

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

02/03-04М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсового проекту
та самостійної роботи з навчальної дисципліни

«Гідротехнічні споруди енергетичних об'єктів і систем»
на тему:

«Гребля із ґрунтових матеріалів з баштовим водоскидом»
для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за
освітньо-професійною програмою «Гідроенергетика»
спеціальності 145 «Відновлювальні джерела енергії та гідроенергетика»
всіх форм навчання

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

Рівне – 2025

Методичні вказівки до виконання курсового проекту та самостійної роботи з навчальної дисципліни «Гідротехнічні споруди енергетичних об'єктів і систем» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за освітньо-професійною програмою «Гідроенергетика» спеціальності 145 «Відновлювальні джерела енергії та гідроенергетика» [Електронне видання] / Корнійчук В. І., Волк Л. Р., Дем'янюк А. В. – Рівне : НУВГП, 2025. – 47 с.

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

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

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

О. О. Галич

Попередня версія методичних вказівок 041-51.

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

Зміст

Вступ	4
1. Розміщення і компонування вузла споруд	5
2. Вибір створу гідровузла	6
3. Призначення класу наслідків (відповідальності) споруди	8
4. Земляна гребля. Визначення основних розмірів поперечного профілю	9
4.1. Закладання укосів греблі	9
4.2. Гребінь греблі	10
4.3. Визначення відмітки гребеня греблі	11
4.4. Кріплення укосів	18
4.4.1. Кріплення верхового укосу	19
4.4.2. Кріплення низового укосу	22
4.5. Дренажне обладнання	22
4.6. Вибір і обґрунтування виду земляної греблі	23
4.6.1. Протифільтраційні пристрої в тілі греблі	23
4.6.2. Спряження греблі з основою і берегами	26
4.6.3. Конструкція греблі	27
4.6.4. Побудова греблі на плані	28
4.7. Фільтраційні розрахунки земляних гребель	29
4.7.1. Розрахунок фільтрації через однорідну земляну греблю з дренажним банкетом на водонепроникній основі	30
4.7.2. Розрахунок фільтрації через неоднорідну греблю на водонепроникній основі	32
4.7.3. Розрахунок фільтрації через однорідну греблю з понуром та дренажним банкетом	33
4.7.4. Розрахунок фільтрації через ґрунтову греблю з екраном і понуром та дренажним банкетом на водопроникній основі	34
4.7.5. Розрахунок фільтраційної міцності земляних гребель	35
4.8. Розрахунок стійкості низового укосу	37
5. Водоскидна споруда	41
5.1. Гідравлічний розрахунок водоскиду	42
5.1.1. Розрахунок фільтраційної міцності земляних гребель	43
5.1.2. Розрахунок фільтраційної міцності земляних гребель	43
5.1.3. Водобійний колодязь	43
5.2. Відвідний канал	46
Рекомендована література	47

Вступ

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

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

Методичні вказівки призначені для використання студентами стаціонарної та заочної форм навчання при розробці курсового проекту, а окремі розділи цих вказівок можуть бути використані при розробці дипломного проекту.

В методичних вказівках показана послідовність і методика виконання розрахунків, конструювання земляних гребель та водоскиду баштового типу. Студент при цьому повинен освоїти методику проектування названих споруд, набути навичок інженерного пошуку при виборі їх оптимальних варіантів, але при виконанні проекту необхідно поруч з вказівками використовувати підручники, посібники і нормативні матеріали, список яких приведено в кінці вказівок. Тільки при такому поєднанні вказівок з технічною літературою робота над проектом буде найбільш продуктивна.

1. Розміщення і компоновання споруд гідровузла

Компоновка гідротехнічних споруд гідровузла повинна забезпечити таке їх взаємне розташування, яке найкращим чином відповідало б вирішенню народно-господарських та технічних задач. Основою компоновки гідровузла є техніко-економічне порівняння можливих варіантів. Перевага віддається варіанту, який, при однаковій їх надійності, відповідає в повний мірі вимогам охорони навколишнього середовища, зручності експлуатації, монтажу і ремонту обладнання, мінімальних витрат дефіцитних будівельних матеріалів, використання обладнання, що має найкращі технічні показники.

При заданому складі споруд гідровузла компоновка залежить від величини напору, кліматичної зони розташування гідровузла, геологічних умов і топографії створу, водності річки і особливостей її гідрологічного режиму, водогосподарських задач вузла, будівельно-виробничих умов [2].

При компонованні споруд необхідно дотримуватися наступних загальних принципів:

- кожна споруда повинна найкращим чином виконувати свої функції та не чинити перешкод роботі інших споруд гідровузла (зокрема, не змінювати величину швидкості і напрямок течії на підходах до водоскидів, при відведенні води і льоду не повинно викликати ускладнення в роботі ГЕС, водозаборів, шлюзів та рибоходів);
- вартість гідровузла, з врахуванням щорічних експлуатаційних витрат, повинна бути мінімальною;
- конструкції споруд і їх компоновка повинна враховувати умови організації і виробництво робіт та забезпечувати зведення гідровузла в найкоротші строки (забезпечувати зручний та надійний пропуск будівельних витрат, допускати часткове підняття напору і пуск в тимчасову експлуатацію незакінченої споруди тощо);
- створювати гармонійний архітектурний ансамбль.

Компоновка вузла і склад споруд (рис. 1.1) встановлюється із врахуванням забезпечення найбільш повного використання створюваного водосховища, розвитку зрошення, обводнення, водопостачання, повного використання місцевих будівельних матеріалів та ін. [3].

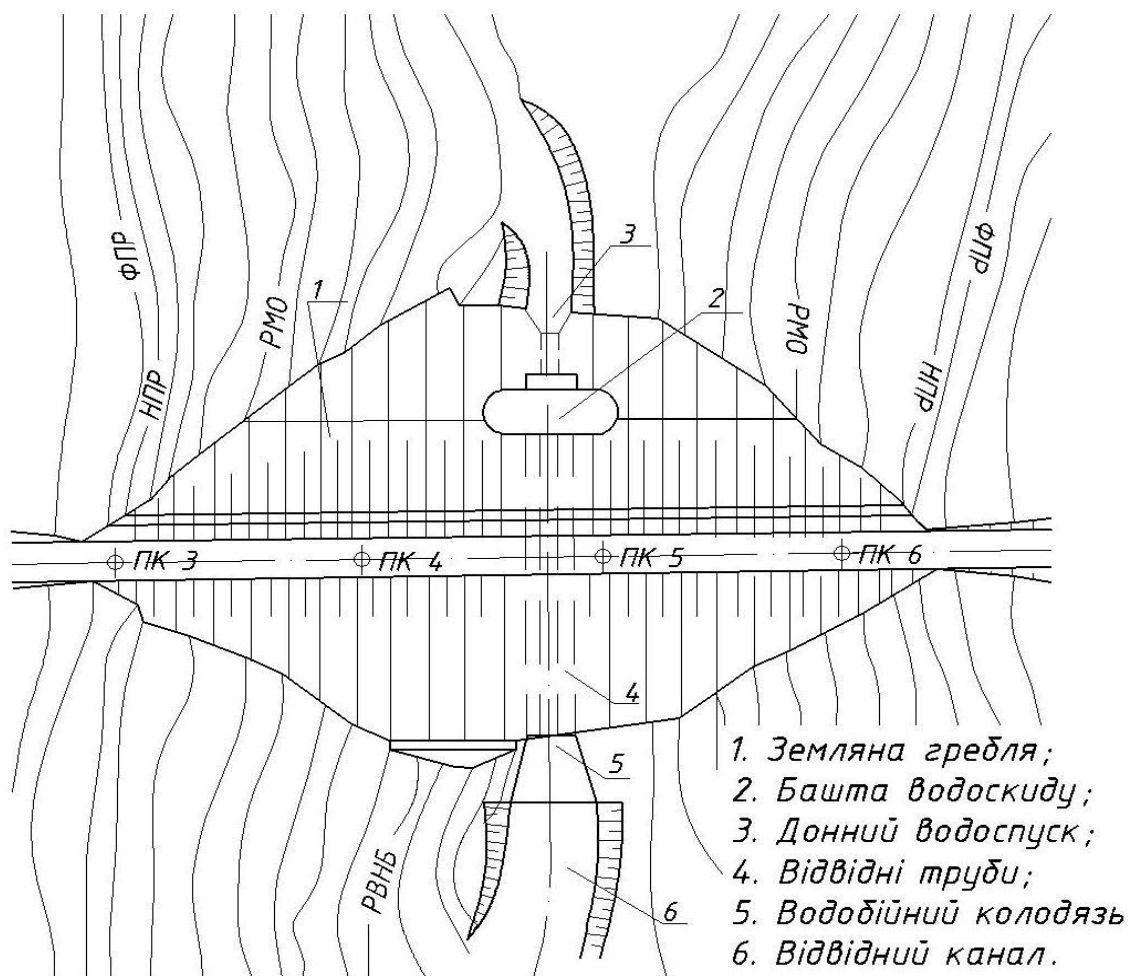


Рисунок 1.1 – План гідровузла з баштовим водоскидом

2. Вибір створу гідровузла

Створ гідровузла в загальному випадку вибирається на основі техніко-економічного порівняння варіантів в поєднанні з компонованням гідровузла і в залежності від топографічних, інженерно-геологічних, гідрологічних, будівельно-господарських та багатьох інших умов, а також потреб охорони зовнішнього середовища.

При виборі створу земляної греблі необхідно орієнтуватися на створ, що розміщується в найбільш вузькій частині річкової долини з метою максимального зменшення об'єму робіт при її будівництві. При можливості вісь греблі повинна бути нормальна до загального напрямку річкової долини і течії річки. При цьому також необхідно враховувати: а) місцезнаходження і потужності кар'єрів місцевих будівельних матеріалів; б) можливість пропускати будівельні витрати в період будівництва споруди, а також можливість прокладки по гребеню греблі шляхів сполучення; в) загальний календарний план будівництва. При курсовому проектуванні всі ці умови врахувати неможливо і через це створ як греблі, так і гідровузла в цілому необхідно вибрати в найбільш вузькій частині річкової долини.

У вибраному створі необхідно побудувати поперечний профіль долини річки, нанести геологічні шари основи, товща яких приведена в завданні. Геологічні свердловини розташовуються так: 1 і 5 свердловини в створі греблі в місцях перетину лінії НПР з лівим і правим схилами річки, 3-я свердловина всередині русла, 2 та 4 – на серединах схилів річкової долини. Від свердловини 1 вліво і вправо розбити пікетаж через 100 м.

Приклад побудови геологічного перерізу наведено на рис. 2.1.

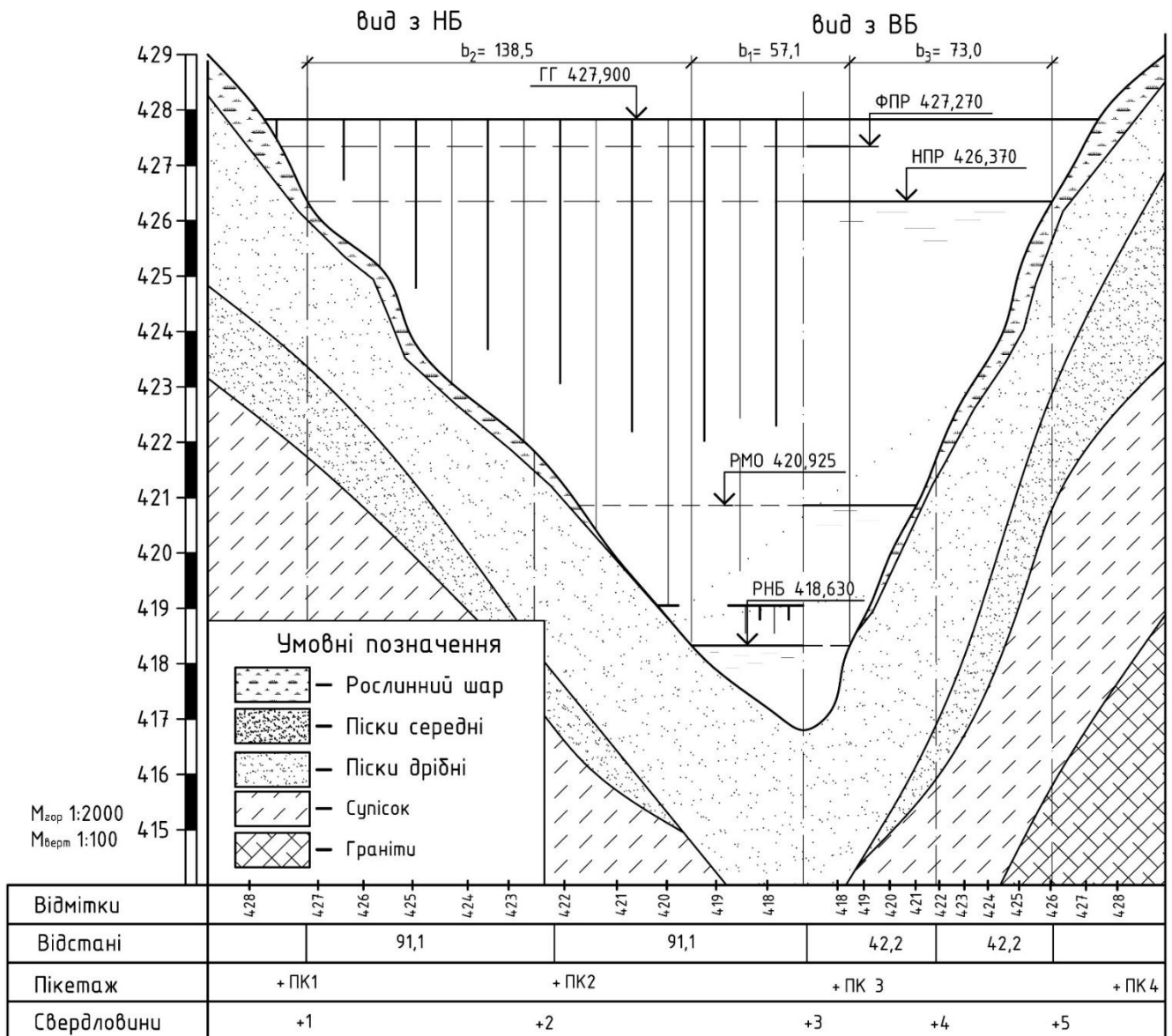


Рисунок 2.1 – Геологічний переріз створу гідровузла

3. Призначення класу наслідків (відповідальності) споруди

Класи відповідальності будівель і споруд визначаються рівнем можливих матеріальних збитків і/ або соціальних втрат, пов'язаних із припиненням експлуатації або із втратою цілісності об'єкта. Класифікація будівель і споруд виконується відповідно до [11]. Уточнення класу наслідків (відповідальності) об'єктів конкретних галузей проводиться за класифікаційними параметрами, наведеними в нормах проектування цих об'єктів

Гідротехнічні споруди, в залежності від соціально–економічної відповідальності і наслідків можливих гідродинамічних аварій поділяють на класи та підкласи наслідків (відповідальності) [8]. Остаточний клас наслідків (відповідальності) основних гідротехнічних споруд приймають таким, що дорівнює більшому із значень, прийнятих за [8] та [11].

В курсовому проекті встановити наслідки від порушення експлуатації гідровузла неможливо, тому клас вузла буде встановлено по класу греблі, який встановлюється в залежності від типу ґрунту основи і її висоти. Для цього, скориставшись раніше побудованим геологічним профілем долини річки (рис. 2.1), встановити до якого типу ґрунтів їх можна віднести по класифікації таблиці 2.1 [8].

Таблиця 3.1 – Класи наслідків (відповідальності) гідротехнічних споруд за їх технічними параметрами

Тип ґрунтів основи	Висота споруд, м, при класі наслідків (відповідальності)			
	СС3	СС2		СС1
		СС2-1	СС2-2	
I	>80	50...80	20...50	<20
II	>65	36...65	15...35	<15
III	>50	25...50	15...25	<15

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

Для визначення приблизної висоти греблі знаходимо глибину води перед нею

$$d = \downarrow \text{НПР} - \downarrow \text{дна ріки} \quad (3.1)$$

Додавши до цього значення підвищення гребеня в межах 2...2,5 м визначається приблизна висота греблі

$$h_{gp} = d + (2...2,5)\text{м} \quad (3.2)$$

а потім і клас відповідно до табл. 3.1.

4. Земляна гребля. Визначення основних розмірів поперечного профілю

Земляні греблі відносяться до водопідпірних споруд і в поперечному розрізі нагадують собою трапецію. Основні елементи поперечного профілю греблі показано на рис. 4.1 [2].

