

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**  
**МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

**МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ**

до проведення практичних робіт і організації самостійної роботи  
з навчальної дисципліни

**«СПЕЦКУРС. ПРОЄКТУВАННЯ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЯ**  
**ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД»**

*(для здобувачів другого (магістерського)  
рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання  
зі спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво,  
водна інженерія та водні технології, освітньо-професійна програма  
«Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології»)*

**Харків**  
**ХНУМГ ім. О. М. Бекетова**  
**2025**

Методичні рекомендації до проведення практичних робіт і організації самостійної роботи з навчальної дисципліни «Спецкурс. Проектування та експлуатація гідротехнічних споруд» (для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання зі спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології, освітньо-професійна програма «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології») / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. О. Л. Пальченко. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2025. – 66 с.

Укладач канд. техн. наук, доц. О. Л. Пальченко

Рецензент

**О. І. Вайнберг,** доктор технічних наук, професор,  
ПРАТ «УКРГІДРОПРОЄКТ», м. Харків

*Рекомендовано кафедрою геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва, протокол № 1 від 20 серпня 2024 р.*

## ЗМІСТ

|                                                                                                |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Вступ .....                                                                                    | 4  |
| 1 Практичні роботи .....                                                                       | 5  |
| Практична робота 1 Компонування споруд гідровузла .....                                        | 5  |
| Практична робота 2 Розрахунок гасителів енергії .....                                          | 8  |
| Практична робота 3 Визначення розмірів горизонтального кріплення<br>дна в нижньому б'єфі ..... | 21 |
| Практична робота 4 Конструювання греблі .....                                                  | 27 |
| Практична робота 5 Пристрої нижнього б'єфу та спряжуючі споруди ...                            | 33 |
| Практична робота 6 Фільтраційний розрахунок підземного контуру<br>греблі .....                 | 42 |
| Практична робота 7 Визначення розрахункових навантажень<br>на греблю.....                      | 49 |
| Практична робота 8 Розрахунок стійкості греблі за схемою плоского<br>зсуву .....               | 55 |
| 2 Самостійна робота .....                                                                      | 60 |
| СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ .....                                                             | 65 |

## ВСТУП

З метою практичного закріплення отриманих здобувачем вищої освіти теоретичних знань з дисципліни «Спецкурс. Проектування та експлуатація гідротехнічних споруд» спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології у відповідності до робочих програм та навчальних програм передбачено розв'язання конкретних задач, пов'язаних із проектуванням гребель на нескельній основі в складі гідровузла.

Методичні рекомендації складені у відповідності із практикою проведення цих занять у Харківському національному університеті міського господарства імені О. М. Бекетова та призначені для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології.

Основним завданням методичних рекомендацій є надання допомоги студентам у виконанні практичних робіт і самостійної роботи з дисципліни «Спецкурс. Проектування та експлуатація гідротехнічних споруд».

При цьому студент повинен навчитися:

- при заданих геологічних умовах, рівнях та витратах води обирати раціональний тип водозливної греблі;
- із врахуванням місцевих топографічних та геологічних умов правильно розташовувати всі споруди в створі гідровузла;
- розробляти та застосовувати раціональні конструкції водозливної греблі; виконувати гідравлічні, фільтраційні і статичні розрахунки водозливної греблі та інших споруд гідровузла.

В розділі 1 наведено рекомендації до виконання практичних робіт. Практична робота вважається виконаною, якщо здобувач надав викладачеві робочий зошит з усіма розрахунками, схемами, графіками та кресленнями, а також відповів на низку теоретичних питань щодо відповідної тематики.

В розділі 2 наведено рекомендації до організації самостійної роботи.

# 1 ПРАКТИЧНІ РОБОТИ

## ПРАКТИЧНА РОБОТА 1 КОМПОНУВАННЯ СПОРУД ГІДРОВУЗЛА

Проектування водозливної греблі виконується за індивідуальним завданням, в якому наводяться основні вихідні дані для проектування, а саме:

- план в горизонталях району будівництва гідровузла;
- фізико-механічні характеристики ґрунту основи споруд гідровузла;
- гідрологічні характеристики (крива залежності витрат води від глибин води в ній  $Q = f(h)$  в побутових умовах, характерні витрати, товщина шару наносів у водосховищі, розрахункова товщина льоду, розрахункові висота і довжина вітрових хвиль);
- габарити будівлі ГЕС, автодорожніх та залізничних мостів.

В завданні можуть вказуватись інші додаткові вихідні дані та умови.

В пояснювальній записці має бути виконаний аналіз та інженерна оцінка вихідних даних з точки зору їх впливу на проєктні рішення, що приймаються.

В результаті вивчення плану району гідровузла мають бути отримані наступні відомості:

- про ширину русла річки без заплави і з заплавою при різних заданих рівнях води: меженному (відповідає  $Q_{\min}^{\text{бюд}}$ ), НПР (відповідає  $Q_{\max}^{\text{осн}}$ ), при проходженні розрахункових повеневих витрат ( $Q_{\max}^{\text{нпр}}$ );
- про планове окреслення русла річки (опис берегів в створі: круті, пологі) для встановлення раціонального розміщення його бетонних споруд. Наприклад, при заплавної компоновці гідровузла бетонні споруди розташовують на більш пологому випуклому березі, що дає можливість зменшити глибину будівельного котловану і розміри підвідного і відвідного каналів;
- про живі перерізи в створі греблі при характерних рівнях води для визначення середніх швидкостей течії води;
- про перевищення заплави і корінних берегів при характерних рівнях води для визначення необхідної висоти та довжини глухих частин греблі, що спряжують водозливну її частину з берегами та іншими спорудами;
- про кут підходу води до водозливної греблі (при косому підході льоду до водоскидного фронту його пропуск через прогони греблі ускладнюється).

Вивчення геологічних даних дозволяє встановити ґрунти основи споруди та їх геотехнічні характеристики (кут внутрішнього тертя, зчеплення та інші).

Дані про зв'язок витрат від рівнів води в побутових умовах, а також про рівні верхнього б'єфу дозволяють встановити напір на споруди та рівні води, що відповідають розрахунковим витратам в побутових умовах в нижньому б'єфі після зведення гідровузла.

У вибраному створі будується геологічний профіль долини річки, на який наносяться лінії урізів води при НПР та при пропусканні мінімальної будівельної витрати  $Q_{\min}^{\text{бюд}}$ .

Опис вихідних даних повинен виконуватись з їх інженерною оцінкою з точки зору особливостей будівництва гідровузла у вибраному створі.

Після вивчення вихідних матеріалів встановлюється протяжність кожної споруди гідровузла по створу. Протяжність водоскидної греблі встановлюється шляхом гідравлічних розрахунків. Протяжність спеціальних споруд (будівля ГЕС, водозабір, судноплавний шлюз) вказується в завданні, а глухих частин греблі – виходячи з підпірних рівнів води в верхньому б'єфі (НПР та ФПР) та топографії місцевості в районі створу гідровузла.

Після цього розробляється схема компоновки гідровузла, тобто схема розміщення кожної споруди в створі. При цьому необхідно виходити з того, що в теперішній час на крупних річкових гідровузлах на нескельній основі застосовуються дві основні схеми компоновки водопропускних споруд: руслова та заплавна, вибір між якими в реальних умовах проектування визначається техніко-економічними та виробничими умовами їх будівництва в даному створі.

*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 в три) черги робіт, кожна з яких потребує влаштування котлованів, що огорожуються окремими перемичками (рис. 1.1.1).

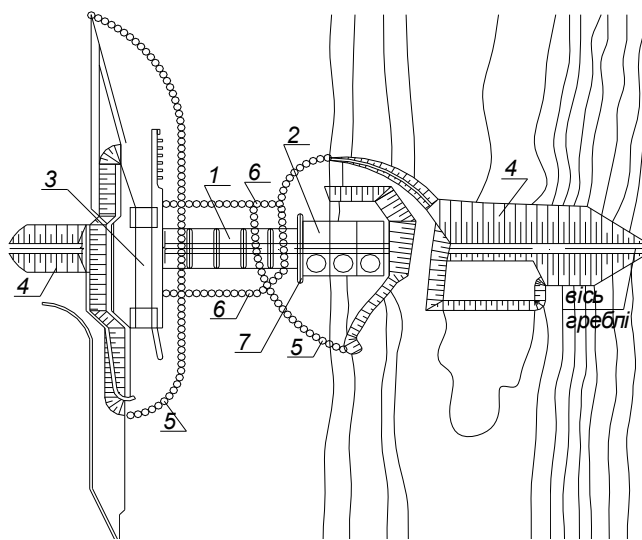


Рисунок 1.1.1 – Схема руслової компоновки низьконапірного гідровузла:

- 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 високими повеннями при більш пологих берегах (рис. 1.1.2). При даній компоновці будівлю ГЕС рекомендується примикати до водозливної греблі з берегової сторони для полегшення будівельно-монтажних робіт, а також забезпечення більш раннього початку монтажу енергетичного обладнання та більш прості умови його транспортування до місця монтажу.

Різновидом такої компоновки є *напівзаплавна компоновка*.

У верхньому і нижньому б'єсах влаштовуються роздільні стінки, потреба в яких викликана різними гідравлічними режимами роботи цих споруд.

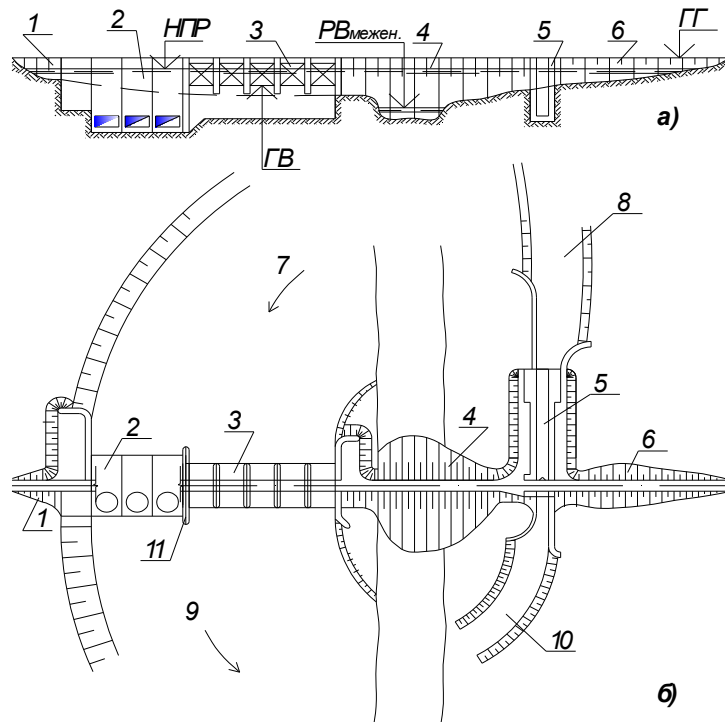


Рисунок 1.1.2 – Схема заплавної компоновки середньонапірного гідровузла:

а) профіль по осі гідровузла; б) план;

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

При вирішенні питання про розташування бетонних споруд гідровузла на заплаві відносно меженного русла ріки при заплавній компоновці гідровузла та відомій протяжності кожної із споруд необхідно виконати орієнтовний підрахунок з наступних міркувань (рис. 1.1.3).

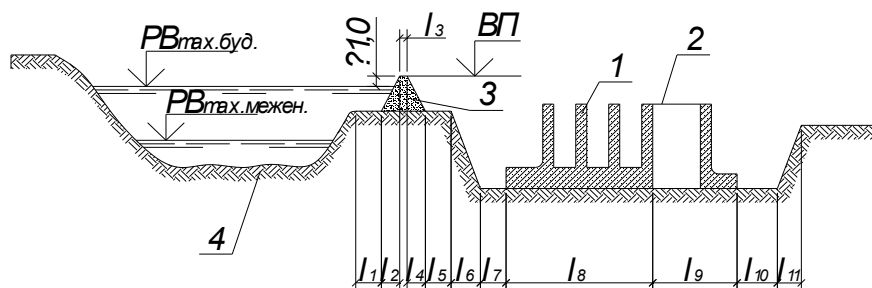


Рисунок 1.1.3 – Схема розташування водоскидних споруд гідровузла на заплаві річки:

1 – водозливна гребля; 2 – будівля ГЕС; 3 – поздовжня перемичка;  
4 – русло річки

Підошва поздовжньої перемички котловану розташовується на відстані  $l_1 \approx 30,0$  м від бровки укосу меженного русла ріки. Відмітка гребня поздовжньої перемички  $\downarrow BП$  визначається рівнем максимальної розрахункової будівельної витрати з запасом над цим рівнем  $\geq 1,0$  м:

$$\downarrow BП = \downarrow PB_{\max}^{\text{буд}} + 1,0. \quad (1.1.1)$$

Тоді при відомій відмітці заплави в цьому місці визначається висота поздовжньої перемички. Ширину гребня перемички можна прийняти рівною  $l_3 \approx 5,0$  м з урахуванням можливості проїзду по ній автомашин. Тоді, при виконанні перемички з того ж матеріалу, що і глуха гребля, ширина перемички по основі складе  $l_2 + l_3 + l_4$ , де  $l_2, l_4$  – горизонтальні проекції укосів перемички. Коефіцієнти закладання укосів можуть бути прийняті для суглинків –  $m = 2,0$ , для пісків і супісків –  $m = 2,25$ . Відстань від підошви укосу поздовжньої перемички з берегової сторони до бровки укосу котловану може бути прийнята  $l_5 = 20,0\text{--}30,0$  м. Відмітка дна котловану водозливної греблі приймається рівною відмітці її підошви. При заданих ґрунтах заплави та відповідних коефіцієнтах закладання укосів котловану може бути визначена горизонтальна проекція укосу котловану  $l_6$ . Відстань від підошви укосу до грані берегового стояну греблі може бути прийнята  $l_7 = 40,0\text{--}50,0$  м. Далі розташовуються бетонні споруди гідровузла, протяжність яких встановлюється розрахунками та завданням.

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

При русловій компоновці застосовують метод пропуску будівельних витрат з перемичками (рис. 1) та без перемичок (з проведенням робіт мокрим способом або з відводом річки із її русла).

При заплавної компоновці в проєкті передбачають будівництво водозливної греблі методом гребінки, коли будівельні витрати пропускаються через недобудовану водозливну греблю.

## **ПРАКТИЧНА РОБОТА 2** **РОЗРАХУНОК ГАСИТЕЛІВ ЕНЕРГІЇ**

### **Визначення розмірів водозливних отворів**

Розміри водозливного фронту і його окремих отворів (прогонів) визначаються для пропускання максимальної розрахункової витрати при НПР (основний розрахунковий випадок) і перевіряються на пропускання відповідної перевіркової максимальної витрати при ФПР (перевірочний розрахунковий випадок).

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

Максимальні розрахункові витрати води в створі гідровузла встановлюються методами гідрології з урахуванням трансформації повеневої витрати водосховищем. Розрахункова ймовірність перевищення максимальних витрат визначається з таблицею 1.2.1 в залежності від розрахункового випадку і класу капітальності греблі.

Таблиця 1.2.1 – Розрахункові ймовірності витрати води в залежності від класу споруди, %

| Розрахунковий випадок | Клас споруди |       |       |     |
|-----------------------|--------------|-------|-------|-----|
|                       | СС3          | СС2-1 | СС2-2 | СС1 |
| Основний              | 0,1          | 1,0   | 3,0   | 5,0 |
| Перевірочний          | 0,01         | 0,1   | 0,5   | 1,0 |

Максимальна розрахункова витрата води, що скидається через водозлив греблі, для основного розрахункового випадку  $Q_{сп}^{осн}$  визначається при пропусканні води через всі турбіни ГЕС  $Q_{ГЕС}^{осн}$ , водоспускні отвори греблі  $Q_в$ , інші споруди гідровузла  $Q_д$  (водозабори, шлюзи). Для вихідних даних курсового проєкту  $Q_{сп}^{осн}$  визначається за наступною формулою:

$$Q_{сп}^{осн} = Q_{\max}^{осн} - Q_{ГЕС}^{осн}. \quad (1.2.1)$$

Допустима питома витрата визначається допустимою швидкістю течії на рисбермі  $V_p$  в залежності від типу ґрунту основи: для піщаних ґрунтів – 2,5–3 м/с; для глинистих – 3–3,5 м/с.

Користуючись досвідом проєктування гребель середнього напору (10–25 м), величини питомих витрат на рисбермі  $q_p$  можуть бути прийняті в залежності від типу ґрунту основи:

- для піщаних основ – 25–50 м<sup>2</sup>/с;
- для глинистих основ – 50–70 м<sup>2</sup>/с.

Значення питомої витрати на водозливі (внаслідок стиснення потоку бичками) приймається дещо більшою, ніж в нижньому б'єфі за наступною формулою:

$$q_{\epsilon 1} = (1,2 \dots 1,3) q_p. \quad (1.2.2)$$

Напір на гребні водозливу практичного профілю при невідтопленому витіканні може бути визначений за формулою:

$$H_{\epsilon 1} = \left( \frac{q_{\epsilon 1}}{m \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}}, \quad (1.2.3)$$

де  $m$  – коефіцієнт витрати водозливу практичного профілю, в першому наближенні може бути прийнятий  $m = 0,49$ .

Знайдений напір на гребні водозливу коригується у відповідності до вимог [10], де наведені стандартні висоти отворів (напори) (табл. 1.2.2). При цьому висота водозливного отвору округлюється до найближчого стандартного значення  $H_{cm}$ .

Таблиця 1.2.2 – Стандартні висоти отворів (напори),  $H_{cm}$

|                   |     |     |     |      |      |      |      |      |
|-------------------|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|
| Висота отворів, м | 4,0 | 4,5 | 5,0 | 5,5  | 6,0  | 6,5  | 7,0  | 7,5  |
|                   | 8,0 | 8,5 | 9,0 | 10,0 | 11,0 | 12,0 | 13,0 | 14,0 |

Уточнений напір на гребні водозливу:

$$H_{\epsilon 2} = H_{cm} . \quad (1.2.4)$$

Відмітка гребня водозливу (рис. 4):

$$\downarrow GB = \downarrow НПР - H_{\epsilon 2} . \quad (1.2.5)$$

Уточнена питома витрата:

$$q_{\epsilon 2} = m \sqrt{2g} H_{\epsilon 2}^{3/2} . \quad (1.2.6)$$

Загальна попередня ширина всіх отворів водозливного фронту греблі:

$$B_{np1} = \frac{Q_{\epsilon p}^{осн}}{q_{\epsilon 2}} . \quad (1.2.7)$$

Підбирається кількість  $n$  і ширина водозливних отворів  $b_{np}$ .

Отвори греблі повинні мати стандартні розміри (табл. 1.2.3). 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 менш ніж 50–60 % ширини річки під час льодоходу.

Таблиця 1.2.3 – Стандартна ширина отворів,  $b_{np}$

|                  |     |     |     |      |      |      |      |      |      |      |      |
|------------------|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Ширина отвору, м | 6,0 | 7,0 | 8,0 | 10,0 | 12,0 | 14,0 | 16,0 | 18,0 | 20,0 | 22,0 | 24,0 |
|------------------|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|

Уточнена загальна ширина отворів визначається за формулою:

$$B_{np2} = n \cdot b_{np} \geq B_{np1} . \quad (1.2.8)$$

Загальна ширина отворів повинна забезпечувати пропуск максимальної розрахункової витрати.

