

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та природокористування
Кафедра гідротехнічного будівництва та гідравліки

02/03-02М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання практичних завдань
та самостійної роботи з навчальної дисципліни

«Гідротехнічні споруди енергетичних об'єктів і систем»

для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за
освітньо-професійною програмою «Гідроенергетика»
спеціальності 145 «Відновлювальні джерела енергії та гідроенергетика»
всіх форм навчання

Рекомендовано
науково-методичною радою з якості
ННІЕАВГ
протокол № 2 від 13.10.2025 р.

Рівне – 2025

Методичні вказівки до виконання практичних завдань та самостійної роботи з навчальної дисципліни «Гідротехнічні споруди енергетичних об'єктів і систем» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за освітньо-професійною програмою «Гідроенергетика», спеціальності 145 «Відновлювані джерела енергії та гідроенергетика» всіх форм навчання [Електронне видання] / Корнійчук В. І., Волк Л.Р., Мельничук І. М., Дем'янюк А. В. – Рівне : НУВГП, 2025. – 56 с.

Укладачі: **Корнійчук В. І.** к.т.н., доцент кафедри гідротехнічного будівництва та гідравліки; **Волк Л. Р.**, к.т.н., доцент, в.о. завідувача кафедри гідротехнічного будівництва та гідравліки; **Мельничук І. М.**, к.т.н., старший викладач кафедри гідротехнічного будівництва та гідравліки; **Дем'янюк А. В.**, старший викладач кафедри гідротехнічного будівництва та гідравліки

Відповідальний за випуск – **Волк Л. Р.**, к.т.н., доцент, в.о. завідувача кафедри гідротехнічного будівництва та гідравліки.

Керівник групи забезпечення спеціальності 145 «Відновлювальні джерела енергії та гідроенергетика», к.т.н., доцент кафедри енергетики

О. О. Галич

Попередня версія методичних вказівок 01-04-80М.

© В. І. Корнійчук,
Л. Р. Волк,
І. М. Мельничук, 2025
© НУВГП, 20255

Зміст

Вступ	4
1. Практична робота №1. Аналіз природних умов будівництва і компоновка гідровузла	5
1.1. Природні умови району будівництва гідровузла	5
1.2. Вибір створу і компоновки споруд гідровузла	6
1.3. Пропуск будівельних витрат	9
1.4. Призначення класу наслідків (відповідальності)	10
2. Практична робота №2. Гідравлічний розрахунок водозливної греблі	10
2.1. Визначення розмірів водозливних отворів	10
2.2. Перевірка пропускної спроможності водозливної греблі	13
2.3. Побудова профілю водозливної греблі	14
3. Практична робота №3. Розрахунок спряження б'єфів за греблею	16
3.1. Розрахунок гасителя енергії – суцільної водобійної стінки	18
3.2. Розрахунок гасителя енергії – прорізної водобійної стінки	21
3.3. Розрахунок гасителя енергії – гасителя-розтікача	23
3.4. Визначення розмірів горизонтального кріплення дна в нижньому б'єфі	24
4. Практична робота №4. Конструювання водозливної греблі	29
4.1. Профіль греблі	29
4.2. Конструктивні постійні шви та їх ущільнення	30
4.3. Оглядові галереї та дренаж тіла греблі	31
4.4. Елементи підземного контуру греблі	33
4.5. Пристрої нижнього б'єфу	36
4.6. Бики	38
5. Практична робота №5. Фільтраційний розрахунок підземного контуру	40
5.1. Встановлення розрахункової схеми і розрахунок положення водоупору	40
5.2. Визначення числових значень коефіцієнтів опору	42
5.3. Фільтраційні розрахунки за методом коефіцієнтів опору	43
6. Практична робота №6. Визначення навантажень, що діють на греблю	45
6.1. Власна вага греблі	46
6.2. Вага затворів	47
6.3. Гідростатичний тиск води	47
6.4. Сили тиску ґрунту	49
6.5. Тиск вітрових хвиль	50
6.6. Тиск наносів	51
7. Практична робота №7. Розрахунок греблі на міцність і стійкість	51
7.1. Визначення контактних напружень по підшві греблі	51
7.2. Розрахунок стійкості греблі	52
7.3. Визначення товщини водобійної плити	54
Рекомендована література	56

Вступ

Навчальна дисципліна “Гідротехнічні споруди енергетичних об’єктів і систем” входить до циклу дисциплін фундаментальної підготовки здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня спеціальності «Гідроенергетика» і є важливою складовою підготовки фахівців.

Предметом навчальної дисципліни є набуття студентами теоретичних знань та практичних навичок з питань проектування, будівництва, експлуатації і досліджень гідротехнічних споруд для розв’язання різноманітних задач енергетичних комплексів та раціонального використання водних ресурсів. Дисципліна ознайомлює студентів із принципами конструювання гідротехнічних споруд різного призначення та базовими принципами та методиками їх розрахунків. Програмою дисципліни передбачено курсове проектування, під час виконання якого студент повинен засвоїти методику розрахунків гідротехнічних споруд та набути навички інженерного пошуку при виборі оптимального варіанту цих споруд.

Основною метою викладання дисципліни “Гідротехнічні споруди енергетичних об’єктів і систем” є формування у майбутніх фахівців-гідроенергетиків умінь і знань сучасних методів щодо проектування, будівництва та експлуатації гідротехнічних споруд, які є обов’язковими при створенні енергетичних об’єктів і систем, оскільки такі об’єкти під час експлуатації потребують значної витрати води, а це пов’язано із створенням водосховищ і значної кількості різноманітних гідротехнічних споруд, які будуть забезпечувати нормальну і надійну роботу таких водосховищ і енергетичних об’єктів в цілому.

Метою виконання практичних робіт є поетапне проектування та розрахунок бетонної водозливної греблі на нескельній основі. Кожна практична робота є логічним продовженням попередньої, тому вимагає їх послідовного виконання.

Вихідні дані для виконання практичних робіт обираються згідно завдання–інструкції, що видається викладачем, відповідно до шифру. Шифром є букви, які входять в прізвище, ім’я та по-батькові студента, записані послідовно. Вихідні дані вписуються в бланк вихідних даних.

1. Практична робота №1.

Компоновка гідровузла та аналіз природних умов будівництва

1.1. Природні умови району будівництва гідровузла

Опис природних умов виконується з їх інженерною оцінкою з точки зору особливостей будівництва гідровузла. За планом ділянки річки оцінюється загальний напрямок течії річки і її особливості.

За кривою витрат і рівнів води в річці $Q=f(h_{НБ})$ визначають глибини і відмітки рівнів води в річці, які відповідають наступним заданим витратам для розрахункових та перевірочних витрат:

- $Q_{\max}$ – максимальна розрахункова витрата, $\text{м}^3/\text{с}$;
- $Q_{ГЕС}$ – витрата гідроелектростанції, $\text{м}^3/\text{с}$;
- $Q_{\text{буд}}$ – будівельна витрата, $\text{м}^3/\text{с}$.

Гідрологічні умови пов'язані з вирішенням питання про наповнення водосховища і витрати, які будуть скидатися в нижній б'єф в період повені а також характерні рівні води для водосховища.

Топографічна характеристика складається за планом району будівництва гідровузла. При цьому необхідно відмітити такі особливості:

1. планове окреслення русла і долини річки (опис берегів в створі: круті, пологі тощо) для встановлення раціонального розміщення бетонних споруд;
2. середній уклон берегів;
3. наявність/відсутність островів, наявність/відсутність заплави і надзаплавних терас, ярів, балок;
4. наявність зручної ділянки для розташування будівельного майданчика;
5. ширина русла річки без заплави та із заплавою при різних рівнях води: меженому (при $Q_{\min}^{\text{буд}}$), НПП (при $Q_{\max}^{\text{осн}}$), при проходженні розрахункових поєнєвєвих витрат ($Q_{\max}^{\text{пер}}$);
6. площі живих перерізів в створі греблі при характерних рівнях води для визначення середніх швидкостей течії води;
7. перевищення заплави і корінних берегів при характерних рівнях води для визначення необхідної висоти та довжини глухих частин греблі, які спрягають її водозливну частину з берегами та іншими спорудами;
8. кут підходу води до водозливної греблі (при косому підході льоду до водоскидного фронту пропуск його через прогони греблі ускладнюється).

Використовуючи план в горизонталях, для вибраного створу гідровузла будують геологічний профіль (М 1:1000...1:5000), на який наносять границі геологічних шарів основи та лінії урізів води при НПП та при пропуску мінімальної буді-

вельної витрати $Q_{\min}^{\text{буд}}$. Інженерно-геологічні умови оцінюються міцнісними властивостями ґрунтів, їх розташуванням і водонепроникністю. Велике значення має також водонепроникність ґрунтів, які складають чашу водосховища, їх взаємне розташування і падіння пластів.

На основі даних про фізико-механічні характеристики основи (кут внутрішнього тертя ґрунту основи, насиченого водою φ , щільність ґрунту основи, насиченого водою ρ , коефіцієнт тертя бетону по основі $f = 0,47$, питоме зчеплення бетону з ґрунтом C) класифікують ґрунти та роблять висновок про придатність створу для будівництва.

1.2. Вибір створу і компоновки споруд гідровузла

Місце розташування основних споруд гідровузла: підпірних та водопропускних – вибирається на основі техніко-економічного порівняння варіантів і в залежності від топографічних і інженерно-технологічних умов будівництва, а також потреб охорони природного середовища.

Після вивчення вихідних матеріалів встановлюється протяжність кожної споруди гідровузла по створу. Протяжність водоскидної греблі встановлюється шляхом гідралічних розрахунків (п. 2). Протяжність глухих частин греблі – виходячи з підпірних рівнів води в верхньому б'єфі (НПР та ФПР) та топографії місцевості в районі створу гідровузла. При виборі створу гідровузла керуються наступними міркуваннями:

1. Лінія створу повинна бути прямою; для прийняття криволінійної чи ламаної лінії створу необхідне спеціальне обґрунтування.
2. Створ приймається в найвужчому місці долини річки для зменшення об'єму робіт.
3. Створ гідровузла повинен бути по можливості перпендикулярним до загального напрямку течії річки для попередження виникнення несприятливих течій і нерівномірного підходу води до водопропускних споруд.
4. Створ повинен бути зручним для розміщення всіх споруд гідровузла.
5. Місцезнаходження створу повинно забезпечувати пропуск будівельних витрат.
6. Поблизу створу повинен знаходитись зручний будівельний майданчик для розміщення будівельного господарства і селища робітників.

На крупних річкових гідровузлах на нескельній основі застосовуються дві основні схеми компоновки водопропускних споруд: руслова та заплавна, вибір між якими здійснюється за техніко-економічними та виробничими умовами їх будівництва в даному створі [2].

Руслова компоновка застосовується в основному на низьконапірних гідровузлах (при напорах до 10 м). Руслова компоновка характерна тим, що бетонні водоскидні споруди зводяться безпосередньо в руслі річки в дві (рідше - три) черги робіт, кожна з яких потребує влаштування котлованів, що огорожуються окремими перемичками (рис. 1.1).

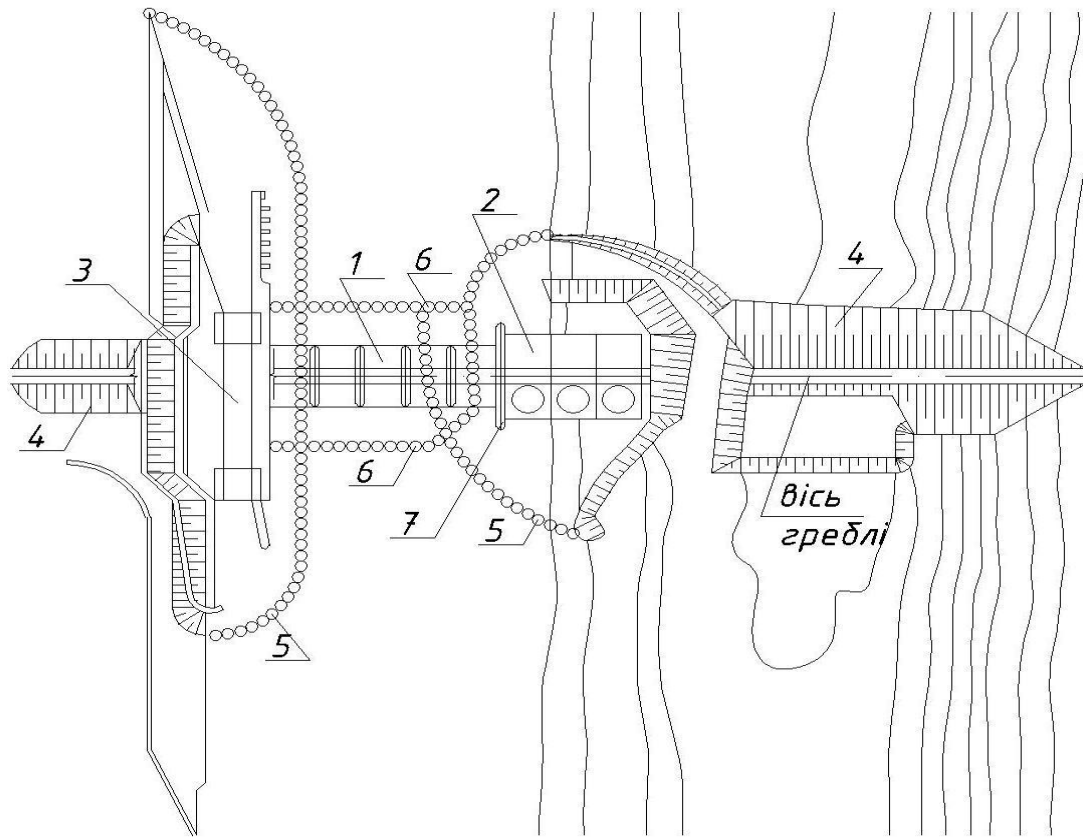


Рисунок 1.1 – Схема руслової компоновки низьконапірного гідровузла:

- 1 – водозливна бетонна гребля; 2 – будівля ГЕС; 3 – судноплавний шлюз;
 4 – ґрунтова гребля; 5 – перемичка першої черги; 6 – перемичка другої черги;
 7 – роздільна стінка

Заплавна компоновка застосовується на рівнинних ріках з пологими берегами та високими повеннями (рис. 1.2). При такій компоновці бетонні споруди розташовують на більш пологому і випуклому березі, що дає можливість зменшити глибину будівельного котловану та розміри підвідного і відвідного каналів. Будівлю ГЕС рекомендується примикати до водозливної греблі з берегової сторони для полегшення будівельно-монтажних робіт, а також з умов зручності транспортування енергетичного обладнання та забезпечення більш раннього початку його монтажу.

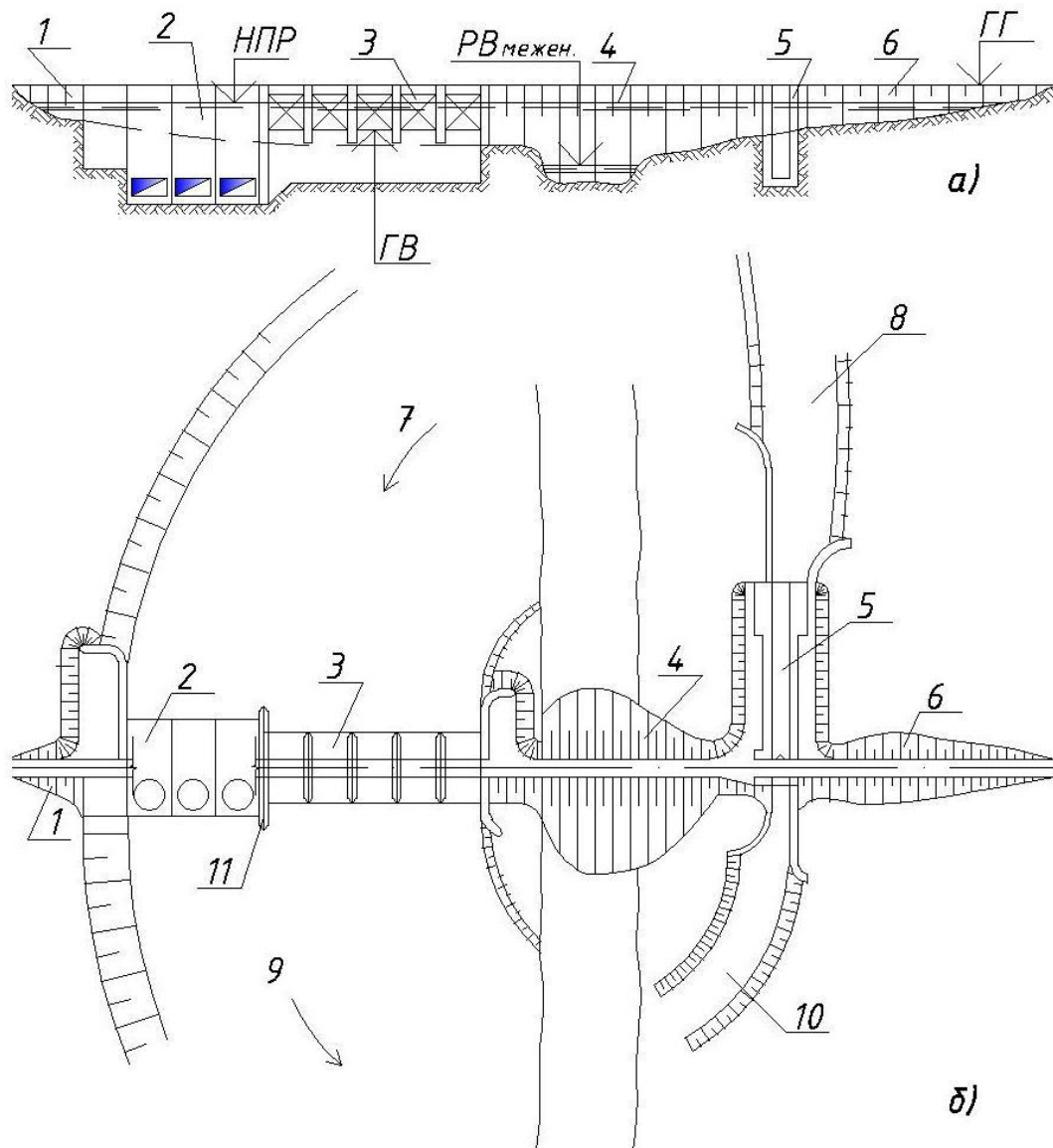


Рисунок 1.2 – Схема заплавної компоновки середньонапірного гідровузла:

а) профіль по осі гідровузла; б) план

1, 4, 6 – ґрунтові греблі; 2 – будівля ГЕС; 3 – водозливна бетонна гребля;
5 – судноплавний шлюз; 7, 9 – підвідний і відвідний канали ГЕС; 8, 10 – підхідні
канали до шлюзу; 11 – роздільна стінка

Різновидом такої компоновки є **напівзаплавна компоновка**, при якій бетонні споруди частково розміщуються в руслі.

У верхньому і нижньому б'єфах влаштовуються роздільні стінки для перешкодження взаємному впливові різних гідравлічних режимів роботи споруд.

У випадку заплавної компоновки необхідно виконати орієнтовний розрахунок розташування на заплаві бетонних споруд при відомій їх протяжності.

