозагороджувачі без відводу риби – це обертові сітки, плити, кам'яні накиди, дамби, фільтри. Схеми влаштування цих споруд показані на рис. 1.6.12.



а) касетні фільтри; б) плоска сітка: 1 – естакада; 2 – монорейка;
3 – сіткові касети; 4 – сітка; 5 – флейта; 6 – рибонакопичувач;
7 – скидний лотік; 8 – рибовідвід.

Рисунок 1.6.12 – Механічні рибозахисні споруди

Гідравлічні рибозахисні споруди – це пристрої, що створюють перед водозаборами такі гідравлічні умови, які перешкоджають попаданню риби у споруди та направляють її до рибоводу. Це відбійні козирки, запані, зонтичні та жалюзі рибозагороджувачі [13, 14].

Фізіологічні рибозахисні споруди ґрунтуються на використанні поведінкової реакції риби на різні подразники (тобто відлякування). Ці звукові, світлові, електричні рибозагороджувачі.

ПИТАННЯ ДЛЯ САМОПЕРЕВІРКИ

1. Як класифікують водні шляхи?
2. Як розраховується профільний коефіцієнт при проектування судноплавних каналів?
3. З якою метою влаштовуються судноплавні шлюзи?
4. Яка послідовність пропуску плаваючого складу через судноплавний шлюз?
5. Які види суднопідйомників вам відомі?
6. Для яких цілей влаштовуються лісопропускні споруди?
7. Які схеми влаштування рибоходів вам відомі?
8. Назвіть переваги та недолік гідравлічних і механічних рибопідйомників.
9. Охарактеризуйте основні типи рибозахисних споруд.

Тема 7. Відстійники. Експлуатація та ремонт ГТС

1. Призначення та класифікація відстійників.
2. Відстійники з періодичним промивом наносів.
3. Відстійники з безперервним промивом наносів.
4. Експлуатація ГТС.
5. Ремонтно-відновлювальні роботи.

1. Призначення відстійників при використанні водної енергії – збереження гідротурбін дериваційних гідроелектростанцій від стирання наносами крупних фракцій, в зрошувальних системах для запобігання замуленню магістральних і розподільних каналів.

При нормальній експлуатації відстійників повинно бути забезпечено:

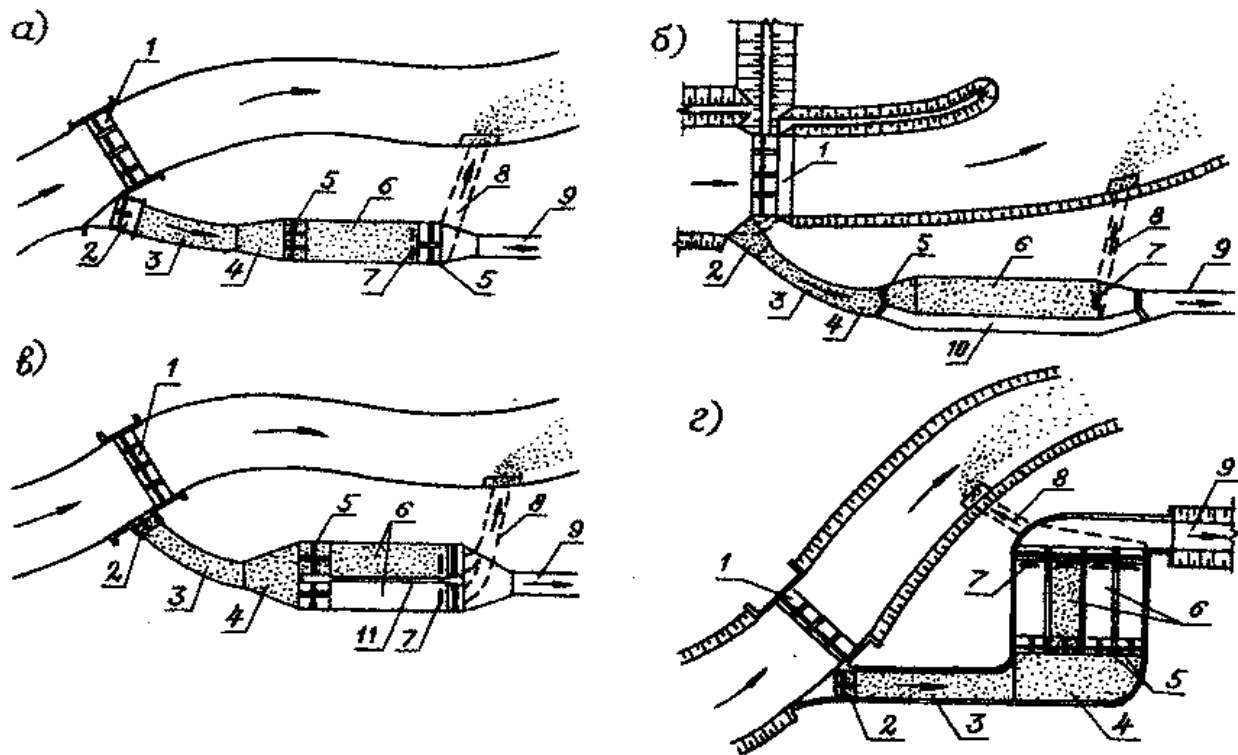
- осідання в камерах фракцій наносів;
- регулярне видалення наносів;
- відстоювання і скидання в нижній б'єф шуги;
- надходження води в канал з допустимими швидкостями і в кількості згідно із графіком роботи системи.

Відстійники поділяють :

- 1) за місцем розташування – на розташовані на трасі каналу та суміщені з водоприймачем;
- 2) в залежності від призначення системи – на відстійники ГЕС, зрошувальних систем і водопостачання;
- 3) за способом видалення наносів – на відстійники з безперервним гідравлічним промивом, періодичним промивом, механічною очисткою і комбіновані;
- 4) за числом камер – однокамерні, двокамерні і багатокамерні.

2. На рис.1.7.1 показані схеми відстійників з періодичним промивом.

Однокамерні відстійники (рис. 1.7.1 а) застосовуються для ГЕС в тих випадках, коли за ними вдається створити резервуар необхідної ємності, який дозволяє регулювати подачу води на ГЕС згідно графіка споживання. Головний регулятор і підвідний канал такого відстійника в період промиву розраховуються на пропуск найбільшої робочої витрати – $Q_{роб}$.



а – однокамерний; б – однокамерний з обвідним каналом; в – двокамерний; г – багатокамерний: 1 – гребля; 2 – головна споруда; 3 – підвідний канал; 4 – аванкамера; 5 – затвори; 6 – камера; 7 – затвора промивної галереї; 8 – промивний колектор; 9 – магістральний канал; 10 – обвідний канал; 11 – роздільна стінка.

Рисунок 1.7.1 – Схеми відстійників

Однокамерний відстійник з обвідним каналом (рис. 1.7.1 б) під час промиву або ремонту камери пропускає неосвітлену воду по промивному каналу. Головний регулятор і підвідний канал розраховуються на суму промивної $Q_{пр}$ і найбільшої робочої витрати $Q_{роб}$, тобто:

$$Q_{нід} = Q_{пр} + Q_{роб} , \quad (1.7.1)$$

де $Q_{нід}$ – витрата, що проходить по підвідному каналу.

Однокамерні відстійники застосовують при витратах до $10 \text{ м}^3/\text{с}$.

Двокамерний відстійник (рис. 1.7.1 в) дозволяє безперервно подавати освітлену воду в систему.

Такий відстійник можна розрахувати за двома варіантами:

- 1) кожна камера розраховується на пропуск повної розрахункової витрати по магістральному каналу;

2) кожна камера розраховується на пропуск половинної витрати.

При другому варіанті розрахунку для зменшення надходження наносів промив рекомендується проводити під час подачі пониженої витрати, тобто

$$Q_{nid} = Q_{np} + Q_{роб} \approx (1,5 \div 2,0) Q_{роб} . \quad (1.7.2)$$

Багатокамерний відстійник (рис. 7.1 г) застосовується при великих витратах, коли збільшення розмірів одно- або двокамерного відстійника викликає значне збільшення тривалості і промиву та супроводжується підвищенням надходження наносів. Кожна камера розраховується на пропуск витрати:

$$Q_{кам} = Q_{роб} / N , \quad (1.7.3)$$

де N – число камер.

Камери промивають по черзі, при промивці однієї інші працюють з перевантаженням в $N/(N-1)$ разів.

Згідно ТУ і НП [15] середня швидкість руху води V призначається 0,2...0,4 м/с при осіданні часточок 0,2...0,4 мм.

Глибина H приймається 3...6 м. Робоча ширина камери:

$$B_k = Q_k / H N , \quad (1.7.4)$$

де Q_k – розрахункова витрата води в камері.

Робоча довжина камери :

$$L_p = l_{від} \cdot K , \quad (1.7.5)$$

де $l_{від}$ – довжина відльоту розрахункової фракції наносів.

K – коефіцієнт резервного об'єму, $K=1,2 \div 1,5$.

Дальність відльоту розраховується як

$$l_{відл} = H V / \omega_p , \quad (1.7.6)$$

де ω_p – гідравлічна крупність розрахункової фракції.

Найбільш економічною прийнятою швидкістю при промиві є така швидкість, яка забезпечує транспортуючу спроможність потоку у 80...140 кг/м³,

$$V_{np}=2...2,5\text{м/с}.$$

Уклон дна відстійника:

$$i = V_{np}^2 / C^2 R, \quad (1.7.7)$$

де C – коефіцієнт Шезі;

R - гідравлічний радіус.

Величину промивної швидкості для відстійників ГЕС, в яких затримують крупні і середні завислі наноси, рекомендується визначати за емпіричною залежністю:

$$V_{np} = \omega (h_p / d)^{0,5} \cdot p^{0,25}, \quad (1.7.8)$$

де d – діаметр частинок наносів;

ω - гідравлічна крупність наносів;

h_p - середня глибина води;

p - вміст у промивному потоці наносів у відсотках (2-8%, що відповідає витраті від 75 до 20 м³ на видалення 1 м³ наносів).

Тривалість промиву

$$t_{np} = 100 \cdot \rho_n \cdot W_n / \rho \cdot q_{np} \cdot B_k, \quad (1.7.9)$$

де W_n – об'єм наносів, що відклалися в камері, м³;

ρ_n - густина наносів, кг/м³;

B_k - ширина камери, м.

Товщина шару наносних відкладень для кожної з груп фракцій наносів, діаметр яких більший за розрахунковий, визначається за залежністю [16]:

$$\delta = \frac{\mu \cdot Q_{\hat{e}} \cdot \Delta \dot{O} \cdot 60 \cdot 60}{1000 \cdot \hat{A}_{\hat{e}} \cdot \hat{a}}, \quad \text{і} \quad (1.7.10)$$

де μ – об'ємна мутність, л/м³;

ΔT – інтервал часу, з плином якого вважається, що глибина води у відстійнику не змінюється, $\Delta T=2...4$ год.

Шар наносів, діаметр яких менший за розрахунковий, можна визначити за залежністю [16]:

$$\delta_1 = \frac{\mu \cdot Q_{\hat{e}} \cdot \Delta \dot{O} \cdot 60 \cdot 60 \cdot h_1}{1000 \cdot \hat{A}_{\hat{e}} \cdot L_p \cdot H_1}, \quad (1.7.11)$$

де h_1 – глибина на початку відстійника, з якої ще можливе осідання наносів, м;

H_1 – глибина води на початку відстійника, м.

Довжина відльоту кожної з груп фракцій [16]:

$$l = \frac{q}{\omega - \frac{H_2 - H_1}{2 \cdot L_p \cdot H_1} \cdot q}, \quad (1.7.12)$$

де q – питома витрата води для камери;

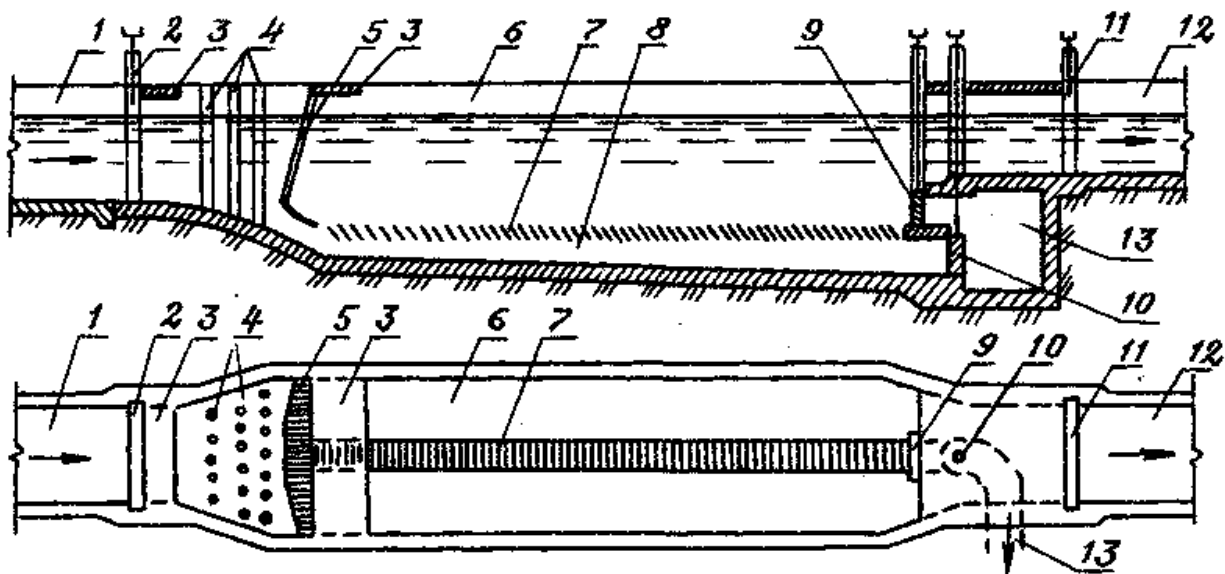
ω – гідравлічна крупність даної фракції наносів.

3. Можна виділити декілька особливостей відстійників з безперервним промивом:

- 1) камери відстійників влаштовують без резервного об'єму для акумуляції наносів;
- 2) в період надходження малої кількості наносів ці споруди можна використати як відстійники з періодичним промивом;
- 3) рівні води в камерах залишаються постійними, промив відбувається в умовах напірного потоку, в зв'язку з цим потрібна значно менша різниця рівнів верхнього та нижнього б'єфів;
- 4) швидкість падіння часточок в камерах значно більша гідравлічної крупності, тому робоча довжина відстійника значно скорочується.

Розглянемо декілька конструкцій таких відстійників.

На рис. 1.7.2 приведена схема відстійника системи Дюфура.



1 – підвідний канал; 2 – верховий затвор; 3 – службовий місток; 4 – решітка для вирівнювання швидкостей; 5 – решітка для затримки сміття; 6 – камера відстійника; 7 – решітка донного лотка; 8 – донний лотік; 9 – затвор камери; 10 – затвор донного лотка; 11 – вихідний затвор; 12 – магістральний канал; 13 – збірна галерея.

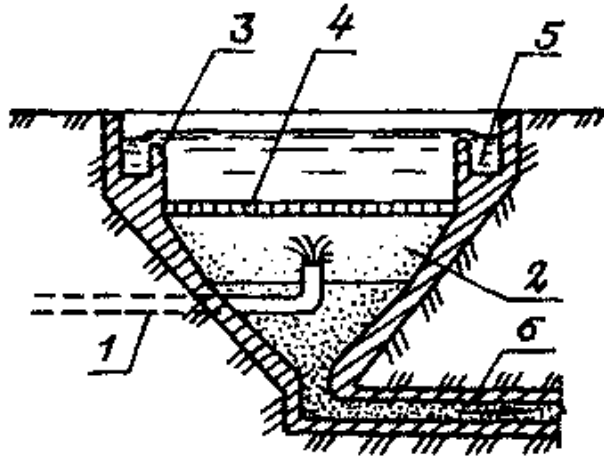
Рисунок 1.7.2 – Відстійник системи Дюфура

В поздовжній донний лотік спрямовується придонна частина потоку з більш крупними фракціями наносів. У відстійну камеру направляється верхня основна частина потоку з більш дрібними фракціями наносів. Горизонтальна решітка зі спицями розділяє камеру відстійника і донний збірнопромивний лотік. Нижній донний отвір служить для промиву наносів, які надходять через отвори решітки, верхній – для періодичної очистки решітки.

У відстійнику з ребристим дном і поздовжніми пульпопроводами системи проф. Є.О. Замаріна [16] наноси, що випадають, направляються схилами ребристого дна вниз і надходять в пульпопроводи.

Круглі в плані відстійники представляють собою споруди з вертикальними або нахиленими бортовими стінками, бувають двох типів:

А) При малих витратах і достатній для промиву різниці рівнів застосовують конічні відстійники діаметром до 10 м і глибиною до 4,5 м (рис.1.7.3).



1 – підвідна труба; 2 – камера; 3 – кільцевий водозлив; 4 – груба решітка; 5 – збірний лотік; 6 – промивний пульпопровід.

Рисунок 1.7.3 – Конічний відстійник

Б) При великих витратах і недостатній різниці рівнів води в б'єфах бувають відстійники меншої глибини: їх діаметр до 100 м, глибина біля борту 2,0...2,5 м. Уклон дна відстійника складає 0,05...0,15. Для покращення скочування наносів влаштовують легкі ферми з похилими скребками, які повільно обертаються.

Вихідними величинами для розрахунку відстійників з безперервним промивом є:

Q_p - робоча витрата;

ρ_0 - вагова мутність води;

p_1, p_2, p_3 - процентний вміст наносів по фракціям;

ρ_1, ρ_2, ρ_3 - вагова мутність по фракціях;

d_{min}, v_{min} - діаметр і гідравлічна крупність мінімальної фракції, що осідає;

Z - різниця рівнів води в каналі і в річках.

Основою вихідних даних приймається:

а) глибина камери $H=3...5$ м;

б) промивна витрата $Q_{пр}=(0,1\div0,2) Q_p$;

в) середня швидкість течії в камері $V=0,2\div0,5$ м/с;

г) ширина донної галереї $b_r=0,5\div1,0$ м;

д) висота ребер дна $h_p = 1 \div 2$ м і нахил їх до горизонту $K = 45^\circ$.

Ширина секції камери буде

$$B_{сек} = b_z + 2 h_p \quad (1.7.13)$$

Площа живого перерізу секції буде

$$S_{сек} = H B_{сек} \cdot h_p^2 \quad (1.7.14)$$

Необхідне число секцій визначається за формулою

$$N_{сек} = (Q_p + 0.5 Q_{np}) / V S_{сек} \quad (1.7.15)$$

Загальна ширина відстійника буде

$$B_p = B_{сек} \cdot N_{сек} \quad (1.7.16)$$

Середня глибина відстійника визначається за залежністю

$$H_{сер} = S_{сек} \cdot N_{сек} / B_p = S_{сек} / B_p \quad (1.7.17)$$

Робоча довжина відстійника визначається

$$L_p = L = \frac{H}{\omega_{\min} + H_{\hat{a}}} \cdot \frac{V_1 + V_2}{2} = \frac{H}{\omega_{\min} + U_{\hat{a}}} \cdot \bar{V}, \quad (7.18)$$

де V_1 і V_2 – середня швидкість руху води на початку і в кінці камери;

$U_{\hat{a}}$ – середня вертикальна швидкість.

$$L_p = \bar{V} = \frac{Q_p + (0.4 \div 0.45) \cdot Q_{i\delta}}{S_k} \quad (1.7.19)$$

4. Експлуатація водопропускних споруд та механічного обладнання

Протягом всього терміну експлуатації водопропускних споруд нижній б'єф обстежується не менше одного разу в рік після пропуску повені [17]. При цьому обов'язково виконують зйомку рельєфа ями розмиву. Після замірів глибин визначають абсолютні відмітки, викреслюють горизонталі ями розмиву, за якими роблять висновки про стан місцевих деформацій русла в нижньому б'єфі. Співставляючи отриману в горизонталях картину місцевого розмиву з деформаціями русла в попередні роки, визначають стан ями розмиву: розвиток

процесу розмиву, згасання його чи, навпаки, замулення русла. Такі дані дозволяють визначити стан нижнього б'єфа і правильно планувати експлуатаційні заходи для захисту споруди від небезпечних підмивів і руйнування кріплення (закріплення русла, маневрування затворами тощо).

Протягом всього терміну експлуатації водоскидних споруд необхідно порівнювати фактичні рівні води в нижньому б'єфі з проектними. Зниження рівнів води в нижньому б'єфі внаслідок загального зниження дна відвідного русла може спричинити відгін гідравлічного стрибка і руйнування кріплення, тобто виникнення аварійної ситуації.

В експлуатаційних умовах необхідно пропускати витрату через споруду рівномірно по всьому фронту для того, щоб уникнути збійності потоку в нижньому б'єфі, що досягається за допомогою маневрування затворами. Щоб забезпечити рівномірне скидання води по фронту греблі в умовах наростання повені, затвори потрібно відкривати послідовно, рівномірно, сходинчасто, починаючи з середніх прогонів греблі, переміщаючись до берегів. Висоту кожної сходинки, підняття затвора, назначають в залежності від конкретних умов. При спаданні повені затвори закривають у зворотному порядку. Пропуск води через споруду повинен відповідати схемі маневрування затворами, що встановлена на основі лабораторних досліджень.

Умови експлуатації гідротехнічних споруд в значній мірі залежать від номенклатури і стану механічного обладнання, що служить для перекриття водопропускних отворів [18].

В процесі експлуатації металеві частини затворів іржавіють, піддаються корозії, стираються наносами і льодом, змащення у підшипниках вимивається, ущільнення та з'єднання металевих елементів розстроюються в результаті динамічних дій води (вібрації), льоду і плаваючих тіл, частини, які обертаються, засмічуються, що призводить до збільшення підйомних зусиль. Особливо ускладнена робота затворів при обмерзанні опорно-ходових частин і ущільнень. Для забезпечення безперебійної роботи затвори і їх механізми періодично оглядають, своєчасно усувають помічені дефекти, замінюють зношені частини, чистять камери, змащують деталі, які обертаються, не рідше одного разу в два роки, відновлюють фарбування частин, які знаходяться в умовах підвищеної вологості.