При проектуванні земляної греблі необхідно визначити її висоту, закладання верхового та низового укосів, прийняти тип кріплення укосів та визначити конструкцію та розміри протифільтраційних пристроїв в тілі греблі і її основі, а також конструкцію та розміри дренажних обладнань.

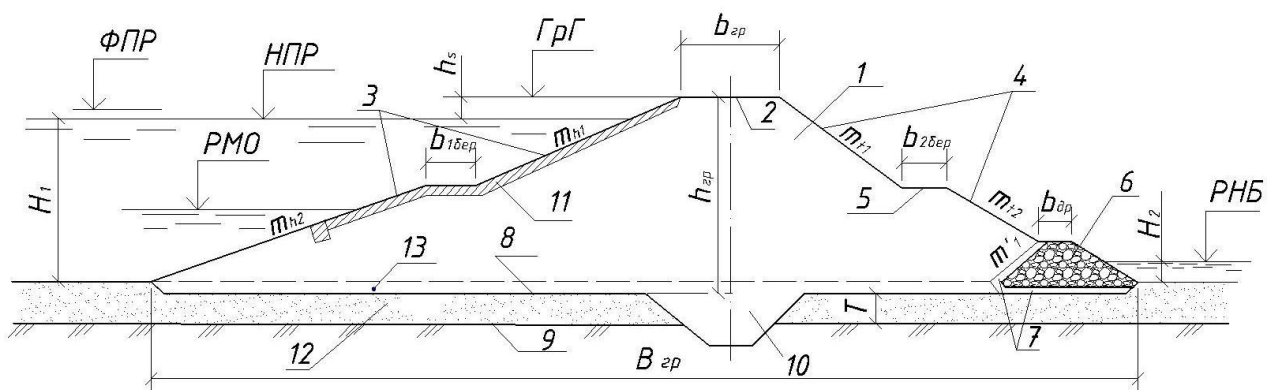


Рисунок 4.1 – Основні елементи ґрунтової греблі:

1 – тіло греблі, 2 – гребінь, 3 - верховий укіс, 4 – низовий укіс, 5 – берма, 6 – дренажна призма, 7 – зворотний фільтр, 8 – підощва, 9 – поверхня водопору, 10 – замок, 11 – кріплення верхового укосу, 12 – водопроникний шар основи, 13 – шар ґрунту, що знімається; основні рівні та розміри: $НПР$ – нормальний підпірний рівень, $ФПР$ – форсований підпірний рівень, $РМО$ – рівень мертвого об'єму, $РНБ$ – рівень нижнього б'єфу, $b_{гр}$ – ширина гребеня греблі, $B_{гр}$ – ширина греблі по підощві, $ГрГ$ – відмітка гребеня греблі; $h_{гр}$ – висота греблі, H_1 – глибина води в верхньому б'єфі, H_2 – глибина води в нижньому б'єфі

4.1. Закладання укосів греблі

Коефіцієнти закладання укосів вибираються виходячи із умови стійкості укосів з урахуванням фізико-механічних характеристик ґрунтів греблі і її основи, висоти греблі, умов виконання робіт та експлуатації, діючих сил та ін. [10]. Але в початковій стадії проектування врахувати всі перелічені чинники неможливо, тому при попередньому визначенні коефіцієнтів закладання укосів рекомендується скористатись табл. 4.1 [2], в якій приведено коефіцієнти закладання укосів від прийнятої висоти греблі.

Таблиця 4.1 – Значення коефіцієнтів закладання укосів

Висота греблі	Коефіцієнти закладання укосу		Висота греблі, м	Коефіцієнти закладання укосу	
	верхового m_h	низового m_t		верхового m_h	низового m_t
<5	2,0-2,5	1,5-1,75	15-20	3,0-4,0	2,5-3,0
5-10	2,25-2,75	1,75-2,25	>50	4,0-5,0	3,0-5,0
10-15	2,5-3,0	2,0-2,5			

Примітка: Вибрані коефіцієнти закладання низового укосу уточнюються розрахунками на стійкість.

Верховий укис, який знаходиться під дією хвиль, льоду і насичений на всю висоту водою, виконується більш пологим, низовий – більш крутим. Укоси гребель висотою до 10 м виконуються із постійним закладанням; для гребель високих та середньої висоти для зменшення об'єму насипу укоси доцільно приймати зі змінним закладанням, більшим біля основи і меншим біля гребеня греблі. Переломи укосів по висоті назначаються через 8...10 м. Збільшення закладання укосів проводиться на 0,5 для верхового і на 0,25 – для низового (рис. 4.2). Часто в місцях зміни закладання укосів влаштовують горизонтальні площадки – берми. На низовому укосі берми використовуються для влаштування службових проїздів, відведення атмосферних вод. Ширина берм приймається в залежності від їх призначення в межах 2...5 м.

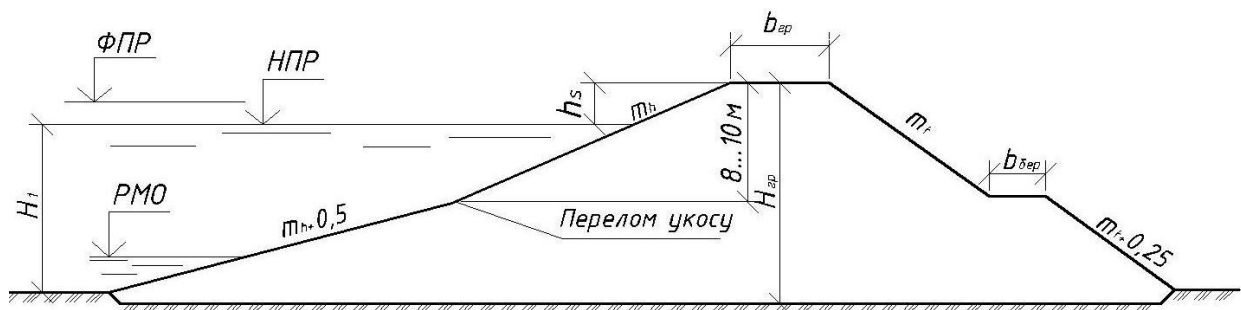


Рисунок 4.2 – Схема до вибору коефіцієнтів закладання укосів

4.2. Гребінь греблі

Ширина гребеня греблі визначається в залежності від умов виконання робіт і експлуатації [13]. Якщо на гребені передбачається проїзд автомобільного транспорту, то гребінь проектується як дорога, що проходить по насипному ґрунту, і ширина його приймається в залежності від категорії дороги.

Для забезпечення стоку атмосферних опадів гребінь виконується двосхилим з поперечним похилом від осі 2-4%. Вздовж проїжджої частини на обочинах з інтервалом 2,0 м встановлюються огорожувальні пристрої для попередження з'їзду

автомобілів з насипу: стовпи-надовбні висотою 0,8...1,0 м, низькі стінки або па-
рапет. Якщо на гребені не передбачено проїзд, то ширина його вибирається із умов
виконання робіт, але не менше 4,5 м, при цьому гребінь греблі спеціально не за-
кріплюється, а лише проводиться засів багаторічних трав або відсипка щебеню.

Розміри і конструкція гребеня показані на рис. 4.3.

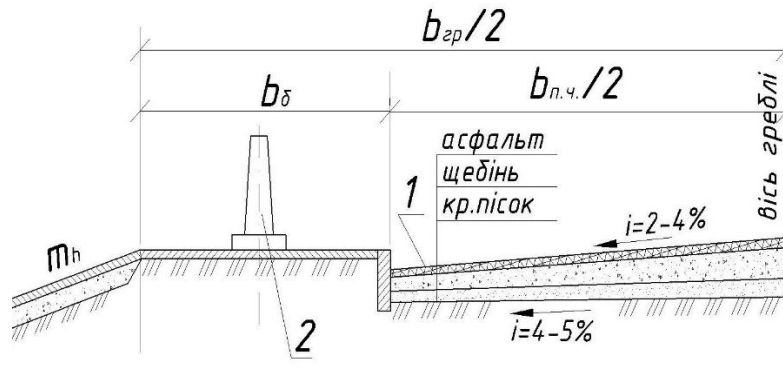


Рисунок 4.3 – Основні розміри земляного полотна і конструкція гребеню греблі:

1 – покриття гребеня; 2 – надовбні

4.3. Визначення відмітки гребеня греблі

Відмітку гребеня греблі ($\downarrow Gr\Gamma$) необхідно визначати із умов розташування
його над розрахунковим рівнем води [10]. Перевищення гребеня h_s визначається
для двох випадків рівнів води у верхньому б'єфі (рис. 4.4):

1) при нормальному підпірному рівні НПР або при більш високому рівні, який
встановлюється при пропуску максимального розрахункового паводка, що вхо-
дить в **основне** поєднання навантажень і впливів

$$\downarrow Gr\Gamma = \downarrow НПР + h_{s1} \quad (4.1)$$

2) при форсованому підпірному рівні ФПР при пропуску максимального па-
водка, що входить в **особливе** поєднання навантажень і впливів

$$\downarrow Gr\Gamma = \downarrow ФПР + h_{s2} \quad (4.2)$$

Відмітка ФПР може бути визначена тільки після розрахунків водоскиду (для
цього необхідно знати висоту шару форсування H_ϕ). Для розрахунків в курсовому
проекті цю висоту можна прийняти в залежності від максимальної скидної витрати
 Q_{max} (див. завдання) по табл. 4.2.

$$\downarrow ФПР = \downarrow НПР + H_\phi \quad (4.3)$$

Таблиця 4.2 – Значення висоти шару форсування H_ϕ в залежності від Q_{max}

$Q_{max}, \text{м}^3/\text{с}$	10...15	15...25	25...35	35 і більше
$H_\phi, \text{м}$	0,5...0,55	0,55...0,65	0,65...0,75	0,85...0,95

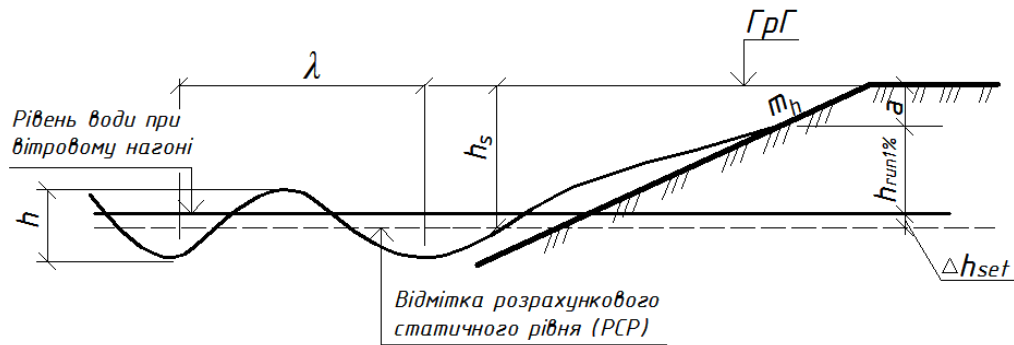


Рисунок 4.4 – Розрахункова схема для визначення відмітки гребеня греблі та елементи хвиль

Перевищення гребеня греблі над рівнем води у водосховищі в обох випадках визначається за залежністю

$$h_s = h_{run1\%} + \Delta h_{set} + a \quad (4.4)$$

де $h_{run1\%}$ – висота накочування хвилі 1%-ї забезпеченості, м;

Δh_{set} – висота вітрового нагону води у верхньому б'єфі, м;

a – запас висоти греблі, визначається як більше із значень: 0,5 м і $0,1h_{1\%}$.

Перелічені параметри залежать від значень швидкості вітру V_w , м/с і довжини розгону вітрової хвилі L , м [10]. Розрахункові значення забезпеченостей швидкостей вітру в залежності від класу споруди і розрахункового випадку подано в табл. 4.3.

Таблиця 4.3 – Розрахункові швидкості вітру

Клас споруд	Забезпеченість швидкостей вітру при розрахункових випадках	
	1-ий	2-ий
СС3 і СС2-1	$V_{w2\%}$	$V_{w50\%}$
СС2-2 і СС1	$V_{w4\%}$	$V_{w50\%}$

При визначенні елементів вітрових хвиль по другому розрахунковому випадку довжину розгону вітрової хвилі (тільки для курсового проекту) необхідно збільшити на 10% (рис. 4.5) і тоді

$$L_2 = L_1 + 0,1L_1 \quad (4.5)$$

Всі розрахунки проводяться для глибоководної зони ($d > 0,5\lambda d$), де дно не впливає на характеристики хвиль, а розрахункова забезпеченість висот хвиль в системі при визначенні нахату хвиль дорівнює 1% [10].

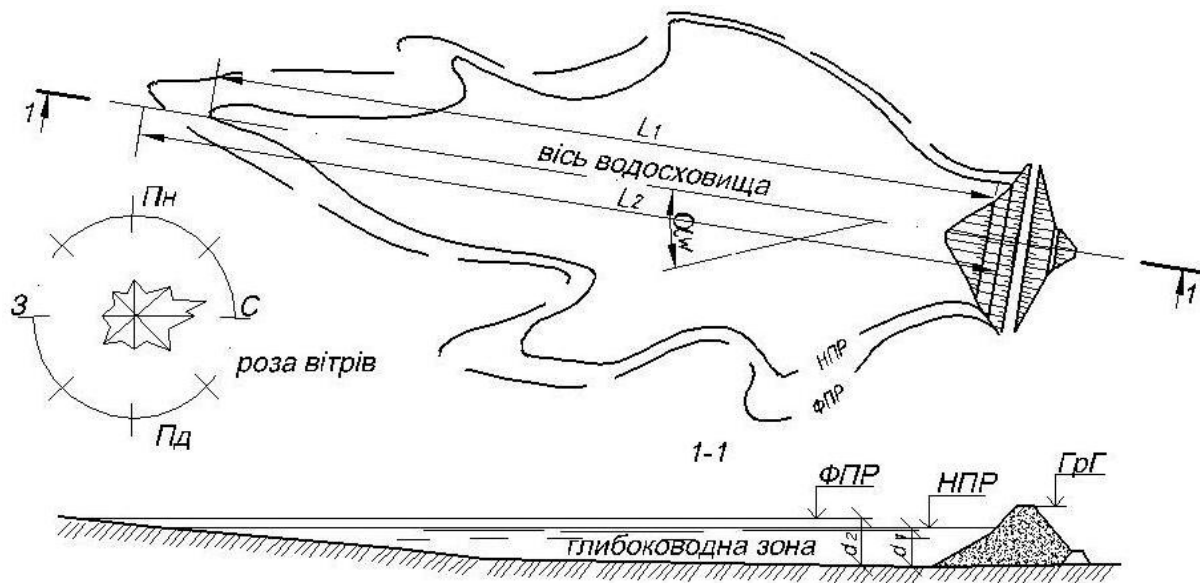


Рисунок 4.5 – План і розріз водосховища

Висота накочування хвилі визначається за формулою

$$h_{run1\%} = k_r \cdot k_p \cdot k_{sp} \cdot k_{run} \cdot h_{1\%} \quad (4.6)$$

де $h_{1\%}$ – висота хвилі 1% забезпеченості;

k_r, k_p – відповідно, коефіцієнти шорсткості і проникності кріплення укосу греблі, приймаються за даними табл. 4.4 [10];

k_{sp} – коефіцієнт, який приймається за даними табл. 4.5 в залежності від закладання верхового укосу ($m_h = \text{ctg} \varphi$, де φ – кут нахилу укосу до горизонту, град) та швидкості вітру;

k_{run} – коефіцієнт, який визначається з графіка на рис. 4.6 в залежності від $\text{ctg} \varphi$ та від пологості хвилі $\bar{\lambda}_d / h_{d1\%}$; при глибині води перед спорудою $d < 2 \cdot h_{1\%}$ (мілководдя) коефіцієнт k_{run} необхідно приймати для значень пологості хвилі, вказаних на шкалі графіка на рис. 4.6 в дужках.