В розрахунку приймається, що підшва поздовжньої перемички котловану розташовується на відстані $l_1 \approx 30,0$ м (рис. 1.3) від бровки укусу меженного русла річки. Відмітка гребеня поздовжньої перемички $\downarrow ВП$ визначається відносно рівня

води при максимальній розрахунковій будівельній витраті із запасом $\geq 1,0\text{м}$

$$\downarrow BП = \downarrow P B_{max}^{буд}$$

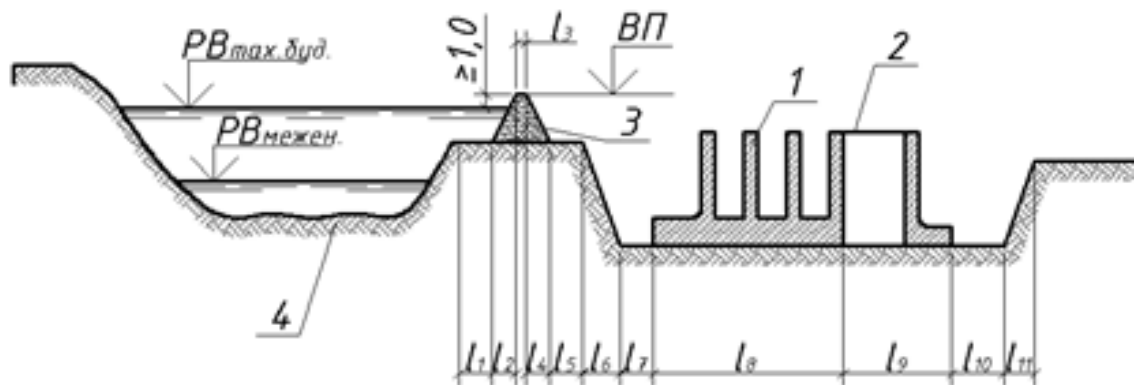


Рисунок 1.3 – Схема розташування водоскидних споруд гідровузла на заплаві річки: 1 – водозливна гребля; 2 – будівля ГЕС; 3 – поздовжня перемичка; 4 – русло річки

Висота поздовжньої перемички визначається по відомій відмітці заплави в цьому місці. Ширину гребеня перемички можна прийняти рівною $l_3 \approx 5,0\text{м}$ з умови можливості проїзду по ньому будівельних машин та механізмів. Ширина перемички по підшві: $l_2 + l_3 + l_4$, де l_2, l_4 - горизонтальні проекції укосів перемички. Коефіцієнти закладання укосів можуть бути прийняті: для суглинків – $m=2,0\text{м}$, для пісків і супісків - $m=2,25\text{м}$. Відстань від підшви укосу поздовжньої перемички з берегової сторони до бровки укосу котловану може бути прийнята $l_5=20,0 \dots 30,0\text{м}$. Відмітка дна котловану водозливної греблі приймається рівною відмітці її підшви. Горизонтальне прокладання укосу котловану l_6 може бути розраховано за відомим коефіцієнтом закладання. Відстань від підшви укосу до берегового стояна греблі - $l_7=40,0 \dots 50,0\text{м}$. Далі розташовуються бетонні споруди гідровузла, протяжність яких встановлюється розрахунками.

1.3. Пропуск будівельних витрат

Існує три основних методи пропуску річкових вод в період будівництва: 1) без відведення води із побутового русла, в якому розташовуються основні бетонні споруди; 2) з відведенням води та пропуском її по каналах, тунелях, трубах; 3) комбінований, коли частина основних споруд зводиться без відведення річкових вод, решта – з їх відведенням [2].

При вирішенні питання компоновки споруд гідровузла одночасно необхідно передбачити порядок пропуску будівельних витрат і льоду.

При русловій компоновці застосовують пропуск будівельних витрат з перемичками (рис. 1.1) та без перемичок (з проведенням робіт мокрим способом або з відведенням річки із її русла). Пропуск будівельних витрат при використанні перемичок описано в [2].

При заплавної компоновці, як правило, будівництво водозливної греблі ведуть методом гребінки, при якому будівельні витрати пропускаються через недобудовані отвори греблі [2].

1.4. Призначення класу наслідків (відповідальності)

Клас наслідків (відповідальності) [2] бетонної греблі на нескельній основі за її технічними параметрами призначають за табл. 1.1.

Таблиця 1.1 – Класи наслідків (відповідальності) гідротехнічних споруд за їх технічними параметрами

Тип ґрунтів основи	Висота споруд, м, при класі наслідків (відповідальності)			
	СС3	СС2		СС1
		СС2-1	СС2-2	
II	>50	25-50	10-25	<10
III	>25	20-25	10-20	<10

Примітка. Ґрунти: II – піщані, великоуламкові і глинисті у твердому і напівтвердому стані; III – глинисті водонасичені в пластичному стані.

Попередньо висота греблі може бути розрахована за формулою

$$H_{ГР} = \downarrow \Phi ПР - \downarrow \partial н о + h_{1\%}^{cp} + \Delta h^{cp} + a \quad (1.1)$$

де $\downarrow \Phi ПР$ – відмітка форсованого підпірного рівня, м; $\downarrow \partial н о$ – відмітка дна річки, м; $h_{1\%}^{cp}$ – висота хвилі 1% забезпеченості при середньо багаторічній швидкості вітру, м; Δh^{cp} – висота нагону хвилі при тій же швидкості вітру, м; a – запас, приймається рівним 0,8м.

2. Практична робота №2.

Гідравлічний розрахунок водозливної греблі

2.1. Визначення розмірів водозливних отворів

Протяжність водозливного фронту і розміри окремих отворів (прогонів) визначаються з умови пропуску максимальної розрахункової витрати при $HПР$ (основний розрахунковий випадок) і перевіряються на пропуск перевіркою максимальної витрати при $\Phi ПР$ (перевірочний розрахунковий випадок). Гідравлічний

розрахунок встановлює довжину водозливного фронту греблі, узгоджується зі стандартною шириною та висотою отворів і в кінцевому результаті визначається ширина водозливної греблі з урахуванням кількості стандартних отворів і товщиною проміжних биків. Схема до розрахунку пропускної спроможності водозливної греблі наведена на рис. 2.1.

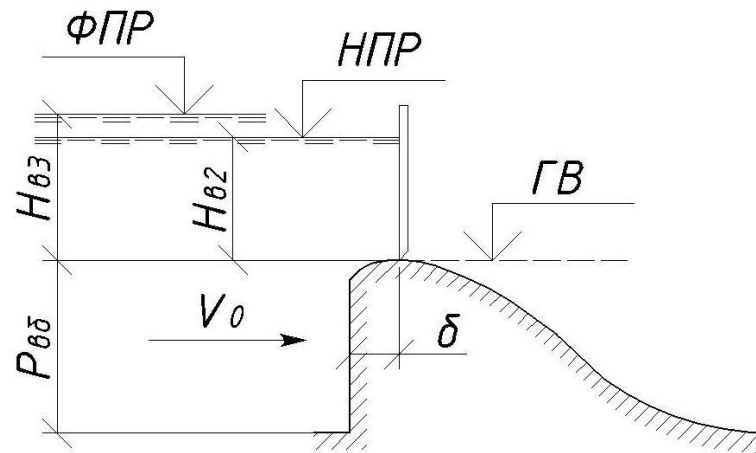


Рисунок 2.1 – Схема до розрахунку пропускної спроможності водозливної греблі

Основними факторами, які визначають протяжність водозливного фронту, є величина максимальної розрахункової витрати $Q_{max}^{осн}$ та допустима для заданих геологічних умов питома витрата води.

Максимальна розрахункова витрата води, що скидається через водозливну греблю, для основного розрахункового випадку $Q_{гр}^{осн}$ визначається із врахуванням пропуску води через всі турбіни ГЕС $Q_{ГЕС}^{осн}$, водоспускні отвори греблі $Q_в$, інші споруди гідровузла $Q_д$ (водозабори, шлюзи)

$$Q_{гр}^{осн} = Q_{max}^{осн} - Q_{ГЕС}^{осн} - Q_в - Q_д \quad (2.1)$$

Користуючись досвідом проектування гребель середнього (10...25 м) напору на нескельній основі, величина питомої витрати на рисбермі q_p може бути прийнята в залежності від типу ґрунту основи:

- для піщаних основ – 25...50 м²/с;
- для глинистих основ – 50...70 м²/с.

Значення питомої витрати на водозливів (внаслідок стиснення потоку биками) приймається дещо більшою, ніж в нижньому б'єфі,

$$q_{в1} = (1,2...1,3)q_p \quad (2.2)$$

Напір на гребені водозливу практичного профілю при непідтопленому витіканні в першому наближенні визначаємо за формулою

$$H_{в1} = \left(\frac{q_{в1}}{m\sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad (2.3)$$

де m – коефіцієнт витрати, для водозливу практичного профілю в першому наближенні можна приймати рівним 0,49.

Обчислене значення напору округлюється до найближчого стандартного значення h_{cm} висоти отвору. Стандартні висоти отворів наведено в табл. 2.1.

Таблиця 2.1 – Стандартні розміри висот отворів h_{cm} ,
що перекриваються затворами

Висота отвору, м	1,0	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	7,0	8,0
	9,0	10,0	12,0	14,0	16,0	18,0	20,0

Уточнений напір на гребені водозливу

$$H_{B2} = h_{ct} \quad (2.4)$$

Відмітка гребеня водозливу (рис. 2.1)

$$\downarrow \text{ГВ} = \downarrow \text{НПР} - H_{B2} \quad (2.5)$$

Уточнена питома витрата на водозливі

$$q_{B2} = m\sqrt{2g}H_{B2}^{3/2} \quad (2.6)$$

Попередня загальна ширина отворів водозливного фронту греблі

$$B_{\text{пр1}} = \frac{Q_{\text{гр}}^{\text{очн}}}{q_{B2}} \quad (2.7)$$

Підбирається кількість водозливних отворів n та їх ширина $b_{\text{пр}}$ з умови

$$B_{\text{пр2}} = n \cdot b_{\text{пр}} \geq B_{\text{пр1}} \quad (2.8)$$

та дотриманням наступних рекомендацій. Отвори греблі повинні мати стандартні розміри (табл. 2.2). Окремі отвори греблі слід, по можливості, приймати однаковими, пов'язуючи їх із розмірами секцій греблі і враховуючи умови пропуску льоду (не менше 10 м – для річок південних районів із легким льодоходом; не менше 18 м – для річок північних районів з важким льодоходом). При цьому загальна ширина льодоскидного фронту повинна бути не менше 50...60% ширини річки під час льодоходу.

Таблиця 2.2 – Стандартні розміри ширини отворів,
що перекриваються затворами

Прогін (ширина отвору), м	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
	4,5	5,0	5,5	6,0	7,0	8,0	10,0
	12,0	14,0	16,0	18,0	20,0	24,0	30,0

Примітка: За ширину прогону (отвору) приймається граничний (найбільший) розмір між обмежуючими отвір бічними гранями споруди.

2.2. Перевірка пропускної спроможності водозливної греблі

Знайдені розміри водозливних отворів повинні забезпечувати пропуск максимальної розрахункової витрати $Q_{зр}^{осн}$ при відмітці $НПП$ та перевірочної витрати $Q_{зр}^{пер}$ при відмітці рівня води у верхньому б'єфі, що не перевищує $ФПР$.

Фактична пропускна спроможність водозливу практичного профілю при прийнятих розмірах водозливних отворів визначається за залежністю

$$Q_{факт} = \sigma_n \cdot \sigma_c \cdot \sigma_{п} \cdot m \cdot B_{пр2} \sqrt{2g} H_{в0}^{3/2} \quad (2.9)$$

де $H_{в0}$ – повний напір на водозливні з урахуванням швидкості підходу

$$H_{в0} = H_{в2} + \frac{V_0^2}{2g} \quad (2.10)$$

V_0 – швидкість підходу потоку до греблі

$$V_0 = \frac{Q_{max}^{осн}}{S} \quad (2.11)$$

S – площа живого перерізу потоку перед гідровузлом, m^2 , (при $V_0 \leq 0,5 m/s$ приймається $H_{в0} = H_{в2}$);

m – коефіцієнт витрати водозливу, профіль якого побудовано за координатами Крігера-Офіцєрова, досягає значення 0,49;

σ_n – коефіцієнт повноти напору, можна визначити за формулою [5]

$$\sigma_n = 0,62 + 0,38 \cdot \sqrt[3]{\frac{H_{в2}}{H_{прф}}} \quad (2.12)$$

σ_n – коефіцієнт підтоплення.

Підтоплення починає впливати на пропускну спроможність водозливу практичного профілю при $h_n/H_{в0} > 0,35$, де h_n – перевищення рівня води у нижньому б'єфі над гребенем водозливу,

$$h_n = \downarrow РНБ - \downarrow ГВ.$$

Для підтопленого водозливу коефіцієнт підтоплення σ_n визначається за графіком (рис. 2.2). При непідтопленому витіканні $\sigma_n = 1,0$;

σ_c – коефіцієнт стиснення потоку, при плавно окреслених вхідних оголовках биків

$$\sigma_c = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + \frac{P_{бб}}{H_{в2}}}} \cdot \left(1 - \frac{b_{пр}}{B}\right) \cdot \sqrt[4]{\frac{b_{пр}}{B}} \quad (2.13)$$

де B – відстань між осями биків,

$$B = b_{пр} + d_{б};$$

$d_{б}$ – товщина бика.

В формулі (2.13) при $b_{пр}/B < 0,2$ приймається $b_{пр}/B = 0,2$; при $P_{бб}/H_{в2} > 3$ приймається $P_{бб}/H_{в2} = 3$.

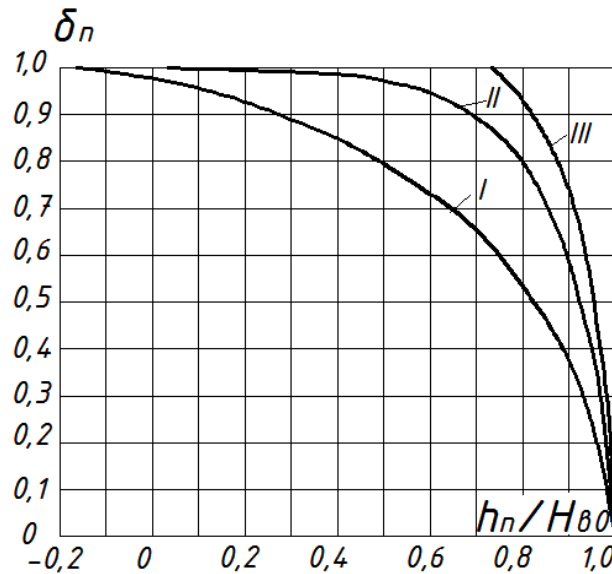


Рисунок 2.2 – Графік $\sigma_n = f(h_n/H_{60})$. I – вакуумний водозлив практичного профілю; II – безвакуумний водозлив практичного профілю ($\delta/H = 0,3$); III – водозлив з широким порогом ($\delta/H = 1,2$)

Якщо обчислена за формулою (2.9) фактична пропускна спроможність задовольняє умову $Q_{факт}^{осн} \geq Q_{зр}^{осн}$, то розміри водозливних отворів призначені правильно. В протилежному випадку їх необхідно відкоригувати.

Пропускна спроможність водозливних отворів при ФПР $Q_{факт}^{нер}$ визначається за тією ж формулою, що і при НПР. При цьому напір на гребені водозливу

$$H_{63} = \downarrow \text{ФПР} - \downarrow \text{ГВ} \quad (2.14)$$

Якщо розрахована фактична пропускна спроможність, знайдена за формулою (2.9), при ФПР задовольняє умові $Q_{факт}^{нер} \geq Q_{зр}^{нер}$, розміри водозливних отворів призначені правильно. В протилежному випадку їх необхідно відкоригувати.

При прийнятих розмірах прогонів і биків протяжність водозливного фронту греблі

$$L_{BG} = n \cdot b_{np} + (n - 1)d_{\delta} \quad (2.15)$$

2.3. Побудова профілю водозливної греблі

При побудові профілю водозливної поверхні за основу приймають найпростіший безвакуумний профіль з $\alpha_{\delta} = 90^\circ$ (рис. 2.34, а). Основним елементом профілю є крива CD, яка будується за приведеними координатами Крігера – Офіцєрова (табл. 2.3), які множать на значення профілюючого напору $H_{нрф}$.

З низової сторони проводиться дотична DE із закладанням $m_t = 0,65 \dots 0,85$, яка також є дотичною до дуги EF, що спрягає водозливну поверхню з водобоем. Приведені координати точки D дотику криволінійної водозливної поверхні з плоскою

гранню. Для гребель на нескельній основі при великих напорах радіус дуги

$$R = (0,5 \dots 1,0)(H_{\text{нрф}} + z_{\text{max}}) \quad (2.16)$$

де z_{max} – максимальна різниця рівнів верхнього і нижнього б'єфів.

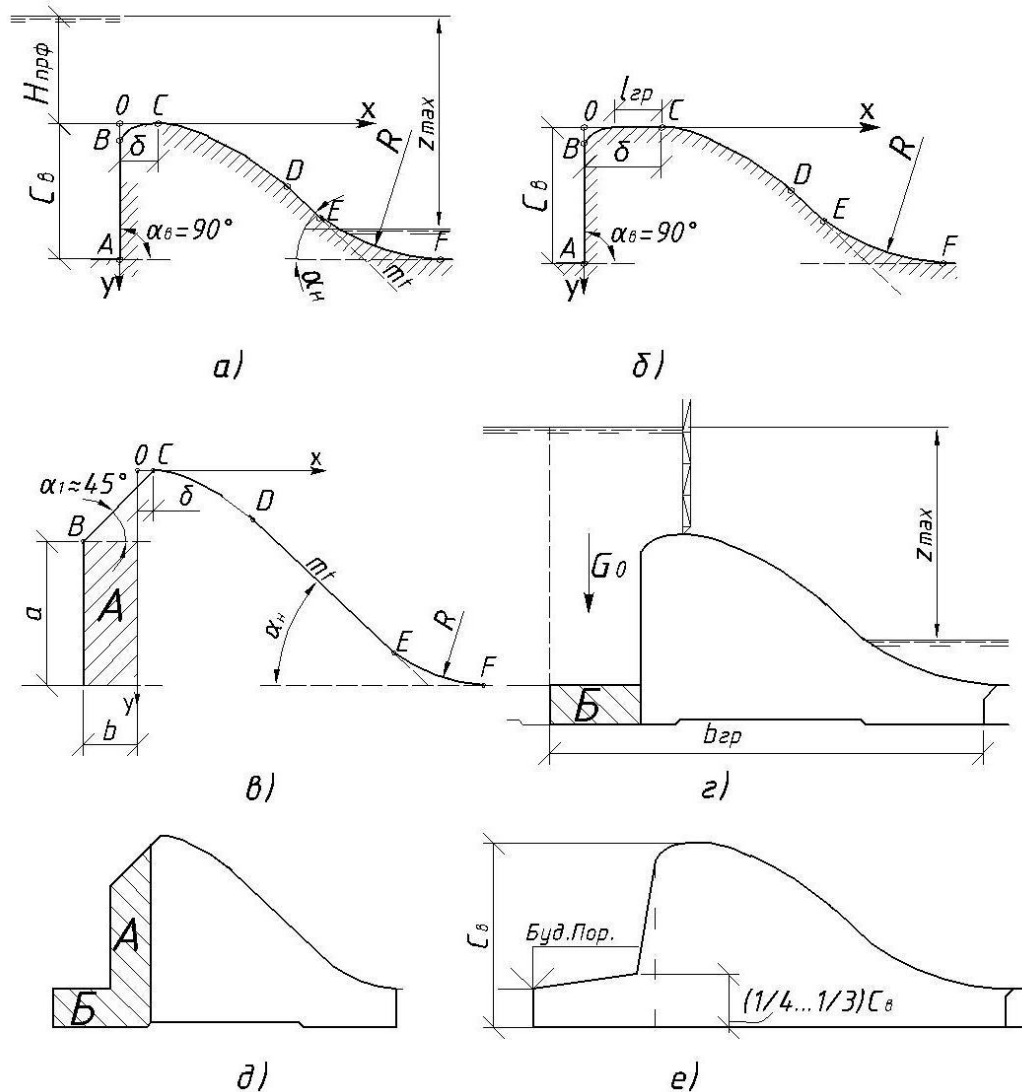


Рисунок 2.3 – Приклади практичних профілів без вакуумної водозливної стінки: а) з вертикальною гранню; б) з горизонтальною вставкою; в) збільшеного перерізу з похилою вставкою; г) з консоллю фундаментної плити; д) при поєднанні прийомів в, г; е) при влаштуванні тимчасового будівельного порогу

При необхідності розміщення на гребені робочих і ремонтних затворів на відмітці гребеню водозливу виконується горизонтальна ділянка довжиною $l_{\text{гр}}$ (рис.2.3, б). Якщо в результаті перевірконого статичного розрахунку виявиться, що водозливна стінка, побудована за координатами Крігера - Офіцєрова, нестійка проти зсуву по основі, її профіль можна відкоригувати за рахунок додавання частин А або Б, показаних на рис.2.3 в, г штрихуванням. В останньому випадку стійкість греблі збільшується не лише за рахунок додаткової ваги бетону, але і за рахунок ваги води G_0 . Буває доцільно використати обидва прийоми одночасно

(рис. 2.3, д).

