

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Київський національний університет будівництва і архітектури

**ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ.
РОЗРАХУНОК ВОДОЗЛИВНОЇ ГРЕБЛІ**

Методичні вказівки

до виконання курсового проєкту/роботи
для здобувачів першого (бакалаврського) рівня
вищої освіти спеціальності

G19 «Будівництво та цивільна інженерія»,
ОПІ «Водогосподарське будівництво
і управління водними ресурсами та системами»

Київ 2025

УДК 626.627 075.8

Г46

Укладачі: С. В. Величко, канд. техн. наук, доцент;
О. В. Дупляк, канд. техн. наук, доцент

Рецензент Т. В. Аргатенко, канд. техн. наук, доцент

Відповідальний за випуск В. П. Хоружий, д-р. техн. наук,
професор

*Затверджено на засіданні кафедри водопостачання та
водовідведення, протокол № 6 від 12 лютого 2025 року.*

В авторській редакції.

Гідротехнічні споруди. Розрахунок водозливної греблі
Г46 [Електронний ресурс]: методичні вказівки до виконання курсового
проєкту/роботи /уклад.: С. В. Величко, О. В. Дупляк. – Київ :
КНУБА, 2025. – 41 с.

Містить загальні положення та послідовність розрахунку
пропускної спроможності водозливної греблі, профілю
фільтраційний розрахунок, розрахунок спряження б'єфів та
статичні розрахунки, список літератури.

Призначено для здобувачів першого (бакалаврського) рівня
вищої освіти спеціальності G19 «Будівництво та цивільна
інженерія», ОПІ «Водогосподарське будівництво і управління
водними ресурсами та системами».

© КНУБА, 2025

Загальні положення

Метою вивчення освітньої компоненти є здобуття знань про бетонні гідротехнічні споруди та водоскидні споруди для відведення паводку, їх призначення, методику розрахунку. Для послідууючої успішної роботи з урахуванням специфіки гідротехнічного будівництва здобувачі мають набути знання в даній галузі і систематизувати відомості про розрахунки гідротехнічних споруд, отримані під час вивчення освітньої компоненти. Виконання курсового проєкту (роботи) дозволить студентам краще засвоїти лекційний курс.

Курсовий проєкт (робота) «Водозливна гребля» складається з пояснювальної записки з розрахунками та розрахунковими схемами, виконаними в форматі А4 та одного листа креслень у форматі А1.

Курсовий проєкт (робота) складається з наступних розділів:

1. Компонування гідровузла. Клас наслідків споруди.
2. Гідравлічний розрахунок пропускної спроможності водозливної греблі;
3. Конструювання поперечного перерізу бетонної греблі;
4. Розрахунок споруд гасіння енергії в нижньому б'єфі;
5. Побудова підземного контуру бетонної греблі;
6. Фільтраційний розрахунок підземного контуру;
7. Статичний розрахунок бетонної греблі;
8. Література.

Креслення виконуються на форматі А1 і містять:

Лист: План гідровузла; Поперечний переріз по водозливній греблі; Поздовжній переріз водозливної греблі

1. Компонування гідровузла. Клас наслідків споруди

Викладач надає топографічну основу для проєктування з нанесеним створом для розміщення греблі. В описі компонування гідровузла необхідно вказати особливості топографії вибраного створу: його ширину на позначці НПР, ФПР; побутову глибину води в річці, глибину при проходженні паводку і глибину водосховища перед греблею. На основі виданих фізико-механічних властивостей ґрунтів

основи описуємо її геологічну будову: природню щільність ґрунту, пористість, коефіцієнт фільтрації, питоме щеплення.

Компоновка гідровузла повинна забезпечити таке взаємне розташування гідротехнічних споруд, яке найкращим чином відповідало б зручності експлуатації споруд та будівництва.

До складу споруд гідровузла входить бетонна водозливна гребля з затворами або автоматичної дії, сполучення з берегами здійснюється за допомогою ґрунтової греблі (проект виконаний в попередньому семестрі). В нижньому б'єфі для гасіння енергії потоку проєктується споруда гасіння енергії у вигляді бетонної стінки або колодязя гасіння енергії з бетонною стінкою. По гребню ґрунтової греблі та над водозливом може бути запроєктована дорога. Розташування основних споруд передбачається в руслі річки, отже використовується руслове компонування споруд (див. дод. 1, 2).

При компонуванні гідровузла слід враховувати, що не бажано допускати стиснення русла більше ніж на 50% при відмітці паводкової витрати 10% (задана по завданню). В курсовому проєкті при компонуванні гідровузла необхідно розташувати водозливну греблю на більш пологому березі.

Висота ґрунтової частини греблі визначається згідно методики, викладеної в [3]. В курсовому проєкті висоту ґрунтової греблі, ширину гребня та її поперечний переріз приймається за результатами розрахунку курсового проєкту ґрунтової греблі з баштовим водоскидом.

Визначення класу наслідків (відповідальності) будівництва виконується згідно [1,2]. Клас наслідків водозливної греблі [2] визначається за додатком Г в залежності від висоти греблі та типу ґрунтової основи. Послідовність визначення класу наслідків та приклад наведений в таблиці 1 [3].

2. Гідравлічний розрахунок пропускної спроможності водозливної греблі

Бетонна водозливна гребля використовується для відведення паводкової витрати розрахункової забезпеченості в нижній б'єф. В курсовому проєкті необхідно виконати гідравлічні розрахунки

бетонної водозливної греблі (рис. 1), тип якого приймається за завданням.

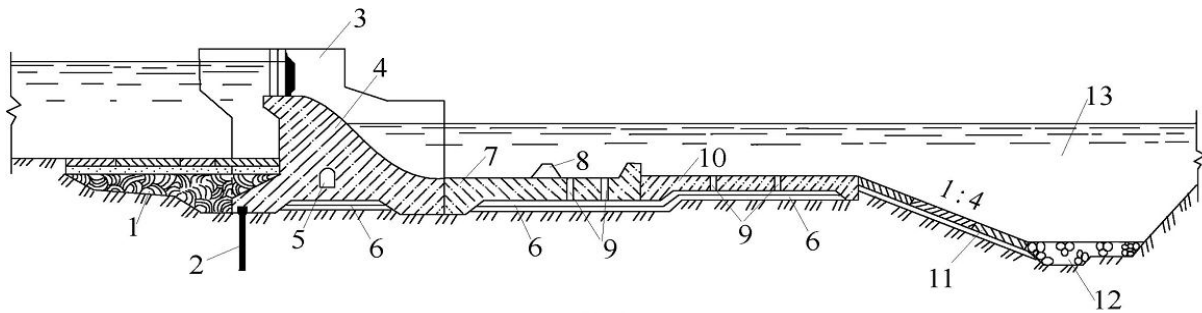


Рис. 1. Водозливна гребля на нескельній основі:

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

Водозливна гребля – це бетонна конструкція, що споруджується в тілі глухої ґрунтової греблі для відведення паводкової витрати. Гребінь водозливної греблі з затворами проектується на 2-4 м нижче НПР, для греблі без затворів – на відмітці НПР. Поперечний переріз греблі (рис. 1) складається з наступних елементів: понур, шпунт, бик, тіло греблі, водобій і рисберма.

Бики на водозливній греблі влаштовують для розміщення затворів і як опори прогонових споруд мосту. При спорудженні мостового переходу довжина биків визначається з умови розташування затворів і прогонових споруд моста.

Гідравлічний розрахунок пропускної спроможності водозливної греблі полягає у визначенні загальної ширини водозливного фронту B , м, (рис. 2) ширини водозливних прогонів b , м, кількість прогонів n , розрахунковий напір на порозі водозливу H_p , позначку порога водозливу $H_{п}$ (для греблі з затворами).

Розміри водозливного фронту визначаються на пропуск основної паводкової витрати і перевіряються на пропуск перевіркою паводкової витрати при максимальному напорі на порозі водозливу на відмітці ФПР.

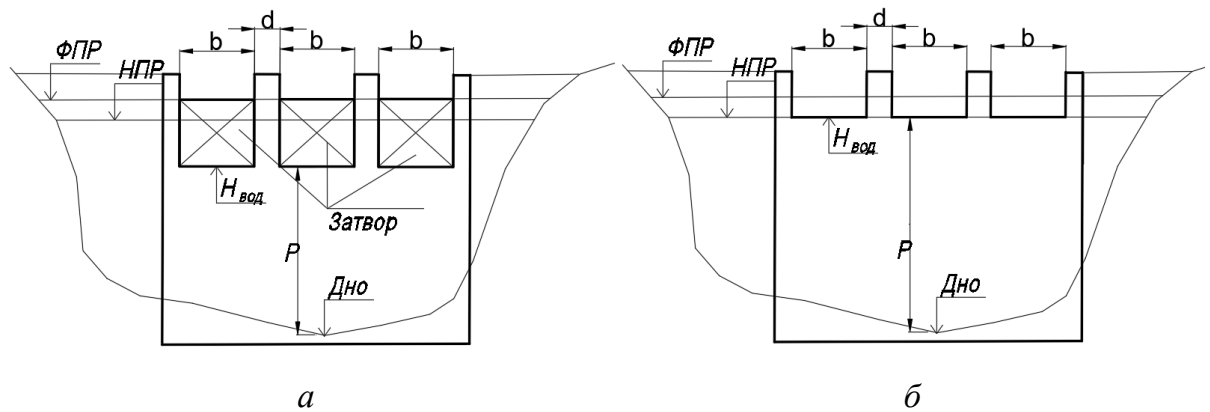


Рис. 2. Ширина водозливної греблі:
 а – водозливна гребля з затворами; б – водозливна гребля автоматичної дії (без затворів)

3.1. Гідравлічний розрахунок водозливної греблі з затворами

Розрахунок починаємо з призначення питомої витрати води на рисбермі ($\text{м}^2/\text{с}$), який знаходиться в межах,

$$q_{\text{п}} = 3 \dots 10. \quad (1)$$

Питома витрата води на водозливі за рахунок звуження водозливної частини биками збільшується за формулою:

$$q_{\text{в}} = (1,2 \dots 1,3)q_{\text{п}}. \quad (2)$$

Напір на гребні водозливу визначається за формулою:

$$H = \left(\frac{q_{\text{в}}}{m\sqrt{2g}} \right)^{2/3}, \quad (3)$$

де m – коефіцієнт витрати водозливу практичного профілю, приймаємо в першому наближенні 0,49.

При влаштуванні затворів на гребні водозливної греблі відмітка гребня водозливу опускається нижче рівня НПР на висоту напору на гребні водозливу, при цьому пропуск паводкової витрати основного розрахункового випадку буде проходити на відмітці НПР при повністю відкритих затворах. В такому разі відмітка гребня водозливу визначається за формулою:

$$H_{\text{вод}} = \text{НПР} - H_{\text{пр}}, \quad (4)$$

де НПР – нормальний підпертий рівень, видається в завданні, м; $H_{\text{пр}}$ – напір на гребні водозливу, приведений до стандартної висоти затвору, $H_{\text{пр}} = 2 - 2,5 - 3,0 - 3,5 - 4 - 4,5 - 5 - 6$, м.

Ширина водозливного фронту визначається для основної паводкової витрати за формулою:

$$B = \frac{Q_{3\%}}{q_B}, \quad (5)$$

де $Q_{3\%}$ - паводкова витрати основний випадок (задана по завданню), $\text{м}^3/\text{с}$; q_B - питома витрата на водозлив, розрахована за формулою (2), $\text{м}^2/\text{с}$.

Кількість прогонів визначається за формулою:

$$n = \frac{B}{b}, \quad (5)$$

де n - кількість прогонів, округлюється до цілого числа; b - ширина одного прогону, м.

Значення ширини окремого прогону приймається відповідно до стандартних значень $b = 7 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 18 - 20 - 22 - 24$, орієнтуючись на співвідношення між висотою та шириною прольоту $H_{np} : b = 1 : 3 - 1 : 4$.