Визначається фактична пропускна спроможність водозливу практичного профілю при прийнятих розмірах водозливних отворів за формулою:

$$Q_{факт} = \sigma_n \sigma_c \sigma_n m B_{np2} \sqrt{2g} H_{e0}^{3/2} , \quad (1.2.9)$$

де  $\sigma_n$  – коефіцієнт повноти напору;

$\sigma_c$  – коефіцієнт стиснення потоку;

$\sigma_n$  – коефіцієнт підтоплення;

$H_{e0}$  – повний напір на водозливі з урахуванням швидкості підходу:

$$H_{e0} = H_{e2} + \frac{V_0^2}{2g} , \quad (1.2.10)$$

де  $V_0$  – швидкість підходу потоку до греблі:

$$V_0 = \frac{Q_{max}}{\omega} , \quad (1.2.11)$$

де  $\omega$  – площа живого перерізу перед гідровузлом, м<sup>2</sup>.

Якщо  $V_0 \leq 0,5$  м/с, то приймається  $H_{e0} = H_{e2}$ .

Коефіцієнт витрати  $m$  водозливу, профіль якого побудовано за координатами Крігера-Офіцєрова, дорівнює  $m = 0,49$ . При влаштуванні на гребні прямолінійної вставки довжиною  $l_{zp}$  у випадку водозливу з вертикальною напірною гранню коефіцієнт витрати може бути визначений за формулою:

$$m = 0,36 + 0,1 \frac{2,5 - \delta / H_{e2}}{1 + 2\delta / H_{e2}} , \quad (1.2.12)$$

де  $\delta$  – ширина гребня водозливу від вертикальної напірної грані до початку криволінійної поверхні (рис. 1.4.1, б). Дана формула дійсна в межах  $P_{e0} / H_{e2} \geq 2$  та  $0,3 \leq \delta / H_{e2} < 2,5$ , де  $P_{e0} = \downarrow ГВ - \downarrow дно$  – висота водозливу з боку верхнього б'єфу.

При  $\delta / H_{e2} > 2,5$  приймається  $m = 0,36$ .

Коефіцієнт повноти напору визначається за формулою Н. П. Розанова:

$$\sigma_n = 0,62 + 0,38 \cdot \sqrt[3]{\frac{H_{e2}}{H_{npф}}} , \quad (1.2.13)$$

де  $H_{npф}$  – профілюючий напір, при якому визначається окреслення оголовку водозливу (зазвичай при ФПР).

$\sigma_c$  – коефіцієнт стиснення потоку, при плавно окреслених вхідних оголовках биків може бути визначений за формулою:

$$\sigma_c = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + P_{\text{бб}} / H_{\text{в2}}}} \cdot \left(1 - \frac{b_{np}}{B}\right) \cdot \sqrt[4]{\frac{b_{np}}{B}}, \quad (1.2.14)$$

де  $B$  – відстань між осями биків може бути визначена за формулою:

$$B = b_{np} + d_{\text{б}}, \quad (1.2.15)$$

$d_{\text{б}}$  – товщина бика, приймається за рекомендаціями п. 4.4.

При  $\frac{b_{np}}{B} < 0,2$ , приймається  $\frac{b_{np}}{B} = 0,2$ ; якщо  $P_{\text{бб}} / H_{\text{в2}} > 3$ , приймається  $P_{\text{бб}} / H_{\text{в2}} = 3$ .

Якщо в результаті розрахунків пропускна спроможність, знайдена за формулою (1.2.9), задовольняє умові  $Q_{\text{факт}}^{\text{осн}} \geq Q_{\text{зр}}^{\text{осн}}$ , розміри водозливних отворів призначені правильно. В протилежному випадку їх необхідно відкоригувати.

Знайдені розміри водозливних отворів повинні забезпечувати пропускання максимальної перевірконої витрати  $Q_{\text{зр}}^{\text{неп}}$  при відмітці рівня води у верхньому б'єфі, що не перевищує ФПР.

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

$$h_n = \downarrow PNB_{\text{max}}^{\text{осн}} - \downarrow ГВ. \quad (1.2.16)$$

Для підтопленого водозливу коефіцієнт підтоплення  $\sigma_n$  визначається за графіками рисунка 1.2.1 в залежності від співвідношення  $h_n / H_{\text{в0}}$ . Крива обирається в залежності від співвідношення  $\delta / H$  (рис. 1.2.1 а, б).

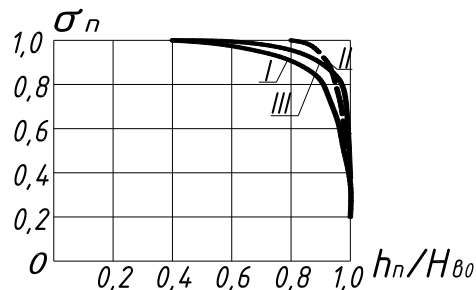


Рисунок 1.2.1 – Графік для визначення коефіцієнта підтоплення:

I – водозлив практичного профілю; II – те ж при  $\delta / H = 1,2$ ;

III – водозлив з широким порогом

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

$$H_{\epsilon 3} = \downarrow \Phi ПР - \downarrow ГВ . \quad (1.2.17)$$

Якщо в результаті розрахунків пропускна спроможність, знайдена за формулою (1.2.9), задовольняє умові  $Q_{факт}^{пер} \geq Q_{\epsilon p}^{пер}$ , розміри водозливних отворів призначені правильно. В протилежному випадку їх необхідно відкоригувати.

При прийнятих розмірах прогонів і розмірах биків протяжність водозливного фронту греблі складатиме:

$$B_{\epsilon \phi} = n \cdot b_{np} + (n-1)d_{\delta} , \quad (1.2.18)$$

Уточнена питома витрата на водобой (визначається при пропусканні розрахункової витрати для основного і перевірного випадків):

$$q_{вод} = \frac{Q_{\epsilon p}}{B_{\epsilon \phi}} . \quad (1.2.19)$$

### Розрахунок гасителів енергії

Основною задачею спряження б'єфів за водозливною греблею є гасіння надлишкової кінетичної енергії з метою 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.

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

Проектним режимом спряження б'єфів рекомендується прийняти донний режим із затопленим гідравлічним стрибком. Коефіцієнт затоплення, що характеризує ступінь затоплення гідравлічного стрибка,  $D = 1,1$ .

В курсовому проекті всі гідравлічні розрахунки виконуються лише для основного розрахункового випадку при повному відкритті всіх отворів греблі та пропусканні максимальної витрати при рівні води у верхньому б'єфі НПР. В умовах реального проектування виконуються також перевірочні розрахунки при рівні ФПР та нерівномірно відкритих отворів.

Відмітка поверхні водобой та рисберми попередньо приймається рівною відмітці дна русла річки. При недостатності глибини води в нижньому б'єфі для затоплення стрибка ця відмітка коригується.

Відмітку рівня води за стрибком на рисбермі в курсовому проєкті приймаємо рівною побутовій відмітці рівня, яка відповідає витраті  $Q_{\max}^{осн}$  за заданим графіком зв'язку  $Q = f(h)$ .

## Суцільна водобійна стінка

Мінімальна глибина води на рисбермі  $h_{ps}$  (рис. 1.2.2), необхідна для затоплення гідравлічного стрибка, що відповідає утворенню стрибка зі ступенем затоплення  $D = \frac{h_{p3}}{h_{2p}} = \frac{h_{83}}{h_2} = 1,1$  при коефіцієнті швидкості для водозливу  $\varphi = 0,95$  визначається в залежності від наступного значення:

$$\xi_0 = \frac{T_0}{h_{kp}} \quad , \quad (1.2.20)$$

$$\text{де } T_0 = C_k + H_{60} = \downarrow \text{НПР} + \frac{V_0^2}{2g} - \downarrow \text{дНО} ;$$

$C_k$  – висота водозливу над поверхнею водобою, в першому наближенні  $C_k \equiv P_{\text{вб}}$ .

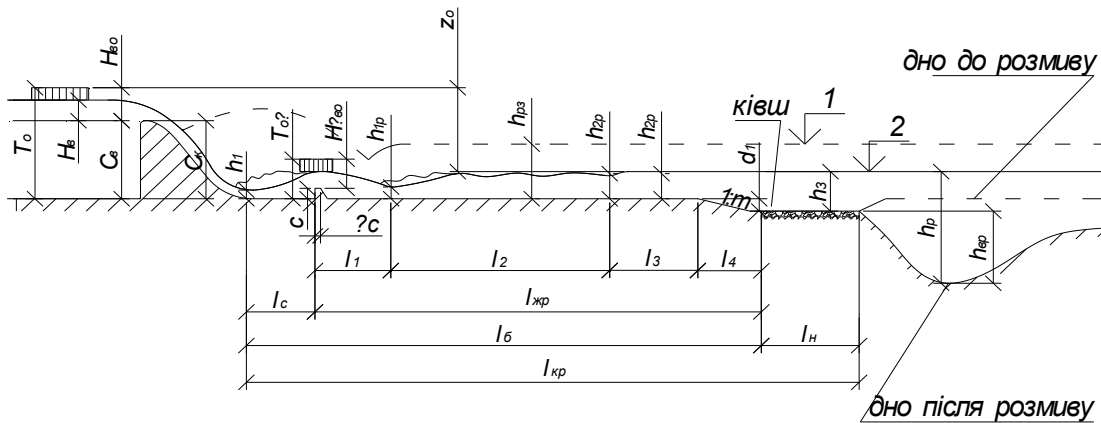


Рисунок 1.2.2 – Поздовжній профіль ділянки спряження б'єсів:

1 – рівень нижнього б'єфу при затопленій формі спряження;

2 – рівень нижнього б'єфу при критичній формі спряження

Мінімальна глибина води на рисбермі  $h_{ps}$  визначається із залежностей:

для  $\xi_0 = 2..10$

$$\frac{h_{p3}}{h_{kp}} = 0,0283 \frac{z_0}{h_{kp}} + 1,64, \quad (1.2.21)$$

для  $\xi_0 > 10$

$$\frac{h_{p^3}}{h_{kp}} = 1,9, \quad (1.2.22)$$

де  $h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{q_{вод}^2}{g}}$  – критична глибина потоку;

$z_0 = \downarrow НПР + \frac{V_0^2}{2g} - \downarrow РНБ_{\max}^{осн}$  – різниця напорів у б'єфах при розрахунковій витраті з

урахуванням швидкості підходу.

*Порядок розрахунку наступний:*

I. З вказаних співвідношень знаходимо мінімальну глибину  $h_{ps}$ , необхідну для затоплення стрибка.

II. Глибину  $h_{ps}$  порівнюємо з побутовою глибиною води в нижньому б'єфі  $h$ .

III. Якщо  $h < h_{ps}$ :

а) необхідно створити умови затоплення стрибка на водобой. Для цього поверхню водобойом і рисберми необхідно заглибити під рівень нижнього б'єфу на величину, що дорівнює:

$$\Delta h = h_{pz} - h. \quad (1.2.23)$$

При цьому побутова глибина води в нижньому б'єфі  $h$  стає рівною глибині  $h_{ps}$ , а уточнена відмітка водобойом і рисберми  $\downarrow Вод = \downarrow дно - \Delta h$ . Уточнені значення

для нової відмітки водобойом  $T_0' = T_0 + \Delta h$  та  $\xi_0' = \frac{T_0'}{h_{кр}}$ .

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

$$\frac{c}{h_{кр}} = 0,12\sqrt{8\xi_0' + 2}. \quad (1.2.24)$$

Дана залежність може бути застосована для водобійних стінок прямокутного і трапецеїдального перерізів (рис. 1.2.3).

Для трапецеїдальної стінки приймається:

– похил верхової грані  $\leq 4:1$ , низової  $\leq 1:1$ ;

– ширина гребня  $\delta_c = (0,1...0,2)h_2$ .

в) знаходяться спряжені глибини  $h_1$  і  $h_2$  гідравлічного стрибка на водобой, використовуючи наступні величини:

$$\xi_0 = \frac{T_0}{h_{кр}}; \quad \xi_2 = \frac{h_2}{h_{кр}}; \quad \xi_1 = \frac{h_1}{h_{кр}}.$$

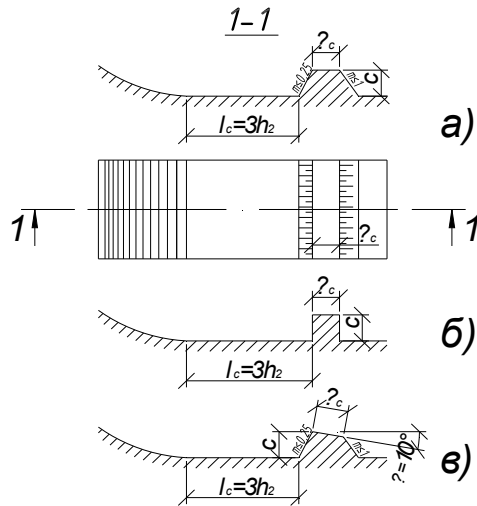


Рисунок 1.2.3 – Суцільна водобійна стінка

Для цього:

- за значенням  $\xi_0$  з графіків рисунка 1.2.4 для  $\varphi = 0,95$  знаходиться значення  $\xi_2$ ;
- за значенням  $\xi_2$  з графіків рисунка 1.2.5 (графіка Чертоусова для призматичного русла) знаходиться значення  $\xi_1$ ;
- з вищевказаних співвідношень обчислюються значення  $h_1$  і  $h_2$ .

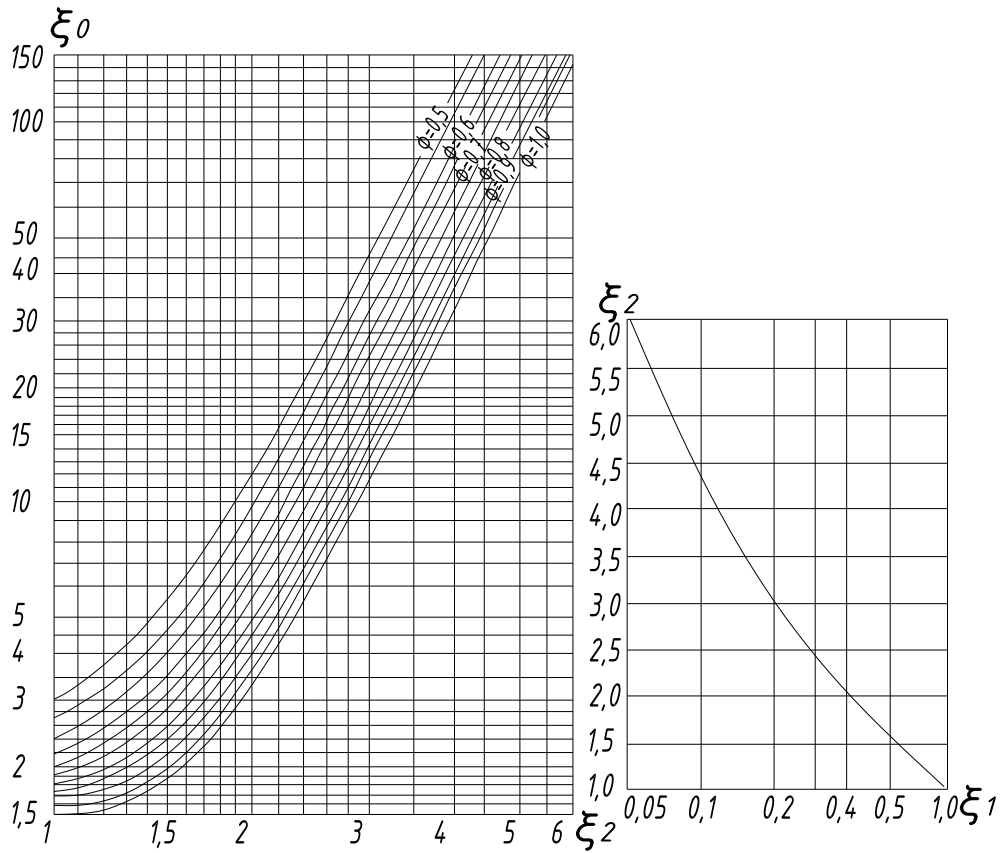


Рисунок 1.2.4 – Графіки залежності  $\xi_2 = f(\xi_0)$

Рисунок 1.2.5 – Графіки залежності  $\xi_1 = f(\xi_2)$

2. Якщо  $h > h_{ps}$ :

Спряжені глибини гідравлічного стрибка  $h_1$  і  $h_2$  знаходяться аналогічно попередньому випадку (п. III, в). Методика визначення висоти водобійної стінки залежить від співвідношення глибини на рисбермі  $h_{ps}$ , необхідної для затоплення, та другої спряженої глибини:

а) якщо  $h_{ps} < h_2$ , то висота стінки знаходиться підбором за умовою утворення стрибка перед стінкою з коефіцієнтом затоплення  $D = \frac{h_{\text{вз}}}{h_2} = 1,1$ . Для цього:

1) приймається декілька значень висоти водобійної стінки  $c$ , для яких обчислюються:

– напір на водобійній стінці з урахуванням швидкості підходу  $H''_{\text{в0}}$ :

$$H''_{\text{в0}} = H''_{\text{в}} + \frac{V_1^2}{2g}, \quad (1.2.25)$$

де

$$H''_{\text{в}} = h_{\text{вз}} - c = 1,1h_2 - c, \quad (1.2.26)$$

$$V_1 = \frac{q_{\text{вод}}}{1,1h_2}; \quad (1.2.27)$$

– глибина підтоплення водобійної стінки:

$$h_n = h - c; \quad (1.2.28)$$

– коефіцієнт підтоплення  $\sigma_n = f\left(\frac{h_n}{H''_{\text{в0}}}\right)$  по графікам рисунку 1.1.1;

– питома витрата:

$$q_{\text{см}} = \sigma_n m \sqrt{2g} (H''_{\text{в0}})^{3/2}, \quad (1.2.29)$$

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

2) за отриманими результатами будується графік  $q_{\text{см}} = f(c)$ , з якого визначається значення висоти водобійної стінки для  $q_{\text{см}} = q_{\text{вод}}$ .

б) якщо  $h_{ps} > h_2$ , висота стінки приймається в межах:

$$c = h_1 \dots 2h_1. \quad (1.2.30)$$

IV. Гаситель енергії суцільну водобійну стінку рекомендується встановлювати на відстані  $l_c = 3h_2$  від початку водобою, де  $h_2$  – друга спряжена глибина гідравлічного стрибка на водобої (рис. 1.2.2).

V. Знаходиться найбільший допустимий гідродинамічний напір  $(T_0)_{дон}$ , при якому забезпечується безкавітаційна робота:

– водобійної стінки з горизонтальною верхньою гранню (рис. 1.2.3, а, б):

$$(T_0)_{дон} = \frac{9,4l_c \cdot h_2^*}{(4h_2^* - 3h)h_2}, \quad (1.2.31)$$

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

де  $h_2^* = (0,85 \dots 0,88)h_2$ ;

– при похилі верхньої грані водобійної стінки  $10^\circ$  відносно її верхового ребра (рис. 1.2.3, в) допустиме значення гідродинамічного напору зростає:

$$(T_0)_{дон} = \frac{15l_c h_2^*}{(4h_2^* - 3h)h_2}, \quad (1.2.32)$$

У випадку, якщо фактичне значення  $T_0 > (T_0)_{дон}$ , в проєкті слід прийняти визначені параметри стінки, але відзначити необхідність проведення спеціальних лабораторних досліджень для їх уточнення за умовами кавітації.