При зведенні греблі методом гребінки необхідне влаштування тимчасового порогу для пропуску будівельних витрат та розміщення будівельних затворів. При цьому профіль греблі матиме вигляд, показаний на рис. 2.3, е.

Таблиця 2.3 – Приведені координати контуру безвакуумного водозливу за координатами Крігера-Офіцєрова

$X/H_{\text{проф.}}$	$Y/H_{\text{проф.}}$	$X/H_{\text{проф.}}$	$Y/H_{\text{проф.}}$	$X/H_{\text{проф.}}$	$Y/H_{\text{проф.}}$	$X/H_{\text{проф.}}$	$Y/H_{\text{проф.}}$
0,0	0,126	1,0	0,256	2,0	1,235	3,0	2,824
0,1	0,036	1,1	0,321	2,1	1,369	3,1	3,013
0,2	0,007	1,2	0,394	2,2	1,508	3,2	3,207
0,3	0,000	1,3	0,475	2,3	1,653	3,3	3,405
0,4	0,006	1,4	0,564	2,4	1,894	3,4	3,609
0,5	0,027	1,5	0,661	2,5	1,960	3,5	3,818
0,6	0,060	1,6	0,764	2,6	2,122	3,6	4,031
0,7	0,100	1,7	0,873	2,7	2,289	3,7	4,249
0,8	0,146	1,8	0,987	2,8	2,462	3,8	4,471
0,9	0,198	1,9	1,108	2,9	2,640	3,9	4,698

3. Практична робота №3.

Розрахунок спряження б'єфів за греблею

Основною задачею спряження б'єфів за водозливною греблею є гасіння надлишкової кінетичної енергії та недопущення небезпечних для стійкості греблі розмивів дна. Основними типами гасителів енергії за водозливними греблями середнього напору є суцільна водобійна стінка, прорізна водобійна стінка та гаситель-розтікач Куміна [3].

Проектним режимом спряження б'єфів для гребель на нескельній основі рекомендується приймати донний режим із затопленим гідравлічним стрибком. Значення коефіцієнта затоплення, який характеризує ступінь затоплення гідравлічного стрибка $D = h_{p3}/h_{2p} = h_{в3}/h_2$, рекомендується приймати рівним 1,1.

Задачею гідравлічного розрахунку гасителів енергії є визначення їх розмірів та місця розташування, при яких виключається відгін гідравлічного стрибка за ними та можливість кавітації при всіх режимах роботи споруди, а також забезпечується ефективний розподіл дії гасителів при роботі окремих водозливних отворів.

Розрахунок спряження б'єфів виконується для основного розрахункового випадку та пропусканні максимальної витрати при рівні води у верхньому б'єфі $НПР$ при повному відкритті всіх отворів греблі та нерівномірно відкритих отворах, а також для перевірного розрахункового випадку при рівні $ФПР$.

Відмітка поверхні водобою $\downarrow Bod$ та рисберми попередньо приймається рівною відмітці дна русла річки. При недостатності глибини води в нижньому б'єфі для затоплення стрибка відмітку водобою понижують.

Глибина води в нижньому б'єфі h (побутова) для кожного із розрахункових випадків приймається за графіком $Q = f(h)$ для значення відповідної розрахункової скидної витрати.

Мінімальна глибина води на рисбермі h_{pz} (рис. 3.1), необхідна для затоплення гідравлічного стрибка, що відповідає утворенню стрибка зі ступенем затоплення $D=1,1$ при коефіцієнті швидкості для водозливу $\varphi=0,95$, визначається в залежності від значення

$$\xi_0 = \frac{T_0}{h_{кр}} \quad (3.1)$$

де T_0 – питома енергія потоку перед спорудою.

$$T_0 = C_k + H_{e0} = \downarrow PVB + \frac{V_0^2}{2g} - \downarrow \text{дна}$$

C_k – висота водозливу над поверхнею водобою, в першому наближенні $C_k = P_{вб}$;

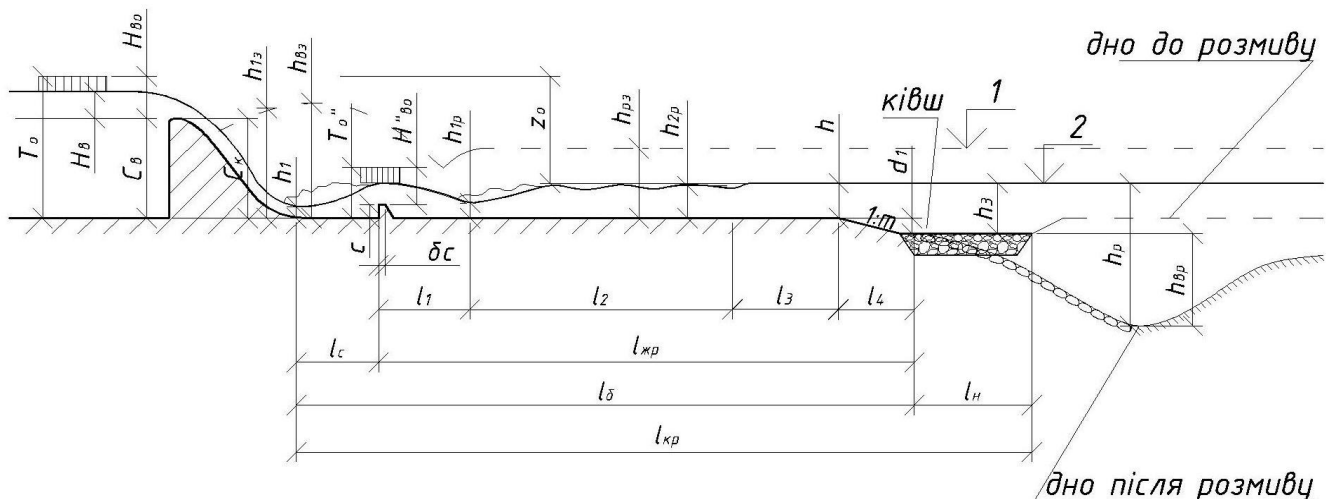


Рисунок 3.1 – Розрахункова схема поздовжнього профілю ділянки спряження б'єфів:

$\downarrow 1$ – рівень нижнього б'єфу при затопленій формі спряження; $\downarrow 2$ – рівень нижнього б'єфу при критичній формі спряження

$h_{кр}$ – критична глибина потоку

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{q_{вод}^2}{g}} \quad (3.2)$$

де $q_{вод}$ – питома витрата на водобої, що відповідає розрахунковій витраті

$$q_{вод} = \frac{Q_{зр}}{L_{БГ}} \quad (3.3)$$

$L_{БГ}$ – загальна протяжність водозливного фронту греблі, обчислена за формулою 2.14);

$z_0 = \downarrow PBB + \frac{V_0^2}{2g} - \downarrow PHB$ – різниця рівнів води у б'єфах при розрахунковій витраті з урахуванням швидкості підходу.

3.1. Розрахунок гасителя енергії – суцільної водобійної стінки

Порядок розрахунку суцільної водобійної стінки наступний:

I. Знаходимо мінімальну глибину на рисбермі h_{pz} , необхідну для затоплення стрибка, із залежностей

$$\text{для } \xi_0 = 2 \dots 10 \quad \frac{h_{pz}}{h_{кр}} = 0,0283 \frac{z_0}{h_{кр}} + 1,64 \quad (3.4)$$

$$\text{для } \xi_0 > 10 \quad \frac{h_{pz}}{h_{кр}} = 1,9 \quad (3.5)$$

II. Глибину h_{pz} порівнюють з побутовою глибиною води в нижньому б'єфі h :

1. Якщо $h < h_{pz}$:

а) необхідно створити умови затоплення стрибка на водобойі. Для цього поверхню водобойою і рисберми необхідно заглибити під рівень нижнього б'єфу на величину

$$\Delta h = h_{pz} - h \quad (3.6)$$

При цьому побутова глибина води в нижньому б'єфі h стає рівною глибині h_{pz} , а уточнена відмітка водобойою і рисберми – $\downarrow Bod = \downarrow dna - \Delta h$.

Уточнені значення для нової відмітки водобойою

$$T_0' = T_0 + \Delta h \quad \xi_0' = T_0' / h_{кр} \quad (3.7)$$

б) висота водобійної стінки c для значень $\xi_0' = 2 \dots 12$ визначається з формули

$$c / h_{кр} = 0,12 \sqrt{8\xi_0' + 2} \quad (3.8)$$

Дана залежність може бути застосована для водобійних стінок прямокутного і трапецеїдального перерізів (рис. 3.2).

Ширина гребеня суцільної водобійної стінки приймається

$$\delta_c = (0,1 \dots 0,2) h_2 \quad (3.9)$$

де h_2 – друга спряжена глибина гідравлічного стрибка на водобойі (п.П.1, в).

Для трапецеїдальної стінки приймається уклон верхової грані $\leq 4:1$, низової $\leq 1:1$.

в) знаходять спряжені глибини h_1 і h_2 гідравлічного стрибка на водобойі із співвідношень

$$\xi_0 = T_0 / h_{кр} \quad \xi_2 = h_2 / h_{кр} \quad \xi_1 = h_1 / h_{кр} \quad (3.10)$$

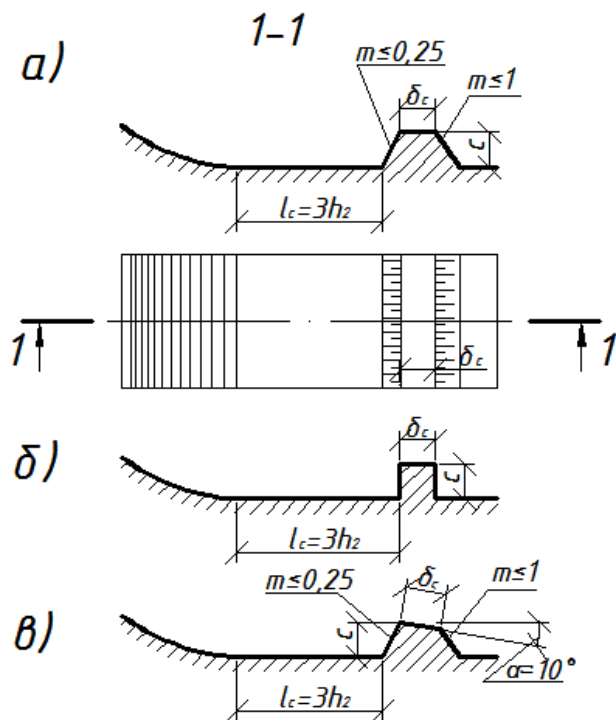


Рисунок 3.2 – Суцільна водобійна стінка:

- а) трапецеїдального поперечного перерізу із горизонтальною верхньою гранню; б) прямокутного поперечного перерізу із горизонтальною верхньою гранню; в) із похилою верхньою гранню

Для цього:

- за значенням ξ_0 з граф. 3.3 для $\varphi=0,95$ знаходять значення ξ_2 ;
- за значенням ξ_2 з граф. 3.4 знаходять значення ξ_1 ;
- із співвідношень (20) обчислюють значення h_1 і h_2 .

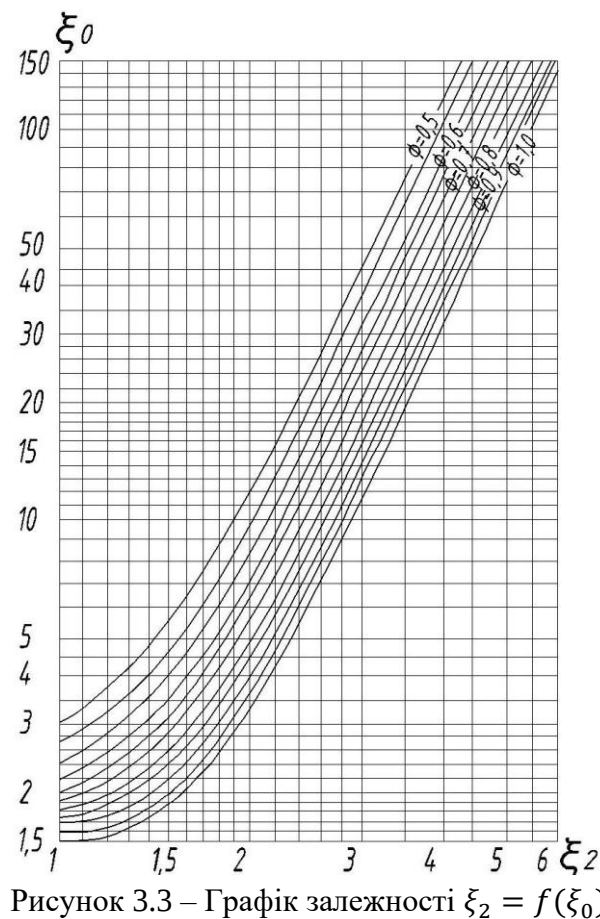


Рисунок 3.3 – Графік залежності $\xi_2 = f(\xi_0)$

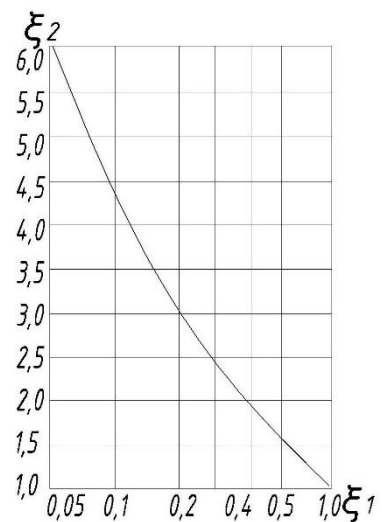


Рисунок 3.4 – Графік залежності $\xi_1 = f(\xi_2)$

2. Якщо $h > h_{pz}$:

Спряжені глибини гідравлічного стрибка h_1 і h_2 знаходять аналогічно попередньому випадку (п.П.1, в). Методика визначення висоти водобійної стінки залежить від співвідношення глибини на рисбермі h_{pz} , необхідної для затоплення стрибка, та другої спряженої глибини h_2 .

а) при $h_{pz} < h_2$

висоту стінки знаходять підбором з умови утворення стрибка перед стінкою з коефіцієнтом затоплення $D=1,1$. Для цього:

1) задають декілька значень висоти водобійної стінки c , для яких обчислюють наступні величини:

- напір на водобійній стінці з урахуванням швидкості підходу

$$H''_{e0} = H''_e + \frac{V_1^2}{2g} \quad (3.11)$$

$$H''_e = h_{e3} - c = 1,1 \cdot h_2 - c \quad (3.12)$$

$$V_1 = q_{вод}/1,1 \cdot h_2 \quad (3.13)$$

- глибину підтоплення водобійної стінки

$$h_n = h - c \quad (3.14)$$

- коефіцієнт підтоплення $\sigma_n = f(h_n/H''_{e0})$ за граф. 2.2

- питому витрату

$$q_{cm} = \sigma_n m \sqrt{2g} (H''_{e0})^{3/2} \quad (3.15)$$

де $m \approx 0,45$ – коефіцієнт витрати для водобійної стінки.

2) за отриманими значеннями будують графік $q_{cm} = f(c)$, з якого визначають висоту водобійної стінки для $q_{cm} = q_{вод}$.

б) при $h_{pz} > h_2$

висота стінки приймається в межах

$$c = (1 \dots 2)h_1 \quad (3.16)$$

III. Гаситель енергії - суцільну водобійну стінку, рекомендується встановлювати на відстані $l_c = 3h_2$ від початку водобою (рис. 3.1).

IV. Найбільший допустимий гідродинамічний напір $(T_0)_{дон}$, при якому забезпечується безкавітаційна робота водобійної стінки

- із горизонтальною верхньою гранню (рис. 3.2, а, б)

$$(T_0)_{дон} = \frac{9,4l_c \cdot h_2^*}{(4h_2^* - 3h)h_2} \quad (3.17)$$

(залежність справедлива для $20 \leq q_{вод} \leq 80 \text{ м}^3/\text{с}$ і $1,0 \leq c/h_1 \leq 2,5$),

де $h_2^* = (0,85 \dots 0,88)h_2$;

- із похилою верхньою гранню при уклоні 10° (рис. 3.2, в)

$$(T_0)_{\text{дон}} = \frac{15l_c h_2^*}{(4h_2^* - 3h)h_2} \quad (3.18)$$

При $T_0 \leq (T_0)_{\text{дон}}$ розміри і відповідне окреслення водобійної стінки приймаються остаточними. У випадку, якщо фактичне значення $T_0 > (T_0)_{\text{дон}}$, розміри і окреслення стінки за умовами кавітації необхідно обґрунтовувати спеціальними лабораторними дослідженнями.

3.2. Розрахунок гасителя енергії – прорізної водобійної стінки

Порядок розрахунку прорізної водобійної стінки (рис. 3.5) наступний:

I. Мінімальна глибина води на рисбермі h_{pz} , необхідна для затоплення стрибка, визначається за залежностями

$$\text{для } \xi_0 = 2 \dots 5 \quad h_{pz} = 0,083z_0 + 1,567h_{kp} \quad (3.19)$$

$$\text{для } \xi_0 > 5 \dots 10 \quad h_{pz} = 1,82h_{kp} \quad (3.20)$$

II. Глибину h_{pz} порівнюють з побутовою глибиною води в нижньому б'єфі h :

1. Якщо $h < h_{pz}$:

а) поверхня водобою і рисберми заглиблюється на величину Δh відносно попередньої його відмітки (аналогічно 3.1, п.П.1. а);

б) знаходять спряжені глибини гідравлічного стрибка (аналогічно 3.1, п.П.1. в);

в) визначають висоту водобійної стінки (для $\xi_0 = 2 \dots 10$) із співвідношення

$$c/h_{kp} = 0,26 + 0,53\sqrt{\xi_0 - 2} \quad (3.21)$$

2. Якщо $h > h_{pz}$, знаходять спряжені глибини гідравлічного стрибка (аналогічно 3.1. п.П.1. в);

а) при $h_{pz} < h_2$ обчислюють

- середньозважену реакцію одного погонного метру стінки, κH

$$R_r = \gamma \cdot \left[\frac{h_1^2 - h_{pz}^2}{2} + \frac{q_{\text{вод}}^2}{g} \left(\frac{h_{pz} - h_1}{h_{pz}h_1} \right) \right] \quad (3.22)$$

де $\gamma = 9,81 \text{ кН/м}^3$ – питома вага води;

- за числом Фруда $Fr = \frac{V_2^2}{gh_1}$ визначають коефіцієнт лобового опору стінки k_c

(граф. рис. 3.6), де $V_2 = q_{\text{вод}}/h_1$ – швидкість в стисненому перерізі;

- необхідний коефіцієнт наскрізності ω ;

- висота стінки

$$c = 1,3\omega \quad (3.23)$$

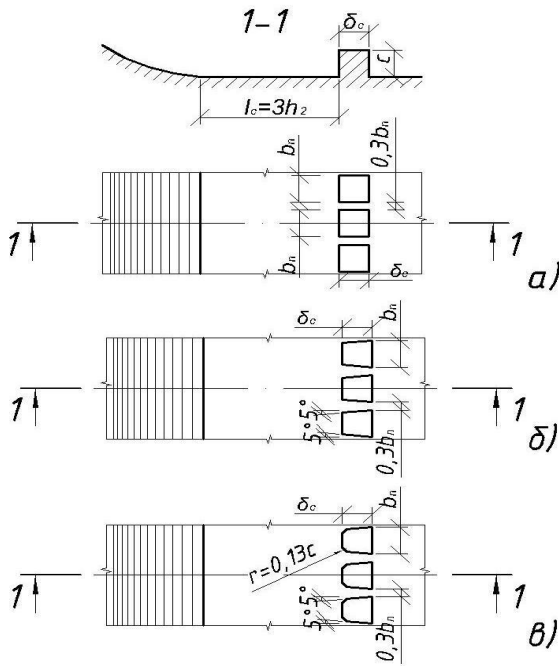


Рисунок 3.5 – Прорізна водобійна стінка

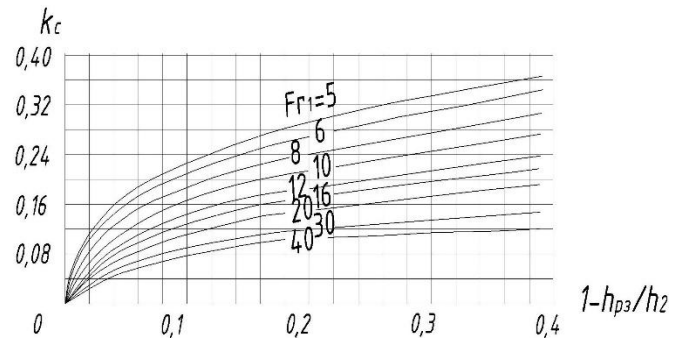


Рисунок 3.6 – Графік для визначення коефіцієнта лобового опору k_c прорізної стінки

б) при $h_{pz} > h_2$ висота стінки розраховується за формулою (3.16)

III. За значенням величини c визначається решта розмірів прорізної водобійної стінки (рис. 4.23) із співвідношень

$$\frac{c}{b_n} = 1 \dots 2,4 \quad \frac{b_n}{\delta_c} = 1,0 \quad \frac{b_n}{b_{np}} = 3,4 \quad l_c = 3h_2 \quad (3.24)$$

IV. Найбільший допустимий гідродинамічний напір $(T_0)_{don}$, при якому забезпечується безкавітаційна робота водобійної стінки

- для профілю прорізної стінки (рис. 3.5, а)

$$(T_0)_{don} = \frac{8 \left(\frac{l_c}{h_2} - 1 \right)}{1 - \frac{1,5(h - h_2^*)}{h_2^*}} \quad (3.25)$$

де $h_2^* \approx 0,88h_2$;

- для профілю прорізної стінки (рис. 3.5, б)

$$(T_0)_{don} = \frac{18,4 \left(\frac{l_c}{h_2} - 1,8 \right)}{1 - \frac{2,5(h - h_2^*)}{h_2^*}} \quad (3.26)$$

- для профілю прорізної стінки (рис. 3.5, в)

$$(T_0)_{don} = \frac{24 \left(\frac{l_c}{h_2} - 1,8 \right)}{1 - \frac{2,5(h - h_2^*)}{h_2^*}} \quad (3.27)$$

Формули дійсні для діапазонів значень

$$1,3 \leq c/h_1 \leq 3,5; \quad 2,6h_2 \leq l_c \leq 3,4h_2; \quad 20 \leq q \leq 80 \text{ м}^2/\text{с}.$$

При невиконанні цих умов формули дають лише наближені результати, тому для уточнення необхідні лабораторні дослідження.