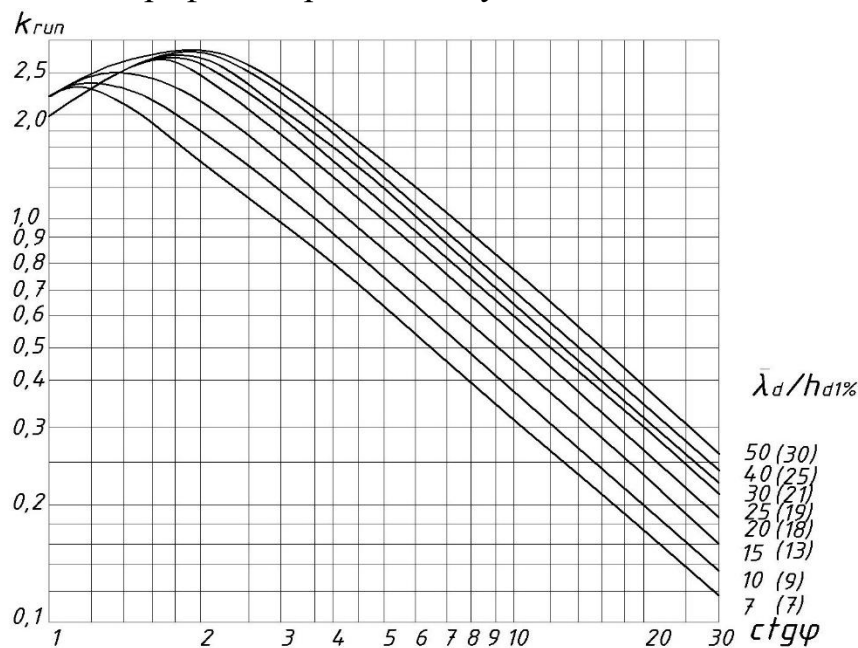


Рисунок 4.6 – Графіки значень коефіцієнта k_{run}

Таблиця 4.4 – Значення коефіцієнтів k_r і k_p

Конструкція кріплення укоу	Відносна шорсткість $r/h_{1\%}$	Коефіцієнт k_r	Коефіцієнт k_p
Бетонні (залізобетонні) плити	-	1,0	0,9
Гравійно-галькове, кам'яне або із бетонних (залізобетон- них) блоків	< 0,002	1,0	0,9
	0,005-0,01	0,95	0,85
	0,02	0,9	0,8
	0,05	0,8	0,7
	0,1	0,75	0,6
	> 0,2	0,7	0,5

Таблиця 4.5 – Значення коефіцієнта k_{sp}

Значення $\text{ctg } \varphi$		1...2	3...5	> 5
Швидкість вітру V_w , м/с	≥ 20	1,4	1,5	1,6
	10	1,1	1,1	1,2
	≤ 5	1,0	0,8	0,6

Висоту накочування на укiс хвиль забезпеченiстю i , %, по накочуванню визначають шляхом множення отриманого за формулою (4.6) значення $h_{run1\%}$, м, на коефіцієнт k_{pi} (коефіцієнт переведення $h_{run1\%}$ в h_{run} i %-ної забезпеченості), який приймається за даними табл. 4.6.

Таблиця 4.6 – Значення коефіцієнта k_{pi} (по накочуванню)

Забезпеченість по накочуванню i , %	0,1	1	2	5	10	30	50
Коефіцієнт k_{pi}	1,10	1,00	0,96	0,91	0,86	0,76	0,68

Висота хвилі i %-ної забезпеченості визначається за залежністю

$$h_{i\%} = k_{i\%} \cdot \bar{h}, \quad (4.7)$$

де $\bar{h}$ – середня висота хвилі;

$k_{i\%}$ – коефіцієнт, що враховує зміну висоти хвилі i %-ної забезпеченості відносно середнього значення, визначається за графіком на рис. 4.7 для безрозмірного значення gL/V_w^2 та прийнятої за даними табл. 4.3 розрахункової забезпеченості хвилі.

Визначення елементів хвиль для глибоководної зони: середньої висоти $\bar{h}$ та середнього періоду хвиль $\bar{T}$, - проводиться за методикою [10]. За значеннями кожної із безрозмірних величин gL/V_w^2 та gt/V_w за верхньою обмежуючою кривою графіка на рис. 4.8 визначають безрозмірні параметри gh/V_w^2 та gT/V_w . За меншими

їх значеннями обчислюють середню висоту хвилі $\bar{h}$ та середній період хвиль $\bar{T}$.

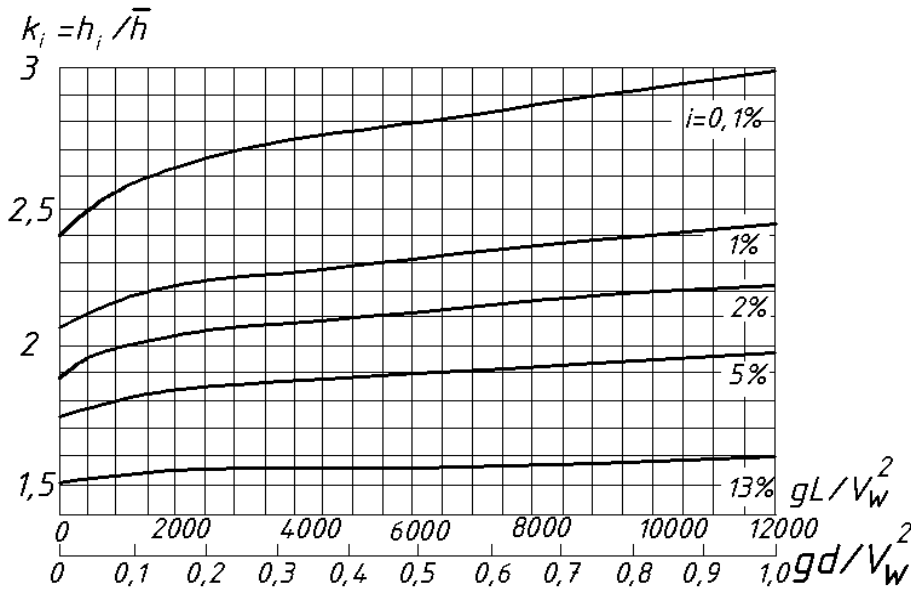


Рисунок 4.7 – Графіки значень коефіцієнта k_i

Середня довжина хвиль $\bar{\lambda}_d$, м, при відомому значенні $\bar{T}$ визначається за залежністю

$$\bar{\lambda}_d = g\bar{T}^2 / 2\pi \quad (4.8)$$

В наведених формулах: $g=9,81$ м/с² – прискорення вільного падіння; t – безперервна тривалість дії вітру (при відсутності даних приймають $t = 21600$ с).

Висота вітрового нагону Δh_{set} визначається підбором за залежністю

$$\Delta h_{set} = k_w \frac{V_w^2 L}{g(d+0,5\Delta h_{set})} \cos \alpha_w \quad (4.9)$$

де α_w – кут між поздовжньою віссю водосховища і напрямком пануючих вітрів, град.; V_w – розрахункова швидкість вітру, м/с; L – довжина розгону вітрової хвилі, м; k_w – коефіцієнт, який приймається за даними табл. 4.7; d – глибина води перед спорудою, м.

Таблиця 4.7 – Значення коефіцієнта k_w

V , м/с	20	30	40	50
$k_w \cdot 10^6$	2,1	3,0	3,9	4,8

Із двох значень відміток гребеня греблі, розрахованих для двох розрахункових випадків за формулами (4.1) та (4.2), вибирають більше і приймають як остаточне.

При проектуванні земляних гребель необхідно враховувати можливе осідання споруди. Попереднє значення експлуатаційного осідання

$$\Delta h_{ек} = 0,001 \cdot h_{сп}^{3/2}.$$

Для уточнення об'єму робіт визначають повну будівельну висоту споруди

$$h_{б\text{уд.}sp} = h_{сп} + \Delta h_{ек}.$$

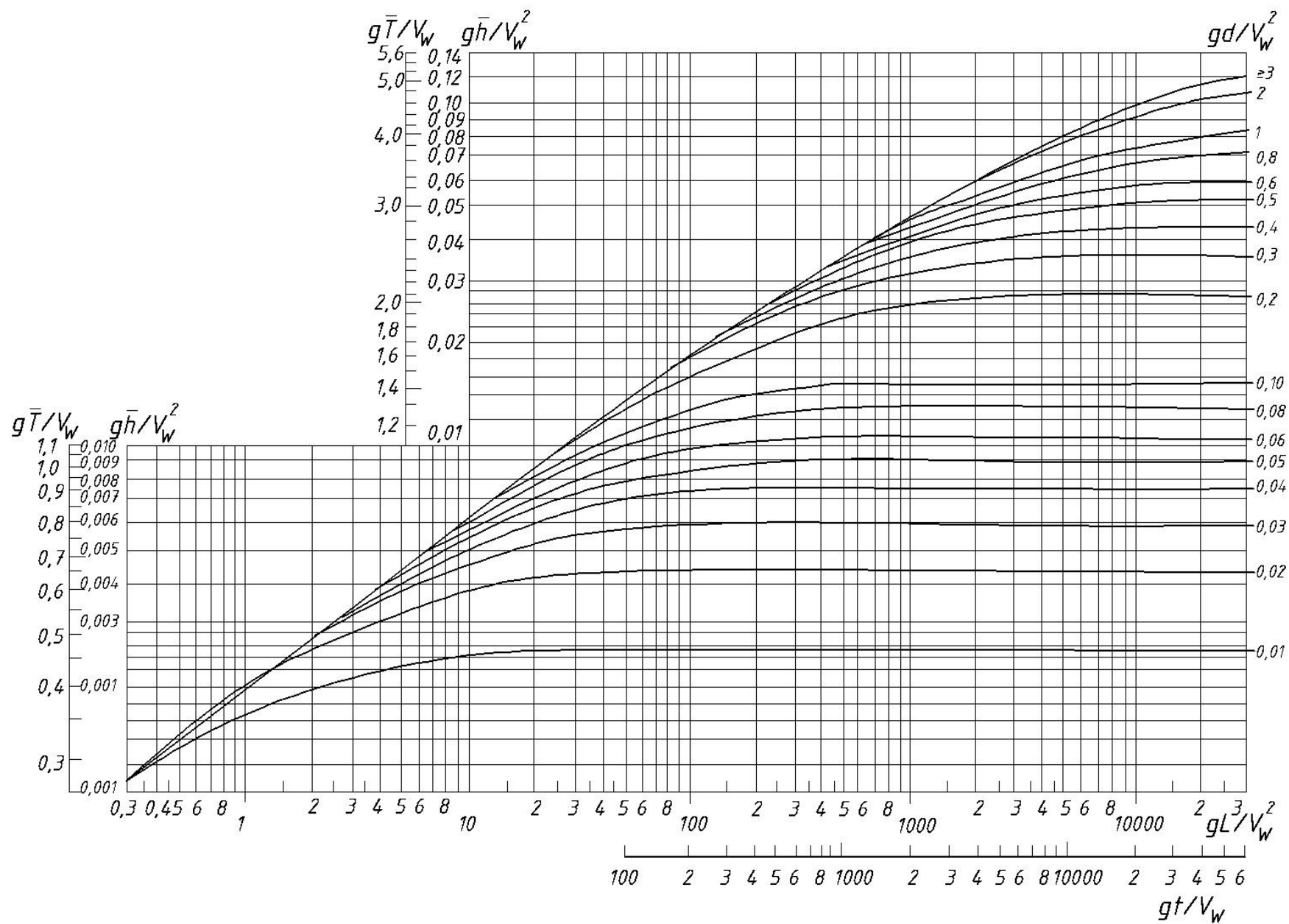


Рисунок 4.8 – Графік для визначення елементів вітрових хвиль

Приклад. Визначити відмітку гребеня греблі для таких умов:

↓НПР = 284,2 м, ↓ФПР = 284,2+0,5=284,70м. Глибина води перед греблею при НПР $d_1=9,6$ м, при ФПР $d_2=10,1$ м. розрахункові швидкості вітру $V_{w4\%}=17,5$ м/с, $V_{w50\%}=8,3$ м/с, довжина розгону вітрової хвилі при НПР $L_1=4,2$ км = 4200 м, при ФПР $L_2=L_1$ 0,1 $L_1=4200+420=4620$ м. Коефіцієнт закладання верхового укусу $m_h=\text{ctg}\varphi=3,0$, безперервна тривалість дії вітру $t=6$ год. =21600 с.

Перший розрахунковий випадок. Основні дані: ↓НПР = 284,20 м, $V_{w4\%}=17,5$ м/с, $L_1=4200$ м, $t=21600$ с., $d_1=9,6$ м.

Визначаються безрозмірні значення

$$gL_1/V_{w4\%}^2=9,81\cdot4200/17,5^2=134,54;$$

$$gt/V_{w4\%}=12008,34.$$

По обмежуючій кривій графіка (рис. 4.8) знаходимо відповідні значення:

$$\begin{cases} \left(\frac{g\bar{h}}{V_{w4\%}^2}\right)_L = 0,021 & \left(\frac{g\bar{h}}{V_{w4\%}^2}\right)_t = 0,085 \\ \left(\frac{g\bar{T}}{V_{w4\%}}\right)_L = 1,75 & \left(\frac{g\bar{T}}{V_{w4\%}}\right)_t = 4,2 \end{cases} \quad i$$

Порівнюючи відповідні значення, приходимо до висновку, що

$$\left(\frac{g\bar{h}}{V_{w4\%}^2}\right)_L < \left(\frac{g\bar{h}}{V_{w4\%}^2}\right)_t$$

і тому середню висоту хвилі $\bar{h}_d$ знаходимо по значенню $\frac{g\bar{h}}{V_{w4\%}^2}=0,021$, звідки

$\bar{h}=0,65$ м, середній період $\bar{T}$, с – по значенню $\frac{g\bar{T}}{V_{w4\%}}=1,75$, $\bar{T}=3,12$ с.

Середня довжина хвилі за залежністю(4.4.)

$$\bar{\lambda}_d = \frac{g\bar{T}^2}{2\pi} = 9,81 \cdot 3,122/2 \cdot 3,14 = 15,22 \text{ м}$$

Висота хвилі 1% забезпеченості знаходиться так.

При значенні $gL_1/V_{w4\%}^2=134,54$ по графіку на рис. 4.7. значення $k_{1\%}=2,09$ і потім за формулою (4.7)

$$h_{1\%}=2,09 \cdot 0,65 = 1,36 \text{ м.}$$

Для визначення висоти накочування хвиль забезпеченістю 1% за накочуванням (4.6) необхідно знайти характер кріплення верхового укусу греблі (коефіцієнти k_r і k_p). Беручи до уваги умовність, викладену в розділі 4.4.1. (тільки для курсового проекту), якщо $h_{1\%}>1,0$ м, то для кріплення укусу необхідно застосовувати бетонні плити. Значення коефіцієнтів k_r і k_p за табл. 4.4, відповідно $k_r=1,0$ і $k_p=0,9$.

Для швидкості вітру $V_w=17,5$ м/с по табл. 4.5 при $m=3,0$ шляхом лінійної інтерполяції значення $k_{sp}=1,4$. Пологість хвилі, яка визначається як $\bar{\lambda}_d/h_{d,1\%}$ дорівнює $15,22/1,36=11,2$.

За графіком рис. 4.6 при значенні пологості 11,2 і $m = 3,0$ значення $k_{run}=1,25$.
Висота накочування вітрової хвилі на укіс (4.6)

$$h_{run1\%} = 1,0 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 1,25 \cdot 1,36 = 2,14 \text{ м}$$

Висота вітрового нагону води знаходиться підбором за залежністю (4.9)

$$\Delta h_{set} = 2,1 \cdot 10^{-6} \cdot 17,5^2 \cdot 4200 / (9,81 \cdot (9,6 + 0,5 \cdot 0,0286)) = 0,0285 \text{ м}$$

Запас α знаходимо як більше із значень 0,5 м і $0,1h_{1\%} = 0,1 \cdot 1,36 = 0,136$ м. Значення $0,5 > 0,136$, тому приймаємо $\alpha = 0,5$ м. Перевищення гребеня греблі по першому розрахунковому випадку (4.4)

$$h_{s1} = 2,14 + 0,028 + 0,5 = 2,669 \text{ м}$$

Відмітка гребеня греблі по першому розрахунковому випадку

$$\downarrow \text{ГрГ}_1 = \downarrow \text{НПР} + h_{s1} = 284,20 + 2,669 = 286,869 \text{ м}$$

Другий розрахунковий випадок. Основні дані: $\downarrow \text{ФПР} = 284,70$ м,

$V_{w50\%} = 8,3 \text{ м/с}$, $L_2 = 4620$ м, $d_2 = 10,10$ м. Значення $\bar{h}_d = 0,27$ м, $\bar{T} = 2,2$ с, $\bar{\lambda} = 7,56$ м знайдені аналогічно першому розрахунковому випадку. Висота біжучої хвилі 1% забезпеченості $h_{1\%} = 2,2 \cdot 0,27 = 0,594$ м (при розрахунках значення $k_r = 1,0$ і $k_p = 0,9$ взято для бетонного кріплення укусу, табл. 4.5).