### Прорізна водобійна стінка

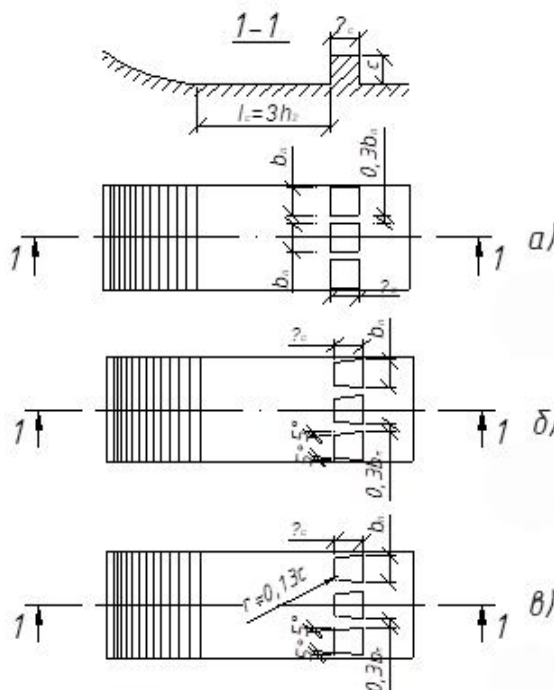


Рисунок 1.2.6 – Прорізна водобійна стінка

I. Мінімальна глибина води на рисбермі  $h_{ps}$ , необхідна для затоплення стрибка, визначається із наступних залежностей:

$$\text{для } \xi_0 = 2 \dots 5 \quad h_{pz} = 0,083z_0 + 1,567h_{kp}, \quad (1.2.33)$$

$$\text{для } \xi_0 = 5 \dots 10 \quad h_{pz} = 1,82h_{kp}. \quad (1.2.34)$$

II. Глибина  $h_{ps}$  порівнюється з побутовою глибиною води в нижньому б'єфі  $h$ .

III. Якщо  $h < h_{ps}$  (як для випадку з суцільною стінкою):

а) поверхня водобією і рисберми заглиблюється на величину  $\Delta h$  відносно попередньої його відмітки (формула (1.2.23));

б) знаходяться спряжені глибини гідравлічних стрибків (п. III.1, в з розрахунку суцільної водобійної стінки);

в) визначається висота водобійної стінки (для  $\xi_0 = 2 \dots 10$ ) з наступного співвідношення:

$$\frac{c}{h_{kp}} = 0,26 + 0,53\sqrt{\xi_0 - 2}, \quad (1.2.35)$$

г) за значенням величини  $c$  визначається решта розмірів прорізної водобійної стінки (рис. 1.2.6) з наступних співвідношень:

$$\frac{c}{b_n} = 1 \dots 2,4; \quad \frac{b_n}{\delta_c} = 1,0; \quad \frac{b_n}{b_{np}} = 3,4; \quad l_c = 3h_2. \quad (1.2.36)$$

2. Якщо  $h > h_{ps}$  – знаходяться спряжені глибини гідравлічного стрибка (п. III.1, в з розрахунку суцільної водобійної стінки).

а) якщо  $h_{ps} < h_2$ ,

– знаходиться середньозважена реакція одного погонного метру стінки  $R_r$  (в Ньютонах):

$$R_r = \gamma \cdot \left[ \frac{h_2^1 - h_{pz}^2}{2} + \frac{q_{вод}}{g} \left( \frac{h_{pz} - h_1}{h_{pz}h_1} \right) \right], \quad (1.2.37)$$

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

– визначається коефіцієнт лобового опору стінки  $k_c$  за графіками рисунка 1.2.7 за числом Фруда  $Fr = \frac{V_2^2}{gh_1}$ , де  $V_2 = \frac{q_{вод}}{h_1}$  – швидкість в стисненому перерізі;

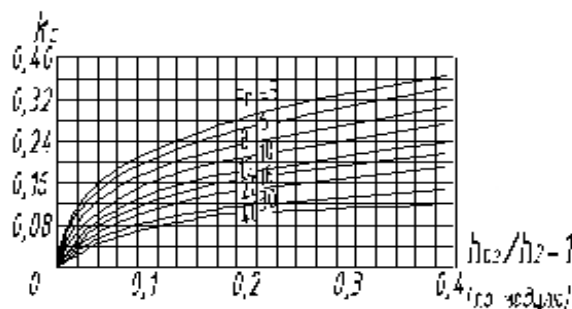


Рисунок 1.2.7 – Графіки для визначення коефіцієнта опору  $k$  прорізної стінки

– визначається необхідний коефіцієнт наскрізності  $\omega$ :

$$\omega = \frac{g \cdot R_r}{\gamma \cdot k_c \cdot V_1^2}; \quad (1.2.38)$$

– визначається висота стінки:

$$c = 1,3\omega. \quad (1.2.39)$$

б) якщо  $h_{ps} > h_2$ , висота стінки приймається за формулою (1.2.30).

IV. За співвідношеннями (1.2.35) обчислюється решта розмірів водобійної стінки.

V. Знаходиться найбільший допустимий гідродинамічний напір  $(T_0)_{don}$  за умовами кавітації:

– для профілю прорізної стінки (рис. 1.2.6, а):

$$(T_0)_{don} = \frac{8(l_c / h_2 - 1)}{1 - 1,5(h - h_2^*) / h_2^*}, \quad (1.2.40)$$

де  $h_2^* \approx 0,88h_2$ ;

– для профілю прорізної стінки (рис. 1.2.6, б):

$$(T_0)_{don} = \frac{18,4(l_c / h_2 - 1,8)}{1 - 2,5(h - h_2^*) / h_2^*}, \quad (1.2.41)$$

– для профілю прорізної стінки (рис. 1.2.6, в):

$$(T_0)_{don} = \frac{24(l_c / h_2 - 1,8)}{1 - 2,5(h - h_2^*) / h_2^*}. \quad (1.2.42)$$

Формули дійсні для наступних діапазонів значень:

22

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

При невиконанні умов формули дають наближені результати, тому необхідні уточнюючі лабораторні дослідження.

У випадку, якщо фактичне значення  $T_0 > (T_0)_{don}$ , в проєкті слід прийняти визначені параметри стінки, але відзначити необхідність проведення спеціальних лабораторних досліджень для їх уточнення за умовами кавітації.

## Гаситель-розтікач

При встановленні на водобой гасителя-розтікача Куміна розмірів і форми, вказаних на рисунку 1.2.8:

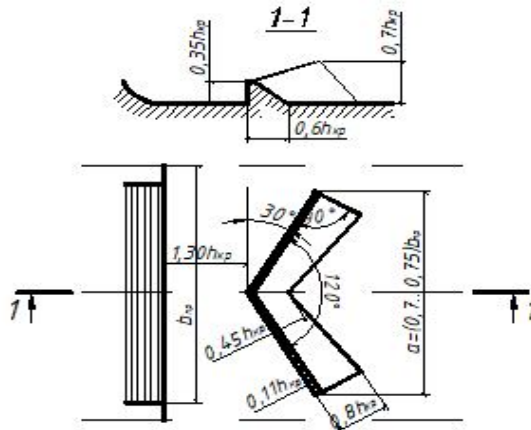


Рисунок 1.2.8 – Гаситель-розтікач Куміна

I. визначається глибина на рисбермі  $h_{ps}$ , необхідна для затоплення:

$$\text{для } \xi_0 = 3,0 \dots 4,5 \quad h_{pz} = h_{kp} \left( 0,12 \frac{z_0}{h_{kp}} + 1,55 \right), \quad (1.2.43)$$

$$\text{для } \xi_0 = 4,5 \dots 12,0 \quad h_{pz} = h_{kp} \left( 0,05 \frac{z_0}{h_{kp}} + 1,7 \right). \quad (1.2.44)$$

II. Встановлюється необхідність і величина заглиблення поверхні плит водобойою і рисберми аналогічно попереднім випадкам порівнянням  $h$  і  $h_{ps}$  (аналогічно п. III.1, а з розрахунку суцільної водобійної стінки).

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

III. Найбільший допустимий гідродинамічний напір за умовами кавітації становить:

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

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

## ПРАКТИЧНА РОБОТА 3 ВИЗНАЧЕННЯ РОЗМІРІВ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО КРІПЛЕННЯ ДНА В НИЖНЬОМУ Б'ЄФІ

Довжина жорсткої ділянки кріплення призначається в залежності від допустимої за умовами виконання робіт крупності каменю гнучкого (що

деформується) кріплення. В цю довжину включають (рис. 1.2.2):

- водобій до гасителів енергії;
- 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  $l_3$  (рис. 1.2.2).

Для суцільної водобійної стінки:

$$1. \quad l_1 = h_{kp} + 1,3T_0'', \quad (1.3.1)$$

$$\text{де } T_0'' = 1,1h_2 + \frac{(V_0')^2}{2g}; \quad V_0' = \frac{q_{вод}}{1,1h_2}$$

$$2. \quad l_2 = 5(h_{2p} - h_{1p}), \quad (1.3.2)$$

де  $h_{1p}$  – глибина в стисненому перерізі за стінкою (на рисбермі) знаходиться з

графі 9 за співвідношенням  $\xi_2 = \frac{h_{2p}}{h_{kp}};$

$h_{2p}$  – спряжена глибина гідравлічного стрибка на рисбермі, знаходиться з виразу  $D = h_{p3} / h_{2p} = 1,1$ .

$$3. \quad l_3 \approx 0,5l_2. \quad (1.3.3)$$

Для прорізної водобійної стінки і гасителя-розтікача віддаль до кінця стрибка за ними 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 ( $h_{p3}, h_{1p}, h_{2p}$ ) для суцільної водобійної стінки.

Крупність стійкого каменю гнучкої рисберми  $d_n$ , розташованої на відмітці водобою при наявності на водобої суцільної або прорізної стінки, визначається з графіків рисунка 1.3.1, для гасителя-розтікача – з графіків рисунка 1.3.2 в залежності від:

- $D = \frac{h}{h_{2p}}$  – коефіцієнта затоплення стрибка;
- $x$  – загальної довжини жорсткої рисберми від початку водобою  $x = l_c + l_1 + l_2 + l_3;$
- $h$  – глибини води в кінці жорсткої частини кріплення (побутової).

Знайдений діаметр каменю, помножений на коефіцієнт запасу 1,3, не повинен перевищувати 0,5 м:

$$d_{np} = 1,3d_n \leq 0,5 \text{ м}, \quad (1.3.4)$$

При невиконанні умови необхідно влаштовувати кінцеве кріплення у вигляді захисного (запобіжного) ківша.

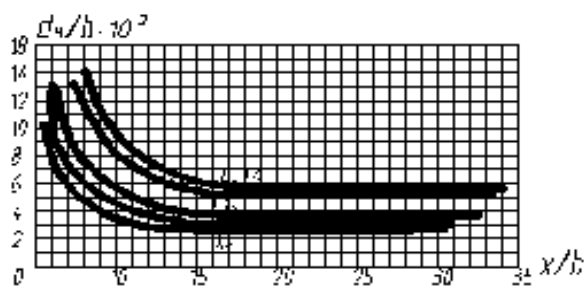


Рисунок 1.3.1 – Графіки для визначення  $d_n$  при наявності на водобойній суцільної або прорізної стінки

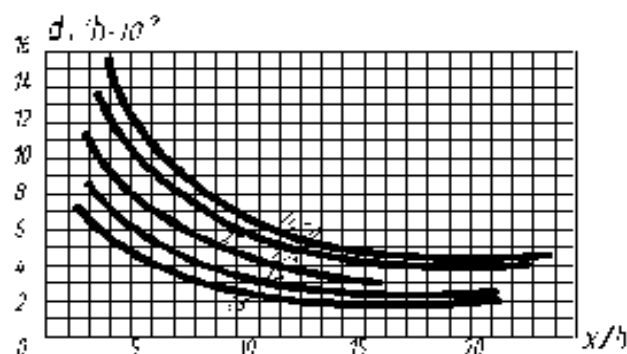


Рисунок 1.3.2 – Графіки для визначення  $d_n$  при наявності на водобойній гасителя-розтікача

Довжина перехідного (гнучкого) кріплення з кам'яного накиду визначається в залежності від глибини вирви розмиву, що очікується, за кріпленням (рис. 1.3.3).

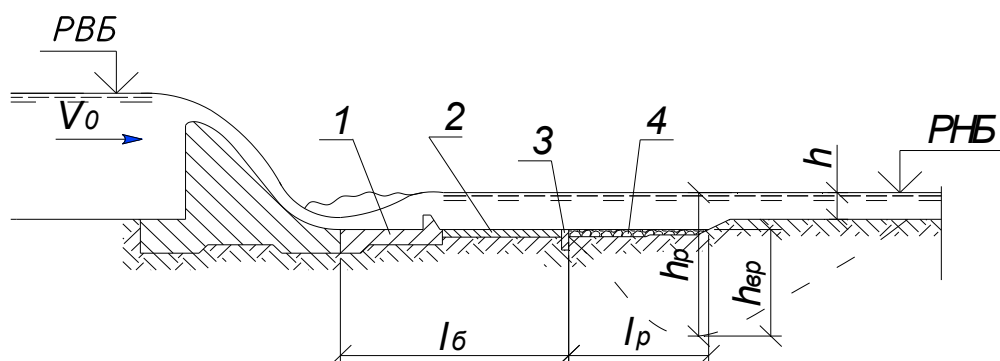


Рисунок 1.3.3 – Схема до розрахунку глибини розмиву русла в нижньому б'єфі:  
1 – водобій; 2 – рисберма; 3 – зуб; 4 – кінцеве кріплення у вигляді гнучкого покриття укосу (гнучка рисберма)

1. Орієнтовна глибина води в місці максимального розмиву  $h_p$ :

$$h_p = k_p \cdot \chi^{0,8} \cdot 1,25 \sqrt{q_p / V_{01}}, \quad (1.3.5)$$

де  $k_p$  – коефіцієнт спроможності потоку до розмиву (1,05...1,1);

$\chi$  – коефіцієнт нерівномірності розподілу питомої витрати (1,1...1,3);

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

$V_{01}$  – середня швидкість, що не спричинить розмиву, рівномірного потоку в м/с при глибині 1 м, може бути прийнята для ґрунту основи:

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.

2. Глибина вирви розмиву  $h_{ep} = h_p - h$ .

3. Довжина гнучкого кріплення  $l_n$  визначається з умови покриття верхового укусу воронки розмиву. З цієї умови  $l_n$  дорівнює закладанню укусу, яке відповідає віддалі від кінця жорсткого кріплення до створу з максимальною глибиною розмиву  $l_p$  (тобто  $l_n = l_p$ ).

Величина  $l_p$  визначається за таблицею 4 з співвідношення  $l_p / h_{ep}$  в залежності від співвідношення  $u'_{\max} / V_{kp}$ ,

де  $u'_{\max}$  – максимальна пульсаційна швидкість в кінці жорсткого кріплення;

$V_{kp} = \frac{q_p}{h_{kp}}$  – швидкість, що відповідає критичній глибині в кінці жорсткого

кріплення рисберми (з урахуванням її розширення);

$$h_{kp} = \sqrt[3]{\frac{q_p^2}{g}};$$

$$q_p = \frac{q_\epsilon}{1,2 \dots 1,3}.$$

Таблиця 1.3.1 – Відносні відстані  $l_p / h_{ep}$  від кінця жорсткого кріплення до створу максимального розмиву

|                            |      |      |      |      |            |
|----------------------------|------|------|------|------|------------|
| $\frac{u'_{\max}}{V_{kp}}$ | 0,05 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,3...0,80 |
| $l_p / h_{ep}$             | 5,5  | 5,0  | 4,5  | 3,8  | 3,5        |

$$u'_{\max} = M_p V_p, \quad (1.3.6)$$

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

$M_p$  – параметр турбулентності в кінці жорсткого кріплення:

$$M_p = \frac{4,55}{\frac{x_1}{h} - \left( 8 - \frac{4,55}{0,235\eta - 0,37} \right)}, \quad (1.3.7)$$

де  $\eta = \frac{h_{2p}}{h_{1p}};$

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

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

Для  $x < 25h_2$  приймається  $l_p = 3,5h_{ep}$ .

Для  $h_{ep} > 20$  м ( $l_n$  виявляється надто великою)  $l_n$  приймають рівною 50...55 м.

1. Об'єм призми накиду обчислюється з умови покриття укосу воронки розмиву двома шарами каменю. Обчислюється довжина укосу, що захищається  $l_{отк}$ , як гіпотенуза прямокутного трикутника з катетами  $h_{ep}$  і  $l_n$ .

Об'єм каменю на погонний метр ширини кріплення становить:

$$V_{кам} = 2l_{отк}d_{нр}. \quad (1.3.8)$$

Камінь вкладається на довжині  $l_n$  нерівномірно. На кінцевій ділянці довжиною  $1/3l_n$  товщина шару каменю менша, з наближенням до жорсткого кріплення товщина накиду збільшується. Всього може бути три ділянки з різною товщиною шарів; товщина шару кожної ділянки призначається таким чином, щоб сумарний об'єм каменю був рівний  $V_{кам}$ .

2. Знаючи об'єм каменю на 1 п.м. ширини кріплення, обчислюється об'єм каменю всього гнучкого кріплення по всій його ширині.

### Визначення розмірів кріплення з ківшом

При влаштуванні кріплення дна в нижньому б'єфі з захисним ківшом глибина ківша  $d_1$  визначається за заданою крупністю кам'яного накиду  $d_n$  підбором після обчислення ряду значень  $d_n$  для різних глибин води в ківші  $h_3$  (рис. 6).

*Порядок розрахунку:*

1. Задається глибина води в ківші  $h_3$ .

2. Обчислюється повна довжина жорсткого кріплення:

$$l_{\bar{o}} = l_c + l_1 + l_2 + l_3. \quad (1.3.9)$$

3. Визначається параметр турбулентності  $M_p$  в кінці жорсткого кріплення при прийнятій глибині води в ківші за формулою (1.3.5), що характеризує ступінь збільшення турбулентності в порівнянні з рівномірним потоком.

4. Визначається параметр турбулентності потоку в самому ківші:

$$M_k = \left(0,3 + \frac{0,7}{\eta_k}\right)M_p + \left(1 - \frac{1}{\eta_k}\right) \cdot 0,02m^{1,5}M_p + 0,7(\eta_k - 1) \frac{1}{1 + 0,02m^2}, \quad M_k = \frac{u'_{\max}}{V}, \quad (1.3.10)$$

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

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

5. Визначається коефіцієнт спроможності потоку до розмиву в ківші:

$$k_r = 0,87(1 + M_k), \quad (1.3.11)$$

6. Визначається швидкість, що не спричинить розмиву, потоку з нормальною турбулентністю:

$$u_0 = k_r \cdot V \quad (1.3.12)$$

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

7. Визначається крупність каменю в ковші, стійкого проти розмиву:

$$d_n = \frac{(0,255u_0)^{10/3}}{h_3^{2/3}}. \quad (1.3.13)$$

8. Отриману крупність каменю множимо на коефіцієнт запасу, після чого вона не повинна перевищувати 0,5 м:

$$d_{np} = (1,5...2)d_n \leq 0,5 \text{ м}. \quad (1.3.14)$$

9. Необхідна глибина ківша при цьому  $d_1 = h_3 - h$ .