При $T_0 \leq (T_0)_{\text{дон}}$ розміри і відповідне окреслення водобійної стінки приймаються остаточними. У випадку $T_0 > (T_0)_{\text{дон}}$ розміри і окреслення стінки за умовами кавітації необхідно обґрунтовувати спеціальними лабораторними дослідженнями.

3.3. Розрахунок гасителя енергії – гасителя-розтікача

Порядок розрахунку гасителя-розтікача (рис. 3.7) наступний:

I. Глибина води на рисбермі h_{pz} , необхідна для затоплення стрибка,

$$\text{для } \xi_0 = 3,0 \dots 4,5 \quad h_{pz} = h_{kp}(0,12 Z_0/h_{kp} + 1,55) \quad (3.28)$$

$$\text{для } \xi_0 > 4,5 \dots 12 \quad h_{pz} = h_{kp}(0,05 Z_0/h_{kp} + 1,7) \quad (3.29)$$

Найкращий ефект роботи гасителя-розтікача досягається при $\xi_0 \leq 4,5$. При більших значеннях ξ_0 струмина фонтанує і в кінці водозливної поверхні греблі необхідно влаштовувати спеціальні розщиплювачі.

II. Глибину h_{pz} порівнюють з побутовою глибиною води в нижньому б'єфі h :

1. Якщо $h < h_{pz}$:

а) поверхня водобою і рисберми заглиблюється на величину Δh відносно попередньої його відмітки (аналогічно 3.1, п.П.1. а);

б) знаходять спряжені глибини гідравлічного стрибка (аналогічно 3.1, п.П.1. в);

в) приймають розміри гасителя-розтікача Куміна та відстань від початку водобою за рис. 3.7.

III. Найбільший допустимий гідродинамічний напір $(T_0)_{\text{дон}}$, при якому забезпечується безкавітаційна робота становить:

$$(T_0)_{\text{дон}} = 13,0 \text{ м} - \text{при співвідношенні розмірів } a/b_{\text{пр}} = 0,75;$$

$$(T_0)_{\text{дон}} = 25,0 \text{ м} - \text{при } a/b_{\text{пр}} = 0,7.$$

При $T_0 \leq (T_0)_{\text{дон}}$ розміри і відстань від початку водобою приймаються остаточними. У випадку, якщо фактичне значення $T_0 > (T_0)_{\text{дон}}$, розміри і відстань від початку водобою за умовами кавітації необхідно обґрунтовувати спеціальними лабораторними дослідженнями.

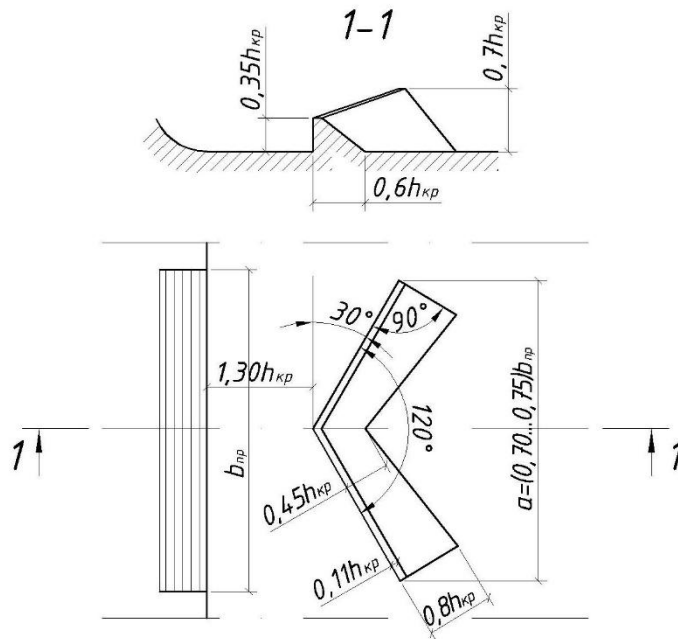


Рисунок 3.7 – Гаситель-розтікач Куміна

3.4. Визначення розмірів горизонтального кріплення дна в нижньому б'єфі

Жорстка рисберма. Довжина ділянки жорсткого кріплення призначається в залежності від допустимої за умовами виконання робіт крупності каменя гнучкого (здатного до деформацій) кріплення. Ділянка жорсткого кріплення $l_{жр}$ включає (рис. 3.1):

- водобій до гасителів енергії довжиною l_c ;
- ділянку падіння потоку l_1 за гасителем (від напірної грані стінки до стисненого перерізу за нею);
- ділянку стрибка довжиною l_2 за гасителем (від стисненого перерізу до кінця стрибка);
- частину післястрибкової ділянки довжиною l_3 .

Для **суцільної водобійної стінки**:

$$l_1 = h_{кр} + 1,3T_0'' \quad (3.30)$$

де T_0'' – питома енергія потоку перед гасителем

$$T_0'' = 1,1h_2 + \frac{(V_0')^2}{2g} \quad (3.31)$$

$V_0' = \frac{q_{вод}}{1,1h_2}$ – швидкість потоку перед гасником.

Довжина стрибка

$$l_2 = 5(h_{2p} - h_{1p}) \quad (3.32)$$

де h_{2p} – друга спряжена глибина гідравлічного стрибка на рисбермі; знаходиться із виразу $D = h_{p3}/h_{2p} = 1,1$;

h_{1p} - глибина в стисненому перерізі за стінкою (на рисбермі), розраховується із співвідношення $\xi_1 = \frac{h_{1p}}{h_{kp}}$, значення якого знаходять за граф. 3.3 за співвідношенням $\xi_2 = \frac{h_{2p}}{h_{kp}}$.

Довжина післястрибкової ділянки

$$l_3 \approx 0,5l_2 \quad (3.33)$$

Для **прорізної водобійної стінки і гасителя-розтікача** при попередніх розрахунках відстань до кінця стрибка за ними $l_1 + l_2$ приймається такою ж, як для еквівалентної за ефектом гасіння енергії суцільної водобійної стінки, встановленої на відстані $l_c = 3h_2$ від стисненого перерізу. Тобто, потрібно попередньо визначити необхідні величини h_{pz} , h_{1p} , h_{2p} і за ними величини l_1 , l_2 та l_c для суцільної водобійної стінки.

Гнучка рисберма. Крупність d_n стійкого каменя гнучкої рисберми, розташованої на відмітці водобою, визначається за графіком залежності $\frac{d_n}{h} \cdot 10^2 = f\left(D; \frac{x}{h}\right)$ для суцільної або прорізної стінки – на рис. 3.8, для гасителя-розтікача – на рис. 3.9, де $D = \frac{h}{h_{2p}}$ – коефіцієнт затоплення стрибка; x – загальна довжина жорсткої рисберми від початку водобою, $x = l_c + l_1 + l_2 + l_3$; h – глибина води в кінці жорсткої частини кріплення (побутова).

Значення розрахункового діаметру каменя гнучкого кріплення із врахуванням коефіцієнту запасу не повинно перевищувати 0,50 м.

$$d_{np} = 1,3d_n \leq 0,5m \quad (3.34)$$

При невиконанні умови необхідно влаштовувати кінцеве кріплення у вигляді захисного (запобіжного) ковша (див. Кінцеве кріплення з ковшем).

Довжина перехідного (гнучкого) кріплення з кам'яного накиду визначається в залежності від очікуваної глибини ями розмиву за кріпленням (рис. 3.10).

Орієнтовна глибина води в місці максимального розмиву

$$h_p = k_p \cdot \chi^{0,8} \cdot \sqrt[1,25]{q_p/V_{01}} \quad (3.35)$$

де k_p – коефіцієнт спроможності потоку до розмиву, приймається $k_p = 1,05 \dots 1,1$;

χ – коефіцієнт нерівномірності розподілу питомої витрати, приймається $\chi = (1,1 \dots 1,3)$;

q_p – питома витрата в кінці жорсткої частини рисберми (з урахуванням її розширення в плані)

$$q_p = \frac{q_{вод}}{1,2 \dots 1,3} \quad (3.36)$$

V_{01} – середня швидкість, що не спричинює розмиву, рівномірного потоку при глибині 1,0 м; може бути прийнята в залежності від ґрунту основи наступною:

пісок дрібний – 0,26 м/с;
 пісок середній – 0,45 м/с;
 пісок крупний – 0,61 м/с;
 пісок гравелистий – 0,78 м/с;

глина – 0,85 м/с;
 суглинок – 0,7 м/с;
 супісок – 0,2 м/с.

Глибина ями розмиву

$$h_{ер} = h_p - h \quad (3.37)$$

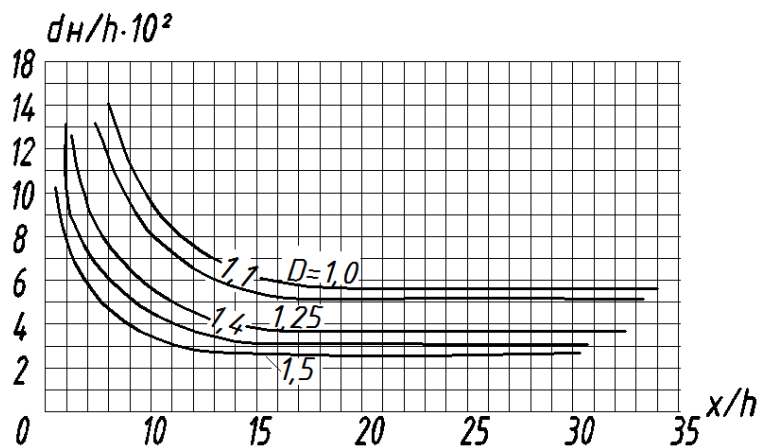


Рисунок 3.8 – Графіки для визначення крупності каменя гнучкої рисберми у випадку суцільної або прорізної водобійної стінки

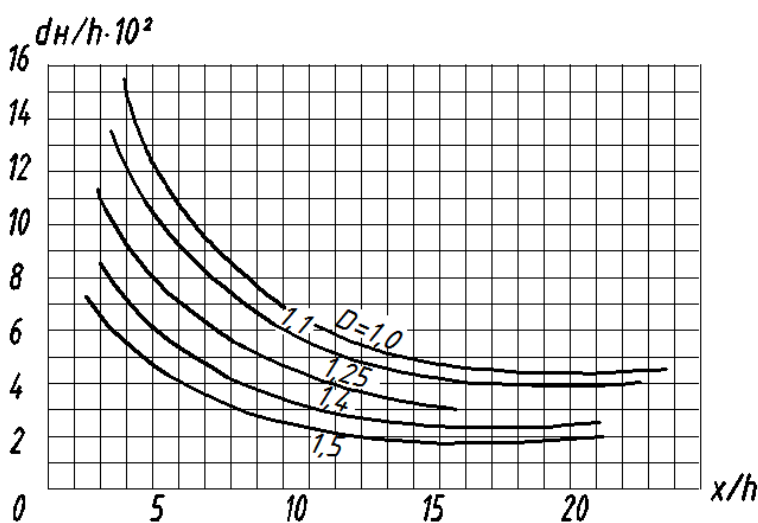


Рисунок 3.9 – Графіки для визначення крупності каменя гнучкої рисберми у випадку гасителя-розтікача

Довжина гнучкого кріплення l_n визначається з умови покриття камінням рисберми верхового укусу воронки розмиву. З цієї умови l_n дорівнює відстані від кінця жорсткого кріплення до створу з максимальною глибиною розмиву l_p (тобто $l_n = l_p$).

Величина l_p визначається за табл. 3.1 із співвідношення $l_p/h_{ер}$ в залежності від співвідношення $u_{max}^{кр'}$.

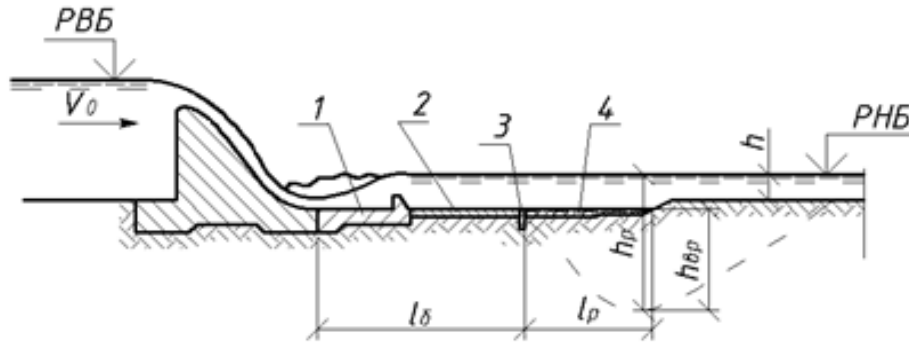


Рисунок 3.10 – Схема до розрахунку глибини розмиву русла в нижньому б'єфі:
1 – водобій; 2 – рисберма; 3 – зуб; 4 – кінцеве кріплення у вигляді гнучкої рисберми

Таблиця 3.1 – Відносні відстані $l_p/h_{ер}$ від кінця жорсткого кріплення до створу
максимального розмиву

$\frac{u'_{max}}{V_{кр}}$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30...0,80
$l_p/h_{ер}$	5,5	5,0	4,5	3,8	3,5

де $V_{кр} = \frac{q_p}{h_{кр}}$ – швидкість, що відповідає критичній глибині в кінці жорсткого кріплення рисберми з урахуванням її розширення (критична глибина $h_{кр}$ розраховується за формулою (2.25) при питомій витраті в кінці жорсткої рисберми q_p);

u'_{max} – максимальна пульсаційна швидкість в кінці жорсткого кріплення

$$u'_{max} = M_p V_p \quad (3.38)$$

$V_p = \frac{q_p}{h}$ – середня швидкість в кінці жорсткого кріплення;

M_p – параметр турбулентності в кінці жорсткого кріплення

$$M_p = \frac{4,55}{\frac{x_1}{h} - \left(8 - \frac{4,55}{0,235 \cdot \eta - 0,37}\right)} \quad (3.39)$$

η – співвідношення спряжених глибин, $\eta = \frac{h_{2p}}{h_{1p}}$;

$x_1 = l_2 + l_3$ – відстань від стисненого перерізу за суцільною водобійною стінкою до перерізу, що розглядається.

Дана залежність має достатню точність для $x_1/h > 6$.

При довжині жорсткого кріплення $x < 25h_2$ приймається $l_p = 3,5h_{ер}$.

У випадку, коли $h_{ер} > 20,0$ м, значення l_n виявляється надто великим і його зменшують до 50...55 м.

Об'єм призми накиду обчислюють з умови покриття укосу ями розмиву двома шарами каменю розрахункового діаметру.

Довжину укусу $l_{ук}$, який захищено кам'яним накидом, обчислюють як гіпотенузу прямокутного трикутника з катетами $h_{ер}$ і l_n .

Об'єм каменю на погонний метр ширини кріплення

$$V_{кам} = 2 \cdot l_{ук} \cdot d_{нр} \quad (3.40)$$

Камінь вкладається на довжині l_n нерівномірно. Всього може бути три ділянки з різною товщиною шарів. На кінцевій ділянці довжиною $0,33l_n$ товщина шару каменю найменша, з наближенням до жорсткого кріплення товщина накиду збільшується. Товщина шару на кожній ділянці призначається таким чином, щоб сумарний об'єм каменю був рівний $V_{кам}$. За об'ємом каменю на 1 погонний метр ширини кріплення обчислюється об'єм каменю гнучкого кріплення по всій його ширині.

Кінцеве кріплення з ковшем. При влаштуванні кріплення дна в нижньому б'єфі з захисним ковшем глибина ковша d_1 визначається підбором за заданою крупністю кам'яного накиду $d_{нр}=0,50$ м. При цьому задаються значенням глибини води в ковші h_3 (рис. 3.1).

Порядок розрахунку.

1. Задається значення глибини води в ковші h_3 .
2. Обчислюється повна довжина жорсткого кріплення

$$l_{\sigma} = l_c + l_1 + l_2 + l_3 \quad (3.41)$$

3. Визначається параметр турбулентності M_p в кінці жорсткого кріплення, який характеризує ступінь збільшення турбулентності у порівнянні з рівномірним потоком при прийнятій глибині води в ковші за формулою (3.39).

4. Визначається параметр турбулентності $M_k = \frac{u'_{max}}{V}$ потоку в самому ковші

$$M_k = \left(0,3 + \frac{0,7}{\eta_k}\right) M_p + \left(1 - \frac{1}{\eta_k}\right) \cdot 0,02m^{1,5} M_p + 0,7(\eta_k - 1) \frac{1}{1+0,02m^2} \quad (3.42)$$

де $\eta_k = h_3/h$ – відносна глибина води в ковші;

$m = 4...5$ – коефіцієнт закладання верхового укусу ковша.

5. Визначається коефіцієнт спроможності потоку до розмиву в ковші

$$k_r = 0,87(1 + M_k) \quad (3.43)$$

6. Визначається швидкість потоку з нормальною турбулентністю, яка не спричиняє розмиву

$$u_0 = k_r \cdot V \quad (3.44)$$

де $V = \frac{q_p}{h_3} = \frac{q_6/(1,2 \div 1,3)}{h_3}$ – середня швидкість потоку в ковші.