Перевіряємо пропуск основної паводкової витрати ($Q_{3\%}$) на рівні НІР через водозливну греблю з призначеними розмірами прогонів за формулою:

$$Q_{\text{факт}} = \sigma_H * \sigma_c * \sigma_{\Pi} * m * B \sqrt{2gH_0^3}, \quad (6)$$

де B - ширина водозливного фронту, $B = n \cdot b$, м; b - прийнята стандартна ширина прогону, м; H_0 - повний напір на водозлив, приймаємо $H_0 = H_{np}$, м; m - коефіцієнт витрати, який розраховується за формулою:

$$m = 0.36 + 0.1 * \frac{2.5 - \frac{\delta}{H_0}}{1 + \frac{\delta}{H_0}}, \quad (7)$$

де δ - ширина гребня водозливу від вертикальної напірної грані до початку криволінійної поверхні, приймаємо 2,5м; σ_{Π} - коефіцієнт підтоплення, в курсовому проєкті приймаємо 1; σ_H - коефіцієнт повноти напору визначається за формулою:

$$\sigma_H = 0,62 + 0,38 \cdot \sqrt[3]{\frac{H_0}{H_{np\phi}}}, \quad (8)$$

де $\frac{H_0}{H_{np\phi}} = 0,75$; σ_c - коефіцієнт бокового стискання потоку визначається за формулою:

$$\sigma_c = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + \frac{P}{H_{\text{ПР}}}}} \cdot \left(1 - \frac{b}{B^*}\right) \cdot \sqrt[4]{\frac{b}{B^*}} \quad (9)$$

де P – висота водозлива $P = H_{\text{вод}} - \text{Дно}$, м; B^* – ширина прогону та бика $B^* = b + d_b$, м; d_b – ширина бика, при наявності затворів приймається 2,5 м.

Визначена фактична пропускна спроможність водозливу за формулою (6) повинна бути більше чи дорівнювати паводковій витраті основного розрахункового випадку:

$$Q_{\text{факт}} \geq Q_{3\%} \quad (10)$$

Якщо умова (10) не виконується, то необхідно збільшити ширину водозливного фронту.

Перевіряємо пропуск перевірконої ($Q_{0,5\%}$) паводкової витрати на визначені розміри прогонів за умови збільшення напору на водозливі до ФПР:

$$Q_{\text{факт},0,5\%} = \sigma_n * \sigma_c * \sigma_{\text{п}} * m * B \sqrt{2gH_0^3} \quad (11)$$

де B – ширина водозливного фронту, $B = n \cdot b$, м; H_0 – повний напір на водозливі, $H_0 = \text{ФПР} - H_{\text{вод}}$, м.

Визначена фактична пропускна спроможність водозливу за формулою (11) повинна бути більше чи дорівнювати паводковій витраті перевірконого випадку:

$$Q_{\text{факт}} \geq Q_{0,5\%} \quad (12)$$

Якщо умова (12) не виконується, то необхідно збільшити ширину водозливного фронту або напір на водозливі і перерахувати основний випадок і перевірконий.

3.2. Гідравлічний розрахунок водозливної греблі без затворів

При влаштуванні водозливної греблі без затворів, відмітка гребня водозливу приймається рівною НПР:

$$H_{\text{вод}} = \text{НПР} \quad (13)$$

Перевірна паводкова витрати ($Q_{0,5\%}$) повинна пройти на рівні відмітки ФПР, а основна розрахункова витрата ($Q_{3\%}$) проходить між рівнями НПР і ФПР.

Загальна ширина водозливного фронту визначається за спрощеною формулою:

$$B = \frac{Q_{0,5\%}}{m \cdot \sqrt{2gH_0^3}}, \quad (14)$$

де H_0 - повний напір на водозливі, $H_0 = \text{ФПР} - \text{НПР}$, м; m - коефіцієнт витрати, $m = 0,49$.

Кількість прогонів визначається за формулою (5).

Визначаємо загальну фактичну ширину отворів водозливного фронту греблі (B_ϕ):

$$B_\phi = \frac{Q_{0,5\%}}{\sigma_n \cdot \sigma_c \cdot \sigma_p \cdot m \cdot \sqrt{2gH_0^3}}, \quad (15)$$

де H_0 - повний напір, $H_0 = \text{ФПР} - \text{НПР}$, м; σ_c - коефіцієнт бокового стискання, визначається за формулою (9) при $P = \text{НПР} - \text{Дно}$; $H_{\text{пр}} = H_0 = \text{ФПР} - \text{НПР}$; σ_p - коефіцієнт підтоплення, в курсовому проєкті приймаємо 1; σ_n - коефіцієнт повноти напору визначається за формулою (8).

Приймаємо кількість прогонів за формулою (5).

Перевіряємо пропуск перевірконої ($Q_{0,5\%}$) паводкової витрати на визначені розміри прогонів за умови напору на водозливі $H_0 = \text{ФПР} - \text{НПР}$ за формулою (11).

Визначена фактична пропускна спроможність водозливу за формулою (11) повинна бути більше чи дорівнювати паводковій витраті перевірконого випадку. Якщо умова (12) не виконується, то необхідно збільшити ширину водозливного фронту.

4. Конструювання поперечного перерізу бетонної греблі

Профіль водозливної грані будується за координатами Кригера-Офіцєрова [4], наведені в таблиці 1 для профілюючого напору 1,0м. Координати профілю водозливу, що проєктується, одержують множенням табличних значень на профілюючий напір ($H_{\text{прф}}$) на порозі водозливу. Для водозливу автоматичної дії профілюючий напір визначається формулою:

$$H_{\text{прф}} = \text{ФПР} - \text{НПР}. \quad (16)$$

Для водозливу з затворами:

$$H_{\text{прф}} = \text{НПР} - H_{\text{вод}}. \quad (17)$$

Для водозливу без затворів нові координати профілю греблі визначаються:

$$X_{\text{гр}} = X \cdot H_{\text{прф}}, \quad (18)$$

$$Y_{\text{гр}} = Y \cdot H_{\text{прф}}. \quad (19)$$

Для розміщення затворів на гребні водозливу необхідно запроєктувати горизонтальну ділянку шириною 2,5м для розміщення затворів. При цьому поперечний переріз водозливної греблі по осі X збільшиться на 2,5м починаючи з точки 4 (рис. 3а), утвориться додаткова точка 4* з координатою $X_{\text{гр}4^*} = 0,3H_{\text{прф}} + 2,5$, всі наступні точки для водозливу з затворами будуть мати збільшену координату X :

$$X_{\text{гр}} = X \cdot H_{\text{прф}} + 2,5. \quad (20)$$

Розрахунки зводяться до табл. 1.

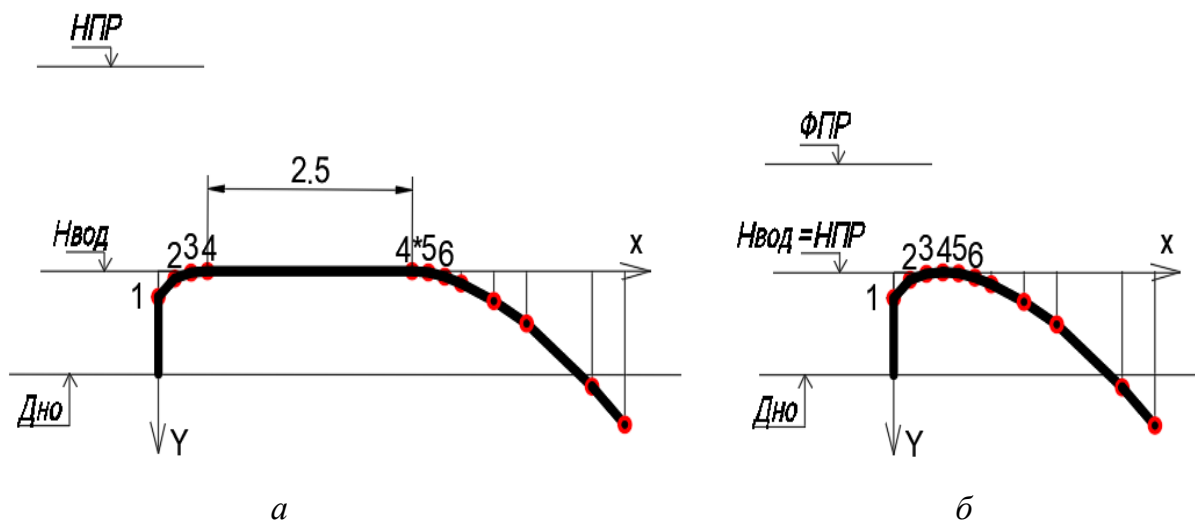


Рис. 3. Побудова поперечного перерізу водозливної греблі:

а – водозливна гребля з затворами; б – водозливна гребля автоматичної дії (без затворів)

Таблиця 1

Розрахунок профілю водозливу

№	X	Y	X _{гр}	Y _{гр}
1	0	0,126		
2	0,1	0,036		
3	0,2	0,007		
4	0,3	0		
4*	0,3	0		
5	0,4	0,006		
6	0,5	0,025		
7	0,6	0,060		
8	0,7	0,100		
9	0,8	0,146		
10	0,9	0,198		
11	1,0	0,256		
12	1,1	0,321		
13	1,2	0,394		
14	1,3	0,475		
15	1,4	0,564		
16	1,5	0,661		
17	1,6	0,764		
18	1,7	0,873		
19	1,8	0,987		
20	1,9	1,108		
21	2,0	1,235		
22	2,1	1,369		
23	2,2	1,508		
24	2,3	1,653		
25	2,4	1,894		
26	2,5	1,960		
27	2,6	2,122		
28	2,7	2,289		
29	2,8	2,462		
30	2,9	2,640		
31	3,0	2,824		
32	3,1	3,013		
33	3,2	3,207		
34	3,3	3,405		
35	3,4	3,609		
36	3,5	3,818		
37	3,6	4,031		
38	3,7	4,249		
39	3,8	4,471		
40	3,9	4,698		

5. Розрахунок споруд гасіння енергії в нижньому б'єфі

Основна мета розрахунку спряження б'єфів – створення в нижньому б'єфі режиму, при якому під час експлуатації буде відсутній розмив дна. Для цього необхідно створити в нижньому б'єфі стійкий затоплений стрибок в межах споруди гасіння енергії. Для гасіння енергії запроєкуємо суцільну бетонну стінку.

Основним завданням розрахунку є визначення розмірів і місця розташування стінки.

В курсовому проєкті гідравлічні розрахунки виконуються лише для основного розрахункового випадку: повного відкриття всіх прогонів греблі і пропуску максимальної перевірконої витрати при ФПР, рівень води в нижньому б'єфі при паводку 0,5%.

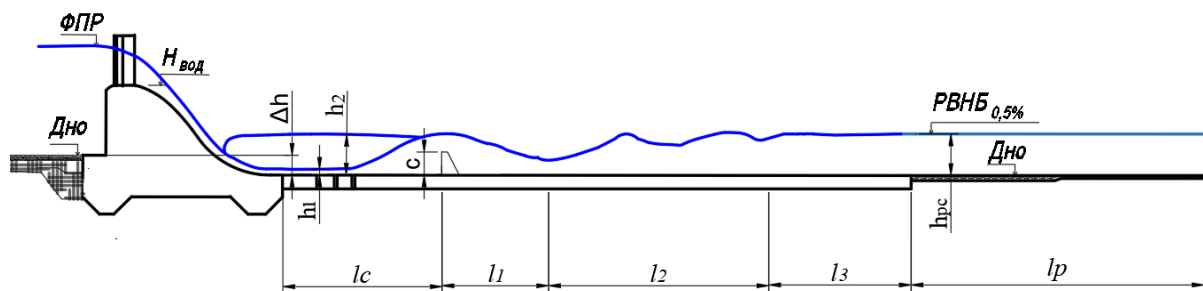


Рис. 4. Схема до гідравлічного розрахунку водозливної греблі

Для створення умов затопленого стрибка друга спряжена глибина гідравлічного стрибка (h_2) повинна бути менше або дорівнювати глибині води на рисбермі (h_{p3}).

Визначаємо питому витрату води на водозлив:

$$q_B = \frac{Q_{0,5\%}}{n \cdot b}, \quad (21)$$

де n – кількість прогонів; b – прийнята стандартна ширина прогону, м.

Визначаємо критичну глибину за формулою:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{q_B^2}{g}}, \quad (22)$$

Питома енергія потоку відносно поверхні водобою визначається за формулою:

$$T_0 = \text{ФПР} - \text{Дно}, \quad (23)$$

Визначаємо співвідношення $\xi_0 = \frac{T_0}{h_{кр}}$.

Глибина води на рисбермі для умов створення затопленого стрибка визначається за формулою:

$$\text{якщо } \xi_0 = \frac{T_0}{h_{кр}} = 2 \dots 10 \quad h_{рс} = (0,0283 \frac{z_0}{h_{кр}} + 1,64) \cdot h_{кр}, \quad (24)$$

$$\text{якщо } \xi_0 = \frac{T_0}{h_{кр}} > 10 \quad h_{рс} = 1,9 \cdot h_{кр}, \quad (25)$$

де z_0 – різниця рівнів води в верхньому та нижньому б'єфах,

$$z_0 = \text{ФПР} - \text{РВНБ}_{0,5\%}, \text{ м}$$

Порівнюємо необхідну глибину води на рисбермі з реальною глибиною:

якщо $h_{рс} > (\text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{Дно})$, то необхідно опустити водобій на величину :

$$\Delta h = h_{рс} - (\text{РВНБ}_{0,5\%} - \text{Дно}), \quad (26)$$

Нове положення водобією показано на рис. 5 зеленим кольором. Після визначення положення водобією виконуємо сполучення водозливної частини греблі з водобієм. Сполучення водозливної грані з водобієм проектується радіусом R (рис.5), значення якого в залежності від висоти водозливної грані P та напору на водозливі $H_{прф}$ можуть бути прийняті за таблицею 2.

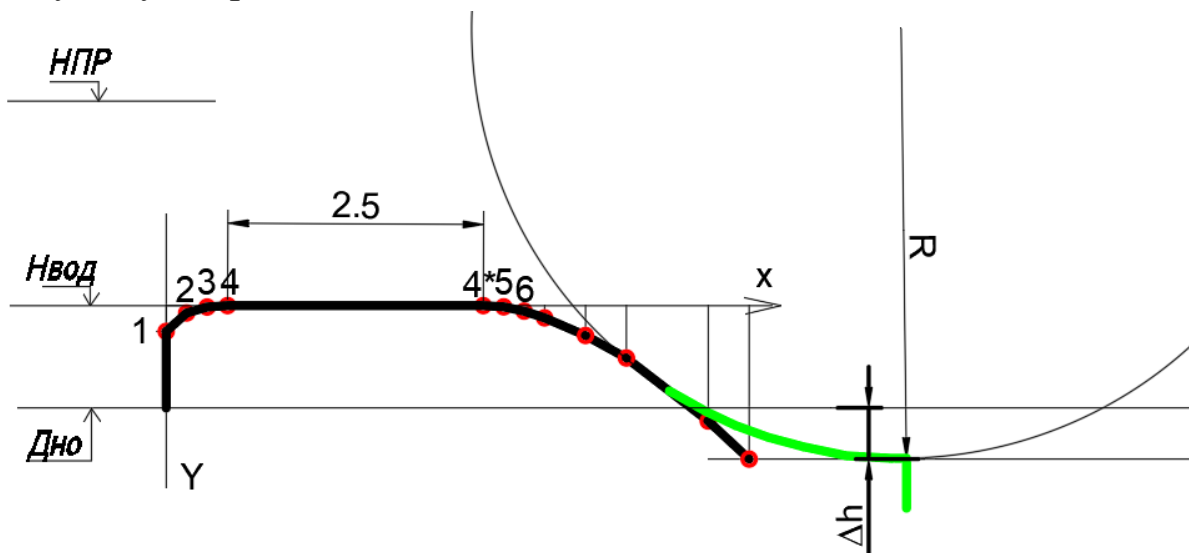


Рис.5. Положення водобією та сполучення водозливу з водобієм

Радіус сполучення водозливної грані з водобоєм

$P = H_{\text{вод}} - \text{Дно}$	Профільюючий напір $H_{\text{прф}}$, м					
	1	2	3	4	5	6
10	3,0	4,2	5,4	6,5	7,5	8,5
20	4,0	6,0	7,8	8,9	10,0	11,0

5.1. Розрахунок суцільної водобійної стінки

У курсовому проєкті для створення умов затопленого стрибка будемо використовувати суцільну бетонну стінку прямокутного або трапецевидного перерізу.

Якщо проводилось пониження відмітки водобоєм на величину Δh , то нове значення питомої енергії потоку відносно поверхні водобоєм визначається за формулою:

$$T'_0 = T_0 + \Delta h, \quad (27)$$

$$\xi_0 = \frac{T'_0}{h_{\text{кр}}}. \quad (28)$$

Висота водобійної стінки для значень $\xi_0 = 2 \dots 12$ визначається за формулою:

$$c = 0,12 \cdot h_{\text{кр}} \sqrt{8\xi_0 + 2}, \quad (29)$$

Ширина гребня суцільної водобійної стінки приймається:

$$\delta_c = (0,1 \dots 0,2)h_2, \quad (30)$$

де h_2 – друга спряжена глибина гідравлічного стрибка на водобої.

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

Знаходимо спряжені глибини h_1 і h_2 гідравлічного стрибка на водобої:

- за величиною ξ_0 формула (28) по графіку на рис. 6-а визначаємо значення ξ_2 , для $\varphi=0,95$;
- визначаємо другу спряжену глибину за формулою:

$$h_2 = \xi_2 \cdot h_{\text{кр}}, \quad (31)$$

- за графіком на рис. 6-б за значенням ξ_2 визначаємо ξ_1 , першу спряжену глибину розраховуємо за формулою:

$$h_1 = \xi_1 \cdot h_{кр}. \quad (32)$$

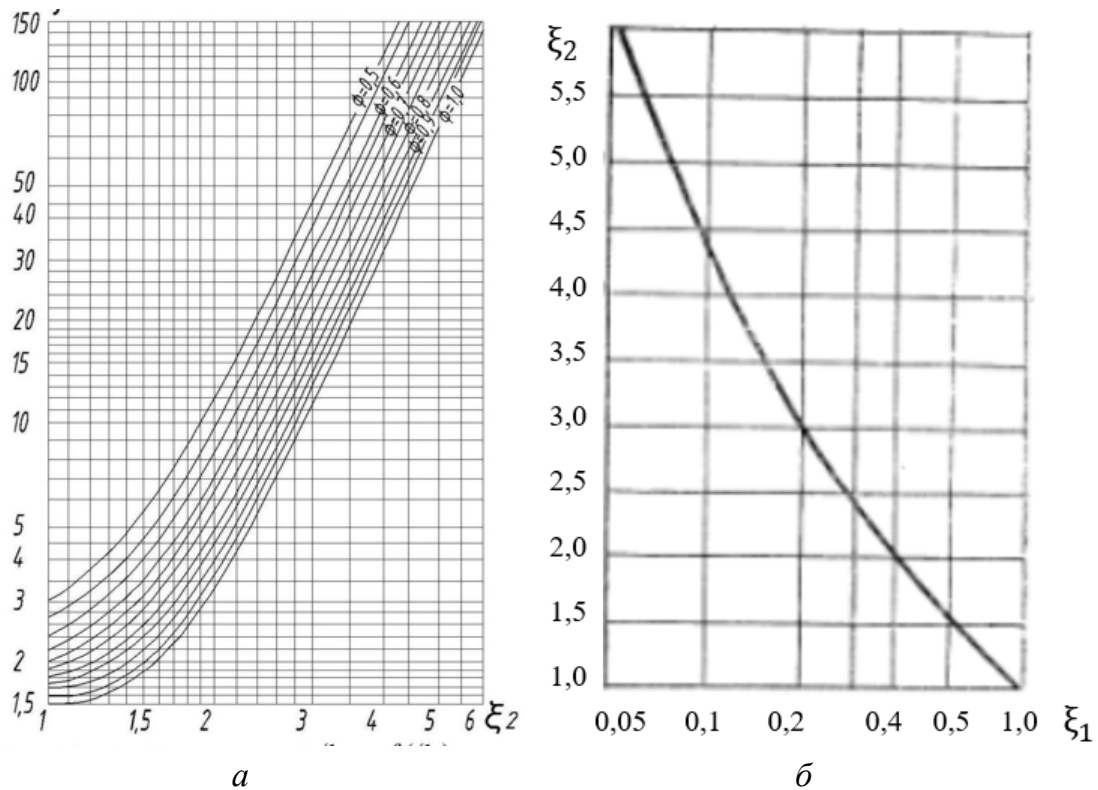


Рис.6. Графіки для визначення спряжених глибин

Водобійна стінка розташовується на відстані $l_c = 3 \cdot h_2$.

5.2. Визначення розмірів кріплення дна в нижньому б'єфі

Жорстка рисберма. Ділянка жорсткого кріплення включає (рис. 4):

- 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 .

Визначаємо питому витрату води на рисбермі за формулою:

$$q_p = \frac{Q_{0,5\%}}{n \cdot b + (n-1)d_b}, \quad (33)$$

де d_b – ширина бика, при наявності затворів приймається 2,5 м, без затворів – 1,0 м.

Швидкість потоку перед водобійною стінкою:

$$V_0 = \frac{q_p}{1,1h_2}. \quad (34)$$

Питома енергія потоку перед водобійною стінкою:

$$T''_0 = 1,1h_2 + \frac{(V_0)^2}{2g}. \quad (35)$$

Для суцільної водобійної стінки l_1 визначається за формулою:

$$l_1 = h_{кр} + 1,3T''_0, \quad (36)$$

Довжина стрибка l_2 за водобійною стінкою:

$$l_2 = 5(h_{2p} - h_{1p}), \quad (37)$$

де h_{2p} , h_{1p} – перша та друга спряжені глибини гідравлічного стрибка на рисбермі за водобійною стінкою, знаходиться за формулами:

$$h_{2p} = \frac{h_{pc}}{1,1}, \quad (38)$$

$$h_{1p} = \xi_1 \cdot h_{кр}, \quad (39)$$

$$\xi_2 = \frac{h_{2p}}{h_{кр}}, \quad (40)$$

де ξ_1 – визначаємо за графіком на рис. 6-б за значенням ξ_2 .

Довжина післястрибкової ділянки:

$$l_3 = 0,5l_2, \quad (41)$$

Гнучка рисберма виконується у вигляді окремих шарнірно зв'язаних бетонних або залізобетонних плит, або кам'яного накиду.

Орієнтовна глибина води в місці максимального розмиву визначається за формулою:

$$h_p = k_p \cdot \chi^{0,8} \cdot \sqrt[1,25]{q_p/v_{01}}, \quad (42)$$

де k_p – коефіцієнт спроможності потоку до розмиву, приймається $k_p = 1,05 \dots 1,1$; χ – коефіцієнт нерівномірності розподілу питомої витрати, приймається $\chi = (1,1 \dots 1,3)$; v_{01} – середня швидкість, що не спричинює розмиву, рівномірного потоку при глибині 1м; може бути прийнята в залежності від ґрунту основи наступною: пісок дрібний – 0,26м/с; пісок середній – 0,45м/с; пісок крупний – 0,61м/с; пісок гравелистий – 0,78м/с; глина – 0,85м/с; суглинок – 0,7м/с; супісок – 0,2м/с.

Глибина ями розмиву розраховується за формулою:

$$h_{вр} = h_p - (РВНБ_{0,5\%} - \text{Дно}) - \Delta h . \quad (43)$$

Довжина гнучкого кріплення визначається за табл.3 із співвідношення $l_p/h_{вр}$ в залежності від співвідношення $\frac{u'_{max}}{v_{кр}}$

Таблиця 3

Визначення довжини гнучкої рисберми, l_p

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

Критична глибина в кінці жорсткої рисберми визначається за формулою:

$$v_{кр} = \frac{q_p}{h_{кр}} . \quad (44)$$

середня швидкість в кінці жорсткого кріплення:

$$v_p = \frac{q_p}{(РВНБ_{0,5\%} - \text{Дно}) + \Delta h} . \quad (45)$$

Відстань від стисненого перерізу за суцільною водобійною стінкою до кінця жорсткого кріплення:

$$x_1 = l_2 + l_3 . \quad (46)$$

Співвідношення спряжених глибин:

$$\eta = \frac{h_{2p}}{h_{1p}} . \quad (47)$$

Параметр турбулентності в кінці жорсткого кріплення:

$$M_p = \frac{4,55}{\frac{x_1}{РВНБ_{0,5\%} - \text{Дно} + \Delta h} - \left(8 - \frac{4,55}{0,235\eta - 0,37}\right)} , \quad (48)$$

Максимальна пульсаційна швидкість в кінці жорсткого кріплення:

$$u'_{max} = M_p v_p . \quad (49)$$

Розраховуємо значення $\frac{u'_{max}}{v_{кр}}$, за таблицею 3 знаходимо значення $\frac{l_p}{h_{вр}}$, та знаходимо довжину гнучкої рисберми. Дана залежність має достатню точність для $X_1 / (РВНБ_{0,5\%} - \text{Дно} + \Delta h) > 6$.

При довжині жорсткого кріплення $(l_c + l_1 + l_2 + l_3) < 25h_2$ приймається $l_p = 3,5h_{вр}$.

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

Крупність стійкого каменя гнучкої рисберми, розташованої на відмітці водобою, визначається за графіком рис. 7.

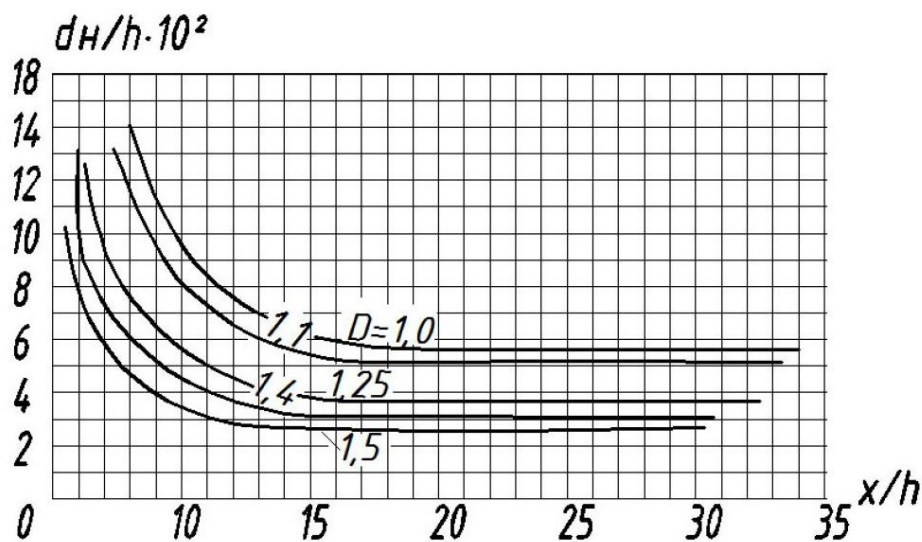


Рис. 7. Графіки для визначення крупності каменя гнучкої рисберми

$$\frac{x}{h} = \frac{l_c + l_1 + l_2 + l_3}{РВНБ_{0,5\%} - \text{Дно} + \Delta h} \quad (50)$$

Визначаємо значення $\frac{d_H}{h} 10^2$ для кривої з коефіцієнтом затоплення 1,1. З отриманого значення A розраховуємо середній діаметр каменя гнучкої рисберми:

$$d_H = \frac{A \cdot (РВНБ_{0,5\%} - \text{Дно} + \Delta h)}{10^2}, \quad (51)$$

Значення розрахункового діаметру каменя гнучкого кріплення із врахуванням коефіцієнту запасу не повинно перевищувати 0,5м:

$$d_{нр} = 1,3d_H \leq 0,5\text{м}. \quad (52)$$

При невиконанні мови необхідно лаштовувати кінцеве кріплення у вигляді захисного (запобіжного) ковша [4].

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

Камінь вкладається на довжині l_p нерівномірно. На початковій ділянці довжиною $0,66l_p$ товщина каменю складає $3d_{нр}$, на кінцевій ділянці довжиною $0,33l_p$ товщина шару каменю найменша і складає $2d_{нр}$. Каміння вкладається на зворотній фільтр 2 шари по $0,15m$.

Визначення товщини водобійної плити

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

Мінімальна товщина водобійної плити за умовами стійкості проти спливання визначається за формулою:

$$\delta_B^1 = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{1c} (\Delta W_\phi + \Delta W)}{\gamma_c \cdot \gamma_{б.зв} \cdot l_B}, \quad (53)$$

де ΔW_ϕ – залишкова сила фільтраційного тиску на водобійну плиту, при наявності дренажу під тілом греблі дорівнює нулю; $l_B = l_c$ – довжина водобою, м; $\gamma_{б.зв}$ – питома щільність бетону зваженого у воді, $13,7 \text{кН/м}^3$; γ_{1c} – коефіцієнт сполучення навантажень, який приймається для основної комбінації навантажень – 1,0; для комбінації навантажень періоду будівництва і ремонту – 0,95; для особливої комбінації навантажень – 0,9; γ_c – коефіцієнт умов роботи; для основної комбінації навантажень – 0,9; для особливої комбінації навантажень без урахування сейсмічних – 1,0; для особливої комбінації навантажень з урахуванням сейсмічних – 1,1; γ_n – коефіцієнт надійності, який приймається для споруд класу наслідків (відповідальності) СС3 – 1,25; СС2 – 1,2; ΔW – сила дефіциту тиску, визначається за формулою:

$$\Delta W = 0,5\gamma_0 \cdot \Delta h \cdot l, \quad (54)$$

де γ_0 – питома вага води, $9,81 \text{кН/м}^3$; $\Delta h, l$ – сторони трикутника епюри дефіциту тиску, визначаються за формулами:

$$\begin{aligned} \Delta h &= (0,6 \dots 0,7)(h_2 - h_1), \\ l &= 0,44l_c \end{aligned} \quad (55)$$

де h_1, h_2 – спряжені глибини гідравлічного стрибка;

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

$$\delta_B'' = \frac{\gamma_H \cdot \gamma_{1c} (\Delta M_\phi + \Delta M + M)}{0,5 \gamma_c \cdot \gamma_{6.3B} \cdot l_B^2}, \quad (56)$$

де ΔM – перекидаючий момент сили дефіциту тиску; ΔM_ϕ – перекидаючий момент сили залишкового фільтраційного тиску, дорівнює нулю; M – перекидаючий момент гідродинамічної сили, що діє на гаситель енергії.

Моменти сил визначаються за формулами

$$\Delta M = \Delta W \left(l_B - \frac{1}{3} l \right); \quad (57)$$

$$M = F_r (0,5c + \delta_B^1), \quad (58)$$

де c – висота водобійної стінки, визначається за формулою (29), м; F_r – гідродинамічна сила, визначається за залежністю:

$$F_r = \xi \cdot \gamma_0 \cdot \omega \frac{v^2}{2g}; \quad (59)$$

де ξ – коефіцієнт опору, при обтіканні стінки $\xi = 0,6 \dots 0,8$; $\omega = c \cdot l$ – площа проекції стінки на нормаль до потоку на 1 погонний метр ширини водобою, m^2 ; v – середня швидкість течії перед водобійною стінкою:

$$v = \frac{q_B}{1,1h_2}, \quad (60)$$

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

$$\delta_B''' = \frac{\gamma_H \cdot \gamma_{1c} \cdot F_r}{\gamma_c \cdot \gamma_{6.3B} \cdot l_B \cdot f}, \quad (61)$$

де f – коефіцієнт тертя бетону по ґрунту основи: гравійно-галечниковий ґрунт – 0,5 – 0,6; піщаний – 0,4 – 0,5; супісок 0,35 – 0,4; суглинок – 0,25 – 0,35; глина – 0,2 – 0,3

Остаточно приймається більше із трьох обчислених значень товщини водобійної плити.

Плити водобою відокремлюються деформаційним швом від тіла греблі по всій ширині водобою. В напрямку течії плити, як правило, виконуються суцільними, але при значній довжині водобою можуть розрізатися на дві частини. Зазвичай вони також розрізаються поздовжніми швами по продовженню осей биків. При відстані між

швами більше 15...20м влаштовуються додаткові поздовжні шви водобою по осях прогонів греблі. Всі вказані шви повинні бути водопроникними, тому вони не ущільнюються.

Під водобійною плитою влаштовується дренаж товщиною 0,5м, захищений зворотним фільтром товщиною 0,4м (двошаровим). Відведення води з дренажу здійснюється:

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

Розвантажувальні отвори роблять розміром від 0,25×0,25 м та заповнюють кам'яним матеріалом; зверху перекривають металевими решітками. Ці отвори розташовуються в шаховому порядку через 5...10м в ряду один від одного. Ряди отворів розташовують не менше, ніж через 5м. При цьому площа розвантажувальних отворів повинна складати не менше 1,5% від площі всього кріплення. Схему раціонального розташування дренажних отворів при наявності на водобойі суцільної водобійної стінки показано на рис. 4.

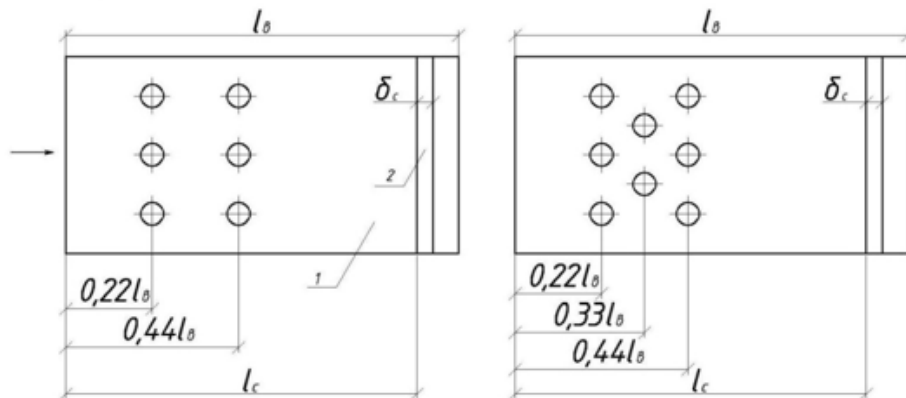


Рис.8. Схема розташування дренажних отворів в водобойі:

1 - плита водобою; 2 – суцільна водобійна стінка [4]

6. Побудова підземного контуру водозливної бетонної греблі

Підземний контур водозливної греблі складається з наступних елементів: понур, шпунти, підшва греблі, водобій і рисберма.

Понур. На водопроникних ґрунтах основи: піщаних, піщано-гравійних; проєктується понур з глинистих ґрунтів з коефіцієнтами

фільтрації в 100 разів меншими ніж коефіцієнт фільтрації водопроникної основи. Попередньо понуру з глинистих ґрунтів можна надати таких розмірів: мінімальна товщина на початку 0,5 м, а в місці примикання до греблі – 1,0-2,0 м. Шов (або його частина) сполучення глинистого понуру і тіла греблі зазвичай виконують нахиленим для того, щоб він не розкривався при осіданнях понуру і греблі (рис. 9). Аналогічно виконується сполучення такого понуру зі стінками верхнього відкритка берегового стояна. Довжина понуру L_n зазвичай приймається:

$$L_n = (1 \dots 3)(\text{НПР} - \text{Дно}). \quad (62)$$

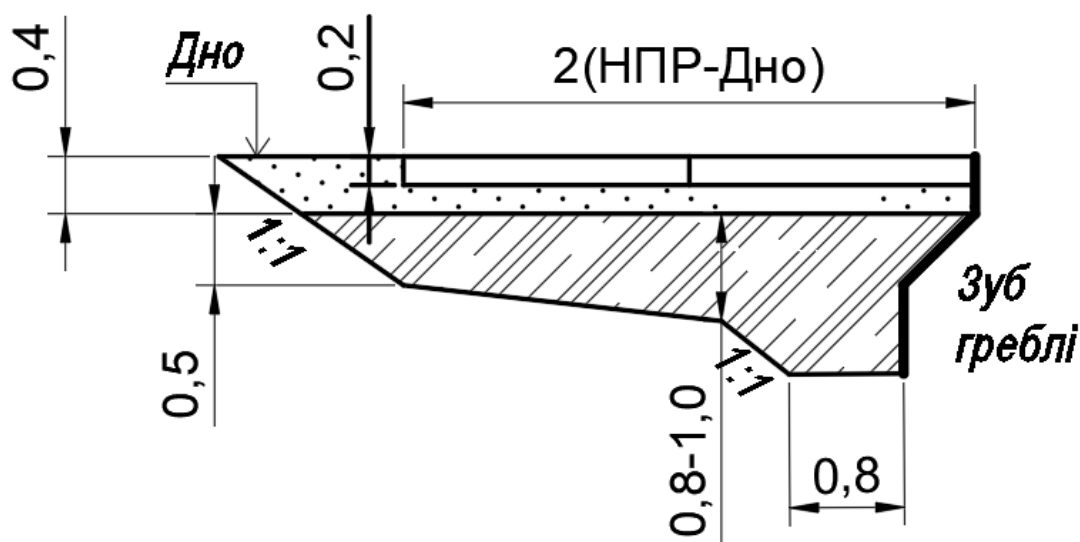


Рис. 9. Конструкція понура

Зверху глинистий понур захищається бетонними збірними чи монолітними плитами товщиною 20-50см. Плити вкладаються на зворотній фільтр шаром 20см. Понур має бути захищений від підмиву з верхньої сторони. Тому перед ним має бути облаштоване початкове кріплення, яке часто виконується у вигляді ковша, що завантажений камінням або місцевим ґрунтовим матеріалом.

Зуб. Спряження бетонної греблі з ґрунтовою основою здійснюється за допомогою зубів. При наявності шпунту зуб проектується неглибоким: глибиною 0,5-3,0 м, шириною низом 0,5-3,0 м, закладання укосів 1:1 (рис.10).

Шпунти використовуються в якості протифільтраційних пристроїв в основі. В проєкті рекомендується приймати сталеві шпунти. В піщаних ґрунтах слід облаштовувати верховий (королевий) під гребельний шпунт. Низовий (водобійний) шпунт облаштовується рідко глибиною 2,0-4,0м. При наявності водотривких порід на глибині до 15-20 м шпунт заглиблюється в водоупор на 0,5м.

При глибокому заляганні водоупору влаштовують “висячі” шпунтові ряди (рис.10). В першому наближенні довжина висячого королевого шпунта приймається в межах:

$$S_1 = (1 \dots 3)(\text{НПР} - \text{Дно}). \quad (63)$$

Менші значення множників відповідають глинистим та суглинистим основам і високим греблям. З’єднання шпунта з фундаментною плитою здійснюється шляхом облаштування спеціальних гідроізоляційних шпонок.

Відмітка підшови греблі має бути нижче відмітки низу водобою на величину шарів зворотнього фільтру:

$$H_{\text{п.гр}} = \text{Дно} - \Delta h - \delta - (0,4 \dots 1,0), \quad (64)$$

де Δh - пониження водобою, формула (23),м; δ - товщина водобою, максимальне значення з формул (49), (52), 57), м.

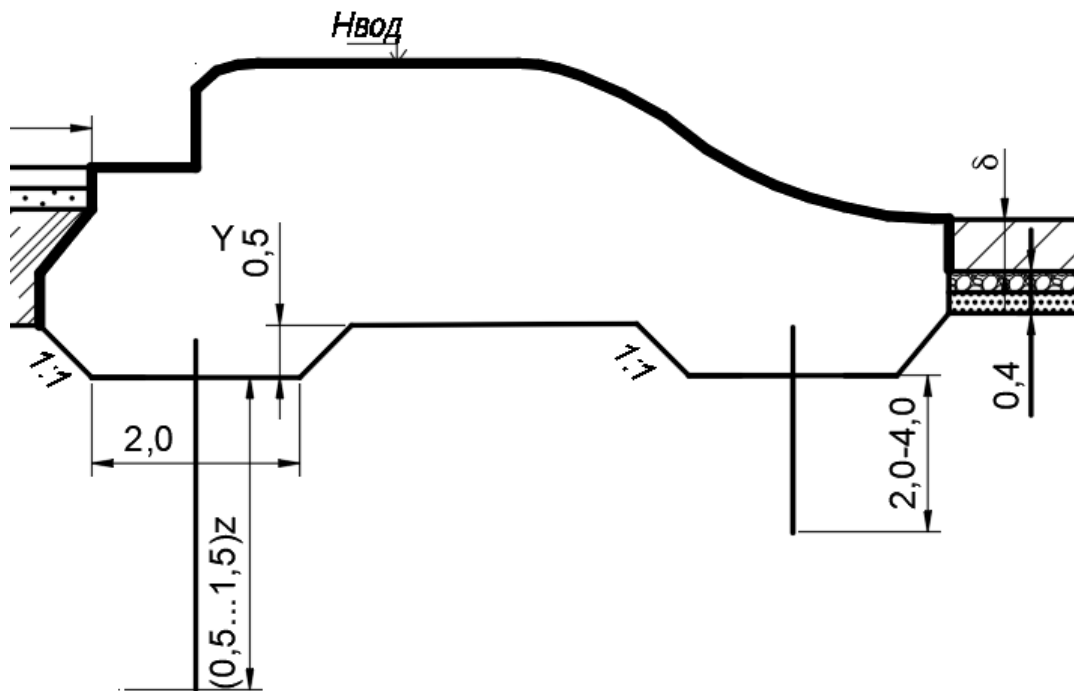


Рис.10. Конструкція підземного контуру водозливної греблі

7. Фільтраційний розрахунок підземного контуру

У задачі фільтраційного розрахунку підземного контуру входить перевірка його розмірів за умовами загальної фільтраційної міцності основи, визначення сил фільтраційного та зважувального тиску, перевірка місцевої фільтраційної міцності ґрунту основи в місці виходу фільтраційного потоку в нижній б'єф.

У курсовому проєкті при визначенні сил фільтраційного протитиску в якості розрахункового приймаємо експлуатаційний випадок: рівень води в верхньому б'єфі НПР, в нижньому – побутовий в умовах пласкої задачі, коли розглядається 1 п.м. довжини греблі.

Фільтраційний розрахунок виконується за методом коефіцієнтів опору Чугаєва Р.Р. для розрахунків флютбетів на нескельній основі. В основу покладено ряд допущень: ґрунт основи однорідний; водопроникна основа розглядається як напірна труба, в якій розташовані окремі опори у вигляді уступів, шпунтів, горизонтальних ділянок. Користуючись цим методом, можна визначити: а) напори фільтраційного потоку в характерних переломних точках підземного контуру; б) максимальні вихідні градієнти і оцінити фільтраційну міцність ґрунту основи; в) фільтраційну витрату.

При розрахунках підземний контур спрощується. Так бетонні зуби замінюються водонепроникними шпунтами тієї ж довжини, дрібні зуби, можна взагалі не враховувати, форма понура приймається прямокутною. На рис. 11 спрощений контур позначений червоним кольором.

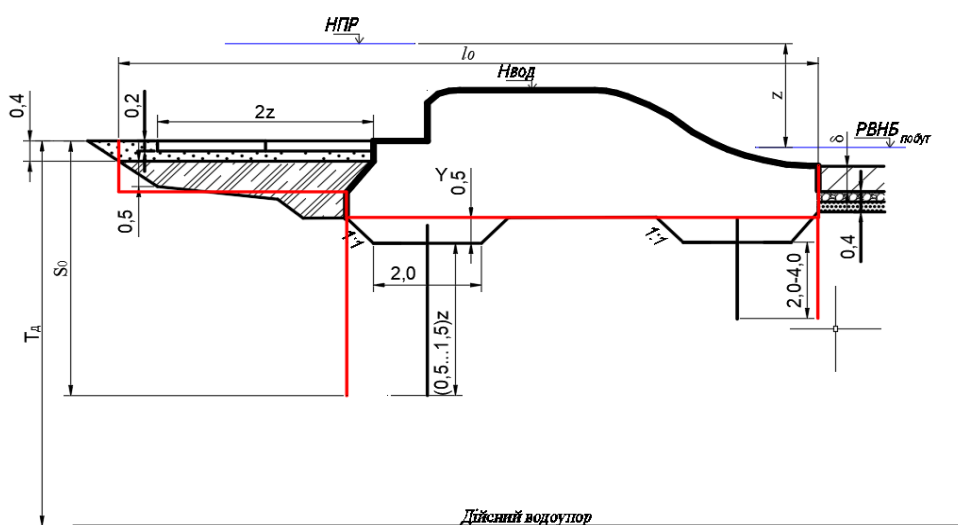


Рис. 11. Розрахунковий підземний контур

7.1. Встановлення положення розрахункового водоупору

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

при визначенні фільтраційного протитиску T_{ak}^1 ;

при визначенні вихідного градієнта $T = T_{ak}^{11}$.

T_{ak}^1 , T_{ak}^{11} призначаються в залежності від типу схеми підземного контуру за формулами з табл. 4. Тип схеми визначається за співвідношенням l_0/S_0 , де l_0 , S_0 – відповідно, горизонтальна і вертикальна проекції підземного контуру (рис. 11).

Таблиця 4

Визначення розрахункових значень T_{ak}^1 , T_{ak}^{11}

Схема підземного контуру	l_0/S_0	T_{ak}^1	T_{ak}^{11}
Розпластана	≥ 5	$0,5l_0$	$2 T_{ak}^1$
Проміжна	3,4...5,0	$2,5S_0$	
Заглиблена	1,0...3,4	$0,8S_0+0,5l_0$	
Дуже заглиблена	0...1,0	$S_0+0,3l_0$	

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

- при $T_d < T_{ak}^1$ і T_{ak}^{11} $T_{розрах}^1 = T_d$, $T_{розрах}^{11} = T_d$;

- при $T_d > T_{ak}^1$ і T_{ak}^{11} $T_{розрах}^1 = T_{ak}^1$, $T_{розрах}^{11} = T_{ak}^{11}$

При визначенні фільтраційної витрати завжди приймають

$T_{розрах}^{111} = T_d$.

Розрахункове значення глибини закладання водоупору наноситься на спрощену схему розрахунку підземного контуру і розрахунки коефіцієнтів опору фільтрації виконуються відносно прийнятого розрахункового водоупору.

7.2. Визначення чисельних значень коефіцієнтів опору

Підземний контур поділяється на окремі елементи: вхід з уступом, горизонтальна ділянка, шпунт та інші. Для кожного фрагмента контуру визначається коефіцієнт опору ζ .

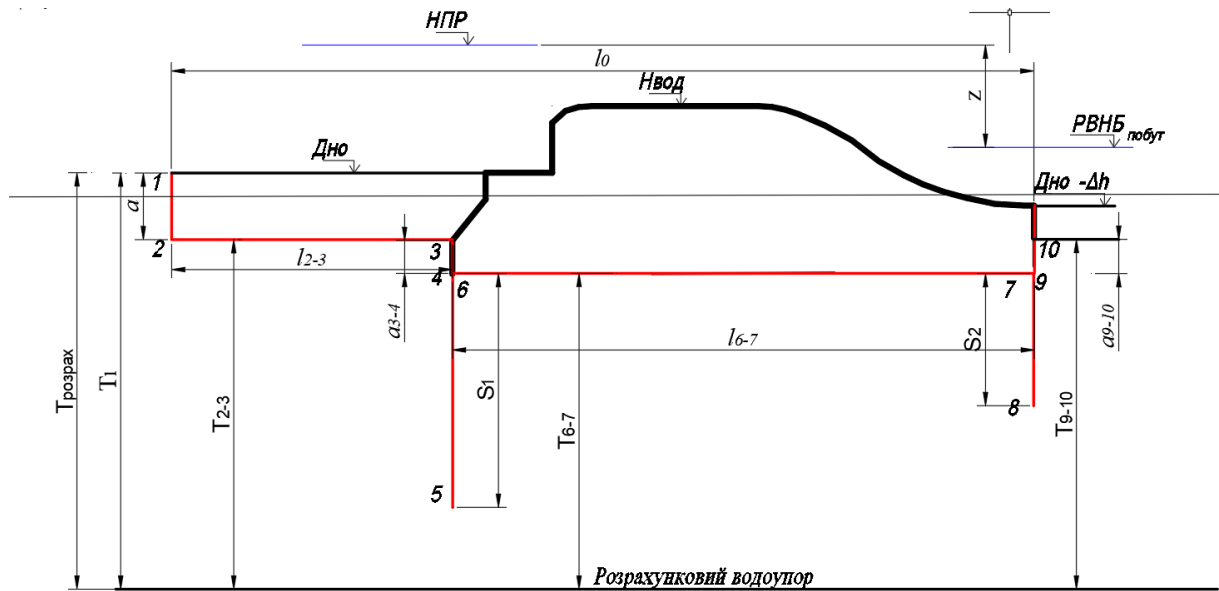


Рис. 12. Схема до визначення коефіцієнтів втрат напору

Ділянка 1-2 контуру (рис. 12) вхід фільтраційного потоку з уступом (a) визначається за формулою:

$$\xi_{\text{вх}} = \frac{a}{T_1} + 0,44, \quad (65)$$

Ділянка 2-3 (рис.12) горизонтальна ділянка під понуром, яка має шпунт в кінці ділянки т.3, втрати напору визначаються за формулою:

$$\xi_{2-3} = \frac{l_{2-3} - 0,5(0 + S_1)}{T_{2-3}} \quad (66)$$

Коефіцієнт втрат напору на ділянці 3-4-5-6 зі шпунтом (S_1) та уступом (a_{3-4}) визначається за формулою:

- якщо $0,5 \leq \frac{T_{6-7}}{T_{2-3}} \leq 1,0$; $0 \leq \frac{S_1}{T_{6-7}} \leq 0,8$, то

$$\xi_{3-6} = \frac{a_{3-4}}{T_{2-3}} + 1,5 \frac{S_1}{T_{6-7}} + \frac{0,5 \cdot \frac{S_1}{T_{6-7}}}{1 - 0,75 \cdot \frac{S_1}{T_{6-7}}}; \quad (67)$$

- якщо $0,5 \leq \frac{T_{6-7}}{T_{2-3}} \leq 1,0$; $0,8 \leq \frac{S_1}{T_{6-7}} \leq 0,96$, то

$$\xi_{3-6} = \frac{a_{3-4}}{T_{2-3}} + 12 \left(\frac{S_1}{T_{6-7}} - 0,8 \right) + 2,2. \quad (68)$$

При заглибленні шпунта в водоупор (рис. 13) коефіцієнт втрат напору у шпунті визначається за наближеною формулою:

$$\xi_{3-6} = \frac{250 - 0,5(S_1 + S_2)}{T_{6-7}}. \quad (69)$$

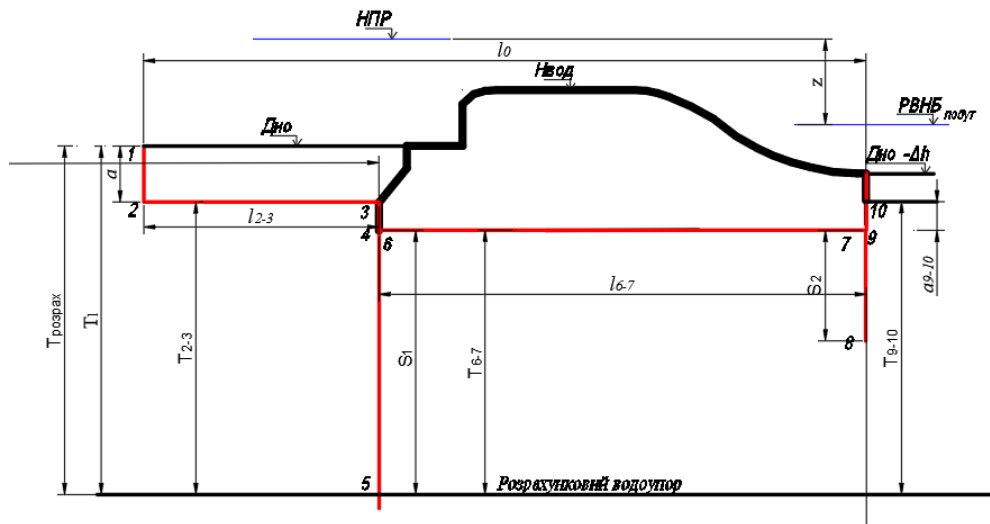


Рис. 13. Схема до визначення коефіцієнту втрат напору шпунта заведеного в водопор

Ділянка 6-7 (рис. 12) горизонтальна ділянка під тілом греблі, яка має шпунт на початку і в кінці ділянки, втрати напору визначаються за формулою:

$$\xi_{6-7} = \frac{l_{6-7} - 0,5(S_1 + S_2)}{T_{6-7}}, \quad (70)$$

Вихідна ділянка 7-8-9-10 зі шпунтом і уступом розраховується за формулою:

$$\xi_{7-10} = \frac{a_{9-10}}{T_{9-10}} + 1,5 \frac{S_2}{T_{6-7}} + \frac{0,5 \cdot \frac{S_2}{T_{6-7}}}{1 - 0,75 \cdot \frac{S_2}{T_{6-7}}} + 0,44. \quad (71)$$

Визначаємо втрати напору на кожній ділянці за формулами:

$$\sum \xi = \xi_{\text{вх}} + \xi_{2-3} + \xi_{3-6} + \xi_{6-7} + \xi_{7-10}, \quad (72)$$

$$z = \text{НПР} - \text{РВНБ}_{\text{побут}}, \quad (73)$$

$$h_{\text{вх}} = \xi_{\text{вх}} \frac{z}{\sum \xi}, \quad (74)$$

$$h_{2-3} = \xi_{2-3} \frac{z}{\sum \xi}, \quad (75)$$

$$h_{3-6} = \xi_{3-6} \frac{z}{\sum \xi}, \quad (76)$$

$$h_{6-7} = \xi_{6-7} \frac{z}{\sum \xi}, \quad (77)$$

$$h_{7-10} = \xi_{7-10} \frac{z}{\sum \xi}. \quad (78)$$

Прийняті розміри підземного контуру споруди необхідно перевірити за умовами загальної міцності. Загальна фільтраційна міцність основи забезпечена, якщо:

$$I_k = \frac{z}{T_d \Sigma \xi} \leq \frac{1}{\gamma_n} I_{cr}^{cp}, \quad (79)$$

де I_k – контролюючий градієнт напору фільтраційного потоку; γ_n – коефіцієнт надійності, для споруд класу СС3 – 1,25; СС2 – 1,2; класу СС1 – 1,1; I_{cr}^{cp} – середній розрахунковий критичний градієнт напора, для пісків 0,38.

За визначеними значеннями втрат напору будуємо епюру фільтраційного тиску та епюру зважуючого тиску (рис. 14). Для подальшого розрахунку сил фільтраційного та зважуючого тиску епюру рекомендується будувати в масштабі. Визначаємо центр ваги епюр під тілом греблі і показуємо в центрах ваги сили зважуючого тиску ($W_{зв}$) та фільтраційного тиску ($W_{ф}$).

Сила зважуючого тиску на одиницю ширини греблі можна визначити як площу епюри ABCD зважуючого тиску враховуючи масштаб або за формулою:

$$W_{зв} = \Sigma \rho_0 \cdot g \cdot h_{зв.2} \cdot \alpha_2 \cdot l_{6-7}, \quad (80)$$

де $h_{зв.2}$ – глибина занурення точки підосви споруди, в якій визначається ордината, під розрахунковий рівень води нижнього б'єфу (рис.14), м; α_2 – коефіцієнт ефективної площі протитиску, для нескельних ґрунтів $\alpha_2=1,0$; ρ_0 – густина води, $1т/м^3$; l_{6-7} – довжина тіла греблі, м.

Сила фільтраційного тиску на одиницю ширини греблі можна визначити як площу епюри фільтраційного тиску ABCD під тілом греблі (рис. 14).

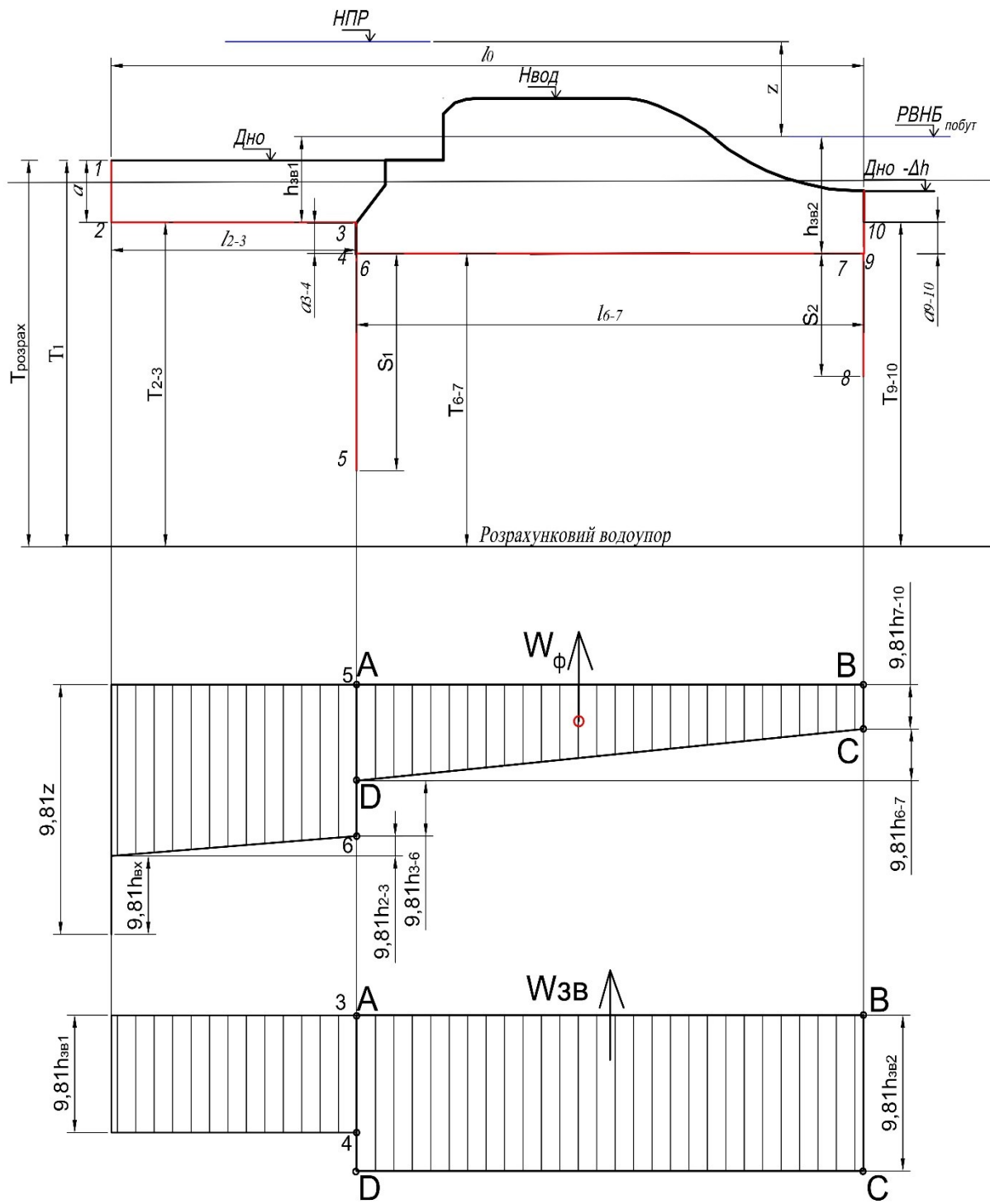


Рис. 14. Епюри фільтраційного тиску та зважуючого тиску під тілом греблі

8. Статичний розрахунок бетонної греблі

У курсовій роботі необхідно визначити нормальні напруження в основі греблі та оцінити можливість плаского зсуву для основного сполучення навантажень греблі по основі.

Розрахункова схема для визначення навантажень на бетонну водозливну греблю наведена на рис. 15.

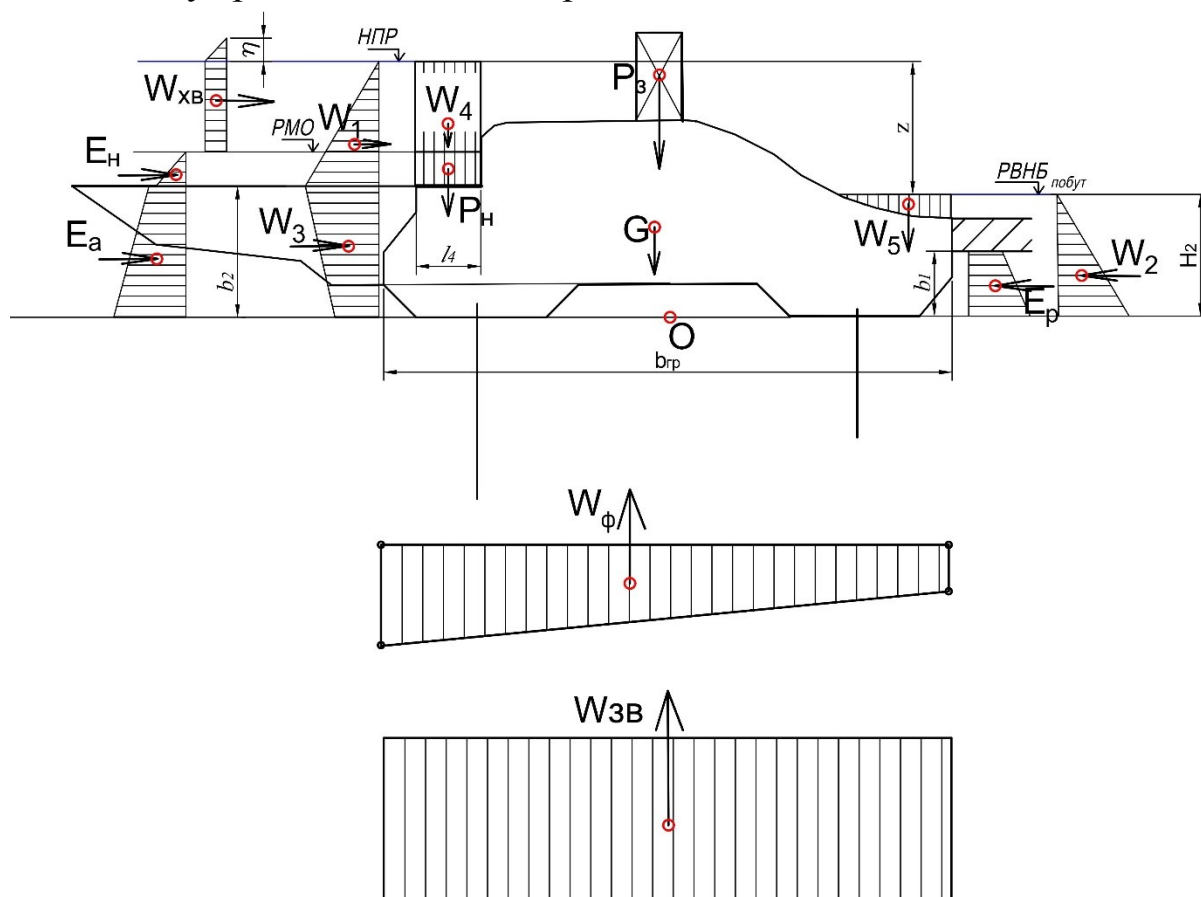


Рис.15. Схема перерізу тіла водозливної греблі та навантаження

8.1. Визначення навантажень на водозливну греблю

Значення сил, що діють на греблю визначається за одиницю довжини греблі.

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

$$G = \gamma \cdot S \cdot 1, \quad (81)$$

де γ – питома вага бетону, $\gamma=23,5\text{кН/м}^3$; S – площа поперечного перерізу греблі, визначається за кресленням, м^2 .

Точка прикладання сили ваги визначається графічно з креслення в геометричному центрі ваги перерізу.

Вага затворів орієнтовно може бути визначена за емпіричною формулою [4]:

$$P_3 = g((\text{НПР} - H_{\text{вод}})b_{\text{пр}}^2 a^{-1})^b, \quad (82)$$

де $H_{\text{вод}}$ – відмітка гребня водозливу, м; a , b – коефіцієнти, що визначаються за табл. 5 в залежності від типу і конструкції затвору.

Таблиця 5

Значення коефіцієнтів a , b

Тип затвору	a	b
Плоский поверхневий з опорами:		
Колісний	20	0,71
ковзаючий	27	0,70
Сегментний поверхневий з ногами:		
прямими	20	0,69
похилими	15	0,70

Гідростатичний тиск води. Горизонтальні складові сил гідростатичного тиску з боку верхнього та нижнього б'єфів W_1 та W_2 визначаються за формулами:

$$W_1 = 0,5\rho_0 g \cdot (\text{НПР} - \text{Дно})^2, \quad (83)$$

$$W_2 = 0,5\rho_0 g H_2^2, \quad (84)$$

де ρ_0 – густина води, $1\text{т}/\text{м}^3$; H_2 – глибина води в нижньому б'єфі від РВНБ_{побут} до низа зуба (рис. 15), визначається графічно з креслення, м.

Епюра гідростатичного тиску має форму трикутника. Точка прикладання сили гідростатичного тиску на $1/3$ висоти знизу. Вертикальні складові сили гідростатичного тиску W_4 , W_5 визначаються за формулами:

$$W_4 = \rho_0 g (\text{НПР} - \text{Дно}) l_4, \quad (85)$$

$$W_5 = \rho_0 g \cdot S_5, \quad (86)$$

де l_4 – довжина горизонтальної полки, визначається графічно, м; S_5 – площа епюри сили W_5 , визначається графічно, м^2 .

Точки прикладання сил гідростатичного тиску відповідають центрам ваги відповідних епюр, визначаються графічно.

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

У випадку глиняного понуру нижня ордината еюри, що відповідає низовому ребру напірної грані греблі, дорівнює сумі ординат епюр сил зважуючого і фільтраційного тисків в цій точці (3-4 та 5-6 рис.14). В проміжних перерізах ординати приймають з припущення лінійного закону розподілу сили:

$$W_3 = 0,5(\rho_0 g(\text{НПР} - \text{Дно}) + h_{3-4} + h_{5-6})b_2, \quad (87)$$

де h_{3-4} - висота еюри зваженого тиску ($W_{зв}$) між точками 3-4, визначається графічно за рис.14; h_{5-6} – висота еюри фільтраційного тиску (W_{ϕ}) між точками 5-6, визначається графічно за рис.14; b_2 – висота еюри, яка дорівнює різниці між відмітною Дна і низа зуба, визначається графічно з рис.15.

Точка прикладання визначається графічно як центр ваги трапеції, висотою b_2 .

Тиск вітрових хвиль. В глибоководній зоні горизонтальне навантаження на вертикальну грань споруди $W_{хв}$ приймають по епюрі хвильового тиску, яка при максимальному значенні горизонтального хвильового навантаження має форму трапеції (рис.15) з ординатою $p_{хв}$, МПа:

$$\cos\omega t = \frac{\bar{\lambda}_{ср}}{\pi \cdot h_{1\%} (8\pi \frac{(\text{НПР}-\text{РМО})}{\bar{\lambda}_{ср}} - 3)}, \quad (88)$$

$$K = 2\pi / \bar{\lambda}_{ср}, \quad (89)$$

$$p_{хв} = 0,5\rho_0 g \cdot K \cdot h_{1\%}^2 (1 - 2\cos^2\omega t), \quad (90)$$

де K – хвилеве число, 1/м; $h_{1\%}$ – висота хвилі 1%-ї забезпеченості, приймаємо значення розраховане в курсовому проєкті ґрунтової греблі, м; $\bar{\lambda}_{ср}$ – розрахункова довжина хвилі, приймаємо значення розраховане в курсовому проєкті ґрунтової греблі м; РМО – рівень мертвого об'єму, заданий по завданню.

Підвищення вільної поверхні хвилі над розрахунковим рівнем води біля вертикальної стінки:

$$\eta = h_{1\%} \cos \omega t + \frac{K h_{1\%}^2}{2} \cos^2 \omega t, \quad (91)$$

Значення максимального горизонтального хвилевого навантаження $W_{хв}$, визначається за формулою:

$$W_{хв} = p_{хв} \left(\text{НПР} - \text{РМО} + \frac{\eta}{2} \right). \quad (92)$$

Точка прикладання сили тиску вітрових хвиль розміщена на відстані від РМО:

$$y_{хв} = 0,5 \left(\text{НПР} - \text{РМО} + \frac{\eta}{2} \right), \quad (93)$$

Тиск наносів. Епюра тиску наносів зі сторони верхнього б'єфу має вигляд трикутника висотою, яка дорівнює висоті шару наносів, і ординатою в основі $p_{нан}$, значення якої обчислюється за формулою:

$$p_{нан} = (\rho_{н}^{нас} - \rho_0) g \cdot (\text{РМО} - \text{Дно}) \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right), \quad (94)$$

де φ_n – кут внутрішнього тертя наносів, приймаємо 18° ; $\rho_{н}^{нас}$ – щільність ґрунту наносів, насичених водою, приймаємо $1,3 \text{ т/м}^3$.

Горизонтальна складова сили тиску наносів E_n , кН,

$$E_n = 0,5 p_{нан} \cdot (\text{РМО} - \text{Дно}). \quad (95)$$

Точка прикладання горизонтальної сили тиску наносів в центрі трикутної епюри, $1/3(\text{РМО}-\text{Дно})$ відраховуючи від Дна.