*При улаштуванні на водобойі прорізної стінки з параметрами:*

– закладання верхового укусу стінки 4:1;

– висота  $c = (0,75...2,5)h_1$ ;

при глибині потоку на рисбермі  $h = (0,65...1,2)h_2$  і співвідношенні  $(T_0 - h_1) / h_{kp} = 1,6...4,1$  допускається визначати  $d_n$  підбором безпосередньо за наступною залежністю:

$$d_n = \frac{1,16 \cdot h_{kp}^3 \sqrt{(T_0 - h_1) / h_{kp}}}{h_3^2 \sqrt{x_1 / h_{kp}}}. \quad (1.3.15)$$

За недотримання вказаних умов за крупністю каменю  $d_n$ , вона визначається за вищевказаною методикою.

Верховий укіс ківша покривається бетонними плитами. Загальна довжина жорсткого кріплення збільшується на величину проекції укусу на горизонталь  $l_4$ .

Після визначення глибини захисного ківша визначається довжина перехідного кріплення з кам'яного накиду за методикою, аналогічною випадку горизонтального кріплення без ківша.

## ПРАКТИЧНА РОБОТА 4 КОНСТРУЮВАННЯ ГРЕБЛІ

### Побудова профілю водозливної стінки

Основним типом водоскидних гребель на нескільких основах є бетонні греблі з водозливною поверхнею безвакуумного профілю, окресленою за координатами Крігера – Офіцєрова, що забезпечує донний режим спряження б'єфів.

При побудові профілю водозливної поверхні за основу приймаємо найпростіший профіль з  $\alpha_0 = 90^\circ$  (рис. 1.4.1,а). Основним елементом профілю є крива  $CD$ , яка будується за координатами Крігера-Офіцєрова (табл. 1.4.1).

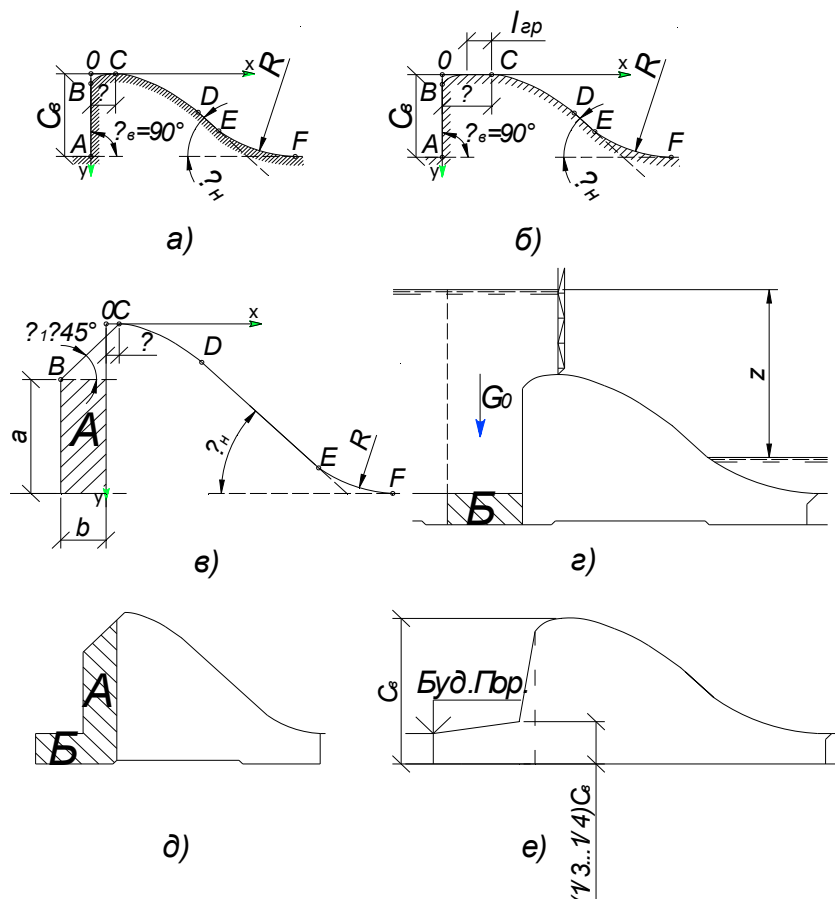


Рисунок 1.4.1 – Практичні профілі безвакуумної водозливної стінки:  
а) з вертикальною гранню; б) з горизонтальною вставкою; в) збільшеного перерізу з похилою вставкою; г) з консоллю фундаментної плити; д) при поєднанні прийомів в) та г); е) при влаштуванні тимчасового будівельного порогу

Координати профілю отримують множенням координат з таблиці 1.4.1 на профілюючий напір (максимальний напір, який має місце при ФПР)  
 $H_{\text{проф}} = H_{\text{max}} = H_{\text{вз}}$ .

З низової сторони проводиться дотична із закладанням  $m = 0,60 \dots 0,85$  (точка дотику  $D$ , яка також має бути дотичною до дуги  $EF$ , що спряжує водозливну поверхню з водобоем. Для гребель на нескельній основі при великих напорах дуга повинна мати наступний радіус:

$$R = (0,5 \dots 1,0)(H_{\text{проф}} + z_{\text{max}}), \quad (1.4.1)$$

де  $z_{\text{max}}$  – найбільша різниця рівнів верхнього і нижнього б'єфів.

При необхідності розміщення на гребні водозливу робочих і ремонтних затворів на відмітці гребню водозливу виконується горизонтальна ділянка довжиною  $l_{\text{зр}}$  (рис. 1.4.1, б).

У випадку, якщо в результаті перевірконого статичного розрахунку виявиться, що водозливна стінка, побудована за координатами Крігера – Офіцерова, нестійка на зсув по основі, її можна відкоригувати за рахунок додавання частини профілю  $A$  або  $B$ , показаних на рисунку 1.4.1, в, г штриховкою.

Таблиця 1.4.1 – Координати  $X$  та  $Y$  для побудови водозливної поверхні безвакуумного профілю при  $H = 1,0$  м

| х   | у     | х   | у     |
|-----|-------|-----|-------|
| 0,0 | 0,126 | 2,0 | 1,235 |
| 0,1 | 0,036 | 2,1 | 1,369 |
| 0,2 | 0,007 | 2,2 | 1,508 |
| 0,3 | 0,000 | 2,3 | 1,653 |
| 0,4 | 0,006 | 2,4 | 1,894 |
| 0,5 | 0,027 | 2,5 | 1,960 |
| 0,6 | 0,060 | 2,6 | 2,122 |
| 0,7 | 0,100 | 2,7 | 2,289 |
| 0,8 | 0,146 | 2,8 | 2,462 |
| 0,9 | 0,198 | 2,9 | 2,640 |
| 1,0 | 0,256 | 3,0 | 2,824 |
| 1,1 | 0,321 | 3,1 | 3,013 |
| 1,2 | 0,394 | 3,2 | 3,207 |
| 1,3 | 0,475 | 3,3 | 3,405 |
| 1,4 | 0,564 | 3,4 | 3,609 |
| 1,5 | 0,661 | 3,5 | 3,818 |
| 1,6 | 0,764 | 3,6 | 4,031 |
| 1,7 | 0,873 | 3,7 | 4,249 |
| 1,8 | 0,987 | 3,8 | 4,471 |
| 1,9 | 1,108 | 3,9 | 4,698 |

В другому випадку стійкість греблі збільшується не лише за рахунок додаткової ваги бетону, але і за рахунок ваги води  $G_0$ . Іноді буває доцільно використати обидва прийоми одночасно. Тоді профіль водозливної стінки приймає вигляд, показаний на рисунку 1.4.1, д.

При влаштуванні тимчасового порогу для пропуску будівельної витрати при зведенні греблі методом гребінки та необхідності розміщення будівельних затворів профіль греблі матиме вигляд, показаний на рисунку 1.4.1, е.

У відповідності до завдання деякі студенти проєктують полегшені водозливні греблі, особливість яких в тому, що їх водозлив має пустотілу конструкцію, яка потребує приблизно на 20 % менше бетону, ніж монолітна конструкція. Приклад такої греблі показаний на рисунку 1.4.2. В даній греблі порожнини зроблені двохярусними у зв'язку з пропуском повені в період будівництва по перекриттю нижньої порожнини.

В першому наближенні ширина греблі по підшві  $b_{cp}$  може бути прийнята в залежності від різниці напорів на греблі  $z$  та типу ґрунтів основи:

- галькові та гравійні –  $(2,0 \dots 2,25) z$ ;
- супіщані та піщані –  $(2,25 \dots 2,50) z$ ;
- суглинисті –  $(2,50 \dots 2,75) z$ ;
- глинисті –  $(2,75 \dots 3,00) z$ ;

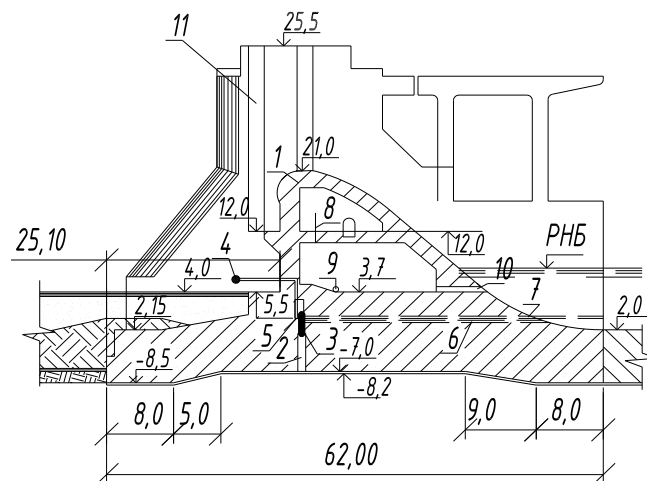


Рисунок 1.4.2 – Поперечний переріз по водозливу:

- 1 – водозливна гребля; 2 – дренажний колодязь; 3 – труба  $\varnothing 219$  мм;
- 4 – водозабір ежектора; 5 – ежектор; 6 – відвідний трубопровід ежектора;
- 7 – водоскидна труба дренажу; 8 – труба  $\varnothing 100$  мм; 9 – а/цем. труба  $\varnothing 300$  мм;
- 10 – а/цем. труба  $\varnothing 600$  мм; 11 – паз будівельного затвору

### Елементи підземного контуру греблі Понури

При розробці конструкції понуру необхідно мати на увазі, що коефіцієнт фільтрації матеріалу його водонепроникної частини має бути приблизно в 100 разів менше коефіцієнта фільтрації основи. В зв'язку з цим понури з глинистих

матеріалів (рис. 1.4.3, а) застосовуються при водопроникних ґрунтах основи – піщаних, піщано-гравійних тощо. На глинистих основах понури виконуються з таких водонепроникних матеріалів, як бетонні, бітумні суміші та асфальти. Часто при цьому вони виконуються анкерними (рис. 1.4.3, б). Тип понуру встановлюється студентом самостійно.

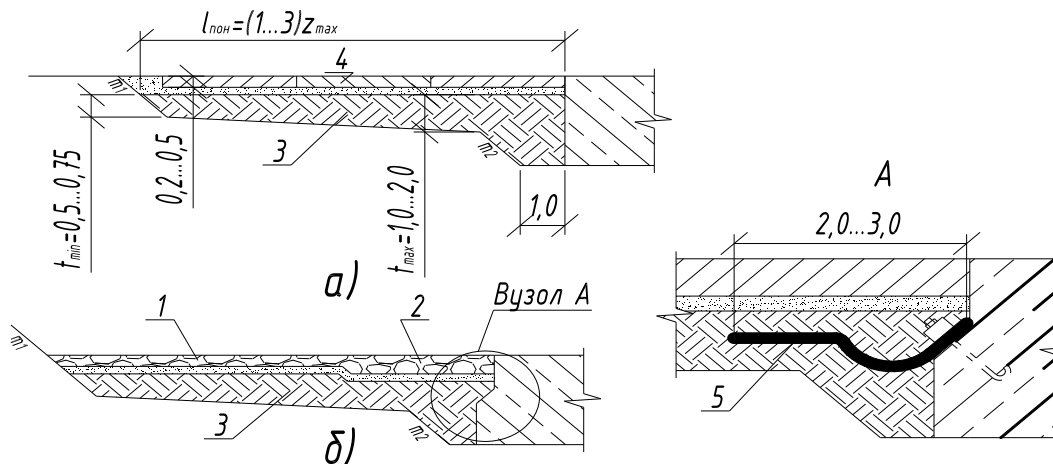


Рисунок 1.4.3 – Приклади гнучких глинистих понурів:

1 – одиночна кам'яна мостова на шарі піщано-гравелистої підготовки товщиною 0,15 м; 2 – подвійна мостова (на цементному розчині) на шарі підготовки; 3 – глинистий понур; 4 – бетонні плити розміром  $3,0 \times 3,0 \times 0,5$  м на гравійній підготовці товщиною 0,15 м; 5 – бітумний мат

При будь-якій конструкції понуру він має бути захищений від підмиву з верхової сторони. Тому перед ним необхідно влаштовувати початкове кріплення у вигляді запобіжного ківша, завантаженого камінням (рис. 1.4.4).

### Глинистий понур

Попередньо понуру з глинистих матеріалів можна надати наступних розмірів (рис. 1.4.3, а):

- мінімальна товщина понуру в верховій частині [2]  $t_{\min} = 0,5...0,75$  м;
- в примиканні до греблі  $1,0...2,0$  м;
- коефіцієнти закладання будівельних укосів  $m_1$  і  $m_2$  призначають у відповідності до властивостей ґрунтів основи;
- товщину понуру в проміжних вертикальних перерізах можна призначати за залежністю:

$$t \geq \left( \frac{1}{10} \dots \frac{1}{15} \right) h_n, \quad (1.4.2)$$

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

Шов (або його частина) спряження глинистого понуру і тіла греблі роблять зазвичай похилим для того, щоб він не розкривався при осіданні понуру і греблі. У відповідальних випадках цей шов спеціально ущільнюється (рис. 1.4.3, б).

Аналогічно здійснюється спряження такого понуру зі стінкою верхового відкритку берегового стояну.

Довжина понуру приймається в межах  $l_{\text{пон}} = (1,0 \dots 3,0) z_{\text{max}}$ .

Зверху водонепроникний матеріал понуру прикривається захисним шаром з будь-якого місцевого ґрунту товщиною не менше глибини промерзання для запобігання утворення тріщин глинистого матеріалу в період до затоплення понуру та можливих пошкоджень в період експлуатації. Зверху захисного шару відсипається зворотний фільтр товщиною 0,15...0,20 м. Безпосередньо на глинисту частину понуру зворотний фільтр відсипається лише на мало відповідальних греблях. Зверху зворотного фільтра влаштовується кріплення у вигляді або кам'яної мостової (рис. 1.4.3, б), або (частіше) у вигляді бетонних збірних або монолітних плит товщиною 0,20...0,50 м (рис. 1.4.3, а).

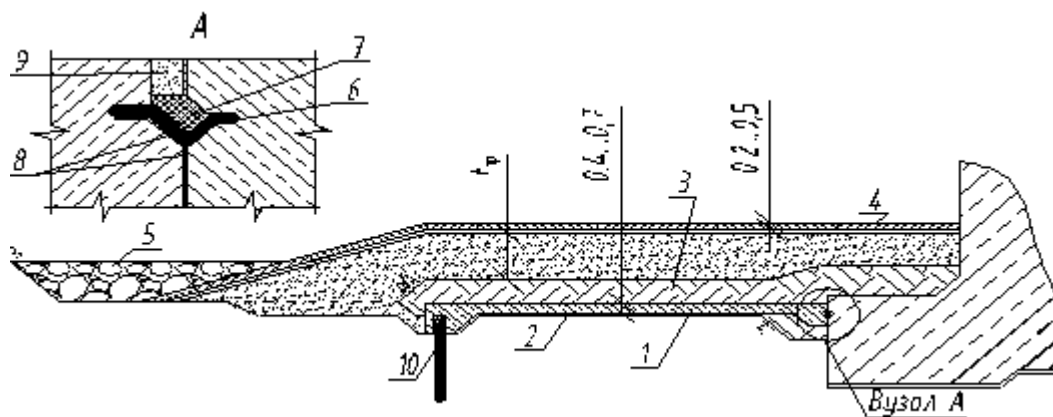


Рисунок 1.4.4 – Анкерний понур:

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

### Анкерний понур

Анкерні понури (рис. 1.4.4) зазвичай складаються 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 зверху відсипається місцевий ґрунт (пісок) товщиною не менше глибини промерзання, по верху якого вкладається захисне кріплення по зворотному фільтру.

Довжину анкерного понуру попередньо можна призначити за аналогією з понуrom з глинистих матеріалів. Довжина може бути уточнена на основі фільтраційних та статичних розрахунків. Розміри інших елементів таких понурів в проєкті можна приймати за аналогами побудованих споруд.

### Шпунти

В якості вертикальних протифільтраційних пристроїв в проєкті рекомендується використовувати плоскі сталі шпунти: верховий (корольовий) шпунт та низовий (водобійний). У випадку анкерного понуру застосовується також верховий понурний шпунт (або зуб).

В першому наближенні довжина понурного шпунта може бути прийнята від 2,0...3,0 м до  $0,5z_{\max}$ , корольового – в межах  $(0,5...1,5)z_{\max}$ . Менші значення коефіцієнтів відповідають глинистим і суглинистим основам та високим греблям. Віддаль між шпунтовими рядами повинна бути не менше 0,75 їх сумарної довжини.

З'єднання шпунта з фундаментом греблі виконується шляхом влаштування спеціальних гідроізоляційних шпонок, розміщених в бетоні фундаменту (рис. 1.4.5).

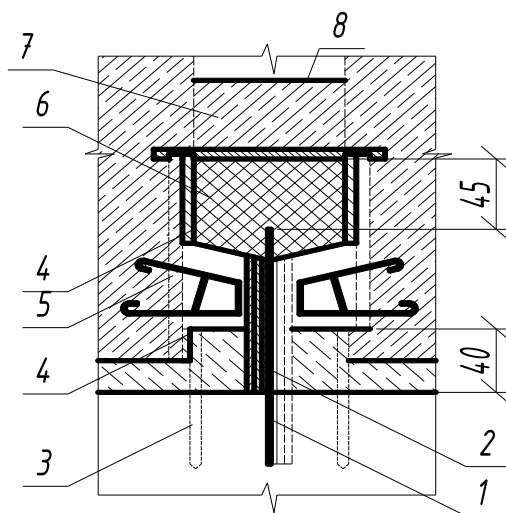


Рисунок 1.4.5 – З'єднання шпунта з фундаментною плитою за допомогою шпонок:

- 1 – шпунт; 2 – войлок; 3 – кілки з дошок; 4 – дошки; 5 – стійки через 1 м;
- 6 – бітумно-мінеральна суміш; 7 – резервні колодязі через 4 м;
- 8 – рівень суміші в колодязі

### Бетонні зуб'я

Бетонні зуб'я при наявності шпунтових рядів робляться неглибокими –  $\leq 2,0...3,0$  м, шириною по низу –  $\geq 3,0$  м. Коефіцієнти закладання будівельних укосів можуть бути прийняті  $m = 1,0$ .

## Дренаж основи

Під тілом греблі у більшості випадків доцільно влаштовувати горизонтальний дренаж, оскільки в цьому випадку фільтраційний тиск на тіло греблі практично повністю 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 тришаровими. Загальна товщина всіх шарів такого дренажного фільтру приймається в межах 0,8...1,0 м.

Відвід 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 (рис. 1.4.4). При цьому вихідні отвори таких труб розташовують в низових оголовках бичків та стоянах.