Висота вітрового нагону $\Delta h_{set2} = 0,007$ м. Вибравши $\alpha = 0,5$ м визначається перевищення гребеня греблі h_{s2} по другому розрахунковому випадку

$$h_{s(2)} = 0,66 + 0,07 + 0,5 = 1,167 \text{ м}$$

Відмітка гребеня греблі по другому розрахунковому випадку

$$\downarrow \text{ГрГ}_2 = \downarrow \text{ФПР} + h_{s2} = 284,70 + 1,167 = 285,867 \text{ м}$$

З двох одержаних результатів вибирається більш висока відмітка гребеню, яка дорівнює $\downarrow \text{ГрГ} = 286,869$ (перший розрахунковий випадок). Висота греблі

$$h_{ep} = d_1 + h_{s1} = 9,60 + 2,669 = 12,269 \text{ м}$$

Будівельне підняття складає

$$\Delta h_{\delta y d} = 0,001 \cdot 12,269^{3/2} = 0,043 \text{ м}$$

Повна будівельна висота греблі

$$h_{\delta y d} = 12,269 + 0,043 = 12,312 \text{ м.}$$

Відмітка гребеня греблі при цьому складає $\downarrow \text{ГрГ} = 286,912$ м.

4.4. Кріплення укосів

Укоси земляних гребель облаштовують кріпленнями для захисту від дії хвиль, льоду, течій води, зміни рівнів води, атмосферних опадів та інших чинників, які призводять до руйнування укосів [4]. Вибір кріплення в кожному конкретному випадку проводиться на основі техніко-економічного порівняння варіантів із врахуванням:

- максимального використання засобів механізації і місцевих матеріалів;
- характеристик ґрунтів тіла греблі і основи;

- агресивності води;
- довговічності кріплення в заданих умовах експлуатації;
- архітектурних вимог;
- наявності нових прогресивних штучних матеріалів.

Для захисту верхового укосу пропонуються наступні види кріплень:

- кам'яні (накидні);
- бетонні монолітні, залізобетонні збірні;
- асфальтобетонні;
- біологічні.

4.4.1. Кріплення верхового укосу

Кріплення верхового укосу греблі ділиться на основне, розміщене в зоні максимальних хвильових та льодових дій, що виникають в експлуатаційний період, і полегшене – нижче основного кріплення. Верхню границю основного кріплення, як правило, призначають на відмітці гребеня греблі. У випадку значного перевищення гребеня греблі над розрахунковим рівнем води верхня границя основного кріплення може знаходитись дещо нижче гребеня на відмітці висоти накочування (h_{run}), далі до відмітки гребеня застосовують полегшене кріплення.

Нижню границю основного кріплення слід призначати нижче мінімального рівня спрацювання водосховища ($\downarrow$ РМО) на глибину $h = 2h_{1\%}$, де $h_{1\%}$ – висота хвилі 1% забезпеченості при відмітці РМО. При цьому нижня границя основного кріплення повинна бути нижче мінімального рівня спрацювання водосховища не менше ніж на $1,5t_n$, де t_n – розрахункова товщина льодового покриву.

Полегшене кріплення повинно захищати укис від дії льоду, хвиль і течій як в процесі нормальної експлуатації споруди, так і в періоди наповнення і спорожнення водосховища.

Для попередження сповзання кам'яних, бетонних, асфальтобетонних кріплень по укосі і спряження основного кріплення з полегшеним на бермі, укосі або дні влаштовуються упори з бетонних і залізобетонних плит або блоків, кам'яних призм або ряду паль. Розміри упору слід призначати в залежності від крутизни укосу, а також коефіцієнта тертя кріплення і упору по ґрунту укосу. При цьому висота упору не повинна бути менша за сумарну товщину покриття та підготовки (рис. 4.9, б).

Підготовка під кріплення, яка також відіграє роль зворотного фільтру, може бути виконана із одного шару різнозернистого матеріалу, двох–трьох шарів однорідного матеріалу із різними за крупністю частками, рулонного скловолокна, мінеральної вати [2]. Зворотний фільтр попереджує механічну суфозію – винесення

дрібних часток ґрунту фільтраційним потоком. Кількість та товщина шарів підготовки, а також вид матеріалу для підготовки вибирається в залежності від матеріалу, яким складено укіс, та типу кріплення. Якщо укіс складено пісками, в якості підготовки можна прийняти відсіпку щебеня та піску з товщиною кожного шару 0,2...0,3 м. На зв'язних ґрунтах для підготовки приймається відсіпка щебеня товщиною 0,2...0,3 м, який відсипається безпосередньо на ґрунт укосу.

Бетонні і залізобетонні кріплення верхового укосу (рис. 4.9)

Монолітні залізобетонні кріплення укосів проектується, як правило, у вигляді секцій плит розміром не більше 45×45 м та не менше 5×5 м кожна [5], розділених між собою температурними поперечними і осадочними поздовжніми швами. Секції кріплень складаються із окремих плит, як правило, прямокутної форми із співвідношенням сторін

$$1 \leq \frac{l_{sl}}{b_{sl}} \leq 2 \quad (4.10)$$

де l_{sl} – більша сторона плити; b_{sl} – менша сторона плити, яка розташовується перпендикулярно урізу води, її розмір приймається рівним $0,4\lambda$, (λ – розрахункова довжина хвилі, але не більше 20 м).

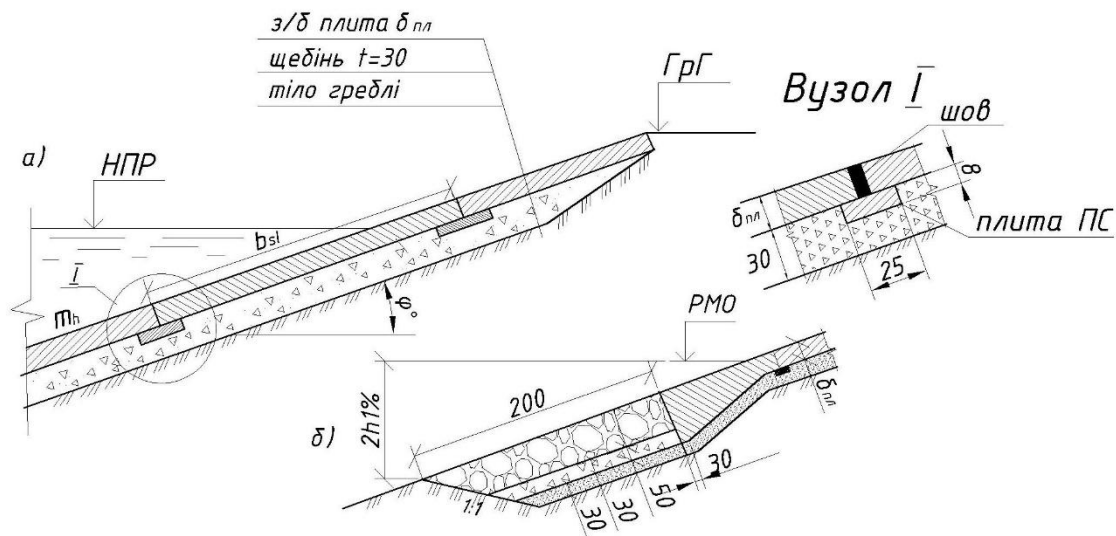


Рисунок 4.9 – Бетонне кріплення верхового укосу: а) основне кріплення укосу; б) упор в кінці кріплення. Розміри вказано в см

Кріплення укосів із збірних залізобетонних плит слід проектувати з омоноличуванням їх в секції. При відповідному обґрунтуванні допускається кріплення із неомоноличених плит з відкритими швами. Максимальний розмір плит слід визначати з умов транспортування та зручності вкладання їх на укіс.

Покриття з плит розраховується на міцність як балка на пружній основі. В

залежності від максимального згинаючого моменту від динамічної дії хвиль підбирається арматура, яка може бути одинарною і розміщуватися знизу, або подвійною. Товщина монолітної плити повинна бути такою, щоб була забезпечена її загальна стійкість проти спливання під дією фільтраційного тиску при швидкому зниженні рівня води у водосховищі.

В попередніх розрахунках товщина плити визначається за формулою [2]

$$t_{nl} = 0,07\eta h_{1\%} \frac{\rho_0}{\rho_0 - \rho_0} \frac{\sqrt{m_h^2 + 1}}{m_h} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{b_{sl}}} \quad (4.11)$$

де η – коефіцієнт запасу, $\eta=1$ для монолітних плит, $\eta=1,1$ для збірних плит;

ρ_0 – щільність бетону, $\rho_0=2,3 \dots 2,4$ т/м³;

ρ_0 – густина води, т/м³;

λ – розрахункова довжина хвилі, м;

m_h – коефіцієнт закладання укусу на ділянці кріплення.

Мінімальна конструктивна товщина плити 0,08 м.

Кам'яне кріплення верхового укусу Кам'яне кріплення виконується у вигляді накиду із несортованого каменю по попередньо підготовленому укусу (рис. 4.10). Підготовка виконується у вигляді суцільного зворотного фільтра по всій площині кріплення.

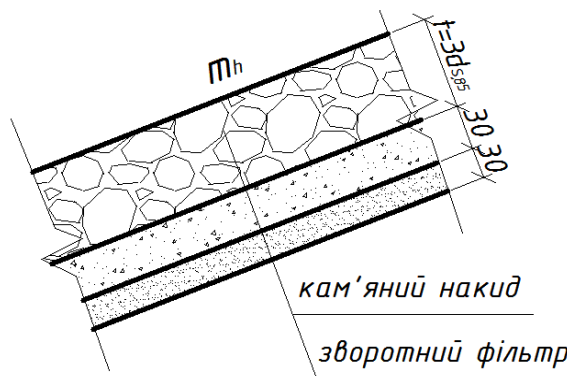


Рисунок 4.10 – Кам'яне кріплення верхового укусу

Товщину кам'яного кріплення рекомендується приймати не менше $t_{nak} \geq 3d_{s,85}$, де $d_{s,85}$ – діаметр каменю, маса якого разом з масою більш дрібних фракцій складає 85% маси всього накиду кріплення і визначається за залежністю

$$3d_{s,85} = \sqrt[3]{m/0,524\rho_M} \quad (4.12)$$

де ρ_M – щільність каменю 2,3 т/м³, m – маса окремого каменю в накиді (в тонах), яку рекомендується знаходити за залежністю

$$m = \frac{3,16k_{f_2} \cdot \rho_M \cdot h_{2\%}^3}{(\rho_M/\rho_\omega - 1)^3 \sqrt{1 + ctg^3 \phi}} \sqrt{\frac{\chi}{h_{2\%}}} \quad (4.13)$$

k_{f_2} – коефіцієнт для рваного каменю дорівнює 0,025, $h_{2\%}$ – висота хвилі 2% забезпеченості, що знаходиться за залежністю (4.7).

4.4.2. Кріплення низового укосу

Кріплення низового укосу, яке необхідне для захисту його від дії атмосферних опадів і можливого руйнування землерийними тваринами, може бути виконано у вигляді:

- відсипки шару щебеню або гравію товщиною 0,2...0,3 м (якщо укіс складено крупними і середніми пісками);
- рослинного шару ґрунту товщиною 0,2...0,3 м з подальшим висівом багаторічних трав (рис. 1.13).

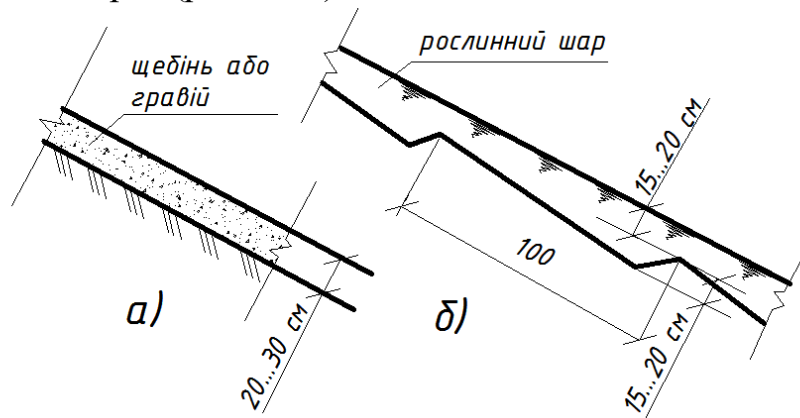


Рисунок 4.11 – Кріплення низового укосу: а) відсипка щебеню; б) залуження

4.5. Дренажне обладнання

Дренажне обладнання призначене для організованого відведення фільтраційної води, попередження виникнення фільтраційних деформацій, економічно обґрунтованого зниження депресійної поверхні [2, 5]. Найбільш поширеними конструкціями дренажів, які добре зарекомендували себе в практиці є: дренажний банкет; приставний (похилий) дренаж; трубчастий дренаж; комбінований дренаж.

Вибір типу і конструкції дренажу – це техніко-економічна задача, що вирішується в залежності від наявності матеріалів для дренажу, умов виконання робіт, тощо, але в курсовому проекті рекомендується приймати: а) на русловій ділянці річки – дренажну призму, б) на заплавних ділянках – приставний або трубчастий дренаж (рис. 4.12).

Дренажна призма (банкет) – відсипка з каменю у вигляді трапеції, висота якої залежить від положення максимального рівня води нижнього б'єфу з урахуванням запасу на можливе хвилювання води h_s , але не менше 0,5 м. Глибина води нижнього б'єфу H_2 визначається по кривій $Q=f(h)$ для Q_{max} (див. завдання). Ширина призми по верху b_{op} приймається 1...2 м (чим більше висота призми, тим більша ширина), коефіцієнт закладання укосу, який межує з тілом греблі $m = 1,1...1,3$, а зовнішнього $m_z = 1,5$. Зі сторони греблі і основи дренаж повинен бути обсіпаний зворотним фільтром з товщиною кожного шару 0,2...0,3 м.

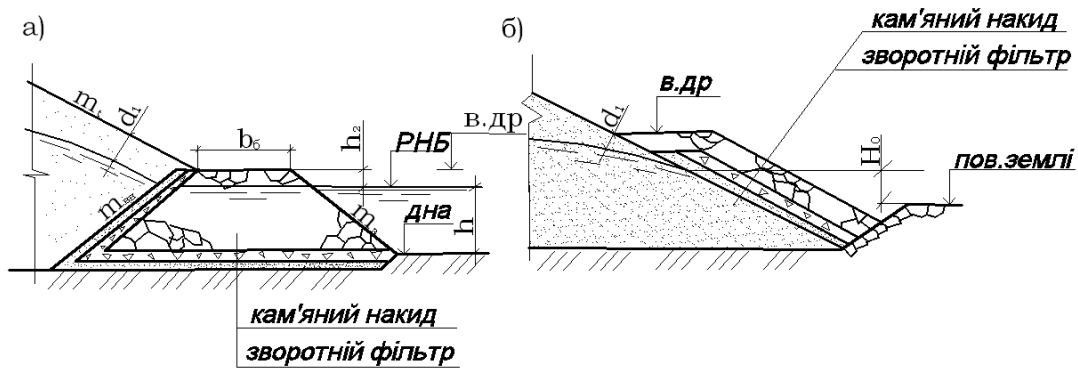


Рисунок 4.12 – Схеми основних видів дренажних пристроїв:

а) дренажна призма, б) приставний

Приставний дренаж виконується у вигляді відсипки по поверхні укосу одного або двох шарів зворотного фільтру з товщиною кожного 0,2...0,3 м, прикритих зверху кам'яною відсипкою, товщиною більше глибини промерзання. Перевищення верха дренажу проводиться з урахуванням висоти виклинювання кривої депресії на низовий укіс.

4.6. Вибір і обґрунтування виду земляної греблі

Вид і конструкцію земляної греблі необхідно вибирати на основі техніко-економічного порівняння варіантів [2], але при розробці курсового проекту необхідно орієнтуватись на запропонований ґрунт кар'єру з урахуванням характеру ґрунту основи. Земляні насипні греблі (які приймаються до розробки в к.п.) по конструкції тіла греблі розділяються на такі види (рис. 4.13):

а) із однорідного ґрунту, б) з ядром, в) з екраном, г) з екраном і понуром, д) однорідна з понуром.

4.6.1. Протифільтраційні пристрої в тілі греблі

Щоб зменшити фільтраційну витрату, не допустити фільтраційних деформацій в тілі греблі і основі, підвищити стійкість низового укосу шляхом пониження кривої депресії застосовуються протифільтраційні пристрої як в тілі греблі, так і в її основі [2]. Вибір протифільтраційних пристроїв – це техніко-економічна задача, але в курсовому проекті протифільтраційні пристрої проектується у випадку, коли коефіцієнт фільтрації $k_{фм}$ тіла греблі або коефіцієнт фільтрації основи $k_{фо}$ більше 1,0 м/добу. Тип протифільтраційного пристрою в тілі греблі (екран або ядро) і в основі (понур, замок, зуб) вибирається студентом в курсовому проекті самостійно з відповідним обґрунтуванням вибраного пристрою.

Для протифільтраційних пристроїв використовують ґрунти з коефіцієнтом фільтрації $k \leq 0,1$ м/добу (глинисті, суглинисті), також може бути використана і штучна ґрунтова суміш.