7. Крупність каменю в ковші, стійкого проти розмиву

$$d_n = \frac{(0,255u_0)^{10/3}}{h_3^{2/3}} \quad (3.45)$$

8. Значення розрахункового діаметру каменя кінцевого кріплення із врахуванням коефіцієнту запасу не повинно перевищувати 0,50 м

$$d_{np} = (1,5 \dots 2) d_n \leq 0,5 \text{ м} \quad (3.46)$$

9. Необхідна глибина ковша при цьому

$$d_1 = h_3 - h \quad (3.47)$$

При улаштуванні на водобой прорізної стінки з параметрами

- закладання верхового укосу стінки 4:1;
- висота $c = (0,75 \dots 2,5) h_1$,

та при глибині потоку на рисбермі $h = (0,65 \dots 1,2) h_2$ і співвідношенні $(T_0 - h_1)/h_{kp} = 1,6 \dots 4,1$ допускається проводити підбір d_n безпосередньо за залежністю

$$d_n = \frac{1,16 \cdot h_{kp}^3 \sqrt[3]{\frac{(T_0 - h_1)}{h_{kp}}}}{h_3^2 \sqrt[3]{\frac{x_1}{h_{kp}}}} \quad (3.48)$$

Верховий укіс ковша покривається бетонними плитами. Загальна довжина жорсткого кріплення збільшується на величину проекції укосу l_4 (рис. 3.1).

Після визначення глибини захисного ковша визначається довжина перехідного кріплення l_p з кам'яного накиду аналогічно випадку горизонтального кріплення без ковша (формули (3.35)-(3.40)).

4. Практична робота №4.

Конструювання поперечного профілю та елементів водозливної греблі

4.1. Профіль греблі

Конструкцію водозливної греблі призначаємо на основі гідравлічних розрахунків (п. 2).

Окреслення поверхні водозливу виконується в залежності від напору по координатам Крігера-Офіцєрова (п. 2.3). При попередньому проектуванні ширину водозливної греблі по низу можна прийняти в залежності від максимального напору і ґрунту

- для піщаних ґрунтів $B = (2,25 \dots 2,5) \cdot Z_{max}$;
- для суглинистих ґрунтів $B = (2,50 \dots 2,75) \cdot Z_{max}$;
- для глинистих ґрунтів $B = (2,75 \dots 3,0) \cdot Z_{max}$.

Остаточно ширина водозливної греблі по низу встановлюється в результаті розрахунків стійкості греблі на зсув (п. 7).

4.2. Конструктивні постійні шви та їх ущільнення

Для попередження виникнення вертикальних тріщин під впливом сезонних коливань температури оточуючого середовища, а також в результаті нерівномірного осідання основи, бетонні греблі розрізають по довжині постійними температурними і осадочними швами на окремі секції. Часто ці шви поєднують в один. В сучасних греблях відстань між конструктивними швами коливається в межах 7...10 м для гребель, які будуються в суворих кліматичних умовах та при суттєвих нерівномірних осіданнях основи, до 15...22 м – для гребель, які будуються в м'яких кліматичних умовах при рівномірному стисканні основи. Конструкцію водозливної греблі призначаємо на основі гідравлічних розрахунків (п. 2).

Греблі напором більше 5...10 м на нескільних основах, як правило, розрізають на секції, в яких водозлив та бики об'єднані в одну конструкцію на спільній фундаментній плиті.

В залежності від міцнісних характеристик та однорідності основи розрізка греблі по биках може призначатися через один (рис. 4.1, *а*), два (рис. 4.1, *б*) або три (рис. 4.1, *в*) прогони. Відстань між наскрізними швами може бути до 50...60м [2]. В цьому випадку для попередження значних температурних напружень в тілі греблі біля биків влаштовують не наскрізні шви-надрізи (рис. 4.1, *б, в*), які доходять тільки до фундаментної плити.

Для прийнятої схеми розрізки довжина секції греблі

$$z_c = n_1 \cdot b_{np} + (n_1 - 1) \cdot d_{\bar{o}} + d_{p\bar{o}} \quad (4.1)$$

де n_1 – кількість водозливних отворів (прогонів) в секції греблі;

$d_{\bar{o}}$ – товщина нерозрізного бика; $d_{p\bar{o}}$ – товщина розрізного бика.

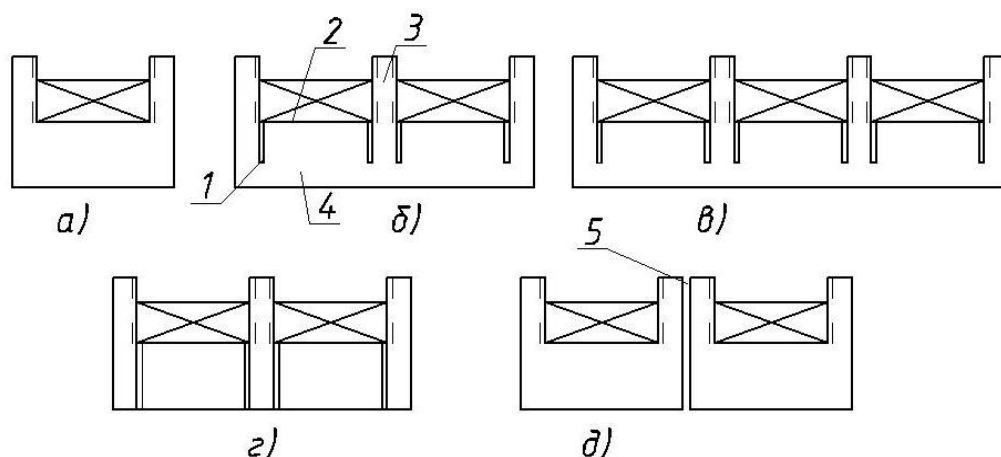


Рисунок 4.1 – Секції водозливної греблі при розрізці: *а*) однопрогінній; *б*) двопрогінній; *в*) трьохпрогінній; *г*) з биками, відрізними від водозливу
1 – шви-надрізи; 2 – поріг водозливу; 3 – бик; 4 – фундаментна плита; 5 – шви між секціями

Ширину шва в бичках біля гребеня споруди рекомендується приймати 4...5 см, в межах фундаментної плити – 1,0...1,5 см. Ширина температурних швів-надрізів – 1...2 см. Розміщення елементів протифільтраційних ущільнень швів в биках наведено на рис. 4.2. Особливістю ущільнення швів в греблях на нескельній основі є влаштування горизонтальних ущільнень (шпонок) по контуру підосви споруди (рис. 4.3, а) та в місці розширення шва (рис. 4.3, б) [2].

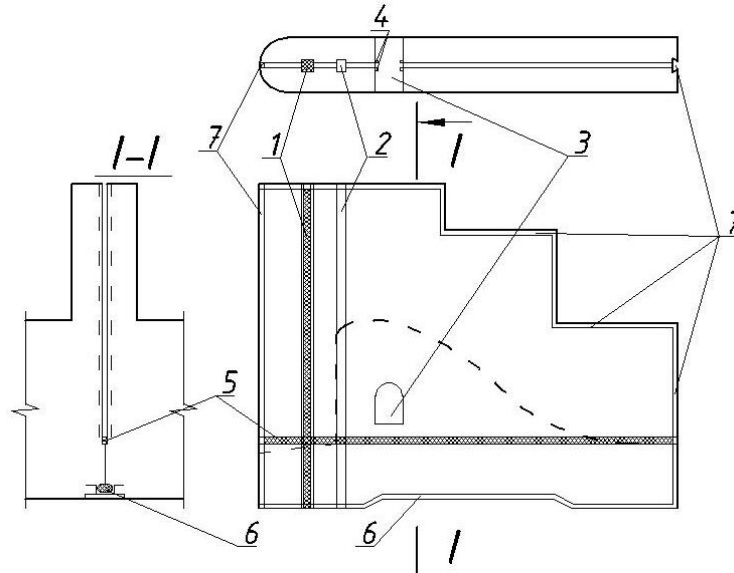


Рисунок 4.2 – Влаштування шва в бичу водозливної греблі

- 1 – головне вертикальне ущільнення; 2 – дренажна шахта; 3 – оглядова галерея;
4 – контурне ущільнення оглядової галерея; 5 – головне горизонтальне ущільнення;
6 – донне горизонтальне ущільнення (шпонка); 7 – контурне ущільнення

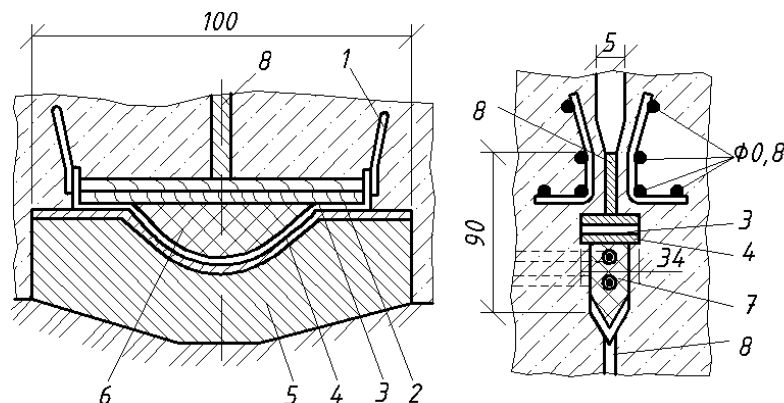


Рисунок 4.3 – Конструкції горизонтальних шпонок

а) по підосві греблі; б) в місці розширення шва

- 1 – анкери; 2 – дошка 2х20 см; 3 – сталевий лист товщиною 4 мм; 4 – бітумні мати;
5 – залізобетонний блок; 6 – асфальтова мастика; 7 – шлаковата, просякнута бітумним розчином; 8 – холодна асфальтова штукатурка. Розміри вказано в мм

4.3. Оглядові галереї та дренаж тіла греблі

В тілі греблі влаштовують поздовжні і поперечні галереї. Поздовжні оглядові

галереї розміщуються паралельно напірній грані греблі. Вода, зібрана поздовжніми галереями, відводиться в нижній б'єф поперечними галереями. Поперечні галереї виконують перпендикулярно до поздовжніх посередині секцій греблі. Галереї сполучаються ліфтами і маршовими драбинами.

Розміри оглядових галерей встановлюються у відповідності до їх призначення (розміщення КВА, цементация, відвід фільтраційних вод, транспортне використання, комунікації). Розміри приймаються із умов зручності проходження людей, провезення механізмів і роботи необхідного обладнання. Мінімальні розміри: ширина 1...2 м, висота – 2,0 м.

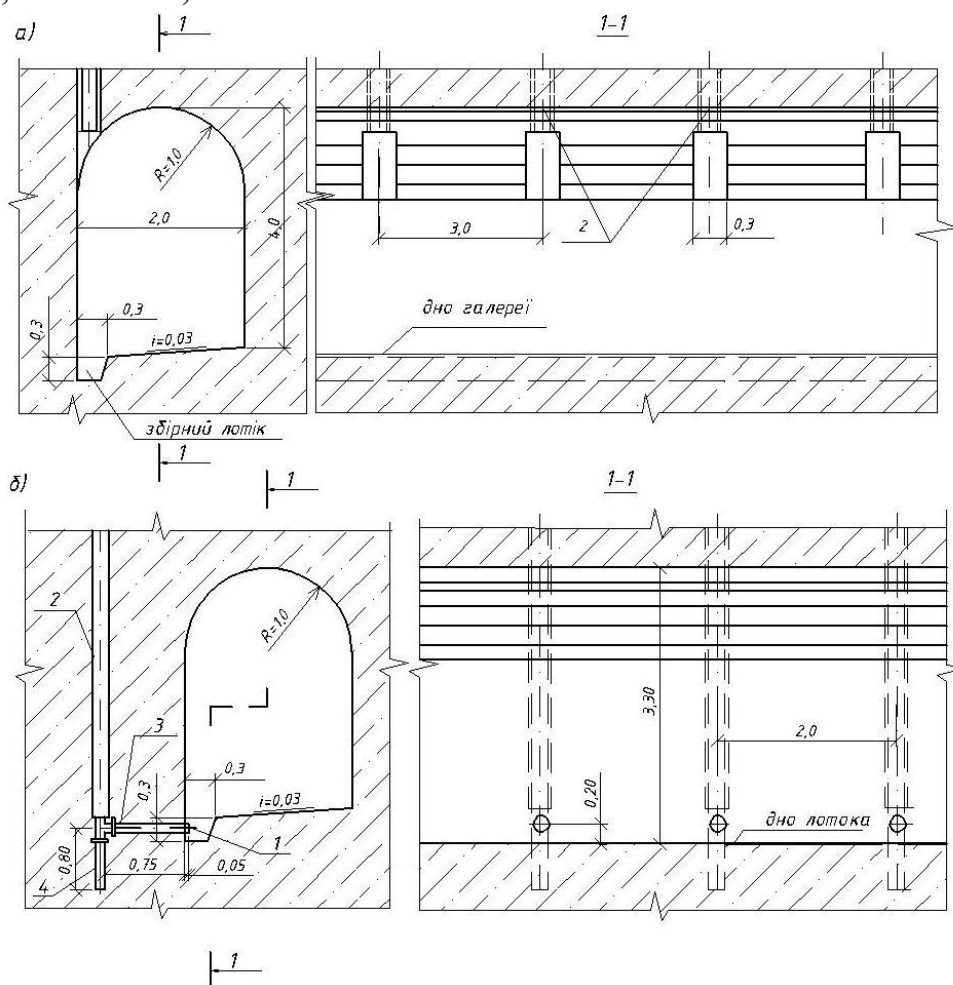


Рисунок 4.4 – Типи спряжень дренажних труб з галереями:

- а) при близькому розміщенні дренажних труб і галерей;
- б) при віддаленому розміщенні дренажних труб і галерей; 1 – збірний лоток;
- 2 – дренажна труба; 3 – металеві патрубки; 4 – відстійник

При необхідності виконання робіт в галереї (розміщення бурових станків, розчинонасосів, т.п.) ширина галереї приймається рівною 2...3 м, висота – 3,5...4,0 м. Розміри нижніх галерей, призначених для влаштування цементацийної завіси і дренажу в основі: ширина – 3...3,5 м, висота – 4...5 м. Підлога галереї, призначеної для

збору і відведення профільтрованої води, проектується з уклоном $\leq 1:40$ в бік водозливного лотока.

Галереї, що розташовуються нижче рівня води нижнього б'єфу, повинні забезпечуватись примусовою відкачкою води. Відкачку води рекомендується проводити за допомогою ежекторів, що живляться водою з верхнього б'єфа

4.4. Елементи підземного контуру греблі

Понур. Коефіцієнт фільтрації матеріалу водонепроникної частини понуру повинен бути приблизно в 100 разів меншим за коефіцієнт фільтрації основи. В зв'язку з цим гнучкі понури з глинистих матеріалів (рис. 4.5) застосовуються при водопроникних ґрунтах основи: піщаних, піщано-гравійних тощо. На глинистих основах виконуються жорсткі понури з таких водонепроникних матеріалів, як бетонні, бітумні суміші та асфальти. Часто вони виконуються анкерними (рис. 4.6).

При будь-якій конструкції понуру він має бути захищений від підмиву з верхньої сторони. Тому перед ним необхідно влаштовувати початкове кріплення у вигляді запобіжного ковша, завантаженого камінням (рис. 4.6).

Попередньо призначена довжина понуру може бути уточнена в ході фільтраційного та статичного розрахунків.

Глиняний понур. Попередні розміри понура з глинистих матеріалів (рис. 4.5а):

- мінімальна товщина понуру в верховій частині [**Помилка! Джерело посилення не знайдено.**] $-t_{min}=0,5\dots0,75$ м;
- товщина понуру в примиканні до греблі - $1,0\dots2,0$ м;
- коефіцієнти закладання будівельних укосів m_1 і m_2 призначають у відповідності до властивостей ґрунтів основи;
- товщина понуру в проміжних вертикальних перерізах

$$t \geq \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{15} \right) \cdot h_n$$

де h_n – втрата напору від початку підземного контуру до вертикального перерізу, що розглядається;

- довжина понуру $l_{пон} = (1,0\dots3,0) \cdot z_{max}$.

Шов (або його частину) в місці спряження глиняного понуру і тіла греблі зазвичай роблять похилим для того, щоб він не розкривався при осіданні понуру та греблі. У відповідальних випадках цей шов спеціально ущільнюється (рис. 4.5, б).

Аналогічно здійснюється спряження такого понуру зі стінкою верхового відкриття берегового стояна.

Зверху водонепроникний матеріал понуру покривається захисним шаром з будь-якого місцевого ґрунту товщиною не менше глибини промерзання t_{np} для запобігання утворення тріщин глиняного матеріалу в період до затоплення понуру

та можливих пошкоджень в період експлуатації. По верху захисного шару відсипається зворотний фільтр товщиною 0,15...0,20 м. Безпосередньо на глиняну частину понуру зворотний фільтр відсипається лише на мало відповідальних греблях. По верху зворотного фільтра влаштовується кріплення у вигляді кам'яної мостової (рис. 4.5, б), або (частіше) у вигляді бетонних збірних або монолітних плит товщиною 0,20...0,50 м (рис. 4.5, а).

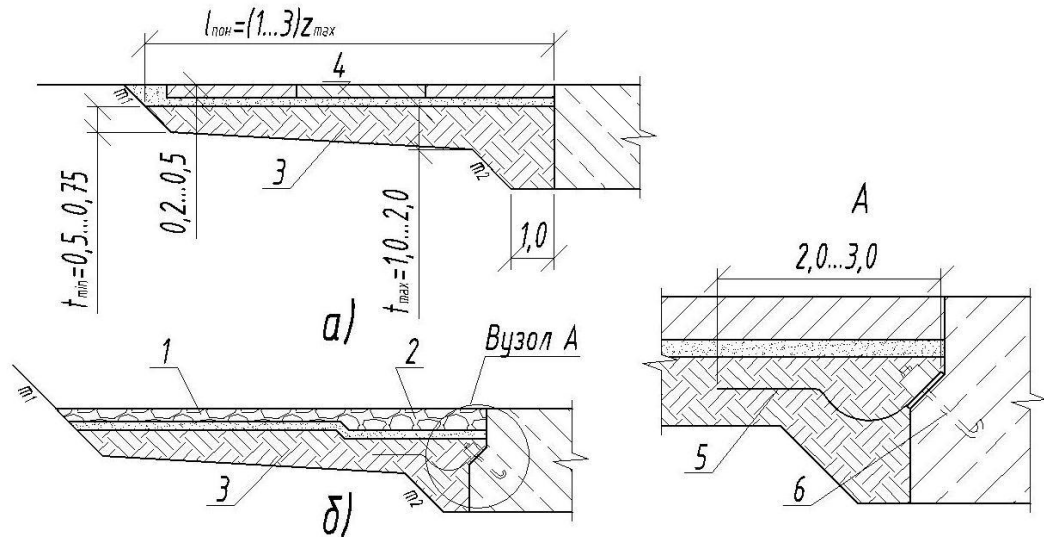


Рисунок 4.5 – Глиняний понур:

1 – одиночна кам'яна мостова на шарі піщано-гравійної підготовки товщиною 0,15 м; 2 – подвійна мостова (на цементному розчині) на шарі підготовки; 3 – глиняний понур; 4 – бетонні плити 3,0х3,0х0,5 на гравійній підготовці товщиною 0,15 м; 5 – бітумний мат; 6 – анкерний болт. Розміри вказано в м

Анкерний понур (рис. 4.6) складається із залізобетонних плит товщиною 0,40...0,70 м, арматура яких з'єднана з арматурою нижньої сітки фундаментної плити. Для створення гнучкого шва між греблею і понуrom в місці їх з'єднання цементний бетон замінюється на армований асфальтобетон. Для забезпечення необхідної водонепроникності понуру залізобетонні плити покривають зверху двома шарами бітумних матів та шаром суглинку або глини. Для привантаження понура та захисту його від пошкоджень по верху відсипається місцевий ґрунт (пісок) товщиною не менше глибини промерзання, по верху якого вкладається зворотний фільтр та захисне кріплення.

Довжина анкерного понуру попередньо призначається за аналогією з понуrom із глинистих матеріалів.