## ПРАКТИЧНА РОБОТА 5 ПРИСТРОЇ НИЖНЬОГО Б'ЄФУ ТА СПРЯЖУЮЧІ СПОРУДИ

### Пристрої нижнього б'єфу

Тип гасителя енергії на водобой вказується в завданні, а їх розміри і розташування встановлюються гідравлічними розрахунками. Цими ж розрахунками встановлюються тип та протяжність окремих частин кріплення нижнього б'єфу.

Попередньо товщина водобойою може бути визначена за залежністю:

$$\delta_{\epsilon} \geq \left( \frac{1}{10} \dots \frac{1}{12} \right) l_{\epsilon}, \quad (1.5.1)$$

де  $l_{\epsilon}$  – довжина водобойою, 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 водобойою відокремлюються деформаційними швами від тіла греблі по ширині водобойою. В напрямку течії вони робляться зазвичай цільними, але в деяких випадках (при значній довжині водобойою) можуть розділятися на дві частини. Зазвичай вони розрізаються швами по продовженням осей бичків. При відстані між цими швами більше 15-20 м влаштовуються додаткові поздовжні шви водобойою по осях прольотів греблі. Всі вказані шви не ущільнюються, вони водопроникні.

Під водобійною плитою влаштовується дренаж, захищений зворотним фільтром (одно- або двохшаровим). Відвід води з дренажу можна здійснювати:

- 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, коли є небезпека винесення через них часток основи в результаті ежекційного впливу поверхневого потоку.

Товщина дренажного шару під плитами водобою може складати, наприклад, на початку 0,7...0,9 м, в кінці – 0,4...0,6 м. Розвантажувальні отвори роблять розміром від 0,25 × 0,25 м до 1,0 × 1,0 м та заповнюють їх кам'яним матеріалом, зверху перекривають металічними решітками. Ці отвори розташовуються в шаховому порядку через 5...10 м в ряду один від одного. Ряди отворів розташовують не менше, ніж через 5 м. При цьому площа розвантажувальних отворів повинна складати не менше 1,5 % від площі всього кріплення. На початку водобійної плити, наприклад, на першій третині її довжини, де ежекція потоку може бути особливо великою, розвантажувальні колодязі розташовувати не рекомендується.

Жорстка частина рисберми найчастіше виконується з бетонних та армобетонних плит. На початковій ділянці рисберми товщину плит приймають до 1,0...2,5 м, на кінцевій – 0,5...0,8 м і більше. Зміна товщини плит по довжині рисберми відбувається уступами. Плити виконують квадратними або прямокутними в плані довжиною від 2 до 20 м. При заданих планових розмірах плити її товщину  $d_n$  можна орієнтовно визначати з умов:

$$\text{для неармованих плит } d_n \geq \left( \frac{1}{6} \dots \frac{1}{7} \right) l_n, \quad (1.5.2)$$

$$\text{для армованих плит } d_n \geq \left( \frac{1}{8} \dots \frac{1}{10} \right) l_n, \quad (1.5.3)$$

де  $l_n$  – довжина плити в напрямку течії.

Поздовжні шви між плитами рекомендується влаштовувати «вперев'язку». Якщо плити є прямокутними, їх необхідно вклати довгою стороною вздовж течії. Під плитами вкладається двох або трьохшаровий зворотний фільтр товщиною 0,4...0,6 м. На поверхню зворотного фільтра при бетонуванні плит на місці вкладають шар жорсткої бетонної суміші у якості підготовки товщиною 0,10...0,15 м.

В плитах рисберми, як і на водобої, влаштовують розвантажувальні отвори у відповідності до вищенаведених рекомендацій для водобійних плит. Прикладом сучасного типу кріплення дна в нижньому б'єфі може бути наступне кріплення (рис. 1.5.1).

З метою зменшення питомих витрат в кінці кріплення дна в нижньому б'єфі русло рекомендується розширювати в плані під кутом  $\beta$ , величина якого приймається з наступної умови:

$$tg\beta \leq \frac{1}{8} \dots \frac{1}{10}. \quad (1.5.4)$$

Розміри ковшового кінцевого кріплення рисберми встановлюються розрахунком.

В межах водобною і рисберми виконується кріплення берегів. Вздовж водобною берег зазвичай укріплюється вертикальною підпірною стінкою низового відкритку берегового стояну, вздовж рисберми – вертикальним або укісним кріпленням з того ж матеріалу, що і рисберма.

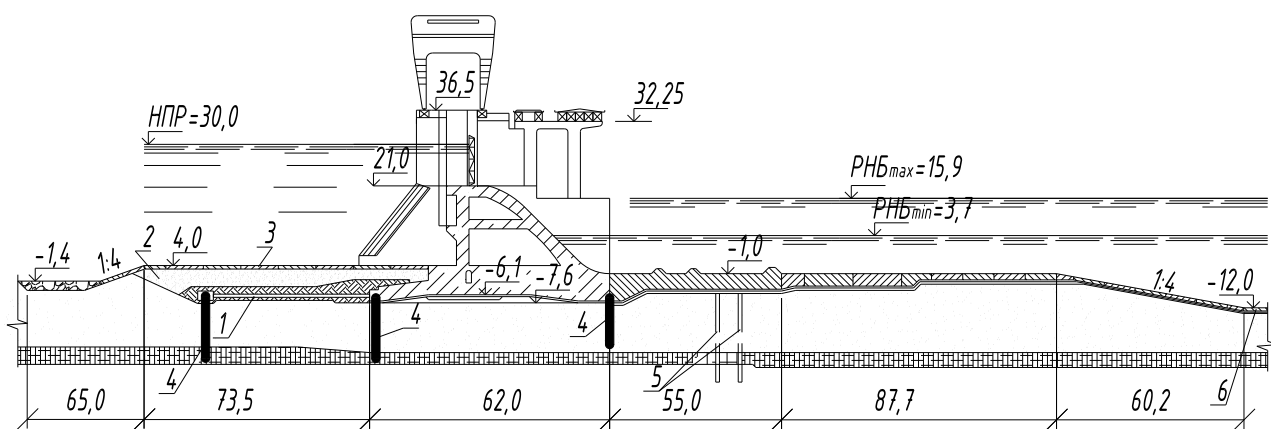


Рисунок 1.5.1 – Гребля. Поперечний переріз:

1 – залізобетонний анкерний понур; 2 – піщане привантаження; 3 – покриття бетонними плитами; 4 – сталевий шпунт; 5 – розвантажувальні свердловини; 6 – гнучке залізобетонне покриття

## Бики

Форму оголовків биків в плані в курсовому проєкті рекомендується приймати напівциркульною або криволінійною загостреною.

При можливості льодоходу оголовок бика необхідно приймати загостреної форми.

У відповідності до рекомендацій А. Р. Березинського товщини биків приймаються наступними:

|                    |                                          |
|--------------------|------------------------------------------|
| при $b_{np} = 10м$ | $d_{\bar{\sigma}} = (0,20...0,25)b_{np}$ |
| при $b_{np} = 14м$ | $d_{\bar{\sigma}} = (0,16...0,21)b_{np}$ |
| при $b_{np} = 20м$ | $d_{\bar{\sigma}} = (0,12...0,16)b_{np}$ |
| при $b_{np} = 30м$ | $d_{\bar{\sigma}} = (0,10...0,13)b_{np}$ |

Тут нижні значення відносяться для напорів  $H < 3,0$  м.

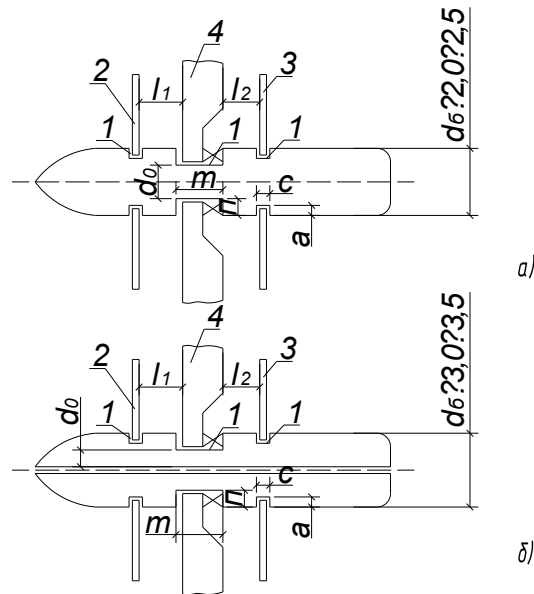


Рисунок 1.5.2 – Схема бика в плані при влаштуванні плоского затвора:  
а) нерозрізного; б) розрізного

Товщина здвоєних (розрізних) бичків збільшується приблизно на 30–40 %.

Влаштування пазів в биках у випадку плоских затворів здійснюється у загальному випадку так, як показано на рисунку 1.5.2. Їх розміри наближено можуть бути прийняті наступними:

$$a \approx c \approx 0,5 \text{ м};$$

$$n = \frac{m}{2} \approx 0,7 \dots 2,0 \text{ м};$$

$$m = \left( \frac{1}{7} \dots \frac{1}{10} \right) b_{np} \approx 1,4 \text{ м},$$

Відстані між затворами  $l_1$  і  $l_2$  повинні забезпечувати зручні умови роботи по ремонту робочого затвору. Зазвичай ці розміри призначаються не менше 1,0...1,5 м.

Товщина бика в звуженій частині  $d_0 \geq 1,0 \dots 1,5$  м.

Тоді повна товщина бика  $d_6 = d_0 + 2n \approx 2,0 \dots 6,0$  м.

Сегментні затвори не потребують влаштування пазів в биках і їх товщина може бути зменшена до 1,5...2,0 м.

Відмітка гребня бика і його форма збоку визначаються розташуванням транзитних і службових мостів. В курсовому проєкті перевищення гребнів биків та земляної греблі над ФПР необхідно приймати:

- для класу капітальності СС3 – 1,5 м;
- для класів капітальності СС2-1 – СС1 – 1,0 м;

$$\downarrow \Gamma_{\text{бика}} = \downarrow \Gamma \Gamma_{\text{земл.}} = \downarrow \Phi \text{ПР} + (1,0 \dots 1,5) \text{ м}$$

При зведенні греблі методом гребінки в биках з боку верхнього б'єфу необхідно також влаштовувати пази для будівельних затворів, які рекомендується виконувати як продовження пазів ремонтних затворів (рис. 1.5.1 і рис. 1.5.2). Якщо виникає необхідність огорожування гребінки також і зі сторони нижнього б'єфу, то на низових ділянках биків також влаштовуються пази для будівельних затворів.

Для скорочення термінів будівництва бики і стояни бетонуються зазвичай з використанням плит-оболонок або армоплит, які виконують функції опалубки, що в курсовому проєкті необхідно відобразити на кресленнях биків та стоянів відповідними шриховками.

### **Оглядові галереї та дренаж тіла греблі**

Розміри оглядових галерей встановлюються у відповідності до їх призначення (контроль, цементация, відвід фільтраційних вод, транспортне використання, комунікації). При необхідності виконання робіт в галереї (бурових і т. п.) вони повинні мати ширину 2,5 м і висоту 3,0...3,5 м. Розміри галерей при відсутності виконання в них робіт призначаються: ширина –  $\geq 1,2$  м, висота  $\geq 2,0$  м.

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 (рис. 1.5.1).

Дренаж тіла греблі суцільного профілю включає ряд вертикальних дрен, що розташовуються на відстані 2,0...4,0 м від напірної грані. Дрени мають діаметр 15...20 см та розташовуються в ряду через 2,0...3,0 м. Вони виконуються із збірних блоків пористого бетону і інших конструкцій, що забезпечують безперешкодний відвід фільтраційної води з тіла греблі.

### **Шви греблі і їх ущільнення**

Греблі напором більше 5...10 м на нескельних основах як правило складаються з секцій, в яких водозлив та бички об'єднані в одну конструкцію на спільній фундаментній плиті.

В залежності від якості та однорідності основи розрізка греблі по бичках може призначатися через один (рис. 1.5.3, а), два – (рис. 1.5.3, б), три (рис. 1.5.3, в) прольоти. Віддаль між наскрізними швами може бути до 40...50 м, іноді і більше. В цьому випадку для попередження значних температурних напружень в тілі греблі у бичків влаштовуються шви-надрізи (рис. 1.5.3, б, в), які доходять тільки до фундаментної плити.

Ширину шва в бичках біля гребня споруди рекомендується приймати 4...5 см, в межах фундаментної плити – 1,0...1,5 см. Ширина температурних швів-надрізів 1...2 см.

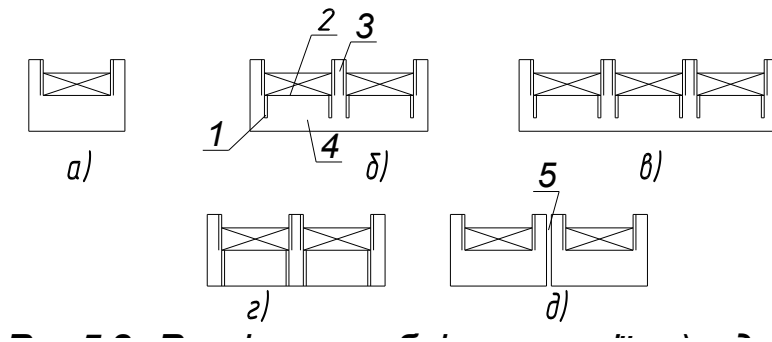


Рисунок 1.5.3 – Розрізка греблі на секції:

а) однопрогінна; б) двопрогінна; в) трьохпрогінна; г) бики відрізані від водозлива;

1 – шви-надрізи; 2 – поріг водозлива; 3 – бик; 4 – фундаментна плита;  
5 – шви між секціями

Протифільтраційні ущільнення швів в бичках в загальному випадку можуть мати наступні елементи (рис. 1.5.4):

- головне горизонтальне ущільнення;
- донне горизонтальне ущільнення;
- контурне ущільнення;
- дренажна шахта;
- головне вертикальне ущільнення;
- контурне ущільнення оглядових галерей.

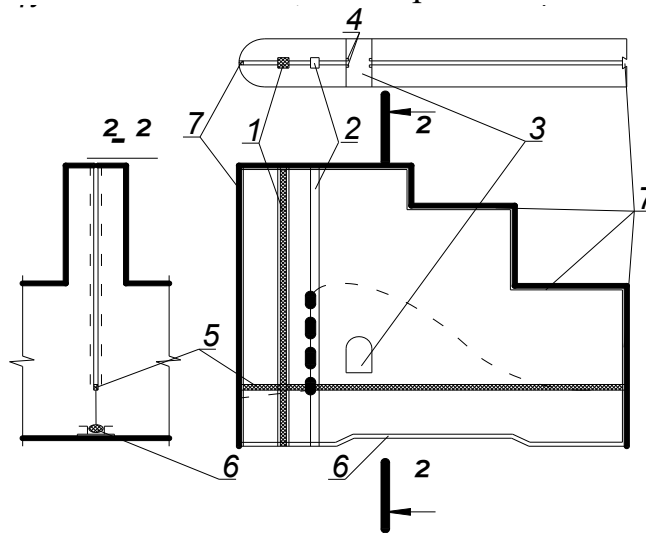


Рисунок 1.5.4 – Влаштування шва в бичу водозливної греблі:

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

Контурні ущільнення можуть бути зовнішніми і внутрішніми. Зовнішні влаштовують для недопущення проникнення в шов напірних ґрунтових вод, сміття, криги. Внутрішні захищають галереї від затоплення водою.

## Спряжуючі споруди

Спряжуючі споруди влаштовуються в місцях примикання греблі до інших споруд гідровузла.

Спряження з будівлею ГЕС (рис. 1.5.5) виконується за допомогою роздільних стінок (роздільних стоянів), які виступають в бік верхнього б'єфа на довжину не більше довжини понуру, та не менше, ніж на довжину водобою, в бік нижнього б'єфа, а іноді – і на довжину рисберми.

Роздільна стінка є по конструкції напівбиком. Верхня грань стінки повинна бути вище рівня води не менше, ніж на 1,0...1,5 м.

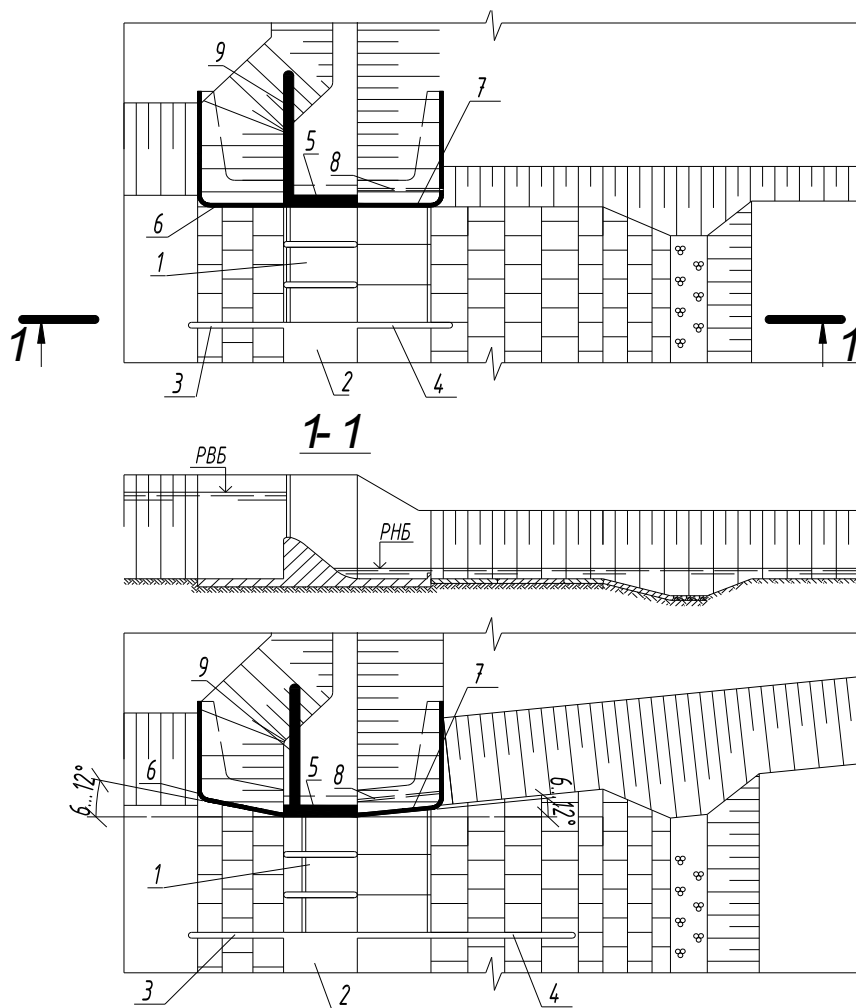


Рисунок 1.5.5 – Приклади компоновки спряжуючих споруд:

- 1 – водозливна гребля; 2 – будівля ГЕС; 3 – верхова роздільна стінка;
- 4 – низова роздільна стінка; 5 – стоян; 6 – верховий спряжуючий відкрилок;
- 7 – низовий спряжуючий відкрилок; 8 – дренаж за стояном;
- 9 – протифільтраційна діафрагма (шпора)

Спряження водозливної греблі із земляною або берегом виконується за допомогою берегових стоянів і відкрилків, що мають форму підпірних стінок. В

греблях на нескільних основах стоян і водозливна частина греблі зазвичай об'єднуються в єдину докову конструкцію.

Частина земляної греблі або берега, що примикає до водозливної греблі, виконується у вигляді поширеного майданчика (монтажного), щоб забезпечити зручні умови для монтажу кранів і затворів, виїзд кранів з греблі, виконання ремонту затворів і розміщення затворосховищ (рис. 1.5.5). Довжина цього майданчика дорівнює  $(1,5 \dots 2,5)b_{np}$  довжини водозливних отворів.