Експлуатація каналів та споруд на них

Під час експлуатації каналів особливу увагу звертають на режими їх наповнення і спорожнення [18].

При наповненні каналу потрібно створити такий режим, щоб не виникало його руйнування (розмиви дна, осадки дна, укосів та дамб). На початку експлуатації каналу потрібен посилений режим спостережень за фільтрацією з нього, роботою дренажних систем, а також гідротехнічних споруд на каналі.

При спорожненні каналу, що розрахований на рівномірний рух в звичайних експлуатаційних умовах, також можливий розмив дна і укосів. Не можна допускати різкого зниження рівня води в каналі, що може призвести до руйнування укосів внаслідок утворення гідродинамічного тиску на ґрунт. Недопустимим також є різке збільшення чи зменшення пропускної спроможності регулятора через появу зростаючих чи спадаючих хвиль, які можуть призвести до руйнування дамб обвалування. Оптимальним режимом експлуатації каналу є плавне його наповнення чи спорожнення з режимами, що близькі до рівномірного.

Для спостереження за фільтрацією з каналів і просадками ґрунту в кожному характерному створі влаштовують 3-5 п'єзометрів і встановлюють марки. При виявленні значної фільтрації, особливо в пусковий період, потрібно проводити місцеве ущільнення ґрунту.

При заростанні каналу зменшується його пропускна спроможність, але незначне заростання каналів допустиме, оскільки коренева система рослинності захищає укоси від руйнування, рослинність очищає воду від нафтопродуктів, бактеріального забруднення, не допускає її цвітіння тощо.

Експлуатація регуляційних споруд

Експлуатація регуляційних споруд полягає у своєчасному проведенні робіт та заходів по підтримці їх в робочому стані і включає: 1) викошування укосів берегів річок і дамб; 2) очистку від сміття, корчів, дерев та інших предметів отворів мостів, труб-переїздів, русел та заплав річок; 3) підготовку регуляційних

споруд до пропуску льоду, весняних , літньо-осінніх і зимових повеней; 4) підтримку споруд в робочому стані; 5) ліквідацію дрібних пошкоджень споруд.

Основними ознаками нормальної експлуатації регуляційних споруд є: 1) русла річок та їх заплави вільні від надмірного відкладення наносів та зайвої рослинності, які перешкоджають течії води і створюють підпори; укоси берегів захищені рослинністю або відповідними кріпленнями від розмиву під час повені; 2) всі споруди знаходяться в справному стані (споруди не мають щілин, не деформовані, дамби не пошкоджені землерийними тваринами і закріплені тощо); 3) вздовж русел водотоків є водоохоронна смуга, влаштовані переїзди, містки; 4) відвали ґрунту, що утворилися при очистках та ремонтах, повинні бути розрівняні.

5. Ремонт ґрунтових споруд

В процесі експлуатації ґрунтових водопідпірних споруд виникає необхідність досипання гребеня і тіла греблі до проектних відміток, суглинку на верховий укос з метою його кольматажу, засипки поперечних та поздовжніх тріщин і порожнин, ремонту кріплення укосів, дернування, посіву трав тощо. Ці роботи на низьконапірних греблях переважно виконують протягом календарного року, тому що вони відносяться до поточного ремонту.

Кам'яне кріплення верхового укосу ремонтують як насухо, так і з плавучих засобів. Товщину відсипки приймають не меншою ніж з 2,5-3,0 шарів розрахункового діаметра каменю. Для ремонту верхового укосу використовують асфальтобетон чи армовані асфальтові тюфяки. Деформаційні шви тонких бетонних облицювань ремонтують різними способами в залежності від характеру пошкоджень. Порожнини, що утворились під бетонними плитами, заповнюються піщано-гравійною сумішшю.

В процесі експлуатації ґрунтових гідротехнічних споруд можуть з'являтися ключі (джерела) біля підосви низового укосу чи в берегових примиканнях, що викликані високими градієнтами напору фільтраційного потоку. Інтенсивне виклинювання в берегах, які складені з м'яких ґрунтів, призводить до виникнення зсувів берегових примикань та заболочення території нижче греблі.

Ремонт бетонних гідротехнічних споруд

Руйнування бетонних гідротехнічних споруд виникає в результаті фізико-хімічної, фізико-механічної корозії, кавітації, місцевих деформацій, стирання наносами і крупногабаритними предметами, ударів тощо. Зазвичай пошкодження являють собою раковини, вибоїни, сколи, тріщини, ерозійні впадини.

Роботи з усунення місцевих пошкоджень поділяють на чотири цикли: підготовку бетонної поверхні до ремонту, приготування бетонної суміші, бетонування та догляд за бетоном.

При неглибоких пошкодженнях поверхні бетону для її відновлення часто застосовують торкретування. Поверхні, які зруйновані кавітацією чи механічною дією наносів, іноді ремонтують за допомогою пластобетону, який є різновидністю спеціального бетону, де замість цементу використовується синтетична смола у вигляді фурфурольно-ацетонового мономера.

Кавітаційні пошкодження бетону частіше ремонтують епоксидними смолами; епоксидно-каучуковими матеріалами, полімербетонами, полімеррозчинами, полімерними клеями тощо.

Усунення фільтрації через шпонки здійснюється шляхом розігрівання в них асфальтового матеріалу електричним струмом. При порушенні деформаційного чи деформаційно-осадочного шва виникає підвищена фільтрація через його ущільнення. А тому шви необхідно своєчасно ремонтувати шляхом ін'єкцій герметизуючих матеріалів в шов чи герметизацією швів оклеючими матеріалами. В деяких випадках застосовують комбінований спосіб.

При розробці проекту ремонтних робіт звертають особливу увагу на можливість пропуску витрат води в період ремонту через інші водопропускні споруди (ГЕС, водовипуски, судноплавні шлюзи тощо) або через спеціальні тимчасові споруди у вигляді водоводів, обвідних каналів тощо. Способи і період проведення ремонтних робіт визначаються конкретними умовами і можливостями. Елементи, споруд, які постійно знаходяться під водою, ремонтують такими способами: підводним бетонуванням з плаваючих засобів; втрамбовуванням бетону; укладанням бетону за допомогою бадь; відсипкою сортованого каменю чи гірничої маси; укладкою будівельних конструкцій бетону чи каменю під прикриттям перемичок з водовідливом; ін'єкціями; комбінованим способом.

Ремонт регуляційних споруд

В задачу ремонту регуляційних споруд входить ліквідація всіх пошкоджень, що виникають в період експлуатації. Ремонти поділяються на поточний, капітальний і аварійний в залежності від характеру і об'ємів робіт.

Призначенням поточного ремонту є виправлення деформацій схилів, берегів русел, споруд, які викликані природними чинниками, а також порушенням умов експлуатації регуляційних споруд. Поточний і капітальний ремонти проводяться в плановому порядку. Поточний ремонт виконується щорічно для усунення дрібних пошкоджень споруд при їх зношеності до 20% в осінньо-зимово-весняний період із закінченням робіт до початку повені.

Капітальний ремонт виконується періодично, коли дефекти та пошкодження значні і виникає загроза для нормальної роботи споруд із зношеністю 20-50%. Строки і об'єм капітального ремонту залежать від природних особливостей водотоку, виду будівельних матеріалів, конструкції споруд. Для дамб він виконується один раз в 10... 15 років.

Аварійний ремонт включає розчистку русел, відновлення регуляційних та інших споруд, зруйнованих в результаті повені або інших стихійних явищ, порушення правил техніки експлуатації, а також неякісних проектних і будівельних робіт.

ПИТАННЯ ДЛЯ САМОПЕРЕВІРКИ

1. Які процеси забезпечуються при нормальній експлуатації відстійників?
2. Як класифікують відстійники?
3. Переваги та недоліки однокамерних і багатокамерних відстійників.
4. Які особливості відстійників з безперервним промивом вам відомі?
5. Які конструктивні особливості мають відстійник системи Дюфура та відстійник системи проф. Є.О. Замаріна?
6. Які параметри визначаються під час розрахунку відстійників з безперервним промивом?
7. Які задачі вирішує служба експлуатації ГТС?
8. Які явища можуть бути зафіксовані при візуальному контролю за роботою ГТС?
9. Які геодезичні прилади застосовують для інструментальних спостережень за переміщенням конструкції ГТС?

Частина 2 ПРАКТИЧНІ ЗАНЯТТЯ

Практичне заняття № 1

Тема 1: ВИЗНАЧЕННЯ ПОЗНАЧКИ ГРЕБЕНЯ ЗЕМЛЯНОЇ ГРЕБЛІ

Короткі теоретичні відомості

Завищення гребеня греблі над розрахунковим рівнем води визначається за двома розрахунковими положеннями рівня води у верхньому б'єфі (рис. 2.1.1):

а – на позначці нормального підпірного рівня (НПР);

б – на позначці форсованого підпірного рівня (ФПР).

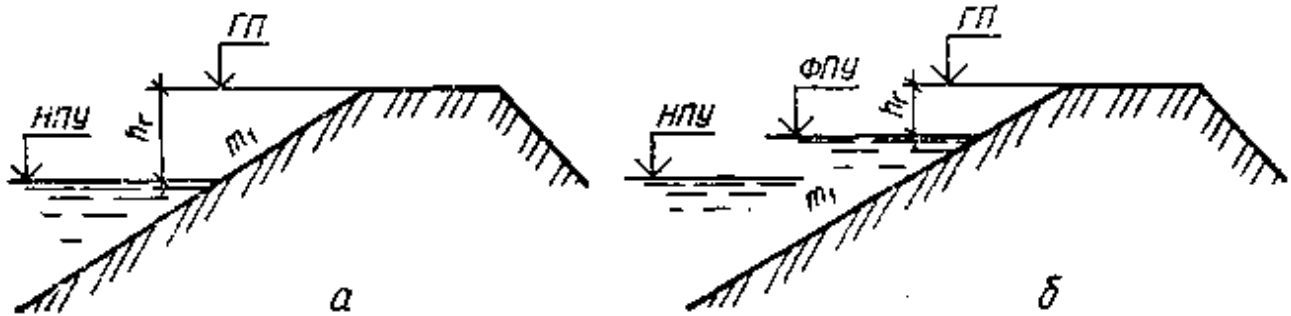


Рисунок 2.1.1 – Розрахункові схеми для визначення позначки гребеня греблі

Завищення гребеня визначається за формулою:

$$h_z = \Delta h_{set} + h_{run\ 1\%} + a, \quad (2.1.1)$$

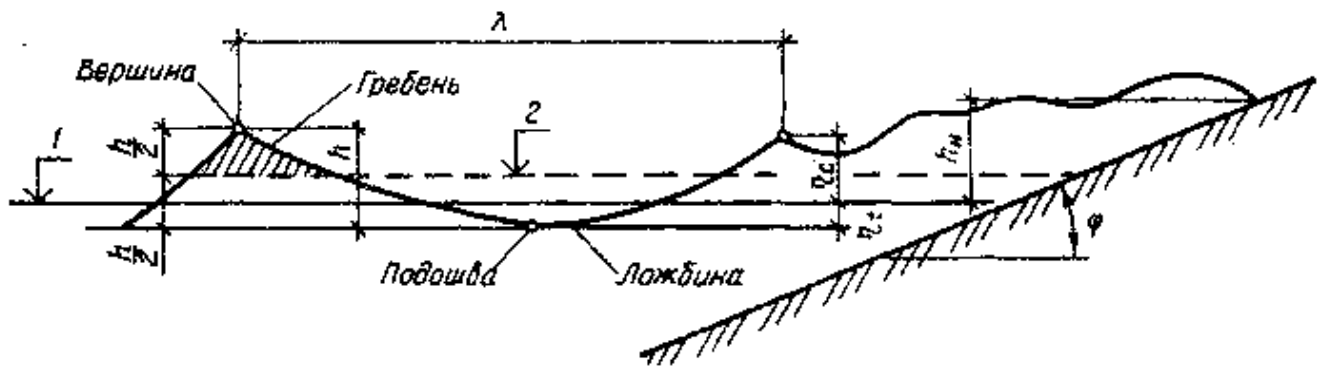
де Δh_{set} – вітровий нагін, м;

$h_{run\ 1\%}$ - висота наката вітрової хвилі, м;

a - необхідний запас за висотою, м.

Позначка гребеня приймається за менш сприятливим розрахунковим випадком, згідно з яким вона виходить найбільшою.

Висота наката вітрової хвилі залежить від висоти хвилі, що рухається h_i , %, її забезпеченості, довжини λ та періоду T (рис. 2.1.2).



1 – розрахунковий рівень; 2 – середня хвильова лінія

Рисунок 2.1.2 – Профіль та елементи хвилі

Розрахункова забезпеченість хвиль приймається: 1% - при кріпленні відкосів бетонними плитами; 2% - при кріпленні кам'яним накидом.

При проектуванні земляних гребель найбільш характерною є глибоководна зона з глибиною, більшою за середню довжину хвилі ($d > 0,5 \bar{\lambda}_d$).

Середня висота $\bar{h}_d$, м та середній період хвиль $\bar{T}_c$, с для глибоководної зони визначається за рис. 2.1.3. [20].

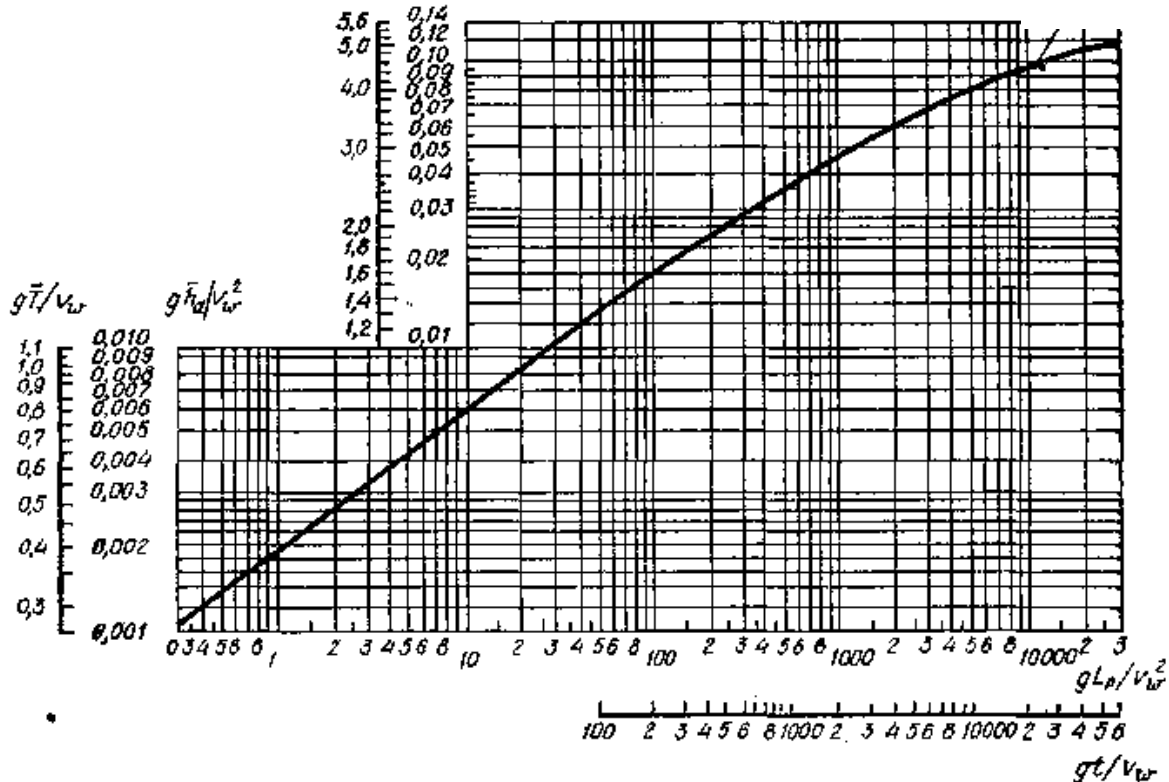


Рисунок 2.1.3 – Графік для визначення елементів вітрових хвиль у глибоководній зоні

За значеннями безрозмірних величин $\frac{g \cdot t}{v_w}$ та $\frac{g \cdot L_p \cdot X}{v_w^2}$ та за кривою визначаються величини $\frac{g \cdot \bar{h}_d}{v_w^2}$ та $\frac{g \cdot \bar{T}}{v_w}$. За меншими значеннями останніх приймаються середня висота та середній період хвиль. В цих виразах: g – прискорення вільного падіння, м/с²; t – безперервна тривалість дії вітру, с; v_w – розрахункова швидкість вітру, м/с; L_p – довжина розгону вітрової хвилі за напрямленням вітру, м; $\bar{h}_d$ – середня висота хвилі, м.

Середня довжина хвиль $\bar{\lambda}_d$, м для відомого значення $\bar{O}$ визначається за формулою:

$$\bar{\lambda}_d = g \cdot \bar{T}^2 / (2\pi) \quad (2.1.2)$$

Висота хвилі забезпеченістю $h_{d,i}$, % визначається за формулою:

$$h_{d,i} = k_i \cdot \bar{h}_d, \quad (2.1.3)$$

де k_i – коефіцієнт, який визначається за графіком (рис. 2.1.4) [21].

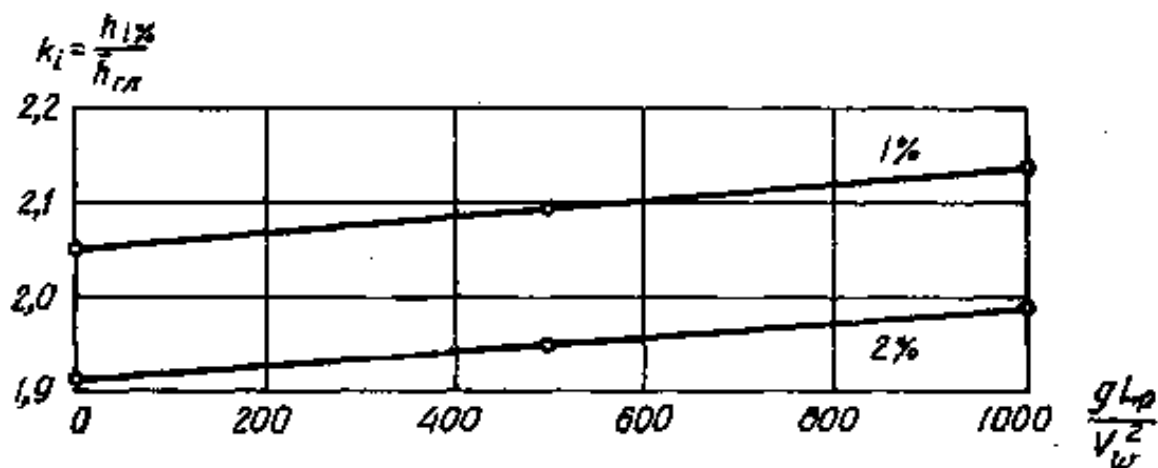


Рисунок 2.1.4 – Графік значень коефіцієнту k_i

Висота нахату хвиль, що фронтально підходять на відкос греблі, для хвиль забезпеченістю 1% визначається за формулою:

$$h_{run,1\%} = k_r \cdot k_p \cdot k_{sp} \cdot k_{run} \cdot k_\beta \cdot h_{1\%}, \quad (2.1.4)$$

де k_r і k_p – коефіцієнти, які приймаються за табл. 2.1.1 [21],

k_{sp} – коефіцієнт, який приймається за табл. 2.1.2 [21],

k_{run} – коефіцієнт, який приймається за графіком (рис. 2.1.5) [21];

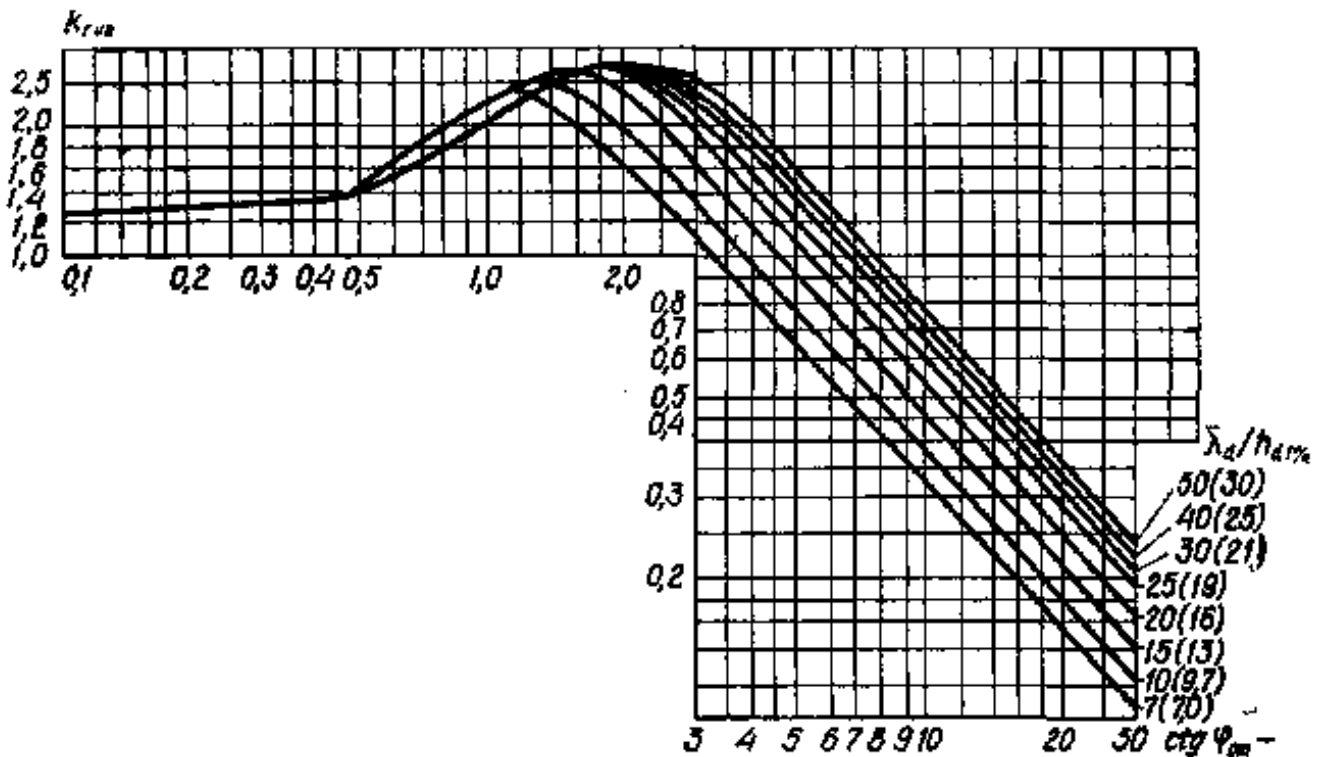


Рисунок 2.1.5 – Графік значень коефіцієнта k_{run}

k_β - коефіцієнт, який визначається за табл. 2.1.3 [21],

$h_{1\%}$ - висота хвилі забезпеченістю 1%.