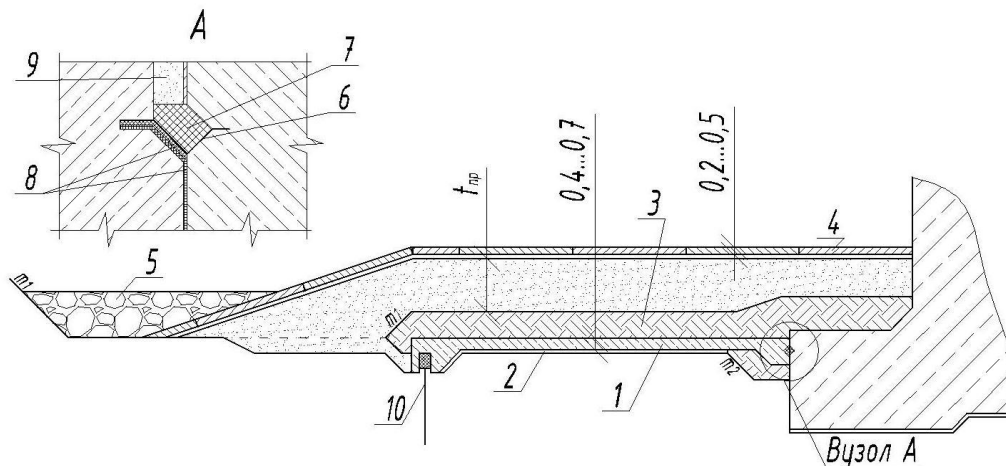


Рисунок 4.6 – Анкерний понур

1 – анкерний понур; 2 – бетонна підготовка товщиною 5 см; 3 – глина; 4 – бетонні плити розміром 3,0х3,0х0,5 на гравійній підготовці товщиною 0,15 м; 5 – захисний ківш; 6 – металевий лист; 7 – асфальтова мастика; 8 – асфальтові мати; 9 – цементний розчин; 10 – шпунт. Розміри вказані в м

Шпунти. Вертикальні протифільтраційні пристрої в греблях влаштовують із шпунтових рядів, для яких найчастіше використовують сталеві шпунтини плоского або коритоподібного профілю. Верховий (корольовий) шпунт подовжує шлях фільтрації та служить гасителем напору. Низовий (водобійний) шпунт перешкоджає фільтраційному випору ґрунту. Верховий понурний шпунт (або зуб) влаштовують тільки у випадку анкерного понуру.

При наявності водотривких порід на глибині до 15...20 м шпунт забивається до них. При глибокому заляганні водоупору влаштовують “висячі” шпунтові ряди. При неоднорідній основі, що має водонепроникні прошарки, шпунтові ряди повинні їх перетинати.

Бетонні зуби. Неглибокі бетонні зуби влаштовують для попередження контактної фільтрації та кращого спряження бетону з основою [Помилка! Джерело посилання не знайдено.]. Як правило, влаштовують верховий та низовий підгреблеві зуби. В схемах гребель з горизонтальним дренажем низовий бетонний зуб влаштовують, щоб ізолювати дренаж від нижнього б’єфа.

При наявності шпунтових рядів бетонні зуби роблять неглибокими – $\leq 2,0 \dots 3,0$ м, шириною по низу $\geq 3,0$ м. Коефіцієнт закладання будівельних укосів може бути прийнятий $m=1,0$.

Дренаж основи. Під тілом греблі у більшості випадків доцільно влаштовувати горизонтальний дренаж із крупнозернистого матеріалу із зворотним фільтром, оскільки в цьому випадку фільтраційний тиск на тіло греблі практично пов-

ністю знімається. Кількість шарів та крупність фракцій такого дренажу підбираються в залежності від типу ґрунту основи і його гранулометричного складу. Для гребель на ґрунтах, що легко вимиваються, дренажі влаштовуються трьохшаровими. Загальна товщина всіх шарів дренажного фільтру приймається в межах 0,8...1,0м.

Відведення води із горизонтального дренажу під тілом греблі здійснюється через систему труб в низовому зубі греблі з виведенням її в дренаж під водобійною плитою, або через систему труб в тілі бетонної греблі з виведенням їх нижче мінімального рівня води нижнього б'єфу. При цьому вихідні отвори таких труб розташовують в низових оголовках бичків та стоянах.

4.5. Пристрої нижнього б'єфу

Водобій безпосередньо сприймає динамічну дію потоку води, яка скидається через водозливну греблю. В межах водобою гаситься надлишкова енергія потоку. Для гасіння енергії води та скорочення довжини кріплення русла на водобійній частині застосовують гасителі енергії: суцільну або прорізну стінки, гаситель-розтікач тощо. Розміри і розташування гасителів енергії на водобої, а також тип та протяжність окремих частин кріплення нижнього б'єфу встановлюються гідравлічними розрахунками.

Попередньо товщина плит водобою може бути визначена за залежністю

$$\delta_{\epsilon} \geq \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{12} \right) l_{\epsilon} \quad (4.2)$$

де l_{ϵ} – довжина водобою; може бути прийнята $l_{\epsilon} = 5(h_2 - h_1)$;

h_2, h_1 – спряжені глибини гідравлічного стрибка.

Остаточно товщина водобійних плит обґрунтовується статичним розрахунком.

Плити водобою відокремлюються деформаційними швами від тіла греблі по всій ширині водобою. В напрямку течії плити, як правило, виконуються суцільними, але при значній довжині водобою можуть розрізатися на дві частини. Зазвичай вони також розрізаються поздовжніми швами по продовженню осей биків. При відстані між швами більше 15...20 м влаштовуються додаткові поздовжні шви водобою по осях прогонів греблі. Всі вказані шви повинні бути водопроникними, тому вони не ущільнюються.

Під водобійною плитою влаштовується дренаж, захищений зворотним фільтром (одно- або двошаровим). Відведення води з дренажу здійснюється:

- через фільтраційні (розвантажувальні) отвори в водобійній плиті, які також знижують небажаний дефіцит тиску під нею;
- в горизонтальному напрямку - в область водопроникної рисберми.

Влаштування розвантажувальних колодязів є небажаним лише у випадку дрібнопіщаних основ. В цьому випадку є небезпека винесення через них часток основи в результаті ежекційного впливу поверхневого потоку.

Товщина дренажного шару під плитами водобобою може бути змінною і призначатися в межах: на початковій ділянці 0,7...0,9 м, кінцевій – 0,4...0,6 м. Розвантажувальні отвори роблять розміром від 0,25×0,25 м до 1,0×1,0 м та заповнюють кам'яним матеріалом; зверху перекривають металевими решітками. Ці отвори розташовуються в шаховому порядку через 5...10 м в ряду один від одного. Ряди отворів розташовують не менше, ніж через 5,0 м. При цьому площа розвантажувальних отворів повинна складати не менше 1,5 % від площі всього кріплення. Схему раціонального розташування дренажних отворів при наявності на водобобі суцільної водобійної стінки показано на рис. 4.12.

Рисберма призначена для заспокоєння потоку та розсіяння його енергії. Безпосередньо за водобобом розташовується більш потужна жорстка частина рисберми, яка найчастіше виконується з бетонних та армобетонних плит (рис. 4.7). На початковій ділянці рисберми товщину плит приймають до 1,0...2,5 м, на кінцевій – 0,5...0,8 м.

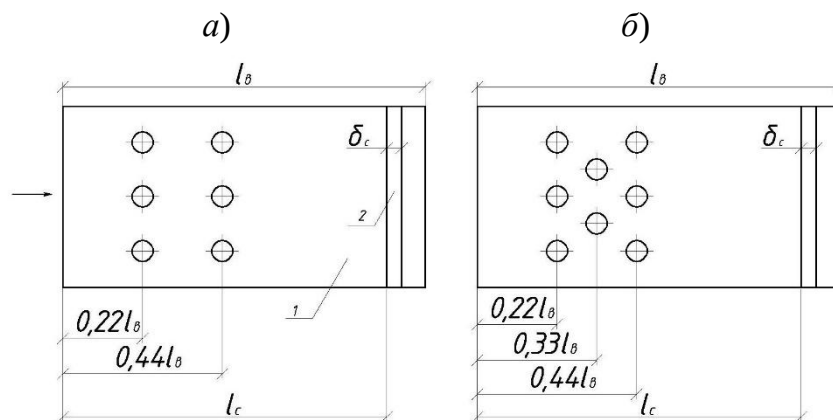


Рисунок 4.7 – Схема раціонального розташування дренажних отворів при наявності на водобобі суцільної водобійної стінки: а) при двохраньдному розміщенні колодязів;

б) при трьохрядному розміщенні колодязів

1 – плита водобобою; 2 – суцільна водобійна стінка

Зміну товщини плит по довжині рисберми здійснюють уступами. Плити можуть бути квадратними або прямокутними в плані довжиною від 2 до 20 м. При заданих планових розмірах плити її товщину d_n можна визначати із умов:

$$\text{для неармованих плит} \quad d_n \geq \left(\frac{1}{6} \dots \frac{1}{7}\right) l_n \quad (4.3)$$

$$\text{для армованих плит} \quad d_n \geq \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{10}\right) l_n \quad (4.4)$$

де l_n – довжина плити в напрямку течії.

Поздовжні шви між плитами рекомендується влаштовувати “в перев'язку”. Якщо плити прямокутні, їх необхідно вкладати довгою стороною вздовж течії. Під плитами вкладається двох- або трьохшаровий зворотний фільтр товщиною 0,4...0,6 м. На поверхню зворотного фільтра при бетонуванні на місці вкладають шар жорсткої бетонної суміші у якості підготовки товщиною 0,10...0,15 м.

В плитах рисберми, як і водобою, влаштовують розвантажувальні отвори у відповідності до вищенаведених рекомендацій для водобійних плит.

Частина русла за рисбермою може розмиватися, тому конструкція кінцевої ділянки рисберми повинна мати здатність деформуватися у відповідності до деформацій русла та бути проникною для фільтраційного потоку через основу. Гнучку рисберму виконують у вигляді окремих шарнірно зв'язаних бетонних або залізо-бетонних плит, кам'яного накиду тощо.

При великих питомих витратах води та ґрунтах, які легко розмиваються, в кінці гнучкої рисберми влаштовується запобіжний ківш. Розміри ковшового кінцевого кріплення рисберми встановлюються гідравлічним розрахунком.

В межах водобою і рисберми виконують кріплення берегів.

Вздовж водобою берег зазвичай укріплюється вертикальною підпірною стінкою низового відкритку берегового стояну, вздовж рисберми – вертикальним або укісним кріпленням з того ж матеріалу, що і рисберма.

4.6. Бики

Водозливний фронт греблі поділяється на окремі отвори биками, які призначені для закріплення опорних частин затворів, а також служать опорами прогінних службових і транзитних мостових конструкцій. Крім того, на биках можуть розміщуватись стаціонарні підйомні механізми або підкранові балки пересувних підйомних механізмів.

Бики можуть влаштовуватись нерозрізними і розрізними в залежності від схеми розрізки водозливної греблі конструктивними швами.

При проектуванні водозливних гребель, як правило, приймається напівциркульна або криволінійно-загострена форма оголовків биків (рис. 4.8). При можливості льодоходу оголовки бика необхідно приймати загостреної форми.

Товщина бика d_{ϕ} приймається в залежності від ширини водозливного отвору b_{np} (визначається гідравлічним розрахунком) у відповідності до рекомендацій [2]

при $b_{np} = 10\text{м}$	$d_{\phi} = (0,20...0,25)b_{np}$
при $b_{np} = 20\text{м}$	$d_{\phi} = (0,12...0,16)b_{np}$
при $b_{np} = 30\text{м}$	$d_{\phi} = (0,10...0,13)b_{np}$

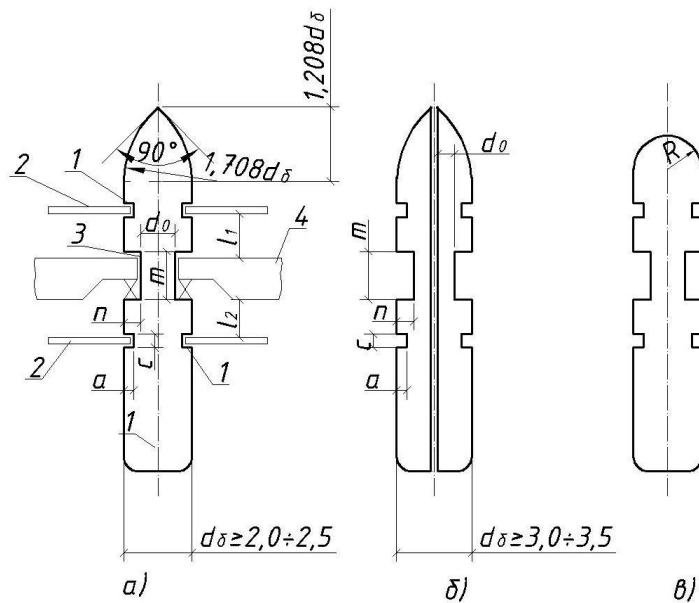


Рисунок 4.8 – Схеми биків в плані: а) нерозрізний бик з оголовком криволінійно-загостреної форми; б) те ж, розрізний; в) нерозрізний бик з напівциркульним оголовком.

1 – паз аварійного, ремонтного затворів; 2 – аварійний, ремонтний затвор;
3 – паз робочого затвора; 4 – робочий затвор. Розміри вказані в метрах

Товщина здвоєних (розрізних) биків збільшується приблизно на 30-40%. В биках влаштовуються пази (ніші) для плоского робочого затвора і ремонтних загороджень. При ескізному проектуванні розміри пазів можуть бути прийняті наступними:

- ширина паза робочого затвора $m = \left(\frac{1}{7} \dots \frac{1}{10}\right) b_{np} \approx 1,0 \dots 4,0 \text{ м};$
- глибина паза робочого затвора $n = \frac{m}{2} \approx 0,7 \dots 2,0 \text{ м};$
- ширина і глибина аварійно-ремонтних затворів $a \approx c \approx 0,5 \text{ м}.$
- товщина пазового перешийка $d_0 \geq 1,0 \dots 1,5 \text{ м};$
- повна товщина бика $d_\delta = d_0 + 2n \approx 2,0 \dots 6,0 \text{ м}.$

Відстані між затворами l_1 і l_2 повинні забезпечувати зручні умови для проведення робіт по ремонту робочого затвору.

$$l_1 \approx l_2 \geq 1,0 \dots 1,5 \text{ м}.$$

Сегментні затвори не потребують влаштування пазів. Товщина биків може бути зменшена до 1,5...2,0м.

Відмітка верха биків зі сторони верхнього б'єфу призначається не менше відмітки гребня глухої греблі з урахуванням типів затворів, розташування підйомних і транспортних механізмів, умов маневрування, наявності мостового переходу і його габаритів.

5. Практична робота №5.

Фільтраційний розрахунок підземного контуру греблі

5.1. Встановлення розрахункової схеми і розрахунок положення водоупору

Основною задачею розрахунку підземного контуру є перевірка його розмірів за умовами загальної фільтраційної міцності, визначення фільтраційного і зважуючого тисків, перевірка місцевої фільтраційної міцності ґрунту основи в місцях виходу фільтраційного потоку.

При визначенні сил фільтраційного протитиску, розглядається основний розрахунковий випадок пропуску максимальної розрахункової витрати води при нормальному підпертому рівні у верхньому б'єфі. При цьому розглядається один погонний метр водозливної греблі. При перевірці фільтраційної міцності основи в якості розрахункового випадку приймаємо експлуатаційний випадок, що відповідає нормальним умовам експлуатації, коли у верхньому б'єфі підтримується нормальний підпертий рівень, а у нижньому б'єфі – межень.

Фільтраційний розрахунок виконуватимемо за методом коефіцієнтів опору Чугаєва Р.Р. Його слід починати з розробки розрахункової схеми підземного контуру, яку виконуємо шляхом вилучення із існуючого підземного контуру різних деталей, що не значно впливають на результати розрахунку. Тобто бетонні зуби замінюємо водонепроникними шпунтами тієї ж довжини, мілкі зуби можна взагалі не враховувати. Розрахункова схема підземного контуру зображена на рис. 5.1.

Визначаємо заглиблення низового шпунта

$$d_2 = \delta_{вод.} + t_{др.} + S_{вих.} \quad (5.1)$$

де $\delta_{вод.}$ – товщина плити водобою (рис. 5.1); $t_{др.}$ – товщина дренажу під водобоем; $S_{вих.}$ – заглиблення низового шпунта відносно основи водобійної плити.

Товщину водобою визначаємо за формулою

$$\delta_{вод.} \geq \left(\frac{1}{10} \cdots \frac{1}{12} \right) \cdot l_{вод.} \quad (5.2)$$

Довжина водобою наближено обчислюється за формулою

$$l_{вод.} = 5 \cdot (h_2 - h_1) \quad (5.3)$$

де h_1, h_2 – спряжені глибини гідравлічного стрибка (п. 2).

Приймаємо товщину плити водобою $\delta_{вод} = 2,20\text{м}$.

Заглиблення низового шпунта відносно водобійної плити за умов зменшення вихідних швидкостей фільтраційного потоку приймаємо за формулами

$$S_{вих.} = (0,05 \dots 0,10) \cdot T \quad (5.4)$$

але не більше

$$S_{вих.} \leq (0,05 \dots 0,10) \cdot l_0 \quad (5.5)$$

де T – заглиблення розрахункового водоупору під дно верхнього б'єфу;

l_0 – горизонтальна проекція підземного контуру.

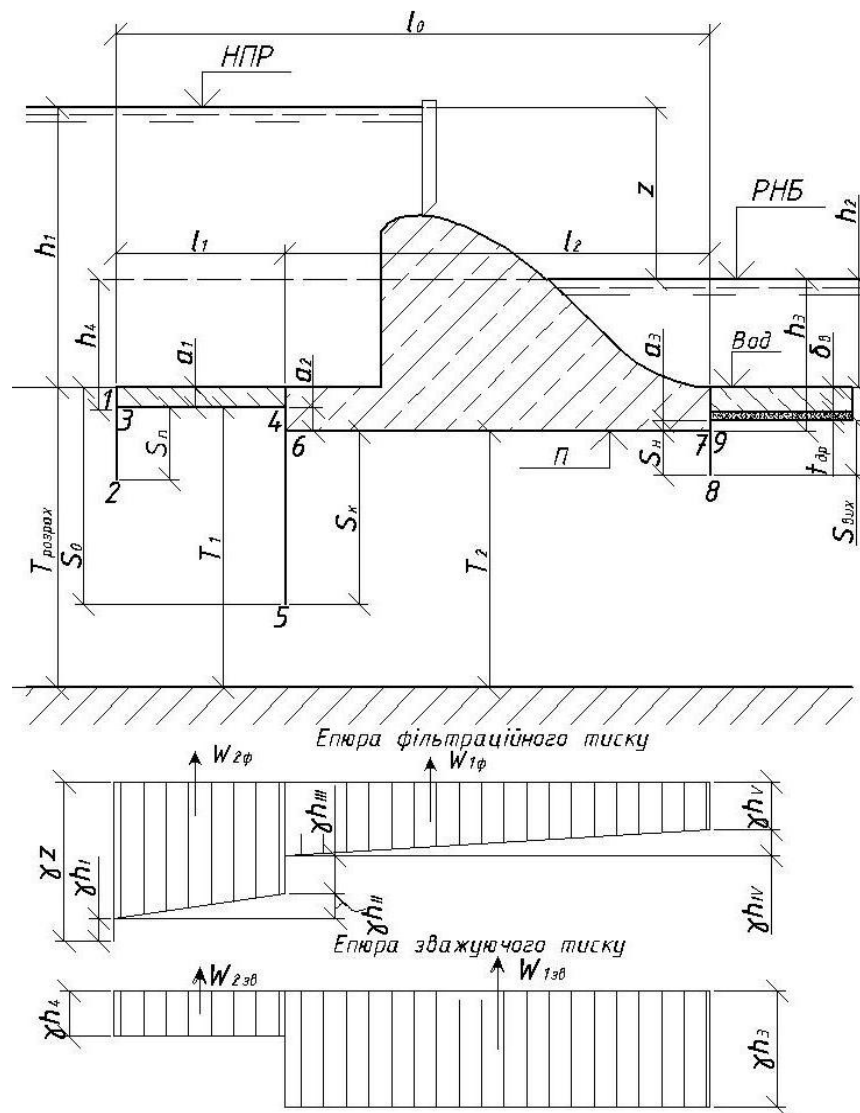


Рисунок 5.1 – Схема до фільтраційного розрахунку

Визначення положення розрахункового водоупору

Розрахункова глибина залягання водоупору характеризується поняттям активної зони фільтрації, яка позначається при визначенні фільтраційного протитиску та контролюючого градієнту $T = T'_{ак}$, при визначенні вихідного градієнту – через $T = T''_{ак}$.