Довжина верхових спряжуючих відкритків зазвичай дорівнює довжині понура. В тому випадку, якщо цієї довжини недостатньо для плавного підводу річкового потоку до греблі, влаштовуються спеціальні струмененапрямні дамби. Необхідність в них та їх розміри встановлюються лабораторними дослідженнями.

В вертикальній площині спряжуючі відкритки влаштовують в більшості випадків постійної висоти з відміткою гребня, що дорівнює відмітці гребня стояну. Рідше їх роблять пірнаючими із змінною висотою гребня відкритка у відповідності до верхового укусу глухої греблі або берега.

В плані верхові і низові відкритки роблять або в одній площині із стояном або під кутом  $6 \dots 12^\circ$ , що зменшує питомі витрати води і розмив дна в кінці рисберми.

Низова спряжуюча стінка у більшості випадків виконується в плані у вигляді прямого або тупого кута. Вниз за течією її довжина може відповідати довжині водобою або доходити до кінця рисберми на відповідальних об'єктах. Якщо цього недостатньо для плавного розтікання потоку і захисту від розмиву земляної греблі, влаштовуються спеціальні струмененапрямні дамби, розміри і окреслення яких встановлюються лабораторними дослідженнями. Гребінь низового відкритка поступово опускається вниз за течією у відповідності до укусу земляної греблі або планування берегів та зазвичай не затоплюється водою нижнього б'єфу.

Для перешкодження місцевого фільтраційного випору в низовій частині стояну тут влаштовується відповідний дренаж, захищений зворотним фільтром (рис. 1.5.5). Він повинен бути продовженням дренажу земляної греблі.

В деяких випадках влаштовують додатково протифільтраційні шпори або діафрагми (рис. 1.5.5), які необхідно розташовувати не нижче лінії затворів греблі (за течією). Довжина діафрагми та місцезонаження дренажу встановлюються розрахунком фільтраційної міцності засипки пазух стояну.

Діафрагми можуть мати вигляд бетонної або залізобетонної стінки, ядра з суглинистого ґрунту, пальового шпунтового ряду. В останньому випадку, якщо під греблею є шпунт, то його спряжують із шпунтом діафрагми. З'єднання греблі з такою діафрагмою виконується гнучкою шпонкою (рис. 1.5.6).

Підпірні стінки спряжуючих відкритків складаються зазвичай з секцій довжиною від 20 до 40 м різної висоти на окремих фундаментних плитах. Вони виконуються з бетону або залізобетону і є спорудами гравітаційного типу.

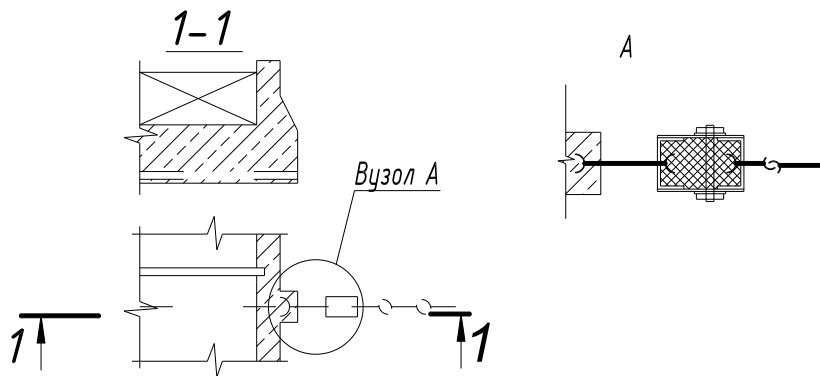


Рисунок 1.5.6 – Спряження діафрагми (шпори) із стояном

При незв'язних ґрунтах основи найбільш ефективним є застосування *кутникових стінок*. Кутникова підпірна стінка (рис. 1.5.7) виконується із монолітного залізобетону і складається з вертикальної і горизонтальної плит. Ширину горизонтальної фундаментної плити  $B_n$  попередньо можна прийняти такою, що дорівнює:

$$B_n = (0,5 \div 0,9) H_n, \quad (1.5.5)$$

де  $H_n$  – висота стінки.

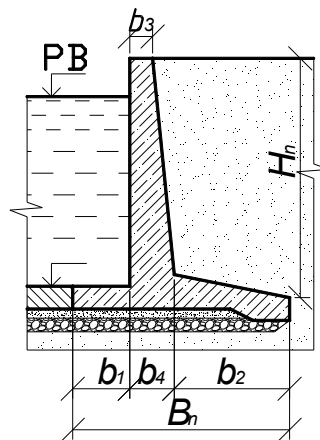


Рисунок 1.5.7 – Переріз підпірної стінки спряжуючих споруд

Довжину передньої консольної частини фундаментної плити призначають в межах:

$$b_1 = (0,25 \div 0,3) B_n, \quad (1.5.6)$$

довжину задньої консольної частини:

$$b_2 = (0,7 \div 0,75) B_n, \quad (1.5.7)$$

товщину вертикальної плити по низу:

$$b_4 = (0,7 \div 0,75)B_n, \quad (1.5.8)$$

товщину вертикальної плити по верху:

$$b_3 = (0,4 \div 0,5)b_4. \quad (1.5.9)$$

Товщина горизонтальної плити в місці спряження з вертикальною дорівнює товщині останньої по низу  $b_4$ , по краях – дещо менше.

## **ПРАКТИЧНА РОБОТА 6**

### **ФІЛЬТРАЦІЙНИЙ РОЗРАХУНОК ПІДЗЕМНОГО КОНТУРУ ГРЕБЛІ**

#### **Загальні положення**

В задачі фільтраційного розрахунку підземного контуру входять:

1. Перевірка розмірів підземного контуру за умовами фільтраційної міцності основи.
2. Визначення сил фільтраційного і зважуючого тисків (протитиску).
3. Перевірка місцевої фільтраційної міцності ґрунту основи в місцях виходу фільтраційного потоку в нижній б'єф.

В практичній роботі:

- при визначенні *сил фільтраційного протитиску* розглядається *основний розрахунковий випадок* пропуску максимальної розрахункової витрати  $Q_{\max}^{\text{осн}}$  при НПР в умовах плоскої задачі. При цьому розглядається 1 п. м. довжини греблі;
- при перевірці *фільтраційної міцності основи* розглядається *експлуатаційний випадок*, що відповідає нормальним умовам експлуатації (рівень води у верхньому б'єфі – НПР, в нижньому – меженний).

Фільтраційний розрахунок виконується за методом коефіцієнтів опору Чугуєва Р. Р.

Розрахунок починають з розробки *розрахункової схеми підземного контуру*, яка отримується із дійсної схеми підземного контуру шляхом виключення дрібних деталей (таких, як дрібні зуб'я), що суттєво не впливають на результати розрахунку. Бетонні зуб'я умовно замінюються водонепроникними шпунтами тієї ж глибини.

Заглиблення фундаменту греблі в ґрунт встановлюється з урахуванням впливу фільтраційного потоку. Заглиблення низового зуба (або зуба і шпунта, якщо він влаштовується) в основу відносно поверхні водобоя може бути знайдено за формулою:

$$d_{\text{г}} = \delta_{\text{г}} + t_{\text{др}} + S_{\text{вих}}, \quad (1.6.1)$$

де  $\delta_{\text{г}}$  – товщина плити водобоя;

$t_{\text{др}}$  – товщина дренажу під водобоем (рис. 1.6.1);

$S_{\text{вих}}$  – заглиблення низового зуба та шпунта відносно початку дренажу.

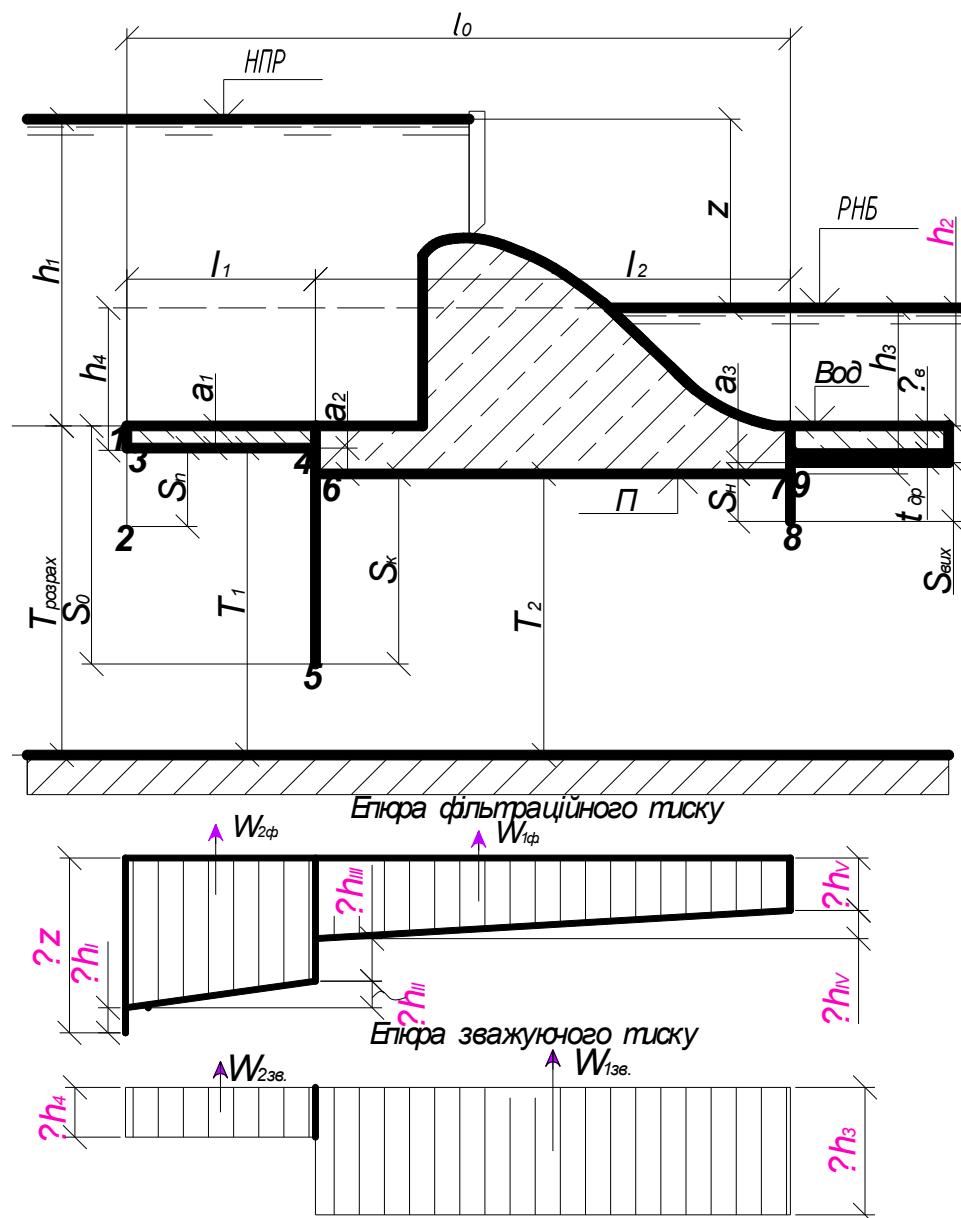


Рисунок 1.6.1 – Схема до фільтраційного розрахунку

Заглиблення низового зуба за умовами зменшення вихідних швидкостей фільтраційного потоку може бути визначено за формулою:

$$S_{вих} = (0,05 \div 0,1)T \leq (0,05 \div 0,1)l_0, \quad (1.6.2)$$

де  $T$  – заглиблення розрахункового водоупору під дно ВБ;

$l_0$  – горизонтальна проекція підземного контуру.

При відомих довжинах низового шпунта та низового зуба встановлюються всі відмітки підосви греблі.

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

$$\downarrow \Pi = \downarrow Bod - d_{\epsilon} + S_n, \quad (1.6.3)$$

де  $S_n$  – довжина низового шпунта.

При влаштуванні плоского дренажу під тілом греблі розрахунковий підземний контур закінчується на початку дренажу (і у відповідності до цього призначається його розрахункова схема).

### Встановлення положення розрахункового водоупору

У відповідності до методу коефіцієнтів опору встановлюється розрахункове положення водоупору, яке в загальному випадку може не співпадати з положенням дійсного водоупору і є різним при вирішенні конкретних задач розрахунку.

Приклад розрахункової схеми при рівності відміток верхнього і нижнього б'єфів наведено на рисунку 29.

Розрахункова глибина залягання водоупору, що характеризується поняттям активної зони фільтрації, визначається:

– при визначенні фільтраційного протитиску і контролюючого градієнту напору  $T = T'_{ak}$ ;

– при визначенні вихідного градієнту  $T = T''_{ak}$ .

Дані величини визначаються в залежності від типу схеми підземного контуру (розпластана, проміжна, заглиблена, дуже заглиблена) за формулами з табл. 1.6.1. Тип схеми визначається за співвідношенням  $l_0 / S_0$  ( $l_0$ ,  $S_0$  – горизонтальна і вертикальна проєкції підземного контуру).

Розрахункове значення  $T_{розрах}$  приймається в залежності від дійсного залягання водоупору  $T_{\delta}$ :

$$\text{– при } T_{\delta} < T'_{ak}, T''_{ak} \quad T'_{розрах}, T''_{розрах} = T_{\delta}; \quad (1.6.4)$$

$$\text{– при } T_{\delta} > T'_{ak}, T''_{ak} \quad T'_{розрах} = T'_{ak}, T''_{розрах} = T''_{ak}. \quad (1.6.5)$$

Таблиця 1.6.1 – Визначення розрахункових значень  $T'_{ak}$  та  $T''_{ak}$

| Схема підземного контуру | $l_0 / S_0$                       | $T'_{ak}$         | $T''_{ak}$ |
|--------------------------|-----------------------------------|-------------------|------------|
| Розпластана              | $\geq 5$                          | $0,5l_0$          | $2T'_{ak}$ |
| Проміжна                 | $3,4 \leq \frac{l_0}{S_0} \leq 5$ | $2,5S_0$          |            |
| Заглиблена               | $1 \leq \frac{l_0}{S_0} \leq 3,4$ | $0,8S_0 + 0,5l_0$ |            |
| Дуже заглиблена          | $0 \leq \frac{l_0}{S_0} \leq 1$   | $S_0 + 0,3l_0$    |            |

### Визначення числових значень коефіцієнтів опору

У відповідності до розрахункової схеми (рис. 29) у підземному контурі можуть бути виділені наступні елементи:

1. Вертикальні елементи:

– при наявності шпунтів: вхідний 1–2, 2–3, і вихідний 7–8, 8–9 (коефіцієнт опору  $\xi_{вх}$ );

– внутрішній шпунт – 4–5, 5–6, або (при відсутності шпунта) – внутрішній уступ 4–6 (коефіцієнт опору  $\xi_{ун}$ );

– при відсутності шпунтів: вхідний 1–3 і вихідний 7–9 (коефіцієнт опору  $\xi_{вих}$ ).

2. Горизонтальні елементи 3–4, 6–7. Для них коефіцієнт опору  $\xi_{гор}$ .

Значення коефіцієнтів опору знаходяться за формулами:

1. Коефіцієнти опору на вході, виході:

– при наявності вхідного і вихідного шпунтів:

$$\xi_{вх} = \xi_{вих} = \xi_{ун} + 0,44, \quad (1.6.6)$$

де

$$\xi_{ун} = \frac{a}{T_1} + 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,5 \frac{S}{T_2}}{1 - 0,75 \frac{S}{T_2}}, \quad (1.6.7)$$

$T_1, T_2$  – глибина залягання розрахункового водоупору зліва і справа від шпунта чи уступу, що розглядається (завжди приймається  $T_1 \geq T_2$ );

$S$  – довжина шпунта.

$$a = T_1 - T_2. \quad (1.6.8)$$

– При відсутності шпунта ( $S = 0$ ):

$$\xi_{\text{вх}} = \xi_{\text{вих}} = \frac{a}{T_1} + 0,44. \quad (1.6.9)$$

– При відсутності уступу і шпунта ( $S = 0, a = 0$ ):

$$\xi_{\text{вх}} = \xi_{\text{вих}} = 0,44. \quad (1.6.10)$$

2. Для визначення коефіцієнту опору внутрішнього шпунта використовується формула (1.6.7).

3. Для горизонтальних елементів довжиною  $l \geq 0,5(S_1 + S_2)$  коефіцієнт опору знаходиться за формулою:

$$\xi_{\text{гор}} = \frac{l - 0,5(S_1 + S_2)}{T}, \quad (1.6.11)$$

де  $S_1, S_2$  – розміри шпунтів, розташованих зліва і справа від горизонтального елемента.

Якщо шпунт суміщується з зубом чи уступом, то вони також включаються в довжину шпунта.

### **Фільтраційні розрахунки за методом коефіцієнтів опору**

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

*Загальна фільтраційна міцність основи забезпечується, якщо:*

$$I_k \leq (I_k)_{\text{дон}}, \quad (1.6.12)$$

де  $I_k, (I_k)_{\text{дон}}$  – контролюючий градієнт напору фільтраційного потоку і його допустиме значення.

У випадку звичайної схеми підземного контуру, коли  $l_0 \geq S_0$ :

$$I_k = \frac{z}{T'_{\text{розрах}}} \sum \zeta', \quad (1.6.13)$$

де  $\sum \zeta'$  – сума коефіцієнтів опору при  $T'_{\text{розрах}}$ :

$$\sum \zeta' = \zeta_{\text{вх}} + \zeta_{\text{гор}}^1 + \zeta_{\text{шт}} + \zeta_{\text{гор}}^2 + \zeta_{\text{вих}}. \quad (1.6.14)$$

При розпластаній схемі підземного контуру:

$$I_k \cong I_{z.k.}, \quad (1.6.15)$$

де  $I_{z.k.}$  – похил лінії епюри фільтраційного тиску на горизонтальній ділянці підземного контуру.

Допустиме значення контролюючого градієнту становить:

$$(I_k)_{\text{дон}} = \frac{I_k^{cp}}{K_n}, \quad (1.6.16)$$

де  $I_k^{cp}$  – осереднений розрахунковий критичний градієнт напору:

(для глини – 1,2; суглинку – 0,65; пісків крупних – 0,45; пісків середніх – 0,38; пісків дрібних – 0,29).

$K_n$  – коефіцієнт надійності (для класу СС3 – 1,25; СС2-1 – 1,2; СС2-2 – 1,15; СС1 – 1,1).

*Місцева фільтраційна міцність* ґрунту основи забезпечується, якщо виконується наступна умова:

$$I_{\text{вих}} \leq I_{kr}^M, \quad (1.6.17)$$

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

$I_{kr}^M$  – допустиме значення градієнту напору (для несучозійних 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:

$$I_{\text{вих}} = \frac{z}{T_{\text{розрах}}'' \cdot \alpha \sum \zeta''}, \quad (1.6.18)$$

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

$$\alpha = \sqrt{\sin \left[ \frac{\pi}{2} \cdot \left( \frac{S}{T_1} - \frac{T_2}{T_1} + 1 \right) \right]}, \quad (1.6.19)$$

$S, T_1, T_2$  відносяться до вихідного елементу підземного контуру, можливі варіанти якого показані на рисунку 1.6.2.

Формула (1.6.18) рекомендується для  $0,7 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1,4$ . Методика визначення

$I_{вих}$  в інших випадках викладена в [5].