Таблиця 2.1.1 – Коефіцієнт k_r і k_p

Конструкція кріплення відкосу	Відносна шорсткість $r_{III} / h_{1\%}$	k_r	k_p
Бетонні і залізобетонні плити	-	1	0,9
Гравійно-галькове, кам'яне або кріплення бетонними та залізобетонними блоками	<0,002	1	0,9
	0,05 – 0,01	0,95	0,85
	0,02	0,9	0,8
	0,05	0,8	0,7
	0,1	0,75	0,6
	>0,2	0,7	0,5

Таблиця 2.1.2 – Коефіцієнт k_{sp}

$m_1 = \operatorname{ctg} \varphi_{\text{від}}$	k_{sp} при розрахунковій швидкості вітру V_w , м/с	
	≥ 20	≤ 10
0,4	1,3	1,1
0,4 – 2	1,4	1,1
3 – 5	1,5	1,1
>5	1,6	1,2

Примітка: $\varphi_{\text{від}}$ – кут нахилу відкосу до горизонту, градуси.

Таблиця 2.1.3 – Значення коефіцієнту k_β

β_b , градуси	0	10	20	30	40	50	60
k_β	1	0,98	0,96	0,92	0,87	0,82	0,76

Примітка: β_b – кут підходу фронту хвилі до споруди.

Значення величини вітрового нагону при відсутності даних спостережень можна визначити за методом наближень по формулі:

$$\Delta h = k_w \cdot \frac{v_w^2 \cdot L_p}{g(d + \Delta h_{\text{set}})} \cos \alpha_w, \quad (2.1.5)$$

де α_w – кут між поздовжньою віссю водойми та направленням вітру;

k_w – коефіцієнт, що приймається в залежності від швидкості вітру (табл.2.1.4) [21].

Таблиця 2.1.4 – Значення коефіцієнту k_w

$v_w, \text{ м/с}$	20	30	40	50
$k_w \times 10^6$	2,1	3	3,9	4,8

Для невеликих водосховищ вітровий нагін можна визначити за формулою:

$$\Delta h_{set} = k_w \cdot \frac{v_w^2 \cdot L_p}{g \cdot d} \cos \alpha_w. \quad (2.1.6)$$

Приклад розрахунку

Вихідні дані: НПР=162,6 м; ФПР=163,1 м; глибина води перед греблею при НПР $d_I=21,2$ м, при ФПР $d_{II}=21,7$ м; розрахункова швидкість вітру на висоті 10 м над рівнем води при НПР $v_{wI}=15,3$ м, при ФПР $v_{wII}=10,4$ м; довжина розгону вітрової хвилі за направленням вітру $L_p=5,9$ км; безперервна тривалість дії вітру $t=8$ год, коефіцієнт закладання відкосу $m_1 = \text{ctg } \varphi_{wid}=3,5$, кут підходу фронту хвилі до споруди $\beta_6=30^\circ$, кріплення відкосу – бетонними плитами.

Необхідно: визначити позначку гребеня в глибоководній зоні земляної греблі відносно НПР та ФПР.

Розв'язання

1. Перший розрахунковий випадок

Визначимо безрозмірні величини

$$\frac{g \cdot t}{v_w} = \frac{9,81 \cdot 8 \cdot 3600}{15,3} = 18465,9$$

$$\frac{g \cdot L_p}{v_w^2} = \frac{9,81 \cdot 5900}{15,3^2} = 247,3$$

За графіком (рис. 2.1.3) знаходимо величини

$$\left(\frac{g \cdot \bar{h}_d}{v_w^2} \right)_L = 0,025 \quad \text{та} \quad \left(\frac{g \cdot \bar{h}_d}{v_w^2} \right)_t = 0,094;$$

$$\left(\frac{g \cdot \bar{T}}{v_w} \right)_L = 2 \quad \text{та} \quad \left(\frac{g \cdot \bar{T}}{v_w} \right)_t = 4,3.$$

Середню висоту хвилі знаходимо за найменшим значенням - $\frac{g \cdot \bar{h}_d}{v_w^2} = 0,025$:

$$\bar{h}_d = 0,025 \cdot 15,3^2 / 9,81 = 0,596 \text{ м.}$$

Середній період хвилі $\bar{T}$ знаходимо за найменшим значенням - $\frac{g \cdot \bar{T}}{v_w} = 2$:

$$\bar{T} = 2 \cdot 15,3 / 9,81 = 3,12 \text{ с.}$$

Тоді середня довжина хвилі за (2.1.2):

$$\bar{\lambda}_d = \frac{9,81 \cdot 3,12^2}{2 \cdot 3,14} = 15,21 \text{ м.}$$

Забезпеченість висоти хвилі приймається 1%. За формулою (2.1.3) визначаємо висоту хвилі при цій забезпеченості, коефіцієнт k_i за графіком на

рис.2.1.4 при $\frac{g \cdot L_p}{v_w^2} = \frac{9,81 \cdot 5900}{15,3^2} = 247,3$ дорівнює 2,07. Тоді

$$h_{d 1\%} = 2,07 \cdot 0,596 = 1,23 \text{ м.}$$

Висоту нахату хвиль забезпеченістю 1% знаходиться за формулою (2.1.4) після визначення коефіцієнтів : $k_r=1$ (табл. 2.1.1), $k_p=0,9$ (табл. 2.1.1), $k_{sp}=1,46$ (табл.2.1.2), $k_{run}=1,4$ (згідно графіка на рис. 2.1.5 при $\text{ctg } \varphi_{eid}=3,5$ та

$$\frac{\lambda_d}{\lambda_{d 1\%}} = \frac{15,21}{1,23} = 12,37), k_{\beta}=0,92 \text{ (табл. 2.1.3 для } \beta_6=30^\circ):$$

$$h_{run 1\%} = 1 \cdot 0,9 \cdot 1,46 \cdot 1,4 \cdot 0,92 \cdot 1,23 = 2,08 \text{ м.}$$

Висота вітрового нагону за формулою (2.1.6) при $\alpha_w = \beta_6 = 30^\circ$ та $k_w = 2,1 \cdot 10^{-6}$:

$$h_{set} = 2,1 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{15,3 \cdot 5900 \cdot 0,87}{9,81 \cdot 21,2} = 0,012 \text{ м.}$$

Запас греблі по висоті:

$$a = 0,1 \cdot h_{1\%} = 0,1 \cdot 1,23 = 0,123 \text{ м.}$$

Тому що $a < a_{min} = 0,5$, приймається $a = 0,5$.

Завищення гребеня греблі над НПР згідно із формулою (2.1.1):

$$h_c = 0,012 + 2,08 + 0,5 = 2,592 \text{ м.}$$

Позначка гребеня греблі за першим розрахунковим випадком:

$$\Gamma\Gamma = \text{НПР} + h_c = 162,6 + 2,592 = 165,2 \text{ м.}$$

2. Другий розрахунковий випадок

У верхньому б'єфі ФПР=163,1 м, $V_w=10,4$ м/с. Аналогічно першому випадку для $L_p=5,9$ км. та $t=8$ год. визначаємо $h_d = 0,038 \cdot 10,4 / 9,81 = 0,42$ м.

$$T = 2,6 \cdot 10,4 / 9,81 = 2,75 \text{ с.}$$

$$\bar{\lambda}_d = \frac{9,81 \cdot 2,75^2}{2 \cdot 3,14} = 11,8 \text{ м.}$$

Висота хвилі 1% забезпеченості $h_{d 1\%} = 2,1 \cdot 0,42 = 0,882$ м.

Висота накату хвилі на відкос греблі

$$h_{run 1\%} = 1 \cdot 0,9 \cdot 1,46 \cdot 1,4 \cdot 0,92 \cdot 0,88 = 1,49 \text{ м.}$$

Висота вітрового нагону хвилі:

$$\Delta h_{set} = 2 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{10,4^2 \cdot 5900 \cdot 0,87}{9,81 \cdot 21,7} = 0,0052 \text{ м.}$$

Запас по висоті греблі $a=0,5$ м. Завищення гребеня над ФПР

$$h_c = 0,0052 + 1,49 + 0,5 = 2,00 \text{ м.}$$

Позначка гребеня для другого розрахункового випадку

$$\Gamma\Gamma = 163,1 + 2,00 = 165,1 \text{ м.}$$

Приймається позначка гребеня 165,2 м.

Завдання

Необхідно :

визначити позначку гребеня греблі в глибоководній зоні

Вихідні дані:

- позначка нижнього підпірного рівня $НПР$, м;
- позначка форсованого підпірного рівня $ФПР$, м;
- глибина води перед греблею при НПР d_1 , м;
- глибина води перед греблею при ФПР d_2 , м;
- розрахункова швидкість вітру на висоті 10 м над рівнем води при НПР V_{w_1} , м/с;
- розрахункова швидкість вітру на висоті 10 м над рівнем води при ФПР V_{w_2} , м/с;
- довжина розгону вітрової хвилі по напрямленню вітру L_p , км;
- безпосередня тривалість дії вітру t , год;
- коефіцієнт закладання відкосу $m_1 = \text{ctg } \varphi_{від}$;
- кут підходу фронту хвилі до споруди $\beta_{хв} = 30^\circ$;
- вид кріплення відкосу.

Індивідуальні вихідні дані приведені в табл. 2.1.5, номер варіанту приймається за порядковим номером студента в журналі.

Таблиця 2.1.5 – **ВАРІАНТИ ЗАВДАННЯ**

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$H_{ПР}$, м	152,6	140,2	130,2	120,2	115,2	118,9	163,6	150,0	140,0	130,0	120,0	115,0
$\Phi_{ПР}$, м	153,1	140,7	130,7	120,7	115,7	119,5	164,1	150,8	140,8	130,8	120,8	115,8
d_1 , м	21,2	18,2	15,6	17,0	18,0	24,0	20,8	16,2	24,3	20,8	22,3	18,2
d_2 , м	21,7	18,7	16,1	17,5	18,5	24,5	21,3	17,0	25,1	21,6	23,1	19,0
V_{w_1} , м/с	19,3	19,0	18,7	18,3	17,8	18,2	18,7	19,0	20,4	17,6	18,3	18,5
V_{w_2} , м/с	10,4	9,9	9,7	8,0	7,5	8,1	9,7	9,9	10,6	7,6	8,0	9,5
L_p , км	9,6	9,1	8,5	8,0	7,5	7,9	8,4	8,9	9,8	7,4	8,1	8,3
t , год	10	9	8	7	6	7	8	9	10	6	7	8
$m_1 = \text{ctg} \varphi_{\text{вид}}$	3,5	4	4,5	5	5,2	5,5	2,4	2,5	2,8	2,0	3,2	3,5
$\beta_{хв}$, град.	30	32	20	30	40	45	25	28	30	18	25	30
Вид кріплення	Бетонні плити				Гравійно-галькове				Залізобетонні плити			

Продовження табл.. 2.1.5

	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$H_{ПР}$, м	160,3	155,0	145,4	119,0	160,5	117,1	118,2	125,0	131,0	120,5	150,8	142,4	130,5
$\Phi_{ПР}$, м	160,8	155,5	145,9	119,5	161,0	117,6	118,7	125,5	131,5	121,0	151,3	142,9	131,6
d_1 , м	20,4	23,0	25,0	17,8	29,0	19,5	21,8	23,0	25,0	21,2	20,2	23,5	18,5
d_2 , м	20,9	23,5	25,5	18,3	29,5	20,0	22,3	23,5	25,5	21,7	20,7	24,1	19,0
V_{w_1} , м/с	18,9	19,1	17,4	18,0	18,4	18,8	19,3	17,8	19,2	18,5	20,5	19,8	18,2
V_{w_2} , м/с	9,7	10,2	7,8	8,0	8,2	9,7	10,4	7,5	10,3	9,6	10,2	9,8	9,6
L_p , км	8,8	9,2	7,2	7,8	8,2	8,7	9,6	7,5	9,4	8,3	9,5	8,7	8,8
t , год	9	10	6	7	8	9	10	6	10	8	8	9,5	8,4
$m_1 = \text{ctg} \varphi_{\text{вид}}$	2,5	2,0	2,2	2,5	2,8	3,0	3,2	3,8	4,2	3,5	3,5	4	4,5
$\beta_{хв}$, град.	22	25	28	32	35	42	45	52	32	35	30	35	28
Вид кріплення	Кам'яне				Бетонні блоки				Залізобетонні плити				

Практичне заняття № 2

Тема 2: ВИЗНАЧЕННЯ РОЗМІРІВ РІЗНИХ ТИПІВ КРІПЛЕННЯ ВЕРХОВОГО ВІДКОСУ ЗЕМЛЯНОЇ ГРЕБЛІ

Короткі теоретичні відомості

Кріплення верхового відкосу влаштовують для захисту від руйнівних дій хвиль, криги. Воно поділяється на головне, розташоване в зоні максимальних хвильових впливів, та полегшене – нижче та вище головного кріплення.

Головне кріплення виконують, починаючи від гребеня греблі до глибини $H_k = 2h_{1\%}$, де H_k – глибина нижньої межі головного кріплення, рахуючи від мінімального рівня спрацювання водосховища; $h_{1\%}$ – висота хвилі 1% забезпеченості (рис. 2.2.1).

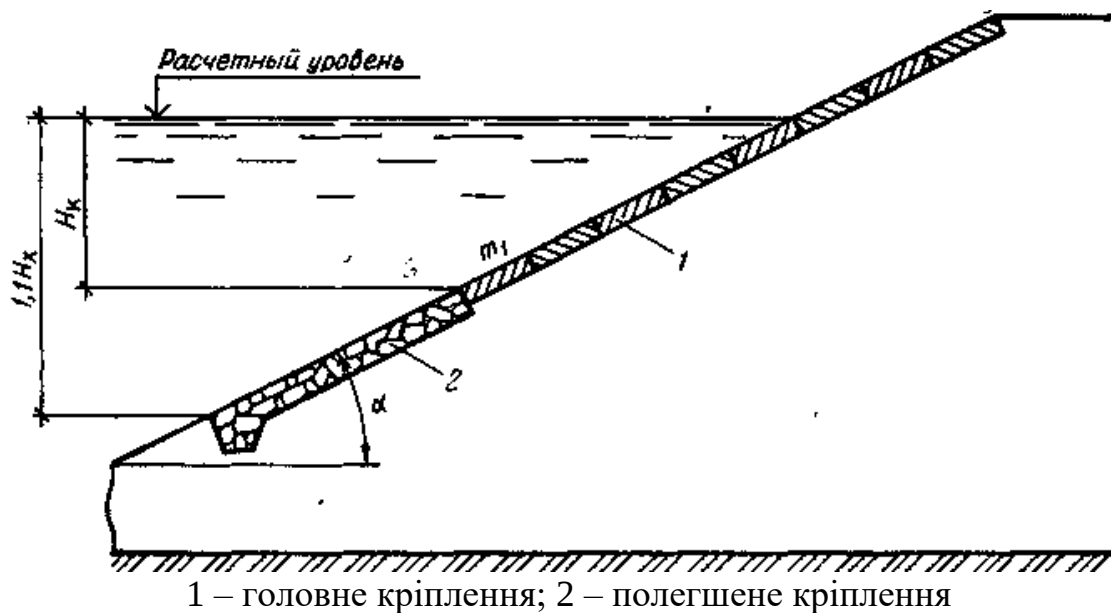


Рисунок 2.2.1 – Схема кріплення верхового відкосу

Глибина, на якій швидкість хвильового руху дорівнює нерозмивній швидкості, визначається за формулою:

$$H_k = \frac{\bar{\lambda}}{4\pi} \operatorname{arsh} \frac{\pi \cdot n^2 \cdot h_{d1\%} \cdot g}{\bar{\lambda} \cdot v_{\text{дн}}^2}, \quad (2.2.1)$$

де n – коефіцієнт, який приймається в залежності від пологості хвилі $\bar{\lambda}/h_{1\%}$ (табл. 2.2.1) [20].

Таблиця 2.2.1 – Значення коефіцієнтів n

$\frac{\bar{\lambda}}{h_{1\%}}$	8	10	15	20	30
n	0,6	0,7	0,75	0,8	1

Нерозмивна швидкість частинок ґрунту визначається за графіком на рис.2.2.2 [20].

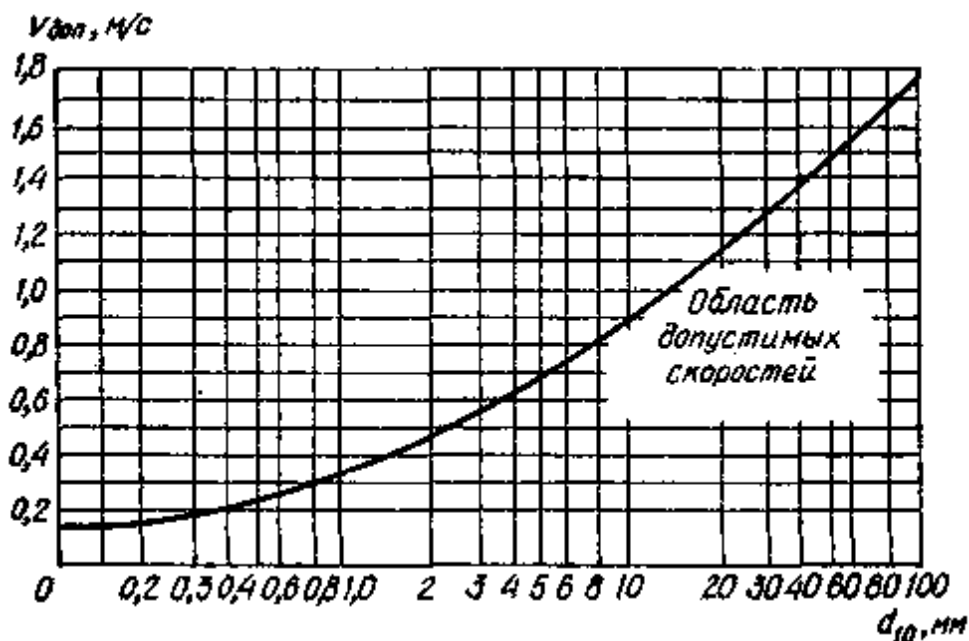


Рисунок 2.2.2 – Графік припустимих значень донних швидкостей

Позначка нижньої межі полегшеного кріплення $\sqrt[4]{H\P}_{кр}$ визначається для форсованого, нормального ті мінімального рівнів води у верхньому б'єфі за формулою:

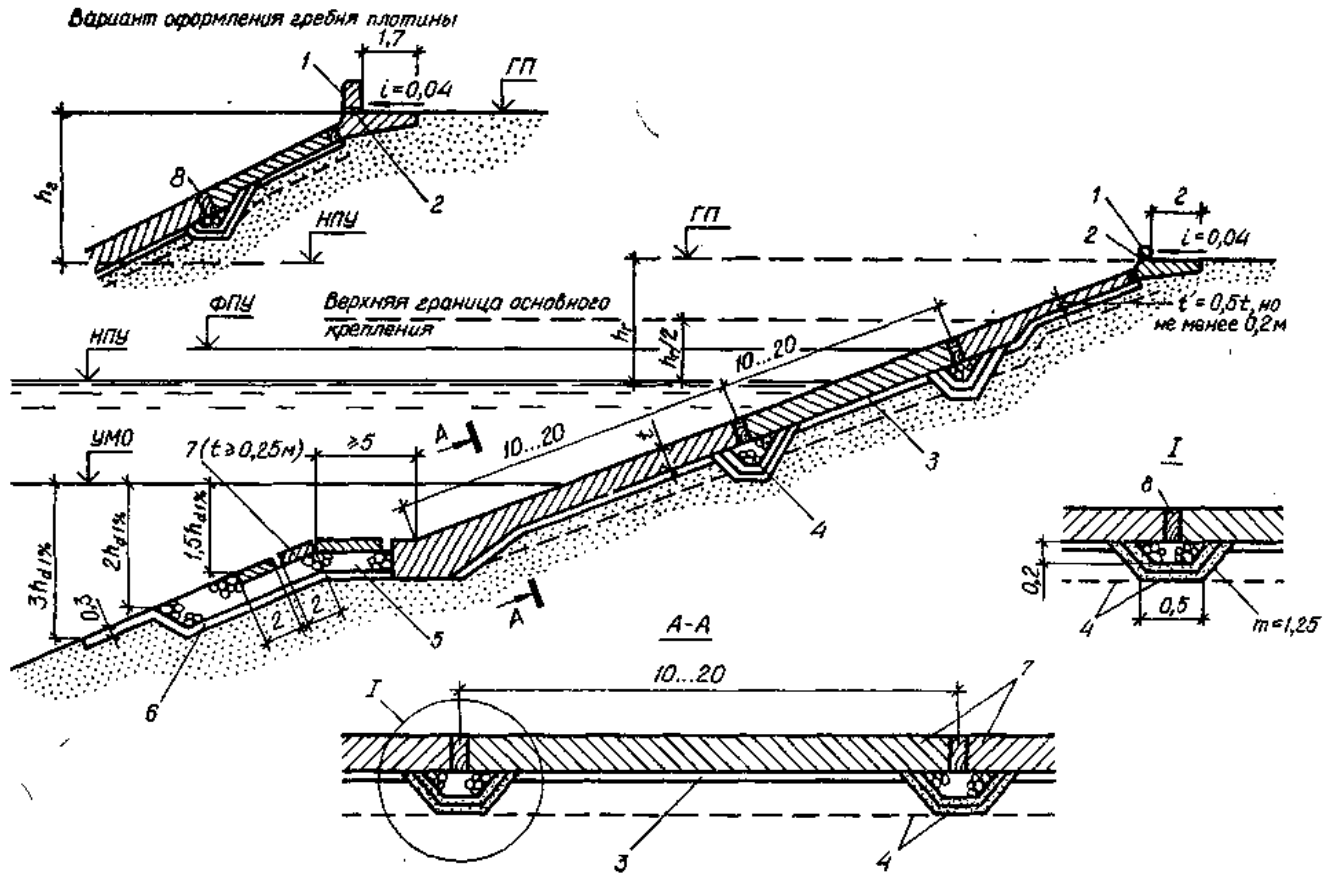
$$\sqrt[4]{H\P}_{кр} = \sqrt[4]{PB} - 1,1 H_x, \quad (2.2.2)$$

де $\sqrt[4]{PB}$ – розрахунковий рівень води, м.