Значення $T'_{ак}$ і $T''_{ак}$ призначаються залежно від типу схеми підземного контуру за формулами з табл. 5.1. Тип схеми визначається за співвідношенням l_0/S_0 , де l_0 , S_0 – відповідно, горизонтальна та вертикальна проєції підземного контуру.

Величина вертикальної проєції підземного контуру рівна

$$S_0 = a_1 + a_2 + S_1 \quad (5.6)$$

Відмітка підосви греблі з урахуванням затоплення гідравлічного стрибка і впливу фільтраційного потоку

$$\downarrow \Pi = \downarrow Bод - d_e + S_n \quad (5.7)$$

де S_n – довжина низового шпунта.

Таблиця 5.1 – Визначення розрахункових значень $T'_{ак}$ та $T''_{ак}$

Схема підземного контуру	l_0/S_0	$T'_{ак}$	$T''_{ак}$
Розпластана	$>5,0$	$0,5l_0$	$2T''_{ак}$
Проміжна	$3,4...5,0$	$2,5S_0$	
Заглиблена	$1,0...3,4$	$0,8S_0 + 0,5l_0$	
Дуже заглиблена	$0...1,0$	$S_0 + 0,3l_0$	

Остаточне розрахункове значення глибини залягання водоупору $T_{розрах}$ приймається в залежності від дійсного залягання водоупору T_δ :

$$\text{при } T_\delta < T'_{ак}, T''_{ак} \quad T'_{розрах}, T''_{розрах} = T_\delta;$$

$$\text{- при } T_\delta > T'_{ак}, T''_{ак} \quad T'_{розрах} = T'_{ак} T'^{'}_{розрах}{}^{'}_{ак}.$$

При визначенні фільтраційної витрати завжди приймають $T'''_{розрах} = T_\delta$.

5.2. Визначення числових значень коефіцієнтів опору

Заданий підземний контур розбивають на окремі елементи трьох типів:

1. вхідний або вихідний у вигляді уступів із шпунтом або без шпунта;
2. внутрішній уступ або шпунт;
3. горизонтальний.

У випадку ламінарної фільтрації втрати напору для кожного із виділених елементів контуру

$$h_i = \zeta'_i \frac{z}{\sum \zeta'_i} \quad (5.8)$$

де ζ'_i – коефіцієнт опору для i -го елемента контуру при $T'_{розрах}$;

z – різниця напорів в б'єфах; при відсутності води в нижньому б'єфі $z=H$.

Схеми елементів контуру та формули для визначення коефіцієнтів опору наведено в табл. 5.2.

Позначення в табл. 5.2:

T_1, T_2 – глибина залягання розрахункового водоупору до і після шпунта чи уступу, що розглядаються, завжди приймається $T_1 \geq T_2$;

S – довжина шпунта; S_1, S_2 – розміри шпунтів, розташованих зліва і справа від горизонтального елемента; якщо шпунт суміщається із зубом чи уступом, вони також включаються в довжину шпунта; a – глибина уступу, $a = T_1 - T_2$.

Припускаючи, що зміна втрат напору по довжині кожного елемента підземного контуру відбувається за лінійним законом, будують епюру фільтраційного напору на флютбет (рис. 5.1).

Таблиця 5.2 – Значення коефіцієнтів опору

фрагмент	Схема елемента	Розрахункова формула	Умови застосування
Вхідний і вихідний елементи		$\zeta_{ax} = \zeta_{vix} = \zeta_{yct} + 0,44$ $\zeta_{yct} = \frac{a}{T_1}$	$S = 0$
		$\zeta_{ax} = \zeta_{vix} = \zeta_{yct} + 0,44$	$S \neq 0$
Внутрішній уступ та шпунт		а) $\zeta_{yct} = \frac{a}{T_1} + 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,5 \cdot S / T_2}{1 - 0,75 \cdot S / T_2}$	$0,5 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1,0; 0 \leq \frac{S}{T_2} \leq 0,8$
		б) $\zeta_{yct} = \frac{a}{T_1} + 12 \cdot \left(\frac{S}{T_2} - 0,8 \right) + 2,2$	$0,5 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1,0; 0,8 \leq \frac{S}{T_2} \leq 0,96$
Горизонт. елемент		а) $\zeta_{gor} = \frac{l - 0,5(S_1 + S_2)}{T}$	$l \geq 0,5(S_1 + S_2)$
		б) $\zeta_{gor} = 0$	$l < 0,5(S_1 + S_2)$

5.3. Фільтраційні розрахунки за методом коефіцієнтів опору

Прийняті розміри підземного контуру споруди необхідно перевірити за умовами загальної і місцевої фільтраційної міцності ґрунту основи.

Загальна фільтраційна міцність основи забезпечена, якщо

$$I_k \leq \frac{1}{\gamma_n} I_{cr}^{cp} \quad (5.9)$$

де I_k – контролюючий градієнт напору фільтраційного потоку;

γ_n – коефіцієнт надійності.

Для періоду експлуатації при основному розрахунковому сполученні навантажень для категорії відповідальності конструкції та її елементів значення γ_n становить: для споруд класу СС3 – 1,25; СС2-1 – 1,20; класу СС2-2 – 1,15; класу СС1 – 1,1.

У випадку звичайної схеми підземного контуру (при $l_0 \geq S_0$)

$$I_k = \frac{z}{T'_{розрах} \sum \zeta'_i} \quad (5.10)$$

$\sum \zeta'_i$ – сумарний коефіцієнт опору при $T'_{розрах}$.

При розпластаній схемі підземного контуру

$$I_k \cong I_{з.к.} \quad (5.11)$$

де $I_{з.к.}$ – уклон лінії епюри фільтраційного тиску на горизонтальній ділянці підземного контуру;

I_{cr}^{cp} – осереднений розрахунковий критичний градієнт напору; для глин – 1,2; суглинків – 0,65; пісків крупних – 0,45; пісків середніх – 0,38; пісків дрібних – 0,29.

Достатність товщини ґрунтового понуру може бути перевірена за залежністю

$$t_n \geq \frac{\Delta H_{na} \gamma_n}{I_{cr}^{cp}} \quad (5.12)$$

де ΔH_{na} – втрата напору від початку підземного контуру;

I_{cr}^{cp} – критичний градієнт напору (для понуру з глини складає 4...8).

Товщина водобоя в розрахунковому перерізі

$$t_e = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n}{\gamma_c} \frac{h_x}{\frac{\rho_{nl}}{\rho_0} - 1} \quad (5.13)$$

де $\gamma_{lc}, \gamma_n, \gamma_c$ – коефіцієнти відповідно поєднання навантажень, надійності та умов роботи;

h_x – значення напору в розрахунковому перерізі;

ρ_{nl} – щільність матеріалу водобоя.

Місцева фільтраційна міцність ґрунту основи забезпечується, якщо виконується умова

$$I_{вих} \leq I_{кр}^m \quad (5.14)$$

де $I_{вих}$ – максимальний градієнт напору фільтраційного потоку (на виході в нижній б'єф або дренаж);

$I_{кр}^m$ – допустиме значення градієнту напору; для несупузійних ґрунтів – не більше 0,3; при наявності дренажу – не більше 0,6.

При перевірці місцевої фільтраційної міцності основи на виході в нижній б'єф або дренаж максимальний градієнт напору фільтраційного потоку визначається за формулою

$$I_{вих} = \frac{z}{T_{розрах}'' \cdot \alpha \sum \zeta_i''} \quad (5.15)$$

де $\sum \zeta_i''$ – сума коефіцієнтів опору при $T_{розрах}'$;

$$\alpha = \sqrt{\sin \left[\frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{S}{T_1} - \frac{T_2}{T_1} + 1 \right) \right]} \quad (5.16)$$

S, T_1, T_2 відносяться до вихідного елементу підземного контуру.

Формула (5.15) рекомендується для $0,7 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1,4$.

Якщо дійсний водоупор розташований на значній глибині ($T_d = \infty$), то вихідний градієнт $I_{вих}$ розраховують із врахуванням коефіцієнту запасу 1,1.

Якщо в результаті розрахунків умови загальної і місцевої фільтраційної міцності не задовольняються, розміри і конструкція підземного контуру повинні бути відкориговані.

6. Практична робота №6.

Визначення навантажень, що діють на греблю

Гідротехнічні споруди, їх конструкції і основи необхідно розраховувати за методом граничних станів. Розрахунки загальної міцності і стійкості, а також місцевої міцності окремих елементів виконують за першою групою граничних станів (повна непридатність споруд, їх конструкцій та основ до експлуатації).

Статичний розрахунок гравітаційних гребель виконують для двох комбінацій навантажень: основного і особливого [2, 3]. При цьому навантаження і впливи приймаються у найбільш несприятливих, але можливих, поєднаннях. Крім експлуатаційних розрахункових випадків, міцність і стійкість греблі оцінюють також для будівельного та ремонтного випадків.

Для експлуатаційного періоду при основній комбінації розглядається випадок з максимальним напором на греблю: рівень води у верхньому б'єфі - $\downarrow H_{ПР}$, в нижньому б'єфі - $\downarrow P_{НБ_{min}}$.

Для основного випадку розглядаються постійні, тимчасові довготривалі та короткотривалі навантаження:

- власна вага споруди і постійного технологічного обладнання;
- гідростатичний тиск води зі сторони верхнього і нижнього б'єфів;
- зважуючий і фільтраційний тиск води на підшву греблі при нормальній роботі дренажних і протифільтраційних пристроїв;
- тиск наносів;
- тиск вітрових хвиль, які відповідають середньо багаторічній швидкості вітру;
- навантаження від підйомних і транспортних засобів;
- горизонтальний гідростатичний тиск на ділянці примикання понуру;
- сили активного і пасивного тиску ґрунту.

Особливі поєднання включають постійні, тимчасові довготривалі і короткотривалі навантаження та одне особливе навантаження, наприклад, сейсмічне або фільтраційний тиск на підшву при порушенні нормальної роботи протифільтраційних і дренажних пристроїв. Розрахунки виконують методами опору матеріалів для умов плоскої задачі, тобто розглядається окрема секція або 1 погонний метр довжини споруди.

Розрахункова схема для визначення діючих навантажень представлена на рис. 6.1.

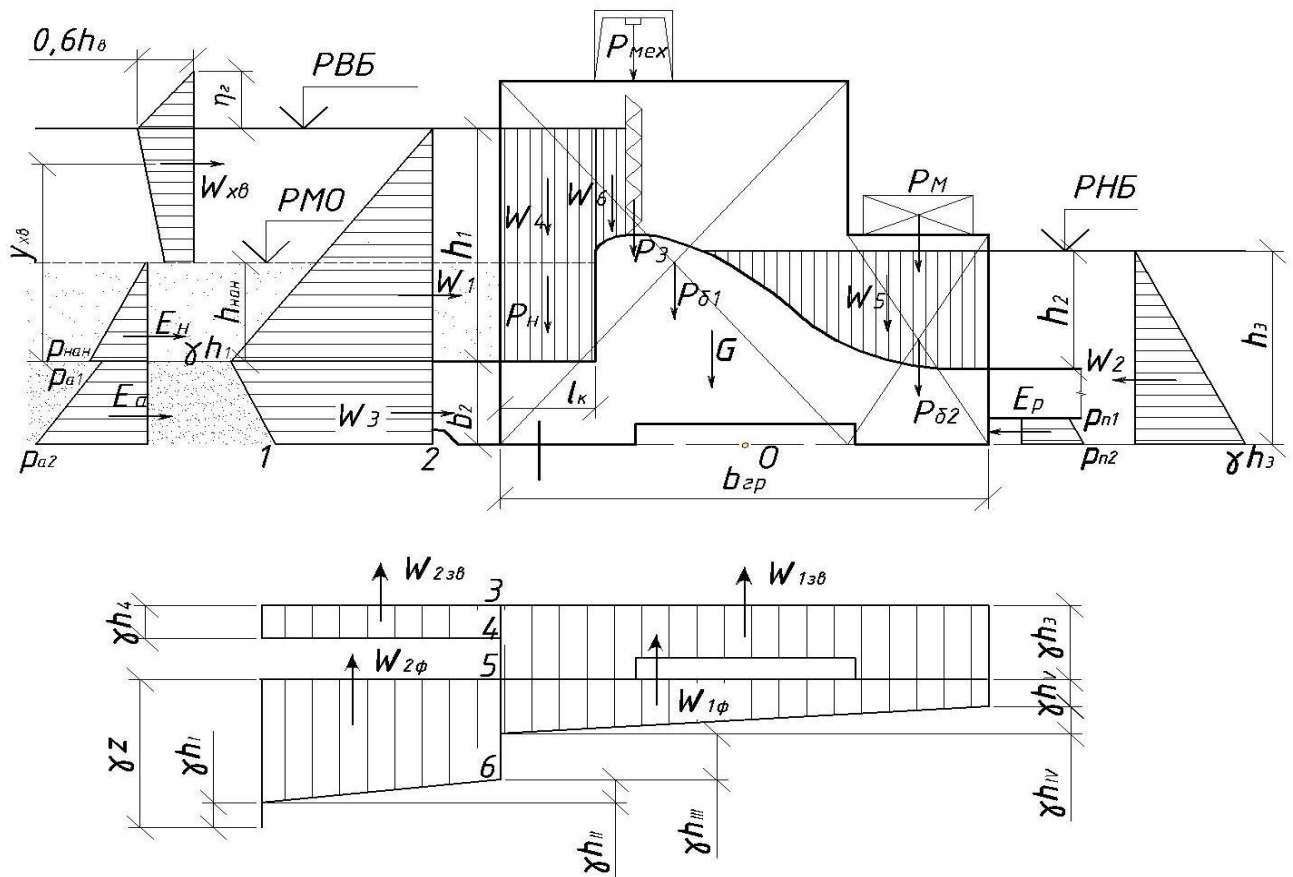


Рисунок 6.1 – Схема силових дій на греблю з ґрунтовим понуром

Всі сили, що діють на греблю, розкладаються на горизонтальні і вертикальні складові.

6.1. Власна вага греблі

Власна вага споруди визначається на основі відомих розмірів споруди і питомої ваги матеріалу за формулою

$$G = \gamma_1 \cdot V \quad (6.1)$$

де γ_1 – питома вага матеріалу (для бетону $\gamma_1=23,5\text{кН/м}^3$, для залізобетону $\gamma_1=24,5\text{кН/м}^3$);

$V = S \cdot z_c$ – об'єм елементу споруди, м^3 ;

z_c – довжина секції греблі; при розгляді 1п.м споруди $z_c=1,0\text{ м}$;

S – площа поперечного перерізу елементу споруди, м^2 .

Навантаження від власної ваги визначається за найпростішими геометричними фігурами, на які розбивається профіль споруди, і прикладається в їх центрі ваги.

При визначенні ваги мостів P_m можуть бути прийняті наступні орієнтовні розміри основних конструктивних елементів мосту (рис. 6.2):

- висота головних балок $h_{\bar{o}} = 1/12 \cdot b_{np}$;

- ширина головних балок $b_{\delta} = 1/2 \cdot h_{\delta}$;
- відстань між головними балками 2...3 м;
- приведена товщина плити 0,25...0,40 м.

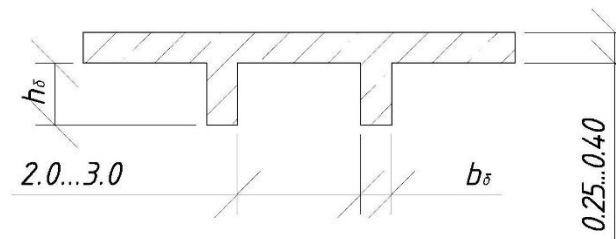


Рисунок 6.2 – Схема до призначення розмірів елементів мосту.
Розміри вказано в метрах

6.2. Вага затворів

Вага затворів орієнтовно може бути визначена за емпіричною формулою

$$P_z = g(H_{\delta} b_{np}^2 a^{-1})^b \quad (6.2)$$

де H_{δ} – напір на гребені водозливу при НПР;

a, b – коефіцієнти, що визначаються за табл. 6.1 в залежності від типу і конструкції затвору.

Вага плоского затвору і підйомного механізму прикладаються по лінії водозливного порогу, сегментного затвору – на відстані $0,8r$ від осі обертання затвору, де r – радіус напірної поверхні затвору.

Таблиця 6.1 – Значення коефіцієнтів a, b

Тип затвору	a	b
Плоский поверхневий з опорами:		
колісними	20	0,71
ковзаючими	27	0,70
Сегментний поверхневий з "ногами":		
прямими	25	0,69
похилими	15	0,70

6.3. Гідростатичний тиск води

Горизонтальні складові сил гідростатичного тиску з боку верхнього та нижнього б'єфів W_1 та W_3 визначаються як добуток площі епюри на довжину секції z_c . Епюра гідростатичного тиску має форму трикутника. Ордината епюри в будь-якій точці на глибині y дорівнює

$$p = \rho_0 g \cdot y \quad (6.3)$$

де ρ_0 – густина води.

Вертикальні складові сили гідростатичного тиску W_2, W_4 дорівнюють вазі

води в об'ємі тіла тиску V_i , що обмежується гранями греблі, вертикальною площиною, проведеною через крайню її твірну, і площинами биків (стоянів)

$$W_i = \rho_0 \cdot g \cdot V_i \quad (6.4)$$

Точки прикладання сил гідростатичного тиску відповідають центрам ваги відповідних епюр.

Зважуючий тиск води. Значення зважуючого тиску визначається як добуток площі епюри на довжину секції z_c .

Ординати епюри зважуючого тиску визначаються за залежністю

$$p_{зв} = \rho_0 g \cdot y \cdot \alpha_2 \quad (6.5)$$

де y – глибини занурення точки підосви споруди, в якій визначається ордината, під розрахунковий рівень води нижнього б'єфу;

α_2 – коефіцієнт ефективної площі протитиску, значення якого для скельних ґрунтів при попередніх розрахунках допускається приймати $\alpha_2=0,5$, для нескельних ґрунтів $\alpha_2=1,0$.

Фільтраційний тиск води на підосву споруди визначається як об'єм епюри фільтраційного тиску, яку отримують в ході фільтраційного розрахунку (п.5.3).

Гідростатичний тиск на ділянці примикання понуру. Епюра горизонтальної складової сили гідростатичного тиску W_3 з боку верхнього б'єфу на ділянці примикання понуру має форму трапеції.

У випадку *глиняного понуру*

нижня ордината епюри (1-2) (рис. 6.1), що відповідає низовому ребру напірної грані греблі, дорівнює сумі ординат епюр сил зважуючого і фільтраційного тисків в цій точці (3-5 та 5-6);

у випадку *анкерного понуру* (рис. 6.3)

- ордината епюри горизонтальної сили гідростатичного тиску (7-8) дорівнює сумі ординат епюр сил зважуючого і фільтраційного тисків в точці верхової грані греблі безпосередньо під понуром (3-4 та 5-6);
- ордината (9-10) дорівнює сумі ординат тих самих епюр в точці низового ребра верхової грані греблі (3-5 та 5-6).

В проміжних перерізах ординати приймають з припущення лінійного закону розподілу сили.