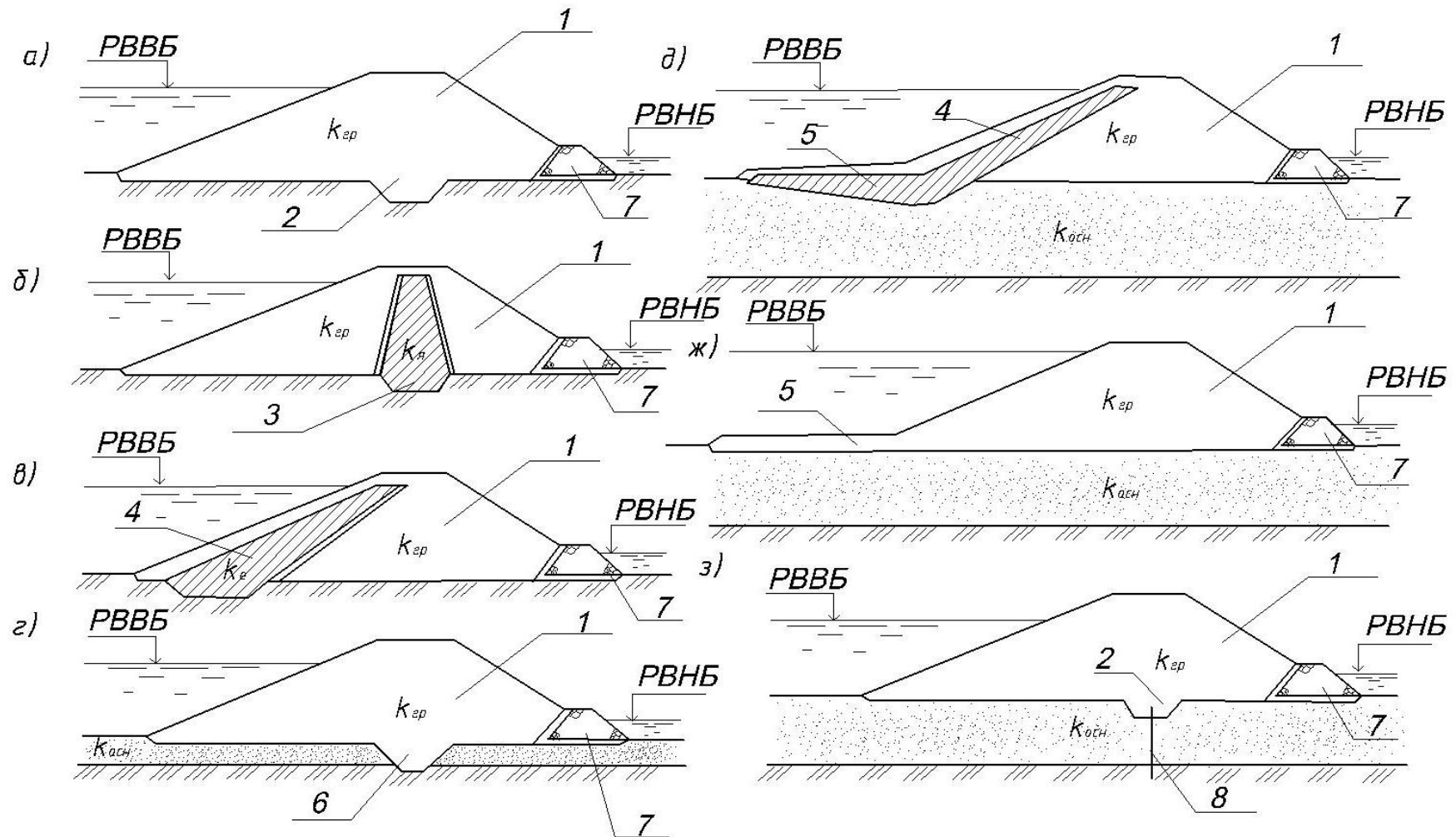


Рисунок 4.13 – Типи земляних насипних гребель

1 – тіло греблі, 2 – зуб, 3 – ядро, 4 – екран, 5 – понур, 6 – замок, 7 – дренаж, 8 – шпунт,
PBBB – рівень води верхнього б'єфу, PBHB – рівень води нижнього б'єфу

Екран розташовується ближче до верхового укусу греблі, а ядро – в середній частині (рис. 4.14). Товщина екрану або ядра у верхній частині b_1 вибирається із умови виконання робіт не менше $b_1 = 0,8$ м, а в нижній b_2 із умови міцності (див. 4.8.), але не менше $b_3 \geq 2,0$ м. Гребінь ґрунтового екрану повинен бути вище форсованого рівня (ФПР) на значення h_{se} з урахуванням висоти нахату хвилі $h_{run1\%}$ і вітрового нагону води Δh_{set} , а ядра h_{sj} - вище ФПР з урахуванням нагону Δh_{set} , але без врахування нахату хвилі.

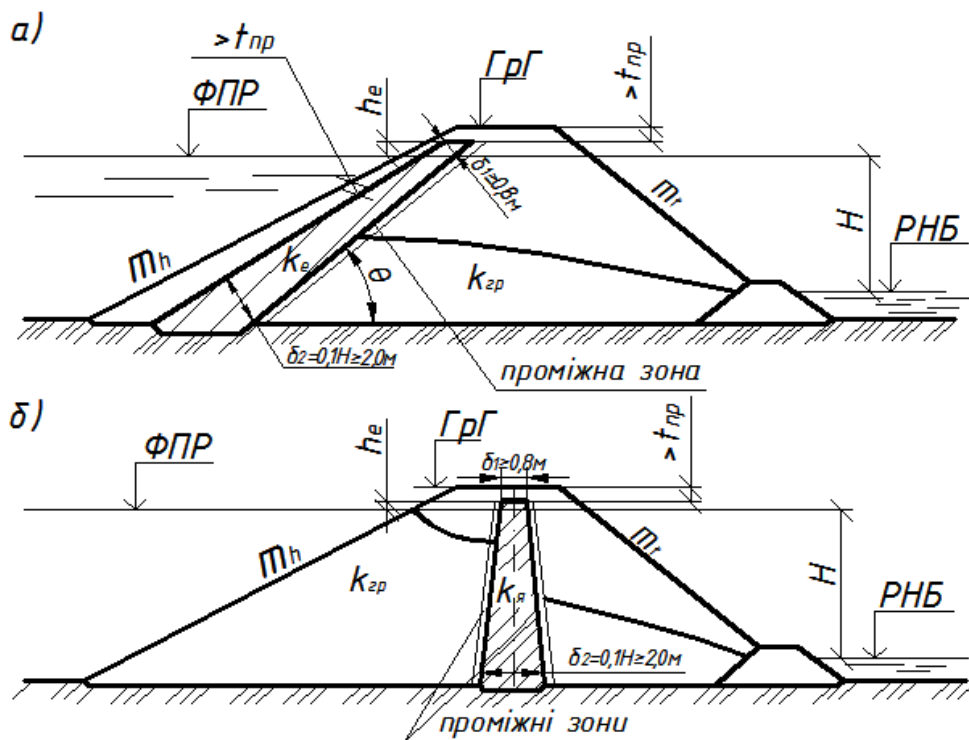


Рисунок 4.14 – Конструкція протифільтраційних пристроїв в тілі греблі:
а) екрану, б) ядра

Переваги гребель з екраном в тому, що частина профілю споруди, насичена водою, в них менша в порівнянні з іншими видами гребель. Крім того, екрани доступніші для огляду і ремонту, але в порівнянні з ґрунтовими ядрами для їх влаштування необхідно більше ґрунту і вони більш чутливі до деформацій основи або тіла греблі.

Греблі з ґрунтовим ядром, як і однорідні, рекомендується споруджувати на основах, що сильно деформуються. Ядро потребує менших затрат матеріалу, ніж екран, але воно недоступне для огляду і ремонту.

4.6.2. Спряження греблі з основою і берегами

Підготовка берегів і основи полягає у видаленні рослинного шару ґрунту на глибину не менше 0,3...0,5 м. Поверхня підготовленої нескельної основи повинна повторювати уклон місцевості (рис. 4.15, а). На ділянках берегів із крутими схилами та при скельних основах спрягання проводиться за допомогою похилих уступів із горизонтальними ділянками шириною 3...5 м (рис. 4.15, б). Уклон уступів $\leq 1:10$.

Спрягання греблі з основою здійснюється в залежності від типу ґрунту основи. За конструкцією протифільтраційних пристроїв в основі розрізняють греблі із зубом (рис. 4.15, а), із замком (рис. 4.15, з), із діафрагмою, із зубом і діафрагмою, з ін'єкційною завісою, з ін'єкційною висячою завісою, з понуром (рис. 4.15, ж) [2].

При водонепроникній основі (глини, суглинки) та однорідному тілі греблі спрягання проводиться за допомогою **зуба** (рис. 4.17, в) глибиною не менше 0,75 м. Коефіцієнт закладання укосів зуба $m=1,5...2,0$.

Ґрунтові греблі при товщині водопроникного шару 1,5...4 м виконуються з **замком** (рис. 4.17, з) із водонепроникного ґрунту. Замок врізається в водонепроникний шар в основі на глибину не менше 0,5 м. Ширина нижньої основи замка – 2...3 м. Коефіцієнт закладання укосів замка залежить від умов виконання робіт (приймається у відповідності до кута внутрішнього тертя ґрунту, в якому виконується замок). За допомогою замка з водонепроникним шаром основи зв'язують і протифільтраційні пристрої (ядро, екран).

Шари водопроникної основи товщиною до 4...7 м перерізають **зубом** глибиною із **шпунтовою діафрагмою** (рис. 4.17, д). Глибина зуба 1...1,5 м, шпунтова діафрагма заглиблюється у водоупор на 0,5...1,0 м.

Якщо товщина водопроникного шару складає більше 7...8 м, то протифільтраційні пристрої можуть не доходити до водоупору. В таких випадках вони носять назву "висячих" (рис. 4.17, е, є). Може також влаштовуватись **понур** (рис. 4.17, ж) – горизонтальний шар слабоводопроникного ґрунту, що збільшує довжину шляху фільтрації. Часто цей елемент поєднується з екраном (рис. 4.15, д) і виконується з того ж матеріалу, що і екран.

Товщина ґрунтового понура у верховій частині приймається не менше 0,5 м, в місці примикання до греблі - визначається з умови фільтраційної міцності, але не менше 2,0 м. Довжина понура визначається в залежності від допустимих фільтраційних витрат, а також з умови недопущення небезпечних фільтраційних деформацій ґрунту основи (практично - в межах $(3...5) \cdot H$). Зверху понур покривається захисним шаром з місцевого матеріалу товщиною 1,0...1,2 м.

4.6.4. Побудова греблі на плані

Для побудови необхідно виділити на плані місцевості додаткові горизонталі з відмітками гребеню греблі ($\downarrow Gr\Gamma$), перелому укосу, берми та верха дренажу ($\downarrow B_{др}$). Паралельно осі греблі (створу) проводять лінії на відстані півширини земляного полотна $b_{зп}/2$. A і B – точки перетину цих ліній із горизонталями місцевості з відміткою $Gr\Gamma$ (рис. 4.17). Відрізки AA і BB – верхова і низова бровки укосів греблі. Подальша побудова буде зведена до визначення лінії зовнішнього контуру греблі.

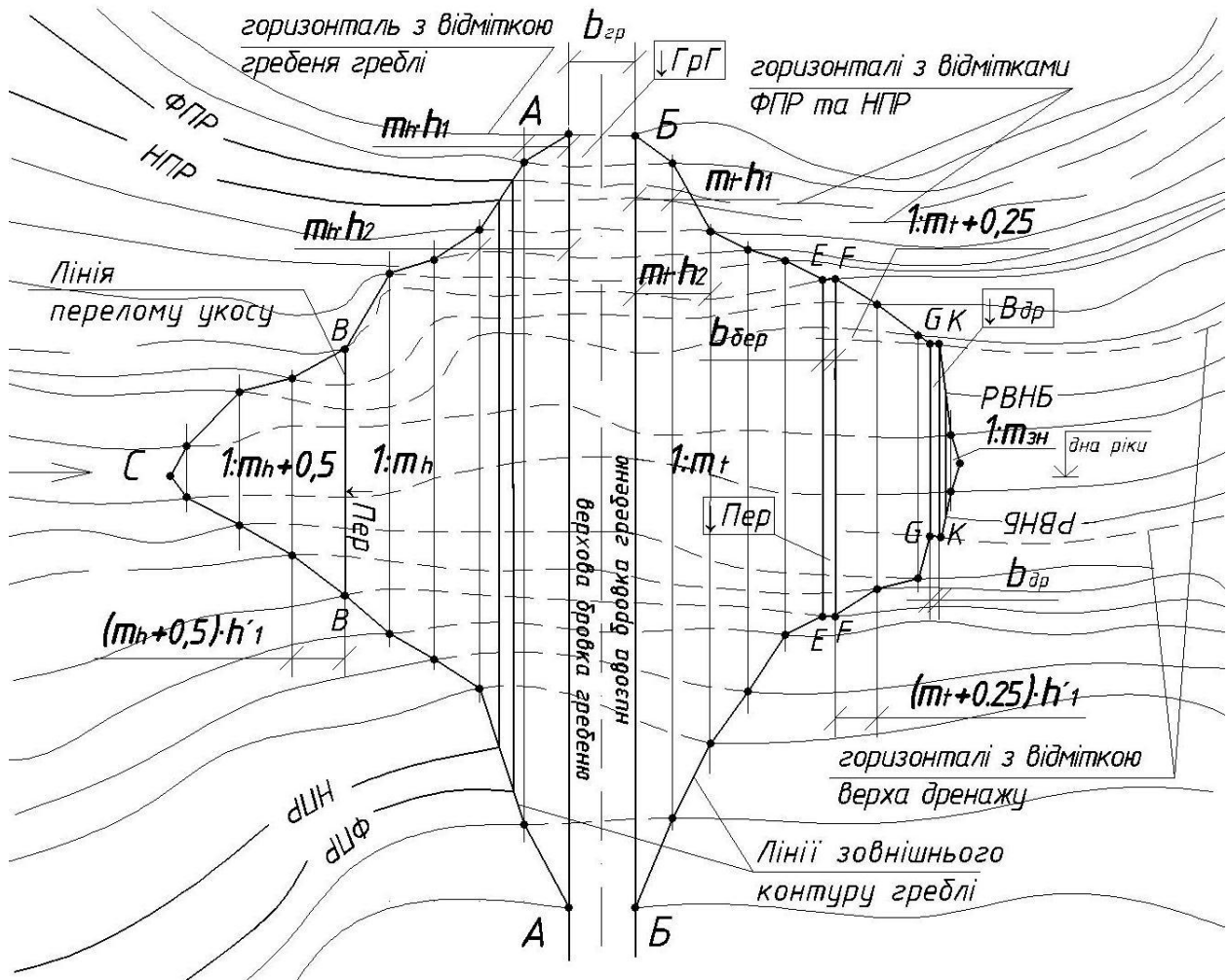


Рисунок 4.17 – Побудова греблі на плані

Верховий укіс. Паралельно осі споруди зображають проекції проектних горизонталей укосів. Відстань від бровки укосу до кожної із горизонталей – горизонтальне прокладання - визначається за формулою

$$l_i = m \cdot h_i \quad (4.14)$$

де h_i – перевищення відмітки бровки укосу над горизонталлю, що розглядається, $\downarrow gor_i$;

$$h_i = \downarrow BU - \downarrow gor_i$$

$\downarrow BU$ – відмітка бровки частини укосу, що розглядається; до лінії перелому укосу
 $\downarrow BU = \downarrow Gr\Gamma$, після - $\downarrow BU = \downarrow Пер$.

m – закладання укосу на ділянці укосу греблі, що розглядається. До відмітки лінії перелому укосу $m = m_h$, після - $m = m_h + 0,5$.

Точки перетину проекцій проектних горизонталей укосу та горизонталей місцевості, що мають однакові відмітки, з'єднують відрізками прямих. Утворена ламана є лінією зовнішнього контуру верхового укосу греблі.

Низовий укіс. Розраховується горизонтальне прокладання укосу на відмітці кожної із проектних горизонталей за формулою (4.14). На ділянці укосу від відмітки гребеня греблі до відмітки перелому укосу в формулі (4.14) $m = m_t$.

Проводять проекції проектних горизонталей укосу. На відмітці перелому укосу зображають горизонтальну площадку – берму (відрізки EE та FF).

Аналогічно проводять проекції проектних горизонталей низового укосу греблі від відмітки перелому укосу до відмітки верха дренажу, прийнявши в формулі (4.14) $m = m_t + 0,25$.