Із отриманих значень приймається найменша позначка, якщо вона менша за позначку дна, то полегшене кріплення доводять до рівня дна.

Головне кріплення верхнього відкосу виконується з бетонних та залізобетонних плит, кам'яного накиду, асфальтобетону, інших матеріалів.

Бетонні і залізобетонні кріплення виконують із монолітних плит, що бетонують на місці, або збірних омоноличених плит (рис. 2.2.3) та наскрізних плит.

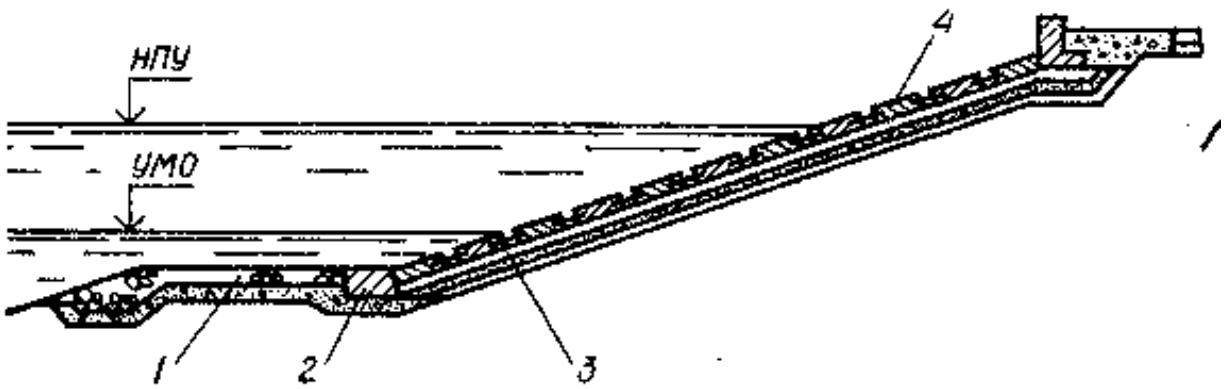


1 – парапет; 2 – отвори шириною 0,2м через 10 м; 3 – шар утрамбованого щебеня товщиною 0,1 м; 4 – смугастий дренаж під швом; 5 – дрібне каміння; 6 – шар гравію або щебеню товщиною 0,2 м; 7 – плити; 8 – доски товщиною 2,5 м.

Рисунок 2.2.3 – Приклад конструкції кріплення відкосу бетонними плитами

Монолітні плити товщиною від 15 до 50 см мають прямокутну форму із співвідношенням сторін $1 \div 2$, розмір меншої сторони $0,4 \bar{\lambda}$, але не більше 20 м.

Наскрізні збірні покриття виконуються із залізобетонних плит товщиною від 8 до 20 см з плановими розмірами від $1,5 \times 1,5$ м до 5×5 м (рис. 2.2.4).



- 1 – полегшене кріплення; 2 – упор головного кріплення;
3 – шарова підготовка; 4 – головне кріплення із плит з відкритими швами

Рисунок 2.2.4 – Конструкція збірного наскрізного кріплення із залізобетонних плит

Товщина плит наскрізного збірного залізобетонного покриття визначається за формулою:

$$\delta_n = 0,6 \frac{n_2 \cdot \bar{h}_d^2 \cdot \sqrt[4]{B_{\text{відн}}^3}}{\hat{A} \cdot \cos \alpha} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_n - 0,3 \cdot k_a \cdot \gamma}, \quad (2.2.3)$$

де $n_2=1,1$ – додатковий коефіцієнт перевантаження для ГТС I-III класів капітальності;

$\bar{h}_d$ - середня висота хвилі під час шторму, м;

$B_{\text{відн}}$ - відносна довжина ребра плити, $B_{\text{відн}} = B / \bar{h}_d$;

B - довжина ребра, яке розташоване перпендикулярно до лінії урізу;

k_a - коефіцієнт відносного занурення розрахункової плити (табл. 2.2.2) [20].

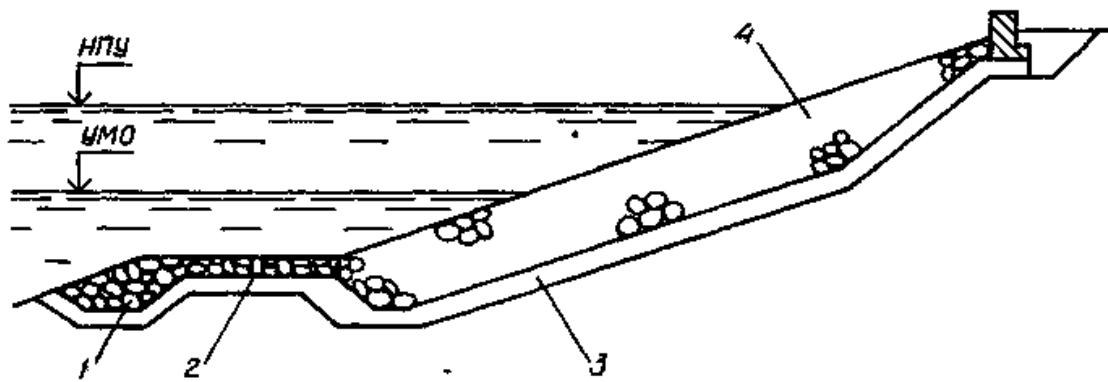
Таблиця 2.2.2 – Значення коефіцієнтів k_a

$B_{\text{відн}}$	<1	1,2...1,5	2,2...2,8	3,5...4,3	5...6	>6
k_a	1	0,75	0,67	0,6	0,5	0,5

γ - питома вага води, кН/м³;

γ_n - питома вага матеріалу плити, кН/м³.

Кріплення відкосів у вигляді кам'яного накиду виконується переважно із невідсортованого каменю (рис. 2.2.5).



1 – зуб; 2 – полегшення кріплення; 3 – одношарова підготовка;
4 – головне кріплення

Рисунок 2.2.5 – Конструкція кріплення відкосу греблі кам'яним накидом

Найменший розрахунковий розмір приведенного до кулі каменю D_m , м, необхідного для накиду із невідсортованого матеріалу при відкосах із закладаннями в межах $2 \div 5$, визначається за формулою:

$$D_i = 0,12 \cdot \tilde{N} \frac{h_{1\%}}{m_{h1\%}} (m_{h1\%}^2 + 10) \frac{2,8m_1 - 0,8}{1,8m_1 + 1} \cdot \frac{\gamma_a}{\gamma_k - \gamma_a}, \quad (2.2.4)$$

де C – гідравлічний коефіцієнт опору, значення якого дорівнює 0,2 (якщо діаметр каменю більше, ніж 15 см, а висота хвилі більше, ніж 0,5 м);

$m_{h1\%} = 7$ – пологість хвилі 1%-ої забезпеченості;

$\gamma_a = 8 \text{ кН/м}^3$ - питома вага аерованої води в струмині від руйнуючої хвилі на відкосі;

γ_k - питома вага каміння, кН/м^3 .

Найбільший розрахунковий розмір приведенного до кулі каменю D_o , м, який необхідний для загальної стійкості накиду із невідсортованого матеріалу для відкосів із закладанням в межах $2 \div 5$, визначається за формулою:

$$D_o = 1,5 \cdot \tilde{N} \cdot h_{1\%} \cdot \left(\frac{\sqrt[3]{m_{h1\%}}}{m_1} + 0,5 \right) \cdot \frac{m_1 + 1,8}{1,8m_1 - 1} \cdot \frac{\gamma_a}{\gamma_k - \gamma_a}, \quad (2.2.5)$$

де $\gamma_a = 10 \text{ кН/м}^3$ – питома вага аерованої води, що стікає з накиду в кінці відкату хвилі.

Товщина покриття δ_n із невідсортованого каменю при хвильовому впливі приймається:

$$\delta_n = (2 \div 2,1) D_{\delta} . \quad (2.2.6)$$

Крупність матеріалу полегшеного кріплення визначається за умовою його стійкості під впливом придонних швидкостей, які виникають при хвилюванні на глибині $H \geq 2h_{d1\%}$. Ця швидкість знаходиться за формулою:

$$v_g = \frac{n \cdot \pi \cdot \bar{h}}{\sqrt{\frac{\pi \bar{\lambda}}{g} \cdot sh \frac{4\pi H_k}{\bar{\lambda}}}} , \quad (2.2.7)$$

де n – коефіцієнт, значення якого приймається 0,8 при $\frac{\bar{\lambda}}{\bar{h}} \geq 20$, та 0,7 при $\frac{\bar{\lambda}}{\bar{h}} \leq 10$;

$\bar{h}$ - висота хвилі 50%-ї забезпеченості;

$\bar{\lambda}$ - довжина хвилі висотою $\bar{h}$.

Середній діаметр матеріалу полегшеного кріплення можна визначити за формулою [22]:

$$d_i \geq \frac{\gamma \cdot v_g^2}{2,4 \cdot k_m^2 \cdot g(\gamma_m - \gamma)} , \quad (2.2.8)$$

де $d_m = d_{50}$; d_{50} – крупність фракцій матеріалу, дрібніше яких в матеріалі міститься 50% за масою, м;

γ_m - питома вага матеріалу, кП/м³;

γ - питома вага води, кП/м³;

k_m - коефіцієнт, який враховує вплив закладання відкосу m_1 на швидкість здвигу окремих його кріплень (табл. 2.2.3) [20].

Таблиця 2.2.3 – Визначення коефіцієнту k_m

m_1	10	5	4	3	2.5	2
k_m	0,96	0,85	0,8	0,68	0,35	0,25

Приклад розрахунку

Вихідні дані:

земляна гребля:

- позначка дна ріки $Z_d=125,0$ м;
- позначка гребеня греблі $Z_e=153,3$ м.
- форсований підпірний рівень ФПР – 151 м;
- нижній підпірний рівень НПР – 150 м;
- рівень мертвого об'єму РМО – 144 м;
- відповідні цим рівням значення висоти і довжини хвилі:

$$h'_{d1\%}=1,6 \text{ м}, \quad \bar{h}'=1,1 \text{ м}; \quad \bar{\lambda}'=25 \text{ м};$$

$$h''_{d1\%}=2,3 \text{ м}, \quad \bar{h}''=1 \text{ м}; \quad \bar{\lambda}''=31 \text{ м};$$

$$h'''_{d1\%}=1,2 \text{ м}, \quad \bar{h}'''=0,6 \text{ м}; \quad \bar{\lambda}'''=19 \text{ м};$$

- коефіцієнт закладання відкосу $m_1=3$;
- питома вага води $\gamma=9,81$ кН/м³;
- питома вага бетону плит кріплення $\gamma_n=23,5$ кН/м³;
- питома вага каменя кріплення $\gamma_k=25,5$ кН/м³;
- характеристика матеріалу, з якого складається відкос: дрібний пісок:
 $d_{10}=0,1$ мм; $d_{50}=0,35$ мм.

Необхідно:

Визначити розміри різних типів кріплення верхового відкосу.

Розв'язання

Верхня межа кріплення – це позначка гребеня – 153,3 м.

Заглиблення нижньої межі головного кріплення під мінімальний рівень спрацювання водосховища, який відповідає РМО, визначаємо по відношенню:

$$H_k = 2 \cdot h'''_{d1\%} = 2 \cdot 1,2 = 2,4 \text{ м}.$$

Тоді позначка нижньої межі головного кріплення не повинна перевищувати позначки:

$$\downarrow НП_{кр} = \downarrow РМО - H_k = 144 - 2,4 = 141,6 \text{ м.}$$

За формулою (2.2.1) знаходимо глибини H'_x, H''_x, H'''_x , на яких швидкість хвильового руху при відповідних статичних рівнях дорівнює нерозмивній швидкості.

Для цього за табл. 2.2.1 знаходимо коефіцієнти n :

$$\frac{\bar{\lambda}'}{h'_{d1\%}} = \frac{25}{1,6} = 15,6, \quad n' = 0,76;$$

$$\frac{\bar{\lambda}''}{h''_{d1\%}} = \frac{31}{2,3} = 13,5, \quad n'' = 0,73;$$

$$\frac{\bar{\lambda}'''}{h'''_{d1\%}} = \frac{19}{1,2} = 15,8, \quad n''' = 0,76.$$

Значення нерозмивної швидкості знаходимо за графіком (рис. 2.2.2): при $d_{10}=0,1\text{мм}$; $V_{дон}=0,17 \text{ м/с}$.

Тоді за формулою (2.2.1) :

$$H'_x = \frac{25}{4 \cdot 3,14} \operatorname{arsh} \frac{3,14 \cdot 0,76^2 \cdot 1,6 \cdot 9,81}{25 \cdot 0,17^2} = 8,69 \text{ м.}$$

$$H''_x = \frac{31}{4 \cdot 3,14} \operatorname{arsh} \frac{3,14 \cdot 0,73^2 \cdot 2,3 \cdot 9,81}{31 \cdot 0,17^2} = 11,95 \text{ м.}$$

$$H'''_x = \frac{19}{4 \cdot 3,14} \operatorname{arsh} \frac{3,14 \cdot 0,76^2 \cdot 1,2 \cdot 9,81}{19 \cdot 0,17^2} = 6,59 \text{ м.}$$

За розрахункову приймаємо найнижчу з позначок полегшеного кріплення, які відповідають відповідних рівням води у верхньому б'єфі по (2.2.2):

$$\downarrow НП'_{кр} = \downarrow ФПР - 1,1 H'_x = 151 - 1,1 \cdot 8,69 = 141,44 \text{ м.};$$

$$\downarrow НП''_{кр} = \downarrow НПР - 1,1 H''_x = 150 - 1,1 \cdot 11,95 = 136,86 \text{ м.};$$

$$\downarrow НП'''_{кр} = \downarrow РМО - 1,1 H'''_x = 144 - 1,1 \cdot 6,59 = 136,75 \text{ м.}$$

Нижня позначка полегшеного кріплення – 136,75 м.

Розглянемо варіант кріплення верхового відкосу у вигляді наскрізного збірного покриття із залізобетонних плит (рис. 2.2.4). Приймаємо плити розміром 4х4 м. Для рівня води у верхньому б'єфі, який відповідає НПР, товщина таких плит за формулою (2.2.3):

$$\delta_n = 0,6 \frac{1,1 \cdot 1^2 \cdot \sqrt[4]{(4/1)^3}}{4 \cdot \cos 18^\circ 36'} \cdot \frac{9,81}{23,5 - 0,3 \cdot 0,6 \cdot 9,81} = 0,22 \text{ м}.$$

Для варіанту кріплення відкосу у вигляді кам'яного накиду (рис. 2.2.5). Із невідсортованого каменю найменший розмір каменя, приведенного до кулі, знаходимо за формулою (2.2.4):

$$D_i = 0,12 \cdot 0,2 \cdot \frac{2,3}{7} (7^2 + 10) \frac{2,8 \cdot 3 - 0,8}{1,8 \cdot 3 + 1} \cdot \frac{8}{25,5 - 8} = 0,26 \text{ м}.$$

Найбільший розрахунковий розмір каменю, приведенного до шару, знаходимо за формулою (2.2.5):

$$D_a = 1,5 \cdot 0,2 \cdot 2,3 \left(\frac{\sqrt[3]{7}}{3} + 0,5 \right) \frac{3 + 1,8}{1,8 \cdot 3 - 1} \cdot \frac{8}{25,5 - 8} = 0,39 \text{ м}.$$

Товщина покриття із невідсортованого каменя за (2.2.6):

$$\delta_n = (2 \dots 2,1) D_a = (2 \dots 2,1) 0,39 = 0,78 \dots 0,82 \text{ м}.$$

Крупність матеріалу полегшеного кріплення знайдемо за формулами (2.2.7) та (2.2.8):

$$v_g = \frac{0,8 \cdot 3,14 \cdot 0,6}{\sqrt{\frac{3,14 \cdot 19}{9,81} \operatorname{sh} \frac{4 \cdot 3,14 \cdot 2,4}{19}}} = 0,735 \text{ м}.$$

$$d_i \geq \frac{9,81 \cdot 0,735^2}{2,4 \cdot 0,68^2 \cdot 9,81 \cdot (25,5 - 9,81)} = 0,03 \text{ м}.$$

Товщина полегшеного кріплення

$$\delta_{\text{пол}} = 10 d_m = 10 \cdot 0,03 = 0,3 \text{ м}.$$

Завдання

Необхідно :

визначити розміри різних типів кріплення верхового відкосу:

- а) позначки верхньої та нижньої меж головного кріплення;
- б) товщину залізобетонних плит для наскрізного збірного покриття;
- в) розмір каменя і товщину покриття для кріплення у вигляді кам'яного накиду.

Вихідні дані:

- позначка дна ріки Z_0 , м;
- позначка гребеня греблі Z_e , м.
- форсований підпірний рівень ФПР, м;
- нижній підпірний рівень НПР, м;
- рівень мертвого об'єму РМО, м;
- значення висоти і довжини хвилі, відповідні цим рівням :

$$h'_{d1\%}, \quad \bar{h}', \text{ м}, \quad \bar{\lambda}', \text{ м};$$

- коефіцієнт закладання відкосу m_1 ;
- питома вага води γ_1 , кН/м³;
- питома вага бетону плит кріплення γ_n , кН/м³;
- питома вага каменя кріплення $\gamma_k=25,5$ кН/м³;
- характеристика матеріалу, з якого складається відкос: d_{10} , мм; d_{50} , мм.

Індивідуальні вихідні дані приведені в табл. 2.2.4.

Таблиця 2.2.4 – ВАРІАНТИ ЗАВДАНЬ

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$Z_{\partial}, \text{ м}$	115	135	105	95	118	93	72	110	85	100	75	112
$Z_{\varepsilon}, \text{ м}$	143,3	163,3	133	123	146,2	117,5	101,0	138,5	113,5	128,3	103,5	140,2
$\Phi ПР, \text{ м}$	141	161	131	121	144	115	98	136	111	126	101	138
$Н ПР, \text{ м}$	140	160	130	120	143	114	97	135	110	125	100	137
$РМО, \text{ м}$	134	154	124	104	137	108	91	129	94	119	84	131
$h'_{d1\%}, \text{ м}$	1,6	1,2	1,5	1,4	1,7	1,6	1,8	1,3	1,4	1,2	1,6	1,4
$\bar{h}', \text{ м}$	1,1	1,0	1,0	0,9	1,1	1,0	1,2	1,0	0,8	1,0	1,0	1,0
$\lambda', \text{ м}$	25	23	22	25	27	28	26	26	25	24	29	24
$h''_{d1\%}, \text{ м}$	2,3	1,9	1,3	2,0	2,2	2,4	2,5	2,0	2,2	1,9	2,3	2,7
$\bar{h}'', \text{ м}$	1	1,5	0,9	0,8	0,9	1,1	1,2	0,7	1,1	1,4	1	1,4
$\lambda'', \text{ м}$	31	28	30	28	29	30	32	30	30	26	30	32
$h'''_{d1\%}, \text{ м}$	1,2	1,0	1,1	1,0	1,0	1,2	1,4	0,9	1,3	1,0	1,2	1,3
$\bar{h}''', \text{ м}$	0,6	0,5	0,7	0,5	0,5	0,6	0,7	0,5	0,7	0,6	0,6	0,7
$\lambda''', \text{ м}$	19	17	18	17	18	16	20	16	20	18	19	18
m_1	2	2,5	3	3,5	4	4,5	2	2,2	2,8	3	3,2	3,5
$\gamma_1, \text{ кН/м}^3$	9,81											
$\gamma_n, \text{ кН/м}^3$	23,5											
$d_{10}, \text{ мм}$	0,1	0,2	0,12	0,08	0,09	0,1	0,15	0,18	0,2	0,21	0,15	0,2
$d_{50}, \text{ мм}$	0,35	0,40	0,32	0,30	0,31	0,34	0,34	0,32	0,38	0,42	0,35	0,45

Продовження табл. 2.2.4

	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$Z_{\partial}, \text{ м}$	129	99	116	120	70	68	100	81	91	88	72	64	85
$Z_{\varepsilon}, \text{ м}$	157,5	128,3	143,5	147,5	78,5	96,5	129,2	109,2	119,3	116,2	100,3	93,4	114,2
$\Phi ПР, \text{ м}$	155	125	141	145	76	94	107	107	117	114	98	90	111
$Н ПР, \text{ м}$	154	124	140	144	75	93	126	106	116	113	97	89	110
$РМО, \text{ м}$	148	118	135	139	89	87	119	100	110	107	91	83	104
$h'_{d1\%}, \text{ м}$	1,7	1,5	1,8	1,5	1,8	2,0	1,8	1,6	1,3	1,5	1,8	1,4	1,7
$\bar{h}', \text{ м}$	1,1	1,1	1,3	1,0	1,1	1,5	1,3	1,0	1,0	1,0	1,1	0,7	1,2
$\lambda', \text{ м}$	25	21	27	27	25	28	25	24	23	22	25	25	28
$h''_{d1\%}, \text{ м}$	2,3	1,4	2,4	1,3	2,2	2,7	2,5	2,3	1,9	1,4	2,4	2,2	2,2
$\bar{h}'', \text{ м}$	0,9	1,0	1,3	0,7	1,1	1,4	1,2	1	1,3	0,8	1,2	1,1	0,9
$\lambda'', \text{ м}$	29	29	31	28	30	34	30	30	27	30	32	30	29
$h'''_{d1\%}, \text{ м}$	1,0	1,0	1,3	1,0	1,2	1,6	1,4	1,2	1,0	1,2	1,4	1,4	1,0
$\bar{h}''', \text{ м}$	0,6	0,5	0,6	0,6	0,6	0,9	0,8	0,6	0,5	0,7	0,7	0,7	0,5
$\lambda''', \text{ м}$	18	17	19	17	19	22	18	18	17	18	20	20	18
m_1	4,2	3,8	4,2	3	3,5	2,8	2	2,5	3	3,5	2	2,5	3
$\gamma_1, \text{ кН/м}^3$	9,81												
$\gamma_n, \text{ кН/м}^3$	23,5												
$d_{10}, \text{ мм}$	0,13	0,1	0,12	0,1	0,14	0,15	0,1	0,15	0,08	0,1	0,08	0,15	0,2
$d_{50}, \text{ мм}$	0,41	0,28	0,32	0,34	0,36	0,36	0,3	0,35	0,29	0,30	0,32	0,34	0,36

Заглиблення фундаментальної плити встановлюється з урахуванням впливу фільтраційного потоку та створення сприятливих умов для виходу його в дренаж під водобоем. Заглибленням низового шпунта можна знайти за формулою:

$$d_3 = \delta_{\delta} + t_{\partial p} + S_{вих} , \quad (2.3.1)$$

де δ_{δ} – товщина плити водобою;

$t_{\partial p}$ – товщина дренажу під водобоем;

$S_{вих}$ – заглиблення низового зуба відносно основи водобійної плити.