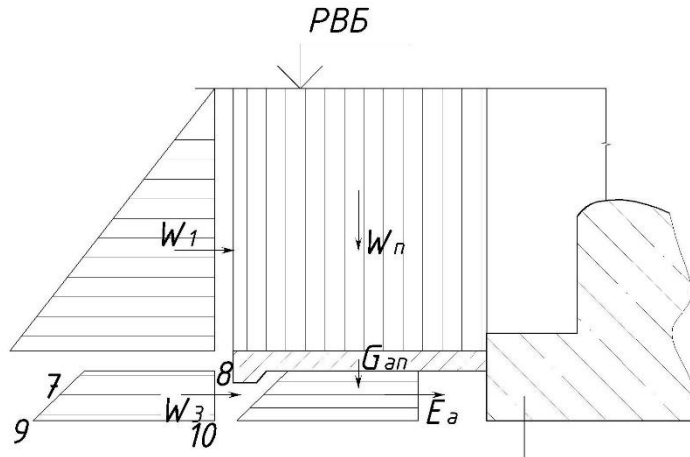


Рисунок 6.3 – Фрагмент греблі із анкерним понуром

6.4. Сили тиску ґрунту

Сила активного тиску $E_{a,hw}$ ґрунту товщиною h_{cp}^{BB} на верхову грань греблі

- у випадку глиняного понуру це - сила тиску ґрунту захисного шару і самого понуру;
- у випадку анкерного понуру це – сила тиску ґрунту під понуром.

Епюри цих сил мають вигляд трапецій. Верхня ордината епюри

$$p_{a1} = \gamma_{н.зв} \cdot h_{нан} \cdot tg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_{cp}}{2} \right) \quad (6.6)$$

нижня ордината епюри

$$p_{a2} = (\gamma_{гр.зв} \cdot h_{cp}^{BB} + \gamma_{н.зв} \cdot h_{нан}) \cdot tg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_{cp}}{2} \right) \quad (6.7)$$

де $h_{нан}$ – товщина шару наносів;

ρ_n^{nac} – щільність наносів в насиченому водою стані.

ϕ_{cp} – кут внутрішнього тертя ґрунту в насиченому водою стані;

$\gamma_{н.зв} = (\rho_n^{nac} - \rho_0) \cdot g$ – питома вага наносів у зваженому стані;

$\gamma_{гр}^{nac} = (\rho_{гр}^{nac} - \rho_0) \cdot g$ – питома вага ґрунту у зваженому стані;

$\rho_{гр}^{nac}$ – щільність ґрунту в насиченому водою стані.

Значення активної сили тиску ґрунту, що діє на секцію греблі, дорівнює площі епюри, помноженій на довжину секції

$$E_{a,hw} = \frac{p_{a1} + p_{a2}}{2} \cdot h_{cp}^{BB} \cdot z_c \quad (6.8)$$

Верхня ордината сили пасивного тиску $E_{p,tw}$ ґрунту товщиною h_{cp}^{HB} на низову грань греблі обчислюється за формулою

$$p_{n1} = \gamma_{б.зв} \cdot \delta_b \cdot tg^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_{cp}}{2} \right) \quad (6.9)$$

де $\gamma_{б.зв} = 13,7 \text{ кН/м}^3$ – питома вага бетону водобоя у зваженому стані.

Нижня ордината епюри пасивного тиску ґрунту

$$p_{n2} = p_{n1} + \gamma_{cp.3\phi} \cdot h_{cp}^{BB} \cdot tg^2(45^\circ + \frac{\phi_{cp}}{2}) \quad (6.10)$$

Значення пасивної сили тиску ґрунту $E_{p,tw}$, що діє на секцію греблі, знаходиться за формулою, аналогічною (6.8).

6.5. Тиск вітрових хвиль

В глибоководній зоні горизонтальне навантаження на вертикальну грань споруди $W_{x\phi}$ приймають по епюрі хвильового тиску, яка при максимальному значенні горизонтального хвильового навантаження має форму трапеції (рис. 6.1) з ординатою $p_{x\phi}$

$$p_{x\phi} = \frac{1}{2} \rho_0 \cdot g \cdot K \cdot h_{1\%}^{cp^2} (1 - 2 \cos^2 \omega \tau) \quad (6.11)$$

де

$$\cos \omega \tau = \frac{\bar{\lambda}_{cp}}{\pi \cdot h_{1\%}^{cp} \cdot \left(8 \cdot \pi \cdot \frac{H_1}{\bar{\lambda}_{cp}} - 3 \right)} \quad (6.12)$$

K – хвильове число, $K = 2\pi/\bar{\lambda}_{cp}$; ω – кругова частота хвилі; τ – розрахунковий момент часу; $h_{1\%}^{cp}$ – висота хвилі 1%-ї забезпеченості; $\bar{\lambda}_{cp}$ – розрахункова довжина хвилі; H_1 – глибина води перед спорудою, $H_1 = \downarrow НПП - \downarrow дна$, м.

Значення максимального горизонтального хвильового навантаження $W_{x\phi}$, в будь-якому горизонтальному перерізі, заглибленому під рівень верхнього б'єфу на глибину h , (для спрощення епюра прийнята прямокутною) визначається за формулою

$$W_{x\phi} = p_{x\phi} \left(h + \frac{\eta_{1\%}^{cp}}{2} \right) \cdot z_c \quad (6.13)$$

де $\eta_{1\%}^{cp}$ – підвищення вільної поверхні хвилі над розрахунковим рівнем води біля вертикальної стінки

$$\eta_{1\%}^{cp} = h_{1\%}^{cp} \cdot \cos \omega \tau + \frac{K \cdot h_{1\%}^{cp^2}}{2} \cos^2 \omega \tau \quad (6.14)$$

Точка прикладання сили тиску вітрових хвиль розміщена на відстані $y_{x\phi}$ від дна

$$y_{x\phi} = \frac{1}{2} \left(h + \frac{\eta_{1\%}^{cp}}{2} \right) \quad (6.15)$$

У випадку похилої верхової грані сила тиску хвиль прикладається перпендикулярно до грані. Вертикальна $p_{z\alpha}$ і горизонтальна $p_{x\alpha}$ складові хвильового тиску в будь-якій точці напірної грані, нахиленої до горизонту під кутом α і зануреної на глибину z під рівень верхнього б'єфу

$$\begin{aligned} p_{x\alpha} &= p_{x8} \sin \alpha, \\ p_{z\alpha} &= p_{x8} \cos \alpha. \end{aligned} \quad (6.16)$$

6.6. Тиск наносів

Епюра тиску наносів зі сторони верхнього б'єфу має вигляд трикутника висотою, яка рівна висоті шару наносів $h_{нан}$, і ординатою в основі $p_{нан}$ (рис. 6.1), значення якої обчислюється за формулою

$$p_{нан} = (\rho_n^{nac} - \rho_0) \cdot g \cdot h_{нан} \cdot tg^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_n}{2} \right) \quad (6.17)$$

де ϕ_n – кут внутрішнього тертя наносів;

ρ_n^{nac} – щільність ґрунту наносів, насичених водою.

Висота шару наносів може бути прийнята до відмітки РМО.

Горизонтальна складова сили тиску наносів E_n

$$E_n = 0,5 p_{нан} \cdot h_{нан} \quad (6.18)$$

Вертикальна складова сили тиску наносів P_n виникає у випадку похилої верхньої грані і дорівнює вазі наносів в об'ємі тіла тиску V_n

$$P_n = (\rho_n^{nac} - \rho_0) \cdot g \cdot V_n \quad (6.19)$$

Точки прикладання сил тиску наносів відповідають центрам ваги відповідних епюр.

7. Практична робота №7.

Розрахунок греблі на міцність і стійкість

7.1. Визначення контактних напружень по підшві греблі

Нормальні крайові контактні напруження, що діють по підшві греблі визначають за формулами позацентрового стиснення

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W} \quad (7.1)$$

де P – сума всіх вертикальних сил, що діють на підшву греблі;

F – площа підшви секції греблі;

M – сума моментів всіх сил, що діють на греблю відносно центру тяжіння підшви греблі (точка О);

W – момент опору площини підшви греблі, який визначимо за формулою

$$W = \frac{L_c \cdot B^2}{6} \quad (7.2)$$

Розподіл навантажень, які діють на фундаментну плиту зверху, вважається прийнятним, якщо коефіцієнт нерівномірності навантажень на основу $k_{н.р.}$ знаходиться в допустимих межах

$$k_{н.р.} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} < [k_{н.р.}]} \quad (7.3)$$

де $[k_{н.р.}]$ – допустиме значення коефіцієнту нерівномірності, для глинистих основ $[k_{н.р.}]=1,5\dots2,0$; для піщаних основ $[k_{н.р.}]=2,0\dots3,0$.

7.2. Розрахунок стійкості греблі

Розрахунок стійкості виконується для секції греблі за методом граничних станів [6]. Критерієм забезпечення стійкості споруди є умова

$$\gamma_{lc} F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R \quad (7.4)$$

де F , R – відповідно, розрахункові значення узагальненої зсуваючої сили і узагальненої сили граничного опору;

γ_{lc} – коефіцієнт сполучення навантажень, який приймається для основної комбінації навантажень – 1,0; для комбінації навантажень періоду будівництва і ремонту – 0,95; для особливої комбінації навантажень – 0,9 [6];

γ_c – коефіцієнт умов роботи; для основної комбінації навантажень – 0,9; для особливої комбінації навантажень без урахування сейсмічних – 1,0; для особливої комбінації навантажень з урахуванням сейсмічних – 1,1 [2];

γ_n – коефіцієнт надійності, який приймається для споруд класу наслідків (відповідальності) СС3 – 1,25; СС2-1 – 1,20; СС2-2 – 1,15; СС1 – 1,1 [2];

При розрахунках стійкості споруд на кількох основах розглядають можливість втрати стійкості за схемами плоского, змішаного або глибинного зсувів.

Розрахунок тільки за схемою плоского зсуву проводять при виконанні умови

$$N_\sigma = \frac{\sigma_{\max}}{b_{cp} \cdot \gamma_{cp.zv.}} \leq N_0 \quad (7.5)$$

де N_σ – число моделювання;

N_0 – безрозмірний критерій; для щільних пісків $N_0=1$, для решти ґрунтів $N_0=3$.

При розрахунку стійкості споруд за схемою плоского зсуву при горизонтальній площині зсуву розрахункові значення узагальненої зсуваючої сили F і узагальненої сили граничного опору $R = R_{pl}$ в формулі (7.4)

$$F = T_{hw} + E_{a,hw} - T_{tw} \quad (7.6)$$

$$R_{pl} = N \cdot tg\phi_{cp} + \gamma_c^1 \cdot E_{p,tw} + A_g \cdot c_{cp} \quad (7.7)$$

де R_{pl} – розрахункове значення граничного зсуву;

N – сума вертикальних складових розрахункових сил (включаючи протитиск);

ϕ_{cp} – кут внутрішнього тертя ґрунту основи у водонасиченому стані;

γ_c^1 – коефіцієнт умов роботи, приймається рівним 0,7;

c_{cp} – питоме зчеплення бетону з ґрунтом основи (для зв'язних ґрунтів);

$E_{p,tw}$, $E_{a,hw}$ – відповідно, розрахункові значення горизонтальних сил пасивного та активного тиску ґрунту, які діють відповідно з боку верхової і низової граней секції греблі, за виключенням активного тиску ґрунту;

T_{hw}, T_{tw} – суми горизонтальних складових розрахункових активних сил, які діють відповідно з боку верхової і низової граней споруди, за виключенням активного тиску ґрунту;

A_g – площа горизонтальної проекції підшви споруди, в межах якої враховується зчеплення.

Стійкість греблі на зсув забезпечується, якщо виконується умова (7.4), яка також може бути записана у вигляді

$$k_s \geq [k_s] \quad (7.8)$$

де k_s – коефіцієнт стійкості,

$$k_s = \frac{R}{F} \quad (7.9)$$

$[k_s]$ – допустиме значення коефіцієнта стійкості

$$[k_s] = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{lc}}{\gamma_c} \quad (7.10)$$

Якщо значення коефіцієнта стійкості менше за допустиме, забезпечити стійкість греблі можна за допомогою наступних заходів або сумісного їх застосування:

- влаштування плоского дренажу під греблею (що дозволяє зменшити фільтраційний протитиск);
- збільшення ширини греблі по підшві (що дозволяє збільшити вагу греблі та значення сили зчеплення з ґрунтом основи);
- влаштування анкерного понуру.

У випадку, якщо умова (7.5), не виконується, має місце змішаний або глибинний зсув, при яких розрахунок стійкості греблі виконується за спеціальними методиками.

У випадку анкерного понуру величина R_{cp} визначається за формулою

$$R_{cp} = N \cdot tg \phi_{cp} + \gamma_c^1 \cdot E_{p,tw} + A_g \cdot c_{cp} + Q_a \quad (7.11)$$

де Q_a – сила зсуву, що сприймається анкерним понуром

$$Q_a = \frac{(G_{an} + W_n - W_{nm}) \cdot f + A_n \cdot c_1}{k_3} \quad (7.12)$$

W_n, W_{nm} – відповідно, сили вертикального гідростатичного тиску на понур зверху (рис. 6.3) і повного протитиску (рис. 6.2) знизу в межах площі понуру перед секцією греблі

$$W_{nm} = W_{23\phi} + W_{2\phi} \quad (7.13)$$

G_{an} – вага анкерного понура перед секцією греблі і його ґрунтового привантаження (рис. 6.3); f_{non} – коефіцієнт тертя понуру по основі (для гравійно-галькових ґрунтів – 0,5-0,6; для піщаних ґрунтів – 0,4-0,5; для супісків – 0,35-0,4; для суглинків – 0,25-0,35; для глин – 0,2-0,3); A_n – площа підшви понуру в межах секції греблі; k_3 – коефіцієнт запасу, рівний 1,1...1,25.

7.3. Визначення товщини водобійної плити

Товщина водобійної плити для плоскої задачі визначається за умовами стійкості проти спливання, зсуву і перекидання.

Умови стійкості проти спливання, у відповідності до методу граничних станів, виражається формулою (7.4), в якій

$F = N_e$ – розрахункова узагальнена сила зважування;

$R = R_e$ – розрахунковий узагальнений опір зважуванню.

У відповідності до розрахункової схеми на рис. 7.1, мінімальна товщина водобійної плити **за умовами стійкості проти спливання** наближено визначається за формулою

$$\delta'_e = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{lc} \cdot (\Delta W_\phi + \Delta W)}{\gamma_c \cdot \gamma_{б.зв} \cdot l_e} \quad (7.14)$$

де ΔW – сила дефіциту тиску

$$\Delta W = 0,5 \cdot \gamma_0 \cdot \Delta h \cdot l \quad (7.15)$$

γ_0 – питома вага води; $\Delta h, l$ – сторони трикутника епюри дефіциту тиску

$$\Delta h \approx (0,6 \dots 0,7)(h_2 - h_1) \quad (7.16)$$

h_2, h_1 – спряжені глибини гідравлічного стрибка;

$l \approx 7h_2$ – при відсутності гасителів енергії; при наявності гасителів енергії і розвантажувальних отворів ця величина дорівнює відстані від початку водобою до другого ряду розвантажувальних отворів (рис. 7.1);

ΔW_ϕ – залишкова сила фільтраційного тиску на водобійну плиту, при наявності дренажу під тілом греблі дорівнює нулю;

l_e – довжина водобою.

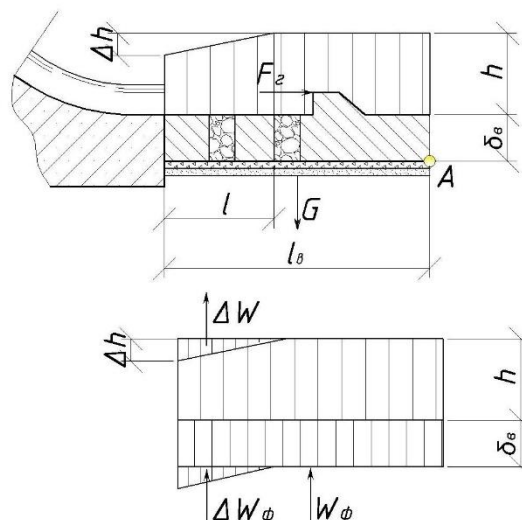


Рисунок 7.1 – Схема до визначення товщини водобійної плити

За умовами стійкості проти перекидання навколо точки A низової грані водобою його мінімальна товщина визначається наближено за формулою

$$\delta_g'' = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{lc} (\Delta M_\phi + \Delta M + M)}{0,5 \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{b.3g} \cdot l_g^2} \quad (7.17)$$

де ΔM – перекидаючий момент сили дефіциту тиску;

ΔM_ϕ – перекидаючий момент сили залишкового фільтраційного тиску;

M – перекидаючий момент гідродинамічної сили, що діє на гаситель енергії.

Моменти сил визначаються за формулами

$$\Delta M = \Delta W \cdot \left(l_g - \frac{1}{3} l \right) \quad (7.18)$$

$$\Delta M_\phi = \Delta W_\phi \cdot l_1 \quad (7.19)$$

де l_1 – плече сили ΔW_ϕ ;

$$M = F_z \cdot (0,5 \cdot c + \delta_g') \quad (7.20)$$

F_z – гідродинамічна сила, визначається за залежністю

$$F_z = \xi \cdot \gamma_0 \cdot \omega \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (7.21)$$

ξ – коефіцієнт опору, при обтіканні гасителя $\xi = 0,6 \dots 0,8$;

ω – площа проекції гасителя на нормаль до потоку на 1 погонний метр ширини водобоя;

V – середня швидкість течії перед гасителем $V = \frac{q_{вод}}{1,1 h_2}$.

За умовами стійкості *проти зсуву* мінімальна товщина водобоя визначається наближено за формулою

$$\delta_g''' = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{lc} \cdot F_z}{\gamma_c \cdot \gamma_{13g} \cdot l_g \cdot f} \quad (7.22)$$

де f – коефіцієнт тертя бетону по ґрунту основи.

Остаточно приймається більше із трьох обчислених значень товщини водобійної плити.

Рекомендована література

1. 02/03-03S Корнійчук, В.І. (2025) Силабус навчальної дисципліни «Гідротехнічні споруди енергетичних об'єктів і систем» для здобувачів вищої освіти ступеня «бакалавр», які навчаються за освітньою програмою «Гідроенергетика» спеціальності 145 «Відновлювані джерела енергії та гідроенергетика».
2. 2. Гідротехнічні споруди : навчальний посібник / М. Хлапук, Л. Шинкарук, А. Дем'янюк, О. Дмитрієва ; Нац. ун-т вод. госп-ва та природокористування. Рівне : Вид-во Нац. ун-ту вод. госп-ва та природокористування, 2013. 241с. URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/id/eprint/1758/>
3. 3. Hydraulic Structures - Sheng-Hong Chen. Heidelberg ; New York : Springer, 2015. 1048 p.
4. 4. Hydraulic Structures / C.S. James. Johannesburg : Springer Nature, 20. 382 p. URL: <https://doi.org/10.1007/978-3-030-34086-5>
5. 5. Гідротехнічні споруди : підручник для вузів / Дмитрієв А. Ф., Хлапук М. М., Шумінський В. Д. та ін.; За ред. Дмитрієва А.Ф. Рівне : РДТУ, 1999. 328 с.
6. 6. Річкові укріпні споруди : посібник / Герасимчук В.О., Климпуш М. Д., Круцик М. Д. та ін. Коломия : Вік, 2000. 142 с.
7. 7. Рябенко О. А. Гідроелектростанції в особливих природно-кліматичних умовах. Рівне : НУВГП, 2024. ISBN 978-966-327-595-6
8. 8. ДБН В.2.4-3:2010 Гідротехнічні споруди. Основні положення
9. 9. ДБН В.2.4-3:2010 Гідротехнічні, енергетичні та меліоративні системи і споруди, підземні гірничі виробки. Гідротехнічні споруди. Основні положення
10. 10. ДБН В.2.4-20:2014 Греблі з ґрунтових матеріалів. Основні положення
11. 11. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи.
12. 12. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд.
13. 13. Електроенергетика України. К. : Міненерго України, 1998. 34 с.
14. 14. Технічне обстеження та нагляд за безпечною експлуатацією будівель та інженерних споруд. Київ : Відлуння, 2007..