На відмітці верха дренажу ($\downarrow B_{dp}$) зображають горизонтальну площадку шириною, прийнятою за рекомендаціями п. 4.5 (відрізки GG та KK).

Аналогічно проводять проекції проектних горизонталей низового укосу греблі від відмітки верха дренажу до відмітки дна річки, прийнявши в формулі (4.14) $m = m_z$.

Точки перетину проекцій проектних горизонталей низового укосу та горизонталей місцевості, що мають однакові відмітки, з'єднують відрізками прямих. Утворена ламана є лінією зовнішнього контуру низового укосу греблі.

Для покращання візуального сприйняття на укосах споруди зображають берг-штрихи, що вказують напрямом уклону в бік зменшення відміток. На плані напрямом берг-штрихів повинен бути перпендикулярним до проекцій проектних горизонталей. Довжина довгого штриха відповідає довжині горизонтальної проекції укосу. Довжина короткого штриха – близько $\frac{1}{3}$ довжини довгого.

На плані також зображають лінії урізу води в б'єсах та контур водосховища.

4.7. Фільтраційні розрахунки земляних гребель

При фільтраційних розрахунках належить [4] визначити параметри фільтраційного потоку (положення кривої депресії, фільтраційну витрату, напори, або градієнти напору), які необхідні для обґрунтування розмірів і конструкції греблі, визначення коефіцієнтів стійкості укосів, фільтраційної міцності і т. ін.

Фільтраційні розрахунки виконуються для декількох перерізів, але для курсового проекту вибирається один, який проходить по самих низьких відмітках тальвегу (русловий) (рис. 2.1 і 4.18). Разом з тим необхідно побудувати і заплавний

переріз, який проходить по незатопленій заплаві (рис. 4.18), хоч розрахунки для нього проводитись не будуть. Ці два перерізи повинні бути прив'язані (вказано пікети і місця розташування як на плані, так і на поперечному перерізі греблі).

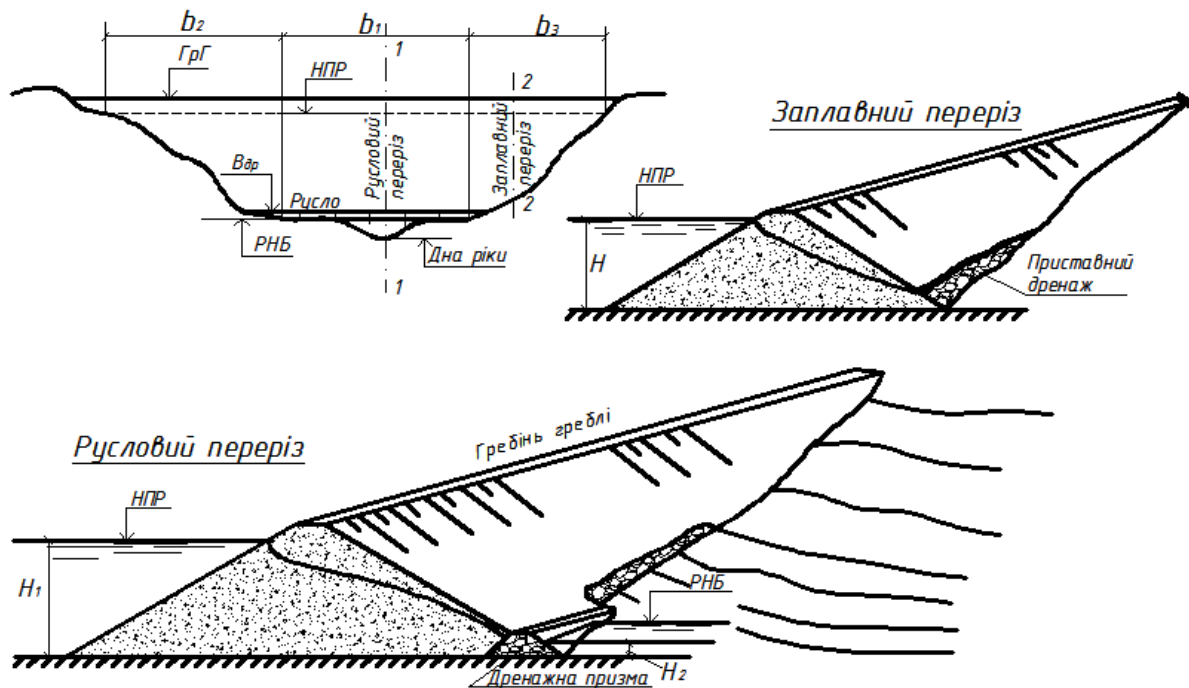


Рисунок 4.18 – Побудова греблі на плані

Відповідно до [2] розрахунковими рівнями при розрахунках будуть: в верхньому б'єфі – відмітка НПР, а в нижньому – максимально можлива при НПР. В зв'язку з відсутністю таких даних будемо умовно вважати, що в нижньому б'єфі розрахунковим рівнем буде рівень при пропусканні витрати Q_{max} (глибину води НБ взяти по кривій залежності $Q=f(h)$). Побудована в таких умовах крива депресії відповідає вимогам розрахунку стійкості низового укосу по основному розрахунковому випадку.

Фільтраційні розрахунки допускається проводити користуючись різними аналітичними залежностями. При розрахунках необхідно встановити положення кривої депресії і фільтраційну витрату тільки через тіло греблі, а через водопроникну основу – (у випадку необхідності) користуватись розділом 4.7.3. Для розрахунку необхідно скласти в масштабі розрахункову схему відповідно з видом греблі з необхідними елементами і детальними розмірами.

4.7.1. Розрахунок фільтрації через однорідну земляну греблю з дренажним банкетом на водонепроникній основі

Цей переріз відповідає русловому перерізу, його розрахункова схема наведено на рис. 4.19. Розрахунок проводимо за наступними залежностями [2]

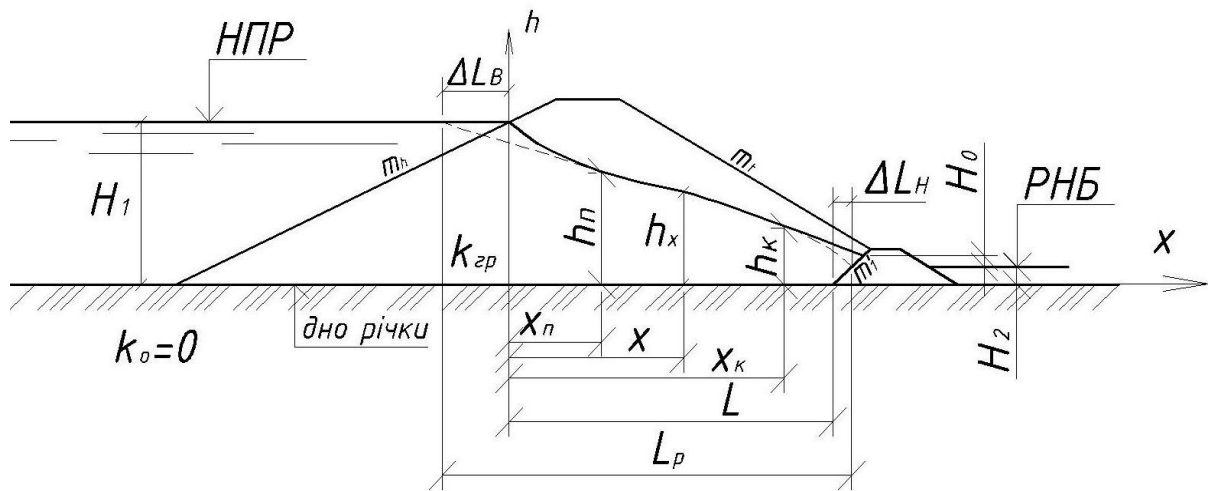


Рисунок 4.19 – Схема до розрахунку фільтрації через однорідну греблю з дренажним банкетом

$$\frac{q}{k_{dp}} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p} \quad (4.15)$$

де q – питома фільтраційна витрата, м²/добу;

k_{dp} – коефіцієнт фільтрації ґрунту тіла греблі, м/добу;

H_1 і H_2 – глибини води в б'єфах, м;

L_p – розрахункова довжина, що знаходиться за залежністю

$$L_p = \Delta L_B + L + \Delta L_H \quad (4.16)$$

$$\Delta L_B = \beta_B \cdot H_1 \quad (4.17)$$

$$\beta_B = \frac{m_h}{2m_h + 1} \quad (4.18)$$

L – відстань від початку координат до точки перетину внутрішнього укусу дренажу, визначається графічно (рис. 4.19) або аналітично за відомими геометричними розмірами споруди

$$\Delta L_H = \frac{m'_1 \cdot H_2}{3} \quad (4.19)$$

m'_1 – коефіцієнт закладання внутрішнього укусу дренажної призми.

Задаючись значеннями x , розраховують ординати кривої депресії

$$h(x) = \sqrt{2 \frac{q}{k_{dp}} (L - x + \Delta L_H) + (H_2 + H_0)^2} \quad (4.20)$$

$$H_0 = f(m'_1) \frac{q}{k_{dp}} - H_2 \quad (4.21)$$

$f(m'_1)$ – вибирається з табл. 4.8.

Таблиця 4.8 – Значення $f(m'_1)$

m'_1	1,0	1,3	1,5
$f(m'_1)$	0,35	0,31	0,28

Якщо $f(m'_1) \frac{q}{k_{dp}} \leq H_2$ приймається $H_0 = 0$.

Кількість точок при побудові кривої депресії повинна бути не менше 8.

Криву депресії виправляють візуально в зонах

$$h_n \geq H_1 - q/k_{ep} \quad i \quad h_k \leq H_2 + q/k_{ep}.$$

Питома фільтраційна витрата q через русловий переріз тіла греблі визначається з формули (4.15).

Маючи питому фільтраційну витрату (4.15) через тіло греблі в русловій частині q , $\text{м}^2 / \text{добу}$ визначається повна фільтраційна витрата через руслову частину греблі, що характеризує втрату води із водосховища

$$Q_{ep} = qb_p \quad (4.22)$$

де b_p – довжина руслової частини греблі, м (див. рис. 2.1) по лінії рівня води НБ при Q_{max} .

4.7.2. Розрахунок фільтрації через неоднорідну греблю на водонепроникній основі

Для фільтраційних розрахунків неоднорідних гребель (з ядром, екраном) можна скористатися “віртуальним методом” М.М. Павловського, який полягає в тому, що неоднорідна гребля відповідним розрахунком приводиться до однорідної.

Гребля з ядром і дренажним банкетом

За відомим коефіцієнтом фільтрації матеріалу ядра k_y та розмірами у верхній δ_1 і в нижній δ_2 частинах (п. 4.6.1) спочатку визначається його середня товщина $\delta_{cp} = (\delta_1 + \delta_2)/2$, а далі способом віртуальних довжин, з використанням залежності гребля приводиться до однорідної

$$\Delta L_y = \frac{k_{ep}}{k_y} \delta_{cp} \quad (4.23)$$

Складається розрахункова схема (на рис. 4.20 профіль віртуальної однорідної греблі показано пунктиром) і подальший розрахунок проводиться за залежностями (4.15)-(4.22).

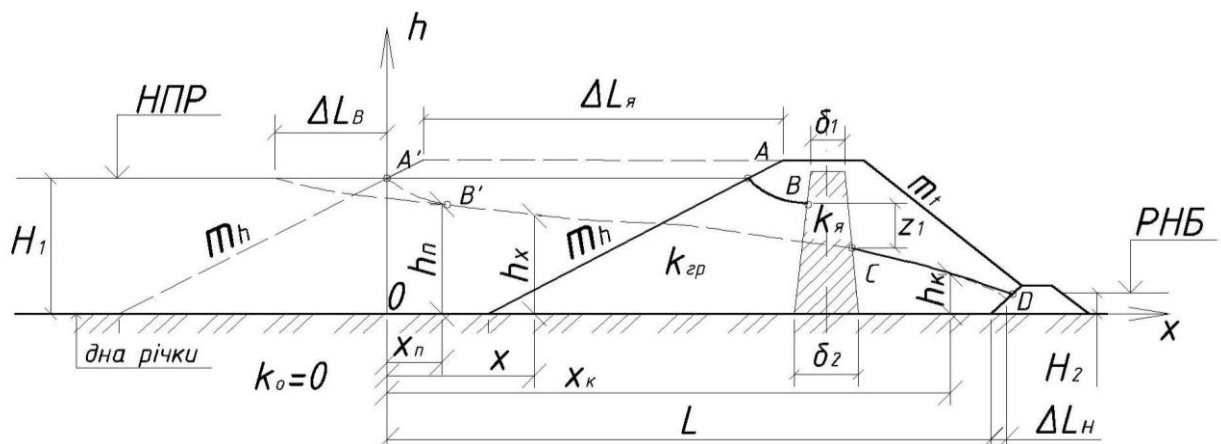


Рисунок 4.20 – Схема до розрахунку фільтрації через неоднорідну греблю з ядром

При переході від віртуального профілю до реального на ділянках до ядра AB та після ядра CD ординати кривої залишаються без змін. Падіння напору в ядрі z_1 дорівнює різниці ординат $z_1 = h_B - h_C$.

Гребля з екраном і дренажним банкетом (рис. 4.21).

За відомим коефіцієнтом фільтрації матеріалу екрана k_e та розмірами у верхній δ_1 і в нижній δ_2 частинах (п. 4.6.1) визначається його середня товщина δ_{cp} . По способу віртуальних довжин гребля з екраном приводиться до однорідної, при цьому

$$\Delta L_e = \frac{k_{cp}}{k_e} \delta_{cp} \cdot \sin \alpha \quad (4.24)$$

де α – кут нахилу середньої лінії екрану до горизонту.

Складається в масштабі розрахункова схема (на рис. 4.21 контур однорідної греблі показано пунктиром), подальші розрахунки проводяться за залежностями (4.15)-(4.22).

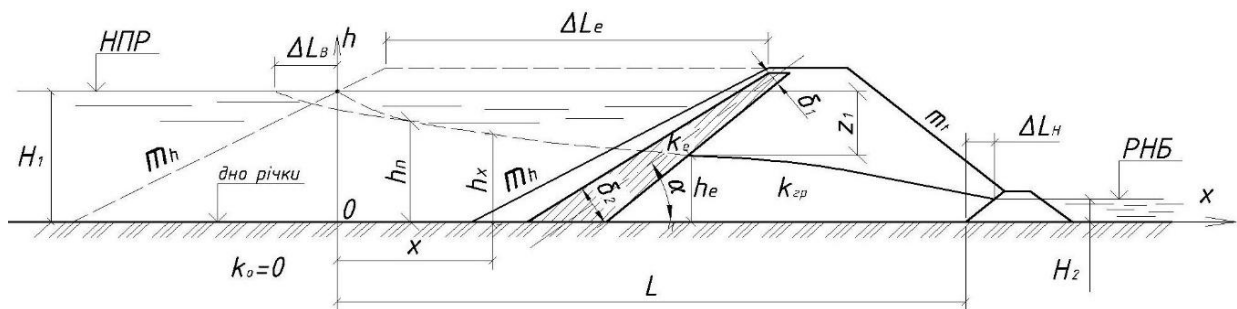


Рисунок 4.21 – Схема до розрахунку фільтрації через неоднорідну греблю з екраном

На ділянці за екраном ординати кривої депресії залишаються без змін, а падіння напору на екрані z_1 дорівнює різниці між глибиною води в верхньому б'єфі H_1 і ординатою кривої депресії h_e за екраном.

4.7.3. Розрахунок фільтрації через однорідну греблю з понуrom та дренажним банкетом

Побудова кривої депресії проводиться, як для однорідної греблі (п. 4.7.1) за залежностями (4.15)-(4.21). Питома фільтраційна витрата q через тіло греблі визначається з формули (4.22).

T_0 – потужність водопроникної основи, м;

k_{ep} і k_o – коефіцієнти фільтрації відповідно тіла греблі і основи, м/добу;

n – поправочний коефіцієнт, визначається за табл. 4.9 в залежності від співвідношення $A_0=2(L_n+m_h h_e)/T_0$.