Товщину водобою попередньо можна визначити за формулою:

$$\delta_{\delta} = (1/10 \div 1/12) l_{вод} , \quad (2.3.2)$$

де $l_{вод}$ – довжина водобою, $l_{вод} = 5 (h_2 - h_1)$,

h_2 та h_1 – спряжені глибини гідравлічного стрибка.

Заглиблення низового зуба можна визначити по залежності:

$$S_{вих} = (0,05 \div 0,1) T , \quad (2.3.3)$$

та T – заглиблення розрахункового водоупору під дно верхнього б'єфа;

l_0 – горизонтальна проекція підземного контуру.

Розрахункова глибина залягання водоупору характеризується активною зоною фільтрації $T'_{ак}$. При визначенні фільтраційного протитиску активна зона фільтрації позначається через $T''_{ак}$, при визначенні фільтраційної витрати – через $T'''_{ак}$.

При позначенні через l_0 та S_0 проекцій підземного контуру на горизонтальну та вертикальну площини значення $T'_{ак}$ та $T''_{ак}$ визначаються за табл. 2.3.1 [20].

Таблиця 2.3.1 – Визначення розрахункових величин $T'_{ак}$ та $T''_{ак}$

Схема підземного контуру	l_0/S_0	$T'_{ак}$	$T''_{ак}$
Розпластана	≥ 5	$0,5 l_0$	
Проміжна	$3,4 \leq l_0/S_0 \leq 5$	$2,5 S_0$	
Заглиблена	$l \leq l_0/S_0 \leq 3,4$	$0,8 S_0 + 0,5 l_0$	$2T'_{ак}$
Досить заглиблена	$0 \leq l_0/S_0 \leq 1$	$S_0 + 0,3 l_0$	

Розрахункове значення глибини залягання водоупору T_p приймається в залежності від дійсного його залягання T_g . Якщо T_g менше за $T'_{ак}$ та $T''_{ак}$, то $T'_p = T''_p = T_g$. Якщо T_g більше за $T'_{ак}$ та $T''_{ак}$, то $T'_p = T'_{ак}$ і $T''_p = T''_{ак}$. Глибина T''_p завжди дорівнює T_g .

Після визначення відповідного розрахункового положення водоупору прийнятий підземний контур розчленяється на вертикальні та горизонтальні елементи (рис. 2.3.1).

Вертикальні елементи: а) вхідний 1, 2, 3 та вихідний 8, 9, якщо немає шпунтів, то це виступи відповідно 1, 3 та 7, 9, для них коефіцієнти опору $\xi_{вх}$ та $\xi_{вих}$; б) внутрішній шпунт 4, 5, 6, якщо шпунта немає, то виступ 4, 6 с коефіцієнтом опору $\xi_{шп}$.

Горизонтальні елементи 3, 4 та 6, 7, для них коефіцієнт опору ξ_2 .

Якщо форми та розміри вхідних і вихідних елементів однакові, то

$$\xi_{вх} = \xi_{вих} = \xi_{шп} + 0,44, \quad (2.3.4)$$

де

$$\xi_{\emptyset \ddot{e}} = \frac{\dot{a}}{\dot{O}_1} + 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,55/T_2}{1 - S/T_2 \cdot 0,75}, \quad (2.3.5)$$

де T_1 та T_2 – глибини залягання розрахункового водоупору зліва та справа від розглядаемого шпунта або виступу;

S – довжина відповідного шпунта. При цьому приймається завжди $T_1 \geq T_2$ та

$$a = T_1 - T_2 . \quad (2.3.6)$$

Якщо шпунта немає ($S=0$), то

$$\xi_{ex} = \xi_{вих} = \xi_{вист} = a/T_1 + 0,44 , \quad (2.3.7)$$

Якщо немає виступу ($S=0, a=0$), то

$$\xi_{ex} = \xi_{вих} = 0,44 . \quad (2.3.8)$$

Для внутрішнього шпунта використовується формула (2.3.5), але в неї треба підставити власні значення S, T_1, T_2 .

Для горизонтальних елементів довжиною l при $l \geq 0,5 (S_1 + S_2)$

$$\xi_{\tilde{a}} = \frac{l - 0,5(S_1 + S_2)}{\tilde{O}} , \quad (2.3.9)$$

де S_1 та S_2 – розміри шпунтів, що розташовані зліва та справа від горизонтального елемента.

Прийняті розміри підземного контуру греблі слід перевірити за умовою загальної та місцевої фільтраційної міцності ґрунту основи.

Загальна фільтраційна міцність основи забезпечується, якщо

$$J_K \leq (J_K)_{дон} , \quad (2.3.10)$$

де J_K – контрольний градієнт напору фільтраційного потоку;

$(J_K)_{дон}$ – припустиме значення контрольного градієнту.

Для схеми підземного контуру, коли $l \geq S$:

$$J_K = Z / (T'_p \sum \xi) , \quad (2.3.11)$$

де Z – напір греблі;

$\sum \xi$ - сума коефіцієнтів опору, знайдена для T'_p :

$$\sum \xi = \xi_{vx} + \xi'_{z'} + \xi_{un} + \xi'_{z'} + \xi_{vix} . \quad (2.3.12)$$

Для розпластаної схеми підземного контуру, коли $l \geq (5 \div 10)S$

$$J_k = J_{z.k} , \quad (2.3.13)$$

де $J_{z.k}$ – ухил лінії епіюра фільтраційного тиску на горизонтальній ділянці підземного контуру.

Припустимо значення контрольного градієнту

$$(J_k)_{don} = J_{\hat{e}\hat{d}}^{\hat{n}\hat{d}} / k_n , \quad (2.3.14)$$

де $J_{\hat{e}\hat{d}}^{\hat{n}\hat{d}}$ – осереднений розрахунковий критичний градієнт напору (для глини 1,2; для суглинків – 0,65; для крупних пісків – 0,45; для середніх пісків – 0,38; для дрібних пісків – 0,29);

k_n – коефіцієнт надійності (для споруд I класу капітальності $k_n=1,25$; для споруд II класу – 1,2; III – 1,15; IV – 1,1).

Місцева фільтраційна міцність ґрунту основи забезпечується при умові:

$$J_{vix} \leq J_{\hat{e}\hat{d}}^i , \quad (2.3.15)$$

де J_{vix} – максимальний градієнт напору;

$J_{\hat{e}\hat{d}}^i$ - припустимо значення градієнту напору (для несупфозних ґрунтів не більше, ніж 0,3, під час дренажу – не більше за 0,6).

Під час перевірки місцевої фільтраційної міцності основи на виході у нижній б'єф або в дренаж максимальний градієнт напору фільтраційного потоку

$$J_{\hat{a}\hat{e}\hat{d}} = 1,1 \frac{Z}{T} \cdot \frac{1}{\alpha \cdot \sum \xi} , \quad (2.3.16)$$

де $\sum \xi$ – сума коефіцієнтів опору, яка визначається при T_p'' :

$$\alpha = \sqrt{\sin \left[\frac{\pi}{2} \left(\frac{S}{T_1} - \frac{T_2}{T_1} + 1 \right) \right]} . \quad (2.3.17)$$

У формулах (2.3.16) та (2.3.17) розміри S , T_1 та T_2 відносяться до вихідного елемента підземного контуру, можливі варіанти якого показані на рис. 2.3.2.

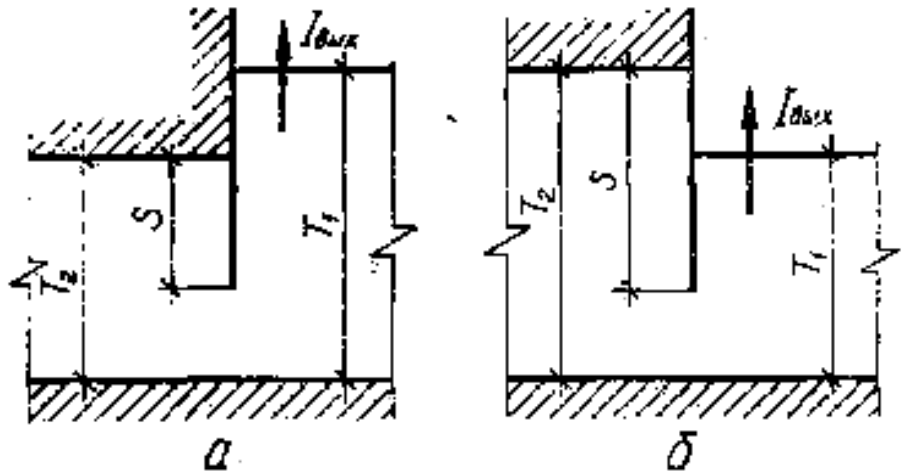


Рисунок 2.3.2 – Схеми виходу фільтраційного потоку в нижній б'єф

Формула (2.3.16) рекомендується для випадку $0,7 \leq T_2/T_1 \leq 1,4$.

Втрати напору при обтіканні елементів підземного контуру визначаються за формулою:

$$h_i = Z \xi_i / \sum \xi , \quad (2.3.18)$$

де $Z = h_I + h_{II} + \dots + h_n$

Приклад розрахунку

Вихідні дані:

Дано: Гравітаційна гребля з основою на середніх пісках:

- напір $Z=16$ м; $l_1=32$ м; $l_2=40$ м; $h_2=8,5$ м; $h_3=11,5$ м; $h_4=10$ м
(див. рис. 2.3.1).

- довжина понурного шпунта $S_n=5$ м;

- довжина королевого шпунта із зубом $S_K=16$ м;
- довжина низового зуба $S_3=3$ м;
- середня товщина понура $a_1=1,5$ м;
- різниця позначок підосви понура і греблі $a_2=1,5$ м;
- різниця позначок основи під водобоем та підосви греблі $a_3=2,5$ м;
- капітальність споруди – II клас.

Необхідно: виконати фільтраційний розрахунок підземного контуру греблі.

Розв'язання

Визначаємо проекції підземного контуру на горизонтальну та вертикальну площини:

$$l_0 = l_1 + l_2 = 32 + 40 = 72 \text{ м};$$

$$S_0 = a_1 + a_2 + S_K = 1,5 + 1,5 + 16 = 19 \text{ м};$$

$$l_0/S_0 = 72 / 19 = 3,8.$$

Згідно із табл. 2.3.1 підземний контур відноситься до проміжної схеми: тобто для перевірки загальної фільтраційної міцності та визначення повного протитиску $T'_p = T'_{\hat{a}\hat{e}} = 2,5S_0 = 2,5 \cdot 19 = 47,5 \text{ м}$; для визначення вихідного градієнту $T''_p = T''_{\hat{a}\hat{e}} = 2\hat{O}'_{\hat{a}\hat{e}} = 2 \cdot 47,5 = 95 \text{ м}$.

При $T'_p = 47,5 \text{ м}$ визначаємо значення коефіцієнтів опору: понурного шпунта за формулою (2.3.5) при $a=a_1 = 1,5$ м; $S=S_n = 5$ м; $\hat{O}_1 = T'_p = 47,5 \text{ м}$; $\hat{O}_2 = T'_p - \hat{a} = 47,5 - 1,5 = 46 \text{ м}$.

$$S'_{\hat{o}\hat{i}} = \frac{1,5}{47,5} + 1,5 \frac{5}{46} + \frac{0,5 \cdot 5 / 46}{1 - 5 / 46 \cdot 0,75} = 0,24$$

входу за формулою (2.3.7)

$$S_{\hat{o}\hat{o}} = 0,24 + 0,44 = 0,68$$

першого горизонтального елемента по формулі (2.3.9) при $l=l_1=32$ м;

$$S_1=5\text{м}; S_2 = S_K + a_2 = 16 + 1,5 = 17,5\text{м}; T=46 \text{ м.}$$

$$\xi_{\tilde{a}} = \frac{32 - 0,5(5 + 17,5)}{46} = 0,45$$

королевого шпунта за формулою (2.3.5) при $a=a_1 = 1,5 \text{ м}; S=S_K = 16 \text{ м}; T_1=46 \text{ м}; T_2=44,5 \text{ м};$

$$S_{\emptyset i}'' = \frac{1,5}{46} + 1,5 \frac{16}{44,5} + \frac{0,5 \cdot 16 / 44,5}{1 - 16 / 44,5 \cdot 0,75} = 0,82;$$

другого горизонтального елементу по формулі (2.3.9) при $l=l_2=40 \text{ м}; S_1=16\text{м}; S_2 = S_H=3; T=44,5 \text{ м.}$

$$\xi_{\tilde{a}}'' = \frac{40 - 0,5(16 + 3)}{44,5} = 0,69;$$

низового зуба по формулі (2.3.5) при $a=a_3=2,5\text{м}; S=S_3=3\text{м}; T_1=47\text{м}; T_2=44,5\text{м};$

$$S_{\emptyset i}'' = \frac{2,5}{47} + 1,5 \frac{3}{44,5} + \frac{0,5 \cdot 3 / 44,5}{1 - 3 / 44,5 \cdot 0,75} = 0,18;$$

виходу по формулі (2.3.4):

$$S_{вих} = 0,14 + 0,44 = 0,62 .$$

Сума коефіцієнтів опору по формулі (2.3.12):

$$\sum \xi = 0,68 + 0,45 + 0,82 + 0,69 + 0,62 = 3,26 .$$

За формулою (2.3.10) перевіряємо загальну фільтраційну міцність ґрунту основи. Контрольний градієнт напору по формулі (2.3.11):

$$J_K = 16 / (47,5 \cdot 3,26) = 0,1 .$$

Припустиме значення контрольного градієнту для середніх пісків визначимо за формулою (2.3.14) при $J_{\tilde{e}\tilde{d}}^{\tilde{n}\tilde{d}}=0,38$ та $k_n = 1,2$.

$$J_{K(\partial on)} = 0,38 / 1,2 = 0,32 .$$

Тому що $J_K < J_{K(\partial on)}$, то довжина підземного контуру греблі задовольняє умовам загальної фільтраційної міцності основи.

Місцева фільтраційна міцність ґрунту основи на виході у дренаж під водобоем слід перевіряти за формулою (2.3.15). Для цього за формулами (2.3.4) – (2.3.9) при $\dot{O}_{\delta}'' = 95$ м визначаємо нові значення коефіцієнтів опору та їх суму: обчислення не приводяться $\sum \xi = 2,02$.

Значення коефіцієнту визначаємо за формулою (2.3.16):

$$\alpha = \sqrt{\sin \left[\frac{3,14}{2} - \left(\frac{3}{47} - \frac{44,5}{47} + 1 \right) \right]} = 0,41.$$

Вихідний градієнт напору з коефіцієнтом запасу 1,1

$$J_{\hat{a}\hat{e}\hat{o}} = 1,1 \frac{16}{47} \cdot \frac{1}{0,41 \cdot 2,05} = 0,45,$$

що є меншим припустимого значення місцевого критичного градієнту напору при наявності дренажа $J_{e\delta}^i \leq 0,6$. Можна зробити висновок про забезпечення фільтраційної міцності основи.

Будуємо епюри фільтраційного та зважуючого тиску. Для цього визначаємо втрати напору при обтіканні окремих елементів підземного контуру за формулою (2.3.18), в яку підставляємо значення коефіцієнтів опору, знайдені при $\dot{O}_{\delta}'$:

$$h_I = Z \xi_{ex} / \sum \xi = 16 \cdot 0,68 / 3,26 = 3,34 \text{ м};$$

$$h_{II} = Z \xi'_{\varepsilon} / \sum \xi = 16 \cdot 0,45 / 3,26 = 2,21 \text{ м};$$

$$h_{III} = Z \xi''_{ул} / \sum \xi = 16 \cdot 0,82 / 3,26 = 4,02 \text{ м};$$

$$h_{IV} = Z \xi''_{\varepsilon} / \sum \xi = 16 \cdot 0,69 / 3,26 = 3,39 \text{ м};$$

$$h_V = Z \xi_{вих} / \sum \xi = 16 \cdot 0,62 / 3,26 = 3,04 \text{ м}.$$

Для побудови епюра фільтраційного тиску визначаємо характерні розміри:

$$\gamma Z = 9,81 \cdot 16 = 157 \text{ кПа};$$

$$\gamma h_I = 9,81 \cdot 3,34 = 32,8 \text{ кПа}.$$

$$\gamma h_{II} = 9,81 \cdot 2,21 = 21,7 \text{ кПа.}$$

$$\gamma h_{III} = 9,81 \cdot 4,02 = 39,4 \text{ кПа.}$$

$$\gamma h_{IV} = 9,81 \cdot 3,39 = 33,3 \text{ кПа.}$$

Будуємо епюр фільтраційного тиску, з'єднуючи отримані точки прямими лініями (рис. 2.3.1).

Ординати епюра зважуючого тиску:

$$\gamma h_3 = 9,81 \cdot 11,5 = 112,8 \text{ кПа.}$$

$$\gamma h_4 = 9,81 \cdot 10 = 98,1 \text{ кПа.}$$

Завдання

Необхідно:

Виконати фільтраційний розрахунок підземного контура греблі.

Вихідні дані:

схема греблі (рис. 2.3.1);

напір на греблі Z , м;

довжина першого горизонтального елемента l_1 , м;

довжина другого горизонтального елемента l_2 , м;

h_2 , м (рис. 2.3.1);

h_3 , м (рис. 2.3.1);

h_4 , м (рис. 2.3.1);

довжина понурного шпунта S_n , м;

довжина королевого (разом з зубом) шпунта S_k , м;

довжина низового зуба S_z , м;

середня товщина понура a_1 , м;

різниця позначок підосви понура та греблі a_2 , м;

різниця позначок основи під водобоем та підосви греблі a_3 , м;

матеріал основи греблі;

капітальність споруди.

Індивідуальні вихідні дані приведені в табл. 2.3.2.