Якщо дійсний водоупор розташований на значній глибині (наприклад  $T_0 = \infty$ ), то вихідний градієнт  $I_{вих}$  необхідно помножити на коефіцієнт запасу 1,1.

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

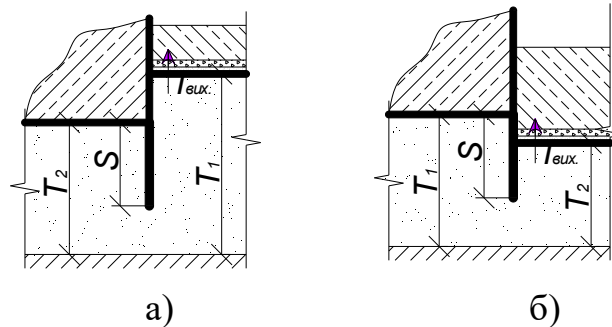


Рисунок 1.6.2 – Схеми виходу фільтраційного потоку в нижній б'єф

Втрати напору при обтіканні елементів підземного контуру визначаються за формулою:

$$h_i = \frac{\zeta_i}{\sum \zeta'} \cdot z, \quad (1.6.20)$$

де  $\sum \zeta'$  – сума коефіцієнтів опору при  $T'_{розрах}$ ;

$$z = h_I + h_{II} + \dots + h_n. \quad (1.6.21)$$

По втратах напору фільтраційного потоку на окремих елементах підземного контуру  $h_i$ , будується епюра сили фільтраційного тиску  $W_2$  рисунок 29. Для цього визначаються її ординати по величинах  $\gamma z, \gamma h_I, \gamma h_{II}$  і т. д. Точки епюри з'єднуються відрізками.

Епюра зважуючого тиску  $W_I$  отримується шляхом відкладання від основи епюри ординат  $\gamma h_3, \gamma h_4$ , де  $h_3, h_4$  – глибини занурення характерних точок підосви споруди під розрахунковий рівень води нижнього б'єфу (рис. 1.6.1).

При наявності горизонтального дренажу під тілом греблі епюра зважуючого тиску залишається незмінною, а епюра фільтраційного тиску закінчується в створі початку дренажу, який практично знімає фільтраційний тиск.

Питома фільтраційна витрата визначається за формулою:

$$q = \frac{z}{\sum \zeta'''} K, \quad (1.6.22)$$

де  $\sum \zeta'''$  – сума коефіцієнтів опору при  $T'''_{\text{розрах}} = T_\partial$ ;

$K$  – коефіцієнт фільтрації.

У випадку глибокого залягання водоупору ( $T_\partial \gg T'_{ak}$ ) витрата за даною формулою може бути знайдена лише наближено.

## **ПРАКТИЧНА РОБОТА 7**

### **ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА ГРЕБЛЮ**

В практичній роботі діючі навантаження приймаються за основного їх поєднання, коли в верхньому б'єфі має місце нормальний підпірний рівень води.

При розрахунках гребель на основні поєднання навантажень враховуються навантаження:

- власна вага споруди;
- сили гідростатичного і фільтраційного тисків води;
- сили хвильового тиску;
- сили тиску наносів і ґрунту основи;
- вага затворів, підйомних механізмів, службових і транспортних мостів.

Статичний розрахунок виконується для секції греблі, тому навантаження приймаються діючими на всю секцію греблі. Розрахункова схема для визначення діючих навантажень представлена на рисунку 1.7.1.

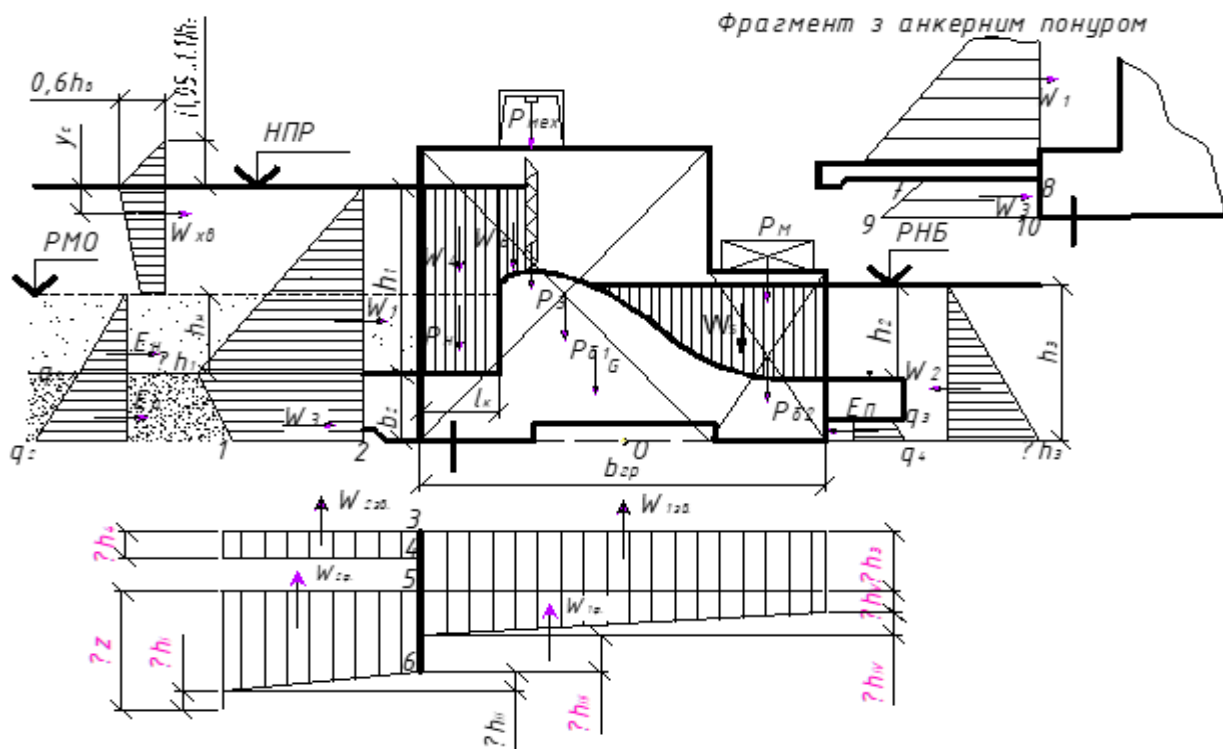


Рисунок 1.7.1 – Схема до розрахунку стійкості

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

$$G = \gamma_1 \cdot V, \quad (1.7.1)$$

де  $\gamma_1$  – 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,  $\text{м}^3$ ;

$z_c$  – довжина секції греблі:

$$z_c = n_1 \cdot b_{np} + (n_1 - 1) \cdot d_o;$$

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

$S$  – площа поперечного перерізу елементу споруди,  $\text{м}^2$ .

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

Сили фільтраційного та зважуючого тисків на підземний контур греблі визначаються як добуток площ відповідних епюр на довжину секції греблі  $z_c$ . При цьому окремо розглядаються сили фільтраційного і зважуючого тисків  $W_{1ф}, W_{1зв}$ , що діють на підшву греблі, та  $W_{2ф}, W_{2зв}$ , що діють на понур (враховуються у випадку анкерного понуру).

Сили гідростатичного тиску визначаються шляхом їх розкладання на вертикальну і горизонтальну складові. Точки прикладання сил гідростатичного тиску відповідають центрам ваги відповідних епюр.

Горизонтальні складові сил гідростатичного тиску, що діють на секцію споруди, знаходяться як добуток площі епюри на довжину секції  $z_c$ .

Епюри горизонтальних складових сил гідростатичного тиску  $W_1, W_2$ , що діють на греблю відповідно з боку верхнього та нижнього б'єфів, мають форму трикутників з максимальним значенням в основі трикутника з урахуванням водопроникності наносів:

$$p_{\max} = \gamma \cdot h, \quad (1.7.2)$$

де  $h$  – відповідна глибина води.

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

– у випадку *глинистого понуру*:

нижня ордината епюри (1–2), яка відповідає низовому ребру напірної грані греблі, дорівнює сумі ординат епюр сил зважуючого і фільтраційного тисків в цій самій точці (3–5 та 5–6);

– у випадку *анкерного понуру* (див. фрагмент з анкерним понуrom на рис. 1.7.1):

ордината епюри горизонтальної сили гідростатичного тиску (7–8) дорівнює сумі ординат епюр сил зважуючого і фільтраційного тисків в точці верхової грані греблі безпосередньо під понуrom (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).

Вертикальні складові сил гідростатичного тиску в межах секції  $W_4, W_5, W_6$  дорівнюють вазі води в об'ємі тіла тиску, що обмежується гранями греблі, вертикальною площиною, проведеною через крайню їх твірну, і площинами биків (стоянів).

Сила хвильового тиску на греблю  $W_{xg}$  при заданих розрахункових значеннях висоти  $h_{xg}$  і довжини  $\lambda$  хвилі для глибоководної зони (при глибині води в верхньому б'єфі  $h_1 > \lambda/2$ ) може бути наближено знайдена за формулою:

$$W_{xg} = 0,5\gamma \cdot h_{xg} \left( \frac{\lambda}{\pi} + \frac{h_0}{2} \right) \cdot z_c, \quad (1.7.3)$$

де  $h_0$  – перевищення середньої хвильової лінії над розрахунковими статичним рівнем води:

$$h_0 \cong \frac{\pi h_{xg}^2}{\lambda}. \quad (1.7.4)$$

Плече сили  $W_{x6}$  відносно рівня спокійної води верхнього б'єфу в цьому випадку визначається за формулою:

$$y_c \approx \frac{\lambda}{2\pi} - \frac{3}{8} h_{x6}. \quad (1.7.5)$$

*Сили тиску наносів і ґрунту.*

Горизонтальна складова сили активного тиску наносів визначається за формулою:

$$E_n = 0,5 \cdot \gamma_{н.з6} \cdot h_n^2 \cdot z_c \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2}), \quad (1.7.6)$$

де  $\gamma_{н.з6} \approx 9 \kappa H / \text{м}^3$  – питома вага наносів у зваженому стані;

$\varphi_n \approx 16^\circ$  – кут внутрішнього тертя наносів,

$h_n$  – товщина шару наносів у верхньому б'єфі.

Епюра цієї сили має форму трикутника з максимальною ординатою в основі, що дорівнює:

$$q_1 = \gamma_{н.з6} \cdot h_n \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2}). \quad (1.7.7)$$

Сила вертикального тиску наносів дорівнює вазі наносів у зваженому стані в об'ємі тіла тиску і визначається за формулою:

$$P_n = \gamma_{н.з6} \cdot l_k \cdot h_n \cdot n_1 \cdot b_{np}, \quad (1.7.8)$$

де  $l_k$  – довжина верхової консолі фундаментної плити.

Сила активного тиску  $E_a$  ґрунту товщиною  $h_{zp}^{BB}$  на верхову грань греблі – у випадку глинистого 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.

Нижня ордината цієї епюри має вигляд:

$$q_2 = q_1 + \gamma_{zp.з6} \cdot h_{zp}^{BB} \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi_{zp}}{2}), \quad (1.7.9)$$

де  $\varphi_{zp}$  – кут внутрішнього тертя ґрунту в насиченому водою стані;

$\gamma_{zp.з6} = \gamma_{нас} - \gamma$  – питома вага ґрунту у зваженому стані;

$\gamma_{нас}$  – питома вага ґрунту в насиченому водою стані.

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

$$E_a = \frac{q_1 + q_2}{2} \cdot h_{ep}^{BB} \cdot z_c. \quad (1.7.10)$$

Верхня ордината *сили пасивного тиску*  $E_n$  ґрунту товщиною  $h_{ep}^{HB}$  на низову грань греблі обчислюється за формулою:

$$q_3 = \gamma_{\delta.3\delta} \cdot \delta_v, \quad (1.7.11)$$

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

Нижня ордината визначається за формулою:

$$q_4 = q_3 + \gamma_{ep.3\delta} \cdot h_{ep}^{BB} \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi_{ep}}{2}), \quad (1.7.12)$$

Величина пасивної сили тиску ґрунту, що діє на секцію греблі, знаходиться за формулою, аналогічною (1.7.10).

*Вага* сучасних конструкцій *затворів* може бути наближено визначена за емпіричною формулою:

$$P_z = g(H_\delta b_{np}^2 a^{-1})^b, \quad (1.7.13)$$

де  $H_\delta$  – напір на гребні водозливу при НПР.

$a, b$  – коефіцієнти, що визначаються за таблицею 1.7.1 в залежності від типу і конструкції затвору.

Таблиця 1.7.1 – Значення коефіцієнтів  $a, b$

| Тип затвору                                               | $a$ | $b$  |
|-----------------------------------------------------------|-----|------|
| Плоский поверхневий з опорами:<br>колiсними<br>ковзаючими | 20  | 0,71 |
|                                                           | 27  | 0,70 |
| Сегментний поверхневий з «ногами»:<br>прямими<br>похилими | 25  | 0,69 |
|                                                           | 15  | 0,70 |

*Вага підйомних механізмів*  $P_{мех}$  визначається по таблиці 1.7.2 в залежності від ширини водозливного отвору (прогону), напору і ширини колії.

Таблиця 1.7.2 – Основні характеристики козових кранів

| Прогін, м | Напір води, м | Ширина колії, м |                  | Орієнтовна вага, кН |
|-----------|---------------|-----------------|------------------|---------------------|
|           |               | колісний затвор | ковзаючий затвор |                     |
| 12,0      | 8,0–10,0      | 11,0            | 9,0              | 1 079,1             |
|           | 11,0          | 11,0            | 9,5              | 1 373,4             |
|           | 12,0          | 11,5            | 10,0             | 1 373,4             |
|           | 13,0          | 12,0            | 10,0             | 1 373,4             |
| 14,0      | 8,0–9,0       | 11,0            | 11,0             | 1 569,6             |
|           | 10,0–11,0     | 11,0            | 11,0             | 1 962,0             |
|           | 12,0          | 11,5            | 11,5             | 1 962,0             |
|           | 13,0          | 12,0            | 12,0             | 1 962,0             |
| 16,0      | 8,0           | 11,5            | 11,5             | 2 158,2             |
|           | 9,0           | 12,0            | 12,0             | 2 158,2             |
|           | 10,0–11,0     | 12,5            | 12,5             | 2 746,8             |
|           | 12,0          | 13,0            | 13,0             | 2 746,8             |
|           | 13,0          | 14,0            | 14,0             | 2 943,0             |
| 18,0      | 8,0           | 11,5            | 11,5             | 2 943,0             |
|           | 9,0           | 12,0            | 12,0             | 2 943,0             |
|           | 10,0          | 12,5            | 12,5             | 3 727,8             |
|           | 11,0          | 12,5            | 12,5             | 3 727,8             |
|           | 12,0          | 13,0            | 13,0             | 3 727,8             |
|           | 13,0          | 14,0            | 14,0             | 3 727,8             |
| 20,0      | 8,0–9,0       | 12,0            | 12,0             | 3 924,0             |
|           | 10,0          | 13,0            | 13,0             | 3 924,0             |
|           | 11,0          | 13,0            | 13,0             | 4 905,0             |
|           | 12,0–13,0     | 14,5            | 14,5             | 4 905,0             |

Вага мостів  $P_m$  визначається за специфікаціями до проєкту. В курсовому проєкті їх вагу встановлюють у відповідності до фізичного об'єму матеріалу мосту  $V_m$  за формулою:

$$P_m = \gamma_1 \cdot V_m. \quad (1.7.14)$$

Орієнтовні розміри основних конструктивних елементів моста (рис. 1.7.2):

- висота головних балок  $h_{\delta} = \frac{1}{12} b_{np}$ ;
- ширина головних балок  $b_{\delta} = \frac{1}{2} h_{\delta}$ ;
- відстань між головними балками – 2...3 м;
- приведена товщина плити – 0,25...0,4 м.

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

Вага мостів прикладається в їх центрі ваги.

*Корисне тимчасове навантаження* на міст приймається рівномірно розподіленим по ширині мосту в межах секції греблі. Його значення може бути прийняте для всіх класів споруд  $5,9 \dots 7,8 \text{ кН/м}^2$ .

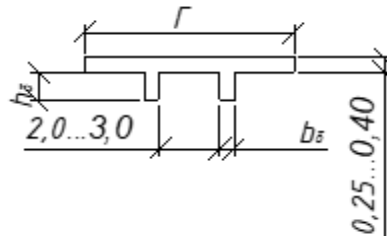


Рисунок 1.7.2 – Конструювання мосту

### Визначення контактних напружень

Нормальні крайові контактні напруження, що діють по підшві греблі наближено можна визначити за формулою позацентрового стиснення:

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}, \quad (1.7.15)$$

де  $P$  – сума вертикальних сил, що діють по підшві секції греблі;

$F$  – площа підшви секції греблі;

$M$  – сума моментів всіх сил відносно центру ваги площини підшви греблі (т. О);

$W = \frac{z_c b_{сп}^2}{6}$  – момент опору підшви секції греблі.

Другий член формули береться із знаком “+” для верхової грані і із знаком “–” – для низової (у відповідності до [13] знак “+” приймається для зусиль, що розтягують, “–” – для зусиль, що стискають).

Розподіл навантажень, діючих на фундаментну плиту зверху, вважається прийнятним, якщо коефіцієнт нерівномірності навантажень на основу  $k_{н.р.}$  знаходиться в допустимих границях:

$$k_{н.р.} = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}}, \quad (1.7.16)$$

де  $\sigma_{\max}$  і  $\sigma_{\min}$  – максимальне та мінімальне нормальні напруження по підшві греблі.

Нормативне значення коефіцієнту нерівномірності  $[k_{н.р.}] < 1,5 \dots 2,0$  для глинистих основ;  $[k_{н.р.}] < 2,0 \dots 3,0$  – для піщаних основ.

## ПРАКТИЧНА РОБОТА 8

### РОЗРАХУНОК СТІЙКОСТІ ГРЕБЛІ ЗА СХЕМОЮ ПЛОСКОГО ЗСУВУ

Розрахунок стійкості виконується для секції греблі за методом граничних станів, виходячи з умови:

$$n_c N_p \leq R_{zp} \frac{m}{k_n}, \quad (1.8.1)$$

де  $n_c$  – коефіцієнт поєднання навантажень, згідно [10]:

- для основного поєднання навантажень – 1,0;
- для особливого поєднання навантажень – 0,9;
- для поєднання навантажень на період будівництва – 0,95;

$N_p$  – розрахункове значення узагальненого силового впливу (сила, що зсуває);

$R_{zp}$  – розрахункове значення узагальненої сили граничного опору (несучої здатності);

$k_n$  – коефіцієнт надійності, згідно [10]:

- для класу СС3 – 1,25;
- для СС2-1 – 1,2;
- для СС2-2 – 1,15;
- для СС1 – 1,1;

$m$  – коефіцієнт умов роботи, для гребель на нескільних основах – 1,0 .

Плоский зсув греблі по основі буде мати місце, якщо виконується наступна умова:

$$\frac{\sigma_{\max}}{b_{zp} \cdot \gamma_{zp.зв.}} \leq B, \quad (1.8.2)$$

де  $B$  – безрозмірний критерій, приймається для щільних пісків  $B = 1$ , для решти ґрунтів  $B = 3$ .

Розрахункові значення граничного опору зсуву  $R_{zp}$  при плоскому зсуві і сили зсуву  $N_p$  визначаються за формулами:

$$R_{zp} = P \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + m_1 E_n + F \cdot c_1, \quad (1.8.3)$$

$$N_p = T_{\sigma} + E_a - T_n, \quad (1.8.4)$$

де  $P$  – сума вертикальних складових розрахункових сил (включаючи протитиск);

$\varphi_1$  – кут внутрішнього тертя ґрунту основи у водонасиченому стані;

$m_1$  – коефіцієнт умов роботи, приймається рівним 0,7;

$c_1$  – питоме зчеплення бетону з ґрунтом основи; для незв’язних ґрунтів;

$T_a, T_n$  – сума горизонтальних складових розрахункових значень активних сил, діючих відповідно з боку верхової і низової граней секції греблі, за виключенням активного тиску ґрунту.

Стійкість греблі на зсув забезпечується, якщо виконується умова (1.8.1).

Виходячи з умови стійкості греблі на зсув (1.8.1), значення коефіцієнта стійкості при горизонтальній розрахунковій поверхні зсуву:

$$k_n = \frac{R_{zp}}{N_p}. \quad (1.8.5)$$

Нормативний коефіцієнт стійкості буде дорівнювати:

$$[k_c] = k_n \cdot \frac{n_c}{m}. \quad (1.8.6)$$

У випадку, якщо отриманий коефіцієнт стійкості менший за нормативний, необхідно забезпечити стійкість греблі за допомогою різних заходів: влаштувати плоский дренаж під греблею (зменшити тим самим фільтраційний тиск), збільшити ширину греблі по підшві (збільшити тим самим вагу греблі), влаштувати анкерний понур або застосувати комбінацію цих прийомів.

В тому випадку, якщо умови плоского зсуву, виражені формулою (1.8.2), не виконуються, має місце змішаний або глибинний зсув, при яких розрахунок стійкості греблі виконується за спеціальними методиками.

У випадку анкерного понуру величина  $R_{zp}$  визначається за формулою:

$$R_{zp} = P \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + m_1 \cdot E_n + F \cdot c_1 + Q_a, \quad (1.8.7)$$

де  $Q_a$  – сила зсуву, що сприймається анкерним понуром:

$$Q_a = \frac{(G_{an} + W_n - W_{\phi n}) \cdot f + F_n \cdot c_1}{k_3}, \quad (1.8.8)$$

де  $W_n, W_{\phi n}$  – сили вертикального гідростатичного тиску на понур зверху і повного протитиску знизу в межах площі понуру перед секцією греблі;

$G_{an}$  – вага анкерного понура перед секцією греблі і його ґрунтового привантаження;

$f_{\text{пон}}$  – коефіцієнт тертя понуру по основі (для гравелисто-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 глини – 0,2–0,3);

$F_n$  – площа підшви понуру в межах секції греблі;

$k_3$  – коефіцієнт запасу рівний 1,1...1,25.

### 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:

$$n_c N_g \leq R_g \frac{m}{k_n}, \quad (1.8.9)$$

де  $N_g$  – розрахункова узагальнена сила зважування;

$R_g$  – розрахунковий узагальнений опір зважуванню.

Значення коефіцієнтів поєднання навантажень  $n_c$ , умов роботи  $m$  і надійності  $k_n$  і перевантажень ( $n$ ) визначаються, як в попередньому пункті.

У відповідності до розрахункової схеми на рисунку 1.8.1 мінімальна товщина водобійної плити за умовами *стійкості проти спливання* наближено визначається за формулою:

$$\delta'_g = \frac{k_n \cdot n_c \cdot (\Delta W_\phi + \Delta W)}{m \cdot \gamma_{0.36} \cdot l_g}, \quad (1.8.10)$$

де  $\Delta W$  – сила дефіциту тиску;

$\Delta W_\phi$  – остаточна сила фільтраційного тиску на водобійну плиту, яка при наявності дренажу під тілом греблі дорівнює нулю.

Сила дефіциту тиску визначається за формулою:

$$\Delta W = 0,5 \cdot \gamma \cdot \Delta h \cdot l, \quad (1.8.11)$$

де  $\Delta h$ ,  $l$  – сторони трикутника епюри дефіциту тиску:

$$\Delta h \approx (0,6 \dots 0,7)(h_2 - h_1), \quad (1.8.12)$$

де  $h_2, h_1$  – спряжені глибини гідравлічного стрибка;

$l \approx 7h_2$  при відсутності гасителів енергії. При наявності гасителів енергії і розвантажувальних отворів ця величина дорівнює віддалі від початку водобою до другого ряду розвантажувальних отворів.

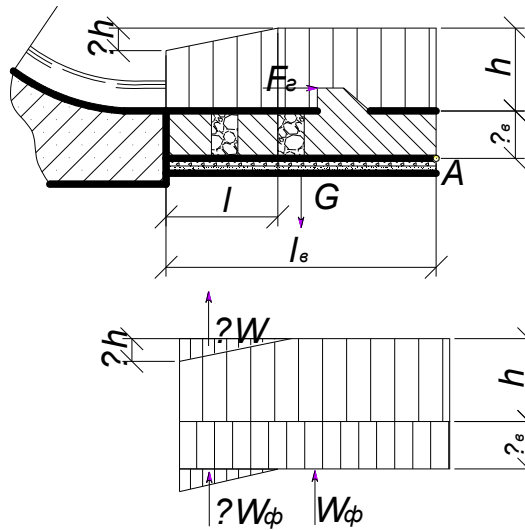


Рисунок 1.8.1 – Розрахункова схема визначення товщини водоблою

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

$$\delta'_e = \frac{k_n \cdot n_c (\Delta M_\phi + \Delta M + M)}{0,5m \cdot \gamma_{\text{б.зб}} \cdot l_e^2}, \quad (1.8.13)$$

де  $\Delta M$  – перекидаючий момент сили дефіциту тиску;

$\Delta M_\phi$  – перекидаючий момент сили залишкового фільтраційного тиску;

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

Моменти сил визначаються за формулами:

$$\Delta M = \Delta W \cdot \left( l_e - \frac{1}{3} l \right), \quad (1.8.14)$$

$$\Delta M_\phi = \Delta W_\phi \cdot l_1, \quad (1.8.15)$$

де  $l_1$  – плече сили  $W_\phi$ ;

$$M = F_2 \cdot (0,5c + \delta'_e), \quad (1.8.16)$$

$F_2$  – гідродинамічна сила, визначається за залежністю:

$$F_2 = \xi \cdot \gamma \cdot \omega \frac{V^2}{2g}, \quad (1.8.17)$$

де  $\xi$  – коефіцієнт опору при обтіканні гасителя 0,6...0,8;

$\omega$  – площа проєкції гасителя на нормаль до потоку на 1 п. м. ширини водоблою;

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

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

$$\delta_6''' = \frac{k_n \cdot n_c \cdot F_z}{m \cdot \gamma_{136} \cdot l_6 \cdot f}. \quad (1.8.18)$$

Остаточно приймається найбільше з трьох обчислених значень товщини водобійної плити.

Більш точно з урахуванням пульсаційного тиску розрахунок може бути виконаний за методикою, викладеною в додатковій літературі.

## 2 САМОСТІЙНА РОБОТА

Самостійна робота – є однією з форм оволодіння навчальним матеріалом. Її спрямовано на закріплення отриманих знань. Головною метою самостійної роботи є поглиблення теоретичних знань, набуття і удосконалення практичних навичок та умінь, формування пізнавальної активності, підвищення рівня організованості студентів тощо.

Основними завданнями самостійної роботи є засвоєння в повному обсязі основної освітньої програми та послідовне вироблення навичок ефективної самостійної професійної (практичної й науково-теоретичної) діяльності на рівні світових стандартів.

Зміст самостійної роботи студента визначається навчальною програмою дисципліни, завданнями та рекомендаціями викладача.

Самостійна робота студентів охоплює: підготовку до аудиторних занять (лекцій, практичних, семінарських, лабораторних тощо); виконання завдань з навчальної дисципліни протягом семестру; роботу над окремими темами навчальних дисциплін; підготовку до практичних занять та виконання завдань; підготовку до всіх видів контрольних випробувань, у тому числі до модульних контрольних робіт.

Самостійна робота студента забезпечується системою навчально-методичних матеріалів, передбачених для вивчення навчальної дисципліни: підручниками, навчальними та методичними посібниками, конспектами лекцій та практикумів (у т.ч. на електронних носіях) тощо. Розподіл часу самостійної роботи наведено у робочій програмі з навчальної дисципліни.

## **Тема 1 Основи проєктування гідротехнічних споруд**

Загальні положення. Стадії проєктування. Склад проєкту.

### ***Контрольні питання***

1. Описати загальні етапи створення та експлуатації гідротехнічних споруд.
2. Описати склад проєкту.
3. Описати методи, які забезпечують збір та обробку необхідної інформації для проєктування та прийняття оптимальних рішень.

## **Тема 2 Системний підхід в проєктуванні складних технічних систем**

Системна методологія проєктування гідротехнічних споруд. Узагальнені властивості гідротехнічних споруд.

### ***Контрольні питання***

1. Описати системний підхід, який використовується для проєктування складних технічних систем.
2. Описати аварійну небезпеку, як властивість системи «гідроспоруд-людина-навколишнє середовище».
3. Описати вирішення технічних проблем в проєкті.
4. Описати проблеми конструктивної надійності.
5. Описати економічні показники і техніко-економічні проблеми.
6. Описати задачі технологічності, стандартизації та уніфікації, транспортабельності.
7. Описати задачі ремонтпридатності і контролездатності.
8. Описати задачі протиаварійності.
9. Описати ландшафтні проблеми, біологічні та естетичні питання, соціальні та демографічні проблеми.
10. Описати санітарно-гігієнічні проблеми, питання забезпечення безпечних умов праці, рішення патентно-правових проблем.

## **Тема 3 Методи механіки суцільного середовища в розрахунках гідротехнічних споруд**

Теоретичні основи розрахунків гідротехнічних споруд. Гідромеханіка. Теорія фільтрації. Теорія теплопровідності. Механіка твердого деформованого тіла. Врахування послідовності зведення при виконанні розрахунків гідротехнічних споруд. Зауваження про методи вирішення завдань механіки суцільного середовища.

### ***Контрольні питання***

1. Описати загальні положення під час проектування гідротехнічних споруд.
2. Описати підходи і методи гідромеханіки.
3. Описати питання, які розглядаються в теорії фільтрації.
4. Описати основні задачі теорії теплопровідності.
5. Описати розділи механіки твердого деформованого тіла.
6. Описати врахування послідовності зведення під час виконання розрахунків гідротехнічних споруд.
7. Описати зауваження про методи вирішення задач механіки суцільного середовища.

### **Тема 4 Методи розрахунків надійності та безпеки гідротехнічних споруд**

Загальні відомості про методи розрахунку надійності і безпеки гідротехнічних споруд. Основні положення розрахунків надійності та безпеки гідротехнічних споруд за методом граничних станів. Основні положення розрахунків надійності та безпеки гідротехнічних споруд імовірнісним методом.

### ***Контрольні питання***

1. Описати методи розрахунку надійності і безпеки гідротехнічних споруд.
2. Описати основні положення розрахунків надійності та безпеки гідротехнічних споруд за методом граничних станів.
3. Описати основні положення розрахунків надійності та безпеки гідротехнічних споруд імовірнісним методом.
4. Описати алгоритм розрахунків при кожному статистичному випробуванні.

### ***Тема 5 Навантаження і впливи на гідротехнічні споруди***

Класифікація навантажень і впливів на гідротехнічні споруди. Розрахункові поєднання навантажень і впливів. Розрахункові випадки.

### ***Контрольні питання***

1. Описати класифікацію навантажень і впливів на гідротехнічні споруди.
2. Описати розрахункові поєднання навантажень і впливів.
3. Описати розрахункові випадки.

### ***Тема 6 Основні навантаження на гідротехнічні споруди***

Навантаження від власної ваги споруди та обладнання. Гідростатичний тиск. Тиск, що зважає, та фільтраційний тиск на підшву споруди. Уточнена методика визначення силового впливу води. Гідродинамічний тиск потоку води. Тиск вітрових хвиль. Тиск льоду. Тиск наносів.

### ***Контрольні питання***

1. Описати навантаження від власної ваги споруди та обладнання.
2. Описати гідростатичний тиск, що діє на гідротехнічні споруди.
3. Описати зважувальний та фільтраційний тиск на підшву споруди.
4. Описати уточнену методику визначення силового впливу води на гідротехнічні споруди.
5. Описати гідродинамічний тиск потоку води.
6. Описати тиск вітрових хвиль на гідротехнічні споруди.
7. Описати тиск льоду на гідротехнічні споруди.
8. Описати тиск наносів на гідротехнічні споруди.

### ***Тема 7 Температурні впливи на гідротехнічні споруди***

Загальні відомості про температурні впливи на гідротехнічні споруди. Основні фактори, що впливають на термічний режим гідротехнічних споруд. Основні теплофізичні характеристики гідротехнічного бетону і ґрунтів основи, які враховуються під час виконання розрахунків температурного режиму бетонних гідротехнічних споруд. Основні положення теорії теплопровідності. Деякі аналітичні рішення задач теорії теплопровідності. Особливості розв'язання задач теорії теплопровідності під час виконання розрахунків термічного режиму бетонних споруд. Відомості про методи вирішення задач по визначенню термонапруженого стану бетонних споруд.

### ***Контрольні питання***

1. Описати загальні відомості про температурні впливи на гідротехнічні споруди.
2. Описати основні фактори, що впливають на термічний режим гідротехнічних споруд.
3. Описати основні теплофізичні характеристики гідротехнічного бетону і ґрунтів основи, які враховуються під час виконання розрахунків температурного режиму бетонних гідротехнічних споруд.
4. Описати основні положення теорії теплопровідності.
5. Описати аналітичні рішення задач теорії теплопровідності.
6. Описати особливості розв'язання задач теорії теплопровідності під час виконання розрахунків термічного режиму бетонних споруд.
7. Описати методи вирішення задач по визначенню термонапруженого стану бетонних споруд.

### ***Тема 8 Сейсмічні впливи на гідротехнічні споруди***

Загальні відомості про землетруси. Характеристики землетрусів. Акселерограми землетрусів. Сейсмічне районування та мікрорайонування. Нормативна, вихідна та розрахункова сейсмічність. Розрахункові сейсмічні впливи. Короткі відомості про теорії сейсмостійкості.

### ***Контрольні питання***

1. Описати загальні відомості про землетруси.
2. Описати основні характеристики землетрусів.
3. Описати акселерограми землетрусів.
4. Описати сейсмічне районування та мікрорайонування. Описати нормативну, вихідну та розрахункову сейсмічність.
5. Описати розрахункові сейсмічні впливи.
6. Описати відомості про теорії сейсмостійкості.

### ***Тема 9 Експлуатація гідротехнічних споруд***

Структура і задачі служби експлуатації. Введення в експлуатацію гідроенергетичних агрегатів. Експлуатація споруд та обладнання ГЕС. Експлуатація ґрунтових гідротехнічних споруд. Експлуатація бетонних гідротехнічних споруд. Забезпечення надійності роботи механічного устаткування гідротехнічних споруд та експлуатація енергетичного обладнання. Експлуатація водосховищ і басейнів добового регулювання. Ремонт споруд та обладнання. Пропуск паводків, повеней та льоду. Техніка безпеки та охорона праці.

### ***Контрольні питання***

1. Описати введення в експлуатацію гідроенергетичних агрегатів.
2. Описати основні положення експлуатації споруд та обладнання ГЕС.
3. Описати експлуатацію бетонних гідротехнічних споруд.
4. Описати експлуатацію ґрунтових гідротехнічних споруд.
5. Описати забезпечення надійності роботи механічного устаткування гідротехнічних споруд.
6. Описати експлуатацію енергетичного обладнання.
7. Описати експлуатацію водосховищ і басейнів добового регулювання.
8. Описати ремонт споруд та обладнання.
9. Описати капітальний ремонт основного обладнання.
10. Описати пропуск паводків, повеней та льоду.
11. Описати техніку безпеки та охорону праці.

## СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Вайнберг О. І. Теорія проєктування та експлуатація гідротехнічних споруд [Електрон. ресурс] : тексти лекцій для студентів спеціальності 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» професійного спрямування «Гідротехнічне будівництво», 194 – «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» / О. І. Вайнберг, О. Л. Пальченко ; Харк. нац. ун-т буд-ва та арх-ри. – Електр. текст. дані. – Харків : ХНУБА, 2022. – 163 с. – Режим доступу: <https://cutt.ly/q33FqOb>, вільний (дата звернення: 16.01.2025). – Назва з екрану.
2. ДБН В.2.4-3:2010. Гідротехнічні споруди. Основні положення [Електрон. ресурс]. – Чинний від 01.01.2011. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. – 37 с.. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: <http://profidom.com.ua/v-2/v-2-4/1704-dbn-v-2-4-32010-gidrotehniczni-sporudi-osnovni-polozhenna>, вільний (дата звернення: 16.01.2025). – Назва з екрану.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проєктування [Електрон. ресурс]. – Чинний від 01.01.2007. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 75 с. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: <https://uscc.ua/uploads/page/images/normativnye%20dokumenty/dbn/DBN-V.1.2-22006.-SNBB.-Navantazhennya-i-vplivi.-Nor.pdf>, вільний (дата звернення: 16.01.2025). – Назва з екрану.
4. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України [Електрон. ресурс]. – Чинний від 01.10.2014. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 110 с. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: <https://mybud.com.ua/files/nd/dbn%20v.1.1-12%202014.pdf>, вільний (дата звернення: 16.01.2025). – Назва з екрану.
5. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія [Електрон. ресурс]. – Чинний від 01.11.2011. – Київ : Мінбуд України, 2011. – 123 с. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: [https://moodle.znu.edu.ua/pluginfile.php?file=/577423/mod\\_resource/content/0/dstu-n-b-v.1.1-27-2010%20%D0%9A%D0%BB%D1%96%D0%BC%D0%B0%D1%82%D0%BE%D0%BB%D0%BE%D0%B3%D1%96%D1%8F.pdf](https://moodle.znu.edu.ua/pluginfile.php?file=/577423/mod_resource/content/0/dstu-n-b-v.1.1-27-2010%20%D0%9A%D0%BB%D1%96%D0%BC%D0%B0%D1%82%D0%BE%D0%BB%D0%BE%D0%B3%D1%96%D1%8F.pdf), вільний (дата звернення: 16.01.2025). – Назва з екрану.
6. Технічна експлуатація електричних станцій і мереж. Правила. [Електрон. ресурс]. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: <https://cutt.ly/cestZtTs>, вільний (дата звернення: 16.01.2025). – Назва з екрану.

*Електронне навчальне видання*

## МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

до проведення практичних робіт і організації самостійної роботи  
з навчальної дисципліни

### **«СПЕЦКУРС. ПРОЄКТУВАННЯ ТА ЕКСПЛУАТАЦІЯ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД»**

*(для здобувачів другого (магістерського)  
рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання  
зі спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво,  
водна інженерія та водні технології, освітньо-професійна програма  
«Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології»)*

Укладач **ПАЛЬЧЕНКО** Олег Леонідович

Відповідальний за випуск *В. А. Александрович*

*За авторською редакцією*

Комп'ютерне верстання *О. Л. Пальченко*

План 2025, поз. 14М

---

Підп. до друку 31.01.2025. Формат 60 × 84/16.

Ум. друк. арк. 3,8.

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет  
міського господарства імені О. М. Бекетова,  
вул. Чорноглазівська (Маршала Бажанова), 17, Харків, 61002.

Електронна адреса: office@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 5328 від 11.04.2017.