Таблиця 4.9 – Значення коефіцієнта n

A_0	20	5	4	3	2	1
n	1,15	1,18	1,23	1,30	1,44	1,87

При підборі в першому наближенні приймається $h_e = \frac{1}{3}H_1$. Після визначення h_e уточняється ордината кривої депресії h_1 за формулою

$$h_1 = \sqrt{L^2 + h_e^2} - L \quad (4.27)$$

Зміщення l початку координат відносно точки перетину осі h із внутрішнім укосом дренажної призми (рис. 4.24)

$$l = h_1 / 2 \quad (4.28)$$

Ординати кривої депресії для $l \leq x \leq l + L$ обчислюють за залежністю

$$h(x) = \sqrt{2 \cdot h_1 \cdot x} \quad (4.29)$$

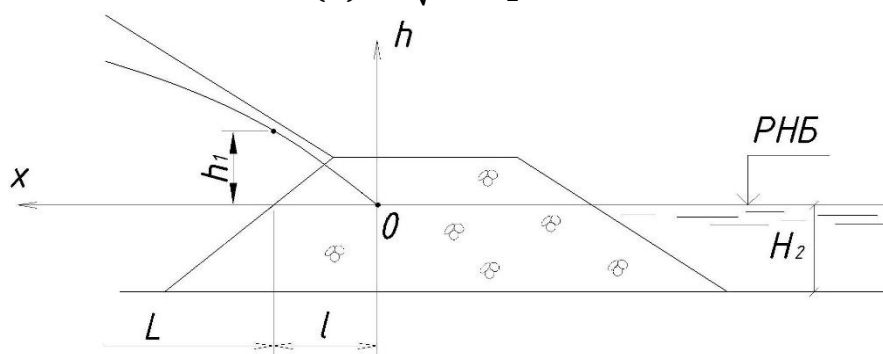


Рисунок 4.24 – Схема до визначення l

4.7.5. Розрахунок фільтраційної міцності земляних гребель

Перевірка фільтраційної міцності тіла греблі проводиться для перерізу, для якого виконано фільтраційні розрахунки.

При оцінці фільтраційної міцності тіла греблі та протифільтраційних обладнань (понуру, екрану, ядра) перевіряють виконання умови [8]

$$I_{est,m} \leq \frac{1}{\gamma_n} I_{cr,m} \quad (4.30)$$

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

$I_{cr,m}$ – критичний середній градієнт напору, для попередніх розрахунків вибирається із табл. 4.10;

γ_n – коефіцієнт надійності по відповідальності споруд, для споруд класу

СС3 – 1,25; СС2-1 – 1,2; СС2-2 – 1,15; СС1 – 1,1.

Таблиця 4.10 – Критичні градієнти напору $I_{cr,m}$

Ґрунт	Значення критичних середніх градієнтів напору $I_{cr,m}$ для		
	понура	екрану, ядра	тіла греблі
Глина	15	12	8...2
Суглинок	10	8	4...1,5
Супісок	3	2	2...1
Пісок:			
середній	-	-	1,0
дрібний	-	-	0,75

Для однорідної греблі (рис. 4.25) значення $I_{est,m}$ знаходиться за залежністю

$$I_{est,m} = tg\alpha = \frac{z}{(L+0,4H_1)} \quad (4.31)$$

де α – кут нахилу “прямої депресії” до горизонту;

L – відстань від урізу води у верхньому б’єфі до крайньої лівої точки дренажу;

z – напір на греблю.

Для неоднорідної греблі з екраном або ядром $I_{est,m}$ знаходиться за залежністю

$$I_{est,m} = \frac{z_1}{\delta_{cp}} \quad (4.32)$$

де z_1 – втрати напору в ядрі або екрані (рис. 4.20, 4.21).

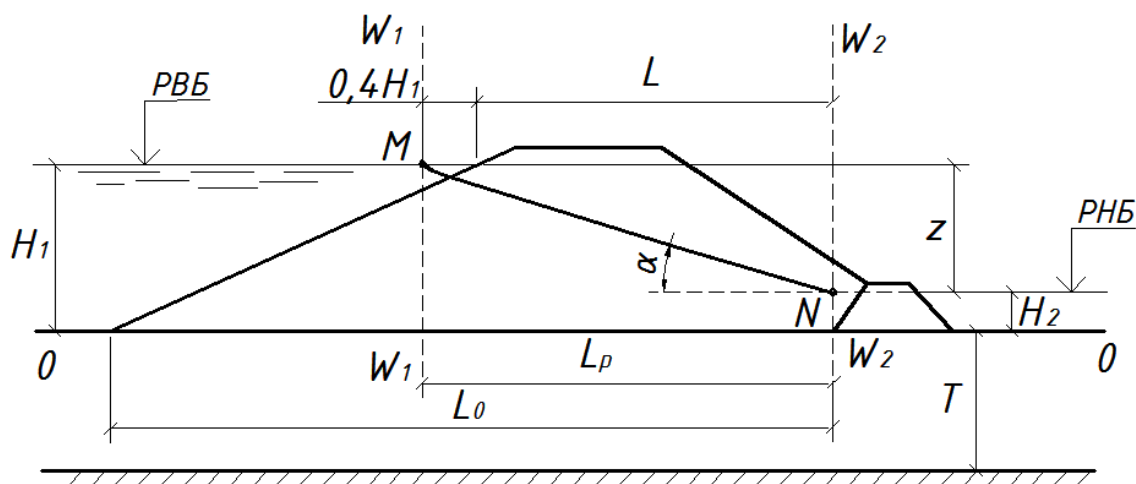


Рисунок 4.25 – Схема до визначення діючого середнього градієнту напору для однорідної греблі

При наявності в основі греблі понура значення $I_{est,m}$ визначається як

$$I_{est,m} = \frac{z_1}{(L_0+0,88T_p+L_n)} \quad (4.33)$$

де L_0 – ширина греблі низом;

L_n – довжина понура;

T_p – заглиблення розрахункового водопору, яке визначається із умови: якщо $T \leq 0,5L_0$, то $T_p = T$, якщо $T > 0,5L_0$, то $T_p = 0,5L_0$.

4.8. Розрахунок стійкості низового укосу

Попередньо вибране окреслення укосу перевіряється розрахунком на стійкість. При деяких умовах експлуатації укоси греблі можуть втратити свою стійкість, в результаті чого відбувається сповзання частини масиву в межах тіла греблі. Критерієм забезпечення стійкості є виконання для найнебезпечнішої призми обвалення нерівності [2]

$$\gamma_{fc} F \leq \frac{1}{\gamma_n} \left(R \frac{\gamma_c}{\gamma_{m(g)}} \right) \quad (4.34)$$

де γ_n , γ_{fc} , γ_c , $\gamma_{m(g)}$ – коефіцієнти, відповідно, надійності за відповідальністю, сполучення навантажень, умов роботи, надійності за матеріалами або ґрунтами, значення яких вибираються по [9];

R – узагальнене розрахункове значення сил (або їх моментів) граничного опору зсуву по поверхні, що розглядається;

F – узагальнене розрахункове значення активних сил (або моментів цих сил) відносно центра поверхні ковзання.

При пошуку небезпечної поверхні зсуву може бути використана залежність для коефіцієнту стійкості (коефіцієнту запасу стійкості)

$$k_s = \frac{R}{F} \quad (4.35)$$

Тоді умова (4.34) може бути записана як

$$k_s \geq [k_s] \quad (4.36)$$

де $[k_s]$ – допустиме значення коефіцієнта стійкості

$$[k_s] = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{fc} \cdot \gamma_{m(g)}}{\gamma_c} \quad (4.37)$$

Для періоду експлуатації при основному розрахунковому сполученні навантажень для категорії відповідальності конструкції та її елементів [12] значення $[k_s]$ становить [9]: для споруд класу СС2-1 – 1,20; класу СС2-2 – 1,15; класу СС1 – 1,1.

Для оцінки стійкості укосів найбільшого поширення отримав метод розрахунку по круглоциліндричних поверхнях ковзання [2], в якому приймається, що оповзання частини ґрунтового масиву проходить по радіальній кривій відносно деякого центру ковзання (точки O_I) (рис. 4.26).

Розрахунок виконується для умов плоскої задачі – розглядається відрізок греблі одиничної довжини. Для розрахунку вибирається переріз греблі з максимальною висотою (русловий) і проводиться декілька кривих ковзання із різними центрами. Для масивів, обмежених кривими ковзання, обчислюються коефіцієнти стійкості.

Коефіцієнт стійкості k_s для найнебезпечнішої призми обвалення (для якої значення k_s найменше серед одержаних) повинен задовольняти умові (4.36), але не перевищувати значення $[k_s]$ більше, ніж на 10%.

Пошук центру кривої ковзання O_1 проводять графічно:

1. Спрощують профіль низового укосу греблі, з'єднавши точку B низової бровки із точкою C перетину зовнішнього укосу дренажу з основою, та визначають закладання лінії осередненого укосу m_{tcp} .
2. Із середини осередненого укосу (точки a) проводять два промені: вертикальний та під кутом 85° до лінії осередненого укосу.
3. Із точок B і C , як із центрів, проводять дуги кола радіусом R_1 . Методом засічок визначають положення точки O – точки перетину дуг. R_1 визначається за залежністю

$$R_1 = (R_g + R_n)/2,$$

де R_g і R_n – верхнє і нижнє значення радіусів поверхні ковзання, визначаються за формулами: $R_n = k_1 H_{cp}$, $R_g = k_2 H_{cp}$;

H_{cp} – висота греблі;

k_1 і k_2 – коефіцієнти, значення яких вибирають із табл. 4.11 в залежності від m_{tcp} .

Таблиця 4.11 – Значення коефіцієнтів k_1 та k_2

m_{tcp}	2	3	4
k_1	1,4	1,65	1,9
k_2	2,50	2,90	3,2

4. Проводять дугу кола із центом в точці a і радіусом $R_2 = aO/2$.
5. Криволінійний багатокутник bb_1Oe_1e є зоною пробних центрів кривої ковзання. Як правило, центри найбільш небезпечних кривих зсуву розташовані на лінії Ob . Вибравши на цій лінії довільну точку O_1 , проводять криву ковзання такого радіусу R_K , щоб вона захоплювала приблизно половину гребеня і частину основи під подошвою споруди.
6. Призма обвалення $ABCD$, обмежена кривою ковзання, контуром греблі і частиною основи, розбивається вертикальними лініями на відсіки шириною $b = 0,1R_K$. Вертикаль, опущена із центру кривої ковзання є серединою нульового відсіку. Нумерація відсіків, які розміщені вліво від нульового – додатна, вправо – від'ємна. При вибраній ширині відсіку для кута α_n між радіус-вектором, проведеним через середину n -го відсіку та вертикаллю

$$\sin \alpha_n = 0,1 \cdot n; \quad \cos \alpha_n = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n},$$

де n – номер відсіку.

Діючими силами є вага відсіку G , сила тертя по поверхні ковзання $R_{тр}$, сила зчеплення по поверхні ковзання $R_{зч}$, гідродинамічна сила фільтраційного потоку Φ (рис. 4.26, б). Обертання ґрунтового масиву навколо центру O_1 викликають дотична складова власної ваги масиву $T = G \sin \alpha$ і гідродинамічна сила Φ . Протидіють обертанню сили тертя $F_{тр}$ і зчеплення $F_{зч}$.

Для знаходження сили власної ваги використовується формула

$$G = \gamma_{np} b \sum_n h_{n\phi_n} \quad (4.38)$$

де $\gamma_{np} = \rho_{np} g$ – питома вага ґрунту тіла греблі природної вологості, кН/м³;

ρ_{np} – щільність ґрунту тіла греблі природної вологості, т/м³;

$h_{n\phi}$ – приведена до висоти повітряно-сухого ґрунту тіла греблі висота відсіку, знаходиться за залежністю

$$h_{n\phi} = h_{np} + h'_{\text{нас}} \frac{\rho'_{\text{нас}}}{\rho_{np}} + h''_{\text{нас}} \frac{\rho''_{\text{нас}}}{\rho_{np}} + h'''_{\text{нас}} \frac{\rho'''_{\text{нас}}}{\rho_{np}} + \dots + h^k_{\text{нас}} \frac{\rho^k_{\text{нас}}}{\rho_{np}} \quad (4.39)$$

h_{np} – середня висота частини відсіку ґрунту, що знаходиться в стані природної вологості, м;

$h'_{\text{нас}}, h''_{\text{нас}}, \dots, h^k_{\text{нас}}$ – висоти частин відсіку, складені ґрунтом тіла греблі у водонасиченому стані та ґрунтами, що залягають в основі, визначаються графічно по розрахунковій схемі греблі, м;

k – кількість видів ґрунтів;

$\rho'_{\text{нас}}, \rho''_{\text{нас}}, \dots, \rho^k_{\text{нас}}$ – щільність ґрунтів відповідних частин відсіків у водонасиченому стані, визначається за залежністю

$$\rho_{\text{нас}} = \frac{\rho_s - \rho_0}{1 + e} \quad (4.40)$$

ρ_s – щільність твердих часток відповідного ґрунту, т/м³;

ρ_0 – густина води, т/м³,

e – коефіцієнт пористості,

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad (4.41)$$

n – пористість відповідного ґрунту.

Тоді дотична складова сили власної ваги

$$T = \gamma_{np} b \sum_n h_{n\phi_n} \cdot \sin \alpha_n \quad (4.42)$$

Сила тертя знаходиться за залежністю

$$F_{TP} = N \cdot \operatorname{tg} \phi = G \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (4.43)$$

або, з врахуванням (4.38),

$$F_{TP} = \gamma_{np} b \sum_n h_{n\phi_n} \cos \alpha_n \cdot \operatorname{tg} \phi_n \quad (4.44)$$

де ϕ – кут внутрішнього тертя ґрунту по підшві відсіку.

Сила зчеплення знаходиться за формулою

$$F_{3\psi} = \sum_i c_i l_i \quad (4.45)$$

де l – довжина ділянки кривої ковзання з постійним значенням питомої зчепності c , кПа, визначається як довжина дуги кола із центральним кутом β

$$l_k = \pi R_K \beta_k / 180 \quad (4.46)$$

Кути β_k визначаються графічно по розрахунковому профілю греблі.

В межах тіла обвалення на частину насипу діє гідродинамічна сила Φ , значення якої знаходиться за залежністю

$$\Phi = \rho_0 \cdot g \cdot A \cdot I_{cp} \quad (4.47)$$

де A – площа області дії фільтраційного потоку, м^2 , яка обмежена кривою депресії EF , частиною кривої ковзання EK і вертикаллю FK , що проходить через точку перетину кривої депресії з внутрішнім укосом дренажу, може бути визначена за формулою

$$A = b \sum_i h_{\text{нас}}^i \quad (4.48)$$

в якій враховуються частини відсіків в межах області EFK ;

I_{cp} – середній градієнт (середній уклон кривої депресії), визначається за залежністю

$$I_{cp} = \Delta h / \Delta l \quad (4.49)$$

Δh – падіння кривої депресії в межах призми обвалення;

Δl – довжина шляху фільтрації на відповідній ділянці (рис. 4.26).

Гідродинамічна сила прикладена в центрі ваги фігури EFK і направлена паралельно лінії середнього уклону кривої депресії. Плече сили r відносно центру кривої ковзання визначається по нормалі до напрямку дії сили Φ .

Всі розрахунки по визначенню діючих сил рекомендується проводити в табличній формі.

Коефіцієнт стійкості визначається за залежністю

$$k_s = \frac{F_{TP} + F_{3q}}{T + \Phi \frac{r}{R_k}} \quad (4.50)$$

При невиконанні умови (4.34) необхідно змінити геометричні розміри греблі: розширити профіль греблі (уположити низовий укіс тощо) або передбачити додаткові дренажні або протифільтраційні пристрої для пониження кривої депресії.

5. Водоскидна споруда

Для скидання повеневих витрат із водосховищ влаштовуються баштові водоскиди автоматичної дії (рис. 5.1). Спорожнення водосховища передбачається через донний водовипуск в башті, забір води може бути здійснений за допомогою труб, розташованих вище РМО на 0,5 м. Місце розташування водоскиду вибирається виходячи із таких умов: споруда повинна бути розташована на корінній основі; відмітка дна водовипускної і водопропускної труб споруди повинна забезпечувати можливість повного спорожнення водосховища; траса водоскиду повинна бути прямолінійною в плані. Споруда розташовується в пониженій частині водосховища в тілі земляної греблі. Баштовий водоскид складається з таких елементів (рис. 5.1): башти (1), донного водоспуску (2), камери затворів (3), водовідної труби (4), водобійного колодязя (5), рисберми (6), відвідного каналу (7), службового мосту (8).