Таблиця 2.3.2 – ВАРІАНТИ ЗАВДАНЬ

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$Z, \text{ м}$	10	12	18	20	22	24	18	9	15	12	16	18
$l_1, \text{ м}$	20	22	27	30	35	31	34	18	30	28	30	31
$l_2, \text{ м}$	28	30	35	38	42	39	42	26	38	36	36	39
$h_2, \text{ м}$	2,9	4,2	10	12	14,2	16	10	2,8	8,5	5,2	9,2	11,0
$h_3, \text{ м}$	5,9	7,2	13	15	17,2	19	13	5,8	11,5	8,3	12,2	14,0
$h_4, \text{ м}$	4,4	5,7	11,5	13,5	15,7	17,5	11,5	4,7	10	6,7	10,7	12,5
$S_n, \text{ м}$	4	4,5	5	6	5	6	5	4	5	4	5	6
$S_k, \text{ м}$	14	15	17	18	15	18	16	13	15	15	15	17
$S_3, \text{ м}$	3	3	3	4,5	3,5	3,5	3	2,5	3	3	3	3
$a_1, \text{ м}$	1,4	1,2	1,5	1,5	1,5	1,5	1,8	1,2	1,5	1,3	1,5	1,5
$a_2, \text{ м}$	1,5	1,4	1,5	1,5	1,5	1,5	1,8	1,2	1,5	1,3	1,5	1,5
$a_3, \text{ м}$	2,2	2,0	2,0	2,2	2,3	2,5	2,5	2,0	2,5	2,3	2,5	2,5
матеріал основи	глина			крупний пісок					середній пісок			
капітальність споруди	IV			III					III			

Продовження табл. 2.3.2

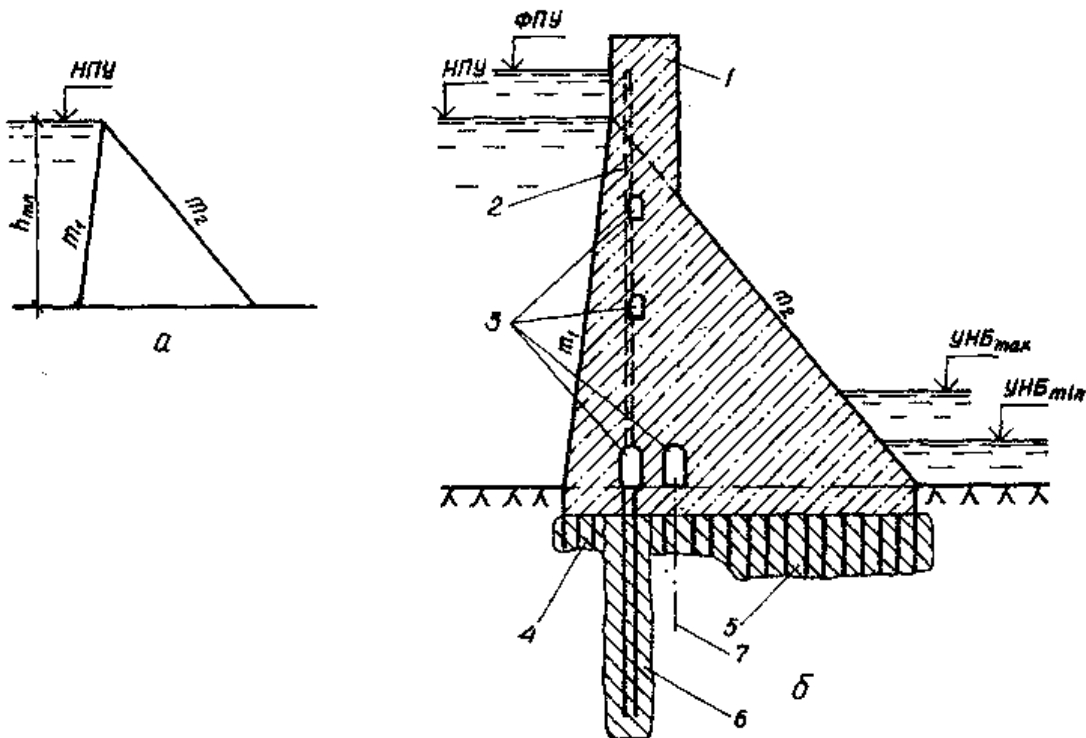
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$Z, \text{ м}$	22	13	11	17	21	23	27	14	21	15	12	11	8
$l_1, \text{ м}$	29	26	25	30	32	35	40	29	35	31	30	29	22
$l_2, \text{ м}$	37	34	33	38	40	43	48	36	43	39	37	36	30
$h_2, \text{ м}$	15,5	6,8	4,3	10,2	14,2	16,3	20,1	7,5	13,5	8,5	5,0	4,2	2,8
$h_3, \text{ м}$	18,5	9,8	7,3	13,2	17,2	19,3	23,1	10,5	16,5	11,5	8,0	7,2	5,8
$h_4, \text{ м}$	17,0	8,3	5,8	11,7	15,7	17,8	21,6	9,0	15,0	10,0	6,5	5,7	4,3
$S_n, \text{ м}$	6	4,5	4,5	5	6,5	7	7,5	5	4,5	5	5	4,5	4,2
$S_k, \text{ м}$	18	15	16	16	18,5	19	19,5	16	16	17	16	15	14
$S_z, \text{ м}$	3,5	3	3	3	3,5	4	4,5	3	3,8	3	3	2,8	2,7
$a_1, \text{ м}$	1,7	1,4	1,2	1,5	1,6	1,7	1,8	1,5	1,7	1,5	1,5	1,3	1,2
$a_2, \text{ м}$	1,7	1,4	1,2	1,5	1,6	1,7	1,8	1,5	1,7	1,5	1,5	1,3	1,2
$a_3, \text{ м}$	2,7	2,4	2,2	2,5	2,6	2,7	2,8	2,5	2,7	2,4	2,1	2,3	2,0
матеріал основи	дрібний пісок				середній пісок					глина			
капіталь- ність споруди	III				III					IV			

Практичне заняття № 5

Тема 4: ГІДРАВЛІЧНИЙ РОЗРАХУНОК ГРАВІТАЦІЙНИХ ГРЕБЕЛЬ НА СКЕЛЬНИХ ОСНОВАХ

Короткі теоретичні відомості

На рис. 2.4.1 показано профіль гравітаційної греблі.



а) теоретичний; б) практичний; 1 – гребінь; 2 – дренаж тіла греблі;
3 – оглядові галереї; 4 – зв’язуюча цементация; 5 – укріплююча цементация;
6 – профільтраційна завіса; 7 – дренаж основи.

Рисунок 2.4.1 – Профіль гравітаційної греблі

Розміри водозливного фронту та окремих його прольотів визначаються для пропуску максимальної розрахункової витрати води при НПР та перевіряються на пропуск відповідної максимальної витрати при ФПР. Фактори, які визначають довжину водозливного фронту, це – максимальна розрахункова витрата та припустиме значення питомої витрати води.

Максимально розрахункова витрата $Q_{\text{зрл}}$ визначається за формулою:

$$Q_{\text{зрл}} = Q_{\text{maxл}} - Q_{\text{ГЕСл}} = Q_{\text{вл}} - Q_{\text{дл}}, \quad (2.4.1)$$

де $Q_{\text{ГЕСл}}$ – пропуск води через всі турбіни;

$Q_{\text{вл}}$ – пропуск води через водопропускні отвори;

$Q_{\text{дл}}$ – пропуск води через водозабірні споруди.

Припустима максимальна питома витрата води q_n становить: для скельних та напівскельних основ – $50 \div 70 \text{ м}^2/\text{с}$; для здорових скельних основ – $120 \text{ м}^2/\text{с}$; для дуже міцних основ – $200 \text{ м}^2/\text{с}$.

Питома витрата на водозливі знаходиться як

$$q_{\text{вл}} = (1,2 \dots 1,3) q_n \quad (2.4.2)$$

Значення $q_{\text{вл}}$ більше, ніж витрата у нижньому б'єфі греблі в результаті стиснення потоку биками.

Напір на гребені водозливу практичного профілю $H_{\text{вл}}$, для непідтопленого витoku знаходиться за формулою:

$$H_{\text{вл}} = \left(\frac{q_{\text{вл}}}{m \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3}, \quad (2.4.3)$$

де $m=0,49$ – коефіцієнт витрати водозливу.

Розміри прямокутних отворів водопропускних споруд, які перекриваються затворами, приймаються за [20]:

Ширина отворів, м:	0,4;	0,6;	0,8;	1;	1,25;	1,5;	1,75;
	2;	2,25;	2,5;	3;	3,5;	4;	4,5;
	5;	6;	7;	8;	10;	12;	14;
	16;	18;	20;	22;	24;	27;	30.

Висота отворів, м:	0,6;	0,8;	1;	1,25;	1,5;	1,75;	2;
	2,5;	3;	3,5;	4;	4,5;	5;	5,5;
	6;	6,5;	7;	7,5;	8;	8,5;	9;
	10;	11;	12;	13;	14;	15;	16;
	17;	18;	19;	20.			

Знайдений напір $H_{\epsilon 1}$ треба скорегувати відповідно стандартному значенню висоти отвору, яка відраховується від НПР. Тому треба визначити значення попередньої позначки гребеня греблі:

$$\downarrow GB_1 = \downarrow НПР - H_{\epsilon 1} \quad (2.4.4)$$

Потім значення $\downarrow GB_1$ уточнюється так, щоб висота отвору відповідала стандартному значенню.

Уточнений напір:

$$H_{\epsilon 2} = \downarrow НПР - \downarrow GB_2 \quad (2.4.5)$$

Уточнена питома витрата:

$$q_{\hat{a}2} = m \cdot \sqrt{2g} \cdot H_{\hat{a}2}^{3/2} \quad (2.4.6)$$

Загальна попередня ширина всіх прольотів водозливного фронту греблі:

$$B_{np1} = Q_{\epsilon p1} / q_{\epsilon 2} \quad (2.4.7)$$

Окремі прольоти слід приймати однаковими, ув'язуючи їх з розмірами секцій греблі та враховуючи умови пропуску льодоходу. Так, для південних річок з легким криговодом ширина прольотів повинна бути не менше 10 м, для північних річок не менше 18 м.

Максимальна розрахункова витрата для водозливу практичного профілю визначається за формулою:

$$Q_1 = \sigma_{\hat{f}} \cdot \sigma_{\hat{n}} \cdot \sigma_n \cdot m \cdot B_{\hat{i}\delta} \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}, \quad (2.4.8)$$

де σ_n – коефіцієнт повноти напору;

σ_c – коефіцієнт стиснення потоку;

σ_n – коефіцієнт підтоплення (див. рис. 2.4.2) [20]:

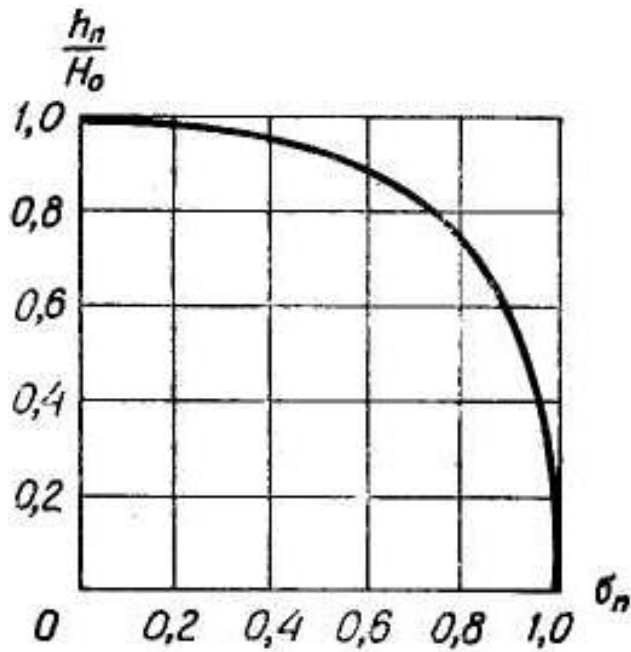


Рисунок 2.4.2 - Графік для визначення σ_n в залежності від h_n/H_0
 (h_n – висота підтоплення, H_0 – повний напір на порозі водозливу)

m – коефіцієнт витрати непідтопленого водозливу;

H_0 – повний напір:

$$H_0 = H_{\hat{a}2} + \frac{v_0^2}{2g}, \quad (2.4.9)$$

де v_0 – швидкість підходу потоку до греблі:

$$v_0 = \frac{Q_{\max 1}}{\omega}, \quad (2.4.10)$$

де ω – площа живого перетину перед гідровузлом.

Якщо $v_0 \leq 0,5$ м/с, то $H_0 = H_{\hat{a}2}$.

Коефіцієнт витрати для водозливу з вертикальною напірною гранню:

$$m = 0,36 + 0,1 \cdot \frac{2,5 - c/H_{\hat{a}2}}{1 + 2c/H_{\hat{a}2}}, \quad (2.4.11)$$

де C – ширина гребеня водозливу від напірної грані до кінця прямолінійної вставки, м.

При значенні відношення $c/H_{\delta 2} > 2,5$ коефіцієнт витрати $m=0,36$. Для водозливу, профіль якого побудовано за координатами Кригера-Офіцєрова, $m=0,49$.

Коефіцієнт повноти напору визначається за формулою Н.П. Розанова:

$$\sigma_{i1} = 0,62 + 0,38 \cdot \sqrt[3]{H_{\hat{a}2} / H_{i\delta\delta}}, \quad (2.4.12)$$

де $H_{np\phi}$ – профілюючий напір на водозливі.

Коефіцієнт стиснення потоку для плавно окреслених вхідних оголовків биків:

$$\sigma_{\hat{n}1} = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + D_{\hat{a}.} / \hat{I}_{\hat{a}2}}} \cdot \left(1 - \frac{b_{i\delta}}{B}\right) \cdot \sqrt[4]{\frac{b_{i\delta}}{B}}, \quad (2.4.13)$$

де b_{np} – ширина одного прольоту, м;

$B = b_{np} + d_{\delta}$ – відстань між вісями биків, м.

При $b_{np}/B < 0,2$ приймаємо $b_{np}/B = 0,2$, при $P_{\delta.}/H_{\delta 2} > 3$ приймаємо $P_{\delta.}/H_{\delta 2} = 3$.

Пропускна здібність водозливних отворів при ФПР визначається за тими ж формулами, що й при НПР, але при напорі на водозливі $H_{\delta 3}$, який відповідає ФПР:

$$H_{\delta 3} = \downarrow \Phi ПР - \downarrow \Gamma B_2 \quad (2.4.14)$$

Для прийнятих прольотів та розмірів биків протяжність водозливного фронту греблі:

$$B_{\delta.} = n b_{\delta p} + (n - 1) d_{\delta} \quad (2.4.15)$$

Уточнена питома витрата у нижньому б'єфі:

$$q_{n2} = Q_{\delta p} / B_{\delta.} \quad (2.4.16)$$

Приклад розрахунку

- Вихідні дані:* Гравітаційна гребля на скельній основі. Льодохід відсутній. Профіль оголовку водозливу побудовано за координатами Кригера-Офіцєрова:
- максимальні розрахункові витрати: для основного розрахункового випадку $Q_{max1}=5000 \text{ м}^3/\text{с}$; для перевірного розрахункового випадку $Q_{max2}=6500 \text{ м}^3/\text{с}$;
 - $H_{ПР} = 100 \text{ м}$; $\Phi_{ПР} = 101,5 \text{ м}$;
 - витрата ГЕС: при $H_{ПР} - Q_{ГЕС1}=1000 \text{ м}^3/\text{с}$; при $\Phi_{ПР} - Q_{ГЕС2}=1500 \text{ м}^3/\text{с}$;
 - припустима питома витрата в нижньому б'єфі $q_n=50 \text{ м}^2/\text{с}$;
 - позначка дна ріки в верхньому б'єфі $t_{д.в.б.}=60 \text{ м}$;
 - швидкість потоку перед греблею $v_0=0,4 \text{ м/с}$.
- Необхідно:* визначити розміри непідтоплених водозливних отворів.

Розв'язання

Максимальна розрахункова витрата, яка скидається через водозлив греблі за формулою (2.4.1):

$$Q_{сп1} = 5000 - 1000 = 4000 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Питома витрата води на водозлив за формулою (2.4.2):

$$q_{в1} = 1,2 \cdot 50 = 60 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Напір на гребені за (2.4.3):

$$H_{д1} = \left(\frac{60}{0,49\sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 9,14 \text{ м}.$$

Попередня позначка гребеня водозливу визначається за формулою (2.4.4):

$$\downarrow GB_1 = 100 - 9,14 = 90,86 \text{ м}.$$

Приймаємо $\downarrow GB_2 = 91$ м. Їй відповідає стандартна висота отвору (2.4.5):

$$h_{om} = \downarrow HPP - \downarrow GB_2 = 100 - 91 = 9 \text{ м.}$$

Уточнений напір на водозливі $H_{62} = h_{om} = 9$ м.

Уточнена питома витрата на водозливі визначається за формулою (2.4.6):

$$q_{62} = 0,49 \sqrt{2 \cdot 9,81} 9^{3/2} = 58,6 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Загальна ширина всіх прольотів водозливного фронту за формулою (2.4.7):

$$B_{np1} = 4000 / 58,6 = 68,27 \text{ м.}$$

Приймаємо нерозрізні бики товщиною 4 м з вхідними оголовками циркульного обрису.

Загальну ширину прольотів водозливного фронту B_{np1} з урахуванням їх нормативних значень ділимо на 5 прольотів шириною $b_{np}=14$ м. Тоді $B_{np2}=5 \cdot 14=70$ м.

Прийняті розміри водозливних отворів треба перевірити на пропуск максимальної розрахункової витрати по формулі (2.4.8):

Так як $V_0=0,4 \text{ м/с} < 0,5 \text{ м/с}$, то $H_0 = H_{62} = 9$ м.

Тоді значення коефіцієнту повноти напору σ_{n1} за (2.4.12):

$$\sigma_{i1} = 0,62 + 0,38 \cdot \sqrt[3]{9/9} = 1.$$

Відстань між вісями биків:

$$B = b_{np} + d_{\delta} = 14 + 4 = 18 \text{ м.}$$

Висота водозливу збоку верхнього б'єфу

$$P_{в.б.} = \downarrow FB_2 - \downarrow t_{д.в.б.} = 91 - 60 = 31 \text{ м.}$$

Тоді значення коефіцієнту стиснення σ_{c1} за (2.4.13):

$$\sigma_{n1} = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + 31/9}} \left(1 - \frac{14}{18} \right) \cdot \sqrt[4]{\frac{14}{18}} = 0,203$$

Тоді за формулою (2.4.8):

$$Q_1 = 1 \cdot 0,209 \cdot 1 \cdot 0,49 \cdot 70 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 9^{3/2} = 857,34 \text{ л}^3 / \text{с}.$$

Отже, пропускна здібність водозливної греблі для основного розрахункового випадку забезпечує пропуск максимальної витрати води з запасом.

Знайдені розміри водозливних прольотів перевіримо на пропуск максимальної повірочної витрати при ФПР. Послідовність перевірки наступна.

Розрахункова витрата, що скидається через греблю:

$$Q_{\text{рп2}} = Q_{\text{max2}} - Q_{\text{ГЕС2}} = 6500 - 1500 = 5000 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Геометричний напір на водозливі за формулою (2.4.14):

$$H_{\text{вз}} = 101,5 - 91 = 10,5 \text{ м}.$$

Коефіцієнт повноти напору за формулою (2.4.12):

$$\sigma_{i2} = 0,62 + 0,38 \cdot \sqrt{10,5/9} = 1,03.$$

Коефіцієнти стиску та витрати в даному випадку залишаються незмінними:

$$\sigma_{c2} = 0,99, m = 0,49.$$

Пропускна здібність водозливних отворів при $H_0 = H_{\text{вз}} = 10,5$ за формулою (2.4.8):

$$Q_2 = 1,03 \cdot 0,99 \cdot 0,49 \cdot 70 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 10,5^{3/2} = 5271 \text{ л}^3 / \text{с}.$$

Отже, перевірна максимальна витрата пропускається через греблю при рівні води, який не досягає максимально припустимого значення позначки ФПР. Розміри прольотів, що визначені для основного розрахункового випадку, можуть вважатись дійсними.

Напір на водозливі під час пропуску перевірконої максимальної витрати може бути визначений із формули (2.4.8):

$$H_{\text{в4}} = \sqrt[3]{\frac{Q_{\text{в2}}^2}{b_i^2 \cdot b_{\text{н}}^2 \cdot m^2 \cdot B_{i\delta}^2 \cdot 2g}} = \sqrt[3]{\frac{5000^2}{1,03^2 \cdot 0,99^2 \cdot 0,49^2 \cdot 70^2 \cdot 19,6}} = 10,14 \text{ м}.$$

Позначка фактичного форсованого рівня води у верхньому б'єфі (ФПР_ф), при якому буде пропускатись максимальна повір очна витрата води:

$$\sqrt{H_{ФПРф}} = \sqrt{H_{В2}} + H_{64} = 91 + 10,14 = 101,14 \text{ м.}$$

Протяжність водозливного фронту греблі за (2.4.15):

$$B_{в.ф} = 5 \cdot 14 + (5 - 1) 4 = 86 \text{ м.}$$

Уточнені питомі витрати води у нижньому б'єфі визначаємо за формулою (2.4.16):

при НПР $q_{n1} = 4000 / 86 = 46,5 \text{ м}^2/\text{с}$

при ФПР $q_{n2} = 5000 / 86 = 58 \text{ м}^2/\text{с}$

Завдання

Необхідно:

Визначити розміри непідтоплених водозливних отворів греблі.

Вихідні дані:

- максимальна розрахункова витрата для основного розрахункового випадку Q_{max1} , м³/с;
- максимальна розрахункова витрата для повірочного випадку Q_{max1} , м³/с;
- позначка нормального підпірного рівня $НПР$, м;
- позначка форсованого підпірного рівня $ФПР$, м;
- витрата ГЕС при НПР $Q_{ГЕС1}$, м³/с;
- витрата ГЕС при ФПР $Q_{ГЕС2}$, м³/с;
- припустима питома витрата води у нижньому б'єфі q_n , м²/с;
- позначка дна ріки у верхньому б'єфі $Z_{дна \text{ в.б.}}$, м;
- швидкість потоку перед греблею V_0 , м/с.

Індивідуальні вихідні дані приведені в табл. 2.4.1.

Таблиця 2.4.1 – **ВАРІАНТИ ЗАВДАННЯ**

Показники Варіант	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$Q_{max1}, \text{м}^3/\text{с}$	5000	4500	5500	6000	6100	3200	3600	3000	4700	4900	5300	3900
$Q_{max2}, \text{м}^3/\text{с}$	6200	5000	7000	7500	7500	4700	5100	4500	6200	6100	6800	5300
$H_{ПР}, \text{м}$	100	90	98	100	70	86	65	95	72	60	70	72
$\Phi_{ПР}, \text{м}$	102	91,5	99,5	102	71,5	87,5	66,5	96,5	73,5	61,5	71,2	73,5
$Q_{ГЕС1}, \text{м}^3/\text{с}$	1100	800	1200	1500	1100	500	400	700	900	700	1200	700
$Q_{ГЕС2}, \text{м}^3/\text{с}$	1600	1300	1700	2000	1600	1000	900	1200	1400	1200	1700	1300
$q_n, \text{м}^2/\text{с}$	50	55	58	60	65	54	50	52	56	58	61	63
$Z_{дна в.б.}, \text{м}$	61	51	54	60	32	41	20	54	32	22	32	30
$V_0, \text{м/с}$	0,4	0,3	0,45	0,5	0,42	0,35	0,4	0,35	0,49	0,5	0,44	0,40
	тяжкий лідохід					лідохід відсутній						

Продовження табл. 2.4.1

Показники Варіант	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$Q_{max1}, \text{м}^3/\text{с}$	6600	3900	4100	2200	3600	2800	3100	6300	5400	4200	5300	6300	5300
$Q_{max2}, \text{м}^3/\text{с}$	8100	5400	5500	3700	5200	4300	5400	7600	6900	5700	6600	7600	6800
$H_{ПР}, \text{м}$	71	80	97	90	81	71	51	111	105	61	54	81	95
$\Phi_{ПР}, \text{м}$	72,2	82	98,5	91,5	83,5	73,5	52,5	112,5	106,5	62,5	55,5	82	96,5
$Q_{ГЕС1}, \text{м}^3/\text{с}$	1300	1000	900	400	900	700	800	1300	9000	900	1000	1500	1200
$Q_{ГЕС2}, \text{м}^3/\text{с}$	1800	1500	1600	900	1400	1200	1300	1900	1500	1400	1500	2000	1700
$q_n, \text{м}^2/\text{с}$	68	69	50	55	60	52	55	54	63	57	64	69	52
$Z_{дна в.б.}, \text{м}$	34	43	56	50	40,5	34	11	70	59	21	12	43	52
$V_0, \text{м/с}$	0,5	0,35	0,41	0,36	0,48	0,5	0,42	0,47	0,48	0,40	0,50	0,45	0,42
	тяжкий лідохід			лідохід відсутній				тяжкий лідохід					

Практичні заняття № 6, 7

Тема 5: РОЗРАХУНОК СТІЙКОСТІ ВІДКОСІВ ГРЕБЛІ

Стійкість відкосів однорідних ґрунтових гребель можна визначити за графіком, запропонованим інститутом ВОДГЕО (рис. 2.5.1) [20].

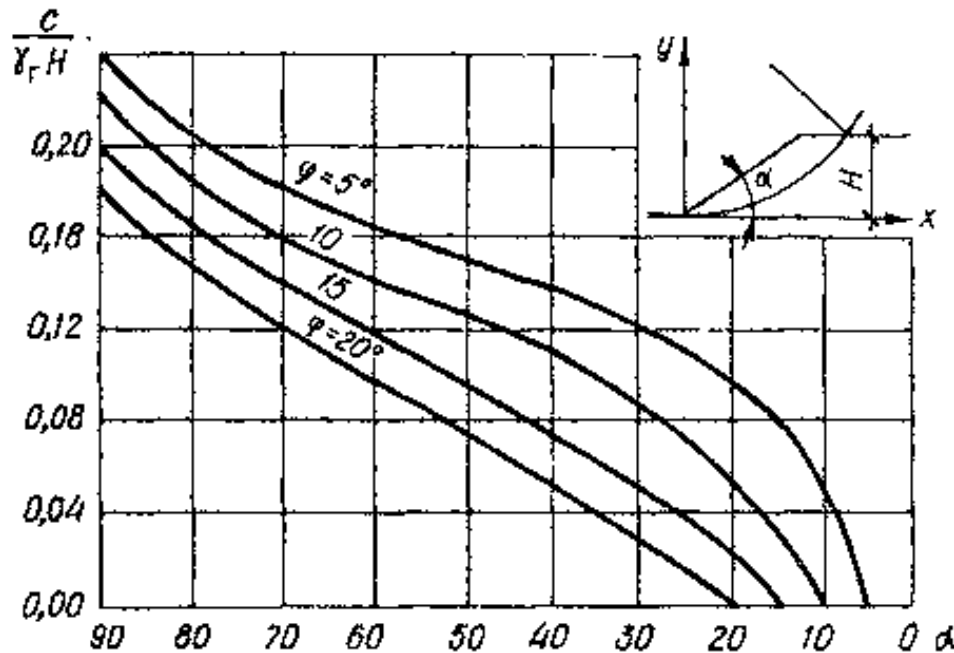


Рисунок 2.5.1 – Графік для розрахунку стійкості відкосів ґрунтових гребель

Встановивши за даними лабораторних досліджень питому вагу ґрунту γ , кН/м³, кут внутрішнього тертя ґрунту відкосу φ , питоме сцеплення C , кПа, та знаючи висоту відкосу H , м за графіком (рис. 2.5.1) знаходять кут безпечного відкосу α^0 . Для цього попередньо визначають значення $e/(\gamma \cdot H)$. Коефіцієнт відкосу $m = \text{ctg } \alpha$.

За цим графіком можна рішити такі задачі:

- перевірка стійкості відкосу;
- визначення граничної висоти відкосу для заданого його ухилу;
- знаходження ухилу відкосу для заданої його висоти.

Відкоси неоднорідних ґрунтових гребель можна розрахувати за методом кругових поверхней (рис. 2.5.2) ковзання. В цьому випадку вважається, що в

грунті тіла та основи греблі може утворитися колоциліндрична небезпечна поверхня ковзання під дією сил ваги ґрунту відкосу. У зв'язку з цим може виникнути сповзання ґрунту відкосу та випирання основи греблі.

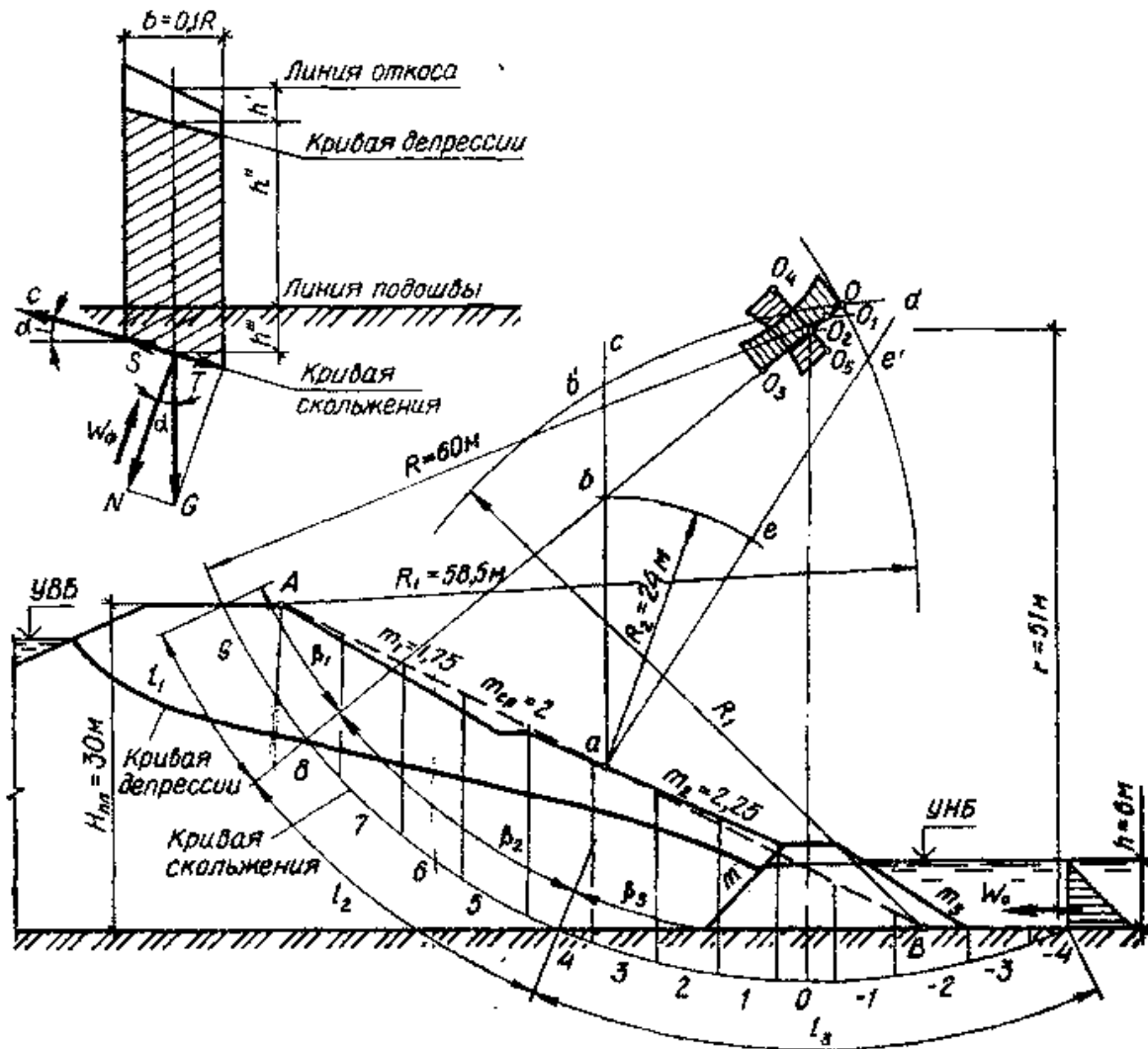


Рисунок 2.5.2 – До визначення стійкості низового відкосу ґрунтової греблі

Розрахунок стійкості низового відкосу виконується в умовах плоскої задачі. Із вибраного за визначеними правилами центру проводиться дуга кола радіусом R . Масив ґрунту, який може сповзти по дузі цього кола, ділиться вертикальними площинами на відсіки шириною $b = R/m_0$ ($m_0 = 10$ або 20). Відсік, який розташований симетрично відносно вертикалі, яка проходить через центр кривої, позначається як нульовий. В загальному випадку виділений відсік ґрунту знаходиться під дією власної ваги бокового тиску сусідніх мас ґрунту та тиску фільтраційного потоку.

Власна вага відсіку визначається за формулою:

$$G_n = (\gamma_1 h'_m + \gamma_2 h''_m + \gamma_3 h'''_m) b, \quad (2.5.1)$$

де γ_1 – питома вага ґрунту природної вологи вище кривої депресії, кН/м³;

γ_2 – питома вага насиченого водою ґрунту нижче кривої депресії, кН/м³;

γ_3 – питома вага ґрунту основи, насиченої водою, кН/м³;

h'_m, h''_m, h'''_m – середні висоти смуг ґрунту відповідно вище кривої депресії, нижче кривої депресії, в основі греблі, м;

b – ширина відсіку, м.

Тиск фільтраційної води, яка діє на n -й відсік, визначається за формулою:

$$W_{\phi n} = \gamma (h''_m + h'''_m) b / \cos \alpha_n, \quad (2.5.2)$$

де γ – питома вага води, кН/м³;

α_n – кут між вертикаллю, яка проходить через центр нульового відсіку та лінією, яка з'єднує центр кривої ковзання з точкою перетину вісі відсіку з кривою ковзання.

Коефіцієнт стійкості знаходиться за формулою:

$$k_y = \frac{\sum [G_n \sqrt{1 - (n_0 / m_0)^2} - W_{\phi i}] \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i l_i + W_0 \cdot r / R}{\sum C_n \cdot n_0 / m_0} \quad (2.5.3)$$

де n_0 – порядковий номер відсіку ґрунту;

m_0 – число, яке дорівнює 10, якщо $b=0,1R$ та 20, якщо $b=0,05R$;

r – радіус дії сили W_0 відносно центру кривої ковзання;

W_0 – тиск води з боку нижнього б'єфу:

$$W_0 = 0,5 \cdot \gamma \cdot h^2, \quad (2.5.4)$$

де h – глибина води у нижньому б'єфі.

Для скорочення розрахунків силу сцеплення $C = \sum C_i \cdot l'_i$, визначають не по відсікам, а по ділянках з однаковим питомим сцепленням, де C'_i – довжина

ділянки кривої ковзання з постійним значенням питомого ковзання:

$$l'_i = \pi \cdot R \cdot \beta_i / 180, \quad (2.5.5)$$

де β_i – кут, який утворений радіусами, проведеними з центру кривої ковзання до перетину з межами її ділянок, що мають постійне значення питомого сцеплення.

Розглянемо метод визначення поверхні ковзання, який відповідає мінімальному коефіцієнту запасу стійкості за рекомендаціями В.В. Аристовського.

Від середини відкосу (точка a на рис. 2.5.2) або осередненого відкосу, якщо відкіс ломаний, треба провести вертикаль ac . Потім з точки a під кутом 85° до відкосу (або осередненого відкосу) проводиться лінія ad . Із точок A та B , як із центрів, проводяться криві радіусом R_1 . Площа, яка обмежена цими кривими, є площею центрів кривих ковзання.

Радіус R_1 знаходиться за формулою:

$$R_1 = (R_n + R_v) / 2, \quad (2.5.6)$$

де R_n , R_v – нижнє та верхнє значення радіусу поверхні ковзання, м (табл.2.5.1) [20].

Таблиця 2.5.1 - Орієнтовні значення R_n та R_v в долях від висоти греблі H в залежності від коефіцієнту закладання відкосу m_{bid}

m_{bid}	1	2	3	4	5	6
R_n	1,1	1,4	1,9	2,5	3,3	4,3
R_v	2,2	2,5	3,2	4,7	5,8	6,7

Криві, які проведені радіусом R_1 , перетинаються в точці O (рис. 2.5.2). Із точки a проводиться дуга b_e радіусом $R_2 = aO/2$. Багатогранник $bb'Oe'eb$ є зоною пробних центрів кривих ковзання. При малих значеннях сил сцеплення C критичний центр розташовується поблизу або в самій точці O , із збільшенням значення C критичний центр віддаляється.

Так для відкосів із незв'язаних ґрунтів центр найбільш небезпечної кривої

ковзання розташовується поблизу точки O , для відкосів із незв'язаних ґрунтів він віддаляється від неї. Найбільш небезпечна крива ковзання у відсіках з піщаного ґрунту.

Стійкість відкосів забезпечується, якщо задовольняється умова [3]:

$$k_y > k_n n / m , \quad (2.5.7)$$

де k_n – коефіцієнт надійності;

n – коефіцієнт навантажень $n = 0,95 \div 1$;

m – коефіцієнт умов праці.

Значення коефіцієнту k_n залежать від класу споруди (табл. 2.5.1) [20].

Таблиця 2.5.2 – Залежність коефіцієнту k_n від класу споруди

Клас споруди	I	II	III	IV
k_n	1,25	1,2	1,15	1,1

Приклад розрахунку

Вихідні дані :

Дано: ґрунтова гребля із суглинистого ґрунту на суглинистій основі з дренажним банкетом (рис. 2.5.2) $H_{zp}=30$ м, коефіцієнт закладання відкосів: на ділянці від гребеня до берми $m_1=1,75$; від берми до дренажа $m_2=2,25$; ширина берми – 4 м. Закладання зовнішнього відкосу банкету $m_3=1,5$; внутрішнього $m_4=1,25$. Глибина води у НБ $h=6$ м.

Характеристики ґрунту тіла греблі і основи: вище кривої депресії $\gamma'=15$ кН/м³, $tg \phi'=0,58$, $c'=28$ кПа; в тілі греблі нижче кривої депресії $\gamma''=17$ кН/м³, $tg \phi''=0,56$, $c''=25$ кПа; в основі греблі $\gamma'''=16$ кН/м³, $tg \phi'''=0,45$, $c'''=20$ кПа. Клас капітальності греблі III. Крива депресії будується за фільтраційними розрахунками. Відмінність фізико-механічних властивостей матеріалу дренажного банкету від ґрунту тіла греблі не враховується.

Необхідно: перевірити стійкість низового відкосу греблі.

Розв'язання

1. В масштабі викреслити поперечний профіль низового відкосу греблі. Визначити його осереднене закладання: $m_{cp}=2$. На профіль нанести депресійну криву фільтраційного потоку (рис. 2.5.2).

2. Із середини осередненого відкосу провести вертикаль ac . З тієї ж точки під кутом 85^0 до відкосу провести лінію ad . Із точок A та B , як із центрів, провести криві радіусом R_1 , який визначається за формулою (2.5.6), значення R_n та R_v за таблицею 2.5.1:

$$R_1 = \frac{R_i + R_a}{2} = \frac{42 + 75}{2} = 58,5 \text{ м}.$$

3. Із точки a , як із центру, проводимо дугу be радіусом $R_2 = aO/2 = 48/2 = 24 \text{ м}$. На лінії в O намічаємо пробні центри найбільш небезпечних кривих ковзання, для яких потім треба визначити коефіцієнти стійкості та їх мінімальні значення. У прикладі визначимо коефіцієнти стійкості для однієї кривої ковзання, проведеної радіусом $R=60 \text{ м}$ із точки O_2 . Крива проходить через середину гребеня греблі та частину основи.

4. Масив ґрунту, обмежений кривою ковзання та низовим відкосом греблі, ділимо на вертикальні відсіки шириною $b=0,1$, $R=6 \text{ м}$. Вертикаль, що проведена через центр ковзання, є віссю нульового відсіку. Зліва від нульового відсіку нумерація відсіків позитивна, справа – негативна.

5. Горизонтальний гідростатичний тиск води на розглядаємий масив ґрунту визначається за формулою (2.5.4)

$$W_0 = 0,5 \cdot 9,81 \cdot 6 = 176,6 \text{ кН}$$

6. Визначення сил, необхідних для розрахунку коефіцієнта стійкості відкосу, зводимо у табл. 2.5.3.

Таблиця 2.5.3 – Визначення діючих сил

№ відсіку	$\sin \alpha_n$	$\cos \alpha_n$	G_n	$G \frac{n_0}{m_0}$	$G \sqrt{1 - \left(\frac{n_0}{m_0}\right)^2}$	W_{qbn}	$tg \varphi$	$\left[G \sqrt{1 - \left(\frac{n_0}{m_0}\right)^2} - W_{\delta i} \right] tg \varphi_i$	C_i	l'_i	$C_i l'_i$
9			432			-	0,58		28	17,2	
8			864			-	0,57				
7			1218			545,5	0,56				
6			1644,4			615	0,56		25	32,3	
5			1693,2			731	0,56				
4			1827			880,4	0,56				
3			1535,7			745,3	0,50				
2			1423			759,2	0,45				
1			1256,4			763,6	0,45				
0			1072,8			648	0,45		20	50	
-1			766,1			472,7	0,45				
-2			345,6			220	0,45				
-3			288			183,7	0,45				
-4			115,2			78,2	0,45				
				Σ				Σ			Σ

$$\sin \alpha_n = \frac{n_0}{m_0},$$

де n_0 – порядковий номер відсіку;

$m_0 = 10$ або 20 .

$$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n_0}{m_0}\right)^2}$$

7. Розраховуємо коефіцієнт стійкості відкосу за формулою (2.5.3).

8. Перевіряємо стійкість відкосу за формулою (2.5.7).

Аналогічно розраховуються коефіцієнти стійкості для інших кривих ковзання, порівнюються їх мінімальні значення з припустимими за формулою (2.5.7) та робляться висновки про стійкість відкосу греблі.

Завдання

Необхідно:

1. Перевірити стійкість низового відкосу ґрунтової греблі за прикладом розв'язання, користуючись рис. 2.5.2, заповнити табл. 2.5.3.

2. Розв'язати задачу.

Вихідні дані:

Індивідуальні вихідні дані для розв'язання задач приведені в табл. 2.5.4-2.5.6.

Варіанти 1-8

Визначити ухил низового відкосу для греблі висотою H , м, якщо питома вага ґрунту γ_z , кН/м³; кут внутрішнього тертя ґрунту відкосу φ^0 , питоме сцеплення C , кПа.

Таблиця 2.5.4 – Варіанти 1 – 8

Варіант	1	2	3	4	5	6	7	8
Вид ґрунту	супісь	глина	суглинок	гравелистий пісок	пісок середньої крупності	дрібний пісок	супісь	глина
H , м	20	25	18	12	14	10	15	22
γ_z , кН/м ³	11	18	20	15	16	18	18	20
φ^0	20	15	10	15	15	5	20	15
C , кПа	20	57	81	2	3	6	50	43

Варіанти 9-16

Перевірити стійкість греблі висотою H , м із незв'язаного ґрунту без дренажа, якщо питома вага ґрунту γ_z , кН/м³; питоме сцеплення C , кПа, кут внутрішнього тертя ґрунту відкосу, φ^0 .

Таблиця 2.5.5 – Варіанти 9 – 16

Варіант	9	10	11	12	13	14	15	16
Вид ґрунту	крупний пісок	середній пісок	дрібний пісок	пилуватий пісок	супісь	середній пісок	дрібний пісок	пилуватий пісок
H , м	10	12	15	8	16	18	14	6
γ_z , кН/м ³	18	14	19	20	15	21	18	19
φ^0	15	10	5	15	10	5	15	20
C , кПа	2	3	6	8	16	3	4	6

Варіанти 17-25

Визначити припустиму висоту відкосу греблі, якщо питома вага ґрунту γ_s , кН/м³; питоме сцеплення C , кПа; кут внутрішнього тертя ґрунту відкосу ϕ^0 , кут нахилу відкосу до горизонту α .

Таблиця 2.5.6 – Варіанти 17 – 25

Варіант	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Вид ґрунту	супісь	глина	сугли- нок	пилува- тий пісок	дрібний пісок	супісь	сугли- нок	супісь	глина
γ_s , кН/м ³	18	21	20	15	14	19	20	18	21
C , кПа	14	81	28	8	6	16	36	20	57
ϕ^0	20	15	10	15	10	20	15	5	10
α^0	70	85	55	45	65	25	70	82	10

Практичне заняття № 8

Тема 6: РОЗРАХУНОК ВОДОПРОПУСКНИХ СПОРУД

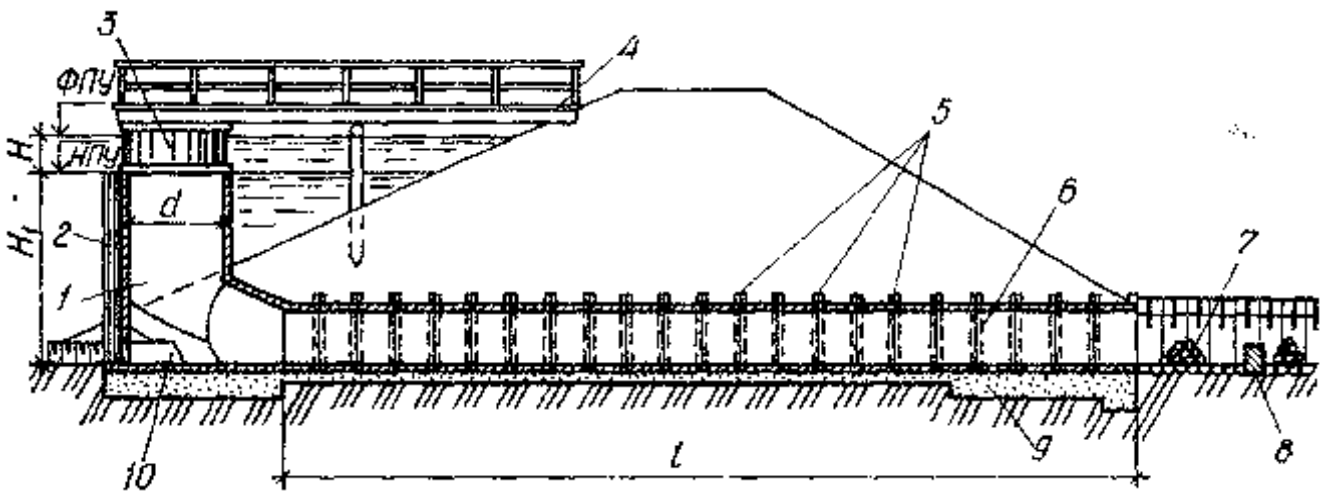
Короткі теоретичні відомості

За призначенням водопропускні споруди розділяються на водоскиди та водоспуски.

Водоскидні споруди призначені для пропуску надмірних паводкових вод, водоспуски – для пропуску корисних господарських випусків із водосховищ. За конструктивними особливостями поперечного перетину споруди поділяються на закриті, відкриті, комбіновані.

Баштові водоскиди

Баштові водоскиди складаються з башти круглого або прямокутного перерізу та горизонтальної труби. Верх башти повинен бути на відмітці нормального підпірного рівня (НПР) (рис. 2.6.1).



- 1 – башта; 2 – пази для щитів; 3 – металеві ґрати; 4 – службовий місток;
5 – муфти; 6 – труба відведення; 7 – канал; 8 – водобійна стінка;
9 – бетонна основа; 10 – донний отвір.

Рисунок 2.6.1 – Баштовий водоскид

При підвищенні рівня вода переливається через стінки башти та відводиться у нижній б'єф.

При гідравлічному розрахунку баштового водоскиду визначають розміри поперечного перетину башти та відводячої труби. Діаметр башти знаходиться за формулою:

$$d_1 = \frac{Q}{m \cdot n \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{2/3}}, \quad (2.6.1)$$

де $m=0,4$ – коефіцієнт витрати для водозливу з тонкою стінкою;

H - напір на гребені башти, дорівнює різниці позначок рівня води при розрахунковій витраті та НІР, м.

Площа поперечного перетину відводящих труб:

$$w = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot Z}}, \quad (2.6.2)$$

де μ – коефіцієнт витрати труби;

Z – напір в трубі, який при підтопленому вихідному отворі труби дорівнює різниці позначок верха башти та рівня води у нижньому б'єфі; при підтопленому вихідному отворі – різниці позначок верха башти та вісі відводячої труби.

Коефіцієнт витрати:

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \xi_{\text{вх}} + \pi l / (4R)}}, \quad (2.6.3)$$

де $\xi_{\text{вх}}$ – коефіцієнт опору на вході;

λ – гідравлічний коефіцієнт тертя, який приймається за табл. 2.6.1 [20]:

Таблиця 2.6.1 – Гідравлічний коефіцієнт тертя λ для круглих труб

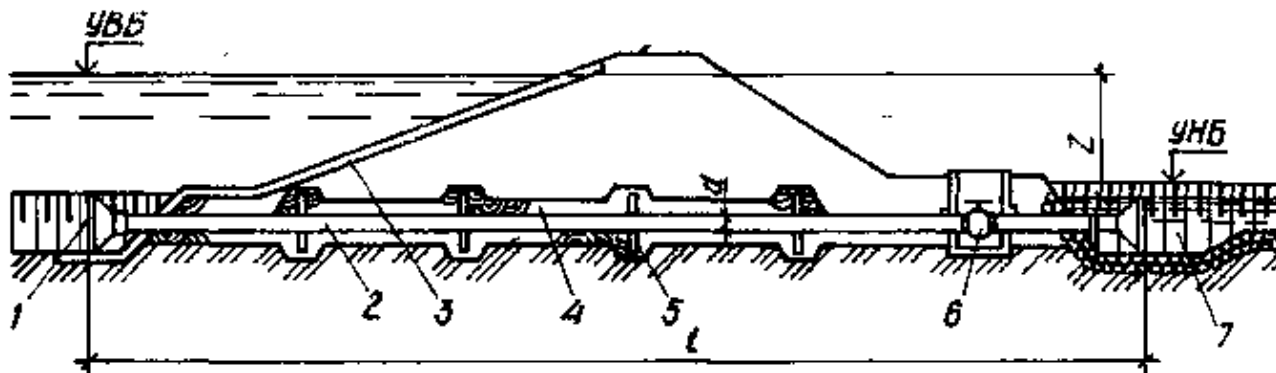
$d, \text{ м}$	λ при коефіцієнті шерохватості n				
	0,01	0,012	0,013	0,014	0,015
0,2	0,021	0,026	0,033	0,039	0,050
0,3	0,019	0,024	0,029	0,035	0,044
0,4	0,017	0,022	0,026	0,033	0,039
0,5	0,016	0,020	0,025	0,030	0,036
0,6	0,016	0,019	0,024	0,028	0,034
0,7	0,015	0,019	0,023	0,027	0,032
0,8	0,015	0,018	0,022	0,026	0,031
0,9	0,014	0,017	0,021	0,025	0,029
1,0	0,013	0,017	0,020	0,023	0,028
1,2	0,013	0,016	0,019	0,022	0,026
1,5	0,012	0,015	0,018	0,021	0,025
2,0	0,011	0,014	0,016	0,019	0,022
2,5	0,011	0,013	0,015	0,018	0,021
3,0	0,010	0,012	0,014	0,017	0,020

l – довжина труби, м;

R – гідравлічний радіус труби, м.

Трубчаті водоспуски

Труби водоспуску розташовують безпосередньо в основі греблі (рис. 2.6.2).



1 – металеві ґрати; 2 – сталева або чавунна труба; 3 – кріплення верхового відкосу; 4 – шар глини; 5 – діафрагма; 6 – засувка; 7 – водобійний колодезь.

Рисунок 2.6.2 – Трубчатий водоспуск

Діаметр труби водоспуску для непідтопленого вихідного отвору визначається за формулою:

$$Q = \mu \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gH}, \quad (2.6.4)$$

при підтопленому вихідному отворі – за формулою

$$Q = \mu \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gZ}, \quad (2.6.5)$$

де μ – коефіцієнт витрати;

H – напір, який дорівнює відстані від рівня води у верхньому б'єфі до вісі труби, м;

Z – напір, який дорівнює різниці позначок рівнів води верхнього та нижнього б'єфів, м.

Коефіцієнт витрати μ можна визначати за формулою (2.6.3), але замість коефіцієнту опору на вході необхідно підставити $\sum \xi$ – суму коефіцієнтів всіх місцевих опорів:

$$\sum \xi = \xi_{vx} + \xi_{zp} + \xi_z + \xi_{вих}, \quad (2.6.6)$$

де ξ_{zp} – коефіцієнт опору ґрат;

ξ_z – коефіцієнт опору затвору (для плоского затвору $\xi_z = 0,2$, для дискового – $\xi_z = 0,1$);

$\xi_{вих} = 1$ – коефіцієнт опору на виході для підтопленого вихідного отвору.

Коефіцієнт опору ґрат на вході:

$$\xi_{zp} = 1,5 (W / W_1)^2 = 1,5 (d / d_1)^4, \quad (2.6.7)$$

де W – площа поперечного перетину труби водоспуску, м²;

W_1 – площа поперечного перетину вихідного отвору, м²;

d_1 – діаметр вхідного отвору, м.

Можна попередньо прийняти діаметр труби та визначити площу живого перетину із формули (2.6.4 – 2.6.5). Маючи площу живого перетину та приймаючи кількість труб, визначають діаметр однієї труби, який приблизно повинен дорівнювати діаметру, прийнятому попередньо.

Приклад розрахунку №1

Вихідні дані: баштовий водоскид: $Q=30 \text{ м}^3/\text{с}$; напір на гребені $H=1,0 \text{ м}$; висота башти $H_1=4 \text{ м}$. Труба водовідведення залізобетонна з плавним входом (рис. 2.6.1), для труби $S=0,2$, $\lambda=0,025$; $l=30\text{м}$. Вихідний отвір невідтоплений.

Необхідно: виконати гідравлічний розрахунок баштового водоскиду.

Розв'язання

Діаметр башти за формулою (2.6.1):

$$d_1 = \frac{30}{0,4 \cdot 3,14 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1}^{3/2}} = 5,4 \text{ м}.$$

Приймаємо трубу водовідведення діаметром $d=1,25 \text{ м}$. Напір у трубі:

$$t = 4 - 1,25 / 2 = 3,38 \text{ м}.$$

Гідравлічний радіус відводящої труби:

$$R = 1,25 / 4 = 0,31 \text{ м}.$$

За формулою (2.6.3) визначаємо коефіцієнт витрати μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + 0,2 + 0,025 \cdot 30 / 1,25}} = 0,75.$$

Визначаємо площу поперечного перетину відводящих труб за формулою (2.6.2):

$$W = \frac{30}{0,75 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 3,38}} = 4,9 \text{ м}^2.$$

Приймаємо 3 труби. площа живого перетину однієї труби:

$$\frac{\omega}{3} = \frac{4,9}{3} = 1,6 \text{ м}^2.$$

а діаметр

$$d = \sqrt{4 \cdot 1,6 / 3,14} = 1,43 \text{ м}.$$

Загальна ширина відводящих труб не повинна перевищувати внутрішній діаметр башти. Якщо прийняти товщину стінок труб 0,25 м, тоді загальна ширина трьох труб становить:

$$1,43 \cdot 3 + 0,25 \cdot 6 = 5,19 \text{ м},$$

що менше діаметру башти, рівного 5,4 м.

Приклад розрахунку № 2

Вихідні дані: сталевий трубчатий водоспуск: $Q=1,3 \text{ м}^3/\text{с}$; вихідний отвір підтоплений; різниця позначок рівнів води верхнього та нижнього б'єфів $Z=7 \text{ м}$; довжина водоспуску $l=50 \text{ м}$; коефіцієнт опору на вході $\xi_{\text{вх}}=0,2$; діаметр труби $d=0,4 \text{ м}$; діаметр вхідного отвору $d_1=0,6 \text{ м}$.

Необхідно: визначити діаметр і кількість труб водоспуску.

Порядок розрахунку

Визначаємо коефіцієнт опору ґрат на вході за формулою (2.6.7):

$$\xi_{\text{гр}} = 1,5 (0,4 / 0,6)^4 = 0,3$$

За формулою (2.6.6) знаходимо суму коефіцієнтів всіх місцевих опорів

$$\sum \xi = 0,2 + 0,3 + 0,2 + 1 = 1,7$$

Гідравлічний радіус

$$R = 0,126 / 1,26 = 0,1 .$$

Коефіцієнт витрати знаходимо за формулою (2.6.3):

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + 1,7 + 0,025 \cdot 50 (4 \cdot 0,1)}} = 0,41.$$

Площа живого перетину труб за формулою (2.6.2):

$$W = \frac{1,3}{0,41 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 7}} = 0,27 \text{ м}^2.$$

Приймаємо водоспуск із двох труб, тоді площа живого перетину однієї труби

$$\frac{W}{2} = \frac{0,27}{2} = 0,14 \text{ м}^2.$$

Діаметр

$$d = \sqrt{4 \cdot 0,14 / 3,14} = 0,4 \text{ м} .$$

Завдання № 1

Необхідно :

- а) визначити розміри поперечного перетину башти;
- б) визначити кількість та діаметри труб водовідведення.

Вихідні дані:

- баштовий водоскид (рис. 2.6.1);
- витрата Q , м³/с;
- напір на гребені башти H , м;
- висота башти H_1 , м;
- матеріал труб – залізобетон;
- гідравлічний коефіцієнт тертя λ ;
- довжина труби, l , м.

Індивідуальні вихідні дані приведені в табл. 2.6.2.

Таблиця 2.6.2 – Варіанти завдання

Показник	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$Q, \text{ м}^3/\text{с}$	20	15	25	30	35	32	28	15	18	28	34	50
$H, \text{ м}$	0,7	0,6	0,8	1,0	1,1	0,9	1,0	0,5	0,6	0,7	0,8	1,2
$H_1, \text{ м}$	3,5	2,8	3,6	3,0	5	4,2	4,1	3,5	3,0	3,2	3,8	4,5
λ	0,033	0,021	0,024	0,029	0,023	0,015	0,019	0,013	0,016	0,019	0,022	0,012
$l, \text{ м}$	35	20	32	36	42	36	37	50	45	35	55	43

Продовження табл. 2.6.2

Показник	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$Q, \text{ м}^3/\text{с}$	47	44	33	25	13	18	29	30	21	32	43	24	15
$H, \text{ м}$	1,2	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,7	0,8	0,9	1,1	1,0	0,8	0,6
$H_1, \text{ м}$	4,0	4,1	4,5	3,2	3,0	2,8	4,1	3,2	2,7	4,6	4,8	3,1	2,9
λ	0,017	0,022	0,025	0,015	0,017	0,020	0,019	0,022	0,016	0,011	0,014	0,016	0,018
$l, \text{ м}$	54	60	58	35	25	32	32	44	28	50	45	41	32

Завдання № 2*Необхідно :*

Визначити діаметр та кількість труб сталевих трубчатого водоспуску.

Вихідні дані:

- розрахункова витрата $Q, \text{ м}^3/\text{с}$;
- різниця позначок рівнів води у верхньому та нижньому б'єфах $Z, \text{ м}$;
- довжина водоспуску $l, \text{ м}$;
- коефіцієнт опору на вході $\xi=0,2$;
- діаметр труби $d, \text{ м}$;
- діаметр вхідного отвору $d_1, \text{ м}$.

Індивідуальні вихідні дані приведені в табл. 2.6.3.

Таблиця 2.6.3 – **ВАРІАНТИ ЗАВДАННЯ**

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$Q, \text{ м}^3/\text{с}$	1,0	1,2	0,8	0,6	1,5	1,8	2,0	1,4	2,5	2,7	2,9	2,0
$Z, \text{ м}$	5	7	5	6	8	9	5	6	9	10	8	7
$l, \text{ м}$	45	50	40	42	47	35	38	52	45	50	53	25
$d, \text{ м}$	0,3	0,4	0,3	0,3	0,45	0,5	0,6	0,5	0,8	0,8	1,0	0,6
$d_1, \text{ м}$	0,5	0,6	0,5	0,5	0,65	0,7	0,8	0,7	1,0	1,0	1,2	0,8
	Вихідний отвір підтоплений											

Продовження табл. 2.6.3

	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$Q, \text{ м}^3/\text{с}$	1,8	1,6	1,4	1,0	0,8	3,0	2,7	2,1	1,3	1,5	0,8	0,9	1,1
$Z, \text{ м}$	6	9	7	10	8	10	8	9	6	8	7,5	6,8	8,2
$l, \text{ м}$	30	50	45	48	28	40	42	35	36	30	45	40	36
$d, \text{ м}$	0,6	0,6	0,5	0,3	0,3	1,0	0,8	0,8	0,5	0,5	0,3	0,3	0,4
$d_1, \text{ м}$	0,8	0,8	0,7	0,5	0,5	1,2	1,0	1,0	0,7	0,7	0,5	0,5	0,6
	Вихідний отвір невідтоплений												

ПИТАННЯ ДО МОДУЛЬНОГО ТЕСТУВАННЯ

Модуль № 1

1. Які споруди можна віднести до регуляційних ГТС?
2. Які споруди можна віднести до спеціальних ГТС?
3. Як проявляється фізико-хімічна дія води на ГТС?
4. Складові частини флютбету.
5. Що таке еквіпотенціаль?
6. Переваги та недоліки ґрунтових гребель.
7. Як виконується спорудження наливних гребель ?
8. Що таке берма ?
9. Як називається вільна поверхня фільтраційного потоку ?
10. ЄГДА як метод розрахунку ГТС.
11. Вимоги, які ставляться до основ бетонних гребель.
12. З якою метою влаштовують профільтраційні завіси?
13. З якою метою влаштовують оглядові галереї?
14. Різновиди оголовків практичного профілю.
15. Види влаштування спряження водозливної грані греблі з дном нижнього б'єфа.
16. Різновиди понурів гравітаційних гребель на нескельних основах.
17. Переваги та недоліки гравітаційних бетонних гребель.
18. Способи „полегшення” гравітаційних гребель.
19. Забезпечення стійкості контрфорсних гребель.
20. Схеми, що застосовуються для розрахунку контрфорсів на загальну міцність.
21. Аркові греблі.
22. Визначення коефіцієнту створу аркової греблі.
23. Шляхи зниження температурних напружень в аркових греблях.
24. Спрощені методи розрахунку аркових гребель.
25. Полегшені гравітаційні греблі.

Модуль № 2

26. Трасування каналів.
27. Класифікація каналів.
28. Класифікація регулюючих споруд за призначенням.
29. Застосування відкритих регуляторів.
30. Застосування трубчастих закритих регуляторів.
31. Влаштування дюкерів.
32. Різновиди дюкерів в залежності від конструктивних особливостей.
33. Влаштування акведуків.
34. Влаштування селепроводів.
35. Спрягаючі споруди.
36. Види регулювання русел річок.
37. Конструктивні елементи регулювальних споруд.
38. Класифікація струмененапрямних дамб.
39. Замкнені та незамкнені дамби.
40. Основні види поперечних споруд.
41. Типи наскрізних регулювальних споруд.
42. Різновиди заходів, які застосовують для боротьби з повеннями.
43. Різновиди робіт для боротьби з селевими потоками.
44. Класифікація водних шляхів.
45. Призначення судноплавних каналів.
46. Призначення судноплавних шлюзів.
47. Розрахунок зливної призми.
48. Різновиди суднопідйомників.
49. Різновиди рибоходів.
50. Класифікація рибозахисних споруд.

Література

1. Anderson Mary P., Wessner William W., Hunt Randall J/ Applied Groundwater modeling.
URL : <https://www.sciencedirect.com/book/9780120581030/applied-groundwater-modeling#book-info>.
2. Благодарная Г. И. Гидротехнические сооружения : конспект лекций. Харьков : ХНУГХ им. А. Н. Бекетова, 2016. 106 с.
URL :
<https://eprints.kname.edu.ua/42811/1/2013%20%D0%BF%D0%B5%D1%87.%2021%D0%9B%20%D0%9B%D0%B5%D0%BA%D1%86%D0%B8%D0%B8%D0%93%D0%A2%D0%A12015.pdf>
3. Girol, MM, Belokon, NE. Kosolapov VI Innovative technologies in the water management complex. Rivne: National University of Water Management and Environmental Sciences, 2012. 192 p.
URL : <http://ep3.nuwm.edu.ua/1903/1/723001%20zah.pdf>.
4. Большаков В.А., Курганович А.А. Гидрологические и гидравлические расчеты малых дорожных сооружений. Киев : Вища школа, 1983. 112 с.
URL:https://hydraulics.at.ua/_ld/0/38_hydrolog.pdf.
5. Водний фонд України. Штучні водойми — водосховища і ставки : довідник / В.В. Гребін та ін. Київ : «Інтерпрес ЛТД», 2014. 164 с.
URL: <https://moodle.znu.edu.ua/enrol/index.php?id=14168>.
6. Haan C., Barfield B., Hayes J. Computational hydrology and sedimentology for small catchments. 1994.588 p.
URL : <https://www.sciencedirect.com/book/9780123123404/design-hydrology-and-sedimentology-for-small-catchments#book-info>.
7. Дмітрієв А.Ф. Гідротехнічні споруди : підручник.Рівне : Видавництво Рівненського державного технічного університету, 1999.328с.
8. Добровольська О.Г. Гідротехнічні споруди : навчально-методичний посібник \. Запоріжжя: ЗДІА, 2017. 160 с.
9. Клименко В. Г. Загальна гідрологія : навчальний посібник . Харків : Харківський національний університет імені В. Н. Каразіна. 2012. 258 с.
URL : <https://studfile.net/preview/5857742/>.
10. Левківський С.С., Хільчевський В.К., Ободовський О.Г. та ін. Загальна гідрологія. – К.: Фітосоціоцентр, 2000.
URL : http://library.udpu.org.ua/library_files/ece/6468_01.pdf.
11. Лівінський О.М. та ін. Конструкції та технологія будівництва інженерних мереж та споруд : підручник. Київ : МП Леся, 2013. 232 с.

12. Линник І.Е., Завальний О.В. Проектування міських територій : підручник : [у 2 ч.]. Харків : ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2019. Ч. 2. 544 с.
13. Мандрус В.І. Гідравлічні та аеродинамічні машини (насоси, вентилятори, компресори) : підручник. Львів : Магнолія плюс, 2005. 338 с.
14. План управління басейном ріки Дніпро в Україні: фаза 1, етап 3 економічний аналіз частина : програма, що фінансується ЄС.
URL: https://www.euwipluseast.eu/images/2020/07/PDF/EUWI_UA_RBMP_Dnipro_Economic_Analysis_1_UKR.pdf.
16. Сокольник В.І., Добровольська О.Г. Інженерна гідрологія та гідрометрія : навчально-методичний посібник \. Запоріжжя: ЗДІА, 2013. 124 с.
17. Хільчевський В.К., Ободовський, В.В. Гребінь О.Г. Загальна гідрологія : підручник Київ : Видавничополіграфічний центр «Київський університет», 2008. 399 с.
URL : <https://uhe.gov.ua/sites/default/files/2018-07/REP0000672.PDF>.
18. Хлапук М.М., Шинкарук Л.А., Дим'янюк А.В., Дмитрієва О.А. Гідротехнічні споруди : навчальний посібник. Рівне : НУВПП, 2013. 241 с.
URL : <http://ep3.nuwm.edu.ua/1758/1/735116%20zah.pdf>.
19. Цивин М.Н., Абраменко П.И. Гидрометрия : теория и практика измерения скорости течения воды в открытых каналах. Киев : ИГиМ, 200 . 109 с.
URL : https://hydraulics.at.ua/_ld/0/37_Ts_A.pdf.
20. Яцик А.В., Мокін В.Б. Екологічні основи управління водними ресурсами : навч. посіб. Київ : Інститут екологічного управління та збалансованого природокористування, 2017. 200 с. URL: <http://dea.edu.ua/img/source/Book/4.pdf>