Вертикальна складова сили тиску наносів P_n виникає у випадку горизонтальної полички перед понуром і дорівнює вазі наносів в об'ємі тіла тиску:

$$P_n = g \cdot (\rho_{н}^{нас} - \rho_0) (\text{РМО} - \text{Дно}) \cdot l_4. \quad (96)$$

Точка прикладання вертикальної сили тиску наносів відповідає центру ваги відповідних епюри.

Сили тиску ґрунту. Сила активного тиску E_a ґрунту – це тиск захисного шару і понуру на тіло греблі.

Епюра сили має вигляд трапеції. Верхня ордината епюри:

$$p_{a1} = g \cdot \rho_{н}^{нас} \cdot (\text{РМО} - \text{Дно}) \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right), \quad (97)$$

Нижня ордината епюри:

$$p_{a2} = (\gamma_{гр}^{нас} \cdot b_2 + g \cdot \rho_H^{нас} \cdot (PMO - \text{Дно})) \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{гр}}{2} \right), \quad (98)$$

$$\gamma_{гр}^{нас} = (\rho_s - \rho_0) g \cdot (1 - n), \quad (99)$$

де $\varphi_{гр}$ – кут внутрішнього тертя ґрунту основи в насиченому водою стані, дано по завданню; $\gamma_{гр}^{нас}$ – питома вага ґрунту основи у зваженому стані; ρ_s – щільність скелету ґрунту основи, дано по завданню, т/м³; n – пористість ґрунту основи, дано по завданню.

Значення активної сили тиску ґрунту, що діє на одиницю ширини водозливної греблі визначається формулою:

$$E_a = \frac{p_{a1} + p_{a2}}{2} b_2. \quad (100)$$

Пасивний тиск ґрунту діє на греблю з боку нижнього б'єфу під водобоем. Верхня ордината сили пасивного тиску E_p ґрунту обчислюється за формулою

$$p_{n1} = \gamma_{б.зв} \cdot \delta_b \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_{гр}}{2} \right), \quad (101)$$

де $\gamma_{б.зв} = 13,7$ кН/м³ – питома вага бетону водобоем у зваженому стані; δ_b – максимальна товщина водобоем розрахована за формулами (53), (56), (61), м.

Нижня ордината епюри пасивного тиску ґрунту:

$$p_{n2} = p_{n1} + \gamma_{гр}^{нас} \cdot b_1 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_{гр}}{2} \right), \quad (102)$$

де b_1 – висота ґрунту під водобоем до низу зуба, визначається графічно за рис. 15, м.

Значення пасивної сили тиску ґрунту E_p , що діє на одиницю ширини греблі, знаходиться за формулою:

$$E_p = \frac{p_{n1} + p_{n2}}{2} b_1. \quad (103)$$

Точка прикладання сил тиску ґрунту в центрі ваги епюри тиску ґрунту, визначається графічно.

Всі розраховані навантаження зводимо в таблицю 6.

Розрахункові навантаження

№	Найменування сили	Позначення	Значення сили, кН		Плече, м	Момент, кН·м
			Вертик.	Горизонт.		
	Власна вага					
	Вага затворів	<i>z</i>	<i>z</i>			
	Гідростатичний тиск води					
	Фільтраційний тиск	<i>φ</i>	<i>φ</i>			
	Зважуючий тиск	<i>zв</i>	<i>zв</i>			
	Тиск хвилі	<i>Wхв</i>		<i>Wхв</i>		
	Тиск наносів	<i>Ен</i>		<i>Ен</i>		
		<i>Рн</i>	<i>Рн</i>			
	Тиск ґрунту активний					
	Тиск ґрунту пасивний					
	Разом		$N=\Sigma$	$F=\Sigma$		ΣM

8.2. Визначення нормальних напружень та розрахунок міцності основи

Нормальні контактні напруження σ_{MAX} σ_{MIN} , що діють в розрахунковому перерізі, приблизно можна визначити за формулою зовнішньо центрального стиснення:

$$\sigma_{MAX,MIN} = \frac{N}{b_{гр}} \pm \frac{6\Sigma M}{b_{гр}^2}, \quad (104)$$

де N – сума всіх вертикальних сил, кН; $\sum M$ – сума моментів всіх сил відносно центру тяжіння розрахункового перерізу, кН·м; $b_{гр}$ – ширина греблі, визначається графічно за рис. 15.

Отримані нормальні напруги повинні відповідати наступній вимозі:

$$k_{н.р.} = \frac{\sigma_{MAX}}{\sigma_{MIN}} < [k_{н.р.}], \quad (105)$$

де $[k_{н.р.}]$ - допустиме значення 1,5...2,5 для глинистих та 2...3 для піщаних основ.

8.3. Стійкість водозливної греблі на зсув

Стійкість водозливної греблі на зсув є забезпеченою якщо виконується вимога:

$$k_s = \frac{R}{F} \geq \frac{\gamma_n \gamma_{lc}}{\gamma_c}, \quad (106)$$

де F – сума горизонтальних сил, таблиця 6; γ_{lc} – коефіцієнт сполучення навантажень, який приймається для основної комбінації навантажень – 1,0; γ_c – коефіцієнт умов роботи; для основної комбінації навантажень – 0,9; γ_n – коефіцієнт надійності, який приймається для СС2– 1,2; R – сума сил, що протидіють зсуву:

$$R = N \cdot tg \varphi_{гр} + 0,7 \cdot E_p, \quad (107)$$

де N – сума вертикальних сил, визначається за табл. 6.

8.4. Стійкість водозливної греблі на спливання

Водозливна гребля є стійкою щодо спливання, якщо виконується умова:

$$\frac{G}{W_{\phi} + W_{зв}} \geq 1,3, \quad (108)$$

де G – власна вага водозливної греблі, кН; W_{ϕ} – сила фільтраційного тиску, кН; $W_{зв}$ – сила зважуючого тиску, кН.

Список літератури

1. *Видання.* Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності): ДСТУ 8855:2019. – [Чинний від 2019-12-01]. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 14 с. (Національний стандарт України).
2. *Видання.* Гідротехнічні споруди. Основні положення: ДБН В.2.4-3:2010. – [Чинний від 01.12.2019] – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 37с. (Національний стандарт України).
3. Гідротехнічні споруди. Грунтова гребля з баштовим водоскидом: Методичні вказівки до виконання курсового проекту/роботи / Уклад.: С.В. Величко, О.В. Дупляк – К.: КНУБА, 2024. – 42 с.
4. Хлапук М.М. Гідротехнічні споруди: навч. посіб. / М.М. Хлапук, Л.А. Шинкарук, А.В. Дем'янюк, О.А. Дмитрієва. – Рівне: НУВГП, 2013. – 241 с.
5. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт Розрахунки гідротехнічних споруд з використання програмного комплексу GeoStudio/ уклад. С.В. Величко, О.В. Дупляк . – К.: КНУБА, 2024. – 44 с.
6. *Видання.* Система проектної документації для будівництва. Основні вимоги до проектної документації: ДСТУ 9243.4:2023 – [Чинний від 2024–04-01] - К.: ДП «УкрНДНЦ», 2024, –56 с. (Національні стандарти України).

Поздовжній профіль греблі

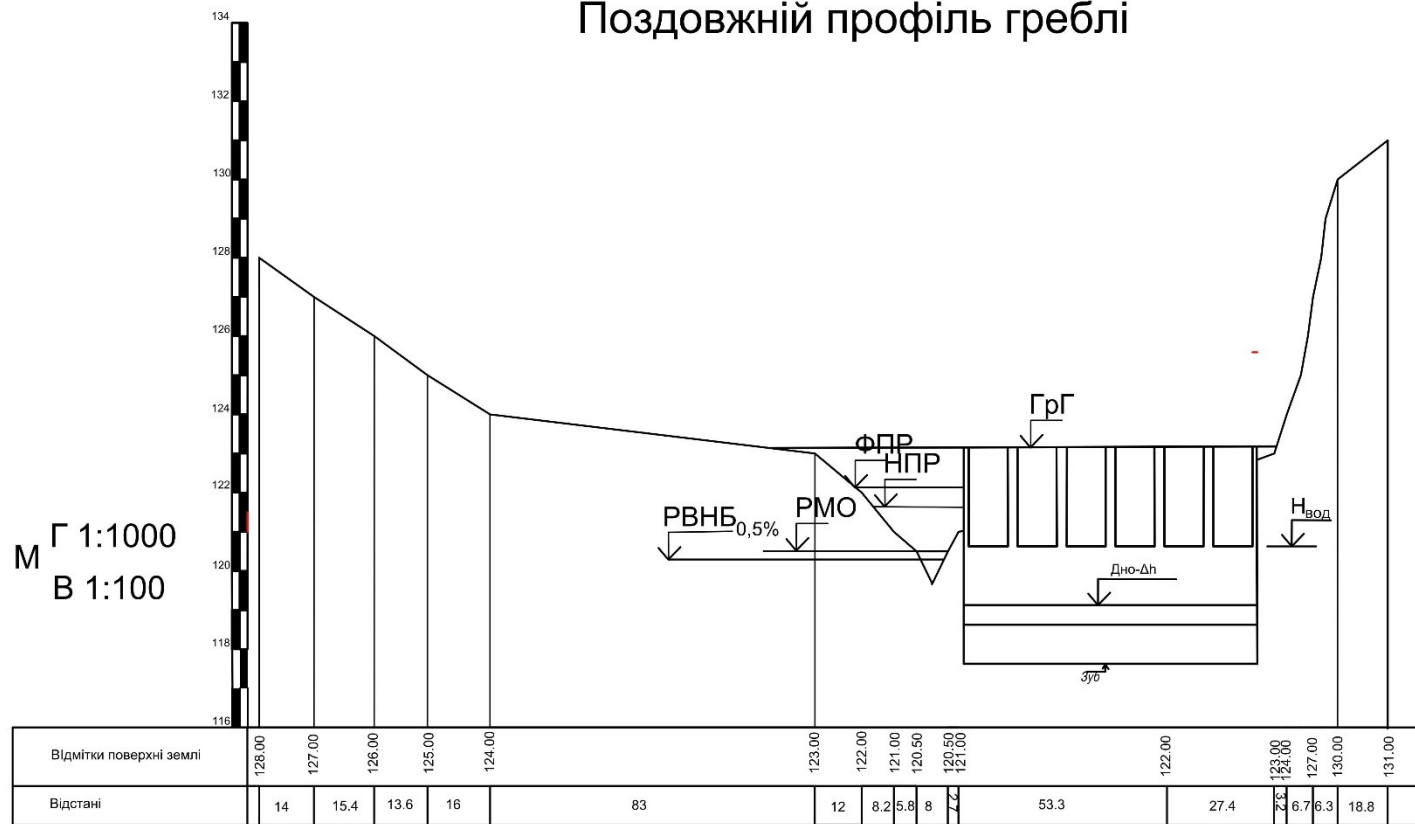


Рис. Д3. Водозлив на поздовжньому профілі греблі

Навчально-методичне видання

**ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ.
РОЗРАХУНОК ВОДОЗЛИВНОЇ ГРЕБЛІ**

Методичні вказівки

до виконання курсового проекту/роботи
для здобувачів першого (бакалаврського) рівня
вищої освіти спеціальності
G19 «Будівництво та цивільна інженерія»,
ОПП «Водогосподарське будівництво
і управління водними ресурсами та системами»

Укладачі: **Величко** Світлана Віталіївна,
Дупляк Олена Віталіївна

Комп'ютерне верстання *А.П. Селівестрової*

Ум. друк. арк. 2,09. Обл.-вид. арк. 2,25
Електронний документ. Вид № 90/V-25

Виконавець і виготовлювач

Київський національний університет будівництва і архітектури
Проспект Повітряних Сил, 31, Київ, Україна, 03037

Свідоцтво про внесення до Державного реєстру суб'єктів
видавничої справи ДК № 808 від 13.02.2002 р.