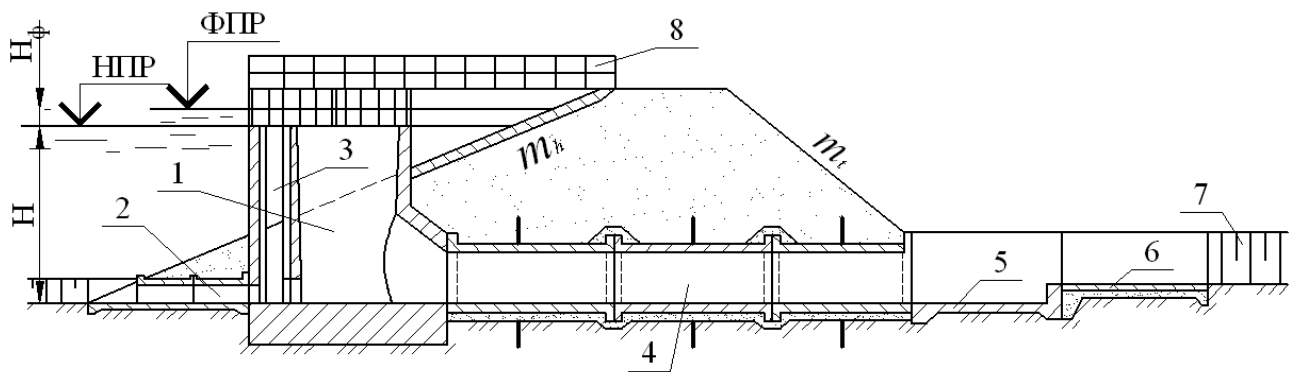


Рисунок 5.1 – Поздовжній розріз баштового водоскиду

Приймальною частиною водоскиду є башта (1), яка є прямокутного, круглого або овального окреслення в плані і розташована на тілі греблі. Верхня кромка башти розташовується на відмітці НПР, верхня грань стінки башти окреслена у вертикальній площині по радіусу $r = 0,2$ м і обладнана решіткою для затримки сміття, криги і плаваючих тіл. Стінки башти мають змінну товщину по вертикалі і виконуються з монолітного залізобетону.

В передній частині башти розташована камера затворів, в якій розташовуються затвори, які перекривають донний отвір. Маневрування затворами проводиться зі службових мостів за допомогою гвинтових підіймачів.

Для зменшення контурної фільтрації на трубах повинно бути передбачено залізобетонні діафрагми. По довжині труб в місцях примикання труби до шахти і до водобійного колодязя повинні бути передбачені температурно-осадочні шви.

Вихід із труб виконується у вигляді розтрубу з центральним кутом 2δ (в межах $20...30^\circ$). Водобійна частина виконується у вигляді водобійного колодязя, який розширюється в плані і глибиною d_k , значення якої визначається розрахунком. Рисберма або розташовується на початку відвідного каналу з розширенням, або без нього. Кріплення рисберми – збірні ребристі плити під якими розташовується зворотній фільтр.

Для повного або часткового спорожнення водосховища передбачено донний водоспуск із збірних залізобетонних труб діаметром 10 дм. На вході в трубу водоспуску влаштовується оголовок, який звужується в плані і має на вході обернені або пірнаючі стінки.

5.1. Гідравлічний розрахунок водоскиду

При гідравлічному розрахунку водоскиду необхідно визначити довжину водозливного фронту (периметр) башти, поперечні розміри або діаметр водопровідних труб, розміри водобійного колодязя (глибину d_k і довжину l_k), довжину рисберми $l_{рис}$, розміри відвідного каналу.

5.1.1. Розрахунок фільтраційної міцності земляних гребель

Пропускна спроможність башти визначається за залежністю

$$Q_{max} = ml\sqrt{2g}H_{\phi}^{3/2} \quad (5.1)$$

де Q_{max} – розрахункова витрата, м³/с;

m – коефіцієнт витрати (0,38...0,40);

l – довжина водозливного фронту, м;

H_{ϕ} – висота шару форсування над гребенем башти, м, яка вибрана в розділі 4.3.

Після визначення довжини водозливного фронту l приймається форма окреслення башти в плані і визначаються основні розміри вибраної форми.

5.1.2. Розрахунок фільтраційної міцності земляних гребель

Для пропускання розрахункової витрати Q_{max} через водовідвідну трубу необхідно створити відповідний напір перед нею (Z_{mp}) в башті, значення якого можна визначити за залежністю

$$Q_{max} = \mu\omega_{mp}\sqrt{2gz_{mp}} \quad (5.2)$$

де μ – коефіцієнт витрати (0,6);

ω_{mp} – площа поперечного перетину відвідних труб, м²;

z_{mp} – різниця рівнів води усередині башти і нижньому б'єфі споруди (рис. 5.2).

Відмітка рівня води в башті приймається нижче верхньої кромки башти (НПР) на 0,3...0,4 м, щоб попередити перехід оголовка башти в режим затопленого водозливу.

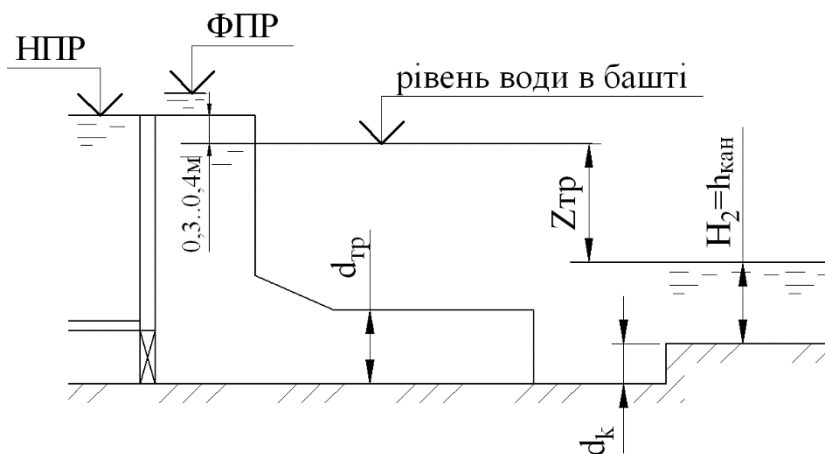


Рисунок 5.2 – Схема до розрахунку відвідних труб водоскиду

5.1.3. Водобійний колодязь

Перш ніж розрахувати водобійний колодязь, необхідно визначити ширину відвідного каналу по низу b_k , прийнявши, що глибина води в ньому ($h_{кан}$) буде такою ж, як і глибина води в річці H_2 при пропусканні розрахункової витрати Q_{max}

Колодязь виконується у вигляді розтрубу, який розширюється в плані від ширини вихідного фронту труб b'_{mp} до ширини відвідного каналу $b_{кан}$. Рисберма розташовується на початку відвідного каналу і виконується з розширенням або без нього (рис. 5.3).

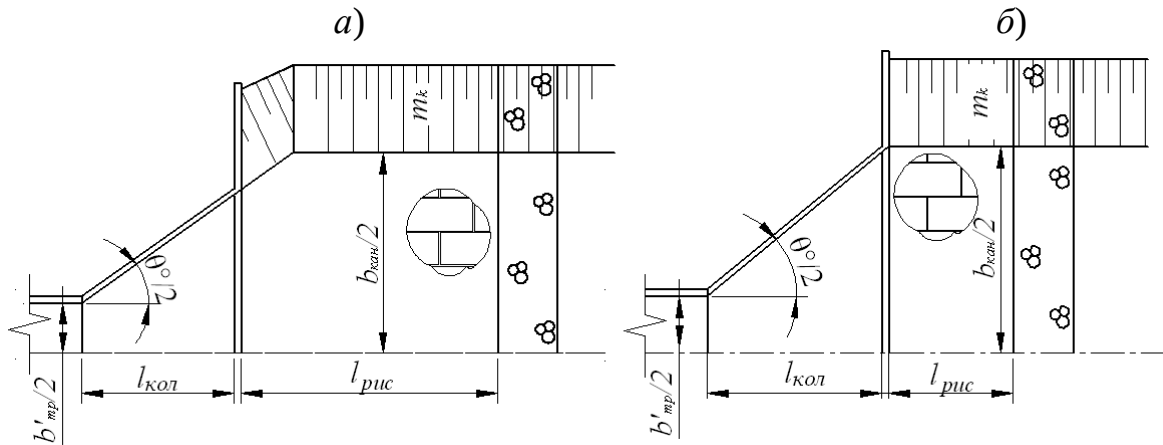


Схема (рис. 5.3, *а*) застосовується в тому випадку, коли відвідний канал має значну ширину $b_{кан}$ і довжина ділянки переходу при заданому куті розширення потоку θ° перевищує довжину водобійного колодязя $b_{кол}$, в інших випадках приймається схема на рис. 5.3, *б*. Спряження б'єфів при цьому проходить в умовах просторового розтікання потоку у водобійному колодязі.

В результаті розрахунку необхідно визначити значення спряжених глибин гідралічного стрибка h_1 і h_2^C , а потім співставивши глибину h_2^C з глибиною $h_{кан}$, зробити висновок про необхідність влаштування водобійного колодязя глибиною d_k і довжиною $l_{кол}$, а у випадку відсутності такої необхідності глибина колодязя приймається конструктивно, але не менше 0,5 м. Довжина колодязя $l_{кол}$ приймається як довжина ділянки переходу від $b'_{тр}$ до $b_{кан}$.

Для розрахунків необхідно скласти розрахункову схему (рис. 5.4), прийнявши центральний кут розширення потоку θ° (в межах $20 \dots 30^\circ$) (при кутах розширення потоку більше 30° виникає інша форма спряження б'єфів - збійні течії, які тут не розглядаються).

$$b'_{mp} = n \cdot d + (n - 1)t + 2n\Delta t \quad (5.3)$$

Δt – товщина стінки труби (Δt приймається 0,1...0,15 м).

Глибина води на виході з труби h_1 (або перша спряжена глибина) визначається для прямокутних труб $h_1 = a$, де a – внутрішня висота труби, м, для круглих $h_1 = \sqrt{\omega}$, де ω – площа поперечного перетину труби, м².

Визначається радіус r_1 , який відповідає спряженій глибині

$$r_1 = \frac{e'_{mp}}{2 \sin \frac{\theta}{2}} \quad (5.4)$$

де θ – кут розширення стінок колодязя в плані (в радіанах). $\theta = (\pi/180)\theta^\circ = \theta^\circ/57,3$ радіан.

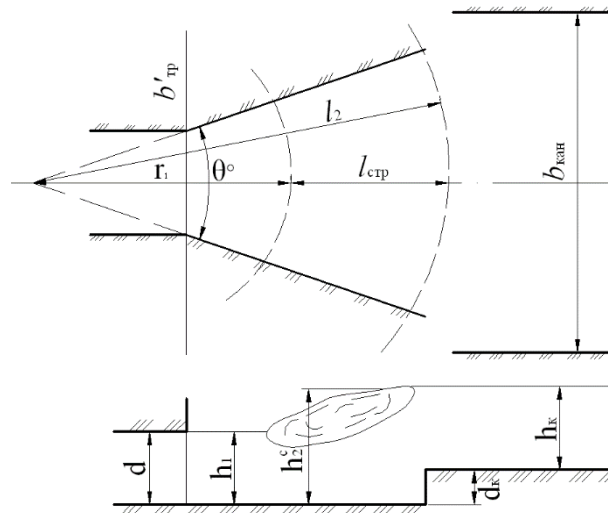


Рисунок 5.4 – Схема до розрахунку водобійного колодязя
Критична глибина $h_{кр}$ і число Фруда Fr в початковому перетині

$$h_{кр} = \sqrt{\frac{\alpha}{g} \left(\frac{Q_{max}}{\theta r} \right)^2} \quad (5.5)$$

$$Fr = \left(\frac{h_{кр}}{h_1} \right)^3 \quad (5.6)$$

Значення корективу кількості руху $\alpha \cong 1,0$. Якщо $h_{кр} > h_1$, то потік знаходиться в бурхливому стані. Для визначення розмірів водобійного колодязя визначається довжина стрибка

$$l_{стр} = \frac{f}{1 + 0,052f \frac{h_1}{r_1}} h_1 \quad (5.7)$$

де значення $f = 10,3 (\sqrt{Fr}-1)^{0,81}$.

Довжина водобійного колодязя

$$l_k = 0,9 l_{стр} \quad (5.8)$$

Радіус, який відповідає другій спряженій глибині h_2^c визначається шляхом підбору із залежності

$$\frac{2\alpha}{g} \left(\frac{Q_{max}}{\theta} \right)^2 \frac{1}{r_1 h_1} + r_1 h_1^2 = \frac{2\alpha}{g} \left(\frac{Q_{max}}{\theta} \right)^2 \frac{1}{r_2 h_2^c} + r_2 h_2^{c^2} - \beta \frac{h_1^2 + h_1 h_2^c + h_2^{c^2}}{3} l_{стр} \quad (5.9)$$

де значення $\beta = 0,9$.

Задаючись значеннями h_2^C будується графік залежності $\varphi(h)=f(h_2^C)$ і графічно визначається h_2^C .

Порівнюючи одержане значення h_2^C із глибиною у відповідному каналі $h_{кан}$ визначається глибина водобійного колодязя

$$d_k = 1,1 \dots 1,15 (h_2^C - h_{кан}) \quad (5.10)$$

Довжина рисберми визначається із залежності

$$l_{рис} \cong (1,5 \dots 2) l_{кол} \quad (5.11)$$

5.2. Відвідний канал

Відвідний канал (рис. 5.5) спряжує кінцеву частину споруди і відвідне русло річки. Глибина води в каналі $h_{кан}$ приймається такою, як і глибина води в річці H_2 . Гідравлічний розрахунок каналу необхідно провести перед розрахунком водобійного колодязя, але матеріали розрахунків розташувати так, як і в методичних вказівках.

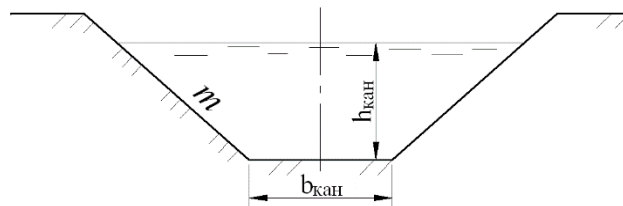


Рисунок 5.5 – Поперечний переріз відвідного каналу

Для розрахунку ширини каналу по дну b_k можна скористатися залежністю

$$b_k = \frac{Q_{max} - m V_{доп} h_{доп}^2}{V_{доп} h_{кан}} \quad (5.12)$$

m – коефіцієнт закладання укосів каналу;

$V_{доп}$ - допустима швидкість руху води в каналі, м/с.

Значення $V_{доп}$ і m вибираються в залежності від ґрунтів в яких проектується канал. Для цього необхідно проаналізувати ґрунти основи (див. рис. 1.1, 2.1) і вибрати значення $V_{доп}$ і m з табл. 5.1. Якщо ширина каналу b_k буде значна ($b_k \geq 10 \dots 15$ м), то дно і укоси каналу необхідно закріпити бетоном (плити) і вибрати швидкість $V_{доп}$ в межах 2...2,5 м/с.

Таблиця 5.1 – Значення $V_{доп}$ і m

Ґрунти	$V_{доп}$, м/с	m
Піски:		
дрібні	0,5	2,5
середні	0,6	2,0
крупні	0,75	1,5
Супісок	0,8	1,5
Суглинок	0,9	1,25

Рекомендована література

- 1.02/03-03S Корнійчук, В.І. (2025) Силабус навчальної дисципліни «Гідротехнічні споруди енергетичних об'єктів і систем» для здобувачів вищої освіти ступеня «бакалавр», які навчаються за освітньою програмою «Гідроенергетика» спеціальності 145 «Відновлювані джерела енергії та гідроенергетика».
2. Гідротехнічні споруди : навчальний посібник / М. Хлапук, Л. Шинкарук, А. Дем'янюк, О. Дмитрієва ; Нац. ун-т вод. госп-ва та природокористування. Рівне : Вид-во Нац. ун-ту вод. госп-ва та природокористування, 2013. 241с. URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/id/eprint/1758/>
3. Hydraulic Structures - Sheng-Hong Chen. Heidelberg ; New York : Springer, 2015. 1048 p.
4. Hydraulic Structures / C.S. James. Johannesburg : Springer Nature, 20. 382 p. URL: <https://doi.org/10.1007/978-3-030-34086-5>
5. Гідротехнічні споруди : підручник для вузів / Дмитрієв А. Ф., Хлапук М. М., Шумінський В. Д. та ін.; За ред. Дмитрієва А.Ф. Рівне : РДТУ, 1999. 328 с.
6. Рябенко О. А. Гідроелектростанції в особливих природно-кліматичних умовах. Рівне : НУВГП, 2024. ISBN 978-966-327-595-6
7. Річкові укріпні споруди : посібник / Герасимчук В.О., Климпуш М. Д., Круцик М. Д. та ін. Коломия : Вік, 2000. 142 с.

Нормативна література

8. ДБН В.2.4-3:2010 Гідротехнічні споруди. Основні положення
9. ДБН В.2.4-3:2010 Гідротехнічні, енергетичні та меліоративні системи і споруди, підземні гірничі виробки. Гідротехнічні споруди. Основні положення
10. ДБН В.2.4-20:2014 Греблі з ґрунтових матеріалів. Основні положення
11. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи.
12. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд.