

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та
природокористування

**М.М. Хлапук, Л.А. Шинкарук
А.В. Дем'янюк, О.А. Дмитрієва**

ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ

Навчальний посібник

*Рекомендовано Міністерством освіти і науки
України як навчальний посібник
для студентів вищих навчальних закладів, які
навчаються за напрямом підготовки "Будівництво"
та "Гідротехніка (водні ресурси)"*

РІВНЕ 2013

УДК 626/627 (075)

ББК 38.77 я7

Г46

*Рекомендовано Міністерством освіти і науки України
(Лист № 1/11-12180 від 30.07.2013 р.)*

Рецензенти:

Лутасєв В.В., канд. техн. наук, професор Національного університету водного господарства та природокористування, м. Рівне;

Стефанишин Д.В., д-р техн. наук, професор Національного університету водного господарства та природокористування, м. Рівне;

Кравчук А.М., д-р техн. наук, професор кафедри гідравліки та водовідведення, Київський національний університет будівництва та архітектури.

Хлапук М.М., Шинкарук Л.А., Дем'янюк А.В., Дмитрієва О.А.
Г46 Гідротехнічні споруди: Навчальний посібник. – Рівне: НУВГП, 2013. – 241 с.

ISBN 978-966-327-263-4

Розглянуто питання проектування та розрахунків земляних гребель, водопропускних споруд, гравітаційних гребель на скельних і нескельних основах, судноплавного шлюзу. Викладено основи для курсового і дипломного проектування гідротехнічних споруд, наведено схеми фільтраційних розрахунків, наведені довідкові матеріали.

Посібник для студентів вищих навчальних закладів, які навчаються за напрямками "Будівництво", "Гідротехніка (водні ресурси)".

УДК 626/627 (075)

ББК 38.77 я7

ISBN 978-966-327-263-4

© Хлапук М.М., Шинкарук Л.А.,
Дем'янюк А.В., Дмитрієва О.А., 2013

© Національний університет водного
господарства та природокористування,
2013

ПЕРЕДМОВА

Навчальний посібник для курсового і дипломного проектування розроблено фахівцями кафедри гідротехнічних споруд Національного університету водного господарства та природокористування.

У посібнику викладено у повному обсязі основні положення з проектування та розрахунку гідротехнічних споруд: глухих, земляних та бетонних гребель, водозливних гребель на скельній та нескельній основах, берегових водоскидів, водоскидів із заглибленим трактом, а також водотранспортних споруд.

Гідравлічні, фільтраційні та статичні розрахунки наведені з дотриманням чинних вимог будівельних норм та нормативних документів, які діють у сфері гідротехнічного будівництва.

Структура посібника та наведений матеріал відповідають освітньо-професійній програмі фахівців за напрямом підготовки "Будівництво". Він охоплює повний курс з проектування гідротехнічних споруд та гідровузлів за весь період навчання студентів.

Викладення матеріалу супроводжується посиланнями на сучасну нормативну, довідникову та базову літературу. Він є зручним для навчання і розробки курсових та дипломних проектів студентами, які навчаються за спеціальністю "Гідротехнічне будівництво". Посібник сприяє формуванню цілісного сприйняття проектування гідротехнічних об'єктів.

Посібник може бути корисним для проєктантів, будівельників, експлуатаційників, дослідників, що працюють в галузі гідротехнічного будівництва.

Підручник підготовлено колективом авторів під загальним керівництвом М.М. Хлапука. Окремі розділи написали: розділ 1 - М.М. Хлапук, Л.А. Шинкарук, А.В. Дем'янюк; розділ 2 - Л.А. Шинкарук, А.В. Дем'янюк, О.А. Дмитрієва; розділ 3 - М.М. Хлапук, А.В. Дем'янюк, О.А. Дмитрієва; розділ 4 - А.В. Дем'янюк; розділ 5 - А.С. Климук, О.А. Дмитрієва.

РОЗДІЛ 1. ЗЕМЛЯНА ГРЕБЛЯ

1.1. Компоновка споруд гідровузла

Компоновка гідротехнічних споруд гідровузла повинна забезпечити таке їх взаємне розташування, яке найкращим чином відповідало б вирішенню народногосподарських 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.

Гідровузли і створені ними водосховища, як правило, мають комплексне призначення: забезпечують потреби іригації і водопостачання, рибного господарства і енергетики, водного, автомобільного, залізничного транспорту.

До складу гідровузла, в залежності від його типу, можуть входити водопідпірні, водоскидні, водопровідні, енергетичні, водозабірні, судноплавні, лісосплавні, рибопропускні і рибозахисні споруди, мости.

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 [11].

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 напрямку 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

У вибраному створі будують поперечний геологічний профіль долини річки (рис. 1.2).

1.2. 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 [15, табл.1, дод.А]. 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) [11].

Остаточню клас наслідків (відповідальності) основних гідротехнічних споруд приймають таким, що дорівнює більшому із значень, прийнятих за [15] та [11].

Клас наслідків (відповідальності) за технічними параметрами споруд призначають за табл. 1.1 [11, табл.Г.1], за соціально-економічною відповідальністю та умовами експлуатації - за табл. 1.2 [11 табл.Г.2].

Таблиця 1.1

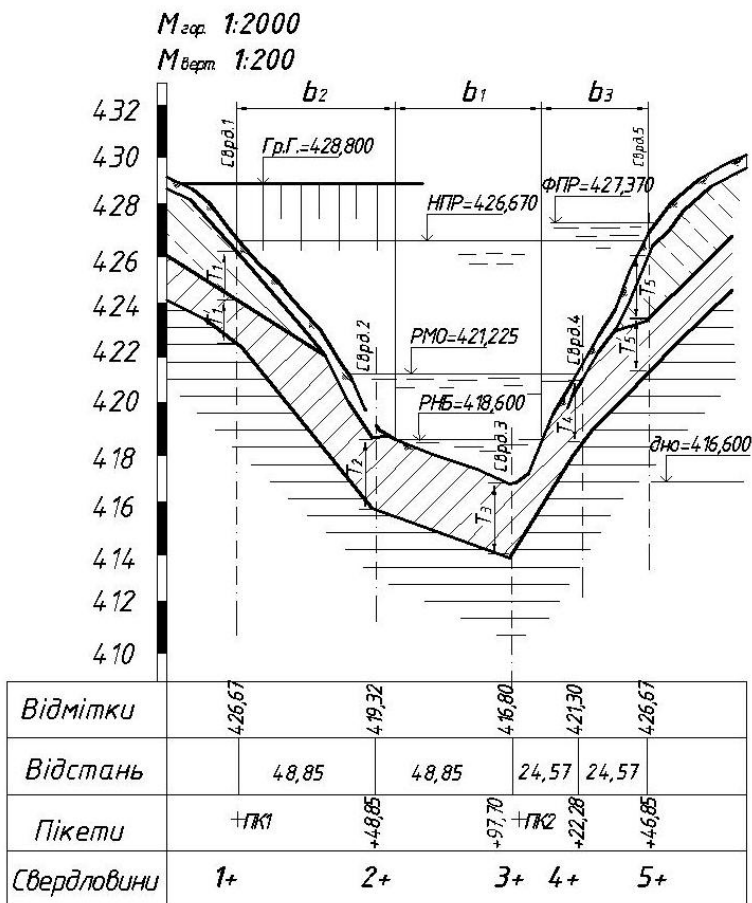
Класи наслідків (відповідальності) гідротехнічних споруд за їх технічними параметрами

Тип ґрунтів основи	Висота споруд, м, при класі наслідків (відповідальності)			
	СС3	СС2		СС1
		СС2-1	СС2-2	
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.

Клас наслідків (відповідальності) комплексного гідровузла основних гідротехнічних споруд необхідно встановлювати за спорудою, віднесеною до більш високого класу наслідків (відповідальності).

Приблизна висота греблі



УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ



Рис. 1.2. Геологічний профіль долини річки в створі гідровузла

$$h_{сп} = d + a_n, \quad (1.1)$$

де d – глибина води у ВБ при НГР,

$$d = \downarrow НГР - \downarrow \text{дна річки}; \quad (1.2)$$

a_n – перевищення гребеня греблі над відміткою НГР, попередньо приймається в межах 2,0...2,5 м.

Таблиця 1.2

Класи наслідків (відповідальності) основних ГТС в залежності від їх соціально–економічної відповідальності та умов експлуатації

Об'єкти гідротехнічного будівництва	Клас наслідків (відповідальності)
1. Підпірні споруди гідровузлів при об'ємі водосховища, млн.м ³ : <div style="text-align: right;"> >1000 200...1000 50...200 <50 </div>	<div style="text-align: center;"> CC3 CC2-1 CC2-2 CC1 </div>
2. ГТС гідравлічних, гідроакумулюючих і теплових електростанцій потужністю, млн. кВт: <div style="text-align: right;"> >1000 300...1000 10...300 <10 </div>	<div style="text-align: center;"> CC3 CC2-1 CC2-2 CC1 </div>
3. ГТС атомних електростанцій незалежно від потужності	CC3
4. ГТС і судноплавні канали на внутрішніх водних шляхах (крім споруд річкових портів) <div style="text-align: right;"> надмагістральних магістральних і місцевого призначення </div>	<div style="text-align: center;"> CC2-1 CC2-2 </div>
5. ГТС меліоративних систем при площі зрошення і осушення, що обслуговується спорудами, тис. га: <div style="text-align: right;"> > 300 100 ... 300 50 ... 100 <50 </div>	<div style="text-align: center;"> CC3 CC2-1 CC2-2 CC1 </div>

1.3. Конструювання земляної греблі

Земляні греблі – водопідпірні споруди з формою поперечного перерізу, близькою до трапецеїдальної. Основні елементи поперечного профілю греблі показано на рис. 1.3.

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.

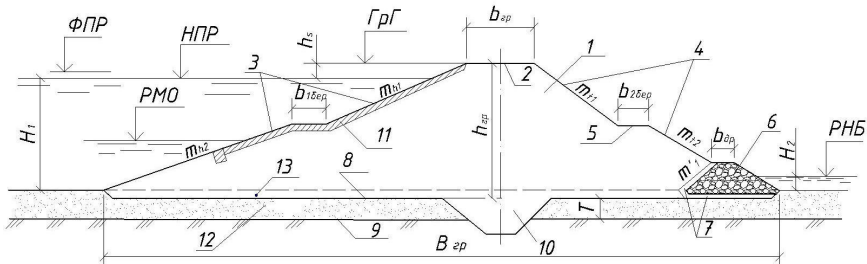


Рис. 1.3. Основні елементи ґрунтової греблі:

1 – тіло греблі, 2 – гребінь, 3 – верховий укос, 4 – низовий укос, 5 – берма, 6 – дренажна призма, 7 – зворотний фільтр, 8 – підшова, 9 – поверхня водоупору, 10 – замок, 11 – кріплення верхового укосу, 12 – водопроникний шар основи, 13 – шар ґрунту, що знімається; основні рівні та розміри: *НПП* – нормальний підпірний рівень, *ФПР* – форсований підпірний рівень, *РМО* – рівень мертвого об'єму, *РНБ* – рівень нижнього б'єфу, *в_{сп}* – ширина гребеня греблі, *В_{сп}* – ширина греблі по підшові, *ГрГ* – відмітка гребеня греблі; *h_{сп}* – висота греблі, *H₁* – глибина води в верхньому б'єфі, *H₂* – глибина води в нижньому б'єфі

1.3.1. Закладання укосів греблі

Коефіцієнти закладання укосів вибирають, виходячи із умови стійкості укосів з урахуванням фізико-механічних характеристик ґрунтів греблі і її основи, висоти греблі, умов виконання робіт та експлуатації, діючих сил тощо [13].

Таблиця 1.3

Значення коефіцієнтів закладання укосів

Висота греблі	Коефіцієнти закладання укосу		Висота греблі, м	Коефіцієнти закладання укосу	
	верхового m_h	низового m_l		верхового m_h	низового m_l
<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.

На початковій стадії проектування врахувати всі чинники неможливо, тому при попередньому визначенні коефіцієнтів закладання укосів рекомендується користуватись таблицею 1.3 [2], в якій наведено значення коефіцієнтів закладання укосів в залежності від прийнятої висоти греблі.

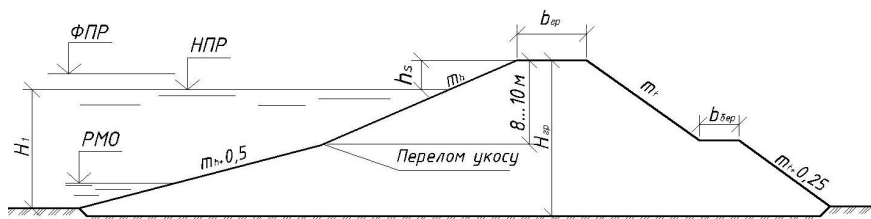


Рис. 1.4. Схема до вибору коефіцієнтів закладання укосів

Верховий укіс, 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. 1.4). 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.

1.3.2. 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 (рис. 1.5) приймається в залежності від категорії дороги [3] (табл. 1.4).

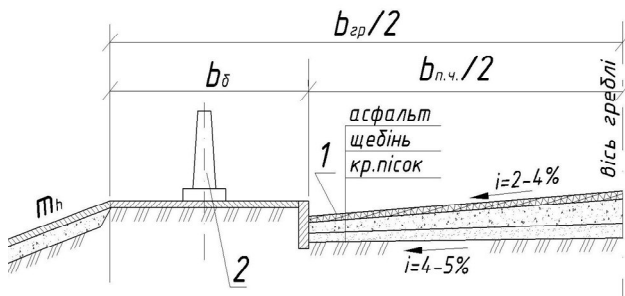


Рис. 1.5. Гребінь греблі:
1 – покриття гребеня;
2 – надобвні

Основні розміри земляного полотна

Елементи дороги	Категорія дороги			
	I	II	III	IV
Кількість смуг руху	4	2	2	2
Ширина смуги руху	3,5	3,5	3,5	3,0
Ширина проїжджої частини	14,0	7,0	7,0	6,0
Ширина земляного полотна	27,5	15,0	12,0	10,0

Для забезпечення стоку атмосферних опадів гребінь виконується двохстилим 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 парапет.

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 закріплюється, а лише проводиться засів багаторічних трав або відсипка щебеню.

1.3.3. Визначення відмітки гребеня греблі

Перевищення гребеня греблі над розрахунковим статичним рівнем води у водосховищі РСР визначається для двох випадків (рис. 1.6) [13]:

а) при нормальному підпірному рівні $H_{НПР}$ або при більш високому рівні, який встановлюється при пропуску максимального розрахункового паводка, що входить в **основне** поєднання навантажень і впливів,

$$\downarrow Gp\Gamma = \downarrow H_{НПР} + h_{s1}; \quad (1.3)$$

б) при форсованому підпірному рівні $\Phi_{ПР}$ при пропуску максимального паводка, що входить в **особливе** поєднання навантажень і впливів,

$$\downarrow Gp\Gamma = \downarrow \Phi_{ПР} + h_{s2}; \quad (1.4)$$

$$\downarrow \Phi_{ПР} = \downarrow H_{НПР} + H_{\phi}, \quad (1.5)$$

де H_{ϕ} – висота шару форсування (тільки в курсовому проекті може бути прийнята в залежності від максимальної скидної витрати Q_{max} (табл. 1.5.)).

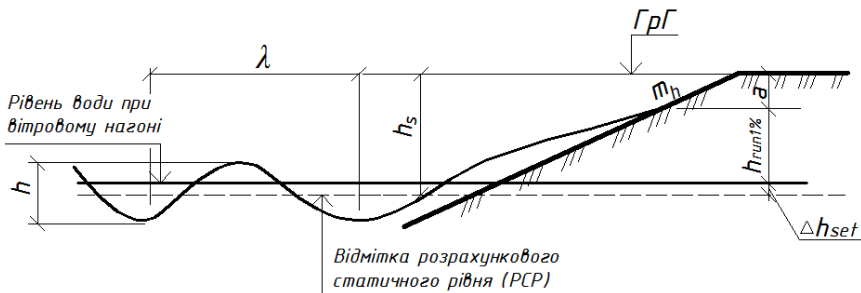


Рис. 1.6. Розрахункова схема для визначення відмітки гребеня греблі та елементи хвиль

Таблиця 1.5

Значення висоти шару форсування H_{ϕ} в залежності від Q_{max}

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

Перевищення гребеня греблі над розрахунковим статичним рівнем води у водосховищі (PCP) в обох випадках визначається за залежністю

$$h_s = h_{run1\%} + \Delta h_{set} + a, \quad (1.6)$$

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.

Висота накочування хвилі визначається за формулою

$$h_{run1\%} = k_r \cdot k_p \cdot k_{sp} \cdot k_{run} \cdot h_{1\%}, \quad (1.7)$$

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

k_r , k_p – відповідно, коефіцієнти шорсткості і проникності кріплення укусу греблі, приймаються за даними табл. 1.6 [12];

k_{sp} – коефіцієнт, який приймається за даними табл. 1.7 в залежності від закладання верхового укусу ($m_h = ctg\varphi$, де φ – кут нахилу укусу до горизонту, град) та швидкості вітру;

k_{run} – коефіцієнт, який визначається з графіка на рис. 1.9 в залежності від $ctg\varphi$ 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. 1.9 в дужках.

Таблиця 1.6

Значення коефіцієнтів k_r і k_p

Конструкція кріплення укосу	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 (залізобетонних) 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

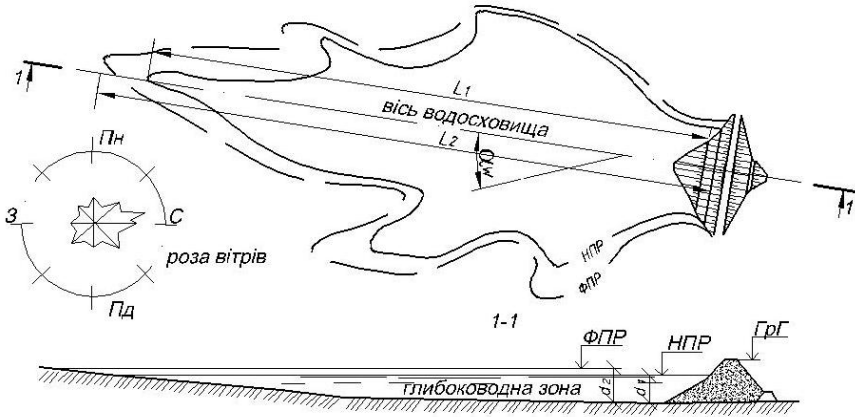


Рис. 1.7. План і розріз по осі водосховища (гребля наведена схематично)

Таблиця 1.7

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 укіс хвиль забезпеченістю i , %, по накочуванню визначають шляхом множення отриманого за формулою (1.7) значення $h_{run1\%}$, м, на коефіцієнт k_{pi} (коефіцієнт переведення $h_{run1\%}$ в h_{run} i %-ної забезпеченості), який приймається за даними табл. 1.8.

Таблиця 1.8

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

При підході фронту хвилі до споруди під кутом α , град, з боку відкритої акваторії величину накочування хвиль на укис необхідно зменшувати множенням на коефіцієнт k_α , який приймається за даними табл. 1.9.

Таблиця 1.9

Значення коефіцієнта k_α

Кут α , град	0	10	20	30	40	50	60
Коефіцієнт k_α	1,00	0,98	0,96	0,92	0,87	0,82	0,76

При визначенні стійкості і міцності гідротехнічних споруд та їх елементів розрахункову забезпеченість висоти хвиль необхідно приймати за даними табл. 1.10.

Таблиця 1.10

Розрахункова забезпеченість хвиль

Гідротехнічні споруди	Розрахункова забезпеченість висоти хвиль, %
Споруди вертикального профілю	1
Наскрізнi споруди і перешкоди, що обтікаються, класу: CC3 CC2-1 CC2-2, CC1	1 5 13
Берегоукріплювальні споруди класу: CC3, CC2-1 CC2-2, CC1	1 5
Огороджувальні споруди укисного профілю з кріпленням: бетонними плитами кам'яним накидом, звичайними та фасонними масивами	1 2

Висота хвилі i %-ної забезпеченості визначається за залежністю

$$h_{i\%} = k_{i\%} \cdot \bar{h}, \quad (1.8)$$

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. 1.8 для безрозмірного значення gL/V_w^2 та прийнятої за даними табл.1.10 розрахункової забезпеченості хвилі.

Визначення елементів хвиль для глибоководної зони: середньої висоти \bar{h} та середнього періоду хвиль T , - проводиться за методикою [12]. За значеннями кожної із безрозмірних величин gL/V_w^2 та gt/V_w за верхньою обмежуючою кривою графіка на рис.1.10 визначають безрозмірні параметри $g\bar{h}/V_w^2$ та gT/V_w . За меншими їх значеннями обчислюють середню висоту хвилі \bar{h} та середній період хвиль T .

$$k_i = h_i / \bar{h}$$

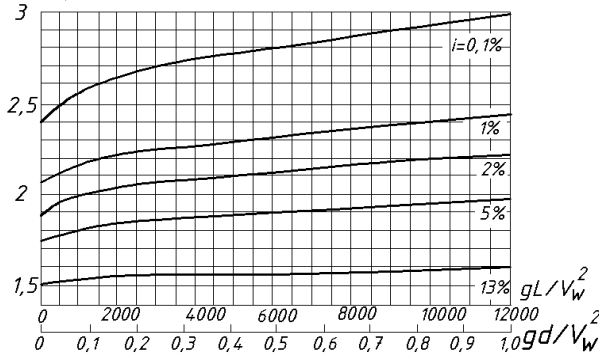


Рис. 1.8. Графіки значень коефіцієнта k_i

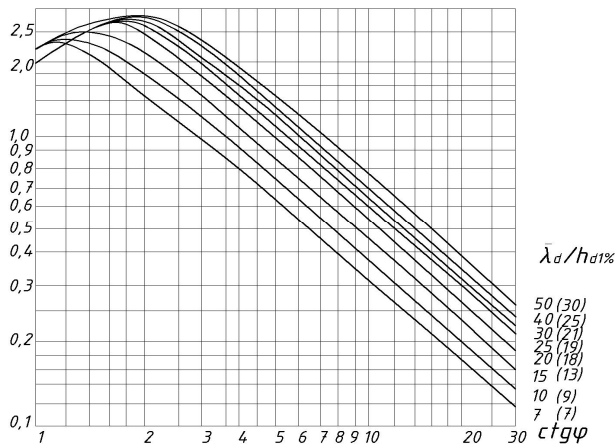


Рис. 1.9. Графіки значень коефіцієнта k_{run}

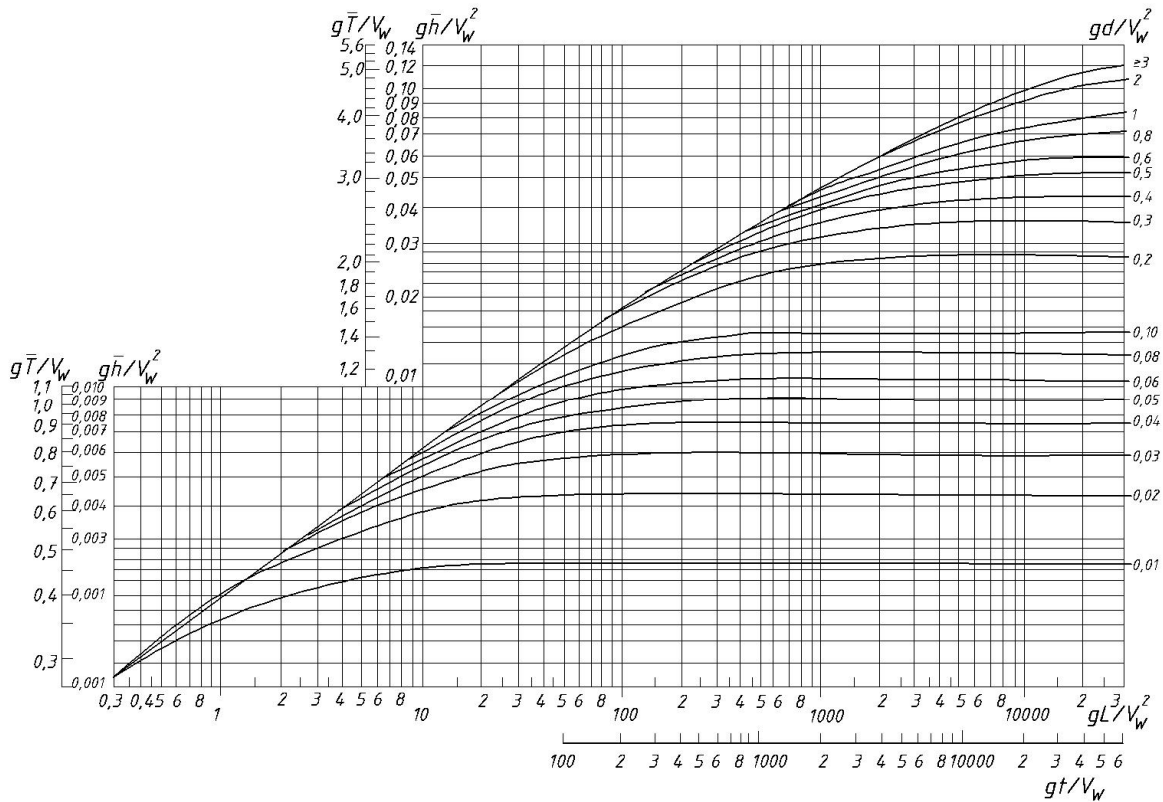


Рис.1.10. Графік для визначення елементів вітрових хвиль

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

$$\bar{\lambda}_d = g\bar{T}^2 / 2\pi . \quad (1.9)$$

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

$$\Delta h_{set} = k_w \frac{V_w^2 L}{g(d + 0,5\Delta h_{set})} \cos \alpha_w , \quad (1.10)$$

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. 1.11; d – глибина води перед спорудою, м.

Таблиця 1.11

Значення k_w

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

Таблиця 1.12

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	$V_{w4\%}$	$V_{w50\%}$

Параметри вітрових хвиль та вітрового нагону залежать від швидкості вітру. Розрахункові значення забезпеченості швидкості вітру в залежності від класу споруди та розрахункового випадку (1 – при відмітці *НПР*, 2 – при відмітці *ФПР*) наведено в таблиці 1.12.

Всі розрахунки проводяться для глибоководної зони ($d > 0,5 \bar{\lambda}$), де дно не впливає на характеристики хвиль, а розрахункова забезпеченість висоти хвиль в системі при визначенні нахату хвиль дорівнює 1%. Запас a визначається як більше із значень: 0,5 м і 0,1h_{1%}.

Із двох значень відміток гребеня греблі, розрахованих для двох розрахункових випадків за формулами (1.3) та (1.4), вибирають більше і приймають як остаточне.

Згідно [14], 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

$$h_{буд.зр} = h_{зр} + \Delta h_{ек}.$$

1.3.4. Кріплення верхового укосу

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 [13]. Вибір кріплення в кожному конкретному випадку проводиться на основі техніко-економічного порівняння варіантів із врахуванням:

а) максимального використання засобів механізації і місцевих матеріалів; б) характеристик ґрунтів тіла греблі і основи; в) агресивності води; г) довговічності кріплення в заданих умовах експлуатації; д) архітектурних вимог; е) наявності нових прогресивних штучних матеріалів.

Для захисту верхового укосу пропонуються наступні види кріплення:

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

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 ($\downarrow PMO$) на глибину $h=2h_{1\%}$, де $h_{1\%}$ – висота хвилі 1% забезпеченості при відмітці PMO .

При цьому нижня границя основного кріплення повинна бути нижче мінімального рівня спрацювання водосховища не менше ніж на $1,5t_{sl}$, де t_{sl} – розрахункова товщина льодового покриття.

Полегшене кріплення повинно захищати укiс від дії льоду, хвиль і течій як в процесі нормальної експлуатації споруди, так і в періоді 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. 1.11, 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 скловолкна, мінеральної вати [13]. 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 укiс, та типу кріплення. Якщо укiс 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 відсіпається безпосередньо на ґрунт укосу.

Бетонні і залізобетонні кріплення верхового укосу (рис. 1.11)

Монолітні залізобетонні кріплення укосів проектується, як правило, у вигляді секцій плит розміром не більше 45×45 м та не менше 5×5 м кожна [13], розділених між собою температурними поперечними і осадочними поздовжніми швами.

Секції кріплень складаються із окремих плит, як правило, прямокутної форми із співвідношенням сторін

$$1 \leq \frac{l_{sl}}{b_{sl}} \leq 2, \quad (1.11)$$

де l_{sl} – більша сторона плити; b_{sl} – менша сторона плити, яка розташовується перпендикулярно урізу води, її розмір приймається рів-

ним $0,4\lambda$, (λ – розрахункова довжина хвилі, але не більше 20 м).

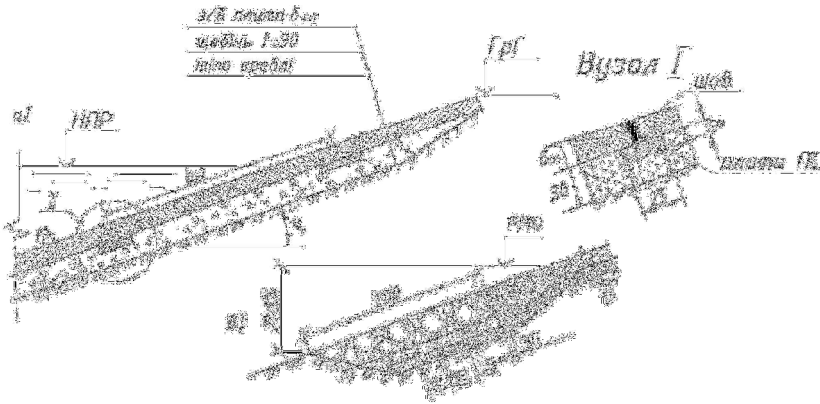


Рис. 1.11. Бетонне кріплення верхового укосу
 а) основне кріплення укосу; б) упор в кінці кріплення.
 Розміри вказано в см

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 [2].

В попередніх розрахунках товщина плити визначається за формулою [4]

$$t_{nl} = 0,07 \eta h_{1\%} \frac{\rho_0}{\rho_b - \rho_0} \frac{\sqrt{m_h^2 + 1}}{m_h} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{b_{sl}}}, \quad (1.12)$$

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

ρ_b – щільність бетону, $\rho_b=2,3 \dots 2,4$ т/м³;

ρ_0 – густина води, т/м³;

λ – розрахункова довжина хвилі, м;

m_h – коефіцієнт закладання укосу на ділянці кріплення.

Мінімальна конструктивна товщина плити 0,08 м. Конструктивні елементи бетонного кріплення зображено на рис. 1.11.

Кам'яне кріплення верхового укосу виконується у вигляді кам'яного накиду (рис.1.12) переважно з несортованого каменю (гірська маса), оскільки сортування кам'яного матеріалу потребує значних трудозатрат та є технічно складним.

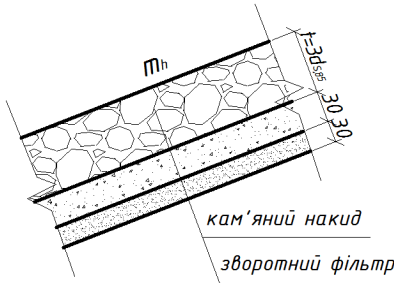


Рис. 1.12. Кам'яне кріплення верхового укосу

При проектуванні кріплення укосів з рваного каменю масу окремого елемента M або M_z , яка відповідає стану його граничної рівноваги, при дії вітрових хвиль на укосах при $1,5 \leq m \leq 5$, необхідно визначати:

- при розташуванні каменю на ділянці укосу від верху споруди до глибини $z=0,7h_{2\%}$ за формулою [13, с.8; 4]

$$M = \frac{3,16k_{fr} \rho_m h_{2\%}^3}{\left(\frac{\rho_m}{\rho_0} - 1\right)^3 \sqrt{1 + m_h^3}} \sqrt{\frac{\lambda}{h_{2\%}}}, \quad (1.13)$$

- при розташуванні каменю нижче глибини $z > 0,7h_{2\%}$ за формулою [13, с. 8]

$$M_z = M e^{-\frac{7,5z^2}{h_{2\%}^2 \lambda}}, \quad (1.14)$$

де ρ_m – щільність каменю, т/м³;

ρ_0 – густина води, т/м³;

$h_{2\%}$ – висота хвилі 2%-ної забезпеченості;

k_{fr} – коефіцієнт, який для каміння можна прийняти 0,025;

λ – розрахункова довжина хвилі, м.

Товщина кам'яного накиду t_n [12] приймається з врахуванням можливості часткового винесення дрібного каміння при дії хвиль і переміщенні крупного каміння, ущільненні матеріалу кріплення, а також з досвіду експлуатації аналогічних кріплень, але не менше $3d_{s,85}$

$$t_n \geq 3d_{s,85},$$

де $d_{s,85}$ – діаметр каменю, маса якого разом з масою більш дрібних фракцій складає 85% маси всього кам'яного кріплення.

Для визначення діаметра $d_{s,85}$ рекомендується залежність [14]

$$d_{s,85} = \sqrt[3]{M / 0,524 \rho_m}. \quad (1.15)$$

1.3.5. Кріплення низового укосу

Кріплення низового укосу, яке необхідне для захисту його від дії атмосферних опадів і можливого руйнування землерийними тваринами [13], може бути виконано у вигляді: а) відсіпки шару щебеню або гравію товщиною 0,2...0,3 м (якщо укіс складено крупними і середніми пісками), б) рослинного шару ґрунту товщиною 0,2...0,3 м з подальшим висівом багаторічних трав (рис. 1.13).

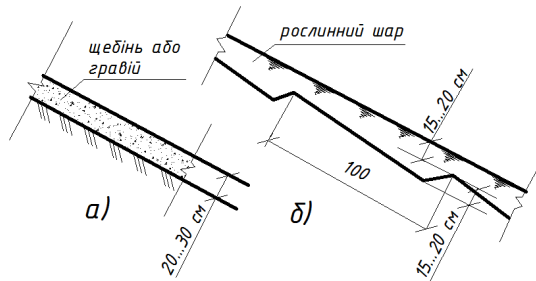


Рис. 1.13. Кріплення низового укосу:

- а) відсіпка щебеню;
- б) залуження

1.3.6. Дренажні обладнання

Дренажні обладнання призначені для організованого відведення фільтраційної води, попередження виникнення фільтраційних деформацій, економічно обґрунтованого зниження депресійної поверхні [3, 5, 13]. Найбільш поширеними конструкціями дренажів, які добре зарекомендували себе в практиці є: дренажний банкет; приставний (похилий) дренаж; трубчастий дренаж; комбінований дренаж (рис. 1.14).

Вибір типу і конструкції дренажу – це техніко-економічна задача, що вирішується в залежності від наявності матеріалів для дренажу, умов виконання робіт тощо.

Дренажна призма (банкет) (рис. 1.14, а) – кам'яний накид трапецеїдального поперечного перерізу. Відмітка верху дренажного банкету $\downarrow B_{op}$ приймається в залежності від максимального рівня води нижнього б'єфу $\downarrow PNB_{max}$ з урахуванням запасу на можливе хвилювання води h_{SHB} , але не менше 0,5 м. Ширина призми верхом b_{op} – 1...2 м (чим більша висота призми, тим більша ширина), коефіцієнт закладання укусу, що межує з тілом греблі, $m'_1=1,1...1,3$, зовнішнього $m_3=1,5$. Зі сторони греблі і основи дренаж повинен бути обсыпаний зворотним фільтром з товщиною кожного шару 0,2...0,3 м.

Приставний дренаж (рис. 1.14, б) не знижує поверхню депресії, а тільки захищає укіс в місці виходу фільтраційного потоку. Приставний дренаж виконується у вигляді відсыпки по поверхні укусу одного або двох шарів зворотного фільтру з товщиною кожного 0,2...0,3 м, прикритих зверху кам'яним накидом товщиною більше глибини промерзання. Відмітка верха дренажу назначається з урахуванням висоти виклинювання кривої депресії на низовий укіс.

Трубчастий дренаж (рис. 1.14, в) виконують із перфорованих керамічних або азбестоцементних труб та обсыпають зворотним фільтром. Діаметр труб призначається з умов пропуску фільтраційної витрати при безнапірному режимі, але не менше 0,2 м. Труби вкладають в тіло греблі вздовж низового укусу на відстані не більше $\frac{1}{4}... \frac{1}{3}$ ширини споруди по основі та не менше глибини промерзання.

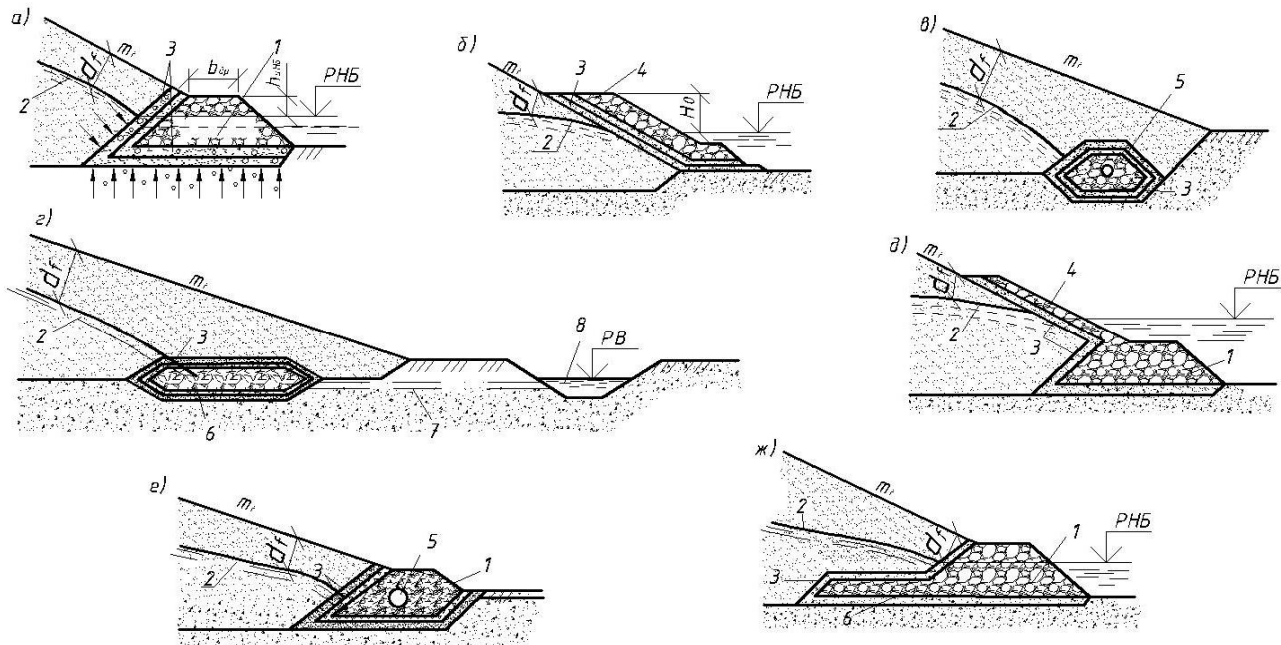


Рис. 1.14. Схеми основних видів дренажних пристроїв

В руслі: *а* – дренажний банкет (призма); *б* – приставний (похилий) дренаж.

На березі: *в* – трубчастий дренаж; *г* – горизонтальний дренаж; *д-ж* – комбіновані види дренажу; 1 – дренажний банкет; 2 – поверхня депресії; 3 – зворотний фільтр; 4 – приставний дренаж; 5 – труба; 6 – дренажна стрічка; 7 – відвідна труба; 8 – відвідна канава; d_f – максимальна глибина промерзання; m_t – коефіцієнт закладання низового укосу; b_{op} – ширина банкету верхом

Для відведення води із трубчастого дренажу в нижній б'єф по довжині греблі влаштовують відвідні дрени (колектори), які виходять в кювет, який прокладається паралельно підшві греблі.

Горизонтальний дренаж (рис. 1.14, з) виконується у вигляді суцільного дренажного шару або окремих горизонтальних поперечних чи поздовжніх дренажних стрічок товщиною не менше 0,5м, які відсипаються з крупнозернистого матеріалу і захищені зворотними фільтрами.

1.3.7. Вибір і обґрунтування типу земляної греблі

Тип і конструкцію земляної греблі (рис.1.15) вибирають в залежності від топографічних та інженерно-геологічних умов основи і берегів, гідрологічних і кліматичних умов району будівництва, значення напору води, наявності ґрунтових будівельних матеріалів, сейсмічності району, загальної схеми організації будівництва і виконання робіт, особливостей пропуску будівельних витрат, строків введення в експлуатацію та умов експлуатації греблі, а також з врахуванням загальної компоновки гідровузла [2].

На водонепроникній основі зводять земляні греблі наступних типів: однорідні, неоднорідні із протифільтраційними пристроями в тілі, греблі із різнорідних ґрунтів.

Протифільтраційні пристрої в тілі греблі застосовуються для зменшення фільтраційної витрати, недопущення фільтраційних деформацій, підвищення стійкості низового укосу шляхом пониження кривої депресії, зменшення градієнтів напору фільтраційного потоку [13].

Вибір протифільтраційних пристроїв проводиться на основі техніко-економічного порівняння варіантів та в залежності від характеристик тіла греблі і основи, кліматичних умов будівництва, місця розташування кар'єрів, зручності розробки і транспортування ґрунту до місця будівництва.

Протифільтраційні пристрої можуть бути виконані із ґрунтових і не ґрунтових матеріалів [2;4;5;13]. Греблі з ґрунтовими протифільтраційними пристроями (екраном, ядром) споруджуються в тих випадках, коли тіло греблі виконується з водопроникних ґрунтів (піски, супіски). В попередніх розрахунках можна прийняти, що влаштування протифільтраційних пристроїв є необхідним, якщо ґрунт

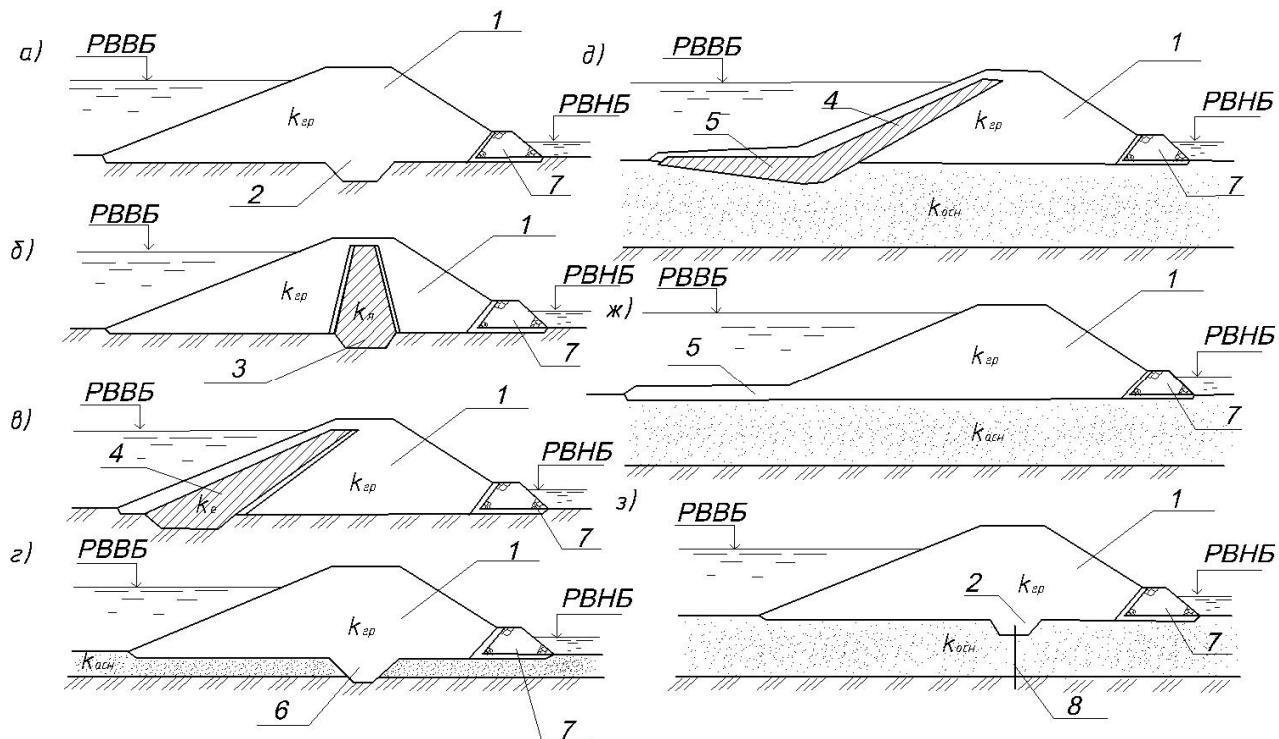


Рис. 1.15. Типи земляних насипних гребель
 1 – тіло греблі, 2 – зуб, 3 – ядро, 4 – екран, 5 – понур, 6 – замок, 7 – дренаж, 8 – шпунт,
 PVBБ – рівень води верхнього б'єфу, PBNБ – рівень води нижнього б'єфу

тіла греблі має коефіцієнт фільтрації більше 1м/добу.

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

Товщина ґрунтових протифільтраційних пристроїв збільшується від верху до низу. Мінімальна товщина верхом приймається з умови виконання робіт, але не менше 0,8 м. Товщина низом повинна задовольняти критерію фільтраційної міцності (п. 1.4.9). Попередньо товщина низом може бути прийнята рівною $0,1H$, але не менше 2,0м.

Греблі з екраном (рис. 1.15, в). Екран розташовується біля верхового укосу греблі. Для захисту від промерзання екран покривається захисним шаром піску або піщано-гравійного ґрунту. Товщина захисного шару не менше 1...1,5 м в нижній частині укосу без врахування загальної товщини кріплення та не менше глибини промерзання в зоні вище максимального рівня води у водосховищі. Кут нахилу екрану до горизонту θ (рис. 1.16, а) знаходиться з умови його стійкості за формулою

$$k \operatorname{tg} \theta \leq \operatorname{tg} \varphi_e, \quad (1.16)$$

де k – коефіцієнт запасу, приймається рівним 1,2...1,4 в залежності від класу наслідків (відповідальності) споруди;

φ_e – кут внутрішнього тертя ґрунту екрану в насиченому стані.

Перевищення верха екрану h_e над ФПР призначається з врахуванням вітрового нагону Δh_{set} та висоти накочування хвиль h_{run} [3]. При цьому верх екрану повинен знаходитись нижче глибини промерзання ($t_{пр}$).

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 екраном із не ґрунтових матеріалів влаштовуються в тих випадках, коли на місці будівництва немає в достатній кількості придатних ґрунтів. Екран може бути виконаний з асфальтобетону,

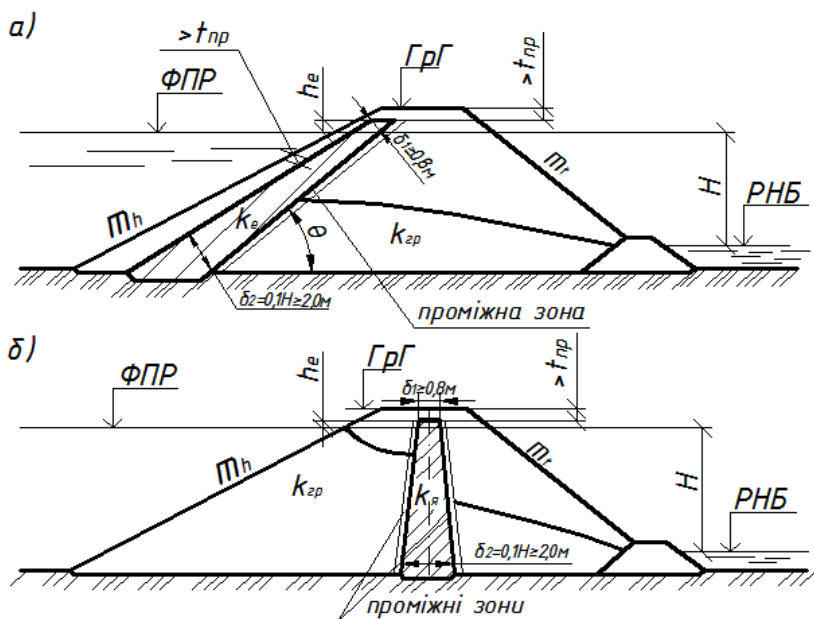


Рис. 1.16. Конструкція протифільтраційних пристроїв в тілі греблі
 а) екрану, б) ядра

залізобетону, полімерних плівок. Проте греблі такої конструкції неекономічні через їх значну собівартість та схильність до значних пошкоджень і, як наслідок, порушення водонепроникних властивостей при осіданні тіла, тому зводять їх рідко.

Греблі з ядром (рис. 1.15, б). Ядро розташовується в середній частині профілю греблі. Перевищення верху ядра h_e (рис. 1.16, б) над ФПР призначається з врахуванням вітрового нагону Δh_{set} , але без врахування висоти накочування хвиль h_{run} [2]. При цьому верх ядра повинен знаходитись нижче глибини промерзання ($t_{пр}$).

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.

При відсутності придатних для ядра ґрунтів будують **греблі з діафрагмами**. Діафрагми виконуються з бетону, залізобетону, металу та полімерних матеріалів або шляхом нагнітання спеціального розчину [2].

1.3.8. 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 [1,13]. Поверхня підготовленої нескельної основи повинна повторювати уклон місцевості (рис. 1.17, *a*). На ділянках берегів із крутими схилами та при скельних основах спрягання проводиться за допомогою похилих уступів із горизонтальними ділянками шириною 3...5 м (рис. 1.17, *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. 1.15, *a*), із замком (рис. 1.15, *з*), із діафрагмою, із зубом і діафрагмою, з ін'єкційною завісою, з ін'єкційною висячою завісою, з понуром (рис. 1.15, *жс*) [2;4;5;13].

При водонепроникній основі (глини, суглинки) та однорідному тілі греблі спрягання проводиться за допомогою **зуба** (рис. 1.17, *в*) глибиною не менше 0,75м. Коефіцієнт закладання укосів зуба $m=1,5...2,0$.

Ґрунтові греблі при товщині водопроникного шару 1,5...4 м виконуються з **замком** (рис.1.17, *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 водонепроникної основи товщиною до 4...7м перерізають **зубом** глибиною **із шпунтовою діафрагмою** (рис. 1.17, *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. 1.17, *е, є*). Може також влаштовуватись **понур** (рис.1.17, *жс*) – горизонтальний шар слабодопроникного ґрунту, що збільшує довжину шляху фільтрації. Часто цей елемент поєднується з екраном (рис. 1.15, *д*) і виконується з того ж матеріалу, що і екран.

Товщина ґрунтового понура у верхній частині приймається не менше 0,5 м, в місці примикання до греблі - визначається з умови

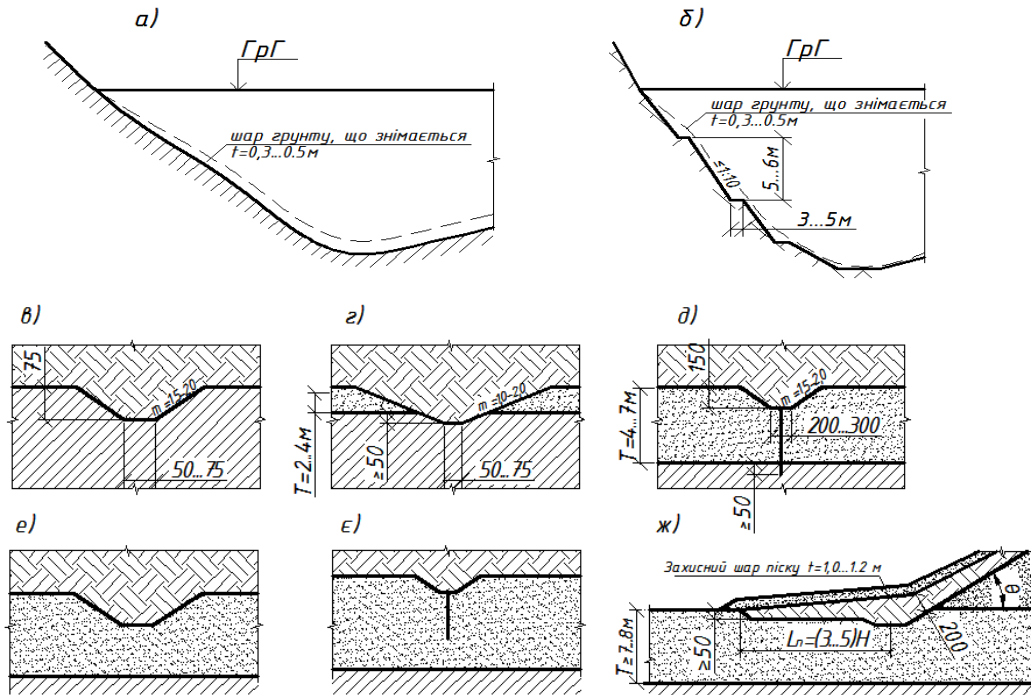


Рис. 1.17. Спряження греблі з берегами і основою а) при пологих берегах; б) при крутих берегах та скельній основі; в) зуб; г) замок; д) зуб з шпунтом; е) “вісячий” зуб; є) “вісячий” шпунт; ж) понур

Примітка: Лінійні розміри наведено в см

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 [2].

Приклад конструктивного креслення профілю греблі наведено на рис.1.18.

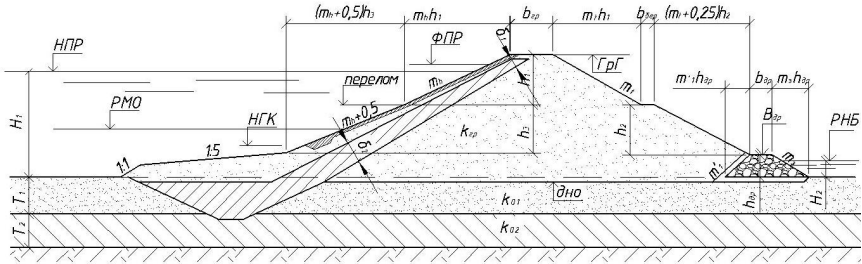


Рис. 1.18. Поперечний переріз греблі

1.3.9. Побудова греблі на плані

Для побудови необхідно виділити на плані місцевості додаткові горизонталі з відмітками гребеню греблі ($\downarrow GrГ$), перелому укосу, берми та верха дренажу ($\downarrow B_{др}$).

Паралельно осі греблі (створу) проводять лінії на відстані півширини земляного полотна $b_{zp}/2$. A і B – точки перетину цих ліній із горизонталями місцевості з відміткою $GrГ$ (рис. 1.19). Відрізки AA і BB - верхова і низова бровки укосів греблі.

Подальша побудова буде зведена до визначення лінії зовнішнього контуру греблі.

Верховий укіс

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

$$l_i = m \cdot h_i, \quad (1.17)$$

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

$$h_i = \downarrow BU - \downarrow zор_i;$$

$\downarrow BU$ – відмітка бровки частини укосу, що розглядається; до лінії перелому укосу $\downarrow BU = \downarrow GrГ$, 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 проєкцій проектних горизонталей укосу та горизонталей місцевості, що мають однакові відмітки, з'єднують відрізками прямих. Утворена ламана є лінією зовнішнього контуру верхового укосу греблі.

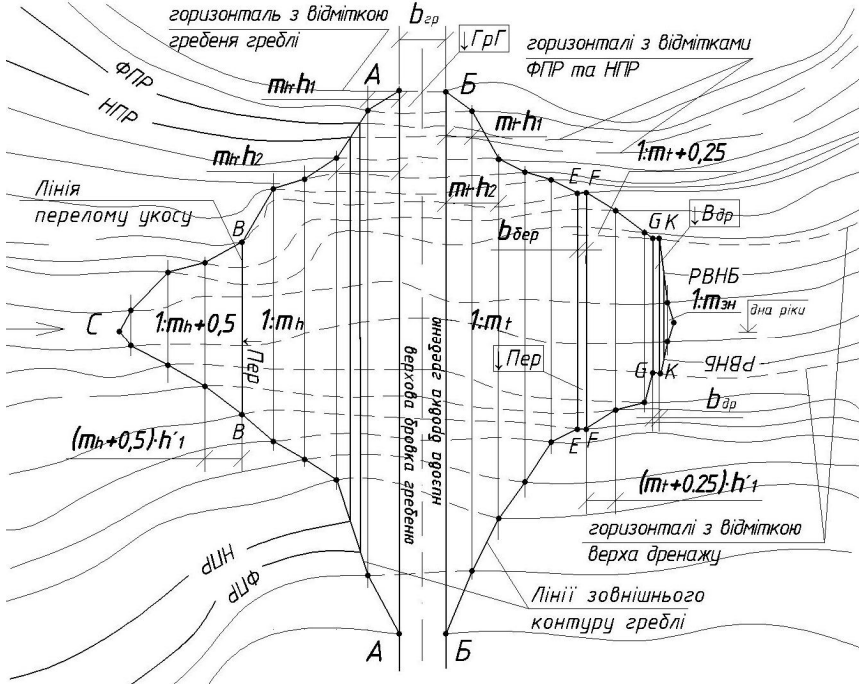


Рис. 1.19. Побудова греблі на плані

Низовий укіс

Розраховується горизонтальне прокладання укосу на відмітці кожної із проектних горизонталей за формулою (1.17). На ділянці укосу від відмітки гребеня греблі до відмітки перелому укосу в формулі (1.17) $m = m_h$. Проводять проєкції проектних горизонталей укосу. На відмітці перелому укосу зображають горизонтальну площадку – берму – шириною, прийнятою за рекомендаціями п.1.3.1 (відрізки EE та FF).

Аналогічно проводять проєкції проектних горизонталей низового укосу греблі від відмітки перелому укосу до відмітки верха дренажу, прийнявши в формулі (1.17) $m = m_h + 0,25$.

На відмітці верха дренажу ($\downarrow B_{др}$) зображують горизонтальну площадку шириною, прийнятою за рекомендаціями п. 1.3.6 (відрізки GG та KK).

Аналогічно проводять проекції проектних горизонталей низового укосу греблі від відмітки верха дренажу до відмітки дна річки, прийнявши в формулі (1.17) $m = m_3$.

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 зображують бергштрихи, що вказують напрямок уклону в бік зменшення відміток. На плані напрямок бергштрихів 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 зображують лінії урізу води в б'єфах та контур водосховища.

1.4. Фільтраційні розрахунки земляних гребель

Фільтрація через ґрунтову греблю відіграє важливу роль в роботі споруди. Більше 60% аварій ґрунтових гребель виникли внаслідок недопустимих фільтраційно-деформаційних процесів в тілі греблі, тому при проектуванні необхідно проводити фільтраційний розрахунок.

В процесі фільтраційного розрахунку визначають:

а) положення депресійної поверхні фільтраційного потоку в тілі греблі;

б) фільтраційну витрату;

в) напори та градієнти напору у відповідних частинах тіла греблі.

Ці параметри необхідні для обґрунтування розмірів і конструкції греблі, визначення коефіцієнтів стійкості укосів, фільтраційної міцності тощо.

Відомі методи розрахунків фільтрації можна розділити на експериментальні, гідромеханічні і гідравлічні. Найбільш поширеними є

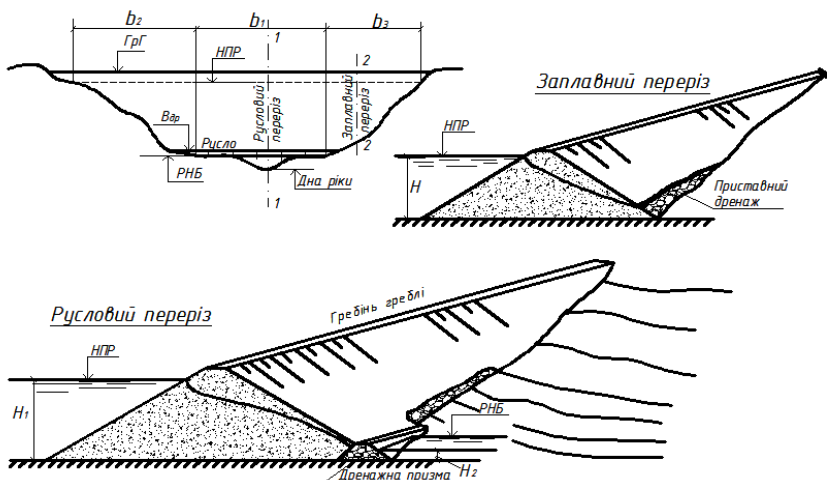


Рис. 1.20. Поздовжній профіль та поперечні перерізи тіла греблі

гідравлічні методи розрахунку, в яких розглядається усталена фільтрація в умовах плоскої задачі.

Фільтраційний розрахунок для руслового перерізу виконують для випадку, коли рівень води у верхньому б'єфі H_{1P} , в нижньому б'єфі глибина води приймається максимально можливою при H_{1P} , але не більше 0,2 висоти споруди [13].

1.4.1. Розрахунок фільтрації через однорідну земляну греблю з дренажним банкетом на водонепроникній основі (русловий переріз) (рис. 1.21)

Розрахункові залежності [3]:

$$\frac{q}{k_{ep}} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p}, \quad (1.18)$$

де q – питома витрата, м²/добу;

k_{ep} – 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

$$L_p = \Delta L_B + L + \Delta L_H; \quad (1.19)$$

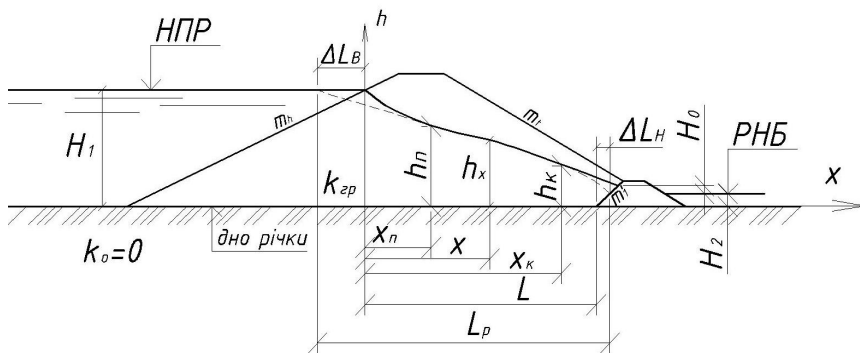


Рис. 1.21. Схема до розрахунку фільтрації через однорідну греблю з дренажним банкетом

$$\Delta L_B = \beta_B \cdot H_1; \quad (1.20)$$

$$\beta_B = \frac{m_h}{2m_h + 1}; \quad (1.21)$$

L – відстань від початку координат до точки перетину внутрішнього укосу дренажу, визначається графічно (рис. 1.21) або аналітично за відомими геометричними розмірами споруди;

$$\Delta L_H = \frac{m'_1 \cdot H_2}{3}, \quad (1.22)$$

m'_1 – коефіцієнт закладання внутрішнього укосу дренажної призми.

Задаючись значеннями x , розраховують ординати кривої депресії за формулою

$$h(x) = \sqrt{2 \frac{q}{k_{ep}} (L - x + \Delta L_H) + (H_2 + H_0)^2}, \quad (1.23)$$

де

$$H_0 = f(m'_1) \frac{q}{k_{ep}} - H_2; \quad (1.24)$$

$f(m'_1)$ – вибирається з табл. 1.12.

Таблиця 1.12

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

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

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

Криву депресії виправляють візуально в зонах $h_n \geq H_1 - q/k_{cp}$ і $h_n \leq H_2 + q/k_{cp}$.

Питома фільтраційна витрата q через русловий переріз тіла греблі визначається з формули (1.18).

1.4.2. Розрахунок фільтрації через однорідну земляну греблю з приставним дренажем на водонепроникній основі (заплавний переріз); води в нижньому б'єфі немає (рис. 1.22)

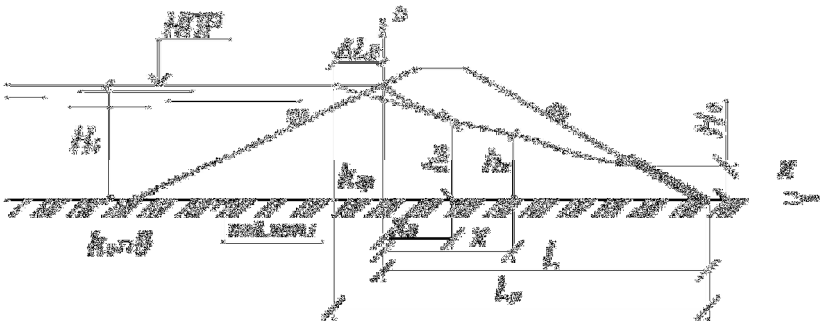


Рис. 1.22. Схема до розрахунку фільтрації через однорідну греблю з приставним дренажем

Розрахункові залежності:

$$\frac{q}{k_{cp}} = \frac{H_i^2}{L_p + \sqrt{L_p^2 - m_i^2 \cdot H_i^2}}, \quad (1.25)$$

де H_i – глибина води перед греблюю в i -му перерізі;

$$L_p = L + \Delta L_B, \quad (1.26)$$

ΔL_B визначається за формулою (1.20);

L – відстань від початку координат до кінцевої точки профілю греблі на рівні відмітки дна; знаходиться графічно (рис.1.22) або аналітично за відомими геометричними розмірами споруди.

Ординати кривої депресії визначають за формулою

$$h(x) = \sqrt{2 \frac{q}{k_{ep}} (L - x - m_i H_0) + H_0^2}, \quad (1.27)$$

де
$$H_0 = f(m_i) \frac{q}{k_{ep}}, \quad (1.28)$$

при $m_i \geq 1$
$$f(m_i) = 0,5 + m_i.$$

Криву депресії візуально виправляють в зоні $h_n \geq H_i - q/k_{ep}$.

Питома фільтраційна витрата q через тіло греблі визначається з формули (1.25).

1.4.3. Розрахунок фільтрації через однорідну земляну греблю з трубчастим дренажем на водонепроникній основі (заплавний переріз); води в нижньому б'єфі немає (рис. 1.23)

Розрахункові залежності:

$$\frac{q}{k_{ep}} = \frac{H_i^2}{2L_p}, \quad (1.29)$$

де H_i – глибина води перед греблюю в i -му перерізі;

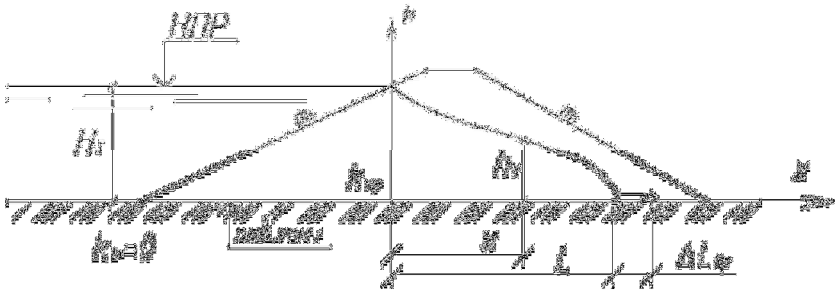


Рис. 1.23. Схема до розрахунку фільтрації через однорідну греблю з трубчастим дренажем

$$L_p = L + 0,4H_i, \quad (1.30)$$

L – відстань від початку координат до початкової точки фільтру трубчастого дренажу; знаходиться графічно (рис.1.23) або аналітично за відомими геометричними розмірами споруди.

Ординати кривої депресії визначаються за формулою

$$h(x) = \sqrt{2 \frac{q}{k_{cp}} (L - x + \Delta L_{op})}. \quad (1.31)$$

Питома фільтраційна витрата q через тіло греблі визначається з формули (1.29).

1.4.4. Розрахунок фільтрації через неоднорідну греблю на водонепроникній основі (умовний переріз)

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 (рис. 1.24)

За відомим коефіцієнтом фільтрації матеріалу ядра $k_{я}$ та розмірами у верхній δ_1 і в нижній δ_2 частинах (п. 1.3.8) спочатку визначається його середня товщина $\delta_{cp} = (\delta_1 + \delta_2)/2$, а далі способом віртуальних довжин, з використанням залежності

$$\Delta L_{я} = \frac{k_{cp}}{k_{я}} \delta_{cp}, \quad (1.32)$$

гребля приводиться до однорідної.

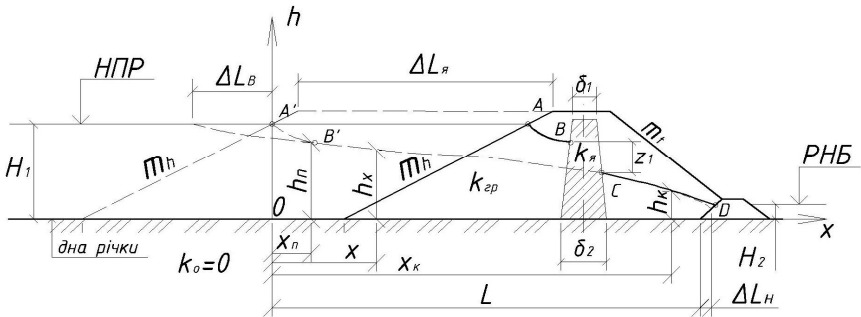


Рис. 1.24. Схема до розрахунку фільтрації через неоднорідну греблю з ядром

Складається розрахункова схема (на рис. 1.24 профіль віртуальної однорідної греблі показано пунктиром) і подальший розрахунок проводиться за залежностями (1.18)-(1.24).

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. 1.25).

За відомим коефіцієнтом фільтрації матеріалу екрана k_e та розмірами у верхній δ_1 і в нижній δ_2 частинах (п. 1.3.8) визначається його середня товщина δ_{cp} . По способу віртуальних довжин гребля з екраном приводиться до однорідної, при цьому

$$\Delta L_e = \frac{k_{cp}}{k_e} \delta_{cp} \cdot \sin \alpha, \quad (1.33)$$

де α – кут нахилу середньої лінії екрана до горизонту.

Складається в масштабі розрахункова схема (на рис 1.25 контур однорідної греблі показано пунктиром), подальші розрахунки проводяться за залежностями (1.18)-(1.24).

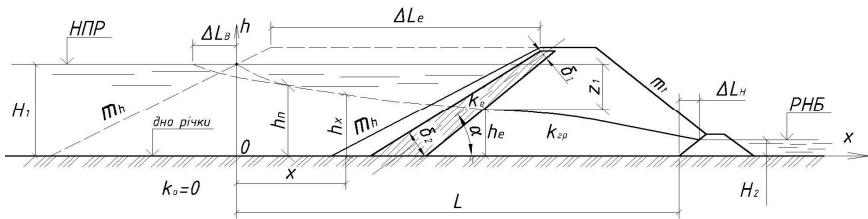


Рис. 1.25. Схема до розрахунку фільтрації через неоднорідну греблю з екраном

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.

1.4.5. Розрахунок фільтрації через однорідну греблю з понуrom та дренажним банкетом (русловий переріз, рис. 1.26)

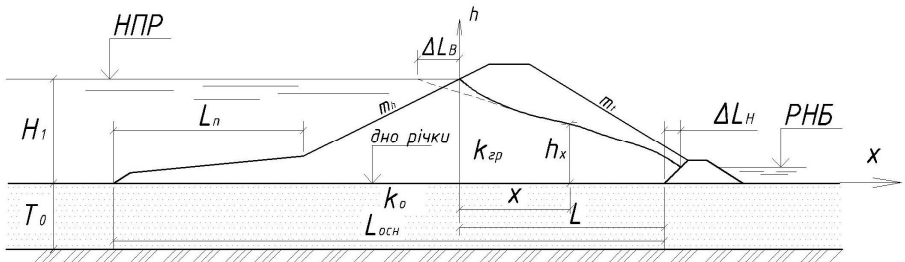


Рис. 1.26. Схема до розрахунку фільтрації через однорідну греблю з понуrom

Побудова кривої депресії проводиться, як для однорідної греблі (п. 1.4.1) за залежностями (1.18)-(1.24). Питома фільтраційна витрата q через тіло греблі визначається з формули (1.18).

1.4.6. Розрахунок фільтрації через ґрунтову греблю з екраном і понуrom та дренажним банкетом на водопроникній основі (умовний переріз, рис. 1.27)

Складається розрахункова схема. Розташування осей координат показано на рис. 1.27. Попередньо вісь h розташовують в точці перетину лінії РНБ з внутрішнім укосом дренажної призми.

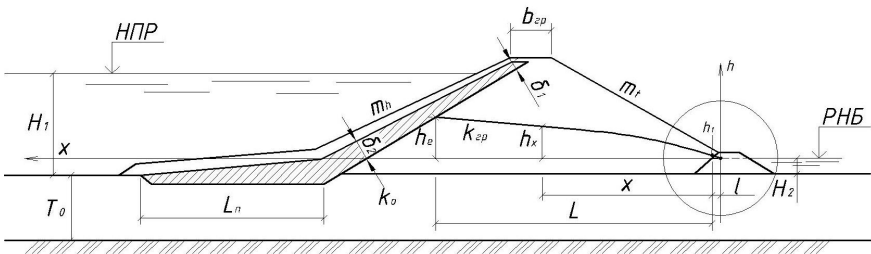


Рис. 1.27. Схема до розрахунку фільтрації через неоднорідну греблю з екраном і понуrom та дренажним банкетом

Підбором визначаються ордината h_e кривої депресії безпосередньо за екраном та відстань L так, щоб одержати тотожність в рівнянні

$$\frac{T_0}{n} \cdot \frac{H_1 - (h_e + H_2)}{L_n + m_h(h_e + H_2)} = \frac{h_e}{L} \left[T_0 + \left(H_2 + \frac{h_e}{2} \right) \frac{k_{sp}}{k_o} \right], \quad (1.34)$$

де L_n – довжина понура, м;

L – відстань між точками кривої депресії з ординатами h_e та h_1 , знаходиться графічно;

h_1 – ордината кривої депресії на відстані l від початку координат;

в першому наближенні приймається $h_1 = \frac{q}{k_o}$;

q – питома фільтраційна витрата через тіло і основу греблі; визначається за залежністю

$$q = k_o \frac{T_0}{n} \frac{H_1 - (h_e + H_2)}{L_n + m_h(h_e + H_2)}; \quad (1.35)$$

T_0 – потужність водопроникної основи, м;

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

n – поправочний коефіцієнт, визначається за табл. 1.13 в залежності від співвідношення $A_0=2(L_n+m_h h_e)/T_0$.

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

$$h_1 = \sqrt{L^2 + h_e^2} - L. \quad (1.36)$$

Зміщення l початку координат відносно точки перетину осі h із внутрішнім укосом дренажної призми (рис.1.28)

$$l = h_1 / 2 \quad (1.37)$$

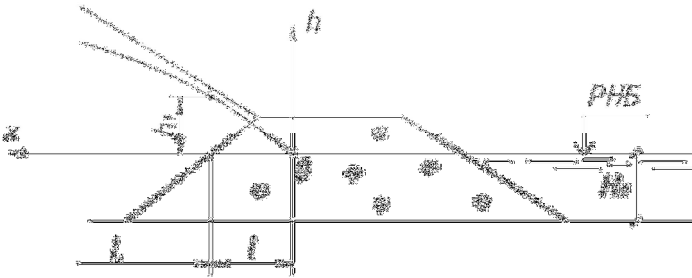


Рис. 1.28. Схема до визначення l

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

$$h(x) = \sqrt{2 \cdot h_1 \cdot x}. \quad (1.38)$$

1.4.7. Розрахунок фільтрації через ґрунтову греблю з екраном і понуrom та приставним дренажем на водопроникній основі (заплавний переріз, рис. 1.29)

Вісь x розташовують на відмітці дна річки, вісь h – в точці з ординатою h_e . Ордината h_e та відстань L визначаються підбором із умови отримання тотожності в рівнянні (1.39)

$$\frac{T_0}{n} \cdot \frac{H_i - h_e}{L_n + m_h \cdot h_e} = \frac{h_e}{L} \left[T_0 + \frac{h_e}{2} \cdot \frac{k_{zp}}{k_o} \right], \quad (1.39)$$

де L_n – довжина понура, м;

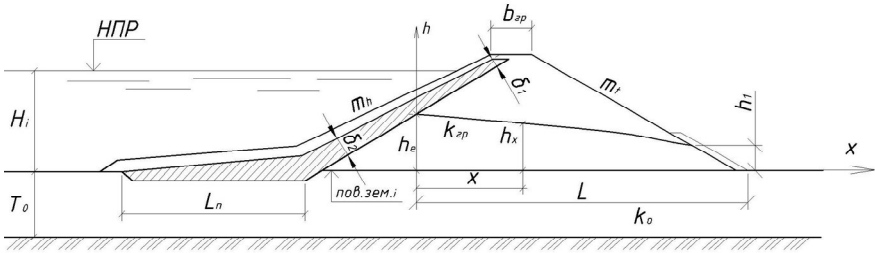


Рис. 1.29. Схема до розрахунку фільтрації через неоднорідну греблю з екраном і понурам та приставним дренажем

L – відстань від точки кривої депресії з ординатою h_e та кінцевою точкою профілю греблі по лінії дна, знаходиться графічно;

T_0 – потужність водопроникної основи, м;

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

n – поправочний коефіцієнт, визначається за даними табл. 1.13 в залежності від значення $A_0=2(L_n+m_h \cdot h_e)/T_0$.

При підборі в першому наближенні приймається $h_e = \frac{1}{3} H_i$, де H_i – глибина води перед греблею в i -му перерізі.

Ордината кривої депресії на її виході на низовий укіс

$$h_1 = \frac{L}{m_t} - \sqrt{\left(\frac{L}{m_t}\right)^2 - h_e} \quad (1.40)$$

Ординати кривої депресії обчислюють за залежністю

$$h(x) = \sqrt{h_e^2 - 2 \frac{q_1}{k_{sp}} x}, \quad (1.41)$$

$$\text{де } \frac{q_1}{k_{sp}} = \frac{h_e^2 - h_1^2}{2L}.$$

Питома фільтраційна витрата через тіло і основу греблі

$$q = \frac{h_e}{L} \left(T_0 k_o + \frac{h_e}{2} \cdot \frac{k_{sp}}{k_o} \right). \quad (1.42)$$

1.4.8. Визначення повної фільтраційної витрати

Повна фільтраційна витрата через тіло греблі визначається за формулою

$$Q_{cp} = \sum_{i=1}^n q_i \cdot b_i, \quad (1.43)$$

де q_i – питомі витрати через тіло греблі на ділянках, що розглядаються (русліві, заплавні);

b_i – довжина i -тої ділянки греблі (рис. 1.2, 1.20) по лінії *НПП*;

n – кількість ділянок, що розглядаються.

Якщо гребля розташована на водопроникній основі і не має протифільтраційних пристроїв, що повністю перерізають водопроникну основу (замки, шпунти), то необхідно також враховувати фільтраційну витрату через основу.

Для однорідних гребель (або приведених до них) на водопроникній основі рекомендується розглядати задачу, роблячи послідовно припущення [1]:

- 1) тіло греблі проникне, водонепроникна основа;
- 2) тіло греблі водонепроникне, проникна основа.

Для греблі з понуром питома фільтраційна витрата через основу

$$q_{осн} = \frac{k_o T_0 (H_1 - H_2)}{n \cdot L_{осн}}, \quad (1.44)$$

де n – поправочний коефіцієнт, який визначається за табл. 1.13 в залежності від значення $A_0 = L_{осн} / T_0$.

Повна фільтраційна витрата через тіло греблі і основу

$$Q = \sum_{i=1}^n (q_i + q_{осн,i}) \cdot b_i. \quad (1.45)$$

Таблиця 1.13

Значення коефіцієнта n

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

1.4.9. 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 [13]

$$I_{est,m} \leq \frac{1}{\gamma_n} I_{cr,m}, \quad (1.46)$$

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

$I_{cr,m}$ – критичний середній градієнт напору, для попередніх розрахунків вибирається із табл. 1.14;

γ_n – коефіцієнт надійності по відповідальності споруд, для споруд класу СС3 – 1,25; СС2-1 – 1,2; СС2-2 – 1,15; СС1 – 1,1.

Для однорідної греблі (рис. 1.30) значення $I_{est,m}$ знаходиться за залежністю

$$I_{est,m} = tg \alpha = \frac{z}{(L + 0,4 H_1)}, \quad (1.47)$$

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

$$I_{est,m} = \frac{z_1}{\delta_{cp}}, \quad (1.48)$$

де z_1 – втрати напору в ядрі або екрані (рис. 1.24, 1.25).

Таблиця 1.14

Критичні градієнти напору $I_{cr,m}$

Грунт	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

Примітка: Більші значення $I_{cr,m}$ вибираються для більш щільного ґрунту.

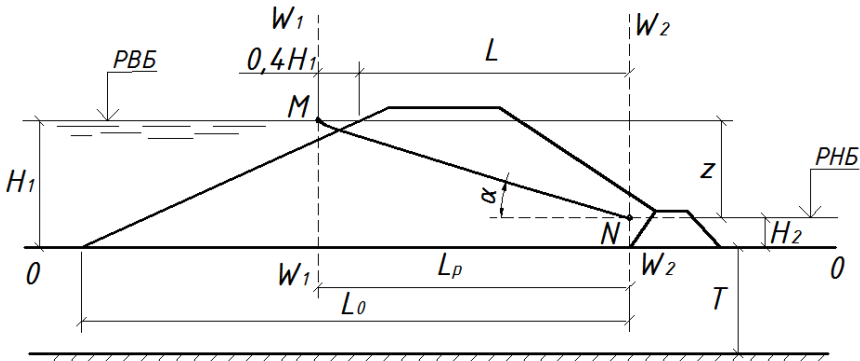


Рис. 1.30. Схема до визначення діючого середнього градієнту напору для однорідної греблі

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

$$I_{est,m} = \frac{z_1}{(L_0 + 0,88T_p + L_n)}, \quad (1.49)$$

де L_0 – ширина греблі низом;

L_n – довжина понура;

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

1.5. 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 [14]

$$\gamma_{fc} F \leq \frac{1}{\gamma_n} \left(R \frac{\gamma_c}{\gamma_{m(g)}} \right), \quad (1.50)$$

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 [11];

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)

$$k_s = \frac{R}{F}. \quad (1.51)$$

Тоді умова (1.50) може бути записана як

$$k_s \geq [k_s], \quad (1.52)$$

де $[k_s]$ – допустиме значення коефіцієнта стійкості

$$[k_s] = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{fc} \cdot \gamma_{m(g)}}{\gamma_c}; \quad (1.53)$$

для періоду експлуатації при основному розрахунковому сполученні навантажень для категорії відповідальності конструкції та її елементів А [15] значення $[k_s]$ становить [11]: 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 [13], в якому приймається, що оповзання частини ґрунтового масиву проходить по радіальній кривій відносно деякого центру ковзання (точки O_I) (рис.1.31).

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 (1.52), але не перевищувати значення $[k_s]$ більше, ніж на 10%.

Пошук центру кривої ковзання O_I проводять графічно за наступною методикою [1,3,6] (рис.1.31):

1. Спростують 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 $m_{оср}$.
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

$$R_1 = (R_6 + R_n) / 2,$$

де R_6 і R_n – верхнє і нижнє значення радіусів поверхні ковзання, визначаються за формулами: $R_n = k_1 H_{cp}$, $R_6 = k_2 H_{cp}$;

H_{cp} – висота греблі;

k_1 і k_2 – коефіцієнти, значення яких вибирають із табл. 1.15 в залежності від $m_{ср}$.

Таблиця 1.15

Значення коефіцієнтів k_1 та k_2			
$m_{ср}$	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 підшовою 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.1.31, 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

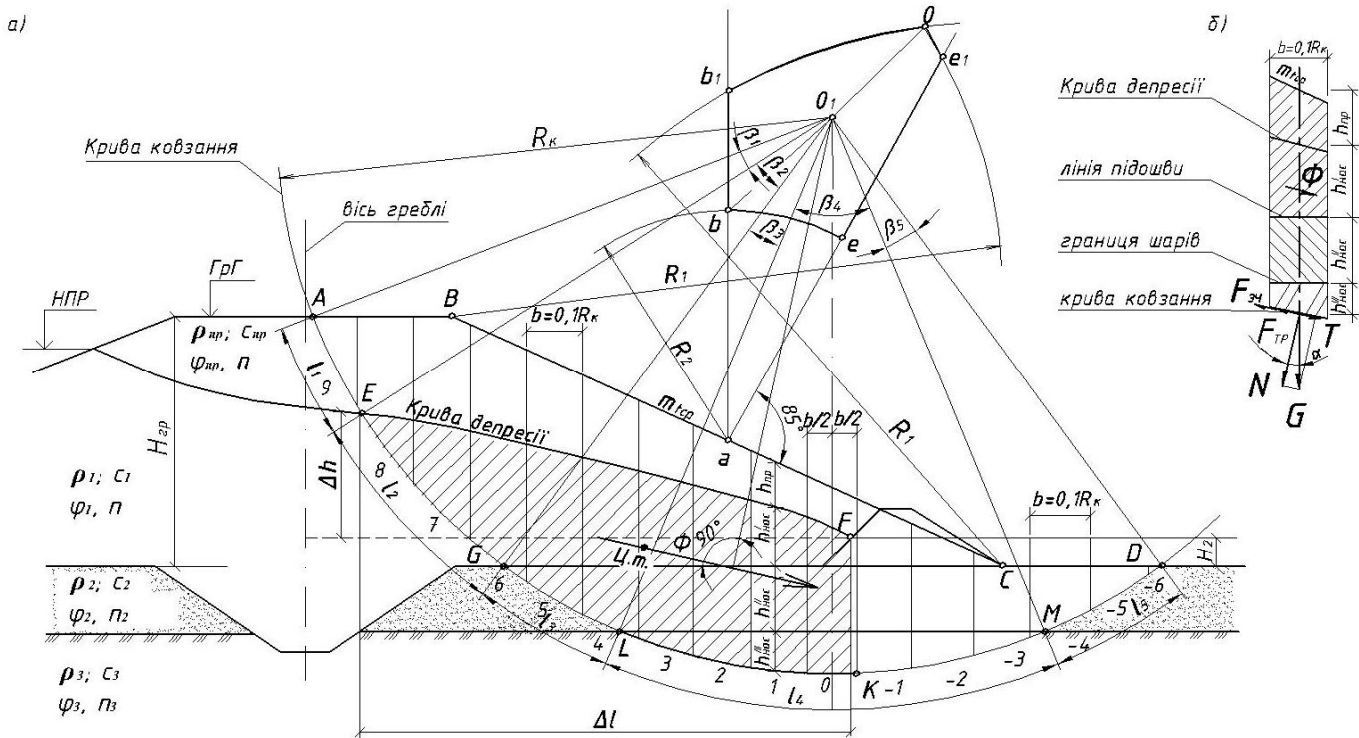


Рис. 1. 31. Схема до розрахунку стійкості низового укосу

$$G = \gamma_{np} b \sum_n h_{n\epsilon_n}, \quad (1.54)$$

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;

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

$$h_{нв} = h_{np} + h'_{нас} \frac{\rho'_{нас}}{\rho_{np}} + h''_{нас} \frac{\rho''_{нас}}{\rho_{np}} + h'''_{нас} \frac{\rho'''_{нас}}{\rho_{np}} + \dots + h^k_{нас} \frac{\rho^k_{нас}}{\rho_{np}}; \quad (1.55)$$

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

$h'_{нас}, h''_{нас} \dots h^k_{нас}$ – 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;

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

$$\rho_{нас} = \frac{\rho_s - \rho_0}{1 + e}, \quad (1.56)$$

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

ρ_0 – густина води, т/м³,

e – коефіцієнт пористості,

$$e = \frac{n}{1 - n}, \quad (1.57)$$

n – пористість відповідного ґрунту.

Тоді дотична складова сили власної ваги

$$T = \gamma_{np} b \sum_n h_{n\epsilon_n} \cdot \sin \alpha_n. \quad (1.58)$$

Сила тертя знаходиться за залежністю

$$F_{TP} = N \cdot \operatorname{tg} \varphi = G \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (1.59)$$

або, з врахуванням (1.54),

$$F_{TP} = \gamma_{np} b \sum_n h_{n\epsilon_n} \cos \alpha_n \cdot \operatorname{tg} \varphi_n, \quad (1.60)$$

де φ – кут внутрішнього тертя ґрунту по підшві відсіку.

Сила зчеплення знаходиться за формулою

$$F_{3ч} = \sum_i c_i l_i, \quad (1.61)$$

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

$$l_k = \pi R_K \beta_k / 180. \quad (1.62)$$

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

$$\Phi = \rho_0 \cdot g \cdot A \cdot I_{cp}, \quad (1.63)$$

де A – площа області дії фільтраційного потоку, m^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

$$A = b \sum_i h_{нас}^i, \quad (1.64)$$

в якій враховуються частини відсіків в межах області EFK ;

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

$$I_{cp} = \Delta h / \Delta l, \quad (1.65)$$

Δh – падіння кривої депресії в межах призми обвалення;

Δl – довжина шляху фільтрації на відповідній ділянці (рис. 1.31).

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

$$k_s = \frac{F_{TP} + F_{3ч}}{T + \Phi \frac{r}{R_K}}. \quad (1.66)$$

При невиконанні умови (1.50) необхідно змінити геометричні розміри греблі – розширити профіль греблі (уположити низовий укіс тощо) або передбачити додаткові дренажні або протифільтраційні пристрої для пониження кривої депресії.

Література до розділу 1

Підручники і навчальні посібники

1. Волков И. М. Гидротехнические сооружения / И. М. Волков, П.Ф. Кононенко, И. К. Федичкин. – М. : Колос, 1968. – 464 с.
2. Гідротехнічні споруди: підручник для студ. ВНЗ / Хлапук М. М., Шумінський В. Д., Вайнберг О. І. [та ін.]; за ред. А. Ф. Дмитрієва. – Рівне, 1999. – 326 с.
3. Кириенко Игорь Иванович. Гидротехнические сооружения. Проектирование и расчёт: учеб для студ. вузов / И. И. Кириенко, Ю. А. Химерик. – К. : Вища школа, 1987. – 253 с.
4. Розанов Н. П. Гидротехнические сооружения / Н. П. Розанов. – М. : Стройиздат, 1978. – 647 с.
5. Чугаев Р. Р. Гидротехнические сооружения. Ч. 1. Глухие плотины / Р. Р. Чугаев. – М. : Высшая школа, 1975. – 318 с.
6. Замарин Е. А. Гидротехнические сооружения: учебник для студ. вузов / Е. А. Замарин, В. В. Фандеев. – М. : "Колос", 1965. – 624 с.

Довідкова література

7. Справочник по гидравлическим расчётам / под ред. Большакова В. А. – К. : "Вища школа", 1977. – 343 с.
8. Справочник по гидравлическим расчётам / под ред. Киселёва П. Г. – М. : Энергия, 1972. – 312 с.

Нормативна література

9. Руководство по определению нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения (волновых, ледовых, от судов): П 58-76. – Л. : ВНИИГ, Энергия, 1977. – 317 с.
10. Определение расчётных гидрологических характеристик : СНиП 2.01.14 – 83. – М. : Госстрой СССР, 1985. – 36 с.
11. Гідротехнічні, енергетичні та меліоративні системи і споруди, підземні гірничі виробки. Гідротехнічні споруди. Основні положення : ДБН В.2.4 – 3:2010. – К. : Мінрегіонбуд, 2010.
12. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые, от судов): СНиП 2.06.04-82*. – М. : Госстрой СССР, 1989. – 40 с.
13. Плотины из грунтовых материалов: СНИП 2.06.05 – 84. – М. : Госстрой СССР, 1989. – 32 с.
14. Основания гидротехнических сооружений: СНиП 2.02.02 – 85. – М. : Стройиздат, 1987. – 60 с.
15. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2 – 14 – 2009. – К., 2009. – 49 с.

РОЗДІЛ 2. ВОДОСКИДНІ СПОРУДИ

Водоскидні споруди при глухих греблях влаштовують для пропуску надлишкових повеневих вод, корисних попусків води з водосховища, а також спуску води з метою часткового або повного спорожнення водосховища. Споруди, призначені для скидання надлишкових повеневих витрат, називають *водоскидними* або *водоскидами*.

2.1. Відкриті водоскидні споруди

2.1.1. Вибір траси водоскидного тракту

Відкриті берегові водоскиди [3] складаються із наступних елементів: підвідного каналу, регулюючої споруди, з'єднувального каналу, спрягаючої споруди, відвідного каналу (рис.2.1).

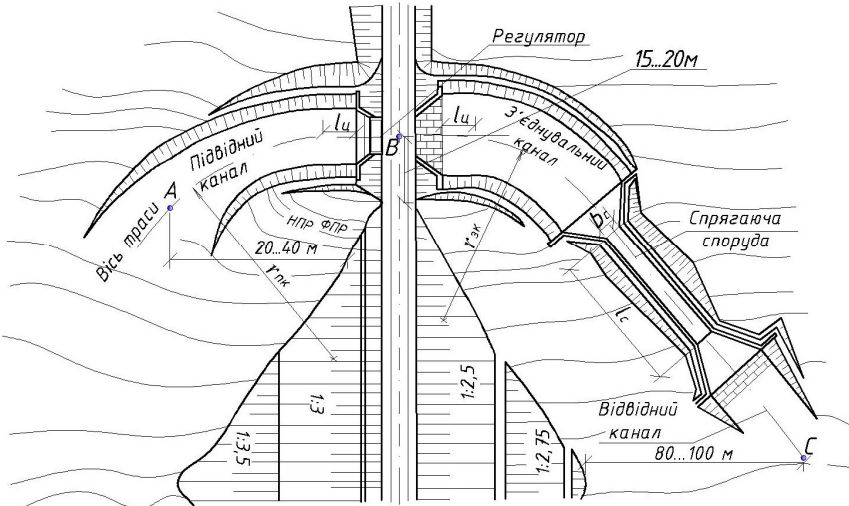


Рис. 2.1. Схема відкритого берегового водоскиду

При виборі траси водоскидного тракту необхідно враховувати геологічні умови, топографічні особливості рельєфу і тип спрягаючої споруди. Якщо трасу вибирають на березі із більш пологим схилом річкової долини, то спрягаючою спорудою доцільно обрати швидкотік, на більш крутому схилі - багатосхідчастий або консольний перепад.

Як правило, вісь водоскидного тракту має криволінійний обрис в плані і окреслюється по дузі кола. Радіус кривизни осі каналів $r_k \geq 5b_k$, де b_k – ширина каналу по дну [5]. Перед та за спорудами канали повинні мати прямолінійні ділянки довжиною не менше $l_u \geq 5b_k$.

Для запобігання виникненню біля берегових течій вхідна частина підвідного каналу повинна бути віддалена від греблі не менше, ніж на 20...40 м (точка А, рис. 2.1). Вісь регулятора (точка В) із умов виконання робіт повинна бути розміщена на відстані не менше 15...20 м від місця спряження греблі з берегом. Вихідний переріз відвідного каналу (точка С) повинен бути віддалений від греблі не менше, ніж на 80...100 м, з метою уникнення розмиву низового укосу при пропуску повені [5].

Уздовж осі наміченої траси будують поздовжній геологічний профіль (рис.2.2). Через значну протяжність траси, як правило, профіль виконують в різних горизонтальному та вертикальному масштабах. Побудова профілю по трасі дає можливість визначити

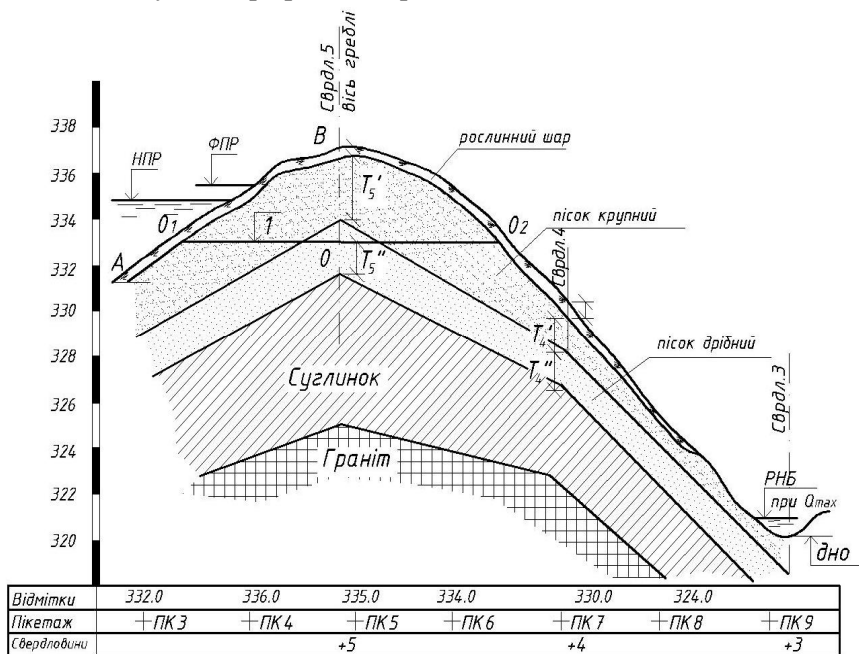


Рис. 2.2. Поздовжній профіль по трасі водоскиду

грунти, в яких будуть прокладені канали водоскиду, та ґрунти основ регулюючої і спрягаючої споруд.

2.1.2. Регулююча споруда

Конструкція регулятора

Регулятор є головною частиною водоскидного тракту. Регулююча споруда розміщується на прямолінійній ділянці траси. Складовими частинами відкритого регулятора є: флютбет, берегові стояни і проміжні опори (бички). Флютбет складається з водонепроникних частин - понуру та водобою, та водопроникної рисберми (рис. 2.3, 2.7). Більш детально із конструкцією подібних споруд можна ознайомитися в [1, 5].

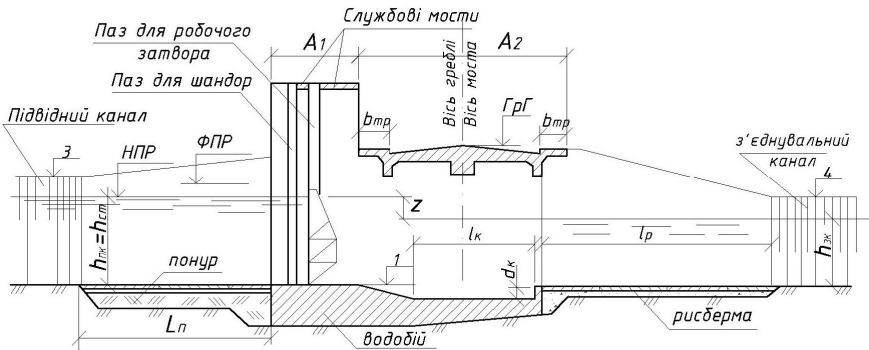


Рис. 2.3. Відкритий регулятор (поздовжній розріз).

Розташування порогу регулятора нижче відмітки *НПР* та наявність затворів роблять можливим скидати повеневі витрати, а так частково спорожнювати водосховище при необхідності ремонту споруд гідровузла (каналів, греблі тощо).

Вхідна частина регулятора виконується із звуженням в плані, якщо ширина підвідного каналу по дну $b_{ПК}$ більше повної будівельної ширини B споруди (рис. 2.4, а), або постійної ширини, якщо $b_{ПК} = B$ (рис. 2.4, б).

Понури виконуються із слабо водопроникних матеріалів (глина, суглинок), що дозволяє збільшити довжину шляху фільтрації і, тим самим, зменшити швидкість фільтрації, діючі градієнти напору та фільтраційну витрату. Для попередження розмиву поверхневим потоком понури покривається зверху бетонними плитами товщиною 0,10...0,15 м на піщаній підготовці товщиною $t=0,05...0,1$ м.

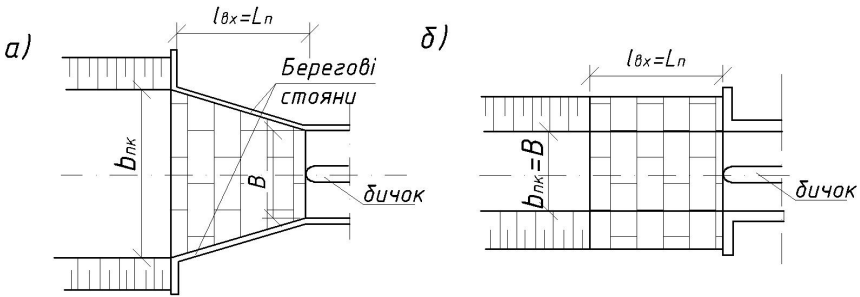


Рис. 2.4. Схеми спряження підвідного каналу із регулятором

Довжина понура призначається рівною $L_n = (2..3)H$, де $H = h_{ПК}$ – напір перед спорудою (рис. 2.3). Для попередніх розрахунків товщина понура на його початку призначається не менше 0,5 м, в місці сполучення з водобосом – не менше 0,75 м.

Водобій сприймає гідродинамічну дію потоку. В межах водобоею гаситься енергія поверхневого потоку, а також створюються безпечні умови для руху фільтраційного потоку через основу.

Довжина водобоею встановлюється гідравлічним розрахунком. Крім того, довжину водобоею необхідно узгодити з габаритом A_1 щитової частини (верхньої будови) та розташованого над ним моста габаритом A_2 (що складається з ширини проїжджої частини $B_{п.ч.}$ і двох пішохідних тротуарів $b_{mp} = 1,2$ м) (рис. 2.5).

Проїжджа частина розміщується на відмітці гребеня земляної греблі $\downarrow ГрГ$. При невеликій довжині водобійного колодязя один із тротуарів може бути розташованим на консолі (справа від вихідного перерізу KK) (рис. 2.5). Ширина водобійної стінки в кінці водобоею $c \geq 0,50$ м. Товщину водобоею в кінцевій частині попередньо можна прийняти $t_\theta \geq 0,5$ м, в межах щитової частини - $t_{ви} \geq 0,7h_{cm}$, де h_{cm} – висота робочого затвору.

Відмітка верху службового мосту $\downarrow Вбуд$ знаходиться із умови підйому робочого затвору висотою h_{cm} над рівнем $\Phi ПР$ не менше, ніж на 0,5 м. При цьому затвор повинен знаходитися нижче балок службового мосту на (0,5...1,0) м.

$$\downarrow Вбуд = \downarrow \Phi ПР + 0,5 + h_{cm} + (0,5 \dots 1,0) \text{ м.} \quad (2.1)$$

Габарит A_1 верхньої будови включає: ширину службового мосту 2,0...2,5 м (для розміщення механізмів для маневрування затворами, іншого обладнання, а також місць для перебування службового

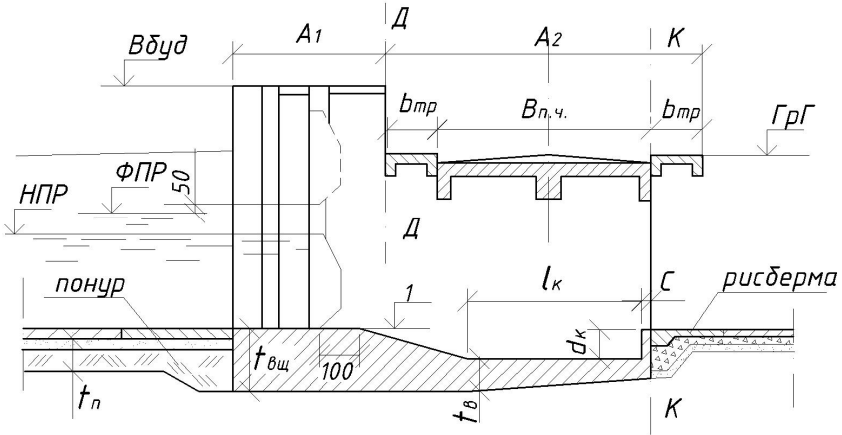


Рис. 2.5. Поздовжній переріз водобою регулятора

персоналу), ширину пазів робочих затворів 0,5...0,6м, ширину пазів для шандорного перекриття 0,2...0,3м, відстань між пазами затворів і шандор - 1,0м (рис. 2.6). При значній довжині водобійного колодязя ширина службового мосту може бути збільшена.

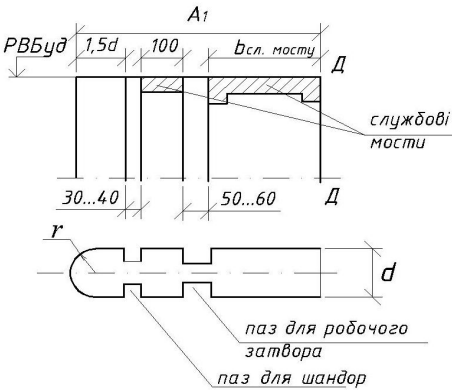


Рис. 2.6.
Конструкція проміжних биків

Рисберма – закріплена частина русла за водобоєм, призначена для попередження виникнення розмивів поверхневим потоком за спорудою і для виходу фільтраційного потоку. Виконується із каміння або плит однакової ($t=0,2...0,3$ м) або різної товщини, шви між якими не замонолічуються. Під плити рисберми вкладається підготовка по типу зворотного фільтру з товщиною кожного шару 15...20 см.

входу потоку. В поперечному перерізі стоян є підпірною стінкою гравітаційного типу з вертикальною лицьовою гранню товщиною верхом $\geq 0,5$ м, із збільшенням товщини донизу з уклоном 1:10. Товщина фундаментної плити – (0,1...0,2) висоти стінки. Перевищення бортових стінок спрягаючих споруд над відміткою *ФПП* можна прийняти з табл. 2.10.

Приклад конструкції відкритого регулятора наведено на рис. 2.7.

Гідравлічний розрахунок регулятора

Гідравлічним розрахунком регулятора встановлюється його ширина, яка гарантує пропуск максимальної повеневої витрати, а також безпечні умови спряження б'єфів.

Розрахунок пропускної спроможності. Відповідно до [14], розрахункові максимальні витрати визначаються з установами їх щорічної ймовірності перевищення в залежності від класу споруд для двох розрахункових випадків: основного Q_{\max} і перевірконого $Q_{\text{пер}}$ (табл. 2.1). Пропуск розрахункової витрати для основного розрахункового випадку необхідно забезпечити при повному відкритті всіх отворів водоскидної споруди та відмітці *НПП* у верхньому б'єфі.

Таблиця 2.1

Щорічні ймовірності P , % перевищення розрахункових максимальних витрат води

Розрахункові випадки	Класи (підкласи) наслідків (відповідальності) споруд			
	СС3	СС2		СС1
		СС2-1	СС2-2	
Основний	0,1	1,0	3,0	5,0
Перевірочний	0,01	0,1	0,5	1

Пропуск розрахункової витрати $Q_{\text{пер}}$ для перевірконого розрахункового випадку необхідно забезпечити при *ФПП* і повністю відкритих отворах, розміри яких були визначені для основного розрахункового випадку. Тільки для умов курсового проектування можна прийняти

$$Q_{\text{пер}} = Q_{\max} + (0,15 \dots 0,20) Q_{\max} \quad (2.2)$$

Схему до гідравлічного розрахунку наведено на рис. 2.8.

Відмітка порогу регулятора

$$\downarrow 1 = \downarrow \text{НПП} - h_{\text{см}}, \quad (2.3)$$

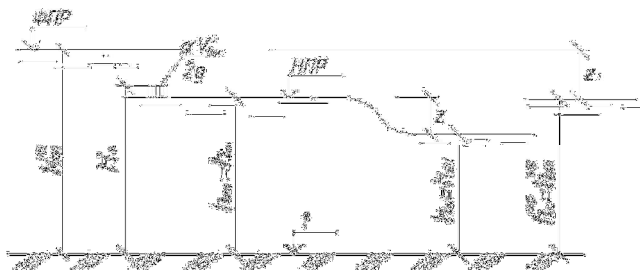


Рис. 2.8. Схема до гідравлічного розрахунку регулятора

Таблиця 2.2

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

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

Примітка: За висоту отвору для поверхневих затворів приймається розмір від верхньої грані порогу до верхньої кромки обшивки затвору.

де h_{cm} - стандартна висота отвору (табл. 2.2) [12].

Висоту отвору також необхідно ув'язувати із значенням максимальної скидної витрати. Орієнтовні значення h_{cm} в залежності від значення Q_{max} для основного розрахункового випадку наведено в табл. 2.3.

Таблиця 2.3

Рекомендовані значення висоти h_{cm} в залежності від скидної витрати

$Q_{max}, \text{м}^3/\text{с}$	10...15	15...25	25...30	30...45
$h_{cm}, \text{м}$	1,25	1,5 або 1,75	2,0 або 2,5	3,0

Глибина води в підвідному каналі приймається такою ж, як глибина води на порозі регулятора $h_{пк} = h_{cm}$.

Рух потоку через регулятор відбувається за рахунок перепаду z , значення якого можна взяти в межах 0,20...0,35 м (більші значення z приймаються при більших витратах). Тоді глибина підтоплення $h_{п}$ і, відповідно, глибина в з'єднувальному каналі $h_{зк}$ при пропуску Q_{max} ($h_{п} = h_{зк}$)

$$h_{п} = h_{пк} - z. \quad (2.4)$$

Примітка: *призначивши глибини в підвідному каналі $h_{пк}$ і з'єднувальному каналі $h_{зк}$, необхідно перейти до розрахунку цих каналів і побудувати криві $Q=f(h)$ (п. 2.1.3, 2.1.4).*

В гідравлічному відношенні регулятор може працювати як не підтоплений або підтоплений водозлив з широким порогом. При не підтопленому витіканні ширина регулятора вийде меншою, ніж в умовах підтопленого витікання, але конструкція гасителів енергії при цьому буде дещо складнішою. Незалежно від умов роботи споруди за нею не допускається відігнаний гідравлічний стрибок. Режим роботи регулятора визначають за критерієм підтоплення

$$n = \frac{h_{зк}}{H_0}, \quad (2.5)$$

де

$$H_0 = h_{ПК} + \frac{\alpha V_{ПК}^2}{2g}; \quad (2.6)$$

$V_{ПК}$ – допустима швидкість руху потоку в підвідному каналі, яка приймається в залежності від ґрунту ложа каналу (табл. 2.4).

При значеннях критерію підтоплення $n < 0,8$ регулятор буде працювати в умовах не підтопленого витікання. Ширину його знаходять за формулою пропускної спроможності не підтопленого водозливу

$$Q_{\max} = \varepsilon \cdot m \cdot b \cdot \sqrt{2gH_0^{3/2}}, \quad (2.7)$$

де m – коефіцієнт витрати, який приймається в залежності від типу порогу [4, 8, 9]; при відсутності порогу $m=0,38$;

b – ширина регулятора.

У випадку $n \geq 0,8$ регулятор буде працювати в умовах підтопленого витікання. Ширину його знаходять із формули пропускної спроможності підтопленого водозливу (формула справедлива при $H_0/b \leq 3$)

$$Q_{\max} = \varepsilon \cdot \varphi \cdot b \cdot h_{П} \cdot \sqrt{2g(H_0 - h_{П})}, \quad (2.8)$$

де φ – коефіцієнт швидкості, що приймається в залежності від типу порогу; при відсутності порогу $\varphi=0,99$;

ε – коефіцієнт бокового стиснення; в першому наближенні приймається 0,85...0,90; в подальших розрахунках при прийнятій кількості прогонів (отворів) n_2 і прийнятій формі оголовків уточнюється за залежністю

$$\varepsilon = 1 - 0,1\xi n_1 \frac{H_0}{b}; \quad (2.9)$$

n_1 – кількість бокових стиснень потоку;

ξ - коефіцієнт форми берегових стоянів або оголовків проміжних опор (бичків) при вході [4, 8] (рис. 2.9).

При різниці між прийнятним і одержаним значенням ε більше 5% необхідно зробити ще одне наближення.

Таблиця 2.4

Допустимі нерозмиваючі середні швидкості течії $V_{дон}$, м/с
і коефіцієнти закладання укосів m [8]

Ґрунти	Середня глибина, м			m
	1,0	2,0	3,0 та більше	
Незв'язні ґрунти				
<i>Гравій</i> : дрібний	0,53...0,65	0,65...0,80	0,80...0,95	1,5
середній	0,65...0,80	0,80...1,0	0,95...1,2	1,25
крупний	0,80...0,95	1,0...1,2	1,2...1,4	1,25
<i>Піски</i> : дрібні	0,21...0,32	0,24...0,37	0,26...0,40	3,0...3,5
середні	0,32...0,57	0,37...0,65	0,40...0,70	2,0
крупні	0,65...0,75	0,65...0,75	0,70...0,80	1,5
<i>Супісок</i>	0,65...0,75	0,65...0,75	0,70...0,80	1,5
Зв'язні ґрунти				
<i>Ґлини та важкі суглинки</i> :				
мало щільні	0,40	0,45	0,50	1,0...1,5
середньо щільні	0,85	0,98	1,10	
щільні	1,20	1,35	1,50	
дуже щільні	1,78	1,94	2,10	

Кількість прогонів бажано приймати непарною, а розміри прогонів вибираються стандартними і однаковими [12] (табл. 2.5). Відношення висоти h_{cm} до прийнятої ширини одного прогону b_{cm} повинно бути в межах від 1:1 до 1:3.

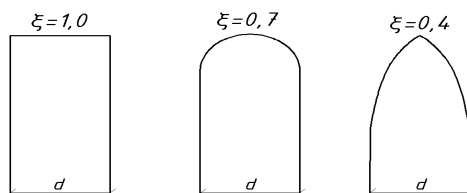


Рис. 2.9. Коефіцієнти форм оголовків проміжних опор і стоянів

Повна будівельна ширина регулятора

$$B = n_2 b_{cm} + \Sigma d, \quad (2.10)$$

де n_2 – число прогонів;

b_{cm} – ширина одного прогону;

Σd – сума ширин проміжних биків; ширина бика приймається в залежності від ширини отвору $d=(0,20\dots0,25) b_{cm}$.

Таблиця 2.5

Стандартні розміри ширини отворів, що перекриваються затворами

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

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

Після призначення ширини і кількості прогонів регулятора необхідно перевірити їх на пропуск перевіркою витрати Q_{nep} . Для цього по кривій залежності $Q=f(h_{3K})$ для з'єднувального каналу необхідно визначити глибину h_{3K}^{nep} з'єднувального каналу при пропуску витрати Q_{nep} . Цю глибину приймають, як і для глибини підтоплення, $h_{3K}^{nep} = h_{II}^{nep}$. Вважаючи, що при проходженні Q_{nep} регулятор буде працювати в підтопленому режимі, знаходять перепад z_1 на порозі регулятора (рис. 2.8)

$$z_1 = \left(\frac{Q_{nep}}{\varepsilon \cdot \varphi \cdot n_2 \cdot b_{cm} \cdot h_{II}^{nep} \sqrt{2g}} \right)^2. \quad (2.11)$$

Глибина води в підвідному каналі $h_{ПК}^{nep}$ при проходженні Q_{nep}

$$h_{ПК}^{nep} = h_{3K}^{nep} + z_1. \quad (2.12)$$

Нехтуючи швидкісним підходом, визначається відмітка рівня води в верхньому б'єфі при пропуску Q_{nep}

$$\downarrow P B B B_{nep} = \downarrow 1 + h_{ПК}^{nep}. \quad (2.13)$$

Якщо отримана відмітка не перевищує $\downarrow \Phi П Р$, то пропускна спроможність регулятора забезпечена.

Розрахунок спряження б'єфів

При пропуску повеневих вод через регулятор підняття затворів проводиться не одразу на всю висоту отвору, а шляхом поступового відкриття, що дає змогу запобігти можливому розмиву дна і укосів з'єднувального каналу. У початковий момент підняття затворів рі-

вень води в з'єднувальному каналі недостатній для затоплення гідравлічного стрибка, тому необхідно запроектувати гаситель енергії потоку: водобійний колодязь або водобійну стінку.

Схему до розрахунку спряження б'єфів наведено на рис. 2.10.

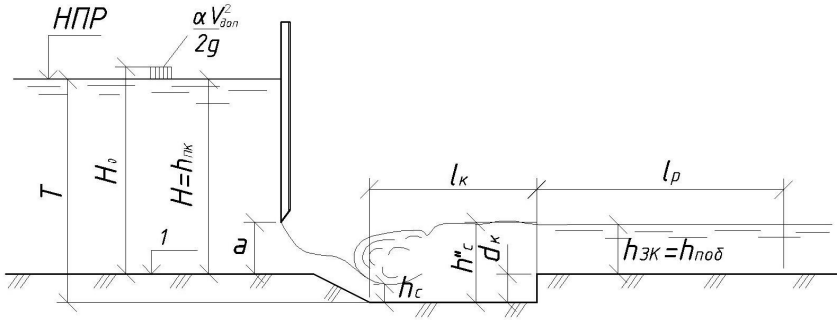


Рис. 2.10. Схема до розрахунку спряження б'єфів

Глибину водобійного колодязя d_k і його довжину l_k необхідно визначити для найбільш несприятливих умов спряження б'єфів.

Для розрахунків необхідно задатись декількома значеннями відкриття (висоти підняття) затвора $a_1=0,1H$; $a_2=0,2H$; $a_3=0,3H$; $a_4=0,4H$ та визначити витрату при кожному відкритті за залежністю

$$Q_i = \varphi \cdot \varepsilon_1 \cdot a_i \cdot n_2 \cdot b_{cm} \sqrt{2g(H_0 - h_c)}, \quad (2.14)$$

де a_i – відкриття затвору (рис. 2.10);

H_0 – напір перед затвором з урахуванням швидкості підходу;

ε_1 – коефіцієнт вертикального стиснення, що приймається в залежності від відношення a/H за табл. 2.6.;

h_c – глибина в стисненому перерізі за затвором; визначається за залежністю

$$h_{c_i} = \varepsilon_1 a_i. \quad (2.15)$$

Для спрощення розрахунку при визначенні витрати можна скористатися табл. 2.7, яка складена на основі графіка [8], де

$$A = \frac{q}{H^{3/2}}.$$

Значення питомої витрати q_i при будь-якому відкритті можна знайти за залежністю

$$q_i = A_i \cdot H^{3/2}. \quad (2.16)$$

Таблиця 2.6

Значення коефіцієнта ε_1				
a/H	0,1	0,2	0,3	0,4
ε_1	0,618	0,620	0,625	0,633

Таблиця 2.7

Значення коефіцієнта A				
a/H	0,1	0,2	0,3	0,4
A	0,271	0,515	0,795	0,970

Повна пропускна спроможність регулятора для заданого значення відкриття затвора

$$Q_i = q_i \cdot n_2 \cdot b_{cm}. \quad (2.17)$$

Друга спряжена глибина h_c'' для плоских умов

$$h_{c_i}'' = 0,5 h_{c_i} \left[\sqrt{1 + \frac{8 \cdot \alpha \cdot q_i^2}{g \cdot h_{c_i}^3}} - 1 \right]. \quad (2.18)$$

Значення h_c'' порівнюють з наявною побутовою глибиною $h_{ноб}$ в нижньому б'єфі, яка встановлюється при пропуску витрати при попередньому значенні відкриття затвора. Для початкового значення відкриття затвора $a_1=0,1H$ приймають, що води в нижньому б'єфі немає. Побутова глибина визначається графічно за кривою залежності $Q=f(h_{зк})$ (рис. 2.14) для з'єднувального каналу по відповідному значенню витрати Q_i .

Якщо $h_{ноб}$ перевищує h_c'' , то форма спряження б'єфів – із затопленим гідравлічним стрибком. При $h_{ноб} < h_c''$ має місце відігнаний стрибок.

Глибина водобійного колодязя d_k визначається для найбільш несприятливих умов пропуску води. При цьому беруть до уваги як різницю між h_c'' і $h_{ноб}$, так і швидкість потоку, яка сприяє розмиву за спорудою. Найскладніші умови спряження б'єфів будуть при формі спряження із відігнаним стрибком та найбільшою швидкістю на початку рисберми V_{pus}

$$V_{pus} = \frac{q_i}{h_{ноб_i}}. \quad (2.19)$$

Глибина водобійного колодязя визначається за залежністю

$$d_{\kappa}=1,1 h_c'' - h_{ноб}. \quad (2.20)$$

Довжина водобійного колодязя

$$l_{\kappa}=3,25 \cdot \beta \cdot \varphi \cdot T, \quad (2.21)$$

де β – коефіцієнт, що враховує зменшення довжини стрибка;
 $\beta=0,7 \dots 0,8$;

T – різниця відміток рівня води у верхньому б'єфі і дна водобійного колодязя.

Довжина рисберми знаходиться за залежністю

$$l_p = h_{ноб} \left[\frac{V_{кр} - V_{\kappa}}{k_1 (V_{кр} - V_{дон})} \right]^{2,38}, \quad (2.22)$$

де $h_{ноб}$ – глибина води в з'єднувальному каналі для основного розрахункового випадку та при відкритті затвора на висоту $a_3=0,3H$;

V_{κ} – швидкість в кінці рисберми; рекомендується приймати $V_{\kappa}=(1,2 \dots 1,3) V_{дон}$;

$V_{дон}$ – допустима швидкість для ґрунтів ложа з'єднувального каналу;

$V_{дон}$ – придонна швидкість в кінці рисберми ($V_{дон}=0,85 V_{\kappa}$), м/с;

$V_{кр}$ – критична швидкість в кінці рисберми, м/с

$$V_{кр} = q_{\kappa} / h_{кр}; \quad (2.23)$$

q_{κ} – питома витрата в кінці рисберми

$$q_{\kappa} = \frac{Q_3}{b_{3\kappa}}; \quad (2.24)$$

Q_3 – витрата при відкритті затвора на висоту $a_3=0,3H$;

$b_{3\kappa}$ – ширина по дну з'єднувального каналу;

$h_{кр}$ – критична глибина в кінці рисберми

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q_{\kappa}^2}{g}}; \quad (2.25)$$

α – коефіцієнт Кориоліса або коректив кінетичної енергії; $\alpha=1,1$;

k_1 – коефіцієнт, що залежить від типу гасителя; для водобійного колодязя $k_1=0,34$; для водобійної стінки $k_1=0,3$.

Фільтраційний розрахунок флютбету регулятора

В задачі фільтраційного розрахунку підземного контуру входять:

1. побудова епюр та визначення сил фільтраційного і зважуючого тисків (протитиску);
2. перевірка місцевої фільтраційної міцності ґрунту основи в місцях виходу фільтраційного потоку в нижній б'єф;
3. визначення фільтраційної витрати;
4. перевірка розмірів підземного контуру за умови фільтраційної міцності основи.

Розглядаються розрахункові випадки:

- при визначенні сил фільтраційного протитиску - *основний* розрахунковий випадок пропуску максимальної витрати Q_{\max} при *НПП* в умовах плоскої задачі на 1 погонний м довжини греблі;

- при перевірці фільтраційної міцності основи - *експлуатаційний* випадок, що відповідає нормальним умовам експлуатації (рівень води у верхньому б'єфі - *НПП*, в нижньому - меженний). Для регулюючої споруди можна розглядати випадок відсутності води в нижньому б'єфі.

Для споруд класу СС1 та при попередніх розрахунках гребель класів СС2, СС3 фільтраційні розрахунки допускається виконувати за методом коефіцієнтів опору Р.Р. Чугаєва [7, 14].

Розрахунок починають зі складання *розрахункової схеми підземного контуру* (рис. 2.11), яку отримують із дійсної схеми шляхом виключення дрібних деталей (дрібні зуб'я тощо), що суттєво не впливають на результати розрахунку. Бетонні зуб'я умовно замінюються водонепроникними шпунтами тієї ж глибини.

Встановлення положення розрахункового водоупору

При розв'язанні фільтраційних задач методом коефіцієнтів опору необхідно задатися положенням розрахункового водоупору, яке в загальному випадку може не співпадати з положенням дійсного водоупору і є різним при вирішенні різних задач розрахунку.

Приклад розрахункової схеми флютбету при рівності відміток дна верхнього і нижнього б'єфів наведено на рис. 2.11.

Розрахункова глибина залягання водоупору $T_{\text{розрах}}$, що відповідає границі активної зони фільтрації:

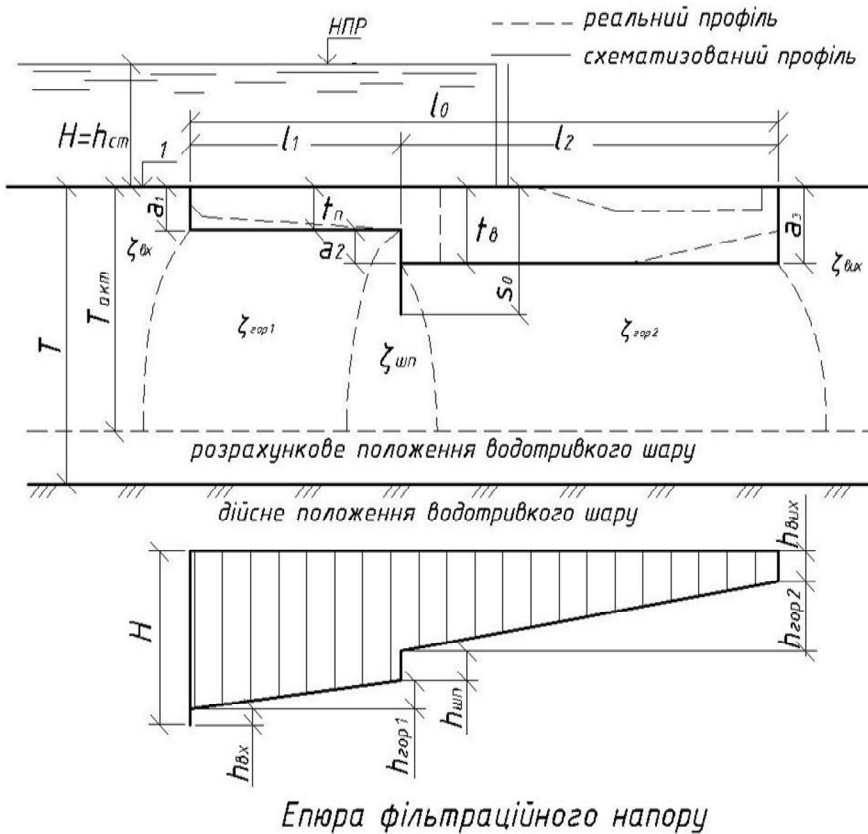


Рис. 2.11. Розрахункова схема флютбету

- при визначенні фільтраційного протитиску і контролюючого градієнту напору $T = T'_{ak}$;
- при визначенні вихідного градієнту $T = T''_{ak}$;
- при визначенні фільтраційної витрати $T = T'''_{ak}$.

T'_{ak} , T''_{ak} призначаються в залежності від типу схеми підземного контуру за формулами з табл. 2.8. Тип схеми визначається за співвідношенням l_0/S_0 , де l_0, S_0 – відповідно, горизонтальна і вертикальна проекції підземного контуру (рис. 2.11).

Таблиця 2.8

Визначення розрахункових значень T'_{ak} та T''_{ak}

Схема підземного контуру	l_0 / S_0	T'_{ak}	T''_{ak}
Розпластана	≥ 5	$0,5 l_0$	$2T'_{ak}$
Проміжна	$3,4 \dots 5,0$	$2,5 s_0$	
Заглиблена	$1,0 \dots 3,4$	$0,8 s_0 + 0,5 l_0$	
Дуже заглиблена	$0 \dots 1,0$	$s_0 + 0,3 l_0$	

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

- при $T_\delta < T'_{ak}, T''_{ak}$

$$T'_{розрах}, T''_{розрах} = T_\delta;$$

- при $T_\delta > T'_{ak}, T''_{ak}$

$$T'_{розрах} = T'_{ak}, T''_{розрах} = T''_{ak}.$$

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

Визначення числових значень коефіцієнтів опору.

Заданий підземний контур розбивають на окремі елементи трьох типів:

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

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

$$h_i = \zeta'_i \frac{z}{\sum_i \zeta'_i}, \quad (2.26)$$

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

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

Схеми елементів контуру та формули для визначення коефіцієнтів опору наведено в табл.2.9.

Таблиця 2.9

Значення коефіцієнтів опору

фрагмент	Схема елемента	Розрахункова формула	Умови застосування
Вхідний і вихідний елементи		$\zeta_{ax} = \zeta_{vux} = \zeta_{yct} + 0,44, \quad (2.27)$ $\zeta_{yct} = \frac{a}{T_1} \quad (2.28)$	$S = 0$
		$\zeta_{ax} = \zeta_{vux} = \zeta_{yct} + 0,44, \quad (2.29)$	$S \neq 0$
Внутрішній уступ та шпунт		a) $\zeta_{yct} = \frac{a}{T_1} + 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,5 \cdot S / T_2}{1 - 0,75 \cdot S / T_2} \quad (2.30)$	$0,5 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1,0; 0 \leq \frac{S}{T_2} \leq 0,8$
		б) $\zeta_{yct} = \frac{a}{T_1} + 12 \cdot \left(\frac{S}{T_2} - 0,8 \right) + 2,2 \quad (2.31)$	$0,5 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1,0; 0,8 \leq \frac{S}{T_2} \leq 0,96$
Горизонт. елемент		a) $\zeta_{zop} = \frac{l - 0,5(S_1 + S_2)}{T}, \quad (2.32)$	$l \geq 0,5(S_1 + S_2)$
		б) $\zeta_{zop} = 0$	$l < 0,5(S_1 + S_2)$

Позначення в табл. 2.9: T_1, T_2 – глибина залягання розрахункового водоупору до і після шпунта чи уступу, що розглядаються, завжди приймається $T_1 \geq T_2$; S - довжина шпунта; S_1, S_2 – розміри шпунтів, розташованих зліва і справа від горизонтального елемента; якщо шпунт суміщається із зубом чи уступом, вони також включаються в довжину шпунта; a – глибина уступу, $a = T_1 - T_2$.

Припускаючи, що зміна втрат напору по довжині кожного елемента підземного контуру відбувається за лінійним законом, будують епюру фільтраційного напору на флютбет (рис. 2.11).

Розрахунок фільтраційної міцності.

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

Загальна фільтраційна міцність основи забезпечена, якщо [13]

$$I_k \leq \frac{1}{\gamma_n} I_{cr}^{cp}, \quad (2.27)$$

де I_k – контролюючий градієнт напору фільтраційного потоку;

γ_n – коефіцієнт надійності.

Для періоду експлуатації при основному розрахунковому сполученні навантажень для категорії відповідальності конструкції та її елементів А [15] значення γ_n становить [14]: для споруд класу СС3 – 1,25; СС2-1 – 1,20; класу СС2-2 – 1,15; класу СС1 – 1,1.

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

$$I_k = \frac{z}{T'_{розрах} \sum \xi'_i}, \quad (2.28)$$

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

При розпластаній схемі підземного контуру

$$I_k \cong I_{\epsilon.к.}, \quad (2.29)$$

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

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

Достатність товщини ґрунтового понуру може бути перевірена за залежністю

$$t_n \geq \frac{\Delta H_{na} \gamma_n}{I_{cr}^{cp}}, \quad (2.30)$$

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

I_{cr}^{cp} – критичний градієнт напору (для понуру з глини складає 4...8) [13].

Товщина водобоя в розрахунковому перерізі

$$t_b = \frac{\gamma_{lc} \gamma_n}{\gamma_c} \frac{h_x}{\frac{\rho_{nl}}{\rho_0} - 1}, \quad (2.31)$$

де $\gamma_{lc}, \gamma_n, \gamma_c$ – коефіцієнти відповідно поєднання навантажень, надійності та умов роботи (п.1.5);

h_x – значення напору в розрахунковому перерізі;

ρ_{nl} – щільність матеріалу водобоя.

Місцева фільтраційна міцність ґрунту основи забезпечується, якщо виконується умова

$$I_{вих} \leq I_{кр}^M, \quad (2.32)$$

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

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

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

$$I_{вих} = \frac{z}{T''_{розрах} \cdot \alpha \sum \zeta''_i}, \quad (2.33)$$

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

$$\alpha = \sqrt{\sin \left[\frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{S}{T_1} - \frac{T_2}{T_1} + 1 \right) \right]}; \quad (2.34)$$

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

Формула (2.33) рекомендується для $0,7 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 1,4$. Методика ви-

значення $I_{вих}$ в інших випадках викладена в [7]

Якщо дійсний водоупор розташований на значній глибині ($T_0 = \infty$), то вихідний градієнт $I_{вих}$ розраховують із врахуванням коефіцієнту запасу 1,1.

Якщо в результаті розрахунків умови загальної (2.27) і місцевої (2.32) фільтраційної міцності не задовольняються, розміри і конструкція підземного контуру повинні бути відкориговані.

Питома фільтраційна витрата визначається за формулою

$$q = \frac{z}{\sum \zeta_i'''} K, \quad (2.35)$$

де $\sum \zeta_i'''$ – сума коефіцієнтів опору при $T_{розрах}''' = T_0$;

K – коефіцієнт фільтрації.

У випадку глибокого залягання водоупору ($T_0 \gg T'_{ak}$) витрата за даною формулою може бути знайдена лише наближено.

2.1.3. Підвідний канал

Гідравлічні розрахунки підвідного і з'єднувального каналів необхідно виконувати паралельно з розрахунком регулятора.

Розміри поперечного перерізу каналу повинні забезпечувати пропуск максимальної розрахункової витрати Q_{max} з швидкостями, що не перевищують допустимі значення $V_{дон}$ (табл. 2.4). Для забезпечення плавного входу потоку підвідний канал повинен мати широкий фронт забору. З цією метою на криволінійній ділянці його розширюють по дну у напрямку проти течії до ширини в початковій частині $b_{П}=1,5b_{ПК}$, де $b_{ПК}$ – ширина підвідного каналу (рис. 2.12). Для покращення підходу потоку до регулятора передбачена прямо-лінійна вставка довжиною $l_{ц}=1,5b_{ПК}$.

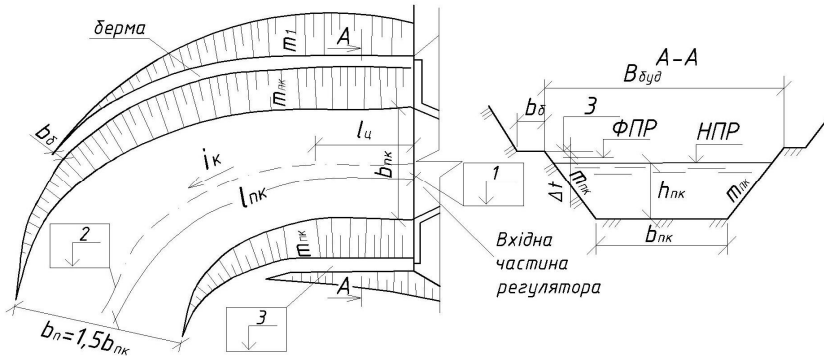


Рис. 2.12. Підвідний канал

Поперечний переріз каналу приймається трапецеїдальним, для покращання умов підходу приймають зворотний уклон дна $i_{пк} \leq 0$. Закладання укосів каналу $m_{пк}$ вибирається в залежності від ґрунтів ложа каналу (табл. 2.4) [9].

Вид ґрунтів, в яких буде прокладено канал, встановлюється при аналізі поздовжнього геологічного профілю по трасі водоскиду. Для цього на побудованому профілі проводять пряму на відмітці $\downarrow 1$ (п. 2.1.2) (рис. 2.2). Промінь 00_1 , проведений вліво від осі споруди (вісь греблі), – лінія дна підвідного каналу, вправо (00_2) – лінія дна з'єднувального каналу. Якщо лінії 00_1 і 00_2 проходять через декілька ґрунтів, то для розрахунку вибирають той ґрунт, для якого значення допустимої швидкості на розмив менше.

Гідравлічний розрахунок каналу зводиться до визначення всіх гідравлічних елементів та уклону дна. Глибина наповнення підвідного каналу при пропуску максимальної витрати Q_{\max} для основного розрахункового випадку була прийнята в ході гідравлічного розрахунку регулятора: $h_{пк} = h_{см}$. При розрахунку роблять припущення про наявність в каналі рівномірного руху води.

Площа поперечного перерізу каналу

$$\omega = \frac{Q_{\max}}{V_{\text{доп}}}, \quad (2.36)$$

де $V_{\text{доп}}$ – допустима швидкість для ґрунтів ложа каналу (табл. 2.4);

Q_{\max} – максимальна скидна витрата.

Ширина каналу по дну

$$b_{ПК} = \frac{\omega - m_{ПК} h_{ПК}^2}{h_{ПК}}, \quad (2.37)$$

де $h_{ПК}$ – глибина води в підвідному каналі (визначається при розрахунку регулятора).

Отримані значення параметрів каналів (підвідного, з'єднувального і відвідного) заокруглюються з точністю до 0,1 м.

Відмітка берми підвідного каналу

$$\downarrow 3 = \downarrow \Phi П П + \Delta t, \quad (2.38)$$

де Δt – перевищення верхньої бровки каналу над максимальним рівнем води (табл. 2.10).

Ширина берм для всіх каналів – $b_{\delta} \geq 2,0$ м (рис. 2.12).

Таблиця 2.10

Рекомендовані значення перевищення Δt бровок каналів і споруд над рівнем води

Q , м ³ /с	до 10	10...30	30...50	50...80
Δt , м	0,30	0,40	0,50	0,60

2.1.4. З'єднувальний канал

З'єднувальний канал проектується із постійною шириною по дну по всій його довжині (рис.2.13). Як і підвідний, з'єднувальний канал на ділянці виходу потоку з регулятора і на ділянці входу в спрягаючу споруду має прямолінійні вставки довжиною $l_{ц} = 1,5b_{зк}$.

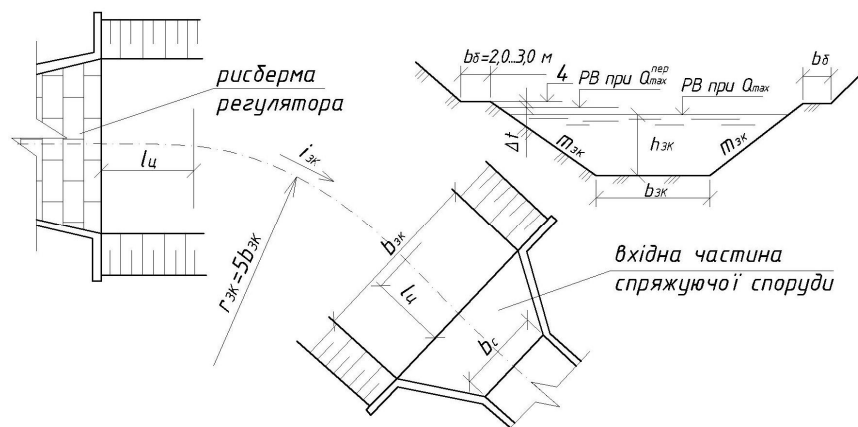


Рис. 2.13. З'єднувальний канал

Глибина наповнення з'єднувального каналу при пропуску максимальної витрати Q_{\max} для основного розрахункового випадку була прийнята в ході гідравлічного розрахунку регулятора: $h_{3K} = h_{\Pi}$.

Коефіцієнт закладання укосів каналу m_{3K} і значення допустимої швидкості $V_{\text{дон}}$ вибираються з табл.2.4 для ґрунту ложа каналу. Призначення ширини каналу по дну проводиться аналогічно підвідному каналу за формулами (2.36), (2.37), в які підставляють параметри з'єднувального каналу.

Уклон дна каналу призначається додатним $i_{3K} > 0$ і розраховується за формулою

$$i = \frac{V_{\text{дон}}^2}{C^2 R}, \quad (2.39)$$

де C – коефіцієнт Шезі; для руху води в каналі визначається за формулою

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}; \quad (2.40)$$

n – шорсткість русла, для каналізованого русла можна прийняти $n=0,025$;

R – гідравлічний радіус,

$$R = \frac{\omega_{3K}}{\chi_{3K}}; \quad (2.41)$$

ω_{3K} – площа поперечного перерізу каналу; для глибини наповнення каналу h розраховується за залежністю

$$\omega_{3K} = h \cdot (b_{3K} + m_{3K} h); \quad (2.42)$$

χ_{3K} – змочений периметр,

$$\chi_{3K} = b_{3K} + 2h\sqrt{1 + m_{3K}^2}. \quad (2.43)$$

Для отриманих розмірів поперечного перерізу з'єднувального каналу необхідно побудувати криву залежності $Q=f(h_{3K})$ (рис. 2.14), яка необхідна для розрахунку спряження б'єфів за регулятором. Розрахунки проводять за залежностями (2.40)-(2.43). Витрата води в каналі при значенні наповнення каналу h , що розглядається,

$$Q = \omega_{3K} \cdot C \sqrt{R \cdot i}. \quad (2.44)$$

Кількість необхідних точок для побудови кривої - не менше 5-ти. Остання точка кривої повинна відповідати значенню витрати, що не

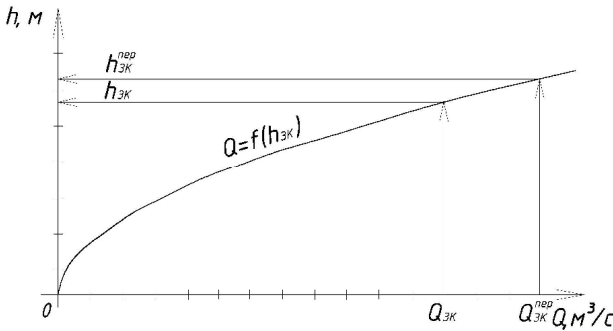


Рис. 2.14. Крива залежності $Q=f(h_{3K})$ для з'єднувального каналу

менше максимальної перевірочної витрати. Розрахунок рекомендується проводити в табличній формі.

Відмітка берми з'єднувального каналу

$$\downarrow 4 = \downarrow 1 + h_{3K}^{nep} + \Delta t, \quad (2.45)$$

де h_{3K}^{nep} – глибина води в каналі при пропуску перевірочної витрати

Q_{\max}^{nep} (по кривій $Q=f(h_{3K})$);

Δt – перевищення верхньої бровки каналу над максимальним рівнем води (табл. 2.10).

Ширина берм приймається не менше 2,0 м (рис. 2.13).

2.1.5. Відвідний канал

Відвідний канал (рис. 2.1) служить для відведення води від кінцевої частини спрягаючої споруди у русло річки. Форма поперечного перерізу каналу – трапецеїдальна. Глибина води в каналі h_{BK} приймається такою ж, як в річці h_p (знаходиться по кривій $Q=f(h_p)$). Значення допустимої швидкості $V_{дон}$ і коефіцієнта закладання укосів призначають аналогічно розрахункам підвідного і з'єднувального каналів. Ширину каналу по дну визначають за залежністю (2.37), в яку підставляють параметри відвідного каналу.

2.1.6. Побудова каналів на плані

Побудова каналів на плані зводиться до побудови лінії дна каналу та ліній контуру укосів (рис. 2.15).

Побудова лінії контуру проводиться аналогічно п.1.3.9. При цьому проекції проектних горизонталей укосів каналу окреслюються

по дугам кола з центром в спільній точці O_1 , яка вибирається так, щоб забезпечити мінімальний об'єм виїмки ґрунту при будівництві каналу.

Відстань від лінії дна каналу до проекції кожної із горизонталей – горизонтальне прокладання - визначається за формулою (1.17), де h_i – перевищення відмітки горизонталі, що розглядається, $\downarrow z_{ор_i}$, над відміткою дна каналу. Лінією контуру укосу є обвідна, проведена через точки перетину проекцій проектних горизонталей із горизонталями місцевості.

Радіус кривизни осі каналу r_K та відстані від водопідпірної споруди до вхідного перерізу каналу або від споруди до місця спряження відповідного каналу із руслом призначаються згідно рекомендацій п.2.1.1.

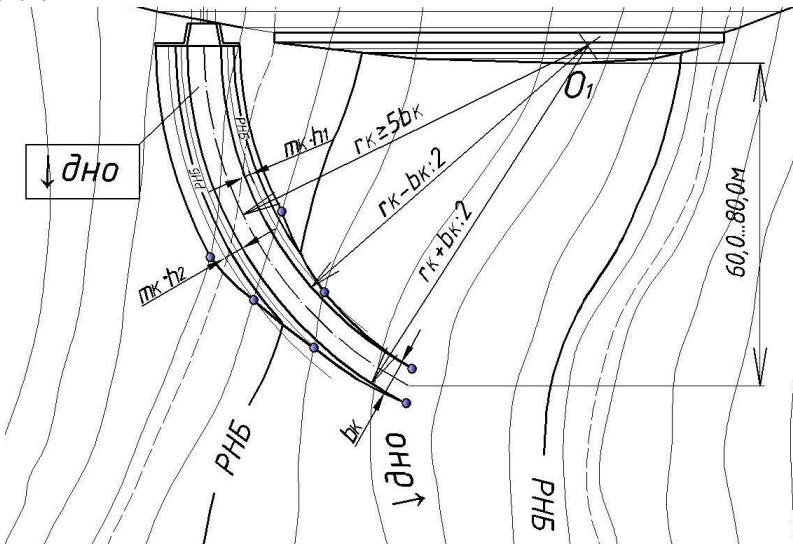


Рис. 2.15. Побудова каналу на плані

2.1.7. Визначення відміток дна по трасі водоскидної споруди

Для визначення відміток дна по трасі водоскиду використовують поздовжній профіль (рис. 2.2; 2.16). На профілі проводять горизонтальні лінії на відмітках НПР, ФПР, $\downarrow 1$, $\downarrow 3$, $\downarrow 4$.

Точка перетину лінії на відмітці $\downarrow 1$ із схилом долини річки з боку водосховища O_1 – початок вхідної частини підвідного каналу.

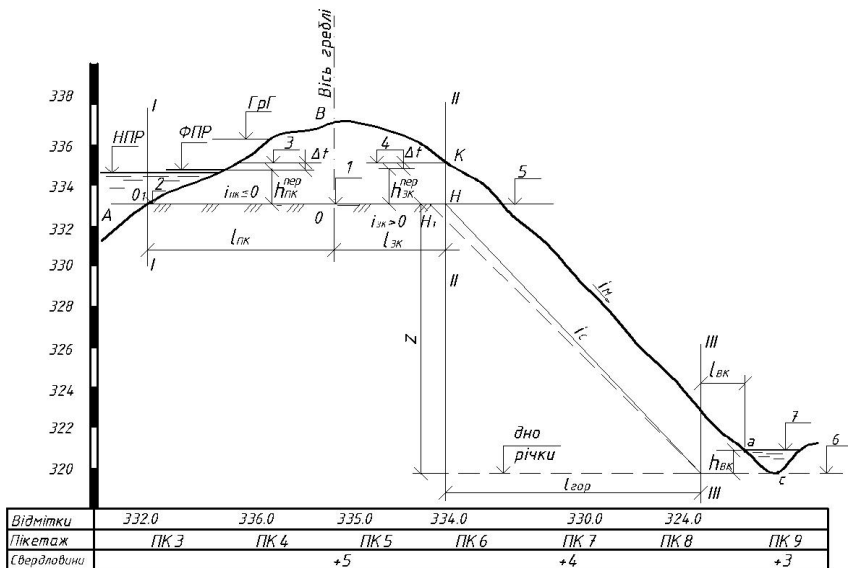


Рис. 2.16. Схема до визначення відміток дна каналів по трасі водоскиду

Примітка: варіант перенесення вхідного перерізу з точки H в точку H_1 показано пунктиром.

Відстань від осі земляної греблі до вхідного перерізу $I-I$ – довжина підвідного каналу $l_{пк}$.

Відмітка дна на початку підвідного каналу

$$\downarrow 2 = \downarrow 1 + i_{пк} l_{пк} \quad (2.46)$$

Точка перетину лінії на відмітці $\downarrow 4$ із схилом долини з боку нижнього б'єфу (точка K , рис. 2.16) – кінець з'єднувального каналу і початок спрягаючої споруди. Відстань від осі земляної греблі до кінцевого перерізу $II-II$ – довжина з'єднувального каналу $l_{зк}$.

Відмітка дна каналу в перерізі $II-II$

$$\downarrow 5 = \downarrow 1 - i_{зк} l_{зк} \quad (2.47)$$

Відмітка дна річки в місці виходу траси водоскидного тракту

$$\downarrow 6 = \downarrow дна - i_p l_{гор} \quad (2.48)$$

де $\downarrow дна$ – відмітка дна річки в створі греблі;

i_p – похил річки;

$l_{гор}$ – довжина річки від осі греблі до місця виходу траси (відповідно до плану).

Відмітку рівня води в річці в місці виходу траси водоскидного тракту

$$\downarrow 7 = \downarrow 6 + h_p, \quad (2.49)$$

де h_p – глибина води в річці при пропуску витрати Q_{\max} .

Від точки перетину лінії на відмітці $\downarrow 7$ із схилом річкової долини (точка *a*) (рис. 2.16) на ній відкладають довжину відповідного каналу $l_{BK} \approx 20 \dots 30$ м. III-III – вихідний переріз спрягаючої споруди.

Визначається уклон місцевості в місці розташування спрягаючої споруди

$$i_M = \frac{z}{L_{\text{гор}}} = \frac{\downarrow 5 - \downarrow 6}{L_{\text{гор}}}, \quad (2.50)$$

де $L_{\text{гор}}$ – горизонтальне прокладання між перерізами II-II та III-III.

При цьому необхідно, щоб уклон підшви споруди був приблизно рівний уклону схилу річкової долини (з умови мінімуму земляних робіт). Уклон місцевості в місці розташування споруди не повинен перевищувати допустимих значень для даної споруди ($i_c \leq 0,15$ – для швидкотоку, $i_c < 0,15 \dots 0,30$ – для перепаду). При невиконанні умови необхідно змінити напрямок траси спрягаючої споруди або перенести її вхідний переріз.

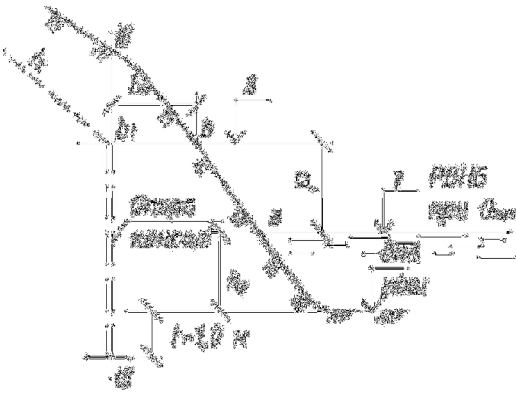


Рис. 2.17. Визначення уклону для консольного перепаду

Для консольних перепадів значення уклону знаходять дещо інакше. Відмітка кінцевої частини консолі

$$\downarrow 8 = \downarrow 7 + P, \quad (2.51)$$

де P – перевищення кінця консолі над рівнем води в річці; рекомендується приймати $P=2 \dots 4$ м.

На цій відмітці на схилі долини знаходять точку b (рис. 2.17), на віддалі l_{BK} від якої в корінному березі буде закладена опора консолі (точка b_1 – вихідний переріз лотока споруди III-III).

Уклон місцевості в місці розташування консольного перепаду

$$i_M = \frac{z}{L_{\text{гор}}} = \frac{\downarrow 5 - \downarrow 8}{L_{\text{гор}}}, \quad (2.52)$$

де $L_{\text{гор}}$ – горизонтальне прокладання між перерізами II-II та III-III.

2.1.8. Спрягаючі споруди

Спрягаючі споруди при глухих водопідпірних спорудах є складовими частинами водоскидних трактів і служать для скидання надлишків води із водосховища, щоб запобігти його переповненню. Вибір типу спрягаючої споруди проводиться на основі техніко-економічного порівняння варіантів різних споруд. Ознайомитись з конструкціями споруд та принципами їх роботи можна в [1, 3, 4].

Основні розміри спрягаючих споруд визначаються в ході гідравлічного розрахунку для умови пропуску через них розрахункової максимальної витрати Q_{max} для основного розрахункового випадку і перевіряються на пропуск перевірочної витрати $Q_{\text{max}}^{\text{пер}}$.

Вихідними даними для гідравлічного розрахунку спрягаючої споруди є:

- а) глибина води в з'єднувальному каналі h_{3K} при пропуску Q_{max} (п. 2.1.4);
- б) ширина з'єднувального каналу по дну b_{3K} ;
- в) відмітка вхідної частини спрягаючої споруди $\downarrow 5$ і відмітки $\downarrow 6$ або $\downarrow 8$ (в залежності від типу спрягаючої споруди) та уклон місцевості i_c на ділянці розташування спрягаючої споруди (п. 2.1.7);
- г) швидкість руху води в з'єднувальному каналі $V_{\text{дон}}^{3K}$;
- д) глибина води в відвідному каналі h_{BK} і допустима швидкість течії води $V_{\text{дон}}^{BK}$ в ньому.

Багатосхідчастий перепад

Багатосхідчастий перепад (рис. 2.18) складається із вхідної частини, східців із водобійними стінками, заспокоювача і вихідної частини.

Кількість східців перепаду n і значення висоти кожного східця P визначаються в залежності від значення загального перепаду z , характеру повздовжнього профілю місцевості, а також значення глибини водобійного колодезя d_{κ} . Загальна висота перепаду місцевості z розбивається на окремі східці висотою

$$P = \frac{z}{n} + d_{\kappa}. \quad (2.53)$$

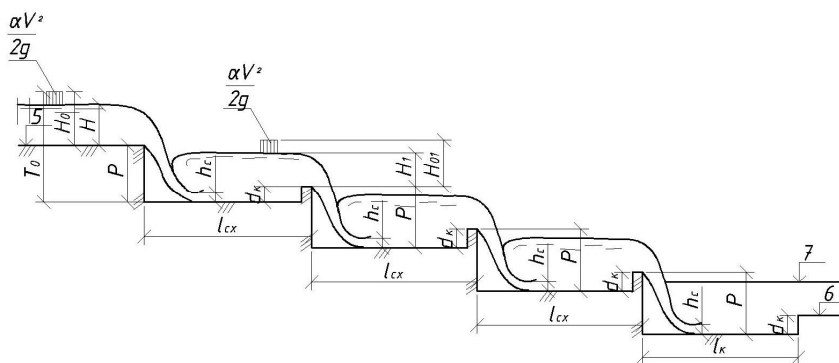


Рис. 2.18. Схема до гідравлічного розрахунку багатосхідчастого перепаду

Кількість східців перепаду призначається такою, щоб значення P знаходилося в межах 2...4 м або, за рекомендаціями [9], $P=1,5H$, де H – напір на порозі вхідної частини перепаду $H = h_{3\kappa}$.

Висоту кожного східця P та їх довжину, крім останнього, призначають однаковими для створення однакових гідравлічних умов роботи кожного східця. Глибина водобійного колодезя попередньо приймається $d_{\kappa} \approx 1/3P$. В процесі подальших розрахунків попередньо вибрані значення уточнюються.

Гідравлічний розрахунок багатосхідчастого перепаду

В результаті гідравлічного розрахунку визначається ширина вхідної частини перепаду $b_{\text{вх}}$, уточнюються попередньо вибрані розміри P і d_{κ} . Розрахунку підлягають перший, другий і останній східці. В процесі розрахунку встановлюються умови затоплення гідравлічного стрибка на східцях і визначаються їх довжини $l_{\text{сх}}$.

Вхідна частина перепаду

Вхідна частина всіх спрягаючих споруд, що має прямокутний поперечний переріз, працює, як незатоплений водозлив із широким порогом (рис. 2.19) [3, с. 112-114].

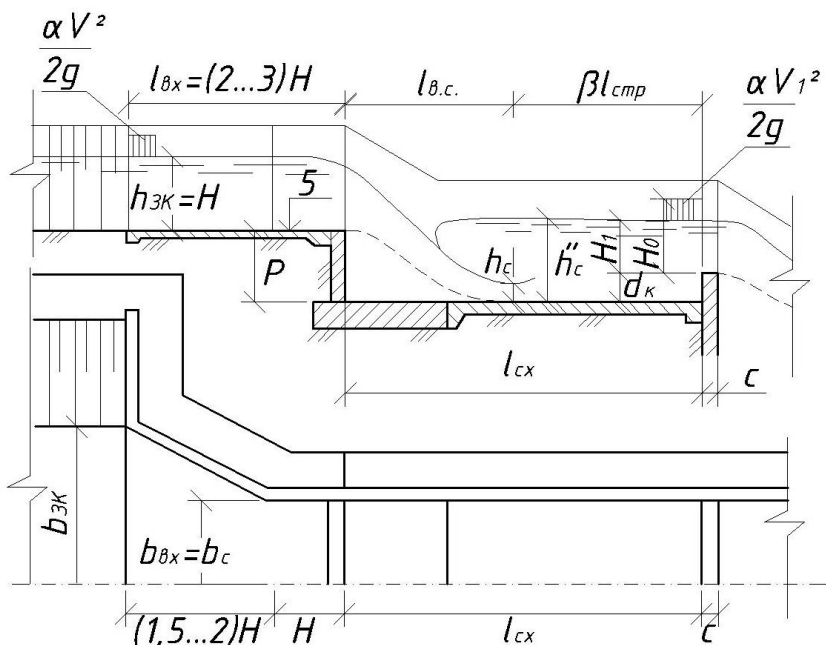


Рис. 2.19. Вхідна частина і перший східць перепаду

Ширина вхідної частини $b_{вх}$ визначається з формули (2.7). Отримане значення $b_{вх}$ заокруглюють до десятих метра в бік збільшення. Ширина споруди b_c приймається такою, як і ширина її вхідної частини ($b_c = b_{вх}$).

Перший східць

Глибина в стисненому перерізі h_c біля дна колодязя (рис. 2.19) знаходиться із залежності

$$q = \varphi \cdot h_c \cdot \sqrt{2g(P + H_0 - h_c)}, \quad (2.54)$$

де q – питома витрата,

$$q = \frac{Q_{\max}}{b_c}; \quad (2.55)$$

P, H_0 – для вхідної частини першого східця (рис.2.19);

$$V = \frac{q}{H}; \quad (2.56)$$

φ – коефіцієнт швидкості, який знаходиться за графіком на рис.

2.20 за значенням $\frac{H_0}{P} \left(\frac{b_c}{b_{3K}} \right)$.

Друга спряжена глибина h_c'' визначається за залежністю (2.18).

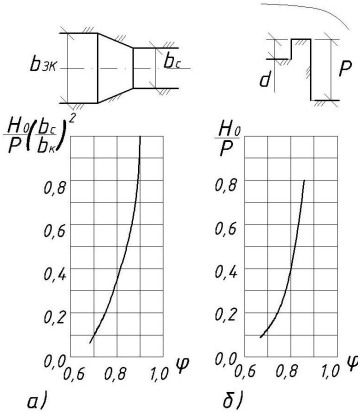


Рис. 2.20. Графіки для визначення коефіцієнта φ

Глибина водобійного колодезя уточнюється за залежністю

$$d_{\kappa} = h_c'' - (1,1 \dots 1,15) h_{кр}, \quad (2.57)$$

де $h_{кр}$ – критична глибина; визначається за формулою (2.25) для відповідного значення питомої витрати.

Глибина води в колодезі

$$t = d_{\kappa} + H. \quad (2.58)$$

Коефіцієнт запасу глибини води в колодезі (коефіцієнт затоплення стрибка)

$$\eta = \frac{t}{h_c''}; \quad (2.59)$$

значення η повинно бути в межах 1,1...1,2.

Довжина східця

$$l_{сх} = l_{в.с.} + \beta \cdot l_{стр}, \quad (2.60)$$

де $l_{в.с.}$ – довжина відльоту струмینی;

$$l_{в.с.} = \varphi \cdot V \sqrt{\frac{2P + H}{g}}, \quad (2.61)$$

$l_{стр}$ – довжина стрибка,

$$l_{cmp} = 16,7 \cdot (h_{кр} - h_c); \quad (2.62)$$

$$\beta = 0,7 \dots 0,8.$$

Другий і наступні східці (рис. 2.21)

Напір на порозі водозливу в кінці першого східця

$$H_1 = h_c'' - d_{к}. \quad (2.63)$$

Напір з урахуванням швидкості підходу

$$H_0 = H_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g}, \quad (2.64)$$

де V_1 – швидкість потоку в кінці східця

$$V_1 = \frac{q}{h_c''}. \quad (2.65)$$

Подальші розрахунки проводяться за формулами (2.54, 2.18, 2.57-2.62).

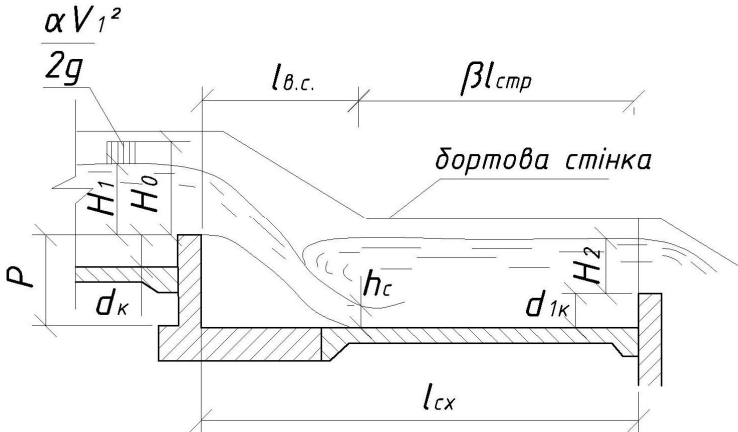


Рис. 2.21. Другий східць перепаду

Умови руху потоку на всіх наступних східцях (при будь-якій їх кількості) можна вважати однаковими, тому всі розміри наступних східців приймають такими ж, як для другого східця.

Останній східць (низовий водобійний колодязь)

Останній східць (заспокоювач) є найбільш відповідальною частиною перепаду, оскільки в межах цієї частини гаситься найбільша кількість енергію потоку. На останньому східці доцільно влашту-

вати водобійний колодязь. Колодязь виконується із розширенням в плані від ширини споруди b_c до ширини відповідного каналу b_{BK} (п.2.1.5) для створення умов розтікання потоку. Щоб запобігти виникненню збійності течії та відриву потоку, кут розширення стінок повинен бути $\beta \leq 15^\circ$. При значній різниці

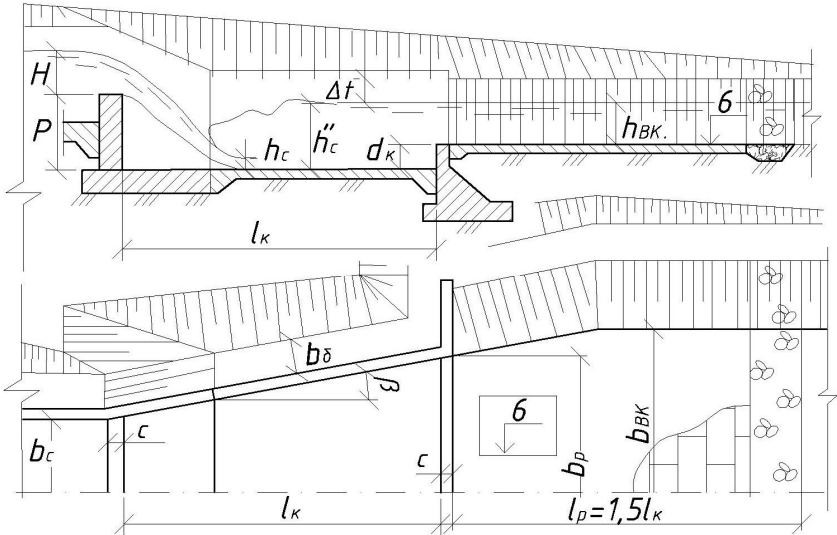


Рис. 2.22. Вихідна частина перепаду

між b_c та b_{BK} довжину останнього східця приймають такою ж, як і проміжного l_{CX} , а подальше розширення проводиться в межах рисберми (рис. 2.22).

Значення другої спряженої глибини h_c'' в просторових умовах спряження потоків знаходять підбором із рівняння стрибкової функції

$$\frac{\alpha Q^2}{gS_1} + y_1 S_1 = \frac{\alpha Q^2}{gS_2} + y_2 S_2, \quad (2.66)$$

де S_1 – площа живого перерізу потоку перед стрибком

$$S_1 = h_c b_c; \quad (2.67)$$

S_2 – площа живого перерізу за стрибком

$$S_2 = h_c'' b_{BK}; \quad (2.68)$$

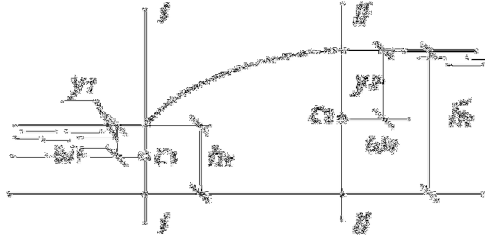


Рис. 2.23. Схема до визначення другої спряженої глибини

y_1, y_2 – глибини занурення центрів ваги площ S_1 і S_2 (рис. 2.23)

$$y_1 = \frac{h_c}{2}; \quad (2.69) \quad y_2 = \frac{h_c''}{2}. \quad (2.70)$$

Значення h_c розраховують за формулою (2.54).

У випадку необхідності виконання рисберми з розширенням в формулі (2.58) замість b_{BK} приймають b_p – ширину водобійного колодязя в перерізі, що розглядається,

$$b_p = b_c + 2 \cdot l_k \cdot \text{tg} \beta, \quad (2.71)$$

де l_k – довжина водобійного колодязя

$$l_k = \beta \cdot l_{cmp}; \quad (2.72)$$

l_{cmp} – довжина стрибка; визначається за формулою (2.62).

Глибину колодязя знаходять із умови затоплення стрибка

$$(1,1 \dots 1,15) h_c'' \leq h_{BK} + d_k. \quad (2.73)$$

Ширину водозливної стінки по верху c призначають 0,4...0,6 м.

Швидкотік

В конструктивному відношенні швидкотік складається із вхідної частини, лотока (водоскату), гасителя (водобійного колодязя), відвідного каналу (рис. 2.24) [1, 8, 9].

Довжина лотока швидкотоку визначається як гіпотенуза прямокутного трикутника

$$L_n = \sqrt{z^2 + L_{\Gamma}^2}, \quad (2.74)$$

де z – різниця відміток $\downarrow 5$ і $\downarrow 6$ місцевості (рис. 2.15, 2.24);

L_{Γ} – горизонтальне прокладання лотока.

Гідравлічний розрахунок швидкотоку

На основі гідравлічного розрахунку швидкотоку знаходиться його ширина, проводиться побудова кривої спаду і визначення умов гасіння енергії в нижньому б'єфі [5].

Вхідна частина

Ширина вхідної частини швидкотоку (рис. 2.24, а) розраховується аналогічно вхідній частині перепаду за формулою (2.7).

Розрахунок лотка швидкотоку

В швидкотоках, що мають вхідну частину з горизонтальним дном у вигляді перехідної ділянки, що звужується в плані, і лотком постійної ширини по дну, на початку швидкотоку (на ділянці перелому дна) встановлюється критична глибини $h_{кр}$, отже, в межах водоскату має місце крива спаду [9].

Значення уклону лотка $i_L = i_M$ визначено в розділі 2.1.6.

Значення питомої витрати q і критичної глибини $h_{кр}$ визначаються за (2.55) і (2.25) відповідно. При розрахунках будемо вважати, що швидкотік є гідравлічно довгим, тобто в кінці швидкотоку встановлюється нормальна глибина h_n , значення якої визначається підбором із рівняння Шезі

$$Q = h_n b_c C \sqrt{R \cdot i}, \quad (2.75)$$

де $i = i_L$.

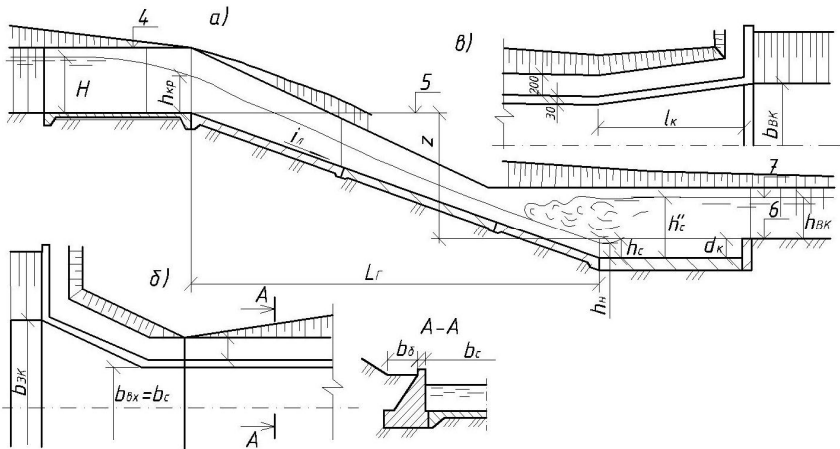


Рис. 2.24. Схема до розрахунку швидкотоку

Таблиця 2.11

Гідралічний розрахунок лотока швидкотоку

h_n	b_n	ω	χ	R	i_M	$\sqrt{R \cdot i_n}$	n	C	V	Q

Розрахунок рекомендується проводити в табличній формі (табл. 2.11) за формулами (2.40)-(2.43). Значення коефіцієнту шорсткості дна і стінок бетонного лотока $n=0,017$.

За даними табл. 2.11. будують графік $Q = f(h)$, з якого знімають значення нормальної глибини, що відповідає розрахунковій витраті.

Приймаючи $h_1 = h_{кр}$; $h_2 = 1,05h_n$, визначають середню глибину води на водоскаті швидкотоку

$$h_{cp} = \frac{h_1 + h_2}{2}. \quad (2.76)$$

Для побудови кривої спаду необхідно знайти значення площі живого перерізу потоку, змоченого периметру і гідралічного радіусу, коефіцієнту Шезі (швидкісного множника), витратної характеристики при середній глибині

$$\omega_{cp} = b_c h_{cp}; \quad (2.77)$$

$$\chi_{cp} = b_c + 2h_{cp}; \quad (2.78)$$

$$R_{cp} = \frac{\omega_{cp}}{\chi_{cp}}; \quad (2.79)$$

$$C_{cp} = \frac{1}{n} R_{cp}^y, \quad (2.80)$$

де показник ступеня при попередніх розрахунках можна прийняти $y = 1/6$; значення y уточнюється за [9];

$$K = \omega_{cp} C_{cp} \sqrt{R_{cp}}. \quad (2.81)$$

Витратна характеристика при нормальній глибині

$$K_n = \omega_n C_n \sqrt{R_n}. \quad (2.82)$$

Криву вільної поверхні води в лотоку швидкотоку будують за залежністю Б.О. Бахметева [9, с.110]

$$\frac{i_n L_n}{h_n} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - j_{cp}) \cdot [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)], \quad (2.83)$$

$$\text{де} \quad \eta_1 = \frac{h_1}{h_n}, \quad (2.84) \quad \eta_2 = \frac{h_2}{h_n}; \quad (2.85)$$

$\varphi(\eta_1)$ і $\varphi(\eta_2)$ – значення функції, які визначаються з таблиць [9, с. 111] в залежності від гідравлічного показника

$$X = 2 \frac{\lg K_{cp} - \lg K_n}{\lg h_{cp} - \lg h_n}; \quad (2.86)$$

значення j_{cp}

$$j_{cp} = \frac{\alpha C_{cp}^2 j_{л}}{g} \cdot \frac{b_{cp}}{\chi_{cp}}. \quad (2.87)$$

Глибина в кінці швидкотоку

$$h_2 = \eta_2 h_n. \quad (2.88)$$

Швидкість потоку в кінці лотока визначається за залежністю

$$V = \frac{Q}{b_c h_2}. \quad (2.89)$$

Одержане значення швидкості необхідно порівняти із допустимим значенням для бетону ($V_{дон} = 8...15$ м/с) і зробити висновки щодо правильності призначення розмірів лотока.

Спряження б'єфів

Спряження швидкотоку із відвідним каналом здійснюється у вигляді перехідної ділянки. Спряження по типу затопленого гідравлічного стрибка на цій ділянці створюється за допомогою влаштування водобійного колодезя (заспокоювача). Як правило, влаштовують водобійний колодезь із поступовим заглибленням (без стінки падіння) (рис. 2.24).

Водобійний колодезь в плані виконується із розширенням з кутом не більше 12° .

Припускаючи $h_2 = h_c$, підбором визначається друга спряжена глибина h_2'' із рівняння стрибкової функції (2.66).

Глибина водобійного колодезя визначається із умови (2.73), але не менше $d_k \geq 0,5$ м.

Консольний перепад

До складу консольного перепаду (рис. 2.25) входять: вхідна частина, лотік швидкотоку і консоль. Вхідна частина і лотік в

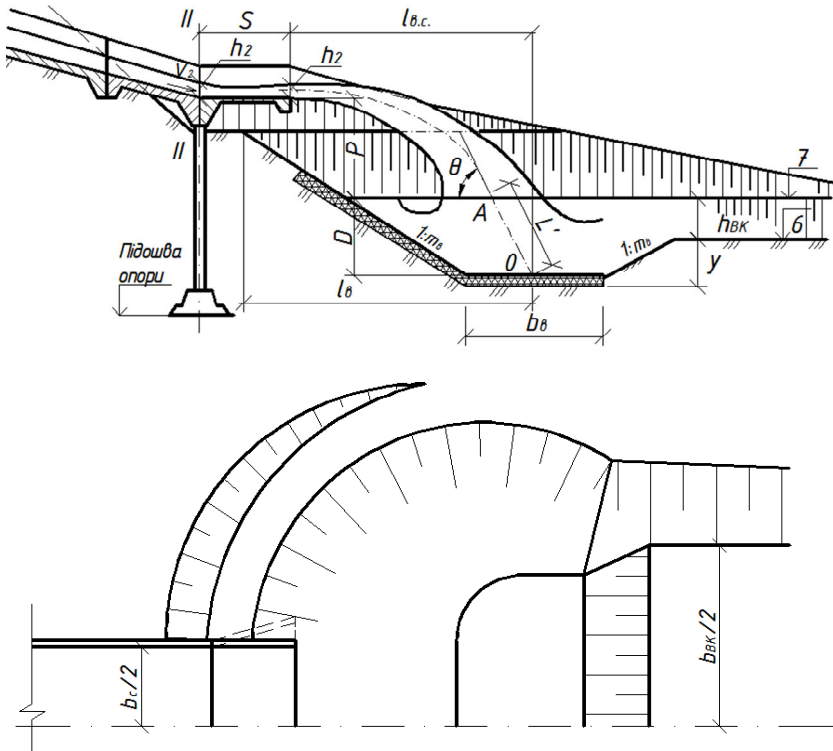


Рис. 2.25. Схема до розрахунку консольного перепаду

конструктивному відношенні аналогічні швидкотоку. Довжину консолі S приймають в межах 2...4 м. Дальність відльоту струмینی залежить від швидкості, висоти падіння та особливості конструкції кінцевої частини консолі. Розміри воронки розмиву залежать від швидкості струмینی та характеристик ґрунту.

Гасіння енергії падаючого потоку забезпечується тільки після того, коли через розмив ґрунту струминою утворюється воронка з розмірами, достатніми для заспокоєння потоку. Щоб запобігти подальшому розмиву укосів воронки, їх закріплюють габіонами або фашинами. Закладання укосів закріпленої воронки m_0 вибирається в залежності від ґрунту, в якому формується воронка. Попередньо можна прийняти: для щільних суглинків – 1:1,25...1,5; для суглинків середньої щільності - 1:1,5...2,0; для супісків 1:2,5...3,0.

Крайня берегова опора (ближча до воронки) - найбільш відповідальна частина споруди, тому що на неї спирається кінець лотока і консоль. Вона повинна бути закладена в корінному ґрунті на відмітці нижче дна майбутньої воронки розмиву, щоб запобігти підмиву опори.

Консоль проєктують горизонтально або під кутом $\leq 8...10^\circ$ до горизонту, що збільшує дальність відльоту струмини. Кінцева частина консолі може бути виконана із розширенням (показано штриховою лінією на рис. 2.25) для зменшення питомої витрати води та, відповідно, глибини воронки розмиву.

Гідравлічний розрахунок консольного перепаду

Вхідну частину розраховують аналогічно перепаду або швидкотоку. Розрахунок швидкотічної частини виконується аналогічно швидкотоку. В результаті розрахунку повинна бути визначена глибина води h_2 та швидкість V_2 в кінцевому перерізі лотока.

Розрахунок воронки розмиву

Для визначення розмірів воронки розмиву необхідно мати висоту консолі P (п.2.1.6) і довжину її горизонтальної частини S .

Відомості про характер ґрунту, в якому формується воронка розмиву, допустимі швидкості для даного ґрунту, а також глибину води у відповідному каналі потрібно взяти з п. 2.1.2, 2.1.6.

Припускаючи, що глибина потоку на консолі і його швидкість будуть такими ж, як і в кінці швидкотічної частини, тобто $h_{\text{кк}} = h_2$ і $V_{\text{кк}} = V_2$, визначаються горизонтальна V_x і вертикальна V_y складові швидкості в місці входу струмини в воронку розмиву

$$V_x = \varphi_p \cdot V_2; \quad (2.90)$$

$$V_y = \varphi_p \sqrt{2g(P+h)}, \quad (2.91)$$

де φ_p – коефіцієнт швидкості, який приймається в залежності від висоти падіння P (табл. 2.12).

Таблиця 2.12

Значення коефіцієнту швидкості φ_p

$P, \text{ м}$	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
φ_p	0,97...0,96	0,95...0,91	0,91...0,88	0,88...0,86	0,86...0,85

Повна швидкість падаючої струмини в місці її входу в воду у воронці розмиву

$$V_0 = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} . \quad (2.92)$$

Довжина ділянки розтікання струмини

$$L' = \frac{N \cdot q}{\sqrt{V_0 \cdot V_{BK}}} , \quad (2.93)$$

де q – питома витрата;

V_{BK} – швидкість потоку у відповідному каналі;

N – коефіцієнт, що залежить від висоти падіння P (табл. 2.13).

Таблиця 2.13

Значення коефіцієнту N

$P, \text{ м}$	2,0	3,0	4,0	5,0
N	4,3	4,6	4,8	5,0

Кут нахилу падаючої струмини до горизонту (для $\theta \geq 10^\circ$) визначається із залежності

$$\text{tg} \theta = \frac{V_y}{V_x} . \quad (2.94)$$

Глибина в місці розмиву

$$D = L' \cdot \sin \theta . \quad (2.95)$$

Глибина чистого розмиву (рис. 2.25)

$$y = D - h_{BK} . \quad (2.96)$$

Дальність відльоту струмини визначається за залежністю

$$l_{e.c.} = 0,45 \cdot \varphi_p \cdot V_{2cp} \sqrt{P + h + D} , \quad (2.97)$$

де V_{2cp} – середня величина горизонтальної складової швидкості в місці входу струмини у воронку розмиву

$$V_{2cp} = 0,5 \cdot V_2 (1 + \varphi_p) . \quad (2.98)$$

Довжина воронки від створу найбільшого розмиву визначається за залежністю

$$b_e = \frac{Q}{b_c \cdot V_{BK}} . \quad (2.99)$$

Відстань до верхньої границі воронки в напрямку консолі від точки O (рис. 2.25) визначається за залежністю

$$l_e = \frac{b_e}{2} + m_e \cdot D . \quad (2.100)$$

Довжина воронки в напрямку консолі повинна бути не менше довжини відльоту струмини $l_g < l_{e.c.}$. В протилежному випадку необхідно збільшити коефіцієнт закладання укосів воронки.

Визначення розмірів елементів спрягаючих споруд

Розміри окремих елементів споруд можна назначати за наступними рекомендаціями.

Довжина вхідної частини

- при $q=2\text{м}^2/\text{с}$ $l_{ex}=2H$;
- при $q\geq 2\text{м}^2/\text{с}$ $l_{ex}=3H$, де H – глибина води на вході в споруду.

Товщина флютбету у вхідній частині приймається конструктивно 0,3...0,5м.

Довжина передпонуруного кріплення $l_{mk}=(2...3)H$. Товщина плит захисного покриття понуру 0,1...0,2м.

Товщина дна лотока швидкотоку та консольного перепаду приймається постійною $t_n=0,2...0,5\text{м}$.

Товщина водобійної частини багатосхідчастого перепаду:

- при $q\leq 2\text{м}^2/\text{с}$ $t_g=0,35...0,4\text{м}$;
- при $q=2\text{м}^2/\text{с}$ та $P\leq 2,5\text{м}$ $t_g=0,6...0,7\text{м}$;
- при $q> 5\text{м}^2/\text{с}$ та $P\leq 3,5\text{м}$ $t_g=0,8...1,0\text{м}$;
- при інших значеннях P та q товщина плити водобою

$$t_g = 0,25\sqrt{q\sqrt{P}}. \quad (2.101)$$

При експлуатації спрягаючих споруд виникає фільтраційний тиск на флютбет, який досягає найбільших значень в його кінцевій частині. Влаштування застійного дренажу суттєво знижує фільтраційний тиск, що дозволяє зменшити товщину флютбету до конструктивних розмірів з невеликим запасом. Застійний (закромочний) дренаж складається із перфорованих труб (дрен) діаметром 0,2...0,3м, що вкладаються вздовж поздовжніх стінок швидкотічної частини або перепаду. Для запобігання замулення труб навколо них влаштовується обсіпка по типу зворотного фільтру. Нижня кінцева частина дрен виводиться на відмітку дна відвідного каналу. Дренаж влаштовується на останніх (0,5...0,6) довжини споруди. Для контролю за роботою дрен влаштовуються оглядові колодязі.

Будівельна висота бокових стінок $H_{\text{бгд}}$ призначається в залежності від глибини води в споруді h , для швидкотоків та консольних перепадів – із запасом на аерацію потоку.

Для перепадів

$$H_{\text{бгд}} = h + (1,3 \dots 1,5) \Delta t, \quad (2.102)$$

де Δt приймається за табл. 2.10.

Для швидкотоків та консольних перепадів

$$H_{\text{бгд}} = K_{\text{аер}} h + \Delta t, \quad (2.103)$$

де $K_{\text{аер}}$ – коефіцієнт аерації, приймається за табл. 2.14.

Таблиця 2.14

Коефіцієнт аерації

Глибина h , м	$K_{\text{аер}}$ при швидкості, м/с		
	5	10	15
0,25	1,1	1,3	1,60
0,40	1,05	1,15	1,35
0,60	-	1,05	1,20

По довжині споруди розрізаються деформаційними швами. В багатосхідчастому перепаді шви розташовуються на початку та в кінці кожного східця; в швидкотоках та консольних перепадах шви влаштовують із однаковими проміжками через 5...20 м в залежності від товщини бокових стінок. В місці влаштування шва днище виконують потовщеним (влаштовують комір) для збільшення площі дотику в площині шва, збільшення опору зсуву та зменшення фільтрації через шви.

Шви заробляють двома шарами толю на гудроні або прокладкою із шпоночної гуми. Під спорудою, в місці розташування швів, влаштовують дренаж по типу зворотного фільтра.

Для захисту ґрунту за стінками споруди від замочування внаслідок бурного режиму руху потоку рекомендується влаштовувати вимощення шириною 2,0...2,5 м. Вимощення виконується із бетонних плит товщиною 0,1...0,15 м.

Кріплення дна вихідної частини (рисберми) виконується із бетонних плит товщиною 0,3...0,8 м із незамоноліченими швами.

Для вирівнювання та ущільнення основи вкладається підготовка товщиною 0,2...0,5 м з гравію, щебеню та піску.

2.2. Водоскид із заглибленим трактом

Водоскиди в тілі греблі влаштовують, якщо топографічні та геологічні умови в створі споруди несприятливі для прокладання траси відкритого берегового водоскиду. Водоскиди із заглибленим трактом можуть бути регульованими та автоматичної дії.

2.2.1. Конструкція баштового водоскиду

Баштові водоскиди автоматичної дії влаштовують для скидання повеневих витрат із невеликих і середніх водосховищ.

Баштовий водоскид складається з таких елементів (рис. 2.26): вхідна частина (башта), транзитна частина – водовід замкненого поперечного перерізу; кінцева частина з пристроями для гасіння надлишкової енергії води.

При потребі, баштовий водоскид також дозволяє здійснювати повне або часткове спорожнення водосховища. В цьому випадку пропуск води здійснюється через водоспуск, який регулюється за допомогою щитових затворів. На вході в трубу водоспуску влаштовується оголовок, який звужується в плані і має на вході обернені (пірнаючі) стінки. Підведення води до вхідного оголовку здійснюється за допомогою підвідного каналу на відмітці дна русла річки. Забір води для зрошення або інших потреб може бути здійснений за допомогою труб, розташованих вище відмітки *РМО* на 0,5 м. Донний водоспуск може бути виконаний із збірних залізобетонних труб діаметром 10 дм.

Місце розташування водоскиду вибирається, виходячи із наступних умов: споруда повинна бути розташована на корінній основі; відмітки низу водоспускної і водопропускної труб повинні забезпечувати можливість повного спорожнення водосховища.

Башта є прийнятною частиною водоскиду і розташовується на заплавній частині греблі. Вона може мати прямокутне, кругле або овальне окреслення в плані. Верхня кромка башти розташовується на відмітці *НПР*. При підвищенні рівня в водосховищі вода переливається через стінки башти та скидається по відвідній трубі в нижній б'єф. Верхня грань стінки башти окреслена у вертикальній площині радіусом $r=0,2$ м. Для затримки сміття, криги і плаваючих предметів на верхній кромці башти встановлюється сміттєзатримуюча решітка. Стінки башти мають змінну товщину по висоті і виконуються із монолітного залізобетону. Затвори, що перекривають

донний отвір водоспуску, розташовуються в камері затворів в передній частині башти. Маневрування затворами проводиться зі службових мостів за допомогою гвинтових підйомачів.

Водовідвідні труби можуть бути круглого або прямокутного поперечного перерізу і збираються з уніфікованих ланок або блоків. Для попередження контурної фільтрації на контакті труб з ґрунтом необхідне влаштування вертикальних елементів – виступів та спеціальних залізобетонних діафрагм. По довжині труб і в місцях їх примикання до башти та водобійного колодязя влаштовують температурно-осадочні шви. Водобійна частина виконується у вигляді водобійного колодязя, який розширюється в плані. Для запобігання утворення збійності течії центральний кут розширення приймається $\theta \leq 20 \dots 30^\circ$. Глибина водобійного колодязя d_k встановлюється розрахунком.

За водобійним колодязем, на початку відвідного каналу, влаштовується рисберма, яка може виконуватись як з розширенням, так і без нього. Кріплення рисберми – збірні ребристі плити на підготовці по типу зворотного фільтру.

2.2.2. Гідравлічний розрахунок баштового водоскиду

При гідравлічному розрахунку водоскиду необхідно визначити довжину водозливного фронту - периметр башти, розміри поперечного перерізу відвідних труб, розміри водобійного колодязя (глибину d_k і довжину l_k), довжину рисберми l_p , параметри відвідного каналу.

Башта водоскиду

Башта водоскиду працює як незатоплений кільцевий водозлив.

Довжина водозливного фронту l визначається із залежності для пропускної спроможності башти

$$Q_{\max} = l \cdot m \cdot \sqrt{2gH_{\phi}}^{\frac{3}{2}} \quad (2.104)$$

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

m – коефіцієнт витрати водозливу (0,38...0,40);

H_{ϕ} – напір на порозі водозливу, максимальний напір $H_{\phi} = \downarrow \Phi ПР - \downarrow Н П Р$.

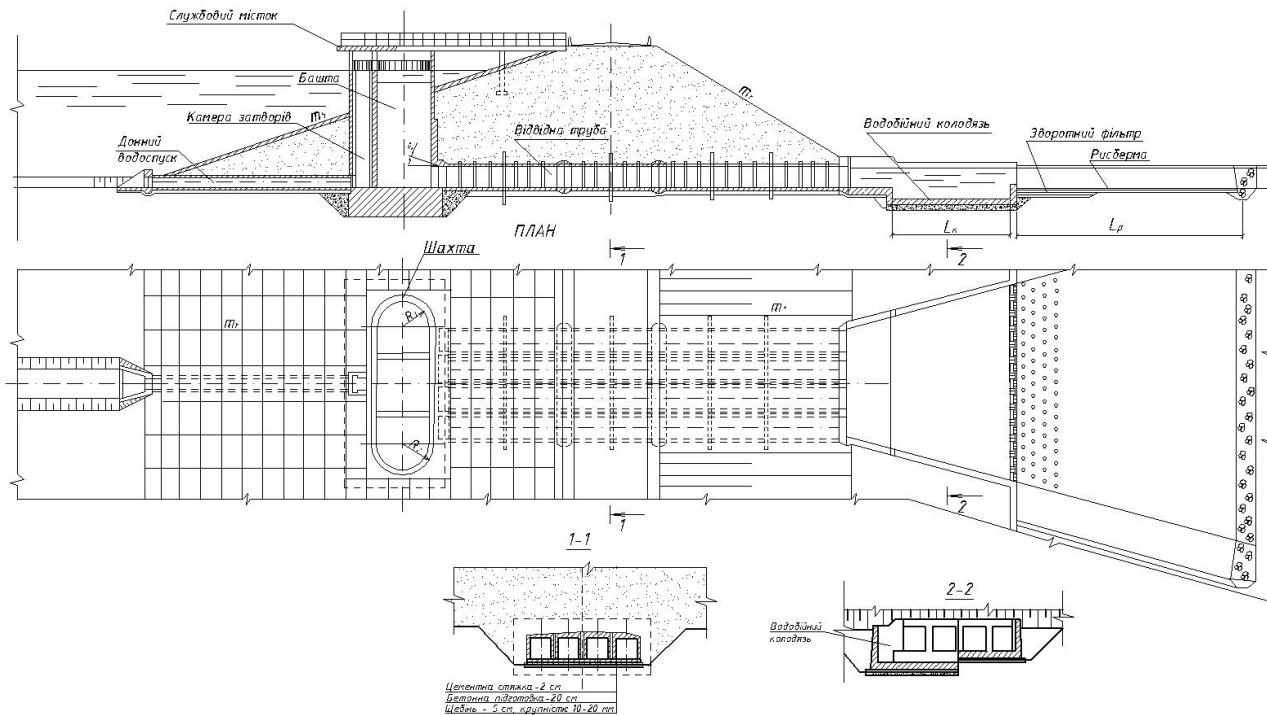


Рис. 2.26. Башговий водоскид

Після визначення загальної довжини водозливного фронту l приймається форма окреслення башти в плані і визначаються основні її планові розміри.

Водовідвідні труби

Для пропуску розрахункової витрати Q_{\max} через водовідвідні труби необхідно створити напір z_{mp} .

Загальна площа поперечного перерізу труб S_{mp} , яка необхідна для пропуску витрати, визначається із формули для пропускної спроможності коротких труб

$$Q_{\max} = \mu \cdot \omega_{mp} \sqrt{2g \cdot z_{mp}}, \quad (2.105)$$

де μ – коефіцієнт витрати (для попередніх розрахунків можна прийняти 0,6);

z_{mp} – різниця рівнів води всередині башти і нижньому б'єфі споруди (рис. 2.27). Відмітка рівня води в башті приймається нижче її верхньої кромки (на відмітці НПП) на 0,3...0,4 м, щоб попередити перехід оголовка башти в режим затопленого водозливу.

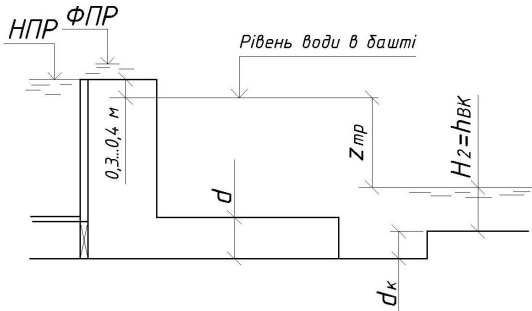


Рис. 2.27. Схема до розрахунку відвідних труб водоскиду

Підбирається кількість труб та їх діаметр, враховуючи, що він має бути меншим за глибину води в нижньому б'єфі. Стандартні діаметри труб: 800, 1000, 1200, 1400, 1600 мм. Прямокутні труби збираються із уніфікованих блоків висотою і шириною 20 дм.

Для круглих труб площа поперечного перерізу однієї труби

$$\omega_{1mp} = \frac{\pi d^2}{4}. \quad (2.106)$$

Кількість труб n_1 повинна бути такою, щоб задовольнялась умова

$$n_1 \omega_{1mp} \geq \omega_{mp}. \quad (2.107)$$

Водобійний колодезь

Перед розрахунком водобійного колодезя необхідно визначити ширину відповідного каналу низом b_{BK} , прийнявши, що глибина води в ньому (h_{BK}) буде такою ж, як глибина води в річці H_2 при пропуску розрахункової витрати Q_{\max} (з кривої $Q=f(h)$). Колодезь виконується з розширенням в плані від ширини вихідного фронту труб b'_{mp} до ширини відповідного каналу b_{BK} .

Спряження б'єфів при цьому проходить в умовах просторового розтікання потоку у водобійному колодезі [9]. Розрахункова схема представлена на рис. 2.28. В результаті розрахунку необхідно визначити спряжені глибини гідравлічного стрибка h_c і h''_c , глибину водобійного колодезя d_k та його довжину l_k .

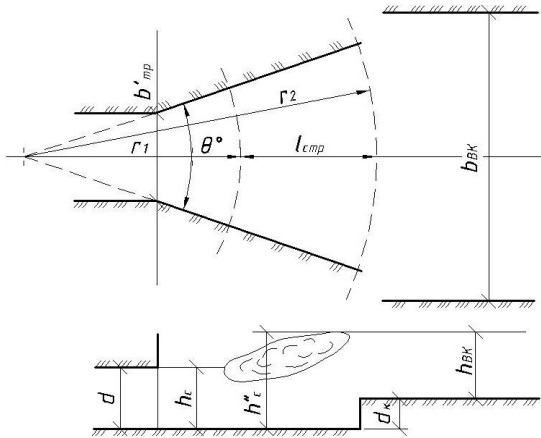


Рис. 2.28. Схема до розрахунку спряження б'єфів

Ширина вихідного фронту труб

$$b'_{mp} = n_1 \cdot d + (n_1 - 1) \cdot t + 2 \cdot n_1 \cdot \Delta t, \quad (2.108)$$

де d – діаметр або внутрішня ширина труби;

t – відстань між трубами; приймається $\geq 0,5$ м;

Δt – товщина стінки труби; орієнтовно $\Delta t = 0,1 \dots 0,15$ м.

Глибина води на виході з труби h_c (перша спряжена глибина):

– для прямокутних труб

$$h_c = a, \quad (2.109)$$

де a – внутрішня висота труби;

– для круглих труб

$$h_c = \sqrt{S_{1mp}} .$$

Радіус r_1 , який відповідає першій спряженій глибини

$$r_1 = \frac{b'_{mp}}{2 \sin \frac{\theta}{2}}, \quad (2.110)$$

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

Критична глибина $h_{кр}$

$$h_{кр} = 3 \sqrt[3]{\frac{\alpha}{g} \left(\frac{Q_{\max}}{\theta \cdot r_1} \right)^2}, \quad (2.111)$$

де α – коректив кінетичної енергії, можна прийняти $\alpha \cong 1,1$.

Число Фруда Fr в початковому перерізі

$$Fr = \left(\frac{h_{кр}}{h_c} \right)^3. \quad (2.112)$$

При $Fr > 1$ ($h_{кр} > h_c$) потік знаходиться в бурхливому стані.

Довжина гідравлічного стрибка [9]

$$l_{стр} = \frac{f}{1 + 0,052 \cdot f \cdot \frac{h_c}{r_1}} h_c, \quad (2.113)$$

де $f = 10,3 (\sqrt{Fr} - 1)^{0,81}$.

Довжина водобійного колодязя

$$l_{\kappa} = 0,9 l_{стр}. \quad (2.114)$$

Радіус, що відповідає другій спряженій глибини,

$$r_2 = r_1 + l_{стр}. \quad (2.115)$$

Друга спряжена глибина h_c'' визначається підбором із залежності

$$\frac{2\alpha_1}{g} \left(\frac{Q_{\max}}{\theta} \right)^2 \frac{1}{r_1 \cdot h_c} + r_1 \cdot h_c^2 = \frac{2\alpha_1}{g} \left(\frac{Q_{\max}}{\theta} \right)^2 \frac{1}{r_2 \cdot h_c''} + r_2 \cdot (h_c'')^2 - \beta \frac{h_c^2 + h_c \cdot h_c'' + (h_c'')^2}{3} l_{стр}, \quad (2.116)$$

де β – коефіцієнт, рівний 0,9;

α_1 – коректив кількості руху, можна прийняти $\alpha_1 = 1,05$.

Задаючись значеннями h_c'' , будують графік залежності $\varphi(h) = f(h_c'')$, з якого графічно визначається значення другої спряже-

ної глибини, при якому рівняння (2.116) перетворюється на тотожність.

При глибині води в руслі h_{BK} , яка менша за h_c'' , відбувається відгін стрибка, тому необхідно влаштовувати водобійний колодязь. Глибина колодязя призначається із умови (2.73), але не менше 0,5м.

При глибині $h_{BK} > h_c''$ стрибок затоплений в початковому перерізі, глибина колодязя приймається конструктивно.

Довжину колодязя l_k розраховують за формулою (2.72).

Довжина рисберми визначається за залежністю

$$l_{рис} \cong (1,5 \dots 2) l_k. \quad (2.117)$$

Рисберма розташовується на початку відвідного каналу і виконується з розширенням або без нього (рис. 2.29, а, б). Схема на рис. 2.29, а застосовується в тому випадку, коли відвідний канал має значну ширину b_{BK} і довжина ділянки переходу при заданому куті розширення потоку θ° перевищує довжину водобійного колодязя l_k . В інших випадках приймається схема на рис. 2.29, б.

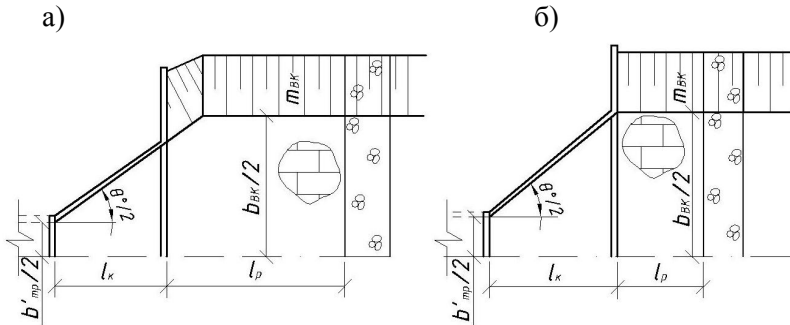


Рис. 2.29. Вихідна частина баштового водоскиду

2.2.3. Відвідний канал

Відвідний канал (рис. 2.30) спрягає кінцеву частину водоскидної споруди і відвідне русло річки. Глибина води в каналі h_{BK} приймається такою, як і глибина води в річці H_2 .

Ширина каналу по дну b_{BK} визначається за залежністю:

$$b_{BK} = \frac{Q_{\max} - m_{BK} V_{\text{доп}} h_{BK}^2}{V_{\text{доп}} h_{BK}}, \quad (2.118)$$

де m_{BK} – коефіцієнт закладання укосів каналу;

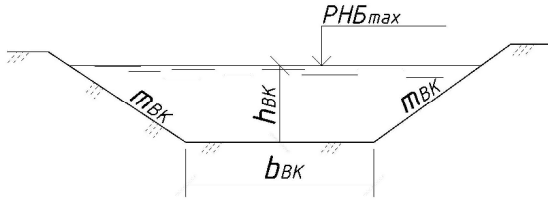


Рис. 2.30. Поперечний переріз відвідного каналу

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

Значення $V_{доп}$ і m_{BK} вибираються в залежності від ґрунтів, в яких проектується канал (табл. 2.4).

Якщо ширина каналу b_{BK} перевищує 10...15 м, то влаштовують облицювання дна і укосів каналу бетонними плитами. При цьому допустима швидкість руху води в каналі $V_{доп}$ може бути збільшена до 2...2,5 м/с.

Радіус кривизни осі підвідного, відвідного каналів та відстань від водопідпірної споруди до вхідного перерізу підвідного каналу, та від споруди до місця спряження відвідного каналу із руслом призначаються згідно рекомендацій п. 2.1.1.

Література до розділу 2

Підручники і навчальні посібники

1. Волков И. М. Гидротехнические сооружения / И. М. Волков, П. Ф. Кононенко, И. К. Федичкин. – М. : Колос, 1968. – 464 с.
2. Гідротехнічні споруди: підручник для студ. ВНЗ / Хлапук М.М., Шумінський В. Д., Вайнберг О. І. [та ін.]; за ред. А.Ф. Дмитрієва. – Рівне, 1999. – 326 с.
3. Кириенко Игорь Иванович. Гидротехнические сооружения. Проектирование и расчёт: учеб для студ. вузов / И. И. Кириенко, Ю. А. Химерик. – К. : Вища школа, 1987. – 253 с.
4. Розанов Н.П. Гидротехнические сооружения / Н. П. Розанов. – М. : Стройиздат, 1978. – 647 с.
5. Чугаев Р. Р. Гидротехнические сооружения. Ч. 1. Глухие плотины / Р. Р. Чугаев. – М. : Высшая школа, 1975. – 318 с.
6. Замарин Е. А. Гидротехнические сооружения: учебник для студ. вузов / Е. А. Замарин, В. В. Фандеев. – М. : "Колос", 1965. – 624 с.

Довідкова література

7. Справочник по гидравлическим расчётам / под ред. Большакова В. А. – К. : "Вища школа", 1977. – 343 с.
8. Справочник по гидравлическим расчётам / под ред. Киселёва П. Г. – М. : Энергия, 1972. – 312 с.

Нормативна література

9. Руководство по определению нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения (волновых, ледовых, от судов): П 58-76. – Л. : ВНИИГ, Энергия, 1977. – 317 с.
10. Определение расчётных гидрологических характеристик : СНиП 2.01.14 - 83. – М. : Госстрой СССР, 1985. – 36 с.
11. Гідротехнічні, енергетичні та меліоративні системи і споруди, підземні гірничі виробки. Гідротехнічні споруди. Основні положення : ДБН В.2.4 - 3:2010. – К. : Мінрегіонбуд, 2010.
12. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые, от судов): СНиП 2.06.04-82*. – М. : Госстрой СССР, 1989. – 40 с.
13. Плотины из грунтовых материалов: СНИП 2.06.05-84. – М. : Госстрой СССР, 1989. – 32 с.
14. Основания гидротехнических сооружений: СНиП 2.02.02 – 85. – М. : Стройиздат, 1987. – 60 с.
15. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2 – 14 – 2009. – К., 2009. – 49 с.

РОЗДІЛ 3. БЕТОННА ГРЕБЛЯ НА СКЕЛЬНІЙ ОСНОВІ

3.1. Аналіз природних умов

Опис природних умов виконується з їх інженерною оцінкою з точки зору особливостей будівництва гідровузла у вибраному створі.

3.1.1. Характеристика долини річки, гідрологічні дані і клімат району будівництва

За планом ділянки річки оцінюється загальний напрямок течії річки і її особливості.

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

- Q_{\max} – максимальна розрахункова витрата, м³/с;
- $Q_{ГЕС}$ – витрата гідроелектростанції, м³/с;
- Q_{\min} – мінімальна санітарна витрата, м³/с.

За середньою багаторічною температурою повітря T оцінюється суворість кліматичних умов:

- при T вище +10°C – сприятливі кліматичні умови;
- при T від +10°C до +3°C – середні;
- при T від +3°C до -3°C – суворі;
- при T нижче -3°C – особливо суворі кліматичні умови.

3.1.2. Топографічна характеристика району будівництва гідровузла

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

- планове окреслення русла і долини річки (опис берегів в створі: круті, пологі тощо) для встановлення раціонального розміщення бетонних споруд;
- середній уклон берегів;
- наявність / відсутність островів, наявність / відсутність заплави і надзаплавних терас, ярів, балок;
- наявність зручної ділянки для розташування будівельного майданчика;

- ширина русла річки без заплави та із заплавою при різних рівнях води: меженному (при $Q_{\min}^{\text{бюд}}$), НПП (при $Q_{\max}^{\text{осн}}$), при проходженні розрахункових повенеких витрат ($Q_{\max}^{\text{пер}}$);
- площі живих перерізів в створі греблі при характерних рівнях води для визначення середніх швидкостей течії води;
- перевищення заплави і корінних берегів при характерних рівнях води для визначення необхідної висоти та довжини глухих частин греблі, які спрягають її водозливну частину з берегами та іншими спорудами;
- кут підходу води до водозливної греблі (при косому підході льоду до водоскидного фронту пропуск його через прогони греблі ускладнюється).

3.1.3. Інженерно-геологічні умови створу гідровузла

Використовуючи план в горизонталях, для вибраного створу гідровузла будують геологічний профіль (М 1:1000...1:5000), на який наносять границі геологічних шарів основи та лінії урізів води при НПП та при пропуску мінімальної будівельної витрати $Q_{\min}^{\text{бюд}}$. На профілі також показують границю вивіреної скелі.

На основі даних про фізико-механічні характеристики скельної основи (тимчасовий опір стисненню R_C , коефіцієнт вивітрілості k_{BC} , коефіцієнт розм'якшення k_{P3} , модуль тріщинуватості M_T , питоме водопоглинання $q_{ВП}$, модуль деформації E) класифікують скельні ґрунти у відповідності до [12, п. 2.1., додаток 1, 11, с. 44]. Всі дані про скельні ґрунти в основі гідровузла, що проектується, зводять у таблицю.

За результатами аналізу інженерно-геологічних умов роблять висновок про придатність створу для будівництва.

3.2. Вибір створу і компоновка споруд гідровузла

3.2.1. Обґрунтування прийнятого створу гідровузла

При виборі створу гідровузла керуються наступними міркуваннями:

1. Лінія створу повинна бути прямою; для прийняття криволінійної чи ламаної лінії створу необхідне спеціальне обґрунтування.

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

3.2.2. Визначення складу споруд гідровузла

До складу високонапірного гідровузла з бетонною гравітаційною греблею зазвичай входить пригреблева будівля ГЕС, водозливна гребля, правобережна і лівобережна глухі греблі (рис. 3.1). Інколи влаштовується глуха руслова гребля, яка розділяє станційну частину гідровузла і водозливну греблю, для покращання умов роботи ГЕС.

Для вибору компоновочного рішення гідровузла, що проектується, необхідно визначити основні габаритні розміри споруд, які входять до складу гідровузла.

3.2.3. Попередні визначення основних габаритних розмірів споруд гідровузла

Довжина водозливної греблі $L_{ВГ}$ встановлюється гідравлічним розрахунком. Довжини правобережної $L_{ПГГ}$ і лівобережної $L_{ЛГГ}$ глухих гребель визначаються конструктивно, виходячи із довжини вибраного створу.

Основні габаритні розміри пригреблевої ГЕС приблизно можуть бути визначені наступним чином (рис. 3.1):

1) Визначають потужність ГЕС $N_{ГЕС}$, кВт,

$$N_{ГЕС} = 8,5 Q_{ГЕС} H_{ГЕС}, \quad (3.1)$$

де $Q_{ГЕС}$ – витрата через усі турбіни ГЕС, м³/с;

$H_{ГЕС}$ – розрахунковий напір ГЕС, м,

$$H_{ГЕС} = \downarrow НПП - \downarrow РНБ_{ГЕС}; \quad (3.2)$$

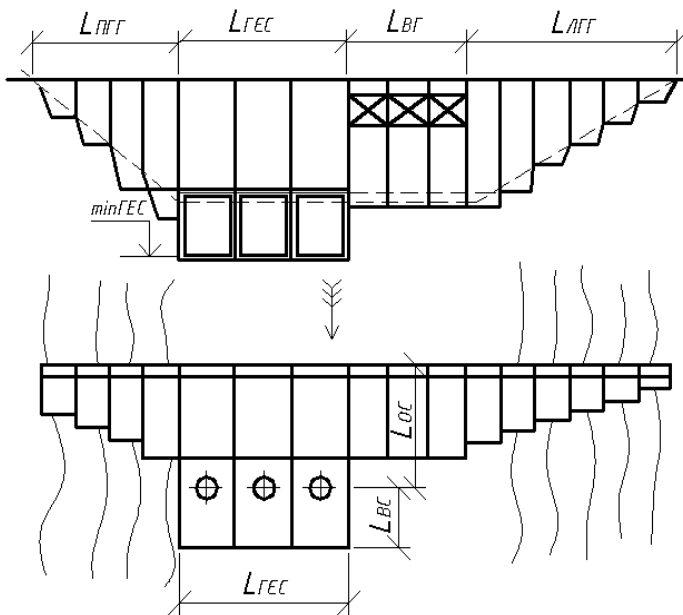


Рис. 3.1. Вид з нижнього б'єфу і план гідровузла

↓ $PНБ_{ГЕС}$ – відмітка рівня води у нижньому б'єфі при витраті $Q_{ГЕС}$, м.

2) Приймається кількість агрегатів ГЕС $n_{агр}$ не менше трьох та з умови, щоб потужність одного агрегату не перевищувала 200 МВт.

3) Визначається витрата однієї турбіни Q_T , м³/с,

$$Q_T = \frac{Q_{ГЕС}}{n_{агр}}. \quad (3.3)$$

4) Визначається діаметр робочого колеса турбіни $D_{ПК}$, м

$$D_{ПК} = \sqrt{\frac{Q_T}{Q'_1 \sqrt{H_{ГЕС}}}}, \quad (3.4)$$

де Q'_1 – приведена витрата турбіни (витрата турбіни діаметром 1 м при напорі 1 м), при розрахунковому напорі від 40 до 100м може бути прийнята 1,1...1,3 м³/с відповідно. Отримане значення $D_{ПК}$ заокруглюється в більшу сторону до 0,1 м.

5) Визначаються наступні основні габаритні розміри пригреблевої будівлі ГЕС:

а) ширина блока $B_{\text{бл}}$, м,
$$B_{\text{бл}}=(4...4,5) D_{PK}; \quad (3.5)$$

б) довжина будівлі ГЕС по напірному фронту $L_{ГЕС}$, м,
$$L_{ГЕС}=B_{\text{бл}} n_{\text{агр}}; \quad (3.6)$$

в) відстань від напірної грані греблі до осі агрегатів ГЕС L_{OC}
$$L_{OC}=(0,7...0,75)[\downarrow HPP - \downarrow PNB_{ГЕС}+(2,5...3,0) D_{PK}]; \quad (3.7)$$

г) відстань від осі агрегату до кінця відсмоктуючої труби
 L_{BC} , м,
$$L_{BC}=(3,5...4,5) D_{PK}; \quad (3.8)$$

д) відмітка заглиблення низу відсмоктуючої труби під рівень нижнього б'єфу $\downarrow ГЕС_{\text{min}}$, м,
$$\downarrow ГЕС_{\text{min}}=\downarrow PNB_{ГЕС}-(2,5...3,0) D_{PK}. \quad (3.9)$$

3.2.4. Вибір компоновки гідровузла

Для високонапірних гідровузлів при наявності бетонного напірного фронту найбільш виправданою є руслова компоновка споруд із скиданням повеневого потоку не по всій ширині русла, що дозволяє станційному потоку вільно виходити в нижній б'єф.

З альтернативними схемами компоновки гідровузла можна ознайомитись в [3, с. 172-183; 9, с. 291-300].

3.2.5. Пропуск будівельних витрат

При будівництві високонапірних гідровузлів з бетонними греблями, як правило, застосовується перемичковий метод будівництва. При його використанні будують перемички, які огорожують котлован споруд I черги (водозливна гребля, частина глухої греблі). Ці споруди зводять під захистом перемичок, а будівельна витрата в цей час пропускається через стиснене русло річки. Потім розбирають перемички I черги і будівельна витрата пропускається через донні отвори в недобудованих спорудах I черги. Тоді будують перемички II черги і під їх захистом зводять решту споруд, які входять в напірний фронт. Після закінчення будівництва донні отвори перекриваються затворами і бетонуються.

Крім перемичкового методу, пропуск будівельних витрат можна здійснювати методом гребінки і комбінованим методом.

Більш детально питання пропуску будівельних витрат висвітлені в [3, 9].

3.3. Призначення класу наслідків (відповідальності)

Загальні положення призначення класу наслідків (відповідальності) наведено в п. 1.2.

Клас наслідків (відповідальності) бетонної греблі на скельній основі за її технічними параметрами призначають за даними табл.3.1, за соціально-економічною відповідальністю та умовами експлуатації - за табл. 1.2. [17]. Максимальна висота греблі в першому наближенні

$$H_{ГР} = \downarrow\Phi ПР - \downarrow\text{дно} + h_{1\%}^{CP} + \Delta h^{CP} + a, \quad (3.10)$$

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

Клас капітальності бетонної греблі на скельній основі приймається у відповідності до табл. 3.1. [17].

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 (скельні ґрунти)	>100	60-100	25-60	<25

3.4. Глуха бетонна гребля

3.4.1. Визначення основних розмірів поперечного профілю глухої греблі

При проектуванні профілю масивної бетонної гравітаційної греблі на скельній основі виходять із так званого теоретичного трикутного профілю [3, с.180...183]. Вершина цього профілю знаходиться на відмітці $HПР$ [14, п.7.4], а закладання верхової і низової граней призначається з міркувань міцності і стійкості споруди (рис. 3.2, а). Як правило, верхова грань греблі приймається вертикальною, інколи - злегка нахиленою з коефіцієнтом закладання m , $m_u = 0,1$. Уклон низової грані греблі зазвичай приймають $m_l = 0,7$, в районах з сейсмічністю 9 балів – до $m_l = 0,8$. Реальний профіль греблі відрізняється від теоретичного наявністю гребеня, галерей, інших особливостей (рис. 3.2, б).

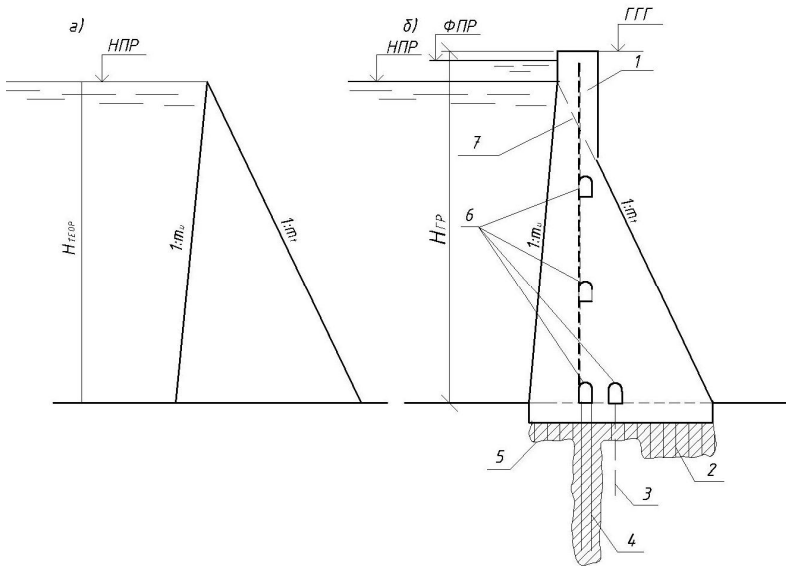


Рис. 3.2. Перетворення теоретичного профілю греблі в реальний:

а) теоретичний профіль; б) реальний профіль

1 – гребінь; 2 – закріплювальна цементация; 3 – дренажна завіса; 4 – цементация завіса; 5 – зв’язуюча цементация; 6 – галереї; 7 – дренаж

3.4.2. Гребінь глухої греблі

Верхня частина глухої греблі оформлюється у вигляді гребеня масивної конструкції, що запобігає переливу води і перетіканню хвиль через споруду. Крім цього, гребінь виконує ряд технологічних функцій (дорога, сховища затворів тощо). На рис.3.3. показано приклади конструкції гребеня глухих гребель.

Ширина гребеня приймається в залежності від його призначення, але не менше 2м [14, п. 3.1]. При встановленні ширини гребеня враховують габарити проїжджих мостів. Ширина тротуарів приймається кратною 0,75м, висота бордюру - 0,3м.

Відмітка гребеня глухої бетонної греблі, у відповідності з [14, п.3.2], визначається аналогічно відмітці гребеня глухої греблі з ґрунтових матеріалів з умов

$$\begin{aligned} \downarrow ГГГ_1 &\geq \downarrow НПР + \eta_{x1\%}^{\max} + \Delta h^{\max} + a; \\ \downarrow ГГГ_2 &\geq \downarrow ФПР + \eta_{x1\%}^{cp} + \Delta h^{cp} + a, \end{aligned} \quad (3.11)$$

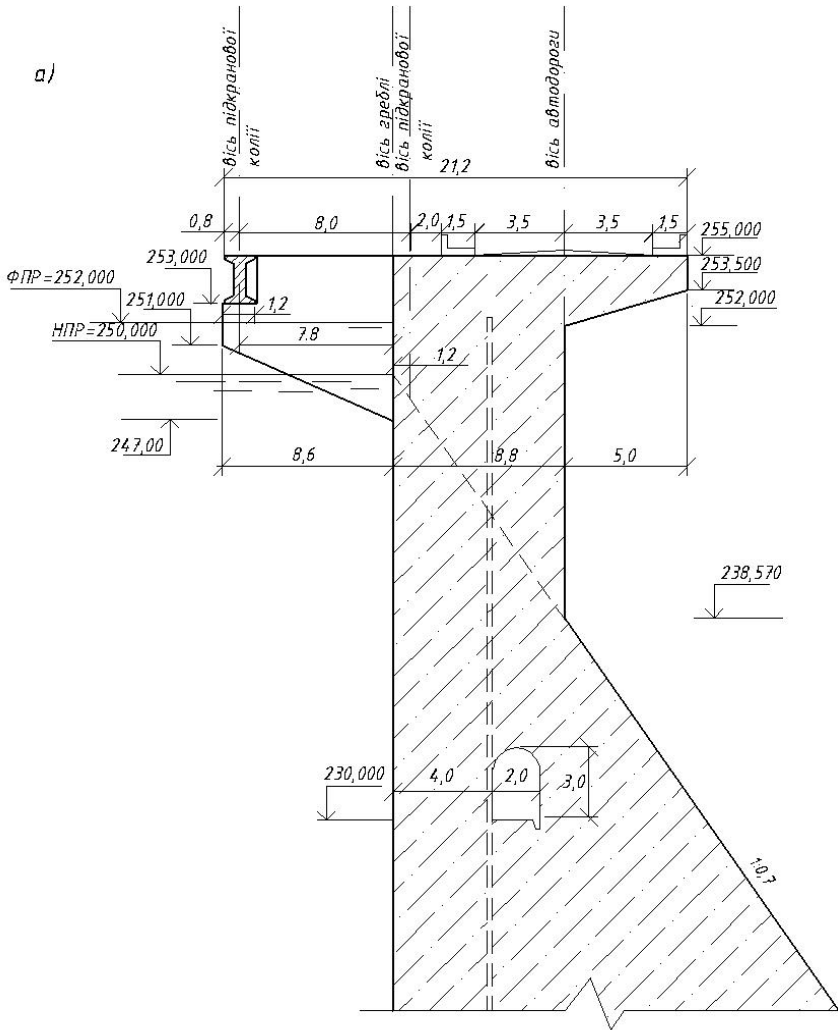


Рис. 3.3, а. Приклад конструкції гребня глухої греблі з автодорогою, розміщеною на відмітці гребеня
Розміри вказано в метрах

де $\eta_{x1\%}$ – підняття вершини хвилі 1%-ї забезпеченості, яка підходить до споруди, над розрахунковим рівнем води [13, п.1.2],

$$\eta_{x1\%}^{\max} = h_{1\%}^{\max} + \frac{k_{\max} h_{1\%}^{\max 2}}{2}; \quad (3.12)$$

$$\eta_{x1\%}^{cp} = h_{1\%}^{cp} + \frac{k_{cp} h_{1\%}^{cp 2}}{2}, \quad (3.13)$$

k_{\max}, k_{cp} – хвильове число при, відповідно, максимальній і середній швидкостях вітру

$$k_{\max} = \frac{2\pi}{\bar{\lambda}_{\max}}, \quad (3.14) \quad k_{cp} = \frac{2\pi}{\bar{\lambda}_{cp}}, \quad (3.15)$$

$\bar{\lambda}_{\max}, \bar{\lambda}_{cp}$ – середня довжина хвилі відповідно при максимальній і середній швидкостях вітру, м;

$h_{1\%}^{\max}, h_{1\%}^{cp}$ – висота хвилі 1%-ї забезпеченості відповідно при максимальній і середній швидкостях вітру, м;

$\Delta h^{\max}, \Delta h^{cp}$ – висота вітрового нагону, відповідно, при максимальній і середній швидкостях вітру, м;

a – запас, який приймається в залежності від класу наслідків (відповідальності) [14, п. 3.2] (СС3 – 0,8 м, СС2-1 – 0,6 м, СС2-2 і СС1 – 0,4 м).

В районах із сейсмічністю більше 7 балів необхідно перевірити перевищення гребеня греблі над НПП з урахуванням виникнення гравітаційної хвилі. Висоту такої хвилі у відповідності з [16] знаходять за формулою (3.79).

Перевірка перевищення гребеня глухої греблі над НПП з урахуванням висоти сейсмічної хвилі зводиться до перевірки виконання нерівності

$$\downarrow ГГГ_3 \geq \downarrow НПП + \eta_{xc} + a, \quad (3.16)$$

де η_{xc} – підняття вершини сейсмічної хвилі, яка підходить до споруди, над НПП, розраховують за формулою, аналогічною (3.12).

З отриманих трьох відміток за остаточну приймається найбільша.

3.4.3. Конструктивні постійні шви і їх ущільнення

Для попередження виникнення вертикальних тріщин під впливом сезонних коливань температури оточуючого середовища, а також в результаті нерівномірного осідання основи, бетонні греблі розрізають по довжині постійними температурними і осадочними швами на окремі секції (рис. 3.4). Часто ці шви поєднують в один. В сучасних греблях відстань між конструктивними швами коливається в межах 7...10м для гребель, які будуються в суворих кліматичних умовах та при суттєвих нерівномірних осіданнях основи, до 15-22м - для гребель, які будуються в м'яких кліматичних умовах при рівномірному стисканні основи [3, с. 214]. У відповідності до [15, п. 3.3], відстань між постійними швами в бетонних спорудах на скельній основі необхідно призначати не більше 30м.

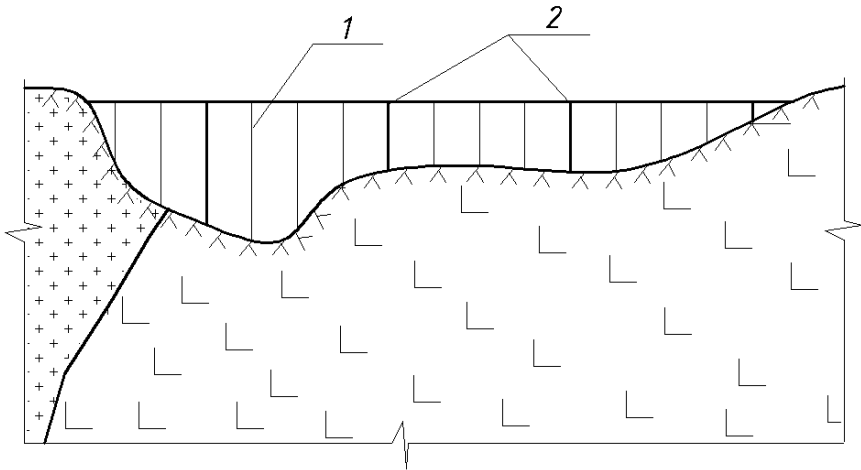


Рис. 3.4. Розміщення постійних температурних швів в греблі:
1 – температурні шви; 2 – осадочні шви

При проектуванні постійних конструктивних швів в тілі бетонної водозливної греблі на скельній основі найбільш широкого застосування отримала схема розрізки, показана на рис. 3.5, а, коли конструктивні шви розрізають водозливні прогони навпіл. У випадку значної довжини водозливних прогонів, які приймають для суворих кліматичних умов, переходять до схеми, показаної на рис. 3.5, б, коли гребля розрізається конструктивними швами як по прогонах, так і по биках.

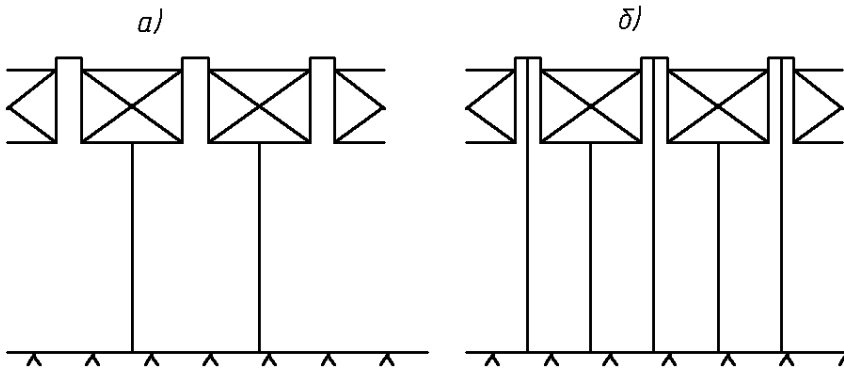


Рис. 3.5. Схеми розрізки гребель на скельній основі постійними конструктивними швами:

а) по водозливних прогонах; б) по водозливних прогонах і биках

Ширина постійних конструктивних швів бетонних гребель на скельній основі, за рекомендаціями [14, п.3.22], приймається рівною 0,5...1см на відстані не більше 5м від лицьових граней і гребеня та 0,1...0,8см - всередині тіла греблі.

Конструктивні шви частіше виконуються плоскими, інколи – штрабними [6, с. 135].

Водонепроникність конструктивних швів досягається влаштуванням спеціальних ущільнень (рис. 3.6) [2, с. 216]. Крім того, у шві передбачається дренаж для відводу води, профільованої через ущільнення або в обхід його. Для спостереження за станом швів і ремонтом ущільнення передбачається оглядовий колодязь, який при необхідності може бути перетворений в бітумну шпонку. Стінки порожнини шва покриваються гарячим або розрідженим бітумом, в зоні значних коливань температури поблизу граней греблі - асфальтовою штукатуркою, бітумними матами, т.п.

Розрізняють основне і контурне ущільнення. Основне ущільнення призначене для сприйняття напору води, яка проникла в шов зі сторони верхнього б'єфу. Його розміщують на відстані 1,5...2 м від напірної грані і виконують у вигляді діафрагми із металу (латуні, сталі, міді), гуми і пластмас, шпонок і прокладок із асфальтових матеріалів, а також у вигляді бетонних, залізобетонних брусів [11, с. 284].

Контурне ущільнення швів зі сторони верхнього б'єфу призначене для захисту шва від засмічення, а також для забезпечення водо-

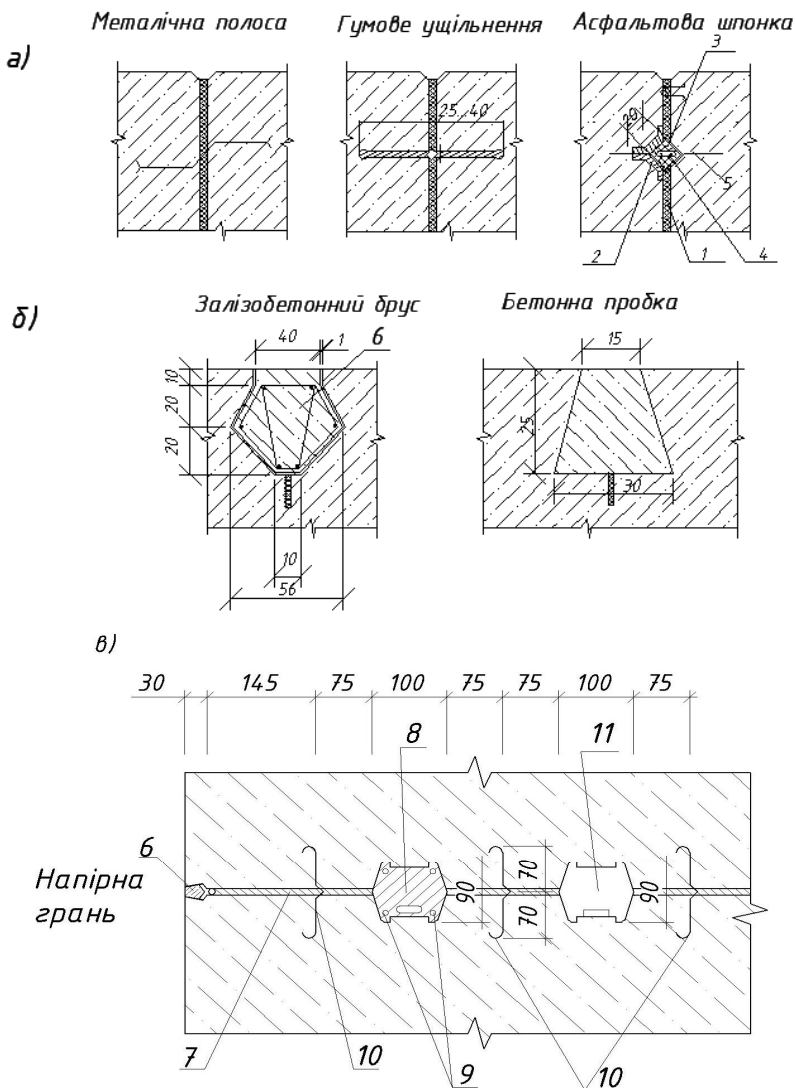


Рис. 3.6. Приклади ущільнень конструктивних швів бетонних гребель
 а) конструкції основних внутрішніх ущільнень; б) конструкції контурних ущільнень; в) ущільнення швів Братського гідровузла.
 1 – шов; 2 – залізобетонне корито; 3 – асфальтова мастика; 4 – електрообігрів; 5 – металевий лист; 6 – залізобетонний брус; 7 – асфальтова штукатурка; 8 – асфальтова шпонка; 9 – електроди для обігріву; 10 – латунні діафрагми; 11 – оглядова шахта.
 Розміри вказані в сантиметрах

непроникності шва у випадку виходу з ладу основного ущільнення. Таке ущільнення може виконуватись у вигляді дерев'яного, бетонного або залізобетонного бруса, з профільної гуми тощо [11, с. 284]. Контурне ущільнення зі сторони низової грані, яке виконується у вигляді металевого або гумового листа, призначене для захисту шва від засмічення і попадання в нього атмосферної води. Внутрішнє контурне ущільнення призначене для огороження галерей і інших приміщень, які перетинають шви.

На рис. 3.6. показані різні види ущільнень конструктивних швів бетонних гребель.

3.4.4. Дренаж тіла греблі

Дренаж тіла греблі призначений для перехоплення і відведення води, що профільтувала через будівельні шви і бетон напірної грані. Дренаж представляє собою систему вертикальних свердловин круглого перерізу, розміщених поблизу напірної грані споруди. Дренаж також може бути виконаний із збірних блоків пористого бетону.

У відповідності до [14, п. 3.11], діаметр дренажних свердловин приймається рівним 15-30 см. Відстань між осями дрен - 2...3 м. Відстань від напірної грані до осі дренажу b_d приймається не менше 2м і у відповідності з умовою

$$b_d \geq \frac{H_d \cdot \gamma_n}{I_{дон}}, \quad (3.17)$$

де H_d – напір над розрахунковим перерізом, м, $H_d = \downarrow НПП - \downarrow Пер$;

$I_{дон}$ – допустимий градієнт напору для бетону греблі, для гравітаційних гребель можна приймати $I_{дон} = 25$;

γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю споруди (п. 3.7.2).

Свердловини дренажу влаштовують одним із способів:

- встановленням збірних блоків із пористого бетону із циліндричними отворами;
- встановленням перед бетонуванням сталевих труб, змащених мастильним матеріалом, які демонтують після початку тужавлення бетону;
- бурінням свердловин в бетоні.

Вода, яка проникла в дрени, збирається оглядовими поздовжніми галереями і по лотках, влаштованих на долівці, направляється до дренажних колекторів, звідки відводиться в нижній б'єф самопливом або з допомогою насосів. Спрягання дренажних труб з галереями конструктивно оформлюється в залежності від взаємного розміщення галереї і дрен, а також умов роботи галереї. На рис. 3.7,а показано тип спрягання дрен з галереями при їх близькому розміщенні, на рис. 3.7, б – при віддаленому.

3.4.5. Оглядові галереї

В тілі греблі влаштовують поздовжні і поперечні галереї. По висоті греблі галереї розміщують через 20...40 м. Поздовжні оглядові галереї розміщуються паралельно напірній грані греблі. Відстань від напірної грані до поздовжньої галереї визначається аналогічно відстані до осі дренажу тіла греблі за формулою (3.17). Вода, зібрана поздовжніми галереями, відводиться в нижній б'єф поперечними галереями. Поперечні галереї виконують перпендикулярно до поздовжніх посередині секцій греблі. Галереї сполучаються ліфтами і маршовими драбинами.

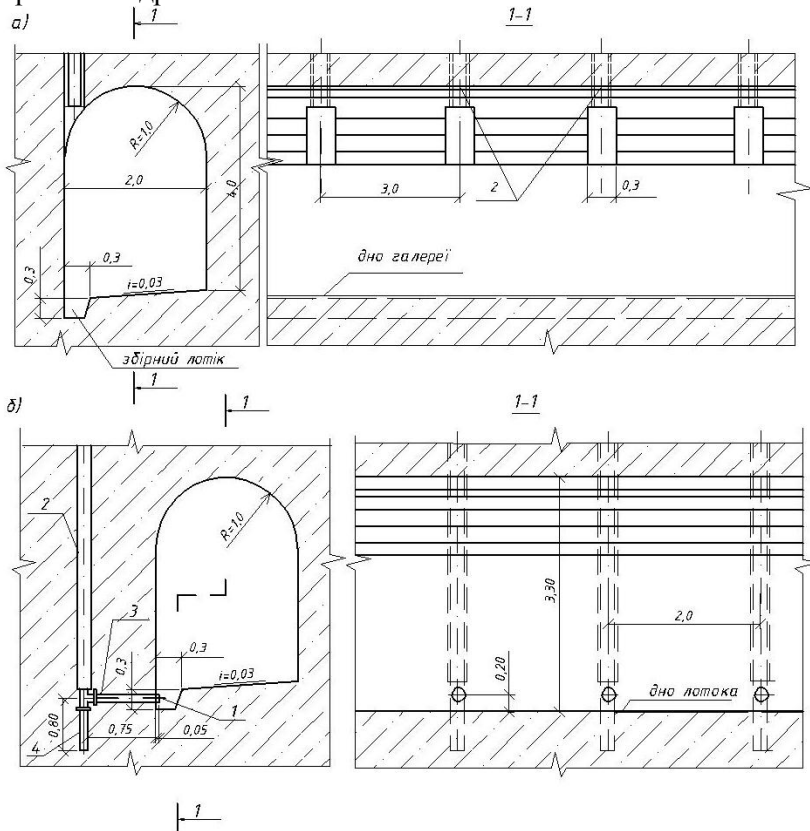


Рис. 3.7. Типи спряжень дренажних труб з галереями:

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

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

При необхідності виконання робіт в галереї (розміщення бурових станків, розчинонасосів, т.п.) ширина галереї приймається рівною 2...3 м, висота – 3,5...4,0 м. Розміри нижніх галерей, призначених для влаштування цементацийної зависи і дренажу в основі: ширина – 3...3,5 м, висота – 4...5 м. Підлога галереї, призначеної для збору і відведення профільтрованої води, проектується з уклоном $\leq 1:40$ в бік водозливного лотка.

Галереї, що розташовуються нижче рівня води нижнього б'єфу, повинні забезпечуватись примусовою відкачкою води. Відкачку води рекомендується проводити за допомогою ежекторів, що живляться водою з верхнього б'єфа (рис. 4.5).

3.4.6. Облицювання граней греблі

Зазвичай при будівництві бетонних гребель немає необхідності у влаштуванні спеціальних облицювань граней споруд, оскільки поблизу напірної грані вкладається міцний водонепроникний бетон, а на низовій грані - морозостійкий бетон.

Однак, в деяких випадках (агресивність води, особливо суворі кліматичні умови) виникає необхідність влаштування особливого покриття граней греблі у вигляді спеціальних опалубочних блоків, асфальтової штукатурки, теплогідроізоляційних матеріалів [14, с.5].

3.4.7. Спрягання греблі з основою і берегами

Врізка греблі в основу і береги. Перед початком будівництва греблі виконуються роботи по розкриттю котловану до заданих відміток підшови споруди. Підшову греблі розміщують в “здоровій” скелі, яка може витримати значні навантаження, що передаються спорудою.

Врізка греблі в береги виконується уступами (рис. 3.8, а) з різними відмітками підшови сусідніх секцій. При цьому закладання укосів котловану приймається в межах від 0,1 до 0,25.

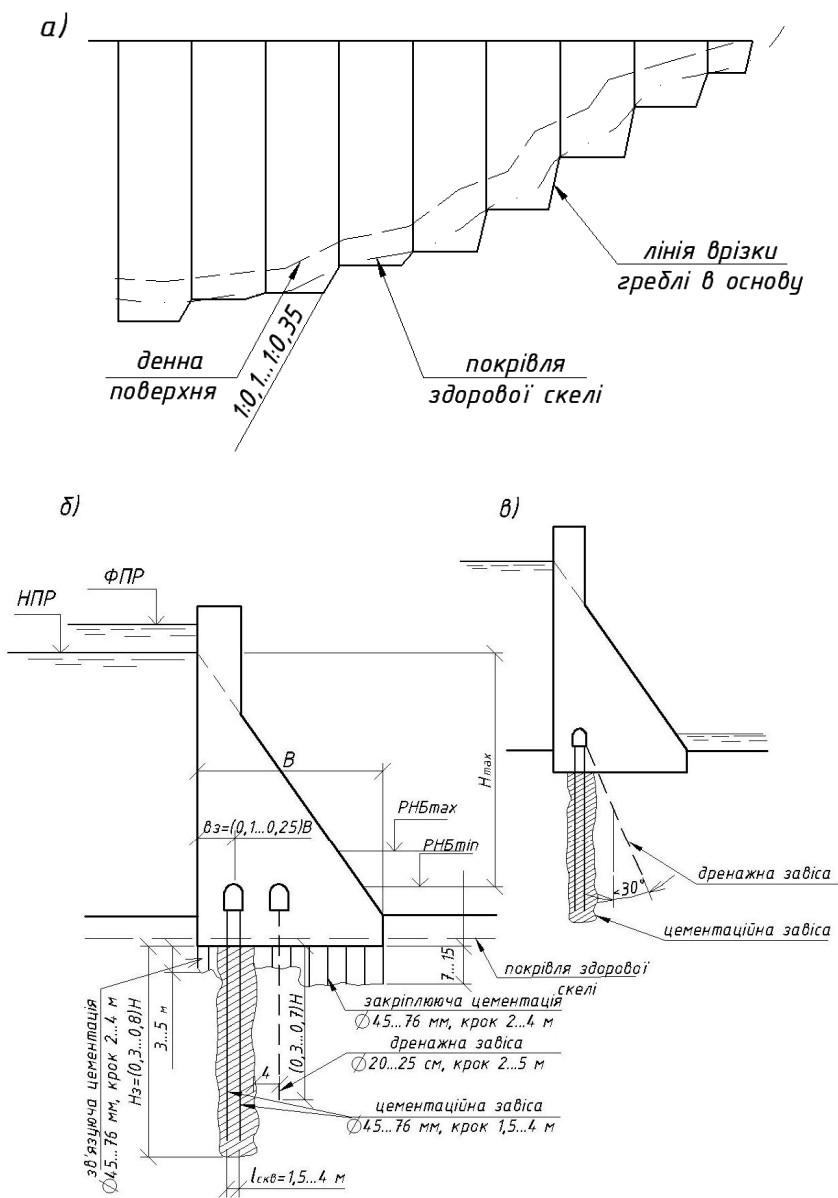


Рис. 3.8. Спряження греблі з основою і берегами:

- а) врізка греблі; б) площинна цементация в основі греблі, цементацияні завіси;
в) похила дренажна завіса

В котловані виконуються роботи по розчищенню і обробці поверхні скелі, її захисту від температурних і інших впливів [1, с. 38...40; 3, с. 283, 284].

Закріплювальна цементація в основі греблі. Для забезпечення надійного зв'язку бетонної греблі зі скельними породами після бетонування першого шару фундаментної частини товщиною 2...5 м через нього, як через бетонну подушку, виконується площинна цементація основи. Причому поблизу напірної грані (де можлива поява розтягуючих напружень) виконується площинна зв'язуюча цементація основи, а в середній частині і поблизу низової грані (значна концентрація стискаючих напружень) – закріплювальна цементація (рис. 3.8, б).

Площинна цементація виконується через свердловини діаметром 45-76 мм, які проходять в основі в шаховому порядку, або по квадратній сітці з відстанню між свердловинами 2...4 м. При цьому глибина свердловин зв'язуючої цементації приймається 3...5 м, закріплювальної – 7...15 м.

Більш детально питання покращання скельних основ викладені в [1, с. 40-47; 3, с. 284-286].

Завіси в основі греблі. Для регулювання фільтрації води в основі греблі проектується протифільтраційна цементаційна і дренажна завіси.

Противільтраційна завіса виконується шляхом нагнітання розчину (частіше цементного) в спеціальні свердловини. При цьому розчин заповнює тріщини в скельних породах і утворює маловодопроникну перепону в основі споруди.

Зазвичай глибина протифільтраційної завіси складає $(0,5...0,8)H$, де H – максимальний напір на греблю, м. У відповідності з [14, п. 7.6], відстань від напірної грані до осі цементаційної завіси приймається рівною $b_3=(0,10...0,25)B$, де B – ширина греблі по підшві.

Нагнітання розчину проводиться через свердловини діаметром 45...76 мм, які розміщуються в шаховому порядку у 2...3 ряди. Відстань між рядами повинна бути більша радіуса цементації і не менше 4 м. Такою ж приймається і відстань між свердловинами в ряду.

Розрахункова товщина протифільтраційної завіси, яка визначається кількістю рядів свердловин, може бути знайдена в залежності від значення допустимого градієнту напору на цій завісі. У відпові-

дності до [14, п. 3.42], допустимий градієнт напору на завісі $I_{дон}$ приймається в залежності від висоти греблі:

- при $H_{zp} > 100$ м $I_{дон}=30$;
- при $60 \text{ м} \leq H_{zp} \leq 10$ м $I_{дон}=20$;
- при $H_{zp} < 10$ м $I_{дон}=15$.

Значення градієнта напору на завісі I_3 наближено визначається за формулою

$$I_3 = \frac{\Delta H}{\delta_3}, \quad (3.18)$$

де δ_3 – товщина завіси, яка приймається рівною відстані між рядами свердловин, помноженій на число рядів, м;

ΔH – різниця напорів до і після завіси, м.

Для масивних гравітаційних гребель можна приймати: $\Delta H=0,8H$ для споруд класу СС3; $\Delta H=0,85H$ для класу СС2-1; $\Delta H=H$ для класів СС2-2, СС1, де $H=\downarrow НПП-\downarrow РНБ_{min}$.

Дренаж основи і берегових примикань греблі виконується з метою зниження фільтраційного тиску на підшву споруди, а також для організованого відводу фільтраційних вод. Найчастіше дренаж під греблею представляє собою ряд вертикальних свердловин в основі діаметром 20...25 см, які влаштовуються через 2...5 м. Дренажна завіса розміщується за цементаційною на відстані не менше $2l_{ce}$ та не ближче 4м, де l_{ce} – відстань між свердловинами в протифільтраційній завісі. Глибина дренажних свердловин приймається рівною (0,5...0,7) глибини цементаційних свердловин.

Дренажні свердловини частіше виконуються з окремої галереї, з якої профільтрована вода відводиться в нижній б'єф. В деяких випадках свердловини дренажу виконуються з тієї ж галереї, що й цементаційні. Тоді вони влаштовуються похилими (рис. 3.8, в).

3.5. Конструювання водозливної греблі

При проектуванні поперечного перерізу водозливної греблі виходять з теоретичного трикутного профілю (рис. 3.2). Реальний профіль водозливної греблі відрізняється від теоретичного наявністю водозливного оголовка, носка-трампліна та іншими деталями.

Багато конструктивних елементів водозливної греблі аналогічні відповідним деталям глухої греблі (конструктивні шви і їх ущільнення, дренаж тіла греблі, галереї, облицювання граней, спряження

з основою). Однак є і особливості. Так, конструкція гребеня водозливної греблі суттєво відрізняється від гребеня глухої греблі. На водозливній греблі влаштовуються бики. Поблизу водозливної грані греблі вкладається бетон не тільки морозостійкий, а й стійкий проти стирання.

Попередньо вибрані основні розміри водозливної греблі перевіряються детальними гідравлічними розрахунками, а також розрахунками на міцність і стійкість.

3.5.1. Побудова профілю водозливної греблі

Побудову профілю водозливної греблі починають з побудови контуру водозливного оголовка, який, зазвичай, окреслюють за координатами Крігера-Офіцера для так званого безвакуумного профілю [11].

Приведені координати контуру водозливного оголовка для напору $H=1,0$ м наведено в табл. 3.2. При необхідності розміщення на гребені водозливу робочих і ремонтних затворів може бути запроєктований оголовок з горизонтальною вставкою на відмітці гребеня водозливу для зручності їх розміщення (рис. 4.4, б).

Для отримання координат точок проектного профілю приведені координати множать на значення профілюючого напору. Профілюючим може бути напір, що має місце при HPP або ΦPP . Враховуючи, що рівні води у водосховищі рідко перевищують HPP , частіше профілюючим приймається напір при HPP

$$H_{\text{проф}} = \downarrow HPP - \downarrow GB. \quad (3.19)$$

Відмітка гребеня водозливу $\downarrow GB$ встановлюється гідравлічним розрахунком (п. 3.6.1).

Водозливний оголовок може мати верхову консоль (заштрихована ділянка профілю на рис. 3.9). Висота такої консолі приймається рівною декільком метрам із конструктивних міркувань.

Окреслений за координатами Крігера-Офіцера криволінійний водозливний оголовок в точці А спрягається з плоскою зливною гранню з коефіцієнтом закладання m_t , яка є дотичною до кривої контуру. В табл. 3.3 подано приведені координати точки початку плоскої зливної грані безвакуумного водозливу та приведена довжина контуру водозливу від гребеня до початку водозливної грані для різних значень m_t .

Для того, щоб отримати проектні координати точки дотику та довжини контуру, необхідно приведені координати помножити на значення $H_{\text{прф}}$.

Таблиця 3.2

**Приведені координати контуру безвакуумного водозливу
(для $H_{\text{прф}}=1,0\text{м}$)**

$x/H_{\text{прф}}$	$y/H_{\text{прф}}$	$x/H_{\text{прф}}$	$y/H_{\text{прф}}$	$x/H_{\text{прф}}$	$y/H_{\text{прф}}$	$x/H_{\text{прф}}$	$y/H_{\text{прф}}$
0,0	0,126	1,0	0,256	2,0	1,235	3,0	2,824
0,1	0,036	1,1	0,321	2,1	1,396	3,1	3,013
0,2	0,007	1,2	0,394	2,2	1,508	3,2	3,207
0,3	0,000	1,3	0,475	2,3	1,653	3,3	3,405
0,4	0,006	1,4	0,564	2,4	1,804	3,4	3,609
0,5	0,025	1,5	0,661	2,5	1,960	3,5	3,818
0,6	0,060	1,6	0,764	2,6	2,122	3,6	4,031
0,7	0,100	1,7	0,873	2,7	2,289	3,7	4,249
0,8	0,146	1,8	0,987	2,8	2,462	3,8	4,471
0,9	0,198	1,9	1,108	2,9	2,640	3,9	4,698
						4,0	4,930
						4,5	6,220

Таблиця 3.3

Приведені координати точки початку плоскої зливної грані і приведена довжина контуру водозливу від гребеня до початку плоскої зливної грані для безвакуумного водозливу (для $H_{\text{прф}}=1,0\text{м}$)

$m_{\text{нг}}$	$x_A/H_{\text{прф}}$	$y_A/H_{\text{прф}}$	$L_{\text{ог}}/H_{\text{прф}}$	$m_{\text{нг}}$	$x_A/H_{\text{прф}}$	$y_A/H_{\text{прф}}$	$L_{\text{ог}}/H_{\text{прф}}$
0,50	3,284	3,375	4,660	0,80	1,918	1,132	2,029
0,55	2,915	2,668	3,862	0,85	1,804	0,993	1,849
0,60	2,644	2,195	3,317	0,90	1,693	0,867	1,681
0,65	2,408	1,817	2,871	0,95	1,589	0,753	1,527
0,70	2,228	1,548	2,548	1,00	1,502	0,664	1,402
0,75	2,041	1,290	2,229	1,05	1,429	0,598	1,304

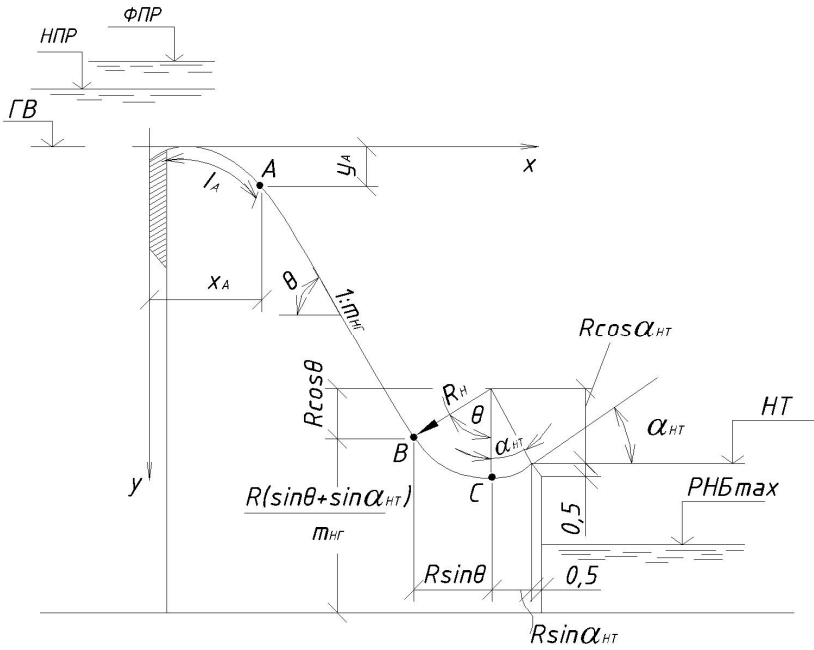


Рис. 3.9. Схема до побудови профілю водозливної греблі. Розміри вказані в метрах

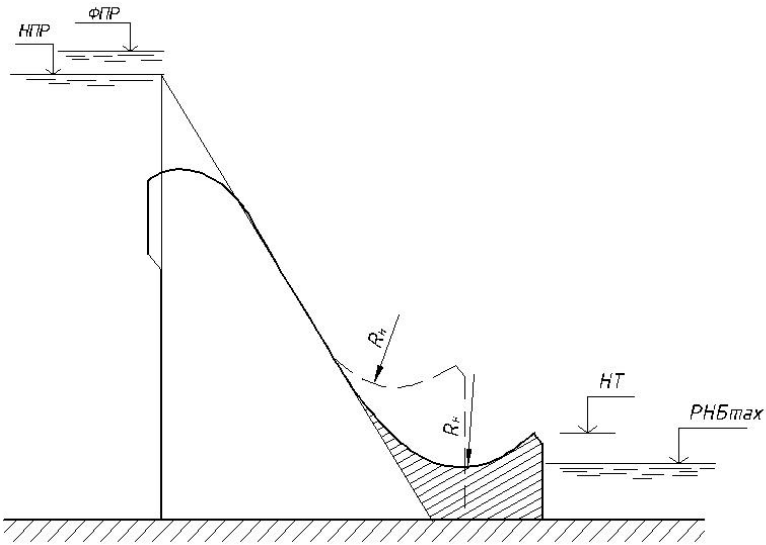


Рис. 3.10. Профіль водозливної греблі при великих значеннях R_H

В нижній частині профілю (точка В на рис. 3.9) плоска зливна грань переходить в криволінійний носок-трамплін, який призначений для відкидання струмини від споруди. Відмітка носка-трампліна HT приймається вище відмітки максимального рівня нижнього б'єфу PHB_{\max} не менше, ніж на 1,0м, з умов гарантованого підводу повітря під струмину для уникнення підтоплення її зі сторони нижнього б'єфу,

$$\downarrow HT \geq \downarrow PHB_{\max} + 1,0 \text{ м.} \quad (3.20)$$

Радіус носка-трампліна R_H приймається в межах

$$6h \leq R_H \leq 10h,$$

де h – товщина струмини в стисненому перерізі на носку.

В першому наближенні значення h може бути знайдено із рівняння

$$q_{e2} = \varphi h \sqrt{2g(z_1 - h \cos \alpha_{HT})}, \quad (3.21)$$

де q_{e2} – елементарна витрата, яка визначається за формулою (3.28)

в ході гідравлічного розрахунку, $\text{м}^2/\text{с}$;

z_1 – перевищення РВБ над носком-трампліном, м,

$$z_1 = \downarrow НПП - \downarrow HT ;$$

α_{HT} – кут нахилу носка-трампліна до горизонту, приймається в межах $30 \dots 35^\circ$;

φ – коефіцієнт швидкості, який враховує втрати напору на водозливі і водозливній грані [18, с. 173],

$$\varphi = 1 - 0,0155 \frac{z_1 - H_{e2}}{H_{e2}}; \quad (3.22)$$

H_{e2} – напір на гребені водозливу при рівні води в верхньому б'єфі на відмітці $НПП$, визначається за формулою (3.26).

Радіус носка-трампліна приймається кратним 0,5 м. Вписування носка-трампліна в профіль греблі виконується таким чином, щоб ширина греблі біля основи не збільшувалась у порівнянні з теоретичним трикутним профілем. Однак, при великих значеннях R_H виконання цієї умови приводить до значного підвищення $\downarrow HT$ і, відповідно, збільшення об'єму тіла греблі. В такому випадку $\downarrow HT$ понижують, а ширину водозливної греблі по підшві збільшують (рис. 3.10).

3.5.2. Бики

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

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

При проектуванні водозливних гребель, як правило, приймається напівциркулярна або криволінійно-загострена форма оголовків биків (рис. 3.11). При можливості льодоходу оголовок бика необхідно приймати загостреної форми.

Товщина бика d_{σ} приймається в залежності від ширини водозливного отвору b_{np} (визначається гідравлічним розрахунком) у відповідності до рекомендацій [7]

$$\begin{array}{ll} \text{при } b_{np} = 10 \text{ м} & d_{\sigma} = (0,20 \dots 0,25) b_{np} \\ \text{при } b_{np} = 20 \text{ м} & d_{\sigma} = (0,12 \dots 0,16) b_{np} \\ \text{при } b_{np} = 30 \text{ м} & d_{\sigma} = (0,10 \dots 0,13) b_{np} \end{array}$$

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

Товщина здвоєних (розрізних) биків збільшується приблизно на 30-40% [14]. В биках влаштовуються пази (ніші) для плоского робочого затвора і ремонтних загороджень.

При ескізному проектуванні розміри пазів можуть бути прийняті наступними (рис. 3.11) [9, с.108; 11, с. 263]:

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

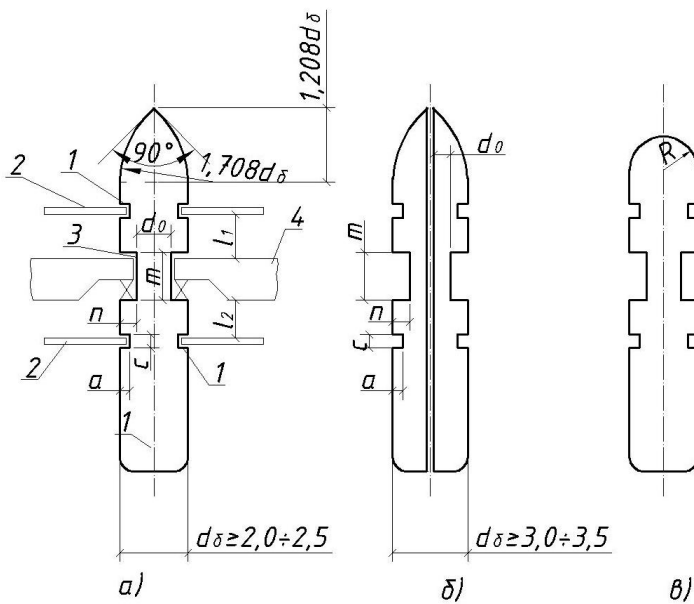


Рис. 3.11. Схеми биків в плані:

а) нерозрізний бик з оголовком криволінійно-загостреної форми; б) те ж, розрізний; в) нерозрізний бик з напівциркульним оголовком.

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

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

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

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

Відмітка верха биків зі сторони верхнього б'єфу призначається не менше відмітки гребня глухої греблі з урахуванням типів затворів, розташування підйомних і транспортних механізмів, умов маневрування, наявності мостового переходу і його габаритів. Орієнтовно перевищення відмітки гребеня биків над відміткою ФПР необхідно приймати наступними:

- для класу наслідків (відповідальності) СС3 – 1,5м;
- для класів наслідків СС2, СС1 – 1,0м.

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

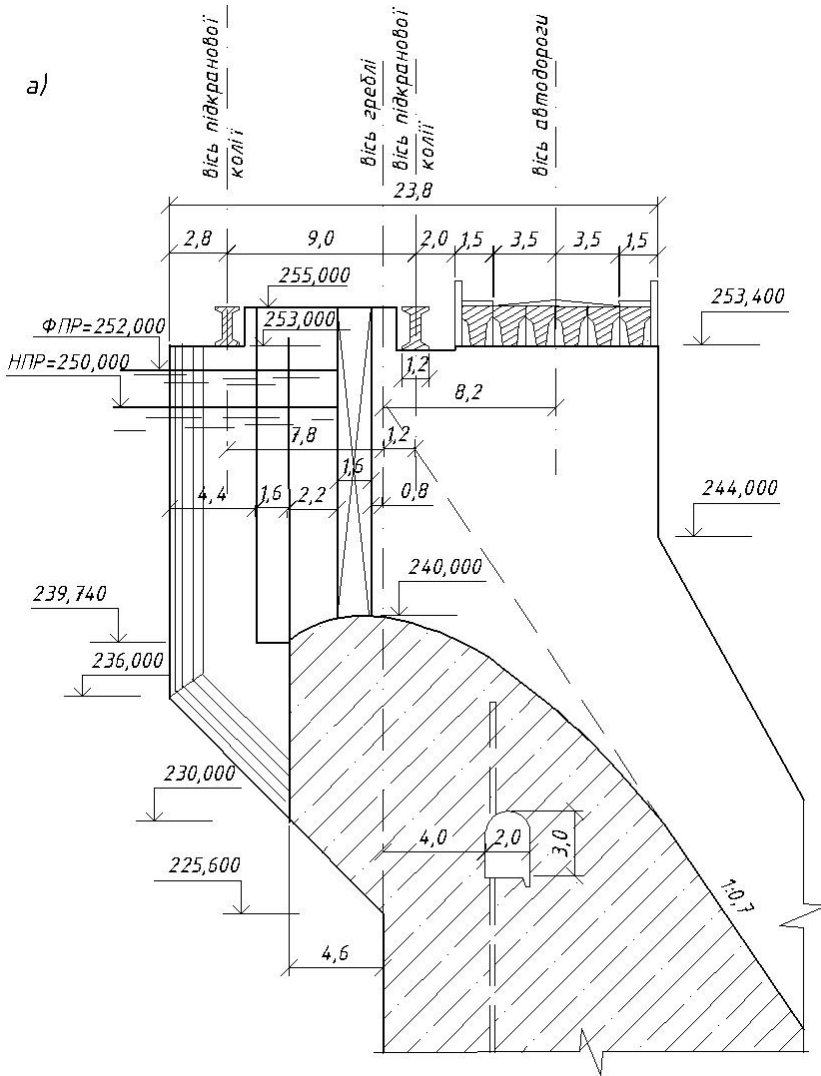


Рис. 3.12, а. Приклад конструкції гребеня водозливної греблі з плоским затвором.
Розміри вказано в метрах

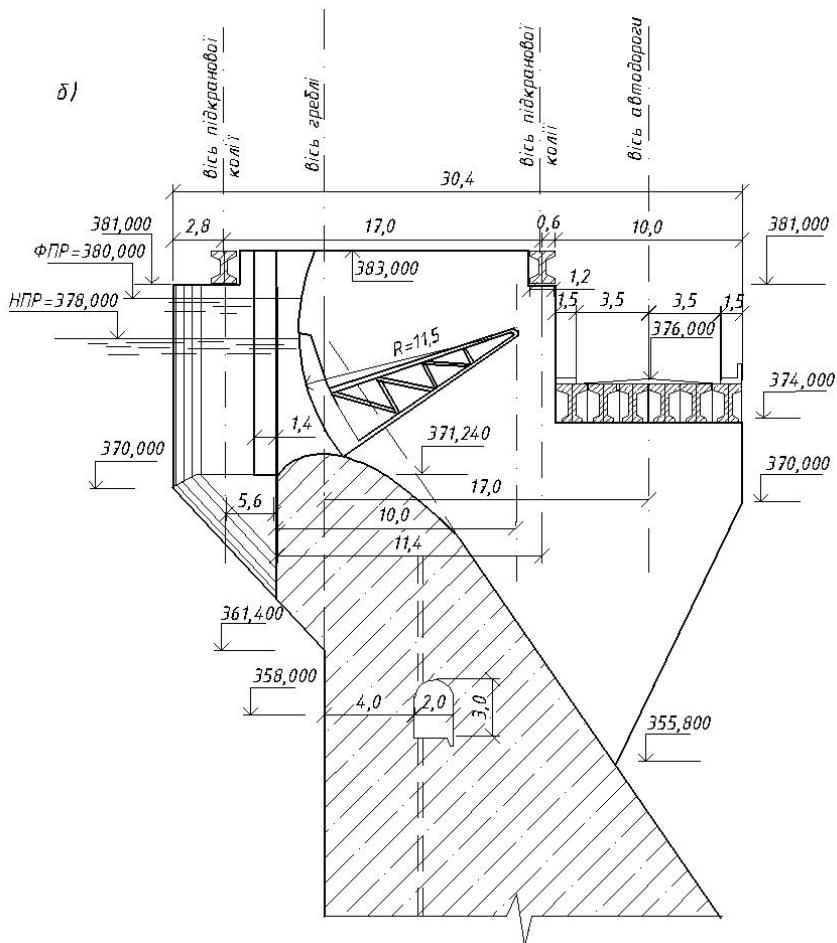


Рис. 3.12, б. Приклад конструкції гребеня водозливної греблі з сегментним затвором. Розміри вказано в метрах

3.5.3. Гребінь водозливної греблі

Гребінь водозливної греблі відрізняється від гребеня глухої греблі наявністю робочих і ремонтних затворів.

На водозливних греблях найчастіше використовуються плоскі і сегментні робочі затвори. Конструкції таких затворів та схеми їх компоновок на водозливному оголовку детально описані в літера-

турі [4, с.267-280; 4, с.14-40; 9, с.161-186]. Приклади конструкцій гребенів водозливної греблі з плоским і сегментним затворами наведено на рис.3.12.

Для маневрування затворами, як правило, використовуються крани. Колії кранів закріплюють на підкранових балках, які опираються на бики. Відстань між осями підкранових колій приймається кратною 1,0 м і вибирається з міркувань зручності обслуговування затворів водозливної греблі, інколи, також і затворів ГЕС.

3.6. Гідралічний розрахунок водозливної греблі

3.6.1. Визначення розмірів водозливних отворів

Протяжність водозливного фронту і розміри окремих отворів (прогонів) визначаються з умови пропуску максимальної розрахункової витрати при *НПР* (основний розрахунковий випадок) і перевіряються на пропуск перевірочної максимальної витрати при *ФПР* (перевірочний розрахунковий випадок).

Схема до розрахунку пропускної спроможності водозливної греблі наведена на рис. 3.13.

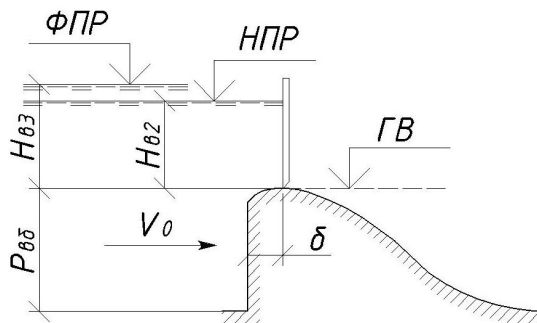


Рис. 3.13. Схема до розрахунку пропускної спроможності водозливної греблі

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

Максимальна розрахункова витрата води в створі гідровузла визначається методами гідрології з урахуванням трансформації витрати водосховищем. Розрахункова ймовірність перевищення максимальних витрат призначається за даними табл. 2.1.

Максимальна розрахункова витрата води, що скидається через водозлив греблі [17], для основного розрахункового випадку $Q_{сп}^{осн}$ визначається із врахуванням пропуску води через всі турбіни ГЕС $Q_{ГЕС}^{осн}$, водоспускні отвори греблі $Q_в$, інші споруди гідровузла $Q_д$ (водозабори, шлюзи)

$$Q_{сп}^{осн} = Q_{max}^{осн} - Q_{ГЕС}^{осн} - Q_в - Q_д. \quad (3.23)$$

Користуючись досвідом проектування, значення допустимої максимальної питомої витрати q_p для скельних та напівскельних ґрунтів основ при попередніх розрахунках приймається в межах від 50 до 70 м²/с, для здорової скелі - до 120 м²/с, в окремих випадках, при особливо міцних скельних основах, q_p допускається приймати до 200 м²/с.

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

$$q_{в1} = (1,2...1,3)q_p. \quad (3.24)$$

Напір на гребені водозливу практичного профілю при непідтопленому витіканні

$$H_{в1} = \left(\frac{q_{в1}}{m\sqrt{2g}} \right)^{2/3}, \quad (3.25)$$

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

Обчислене значення напору округлюється до найближчого стандартного значення $h_{см}$ висоти отвору. Стандартні висоти отворів наведено в табл. 2.2.

Уточнений напір на гребені водозливу

$$H_{в2} = h_{см}. \quad (3.26)$$

Відмітка гребеня водозливу (рис. 3.13)

$$\downarrow ГВ = \downarrow НПП - H_{в2}. \quad (3.27)$$

Уточнена питома витрата на водозливі

$$q_{в2} = m\sqrt{2g}H_{в2}^{3/2}. \quad (3.28)$$

Попередня загальна ширина отворів водозливного фронту греблі

$$B_{нр1} = \frac{Q_{сп}^{осн}}{q_{в2}}. \quad (3.29)$$

Підбирається кількість водозливних отворів n та їх ширина b_{np} з умови

$$B_{np2} = n \cdot b_{np} \geq B_{np1} \quad (3.30)$$

та дотриманням наступних рекомендацій. Отвори греблі повинні мати стандартні розміри (табл.2.5). Окремі отвори греблі слід, по можливості, приймати однаковими, пов'язуючи їх із розмірами секцій греблі і враховуючи умови пропуску льоду (не менше 10м – для річок південних районів із легким льодоходом; не менше 18м – для річок північних районів з важким льодоходом). При цьому загальна ширина льодоскидного фронту повинна бути не менше 50...60% ширини річки під час льодоходу.

3.6.2. Перевірка пропускнуої спроможності водозливної греблі

Знайдені розміри водозливних отворів повинні забезпечувати пропуск максимальної розрахункової витрати $Q_{gp}^{осн}$ при відмітці $H_{пп}$ та перевіркою витрати $Q_{gp}^{пер}$ при відмітці рівня води у верхньому б'єфі, що не перевищує $\Phi_{пп}$.

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

$$Q_{факт} = \sigma_n \cdot \sigma_c \cdot \sigma_n \cdot m \cdot B_{np2} \sqrt{2gH_{60}^3/2}, \quad (3.31)$$

де H_{60} – повний напір на водозливі з урахуванням швидкості підходу,

$$H_{60} = H_{62} + \frac{V_0^2}{2g}; \quad (3.32)$$

V_0 – швидкість підходу потоку до греблі,

$$V_0 = \frac{Q_{max}^{осн}}{S}; \quad (3.33)$$

S – площа живого перерізу потоку перед гідровузлом, m^2 , (при $V_0 \leq 0,5$ м/с приймається $H_{60} = H_{62}$);

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

туванні на гребені прямолінійної вставки довжиною l_{zp} у випадку водозливу з вертикальною напірною гранню коефіцієнт витрати

$$m = 0,36 + 0,1 \frac{2,5 - \delta / H_{e2}}{1 + 2\delta / H_{e2}}; \quad (3.34)$$

δ – ширина гребеня водозливу від вертикальної напірної грані до початку криволінійної поверхні (рис.4.4, б). Формула дійсна в межах

$$P_{eб} / H_{e2} \geq 2 \text{ та } 0,3 \leq \delta / H_{e2} < 2,5,$$

$P_{eб} = \downarrow ГВ - \downarrow дна$ - висота водозливу з боку верхнього б'єфу,

(при $\delta / H_{e2} > 2,5$ приймається $m = 0,36$);

σ_n – коефіцієнт повноти напору, можна визначити за формулою М.П. Розанова [4]

$$\sigma_n = 0,62 + 0,38 \cdot \sqrt[3]{\frac{H_{e2}}{H_{нрф}}}; \quad (3.35)$$

σ_n – коефіцієнт підтоплення.

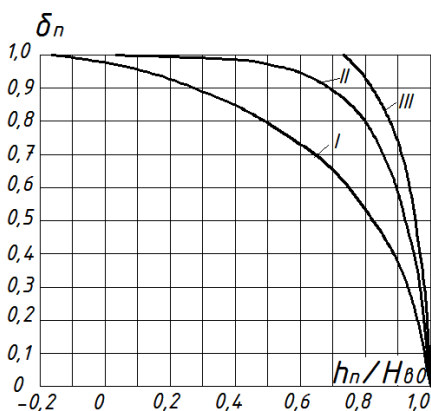


Рис. 3.14. Графік $\sigma_n = f(h_n / H_{e0})$.

I – вакуумний водозлив практичного профілю;
II – безвакуумний водозлив практичного профілю ($\delta / H = 0,3$); III – водозлив з широким порогом ($\delta / H = 1,2$)

σ_c – коефіцієнт стиснення потоку, при плавно окреслених входних оголовках біків

Підтоплення починає впливати на пропускну спроможність водозливу практичного профілю при $h_n / H_{e0} > 0,35$, де h_n – перевищення рівня води у нижньому б'єфі над гребенем водозливу,

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

Для підтопленого водозливу коефіцієнт підтоплення σ_n [10, гл.6] визначається за графіком (рис.3.14).

При невідтопленому витіканні $\sigma_n = 1,0$;

$$\sigma_c = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + P_{\delta\delta} / H_{\delta 2}}} \cdot \left(1 - \frac{b_{np}}{B}\right) \cdot \sqrt[4]{\frac{b_{np}}{B}}, \quad (3.36)$$

де B – відстань між осями биків,

$$B = b_{np} + d_{\delta};$$

d_{δ} – товщина бика.

В формулі (3.36) при $b_{np} / B < 0,2$ приймається $b_{np} / B = 0,2$; при $P_{\delta\delta} / H_{\delta 2} > 3$ приймається $P_{\delta\delta} / H_{\delta 2} = 3$.

Якщо обчислена за формулою (3.31) фактична пропускна спроможність задовольняє умову $Q_{факт}^{осн} \geq Q_{зр}^{осн}$, то розміри водозливних отворів призначені правильно. В протилежному випадку їх необхідно відкоригувати.

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

$$H_{\delta 3} = \downarrow \text{ФПП} - \downarrow \text{ГВ} . \quad (3.37)$$

Якщо розрахована фактична пропускна спроможність, знайдена за формулою (3.31), при ФПП задовольняє умові $Q_{факт}^{неп} \geq Q_{зр}^{неп}$, розміри водозливних отворів призначені правильно. В протилежному випадку їх необхідно відкоригувати.

При прийнятих розмірах прогонів і биків протяжність водозливного фронту греблі

$$L_{ВГ} = n \cdot b_{np} + (n - 1)d_{\delta}. \quad (3.38)$$

3.6.3. Побудова кривої вільної поверхні потоку на водозливній грані греблі

Побудова кривої вільної поверхні проводиться з метою визначення глибини, швидкості, коефіцієнта швидкості і кута сходу потоку з носка-трампліна, які впливають на відстань відльоту струмени і розміри ями розмиву в нижньому б'єфі, а також для обґрунтування відміток проїжджого і службового мостів на греблі. Такі розрахунки виконуються для основного розрахункового випадку при умові повного відкриття усіх прогонів греблі і пропуску максима-

льної витрати при *НПР*, перевірного випадку при *ФПР*, а також при нерівномірно відкритих отворах.

Схема до гідравлічного розрахунку для побудови вільної поверхні представлена на рис. 3.15.

В ході розрахунку послідовно розглядають три ділянки:

- 1) ділянку водозливного оголовка;
- 2) ділянку плоскої зливної грані;
- 3) криволінійну ділянку носка-трампліна.

Ділянка водозливного оголовка. При побудові кривої вільної поверхні на ділянці водозливного оголовка для водозливів практичного профілю початок кривої спаду (точка *F*) знаходиться на відстані $\approx 3H$ від гребеня, де *H* – напір на гребені водозливу [10, с. 61]. Для основного розрахункового випадку $H = H_{62}$. Глибина в точці *E* на порозі водозливу $h_E = 0,75H$.

Глибина води в точці *A* на початку плоскої водозливної грані (при нехтуванні втратами напору в межах оголовка) визначається з рівняння, яке розв'язується методом підбору,

$$h_A = \frac{q}{\sqrt{2g(H + y_A - h_A \cos \theta)}}, \quad (3.39)$$

де *q* – уточнена питома витрата на водозливі, м²/с,

$$q = \frac{Q_{осн}}{B_{np2}}; \quad (3.40)$$

y_A – перевищення гребеня водозливу над точкою *A* початку плоскої зливної грані греблі (рис. 3.15), м.

За значеннями глибин в точках *F*, *E* та *A* будується крива вільної поверхні потоку в межах оголовка водозливу.

Ділянка плоскої зливної грані. Побудова кривої вільної поверхні на ділянці плоскої зливної грані виконується шляхом розв'язування для кожного перерізу, що розглядається, рівняння [19, с. 9]

$$h_{A_i} = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(Z_{A_i} - h_{A_i} \cos \theta)}}, \quad (3.41)$$

де *h_{A_i}*

 – глибина потоку в точці *A_i* плоскої зливної грані, м;

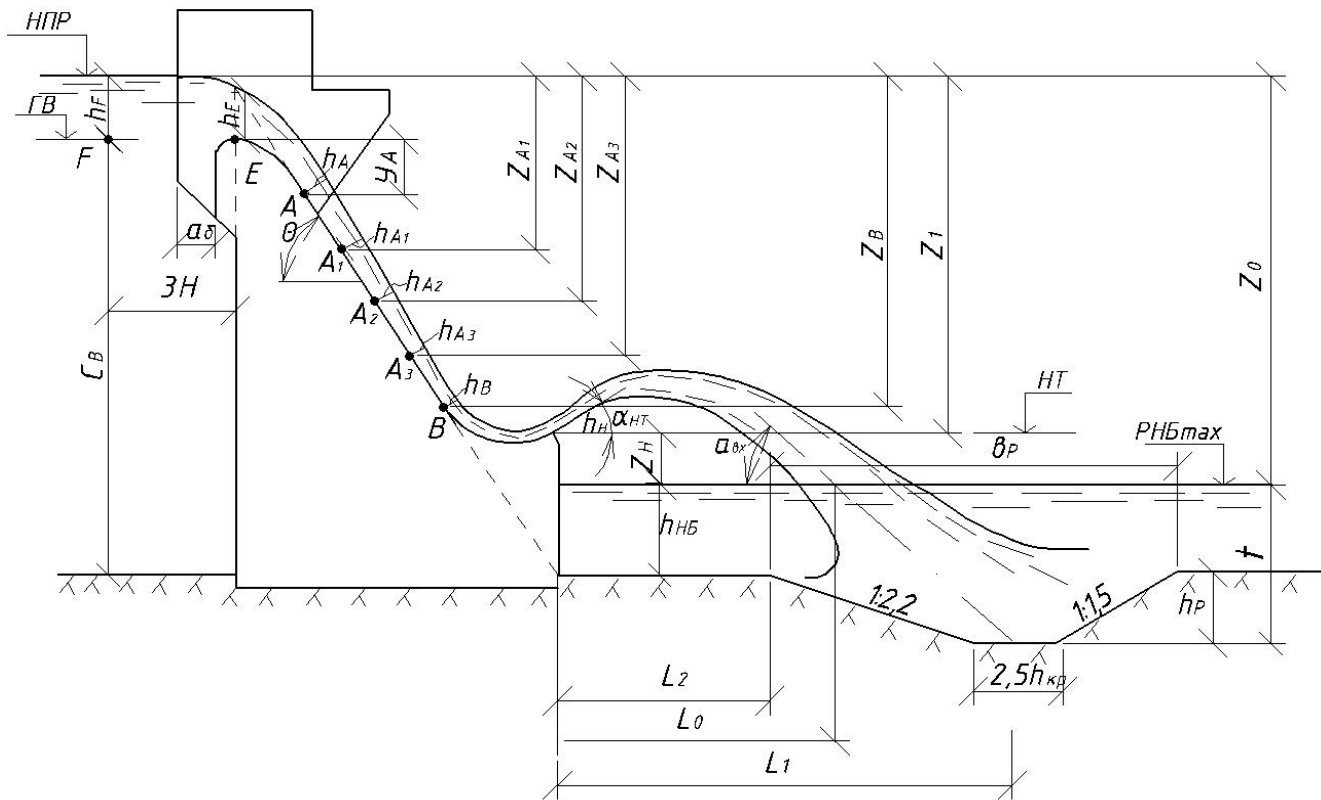


Рис. 3.15. Схема до гідралічного розрахунку водозливної греблі

Z_{A_i} – перевищення *PBB* над відповідною точкою A_i , м;

φ – коефіцієнт швидкості, визначається за графіком (рис. 3.16) в залежності від значення питомої витрати q і довжини водозливної поверхні L від напірної грані до точки, що розглядається,

$$L = L_{0z} + \frac{Z_{A_i} - H - y_{A_i}}{\sin \theta}; \quad (3.42)$$

L_{0z} – довжина контуру водозливу, визначається з табл. 3.3.

Криволінійна ділянка носка-трампліна Для побудови кривої вільної поверхні на цій ділянці достатньо знати глибини води в трьох перерізах (рис. 3.17): перерізі 1-1 спряження плоскої зливної грані і криволінійної ділянки; перерізі 2-2, який проходить через найнижчу точку профілю трампліна; кінцевому перерізі 3-3.

Параметри потоку в перерізі 1-1 були визначені при розгляді попередньої ділянки. Для решти перерізів швидкості і глибини

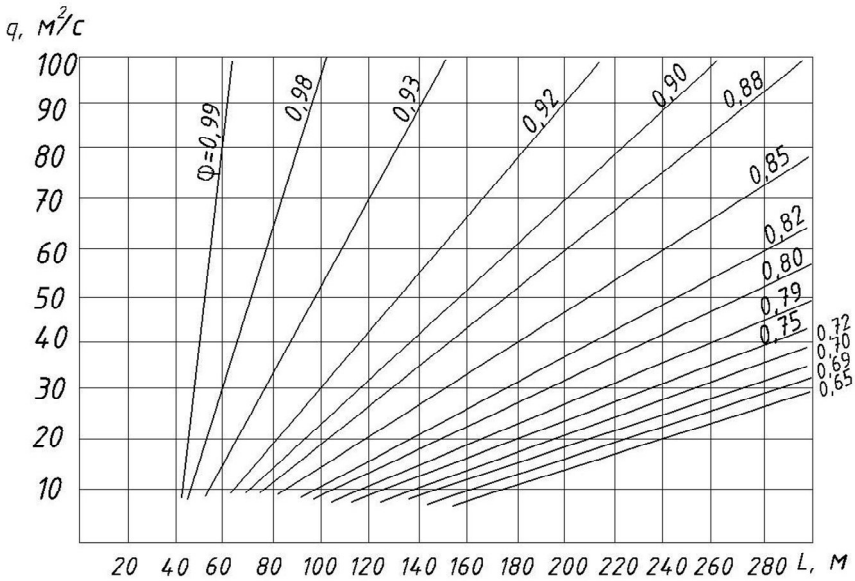


Рис. 3.16. Графік для визначення коефіцієнта швидкості в межах оголовка і плоскої водозливної грані греблі

потoku визначаються з рівняння Бернуллі, що складається послідовно для:

перерізів 1-1 і 2-2

$$y_B + h_B \cos \theta + \frac{V_B^2}{2g} = h_c + \frac{P_H}{\rho_0 g} + \frac{V_c^2}{2g} + \frac{V_{cp}^2}{C_{cp}^2 R_{cp}} l_{1-2}; \quad (3.43)$$

перерізів 2-2 і 3-3

$$h_c + \frac{P_H}{\rho_0 g} + \frac{V_c^2}{2g} = y_H + h_H \cos \alpha_{HT} + \frac{V_H^2}{2g} + \frac{V_{cp1}^2}{C_{cp1}^2 R_{cp1}} l_{2-3}; \quad (3.44)$$

де y_B, y_H - перевищення відповідно точки B та кінцевої точки носка-трампліна над найнижчою точкою носка-трампліна точкою C (рис. 3.17);

h_B – глибина потоку в перерізі 1-1, м;

$$V_B = \frac{q}{h_B} \text{ – швидкість потоку в перерізі 1-1, м/с;}$$

h_c – глибина потоку в перерізі 2-2, м;

$$V_c = \frac{q}{h_c} \text{ – швидкість потоку в перерізі 2-2, м/с;}$$

h_H – глибина потоку в перерізі 3-3, м;

$$V_H = \frac{q}{h_H} \text{ – швидкість потоку в перерізі 3-3, м/с;}$$

l_{1-2}, l_{2-3} – довжини ділянок трампліна між перерізами, що розглядаються, м (рис. 3.17),

$$l_{1-2} = \frac{\theta}{180} \pi R_H, \quad l_{2-3} = \frac{\alpha_{HT}}{180} \pi R_H; \quad (3.45)$$

V_{CP}, V_{CP1} – середні значення швидкості на ділянці між перерізами відповідно 1-1 і 2-2, 2-2 і 3-3, м/с,

$$V_{cp} = 0,5(V_B + V_c); \quad V_{cp1} = 0,5(V_c + V_H); \quad (3.46)$$

R_{CP}, R_{CP1} – значення гідравлічного радіуса на ділянці між перерізами відповідно 1-1 і 2-2, 2-2 і 3-3, м,

$$R_{cp} = h_{cp} = 0,5(h_B + h_c); \quad R_{cp1} = h_{cp1} = 0,5(h_c + h_H); \quad (3.47)$$

C_{CP}, C_{CP1} – значення коефіцієнта Шезі на ділянці між перерізами відповідно 1-1 і 2-2, 2-2 і 3-3 при значенні коефіцієнта шорсткості $n=0,012\dots 0,014$,

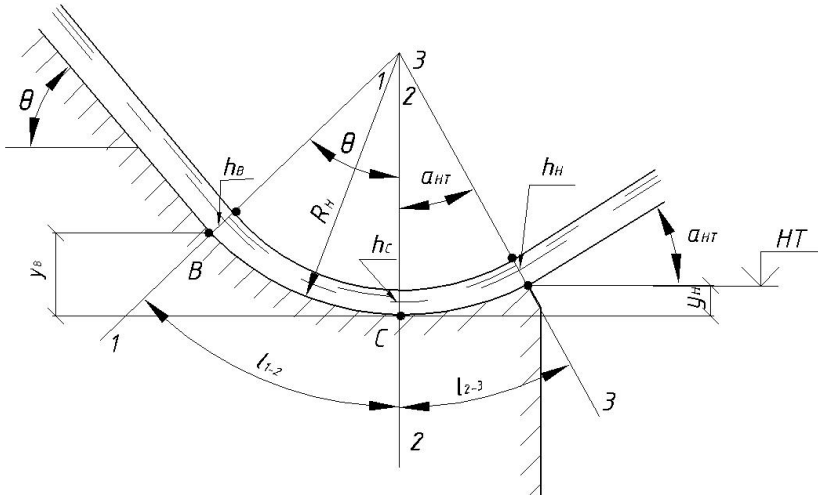


Рис. 3.17. Схема до визначення глибин потоку на носку-трампліні

$$C_{cp} = \frac{1}{n} R_{cp}^{1/6}, \quad C_{cp1} = \frac{1}{n} R_{cp1}^{1/6}; \quad (3.48)$$

$\frac{P_H}{\rho_0 g}$ – додатковий член, який враховує відцентровий тиск, що

виникає внаслідок кривизни потоку, м,

$$\frac{P_H}{\rho_0 g} = \frac{h_B}{R_H} \frac{V_B^2}{g}. \quad (3.49)$$

Рівняння (3.43) і (3.44) можуть бути розв'язані графоаналітичним способом. Для цього в них підставляють всі відомі значення величин. Потім, задаючись рядом значень невідомих глибин потоку h_H і h_C відповідно, визначають значення правих частин рівнянь, в які входять ці глибини. Глибини h_H і h_C визначають з графіків залежностей правих частин від h , $ПЧ=f(h)$, за відомими значеннями лівих частин рівнянь $ЛЧ$.

3.6.4. Розрахунок спряження б'єфів

Спряження б'єфів при наявності на водозливній грані вертикального уступу з носком та забезпеченні підведення повітря під струмину характеризується поверхневим режимом.

Відкинута від споруди струмина утворює в нижньому б'єфі яму розмиву, в якій гаситься значна частина енергії потоку. Крім цього, частина енергії гаситься за рахунок опору повітря. Задачею розрахунку спряження б'єфів в цьому випадку є визначення дальності відльоту струмини, розмірів і місця розташування ями розмиву з метою оцінки її небезпеки для споруди.

Визначення розмірів ями розмиву

При попередніх розрахунках розмиву скельного ґрунту русла з розвиненою тріщинуватістю для визначення максимальної глибини води в ямі розмиву t (рис. 3.15) може бути використана наступна залежність [19, с. 15; 20, гл.5]

$$t = (0,1 + 0,45\sqrt[4]{Fr})\sqrt{Fr}4\sqrt{\frac{h_{HB}}{d}}h_H, \quad (3.50)$$

де Fr – число Фруда в перерізі потоку на сході з носка-трампліна,

$$Fr = \frac{V_H^2}{gh_H}; \quad (3.51)$$

V_H – швидкість потоку на сході з носка-трампліна, м/с,

$$V_H = \frac{q}{h_H}; \quad (3.52)$$

h_{HB} – глибина води в нижньому б'єфі при пропуску розрахункової витрати, м;

d – середня крупність окремоостей скельної основи, м.

Максимальна глибина ями розмиву при цьому

$$h_p = t - h_{HB}. \quad (3.53)$$

Приймається, що яма розмиву має верховий укїс із закладанням 1:2,2 і низовий – 1:1,5. Довжина горизонтальної ділянки дна ями – $2,5 h_{кр}$, де $h_{кр}$ – критична глибина, яка визначається за формулою (2.25).

Поздовжній розмір ями розмиву b_p на рівні початкової відмітки не розмитого дна

$$b_p = 2,5h_{кр} + 3,7h_p. \quad (3.54)$$

Визначення дальності відльоту струмини і відстані до початку ями розмиву

Відстань від носка-трампліна до точки входу струмини в воду L_0 визначається за формулою

$$L_0 = k \cdot Z_1 \cdot \varphi^2 \sin 2\alpha_c \left[1 + \sqrt{1 + \left(\frac{Z_0}{Z_1} - 1 \right) \frac{1}{\varphi^2 \sin^2 \alpha_c}} \right], \quad (3.55)$$

де k – коефіцієнт, який враховує вплив аерації і розщеплення струмини в польоті, при $Fr \leq 35$ $k=1$, при $Fr > 35$ $k=0,8 \dots 0,9$;

$$\varphi = \frac{V_H}{\sqrt{2gZ_1}} - \text{коефіцієнт швидкості, який враховує втрати напо-$$

ру на всьому тракті водоскиду до вихідного перерізу носка-трампліна;

$Z_1 = \downarrow \text{НПП} - \downarrow \text{НТ}$ – перевищення рівня води у верхньому б'єфі над носком-трампліном;

$Z_0 = \downarrow \text{НПП} - \downarrow \text{РНБmax}$ – перевищення рівня води у верхньому б'єфі над рівнем води у нижньому б'єфі;

α_c – кут відносно горизонту, під яким потік сходиться з носка-трампліна, може бути прийнятий $\alpha_c = \alpha_{HT}$.

Тангенс кута входу струмини під рівень нижнього б'єфу

$$tg \alpha_{ex} = \sqrt{tg^2 \alpha_c + \frac{g[h_n \cos \alpha_c + 2 \cdot Z_n]}{V_n^2 \cos^2 \alpha_c}}, \quad (3.56)$$

де $Z_H = \downarrow \text{НТ} - \downarrow \text{РНБmax}$ – перевищення носка-трампліна над рівнем води нижнього б'єфу, м.

Відстань від споруди до створу максимального розмиву русла нижнього б'єфу L_1 , м, знаходиться за формулою

$$L_1 = L_0 + \frac{t}{tg \alpha_{ex}}. \quad (3.57)$$

Відстань від споруди до початку ями розмиву L_2

$$L_2 = L_1 - (2,2h_p + 1,25h_{кр}) \quad (3.58)$$

При розташуванні початку ями розмиву на відстані не менше $0,4Z_0$ для міцних скельних порід і $(0,5 \dots 0,6)Z_0$ для слабких скельних порід умови спряження б'єфів вважаються безпечними.

3.7. Розрахунок греблі на міцність і стійкість

Гідротехнічні споруди, їх конструкції і основи необхідно розраховувати за методом граничних станів [17].

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

Статичний розрахунок гравітаційних гребель виконують для двох комбінацій навантажень: основного і особливого [14, 17]. При цьому навантаження і впливи приймаються у найбільш несприятливих, але можливих, поєднаннях. Крім експлуатаційних розрахункових випадків, міцність і стійкість греблі оцінюють також для будівельного та ремонтного випадків.

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

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

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

Особливі поєднання включають постійні, тимчасові довготривалі і короткотривалі навантаження та одне особливе навантаження, наприклад, сейсмічне або фільтраційний тиск на підшву при порушенні нормальної роботи протифільтраційних і дренажних пристроїв. Розрахунки виконують методами опору матеріалів [14] для умов плоскої задачі, тобто розглядається окрема секція або 1 погонний метр довжини споруди [6, с.144]. Розглядається не менше 5-ти розрахункових перерізів (рис. 3.18).

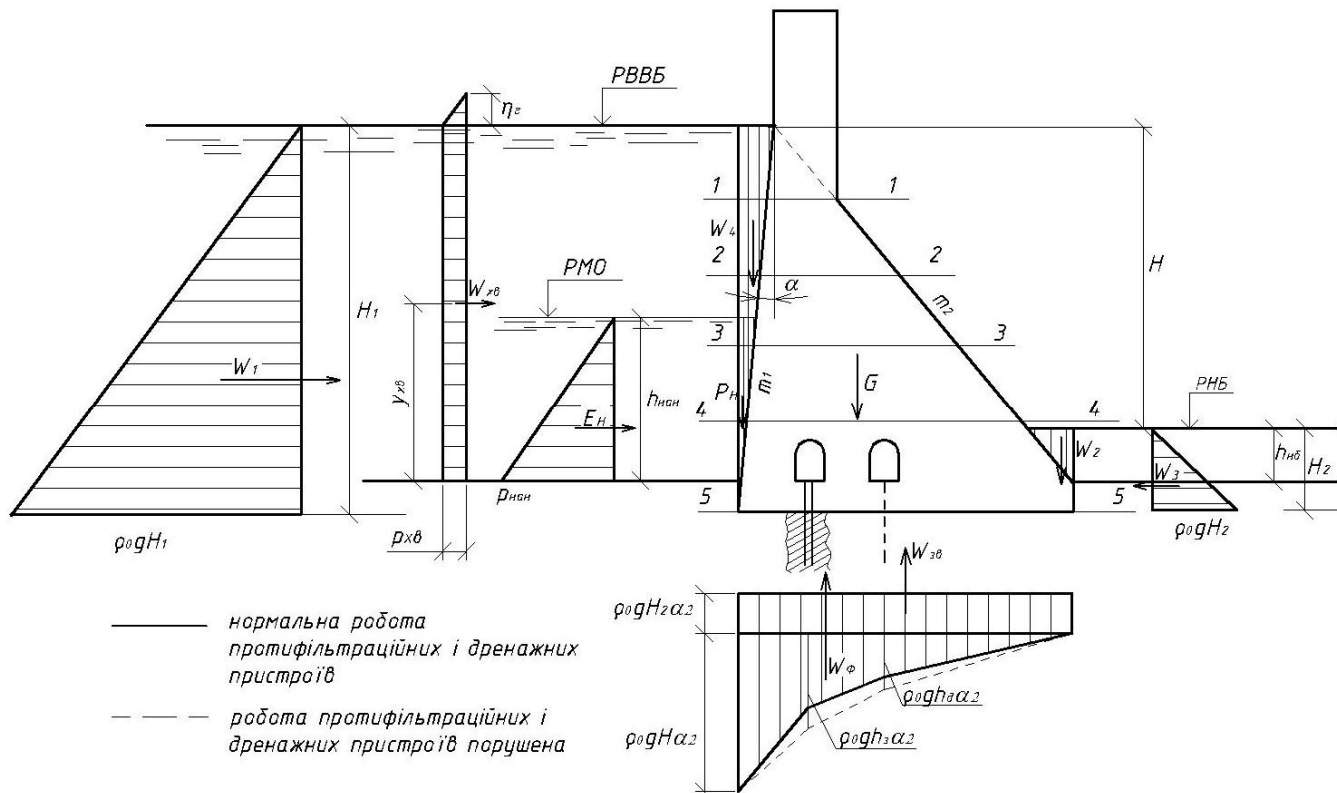


Рис. 3.18. Схема до визначення діючих навантажень

3.7.1.Визначення навантажень, що діють на греблю

Розрахункова схема для визначення діючих навантажень для експлуатаційного періоду представлена на рис. 3.18.

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

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

$$G = \gamma_1 \cdot V, \quad (3.59)$$

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

$$V = S \cdot z_c - \text{об'єм елемента споруди, м}^3;$$

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

S – площа поперечного перерізу елемента споруди, м².

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

При визначенні ваги мостів P_m можуть бути прийняті наступні орієнтовні розміри основних конструктивних елементів мосту (рис. 3.19):

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

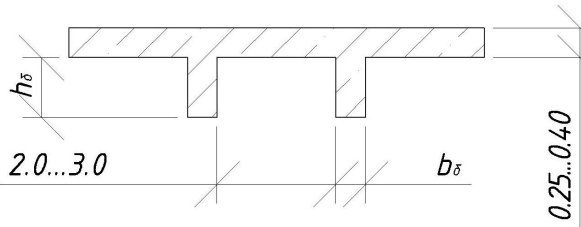


Рис. 3.19. Схема до призначення розмірів елементів мосту.
Розміри вказано в метрах

Вага затворів орієнтовно може бути визначена за емпіричною формулою [4, с.276]

$$P_3 = g(H_g b_{np}^2 a^{-1})^b, \quad (3.60)$$

де H_g – напір на гребені водозливу при НПП;

a, b – коефіцієнти, що визначаються за табл. 3.4 в залежності від типу і конструкції затвору.

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

Вага підйомних механізмів. Вага козлових кранів $P_{мех}$ визначається за табл.3.5 в залежності від ширини водозливного отвору (прогону), напору і ширини колії [7].

Врахування ваги кранів покращує умови стійкості тієї секції греблі, на якій він знаходиться, у порівнянні з іншими. Тому часто при розрахунках міцності і стійкості вага кранів не враховується.

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

$$p = \rho_0 g \cdot y, \quad (3.61)$$

де ρ_0 – густина води.

Вертикальні складові сили гідростатичного тиску W_2, W_4 дорівнюють вазі води в об'ємі тіла тиску V_i , що обмежується гранями греблі, вертикальною площиною, проведеною через крайню їх твірну, і площинами биків (стоянів),

$$W_i = \rho_0 \cdot g \cdot V_i. \quad (3.62)$$

Точки прикладання сил гідростатичного тиску відповідають центрам ваги відповідних епюр.

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

Ординати епюри зважуючого тиску визначаються за залежністю

$$p_{зг} = \rho_0 g \cdot y \cdot \alpha_2, \quad (3.63)$$

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

α_2 – коефіцієнт ефективної площі протитиску, значення якого для скельних ґрунтів [14, п. 4.14] при попередніх розрахунках допускається приймати $\alpha_2=0,5$, для нескельних ґрунтів $\alpha_2=1,0$.

Таблиця 3.4

Значення коефіцієнтів a, b

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

Таблиця 3.5

Основні характеристики козлових кранів

Прогін, м	Напір води, м	Ширина колії, м		Орієнтовна вага, кН
		колісний затвор	ковзаючий затвор	
12,0	8,0-10,0	11,0	9,0	1079,1
	11,0	11,0	9,5	1373,4
	12,0	11,5	10,0	1373,4
	13,0	12,0	10,0	1373,4
14,0	8,0-9,0	11,0	11,0	1569,6
	10,0-11,0	11,0	11,0	1962,0
	12,0	11,5	11,5	1962,0
	13,0	12,0	12,0	1962,0
16,0	8,0	11,5	11,5	2158,2
	9,0	12,0	12,0	2158,2
	10,0-11,0	12,5	12,5	2746,8
	12,0	13,0	13,0	2746,8
	13,0	14,0	14,0	2943,0
18,0	8,0	11,5	11,5	2943,0
	9,0	12,0	12,0	2943,0
	10,0	12,5	12,5	3727,8
	11,0	12,5	12,5	3727,8
	12,0	13,0	13,0	3727,8
	13,0	14,0	14,0	3727,8
20,0	8,0-9,0	12,0	12,0	3924,0
	10,0	13,0	13,0	3924,0
	11,0	13,0	13,0	4905,0
	12,0-13,0	14,5	14,5	4905,0

Фільтраційний тиск води на підшову споруди згідно [14, п. 4.14] визначається як добуток площі епюри на довжину секції z_c . Для скельної основи при побудові епюри фільтраційного тиску значення залишкового фільтраційного напору по осі цементаційної h_3 і дренажної h_0 завіс приймаються за табл. 3.6 в залежності від класу греблі і розрахункової комбінації навантажень.

Точки прикладання сил розміщені в центрі ваги епюр.

Таблиця 3.6

Значення h_3/H і h_0/H

Клас наслідків	Комбінації навантажень на греблю			
	Основні і особливі при ФПР і нормальній роботі протифільтраційних і дренажних пристроїв		Особливі у випадку порушення нормальної роботи протифільтраційних і дренажних пристроїв	
	$\alpha_3 = h_3/H$	$\alpha_0 = h_0/H$	$\alpha_3 = h_3/H$	$\alpha_0 = h_0/H$
СС3	0,40	0,20	0,50	0,30
СС2-1	0,40	0,15	0,50	0,20
СС2-2, СС1	0,30	0,05	0,35	0,10

Тиск вітрових хвиль. В глибоководній зоні горизонтальне навантаження на вертикальну грань споруди $W_{xв}$ приймають по епюрі хвильового тиску, яка при максимальному значенні горизонтального хвильового навантаження має форму трапеції (рис. 3.18) [13] з ординатою $p_{xв}$, МПа,

$$p_{xв} = \frac{1}{2} \rho_0 \cdot g \cdot K \cdot h_{1\%}^{cp2} (1 - 2 \cos^2 \omega \tau), \quad (3.64)$$

де

$$\cos \omega \tau = \frac{\bar{\lambda}_{cp}}{\pi \cdot h_{1\%}^{cp} \cdot \left(8 \cdot \pi \cdot \frac{H_1}{\bar{\lambda}_{cp}} - 3 \right)}; \quad (3.65)$$

K – хвильове число, $K = 2\pi / \bar{\lambda}_{cp}$, 1/м;

ω – кругова частота хвилі, 1/с;

τ – розрахунковий момент часу, с;

$h_{1\%}^{cp}$ – висота хвилі 1%-ї забезпеченості, м;

$\bar{\lambda}_{cp}$ – розрахункова довжина хвилі, м;

H_1 – глибина води перед спорудою, $H_1 = \downarrow НППР - \downarrow дна$, м.

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

$$W_{x\delta} = p_{x\delta} \left(h + \frac{\eta_{1\%}^{cp}}{2} \right) \cdot z_c, \quad (3.66)$$

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

$$\eta_{1\%}^{cp} = h_{1\%}^{cp} \cdot \cos \omega\tau + \frac{K \cdot h_{1\%}^{cp2}}{2} \cos^2 \omega\tau. \quad (3.67)$$

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

$$y_{x\delta} = \frac{1}{2} \left(h + \frac{\eta_{1\%}^{cp}}{2} \right). \quad (3.68)$$

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

$$\begin{aligned} p_{x\alpha} &= p_{x\delta} \sin \alpha, \\ p_{z\alpha} &= p_{x\delta} \cos \alpha. \end{aligned} \quad (3.69)$$

Тиск наносів. У відповідності з [14, п. 4.16], епіюра тиску наносів зі сторони верхнього б'єфу має вигляд трикутника висотою, яка рівна висоті шару наносів $h_{нан}$, і ординатою в основі $p_{нан}$ (рис. 3.18), значення якої обчислюється за формулою

$$p_{нан} = (\rho_n^{nac} - \rho_0) \cdot g \cdot h_{нан} \cdot tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right), \quad (3.70)$$

де φ_n – кут внутрішнього тертя наносів;

ρ_n^{nac} – щільність ґрунту наносів, насичених водою, т/м³.

Висота шару наносів може бути прийнята до відмітки РМО.

Горизонтальна складова сили тиску наносів E_n , кН,

$$E_n = 0,5 p_{нан} \cdot h_{нан}. \quad (3.71)$$

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

$$P_n = (\rho_n^{nac} - \rho_0) \cdot g \cdot V_n. \quad (3.72)$$

Точки прикладання сил тиску наносів відповідають центрам ваги відповідних епюр.

Корисне тимчасове навантаження на міст приймається рівномірно розподіленим по ширині мосту в межах секції греблі. Його значення може бути прийняте для всіх класів споруд 5,9...7,8 кН/м².

Сейсмічні впливи. Врахування сейсмічних впливів обов'язкове при сейсмічності району будівництва від 7 балів [16].

В загальному випадку на бетонні гравітаційні греблі діють як горизонтальні, так і вертикальні сейсмічні навантаження. В якості розрахункового приймається випадок, при якому стійкість споруди буде найменша, тому при розрахунках міцності, як правило, враховується тільки горизонтальна складова, при розрахунках стійкості – горизонтальна та вертикальна, що діють одночасно.

Інерційні сейсмічні впливи. Для гребель класу наслідків (відповідальності) СС2-2 та СС1, а також на попередній стадії проектування гребель класів СС3, СС2-1 допускається проводити розрахунок лінійно-спектральним методом при врахуванні тільки першого (основного) тону власних коливань.

Горизонтальне інерційне сейсмічне навантаження в точці k споруди з урахуванням приєднаної маси води

$$S_k = k_f \cdot k_\psi \cdot (Q_k + m_g g) \cdot a_0 \cdot \beta_i \cdot \eta_{ki}, \quad (3.73)$$

де a_0 – відносне прискорення ґрунту, приймається рівним 0,1, 0,2 та 0,4 відповідно для районів із сейсмічністю 7, 8 та 9 балів;

Q_k – вага елемента споруди, віднесена до точки k ;

k_f – коефіцієнт, що враховує ступінь допустимості пошкоджень та деформацій споруди, для всіх гідротехнічних споруд $k_f = 0,45$;

k_ψ – коефіцієнт, що враховує ступінь розсіяння енергії, для бетонних споруд $k_\psi = 0,9$;

β_i – спектральний коефіцієнт динамічності, який визначається за формулою ($\beta_i \leq 3$)

$$\beta_i = 1 / T_1; \quad (3.74)$$

T_1 – період власних коливань греблі для першого тону, с [4],

$$T_1 = 1,6 \cdot \pi \cdot H_{ГР} \sqrt{\frac{\gamma_1}{E_b \cdot g}}; \quad (3.75)$$

E_b – модуль пружності бетону, кПа (табл. 3.7);

η_{ki} – коефіцієнт, значення якого лінійно змінюється від 2,0 на гребені споруди до нуля біля основи;

m_g – приєднана маса води, при наявності води в обох б'єфах ця маса води дорівнює сумі приєднаних мас з кожної із сторін елемента споруди. При горизонтальному напрямку сейсмічного впливу приєднана маса води на одиницю площі поверхні елемента споруди, зануреного у воду,

$$m_g = \rho_0 \cdot h \cdot \mu \cdot \psi; \quad (3.76)$$

h – глибина води біля споруди;

μ – коефіцієнт приєднаної маси води, для першого тону коливань $\mu = 0,238$;

ψ – коефіцієнт, що враховує обмеженість довжини водосховища, при $l/h \geq 3$ приймається $\psi=1,0$, де l – відстань від споруди до протилежного берега.

Для споруд класу СС3 силу S_k , розраховану за формулою (3.73), збільшують на 20%.

Таблиця 3.7

Початкові модулі пружності бетону при стиску та розтягу

Клас бетону	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35
$E_b \cdot 10^{-3}$, МПа	23,0	28,0	31,0	33,5	35,5	38,5	40,5	42,5	44,5
$E_b \cdot 10^{-3}$, кгс/см ²	235	285	316	342	362	394	414	434	455

В таблиці наведено значення модуля пружності для бетону із максимальним розміром крупного заповнювача 40мм та осадкою конуса суміші до 4 см.

Сейсмічний гідродинамічний тиск води. Ордината епюри гідродинамічного тиску p_s , віднесеного до одиниці площі поверхні споруди, в точці, зануреній на глибину у під рівень води верхнього б'єфа

$$p_s = \rho_0 \cdot k_f \cdot k_\psi \cdot \ddot{U}_0 \cdot H_1 \cdot R_s, \quad (3.77)$$

де \ddot{U}_0 - максимальне сейсмічне прискорення,

$$\left| \ddot{U}_0 \right| = k_A \cdot g \cdot a_0; \quad (3.78)$$

k_A – коефіцієнт, що враховує ймовірність сейсмічної події на протязі строку служби споруди, для споруд класу наслідків СС3, СС2-1 $k_A=1,0$;

R_S – коефіцієнт, що приймається за табл. 3.8. в залежності від за-
нурення точки у, що розглядається, під рівень верхнього б'єфу.

Таблиця 3.8

Значення коефіцієнта R_S

y/H_l	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
R_S	0,23	0,36	0,47	0,55	0,61	0,66	0,70	0,72	0,74	0,74

Тиск сейсмічних хвиль. Висоту сейсмічної хвилі при інтенсивності землетрусу J від 6 до 9 балів визначають за формулою

$$h_{xc} = 0,4 + 0,76(J - 6). \quad (3.79)$$

Довжина сейсмічної хвилі може бути прийнята рівною

$$\bar{\lambda}_{xc} = (10 \dots 15)h_{xc}. \quad (3.80)$$

Тиск сейсмічної хвилі $p_{xв}$ та значення максимального горизонтального хвилювого навантаження $W_{xв}$ визначаються аналогічно випадку вітрових хвиль за формулами (3.64)-(3.66).

Сейсмічний тиск наносів. Питомий сейсмічний тиск наносів визначається за формулою

$$p_{н.с.} = \left[1 + k_f \cdot k_{\psi} \cdot tg \left(45 + \frac{\varphi_n}{2} \right) \right] \cdot p_{нан}, \quad (3.81)$$

де $p_{нан}$ – статичний тиск наносів, що визначається за формулою (3.70).

Сила сейсмічного тиску наносів $E_{нс}$ визначається за формулою, аналогічною (3.71).

3.7.2. Розрахунок міцності греблі

Крайові напруження в гравітаційних греблях всіх класів висотою до 60м та на початковій стадії проектування гребель висотою понад 60м визначаються методами опору матеріалів.

Напруження на верховій і низовій гранях греблі (рис. 3.20), які визначають міцність споруди, обчислюються за формулами [14, п.7.20]:

на верховій грані

$$\sigma_y^u = -\frac{N}{b_d} + \frac{6M}{b_d^2}; \quad (3.82)$$

$$\sigma_x^u = \sigma_y^u \cdot m_u^2 - \rho_0 g h_d^u \cdot (1 - m_u^2); \quad (3.83)$$

$$\tau_{xy}^u = (\rho_0 g h_d^u + \sigma_y^u) \cdot m_u; \quad (3.84)$$

$$\sigma_1^u = \sigma_y^u \cdot (1 + m_u^2) + \rho_0 g h_d^u \cdot m_u^2; \quad (3.85)$$

$$\sigma_3^u = -\rho_0 g h_d^u; \quad (3.86)$$

на низовій грані

$$\sigma_y^t = -\frac{N}{b_d} - \frac{6M}{b_d^2}; \quad (3.87)$$

$$\sigma_x^t = \sigma_y^t \cdot m_t^2 - \rho_0 g \cdot h_d^t \cdot (1 - m_t^2); \quad (3.88)$$

$$\tau_{xy}^t = -(\rho_0 g \cdot h_d^t + \sigma_y^t) \cdot m_t; \quad (3.89)$$

$$\sigma_1^t = -\rho_0 g h_d^t; \quad (3.90)$$

$$\sigma_3^t = \sigma_y^t \cdot (1 + m_t^2) + \rho_0 g \cdot h_d^t \cdot m_t^2, \quad (3.91)$$

де σ_y^u , σ_y^t – нормальні напруження по горизонтальних ділянках відповідно на верховій і низовій гранях, МПа;

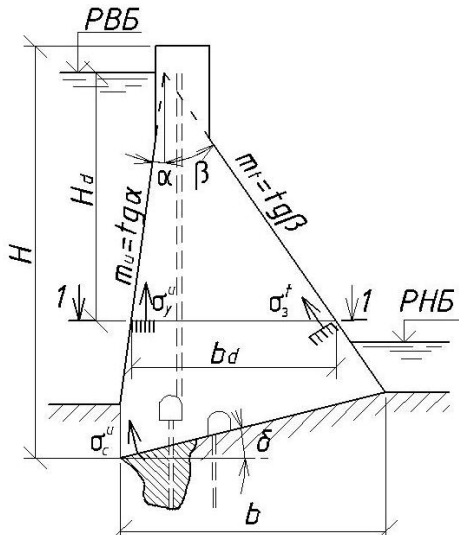


Рис. 3.20. Схема до розрахунку масивної греблі на міцність методами опору матеріалів

σ_x^u, σ_x^t – нормальні напруження по вертикальних ділянках відповідно на верховій і низовій гранях, МПа;

τ_{xy}^u, τ_{xy}^t – дотичні напруження відповідно на верховій і низовій гранях, МПа;

σ_1^u, σ_3^u – максимальні розтягуючі та максимальні стискаючі головні напруження на верховій грані, МПа;

σ_1^t, σ_3^t – максимальні розтягуючі та максимальні стискаючі головні напруження на низовій грані, МПа;

N – нормальна сила, яка дорівнює сумі проєкцій на нормаль до розрахункового перерізу всіх сил, що діють на греблю вище розрахункового перерізу, кН;

M – момент сил, прикладених до греблі вище розрахункового перерізу, відносно центра ваги цього перерізу, кНм;

b_d – ширина розрахункового перерізу, м;

m_u і m_t – коефіцієнти закладання, відповідно, верхової і низової граней на рівні розрахункового перерізу;

h_d^u і h_d^t – напір над розрахунковим перерізом, відповідно, зі сторони верхнього і нижнього б'єфів, м.

При визначенні σ_y^u та σ_y^t за формулами (3.82), (3.87) необхідно дотримуватись наступних **правил знаків**. Розтягуючі напруження σ_y^u та σ_y^t вважають додатними, стискаючі – від'ємними. Направлену вниз нормальну силу N вважають додатною, вверх – від'ємною. Момент діючих сил M , направлений за годинниковою стрілкою, вважають від'ємним, проти годинникової стрілки – додатним.

При визначенні N та M враховують всі діючі на греблю навантаження, розташовані вище розрахункового перерізу. Для контактного перерізу (на контакті споруди з основою) додатково враховують протитиск по підшві греблі.

Якщо підшва греблі нахилена до горизонту під кутом δ (рис.3.20), для розрахунку міцності необхідно знайти нормальні напруження, що діють по площадках контактного перерізу біля верхової σ_c^u та низової σ_c^t граней греблі. Ці напруження знаходять за формулами, аналогічними (3.82), (3.87). При цьому сила N повинна

бути нормальною до контактного перерізу, а момент M всіх сил, що діють вище контактного перерізу (в тому числі протитиск), відносно центру ваги перерізу.

У відповідності до [14, п.7.21], при розрахунку міцності масивних бетонних гравітаційних гребель без спеціальної гідроізоляції напірної грані повинні виконуватись наступні умови міцності:

1) в усіх точках греблі

$$\sigma_1 \leq 0; \quad (3.92)$$

$$\gamma_{lc} |\sigma_3| \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R_b; \quad (3.93)$$

2) в точках напірної грані

$$|\sigma_y^u| \geq 0,25 \rho_0 g h_d^u, \quad (3.94)$$

де γ_c – 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 [13, п. 2.2, с.3];

γ_n – 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 [17];

γ_n – коефіцієнт надійності, який приймається для споруд класу наслідків (відповідальності) СС3 – 1,25; СС2-1 – 1,20; СС2-2 – 1,15; СС1 – 1,1 [17];

R_b – розрахунковий опір бетону стисненню, МПа, значення якого приймається за табл. 3.9 [15, с.5].

Якщо на деякій частині напірної грані не виконується умова (3.92), то на цій ділянці верхової грані необхідно передбачати додаткові заходи по гідроізоляції і запобіганню недопустимого розкриття будівельних швів.

Таблиця 3.9

Розрахунковий опір бетону осьовому стисненню для граничних стнів першої групи R_b

Клас бетону	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40
R_b , МПа	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0
R_b , кгс/см ²	28,6	45,9	61,2	76,5	86,7	117	148	173	199	224

3.7.3. Розрахунок стійкості греблі проти зсуву

Перевірку стійкості бетонної гравітаційної греблі проти зсуву виконують для основної і особливої комбінації навантажень. При розрахунках ГТС, їх конструкцій і основ необхідно дотримання умови, що забезпечує недопущення настання граничного стану [12],

$$\gamma_{lc} F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} R, \quad (3.95)$$

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

γ_{lc} , γ_c , γ_n – коефіцієнти, значення яких наведені в п. 3.7.2.

У випадку зсуву незаглибленої в основу греблі за схемою поздовжнього зсуву при плоскій або ламаній поверхні зсуву значення величин F і R приймаються

$$F = T; \quad (3.96)$$

$$R = (P - P_n) \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot A_g, \quad (3.97)$$

де T – активна сила зсуву (проекція рівнодіючої розрахункового навантаження на напрямок зсуву), кН;

P – сума проєкцій на вертикаль усіх діючих на греблю сил, направлених вниз, кН;

P_n – значення сили протитиску на підшву, кН;

$\operatorname{tg} \varphi$, c – розрахункові значення характеристик скельних ґрунтів (табл.3.10) [12];

A_g – розрахункове значення площі поверхні зсуву, м², $A_g = z_c \cdot b$.

Таблиця 3.10

Розрахункові значення характеристик ґрунтів для розрахунків стійкості по поверхнях зсуву, що не приурочені до тріщин в масиві

№ п/п	Ґрунти основи	$\operatorname{tg} \varphi$ I, $\operatorname{tg} \varphi$ II./ γ_g	c , c II/ γ_g МПа (кгс/см ²)
1.	Скельні слаботріщинуваті, невивітрелі із $R_c^* > 50$ Па (500 кгс/см ²)	0,95	0,4(4,0)
2.	Скельні середньотріщинуваті, слабовивітрелі із $R_c > 50$ МПа (500 кгс/см ²)	0,85	0,3(3,0)
3.	Скельні сильнотріщинуваті із $R_c = 15$ -50 МПа (150-500 кгс/см ²) та слабовивітрелі слаботріщинуваті із $R_c = 5$ -15 МПа (50-150 кгс/см ²)	0,80	0,2(2,0)
4.	Напівскельні сильнотріщинуваті із $R_c < 5$ МПа (50 кгс/см ²);	0,75	0,15(1,5)

* R_c - нормативні значення міцності окремоостей на одноосьове стиснення.

Література до розділу 3

Підручники і навчальні посібники

1. Бетонные плотины (на скальных основаниях) / Розанов Н. Г., Белый Л. Д., Васильев П. И. [и др.]; под ред. М. М. Гришина. – М. : Стройиздат, 1975. – 350 с.
2. Гидротехнические сооружения (в двух частях) / под ред. М. М. Гришина. – М. : Высшая школа, 1979. – Ч. 1. – 614 с.
3. Гидротехнические сооружения (в двух частях) / под ред. М. М. Гришина. – М. : Высшая школа, 1979. – Ч. 2. – 336 с.
4. Розанов Н. П. Гидротехнические сооружения / Н. П. Розанов – М. : Стройиздат, 1978. – 647 с.
5. Гідротехнічні споруди: підручник для студ. ВНЗ / Хлапук М. М., Шумінський В. Д., Вайнберг О. І. [та ін.]; за ред. А. Ф. Дмитрієва. – Рівне, 1999. – 326 с.
6. Кириенко Игорь Иванович. Гидротехнические сооружения. Проектирование и расчёт: учеб для студ. вузов. / И. И. Кириенко, Ю. А. Хименик – К. : Вища школа, 1987. – 253 с.
7. Кох П. И. Козловые краны для гидроэлектростанций / П. И. Кох, П. М. Нещеретный, В. А. Чекулаев. – М. : Машиностроение, 1972. – 168 с.
8. Чугаев Р. Р. Гидротехнические сооружения. Ч. 1. Глухие плотины / Р. Р. Чугаев. – М. : Высшая школа, 1975. – 318 с.
9. Чугаев Р. Р. Гидротехнические сооружения. Ч. 2. Водосливные плотины / Р. Р. Чугаев. – М. : Высшая школа, 1985. – 304 с.

Довідкова література

10. Справочник по гидравлическим расчётам / под ред. Киселёва П. Г. – М. : Энергия, 1972. – 312 с.
11. Справочник проектировщика. Гидротехнические сооружения / под общ. ред. В. П. Недриги. – М. : Стройиздат, 1983. – 543 с.

Нормативна література

12. Основания гидротехнических сооружений: СНиП 2.02.02 – 85. – М. : Стройиздат, 1987. – 60 с.
13. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые, от судов): СНиП 2.06.04-82*. – М. : Госстрой СССР, 1989. – 40 с.
14. Плотины бетонные и железобетонные: СНиП 2.06.06-87. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 32 с.

15. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений: СНиП 2.06.08-87. – Госстрой СССР. – М: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 51 с.
16. Строительство в сейсмических районах Украины: ДБН В.1.1-12:2006. – К. : ГП “Укрархбудинформ”, 2006. – 82 с.
17. Гідротехнічні, енергетичні та меліоративні системи і споруди, підземні гірничі виробки. Гідротехнічні споруди. Основні положення: ДБН В. 2.4-3-2010. – К. : Мінрегіонбуд, 2010.
18. Дерюгин Г. К. Рекомендации по гидравлическому расчёту водослива. Ч.1. Прямые водосливы / Г. К. Дерюгин. – Л. : Энергия, 1974.
19. Рекомендации по гидравлическому расчёту открытых водосбросов высоконапорных гидроузлов и размывов скального русла отброшенной струей П 80-79 / ВНИИГ. – Л. : Энергия, 1979.
20. Расчеты бетонных и железобетонных плотин. Кн. 3. Руководство к гидравлическим расчетам П 07-83 : руководство к гл. СНиП II-54-77. Т. 1. Общие положения. – Л. : ВНИИГ, 1983. – 254 с.

РОЗДІЛ 4. БЕТОННА ГРЕБЛЯ НА НЕСКЕЛЬНІЙ ОСНОВІ

4.1. Аналіз природних умов

Аналіз та інженерна оцінка вихідних даних з точки зору їх впливу на проектні рішення виконується аналогічно п.3.1.

4.2. Вибір створу і компоновки споруд гідровузла

Положення створу вибирається з міркувань, наведених в п.3.2.1. Після вивчення вихідних матеріалів встановлюється протяжність кожної споруди гідровузла по створу. Протяжність водоскидної греблі встановлюється шляхом гідравлічних розрахунків (п.4.5). Протяжність глухих частин греблі – виходячи з підпірних рівнів води в верхньому б'єфі (*НПР* та *ФПР*) та топографії місцевості в районі створу гідровузла.

4.2.1. Схеми компоновок споруд гідровузла

На крупних річкових гідровузлах на нескельній основі застосовуються дві основні схеми компоновки водопропускних споруд: руслова та заплавна, вибір між якими здійснюється за техніко-економічними та виробничими умовами їх будівництва в даному створі [3, с. 174-179; 5, с. 279-285; 7, с. 9-18].

Руслова компоновка застосовується в основному на низьконапірних гідровузлах (при напорах до 10 м). Руслова компоновка характерна тим, що бетонні водоскидні споруди зводяться безпосередньо в руслі річки в дві (рідше - три) черги робіт, кожна з яких потребує влаштування котлованів, що огорожуються окремими перемичками (рис. 4.1).

Заплавна компоновка застосовується на рівнинних ріках з пологими берегами та високими повеннями (рис. 4.2). При такій компоновці бетонні споруди розташовують на більш пологому і випуклому березі, що дає можливість зменшити глибину будівельного котловану та розміри підвідного і відвідного каналів. Будівлю ГЕС рекомендується примикати до водозливної греблі з берегової сторони для полегшення будівельно-монтажних робіт, а також з умов зручності транспортування енергетичного обладнання та забезпечення більш раннього початку його монтажу.

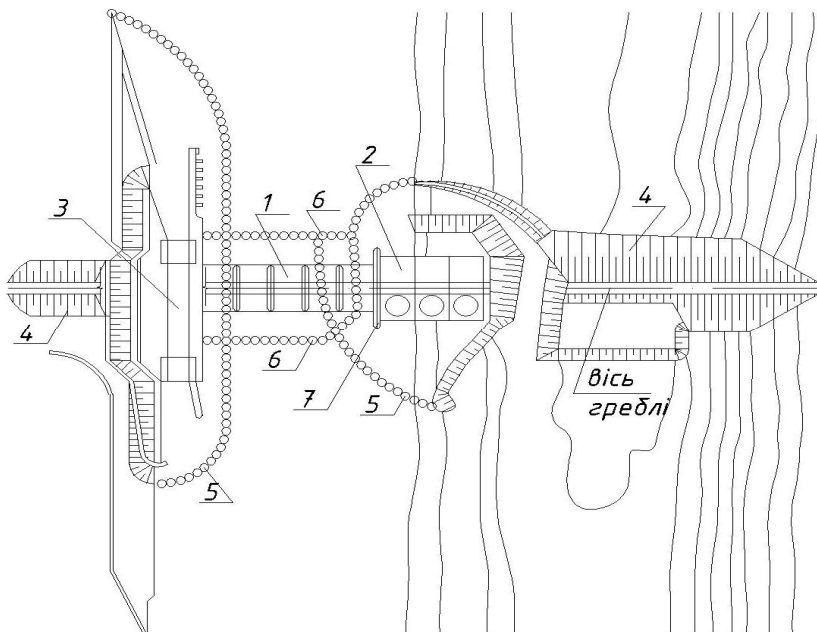


Рис. 4.1. Схема руслової компоновки низьконапірного гідровузла:

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

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

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

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

В розрахунку приймається, що підшва поздовжньої перемички котловану розташовується на відстані $l_1 \approx 30,0\text{м}$ (рис. 4.3) від бровки укосу меженного русла ріки. Відмітка гребеня поздовжньої перемички $\downarrow ВП$ визначається відносно рівня води при максимальній розрахунковій будівельній витраті із запасом $\geq 1,0\text{м}$

$$\downarrow ВП = \downarrow РВ_{\max}^{\text{буд}} + 1,0 .$$

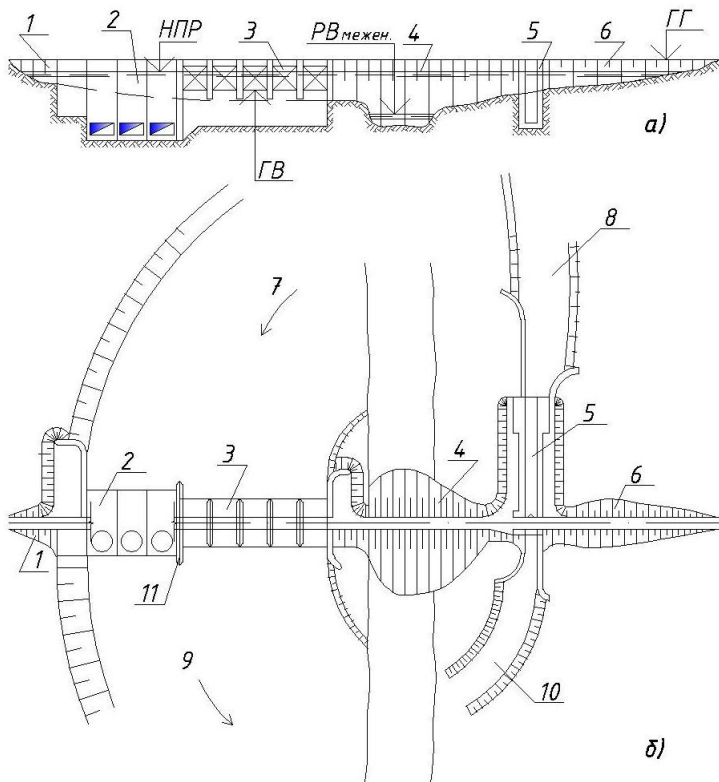


Рис. 4.2. Схема заплавної компоновки середньонапірного гідровузла:
 а) профіль по осі гідровузла; б) план
 1, 4, 6 – ґрунтові греблі; 2 – будівля ГЕС; 3 – водозливна бетонна гребля;
 5 – судноплавний шлюз; 7, 9 – підвідний і відвідний канали ГЕС; 8,
 10 – підхідні канали до шлюзу; 11 – роздільна стінка

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

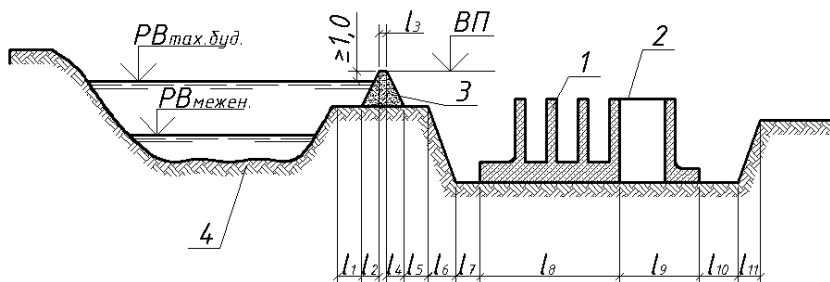


Рис. 4.3. Схема розташування водоскидних споруд гідровузла на заплаві річки
 1 – водозливна гребля; 2 – будівля ГЕС; 3 – поздовжня перемичка;
 4 – русло річки

коефіцієнтом закладання. Відстань від підшови укосу до берегового стояна греблі - $l_7=40,0 \dots 50,0$ м. Далі розташовуються бетонні споруди гідровузла, протяжність яких встановлюється розрахунками.

4.2.2. Пропуск будівельних витрат

Існує три основних методи пропуску річкових вод в період будівництва: 1) без відведення води із побутового русла, в якому розташовуються основні бетонні споруди; 2) з відведенням води та пропуском її по каналах, тунелях, трубах; 3) комбінований, коли частина основних споруд зводиться без відведення річкових вод, решта – з їх відведенням [8, с. 258-274; 3, с. 155 - 168].

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

При русловій компоновці застосовують пропуск будівельних витрат з перемичками (рис. 4.1) та без перемичок (з проведенням робіт мокрим способом або з відведенням річки із її русла). Пропуск будівельних витрат при використанні перемичок описано в п. 3.2.5.

При заплавної компоновці, як правило, будівництво водозливної греблі ведуть методом гребінки, при якому будівельні витрати пропускаються через недобудовані отвори греблі [8].

4.3. Призначення класу наслідків (відповідальності)

Загальні положення призначення класу наслідків (відповідальності) наведено в п. 1.2.

Клас наслідків (відповідальності) [11] бетонної греблі на несkeletalній основі за її технічними параметрами призначають за табл. 4.1, за соціально – економічною відповідальністю та умовами експлуатації - за табл. 1.2.

Попередньо висота греблі може бути розрахована за формулою (3.10).

Таблиця 4.1

Класи наслідків (відповідальності) гідротехнічних споруд за їх технічними параметрами

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

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

4.4. Конструювання водозливної греблі

4.4.1. Побудова профілю водозливної греблі

При побудові профілю водозливної поверхні за основу приймають найпростіший безвакуумний профіль з $\alpha_g=90^\circ$ (рис. 4.4, а). Основним елементом профілю є крива CD , яка будується за приведеними координатами Крігера – Офіцєрова (табл. 3.2), які множать на значення профілюючого напору $H_{прф}$ (п. 3.5.1).

З низової сторони проводиться дотична DE із закладанням $m_t=0,65\dots0,85$, яка також є дотичною до дуги EF , що спрягає водозливну поверхню з водобоем. Приведені координати точки D дотику криволінійної водозливної поверхні з плоскою гранню наведено в табл. 3.3. Для гребель на нескельній основі при великих напорах радіус дуги

$$R = (0,5\dots1,0)(H_{прф} + z_{\max}), \quad (4.1)$$

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

При необхідності розміщення на гребені робочих і ремонтних затворів на відмітці гребеню водозливу виконується горизонтальна ділянка довжиною $l_{зр}$ (рис. 4.4, б).

Якщо в результаті перевірконого статичного розрахунку виявиться, що водозливна стінка, побудована за координатами Крігера - Офіцєрова, нестійка проти зсуву по основі, її профіль можна відкоригувати за рахунок додавання частин A або B [6], показаних на рис.4.4.в,г штрихуванням.

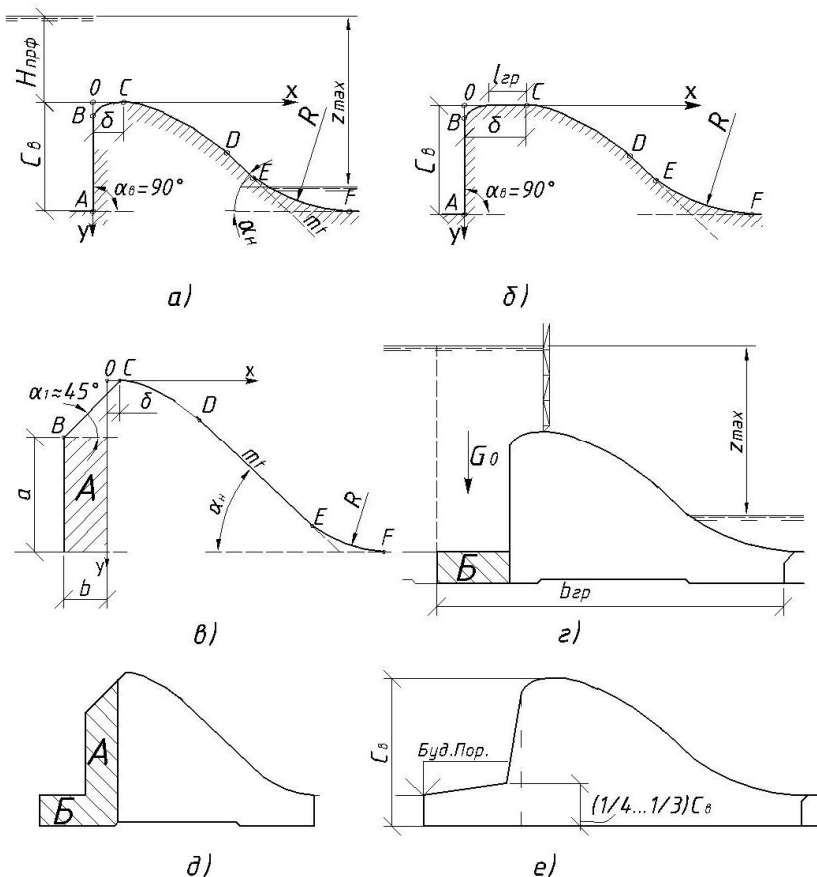


Рис. 4.4. Приклади практичних профілів без вакуумної водозливної стінки а) з вертикальною гранню; б) з горизонтальною вставкою; в) збільшеного перерізу з похилою вставкою; г) з консоллю фундаментної плити; д) при поєднанні прийомів в, з; е) при влаштуванні тимчасового будівельного порогу

В останньому випадку стійкість греблі збільшується не лише за рахунок додаткової ваги бетону, але і за рахунок ваги води G_0 . Буває доцільно використати обидва прийоми одночасно (рис. 4.4, д).

При зведенні греблі методом гребінки необхідне влаштування тимчасового порогу для пропуску будівельних витрат та розміщення будівельних затворів. При цьому профіль греблі матиме вигляд, показаний на рис. 4.4, е.

Якщо гребля суцільного профілю має надлишкову стійкість, може бути використана пустотіла конструкція водозливної греблі [4,

6,14]. Конструкція пустотілого водозливу потребує на 20% менше бетону, ніж монолітна. Порожнини в тілі виконуються одно- або двохярусними (рис. 4.5). Останні влаштовують у випадку пропуску будівельних витрат через недобудоване тіло греблі. Повінь в період будівництва пропускається по перекритті нижньої порожнини.

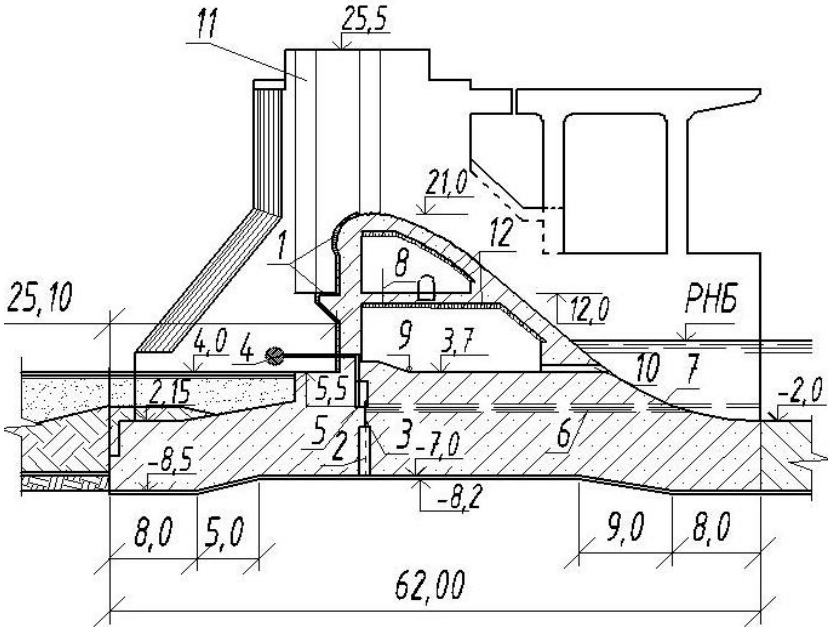


Рис. 4.5. Приклад водозливної полегшеного профілю:

1 – плити-оболонки; 2 – дренажний колодязь; 3 – труба $\varnothing 219$; 4 – водозабір ежектора; 5 – ежектор; 6 – відвідний трубопровід ежектора; 7 – водоскидна труба дренажу; 8 – труба $\varnothing 100$; 9 – труба $\varnothing 300$; 10 – те ж $\varnothing 600$; 11 – паз будівельного затвора; 12 – збірні з/б елементи

В першому наближенні ширина греблі по підшві b_{gp} (рис. 4.4) може бути прийнята в залежності від максимальної різниці рівнів верхнього і нижнього б'єсів z_{max} та типу ґрунтів основи:

галькові та гравійні	-	$(2,00 \dots 2,25) \cdot z_{max}$
супіщані та піщані	-	$(2,25 \dots 2,50) \cdot z_{max}$
суглинисті	-	$(2,50 \dots 2,75) \cdot z_{max}$
глинисті	-	$(2,75 \dots 3,00) \cdot z_{max}$

4.4.2. Конструктивні постійні шви та їх ущільнення

Призначення та види ущільнень конструктивних швів описано в п.3.4.3.

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

В залежності від міцнісних характеристик та однорідності основи розрізка греблі по биках може призначатися через один (рис. 4.6, а), два (рис. 4.6, б) або три (рис. 4.6, в) прогони. Відстань між наскрізними швами може бути до 50...60м [10, 14]. В цьому випадку для попередження значних температурних напружень в тілі греблі біля биків влаштовують не наскрізні шви-надрізи (рис. 4.6, б, в), які доходять тільки до фундаментної плити.

Для прийнятої схеми розрізки довжина секції греблі

$$z_c = n_1 \cdot b_{np} + (n_1 - 1) \cdot d_{\bar{o}} + d_{p\bar{o}}, \quad (4.2)$$

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

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

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

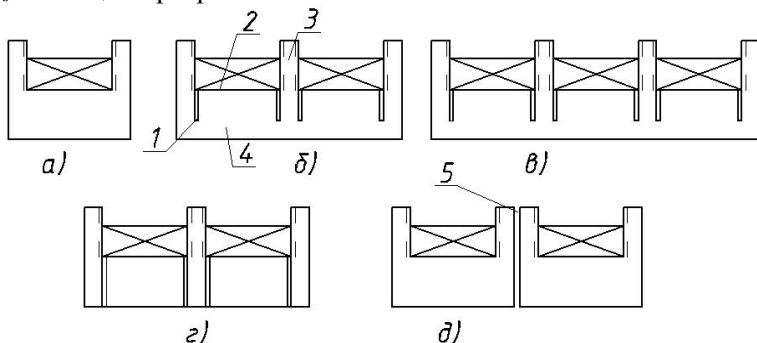


Рис. 4.6. Секції водозливної греблі при розрізці: а) однопрогінній; б) двопрогінній; в) трьохпрогінній; г) з биками, відрізними від водозливу
1 – шви-надрізи; 2 – поріг водозливу; 3 – бик; 4 – фундаментна плита;
5 – шви між секціями

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

Розміщення елементів протифільтраційних ущільнень швів в бичках наведено на рис. 4.7.

Вертикальні та контурні ущільнення виконуються аналогічно ущільненням гребель на скельній основі (рис. 3.6). Особливістю

ущільнення швів в греблях на нескельній основі є влаштування горизонтальних ущільнень (шпонок) по контуру підшови споруди (рис. 4.8, *а*) та в місці розширення шва (рис. 4.8, *б*) [6, 10].

4.4.3. Оглядові галереї та дренаж тіла греблі

Оглядові галереї та дренаж тіла греблі виконуються аналогічно греблям на скельній основі (п.3.4.5).

4.4.4. Елементи підземного контуру греблі

Питання проектування елементів підземного контуру гребель на нескельній основі висвітлені в [1, 2, 7, 8, 10, 14].

Понур. Коефіцієнт фільтрації матеріалу водонепроникної частини понуру повинен бути приблизно в 100 разів меншим за коефіцієнт фільтрації основи. В зв'язку з цим гнучкі понури з глинистих матеріалів (рис. 4.9, *а*) застосовуються при водопроникних ґрунтах основи: піщаних, піщано-гравійних тощо. На глинистих основах виконуються жорсткі понури з таких водонепроникних матеріалів, як бетонні, бітумні суміші та асфальти. Часто вони виконуються анкерними (рис. 4.10).

При будь-якій конструкції понуру він має бути захищений від підмиву з верхової сторони. Тому перед ним необхідно влаштовувати початкове кріплення у вигляді запобіжного ковша, завантаженого камінням (рис. 4.10).

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

Глиняний понур. Попередні розміри понура з глинистих матеріалів (рис. 4.9, *а*):

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

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

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

- довжина понуру $l_{non}=(1,0...3,0) \cdot z_{max}$.

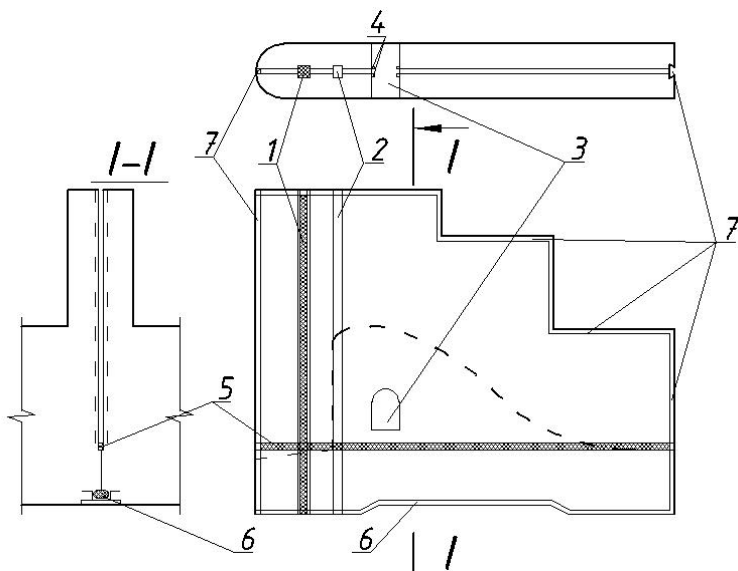


Рис. 4.7. Влаштування шва в біку водозливної греблі

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

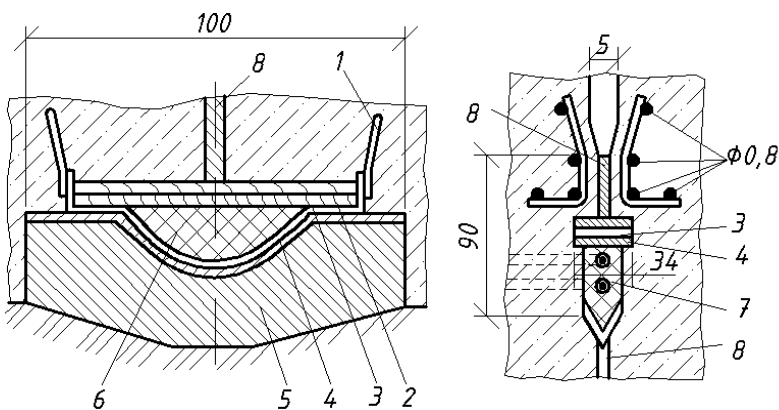


Рис. 4.8. Конструкції горизонтальних шпонок
 а) по підшві греблі; б) в місці розширення шва

1 – анкери; 2 – дошка 2x20 см; 3 – сталевий лист товщиною 4 мм; 4 – бітумні
 мати; 5 – залізобетонний блок; 6 – асфальтова мастика; 7 – шлаковата, просякнута
 бітумним розчином; 8 – холодна асфальтова штукатурка. Розміри вказано в мм

Шов (або його частину) в місці спряження глиняного понуру і тіла греблі зазвичай роблять похилим для того, щоб він не розкривався при осіданні понуру та греблі. У відповідальних випадках цей шов спеціально ущільнюється (рис. 4.9, б).

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

Зверху водонепроникний матеріал понуру покривається захисним шаром з будь-якого місцевого ґрунту товщиною не менше глибини промерзання $t_{пр}$ для запобігання утворення тріщин глиняного матеріалу в період до затоплення понуру та можливих пошкоджень в період експлуатації. По верху захисного шару відсипається зворотний фільтр товщиною 0,15...0,20 м. Безпосередньо на глиняну частину понуру зворотний фільтр відсипається лише на мало відповідальних греблях. По верху зворотного фільтра влаштовується кріплення у вигляді кам'яної мостової (рис. 4.9, б), або (частіше) у вигляді бетонних збірних або монолітних плит товщиною 0,20...0,50 м (рис. 4.9, а).

Анкерний понур (рис. 4.10) складається із залізобетонних плит товщиною 0,40...0,70 м, арматура яких з'єднана з арматурою нижньої сітки фундаментної плити. Для створення гнучкого шва між греблею і понуром в місці їх з'єднання цементний бетон замінюється на армований асфальтобетон. Для забезпечення необхідної водонепроникності понуру залізобетонні плити покривають зверху двома шарами бітумних матів та шаром суглинку або глини. Для привантаження понура та захисту його від пошкоджень по верху відсипається місцевий ґрунт (пісок) товщиною не менше глибини промерзання, по верху якого вкладається зворотний фільтр та захисне кріплення.

Довжина анкерного понуру попередньо призначається за аналогією з понуром із глинистих матеріалів. Розміри решти елементів понуру можна приймати за аналогами існуючих споруд [2, 4, 6, 7].

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

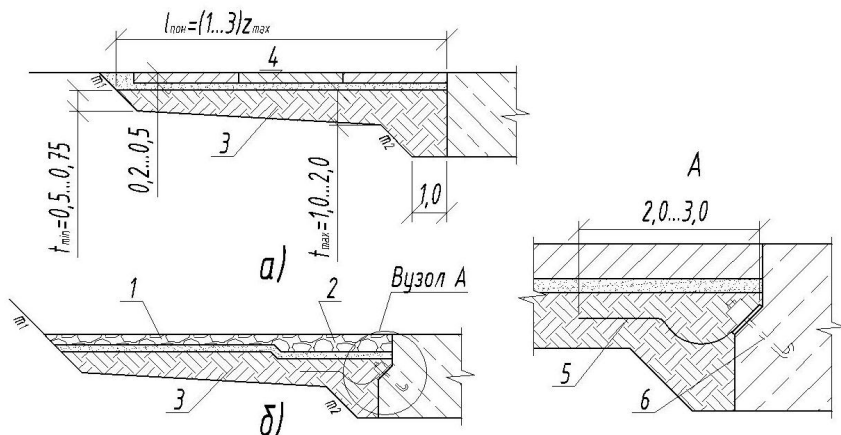


Рис. 4.9. Приклади гнучких глиняних понурів

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

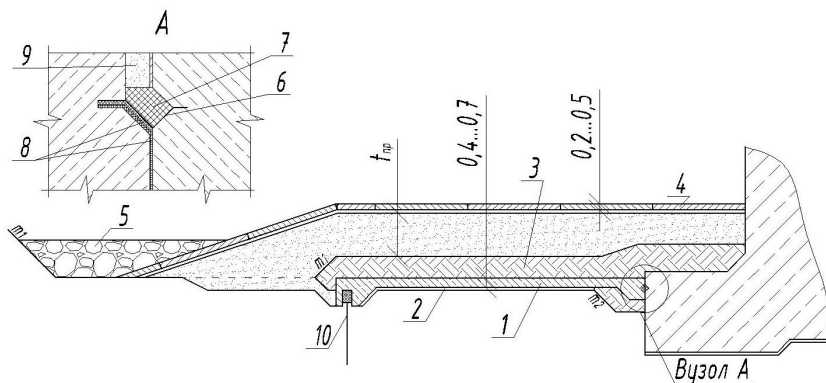


Рис. 4.10. Анкерний понур

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

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

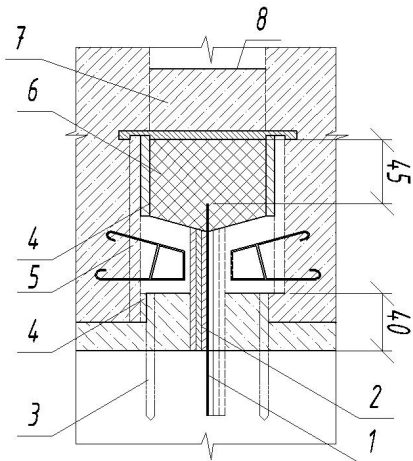


Рис. 4.11. З'єднання шпунта з фундаментною плитою за допомогою шпонки

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

Розміри вказані в см

Бетонні зуб'я. Неглибокі бетонні зуб'я влаштовують для попередження контактної фільтрації та кращого спряження бетону з основою [1]. Як правило, влаштовують верховий та низовий підгреблеві зуб'я. В схемах гребель з горизонтальним дренажем низовий бетонний зуб влаштовують, щоб ізолювати дренаж від нижнього б'єфа.

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

Дренаж основи. Під тілом греблі у більшості випадків доцільно влаштовувати горизонтальний дренаж із крупнозернистого матеріалу із зворотним фільтром, оскільки в цьому випадку фільтраційний тиск на тіло греблі практично повністю знімається. Кількість шарів та крупність фракцій такого дренажу підбираються в залежності від типу ґрунту основи і його гранулометричного складу. Для гребель на ґрунтах, що легко вимиваються, дренажі влаштовуються трьох-

В першому наближенні довжина понурного шпунта може бути прийнята від $2,0 \dots 3,0$ м до $0,5z_{max}$; “вісячого” корольового – в межах $(0,5 \dots 1,5) z_{max}$; низового – $2 \dots 4$ м [1]. Менші значення відповідають глинистим і суглинистим основам та високим греблям. Відстань між шпунтовими рядами повинна бути не менше 75% їх сумарної довжини.

З'єднання голови шпунта з фундаментом греблі виконується за допомогою спеціальних гідроізоляційних шпонок [2, 6], розміщених в бетоні фундаменту (рис. 4.11).

шаровими. Загальна товщина всіх шарів дренажного фільтру приймається в межах 0,8...1,0м.

Відведення води із горизонтального дренажу під тілом греблі здійснюється через систему труб в низовому зубі греблі з виведенням її в дренаж під водобійною плитою, або через систему труб в тілі бетонної греблі з виведенням їх нижче мінімального рівня води нижнього б'єфу (рис. 4.5). При цьому вихідні отвори таких труб розташовують в низових оголовках бичків та стоянах.

4.4.5. Пристрої нижнього б'єфу

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

Попередньо товщина плит водобою може бути визначена за залежністю

$$\delta_g \geq \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{12} \right) l_g, \quad (4.3)$$

де l_g – довжина водобою; може бути прийнята $l_g = 5(h_2 - h_1)$;

h_2, h_1 – спряжені глибини гідравлічного стрибка.

Остаточна товщина водобійних плит обґрунтовується статичним розрахунком.

Плити водобою відокремлюються деформаційними швами від тіла греблі по всій ширині водобою. В напрямку течії плити, як правило, виконуються суцільними, але при значній довжині водобою можуть розрізатися на дві частини. Зазвичай вони також розрізаються поздовжніми швами по продовженню осей бичків. 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, захищений зворотним фільтром (одно- або двошаровим). Відведення води з дренажу здійснюється:

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

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

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

Рисберма призначена для заспокоєння потоку та розсіяння його енергії. Безпосередньо за водобоем розташовується більш потужна жорстка частина рисберми, яка найчастіше виконується з бетонних та армобетонних плит (рис. 4.13). На початковій ділянці рисберми товщину плит приймають до $1,0 \dots 2,5$ м, на кінцевій – $0,5 \dots 0,8$ м.

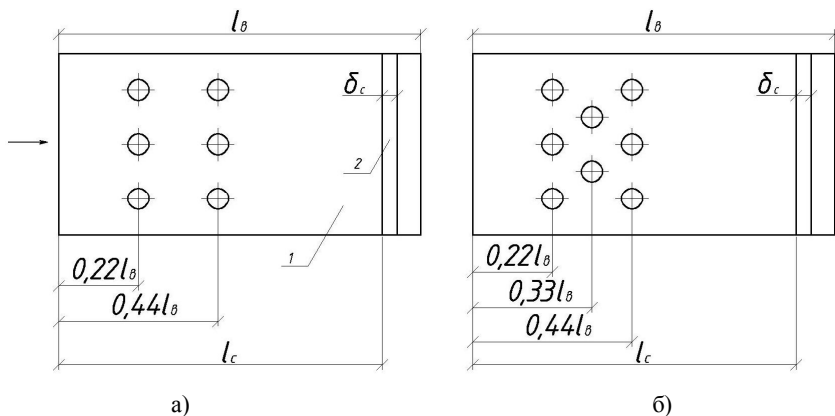


Рис. 4.12. Схема раціонального розташування дренажних отворів при наявності на водобой суцільної водобійної стінки а) при двохраньдному розміщенні колодязів;

б) при трьохрядному розміщенні колодязів

1 – плита водобою; 2 – суцільна водобійна стінка

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

$$\text{для неармованих плит} \quad d_n \geq \left(\frac{1}{6} \dots \frac{1}{7} \right) l_n; \quad (4.4)$$

$$\text{для армованих плит} \quad d_n \geq \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{10} \right) l_n, \quad (4.5)$$

де l_n – довжина плити в напрямку течії.

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

В плитах рисберми, як і водобою, влаштовують розвантажувальні отвори у відповідності до вищенаведених рекомендацій для водобійних плит. Влаштування кріплення дна в нижньому б'єфі показано на прикладі Волгоградської греблі на р. Волга (рис. 4.13) [7]. З метою зменшення питомих витрат в кінці кріплення дна в нижньому б'єфі русло рекомендується розширювати в плані під кутом β , значення якого приймається із умови

$$\text{tg}\beta \leq \frac{1}{8} \dots \frac{1}{10}. \quad (4.6)$$

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

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

В межах водобою і рисберми виконують кріплення берегів.

Вздовж водобою берег зазвичай укріплюється вертикальною підпірною стінкою низового відкритку берегового стояну, вздовж

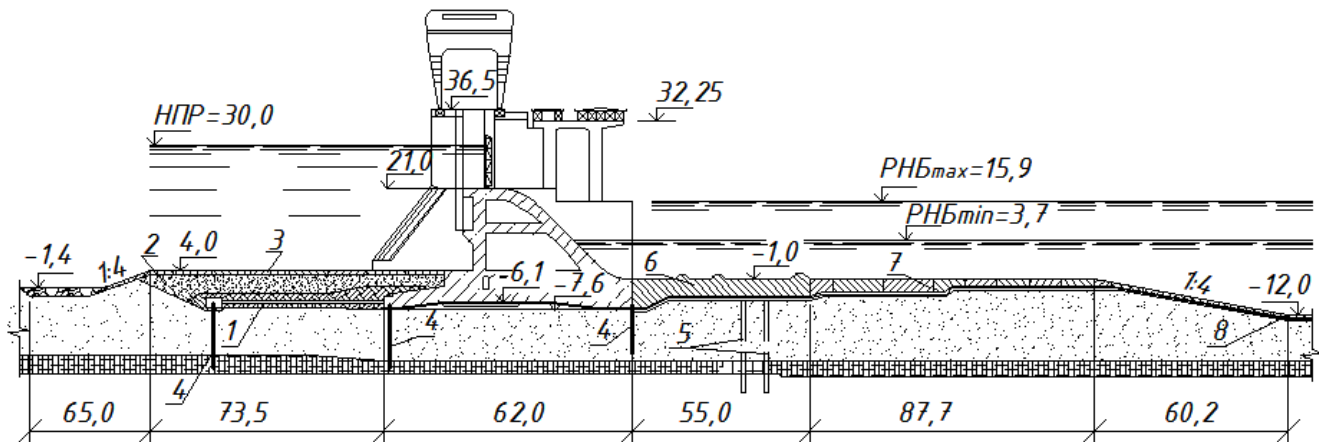


Рис.4.13. Волгоградська гребля на р. Волга

- 1 – залізобетонний анкерний понур; 2 – піщане привантаження; 3 – покриття бетонними плитами; 4 – сталевий шпунт;
 5 – розвантажувальні свердловини; 6 – водобій; 7 – жорстка риберма; 8 – гнучке залізобетонне кріплення

рисберми – вертикальним або укісним кріпленням з того ж матеріалу, що і рисберма.

4.4.6. Бики

Розміри і окреслення биків приймаються аналогічно греблям на скельній основі (п. 3.5.2).

При зведенні греблі методом гребінки в биках з боку верхнього б'єфу необхідно також влаштовувати пази для будівельних затворів, які рекомендується виконувати як продовження пазів ремонтних затворів (рис. 4.5 і 4.13). Якщо виникає необхідність огороження гребінки також і зі сторони нижнього б'єфу, то на низових ділянках биків також влаштовуються пази для будівельних затворів.

Для скорочення термінів будівництва бики і стояни можуть бетонуватися з використанням плит-оболонок або армоплит, які виконують функції опалубки.

4.4.7. Спрягаючі споруди

Спрягаючі споруди [1, 6] влаштовують в місцях примикання греблі до інших споруд гідровузла.

Спряження з будівлею ГЕС (рис. 4.14) виконується за допомогою роздільних стінок (роздільних стоянів), які виступають в бік верхнього б'єфа на довжину не більше довжини понуру, в бік нижнього б'єфа - не менше, ніж на довжину водобою, а іноді – і на довжину рисберми.

Роздільна стінка по своїй конструкції - напівбик. Верхня грань стінки повинна бути вище максимального рівня води не менше, ніж на 1,0...1,5 м.

Спряження водозливної греблі із земляною або берегом виконується за допомогою берегових стоянів і їх відкрілків, які мають форму підпірних стінок. В греблях на нескельних основах стоян і водозливна частина греблі зазвичай об'єднуються в єдину докову конструкцію.

Частина земляної греблі або берега, що примикає до водозливної греблі, виконується у вигляді розширеного майданчика (монтажного) для монтажу кранів і затворів, виїзду кранів з греблі, виконання ремонту затворів і розміщення затворосховищ (рис. 4.14). Довжина майданчика приймається $(1,5...2,5)b_{np}$.

Довжина верхових спрягаючих відкрілків зазвичай приймається рівною довжині понура. В тому випадку, якщо цієї довжини недо-

статньо для плавного підведення річкового потоку до греблі, влаштовують спеціальні струмененапрямні дамби. Необхідність в них та їх розміри встановлюються лабораторними дослідженнями.

Відмітку гребеня верхових спрягаючих відкрيلків приймають постійною, рівною відмітці гребеня стояну. Рідше їх роблять пірнаючими, із змінною відміткою гребеня відкрيلка у відповідності до верхового укусу глухої греблі або берега.

В плані верховий і низовий відкрيلки роблять або в одній площині із стояном (рис. 4.14, *а*) або під кутом 6...12° до площини стояну (рис. 4.14, *б*) для зменшення питомої витрати води і розмиву dna в кінці рисберми.

Довжина низової спрягаючої стінки може бути рівною довжині водобою або, на відповідальних об'єктах, доходити до кінця рисберми. При необхідності, в нижньому б'єфі також можуть бути влаштовані струмененапрямні дамби. Гребінь низового відкрيلка виконується із змінною відміткою у відповідності до зниження відмітки укусу земляної греблі або ґрунту насипу планування берегів.

Для перешкоджання місцевого фільтраційного випору в низовій частині стояну за ним влаштовують дренаж, який є продовженням дренажу земляної греблі. Дренаж захищають зворотним фільтром (рис. 4.14). З цією ж метою в деяких випадках додатково влаштовують протифільтраційні шпори або діафрагми, які в плані розташовують вище за течією від лінії затворів греблі. Довжина діафрагми та місцеположення дренажу встановлюються розрахунком фільтраційної міцності засипки пазах стояну.

Діафрагми можуть мати вигляд бетонної або залізобетонної стінки, ядра з суглинистого ґрунту, пальового шпунтового ряду. В останньому випадку, якщо під греблею є шпунт, то його спрягають із шпунтом діафрагми. З'єднання греблі з діафрагмою виконується у вигляді гнучкої шпонки (рис. 4.15).

Підпірні стінки спрягаючих відкрيلків складаються із секцій довжиною від 20 до 40 м різної висоти на окремих фундаментних плитах. Стінки є спорудами гравітаційного типу, їх виконують із бетону або залізобетону.

При незв'язних ґрунтах основи найбільш ефективним є застосування кутникових стінок. Кутникова підпірна стінка (рис. 4.16, *а*) виконується із монолітного залізобетону і складається із вертикальної і горизонтальної плит.

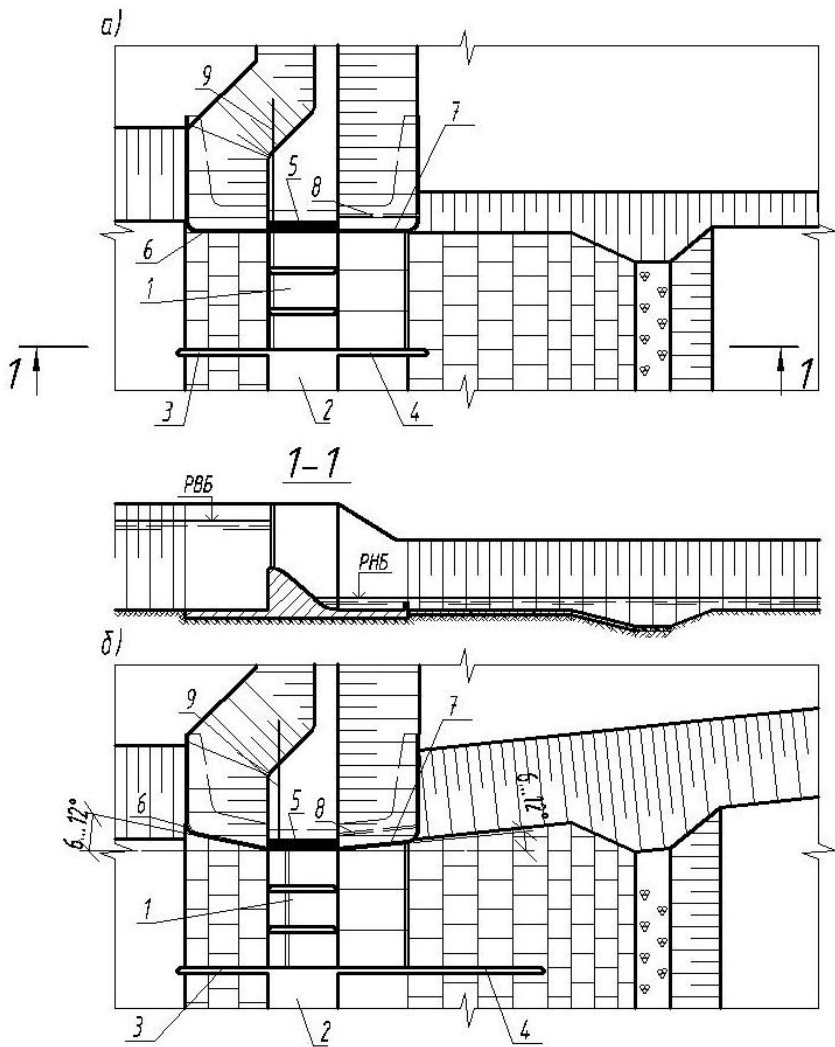


Рис. 4.14. Приклади компоновки спрягаючих споруд

- а) верховий і низовий відкрilки розміщені в одній площині із стояном;
 б) верховий і низовий відкрilки розміщені під кутом до площини стояну

1 – водозливна гребля; 2 – будівля ГЕС; 3, 4 – верхова, низова роздільні стінки;
 5 – стоян; 6, 7 – верховий та низовий спрягаючі відкрilки стояну; 8 – дренаж за стояном;
 9 – протифільтраційна діафрагма (шпора)

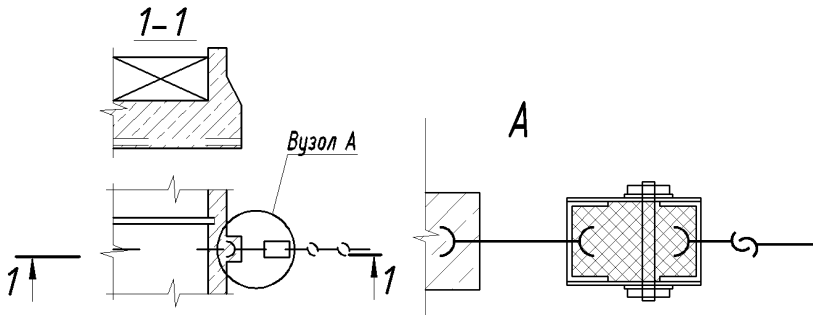


Рис. 4.15. Спряження діафрагми (шпори) із стояном

Ширину горизонтальної фундаментної плити B_n попередньо можна прийняти рівною

$$B_n = (0,5 \dots 0,9) H_n, \quad (4.7)$$

де H_n – висота стінки.

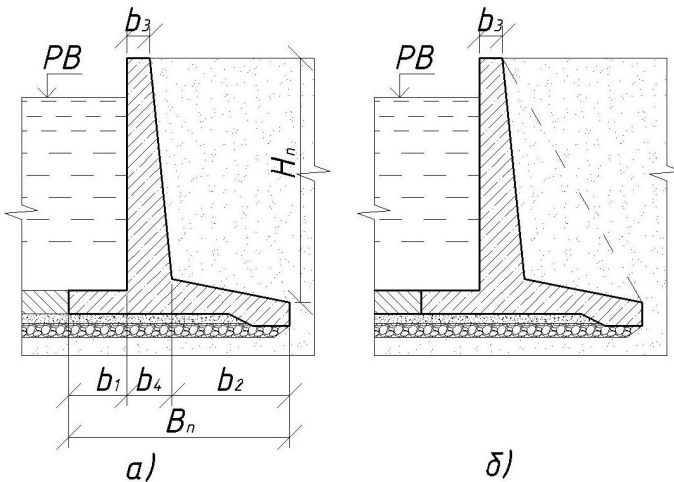


Рис. 4.16. Підпірні стінки спрягаючих споруд
а) кутикового типу; б) контрфорсного типу

Довжину консольної частини фундаментної плити з лицьової сторони призначають в межах

$$b_1 = (0,25 \dots 0,3) B_n, \quad (4.8)$$

- з тилової сторони

$$b_2 = (0,7 \dots 0,75) B_n. \quad (4.9)$$

Товщину вертикальної плити приймають:

- по верху

$$b_3 = (0,4 \dots 0,5)b_4, \quad (4.10)$$

- по низу

$$b_4 = (0,7 \dots 0,75)B_n. \quad (4.11)$$

Товщина горизонтальної плити в місці спряження з вертикальною – b_4 , по краях – дещо менше.

На зв'язних ґрунтах доцільно застосовувати підпірні стінки контрфорсного типу (рис. 4.16, б). Розміри фундаментної плити призначають, як для кутникової. Відстань між контрфорсами (ребрами) приймають 2...3,5 м, товщину ребра – 0,25 м, товщина вертикальної плити b_3 – від 1/9 до 1/15 відстані між контрфорсами.

4.5. Гідралічний розрахунок водозливної греблі.

Визначення розмірів водозливних отворів

Призначення та перевірка розмірів водозливних отворів (прогонів) і загальної протяжності водозливного фронту на пропуск розрахункових витрат проводяться аналогічно греблі на скельній основі (п. 3.6.1, 3.6.2).

Схему до розрахунку пропускної спроможності водозливної греблі наведено на рис. 3.13.

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

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

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

4.6. Гідралічний розрахунок водозливної греблі.

Розрахунок спряження б'єфів

Основною задачею спряження б'єфів за водозливною греблею є гасіння надлишкової кінетичної енергії та недопущення небезпеч-

них для стійкості греблі розмивів дна. Основними типами гасителів енергії за водозливними греблями середнього напору є суцільна водобійна стінка, прорізна водобійна стінка та гаситель-розтікач Куміна [9, 14, 15].

Проектним режимом спряження б'єфів для гребель на нескільній основі рекомендується приймати донний режим із затопленим гідравлічним стрибком. Значення коефіцієнта затоплення, який характеризує ступінь затоплення гідравлічного стрибка

$$D = \frac{h_{pз}}{h_{2p}} = \frac{h_{вз}}{h_2}, \text{ рекомендується приймати рівним } 1,1.$$

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

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

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

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

Мінімальна глибина води на рисбермі $h_{pз}$ (рис. 4.17), необхідна для затоплення гідравлічного стрибка, що відповідає утворенню стрибка зі ступенем затоплення $D=1,1$ при коефіцієнті швидкості для водозливу $\varphi=0,95$, визначається в залежності від значення

$$\xi_0 = \frac{T_0}{h_{кп}}, \quad (4.12)$$

де T_0 – питома енергія потоку перед спорудою,

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

C_k – висота водозливу над поверхнею водобою, в першому наближенні $C_k \equiv P_{об}$;

$h_{кр}$ – критична глибина потоку; визначається за формулою (2.25) при уточненій питомій витраті на водобі $q_{вод}$, що відповідає розрахунковій витраті,

$$q_{вод} = \frac{Q_{сп}}{L_{БГ}}, \quad (4.13)$$

$L_{БГ}$ – загальна протяжність водозливного фронту греблі, обчислена за формулою (3.38);

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

4.6.1. Суцільна водобійна стінка

Блок–схему алгоритму гідравлічного розрахунку суцільної водобійної стінки наведено на рис. 4.21 та 4.22.

Порядок розрахунку:

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

$$\text{для } \xi_0 = 2 \dots 10 \quad \frac{h_{pz}}{h_{кр}} = 0,0283 \frac{z_0}{h_{кр}} + 1,64; \quad (4.14)$$

$$\text{для } \xi_0 > 10 \quad \frac{h_{pz}}{h_{кр}} = 1,9. \quad (4.15)$$

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

1. Якщо $h < h_{pz}$:

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

$$\Delta h = h_{pz} - h. \quad (4.16)$$

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

Уточнені значення для нової відмітки водобою

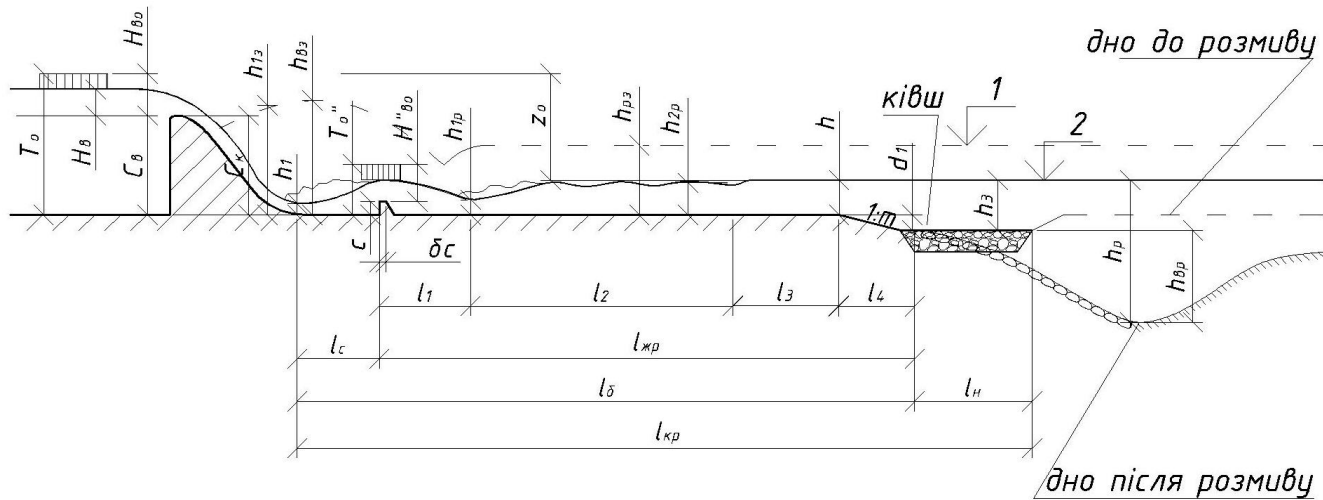


Рис. 4.17. Розрахункова схема поздовжнього профілю ділянки спряження б'єфів
 $\downarrow 1$ – рівень нижнього б'єфу при затопленій формі спряження; $\downarrow 2$ – рівень нижнього б'єфу при критичній формі спряження

$$T_0' = T_0 + \Delta h; \quad \xi_0' = \frac{T_0'}{h_{кр}}. \quad (4.17)$$

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

$$\frac{c}{h_{кр}} = 0,12 \sqrt{8\xi_0' + 2}. \quad (4.18)$$

Дана залежність може бути застосована для водобійних стінок прямокутного і трапецеїдального перерізів (рис. 4.18).

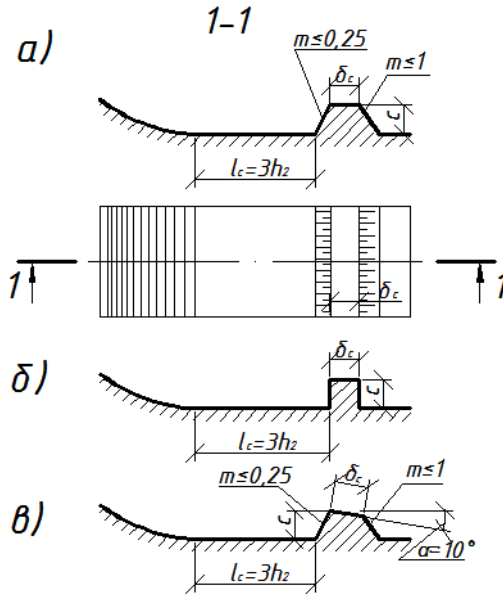


Рис. 4.18. Суцільна водобійна стінка

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

Ширина гребеня суцільної водобійної стінки приймається

$$\delta_c = (0,1 \dots 0,2)h_2, \quad (4.19)$$

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

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

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

$$\xi_0 = \frac{T_0}{h_{кр}}; \quad \xi_2 = \frac{h_2}{h_{кр}}; \quad \xi_1 = \frac{h_1}{h_{кр}}. \quad (4.20)$$

Для цього:

- за значенням ξ_0 з граф. 4.19 для $\varphi=0,95$ знаходять значення ξ_2 ;
- за значенням ξ_2 з граф. 4.20 (графік Чертоусова для призматичного русла) знаходять значення ξ_1 ;
- із співвідношень (4.20) обчислюють значення h_1 і h_2 .

2. Якщо $h > h_{пз}$:

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

а) при $h_{пз} < h_2$

висоту стінки знаходять підбором з умови утворення стрибка перед стінкою з коефіцієнтом затоплення $D=1,1$. Для цього 1) задають декілька значень висоти водобіжної стінки c , для яких обчислюють наступні величини:

- напір на водобіжній стінці з урахуванням швидкості підходу

$$H''_{e0} = H''_e + \frac{V_1^2}{2g}; \quad (4.21)$$

$$H''_e = h_{e3} - c = 1,1 \cdot h_2 - c; \quad (4.22)$$

$$V_1 = \frac{q_{вод}}{1,1 \cdot h_2}; \quad (4.23)$$

- глибину підтоплення водобіжної стінки

$$h_n = h - c; \quad (4.24)$$

- коефіцієнт підтоплення $\sigma_n = f(h_n / H''_{e0})$ за граф. 3.14;

- питому витрату

$$q_{cm} = \sigma_n m \sqrt{2g} (H''_{e0})^{3/2}, \quad (4.25)$$

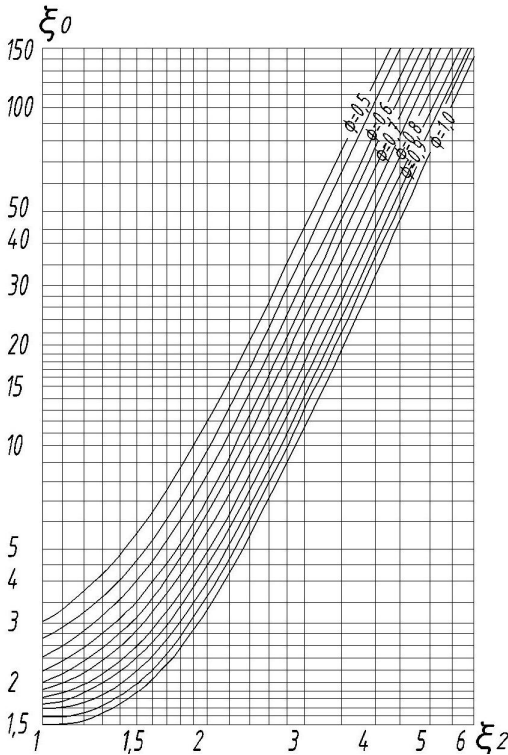


Рис. 4.19. Графіки залежності $\xi_2 = f(\xi_0)$

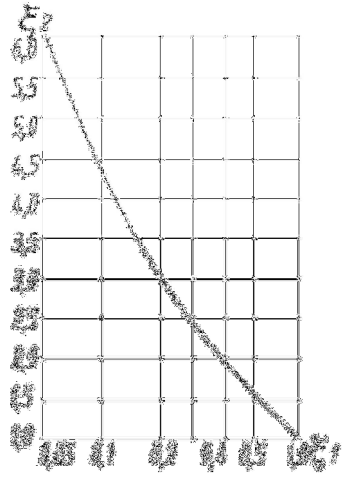


Рис. 4.20 Графік залежності $\xi_1 = f(\xi_2)$

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

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

б) при $h_{pz} > h_2$

висота стінки приймається в межах

$$c = (1...2)h_1. \quad (4.26)$$

III. Гаситель енергії - суцільну водобійну стінку, рекомендується встановлювати на відстані $l_c = 3h_2$ від початку водобою (рис. 4.17).

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

- із горизонтальною верхньою гранню (рис. 4.18, а, б)

$$(T_0)_{дон} = \frac{9,4l_c \cdot h_2^*}{(4h_2^* - 3h)h_2}, \quad (4.27)$$

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

де $h_2^* = (0,85 \dots 0,88)h_2$;

- із похилою верхньою гранню при ухлоні 10° (рис. 4.18, в)

$$(T_0)_{дон} = \frac{15l_c h_2^*}{(4h_2^* - 3h)h_2}. \quad (4.28)$$

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

4.6.2. Прорізна водобійна стінка

Блок-схему алгоритму гідравлічного розрахунку прорізної водобійної стінки наведено на рис. 4.22 та 4.25.

Порядок розрахунку.

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

$$\text{для } \xi_0 = 2 \dots 5 \quad h_{pz} = 0,083z_0 + 1,567h_{кр}; \quad (4.29)$$

$$\text{для } \xi_0 = 5 \dots 10 \quad h_{pz} = 1,82h_{кр}. \quad (4.30)$$

II. Глибина h_{pz} порівнюється із побутовою глибиною води в нижньому б'єфі h :

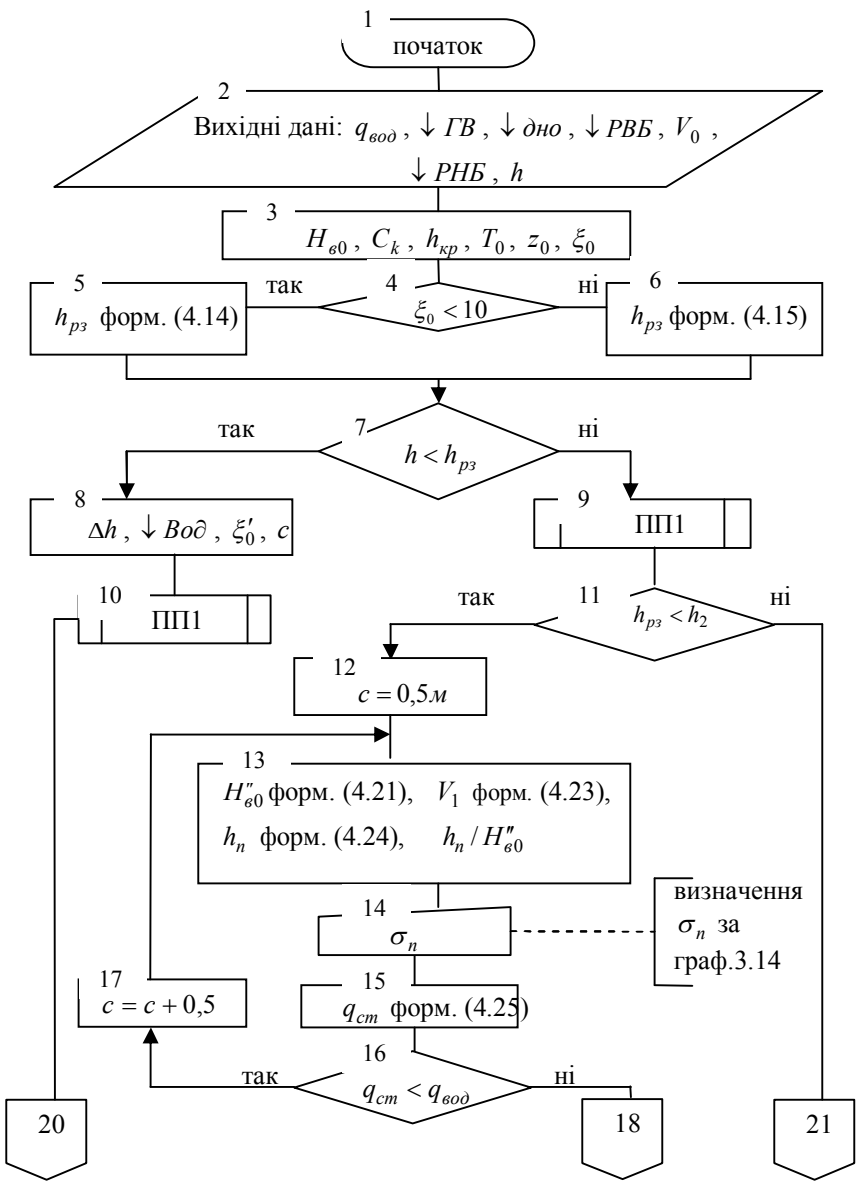
1. Якщо $h < h_{pz}$:

а) поверхня водою і рисберми заглиблюється на величину Δh відносно попередньої його відмітки (аналогічно 4.6.1, п.П.1.а);

б) знаходять спряжені глибини гідравлічного стрибка (аналогічно 4.6.1, п.П.1.в);

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

$$\frac{c}{h_{кр}} = 0,26 + 0,53\sqrt{\xi_0 - 2}. \quad (4.31)$$



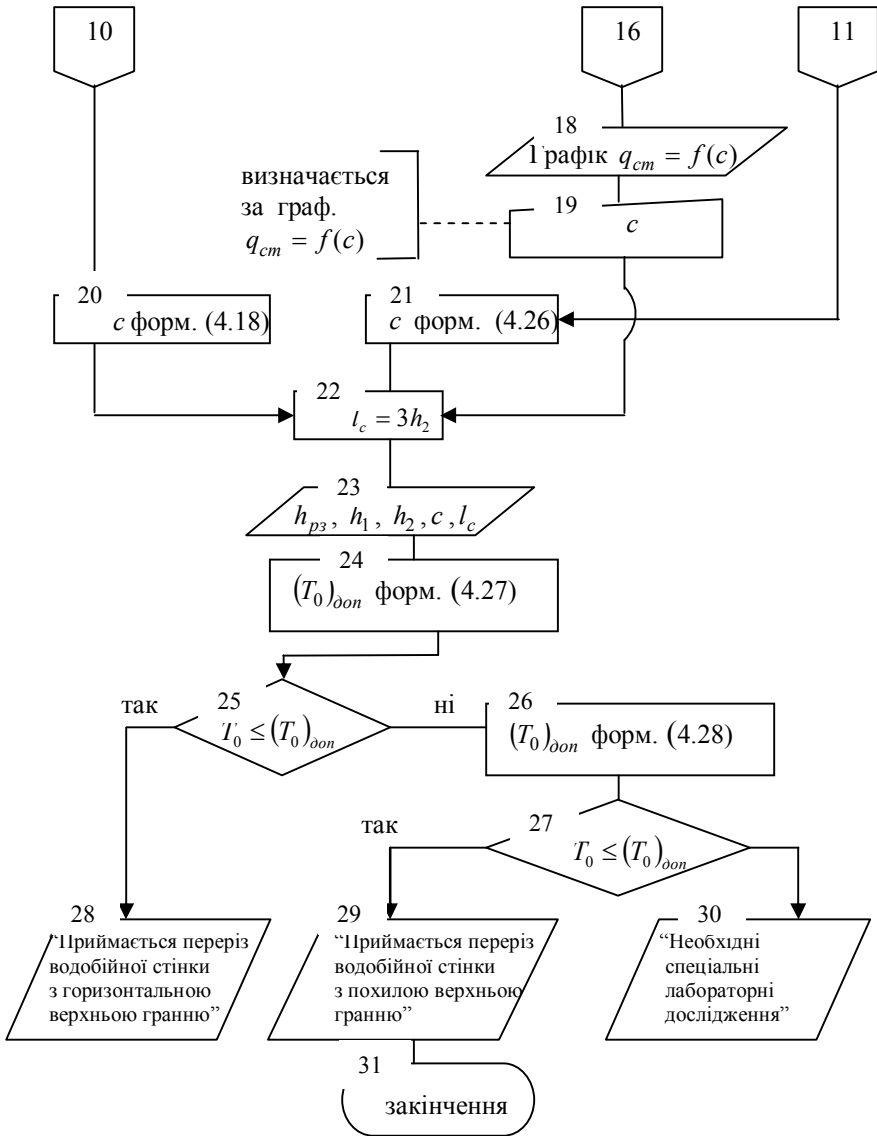


Рис. 4.21. Блок-схема алгоритму розрахунку суцільної водобійної стінки

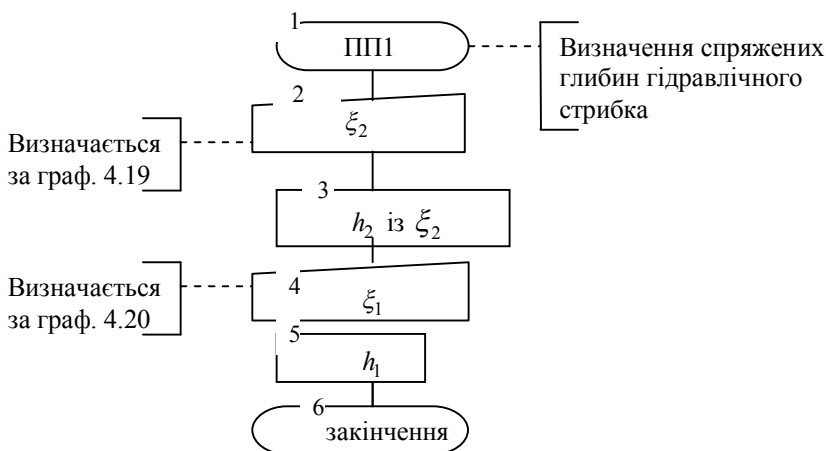


Рис. 4.22. Блок-схема підпрограми ПП1 визначення спряжених глибин гідравлічного стрибка

2. Якщо $h > h_{p3}$, знаходять спряжені глибини гідравлічного стрибка (аналогічно 4.6.1. п.П.1.в);

а) при $h_{p3} < h_2$ обчислюють:

- середньозважену реакцію одного погонного метру стінки, кН

$$R_r = \gamma \cdot \left[\frac{h_1^2 - h_{p3}^2}{2} + \frac{q_{вод}^2}{g} \left(\frac{h_{p3} - h_1}{h_{p3} h_1} \right) \right], \quad (4.32)$$

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

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

опору стінки k_c (граф. рис. 4.24), де $V_2 = q_{вод} / h_1$ – швидкість в стисненому перерізі;

- необхідний коефіцієнт наскрізності ω

$$\omega = \frac{g \cdot R_r}{\gamma \cdot k_c \cdot V_1^2}; \quad (4.33)$$

- висота стінки

$$c = 1,3\omega. \quad (4.34)$$

б) при $h_{p3} > h_2$ висота стінки розраховується за формулою (4.26).

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

$$\frac{c}{b_n} = 1 \dots 2,4; \quad \frac{b_n}{\delta_c} = 1,0; \quad \frac{b_n}{b_{np}} = 3,4; \quad l_c = 3h_2. \quad (4.35)$$

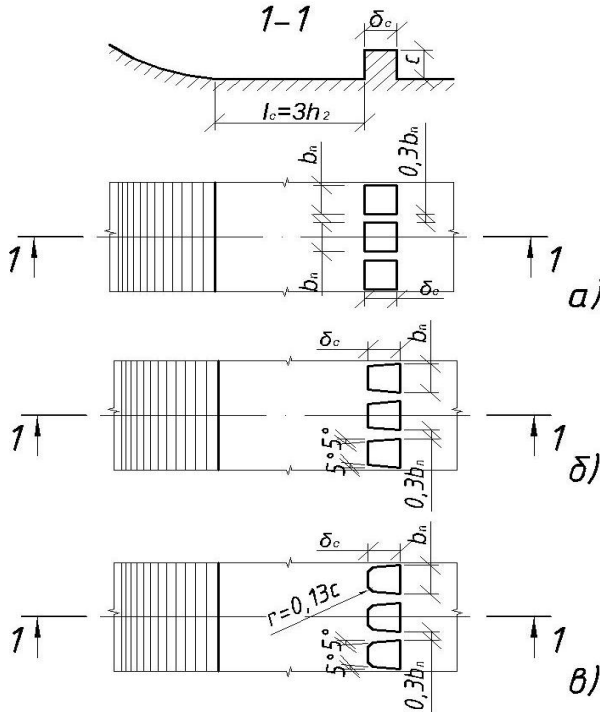


Рис. 4.23. Прорізна водобійна стінка

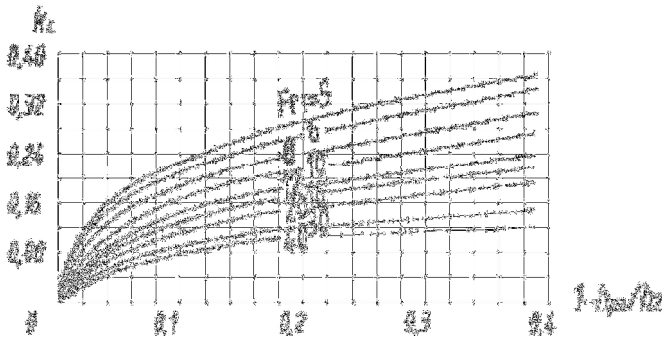


Рис. 4.24. Графік для визначення коефіцієнта лобового опору k_c прорізної стінки

IV. Найбільший допустимий гідродинамічний напір $(T_0)_{дон}$ за умовами кавітації:

- для профілю прорізної стінки (рис. 4.23, а)

$$(T_0)_{дон} = \frac{8(l_c / h_2 - 1)}{1 - 1,5(h - h_2^*) / h_2^*}; \quad (4.36)$$

де $h_2^* \approx 0,88h_2$;

- для профілю прорізної стінки (рис. 4.23, б)

$$(T_0)_{дон} = \frac{18,4(l_c / h_2 - 1,8)}{1 - 2,5(h - h_2^*) / h_2^*}; \quad (4.37)$$

- для профілю прорізної стінки (рис. 4.23, в)

$$(T_0)_{дон} = \frac{24(l_c / h_2 - 1,8)}{1 - 2,5(h - h_2^*) / h_2^*}. \quad (4.38)$$

Формули дійсні для діапазонів значень

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

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

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

4.6.3. Гаситель-розтікач

Порядок розрахунку.

- I.** визначають глибину на рисбермі h_{pz} , необхідну для затоплення стрибка,

при $\xi_0 = 3,0 \dots 4,5$

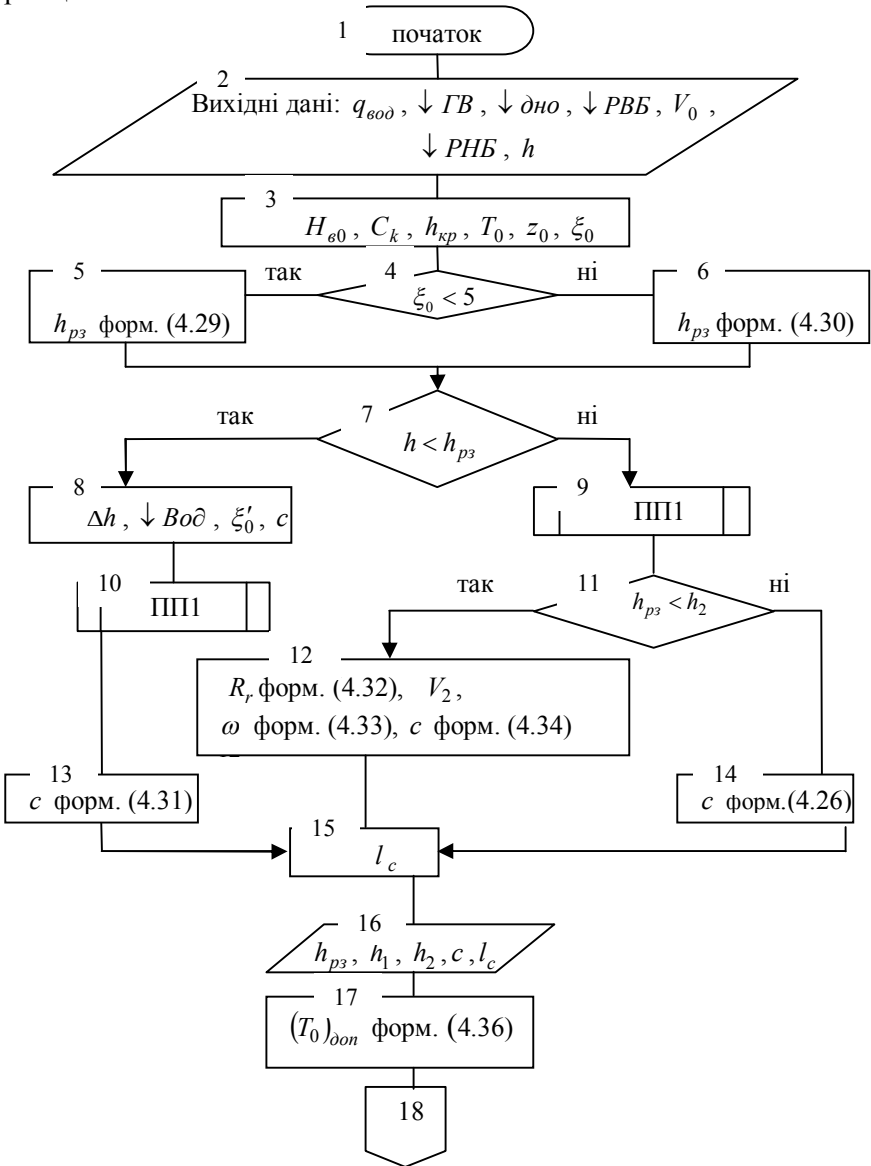
$$h_{pz} = h_{кр} \left(0,12 \frac{z_0}{h_{кр}} + 1,55 \right); \quad (4.39)$$

при $\xi_0 = 4,5 \dots 12,0$

$$h_{pz} = h_{кр} \left(0,05 \frac{z_0}{h_{кр}} + 1,7 \right). \quad (4.40)$$

Найкращий ефект роботи гасителя-розтікача досягається при $\xi_0 \leq 4,5$. При більших значеннях ξ_0 струмина фонтанує і в кінці

водозливної поверхні греблі необхідно влаштовувати спеціальні розщіплювачі.



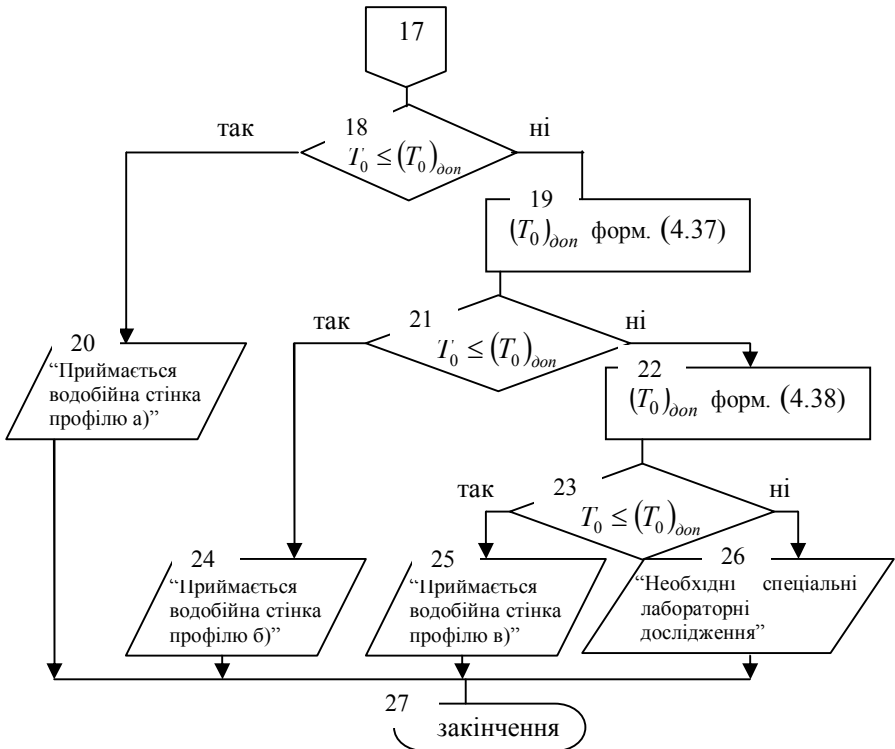


Рис. 4.25. Блок – схема алгоритму розрахунку прозірної водобійної стінки

- II.** 1) глибину h_{pz} порівнюють з побутовою глибиною води в нижньому б'єфі h . Якщо $h < h_{pz}$, поверхня водобією і рисберми заглиблюється на величину Δh відносно попередньої його відмітки (аналогічно 4.6.1, п. II.1.а);
 2) знаходять спряжені глибини гідравлічного стрибка (аналогічно 4.6.1, п. II.1.в);
 3) приймають розміри гасителя-розтікача Куміна та відстань від початку водобією за рис. 4.26.
- III.** Найбільший допустимий гідродинамічний напір за умовами кавітації становить:

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

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

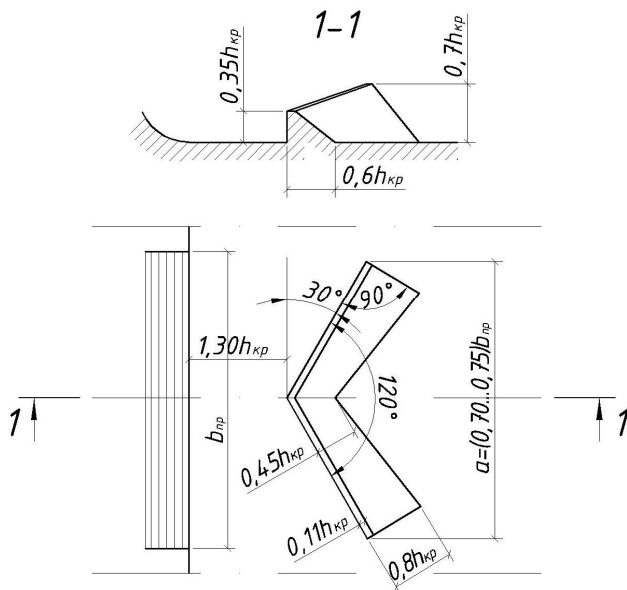


Рис. 4.26. Гаситель-розтікач Куміна

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

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

Жорстка риберма. Довжина ділянки жорсткого кріплення призначається в залежності від допустимої за умовами виконання робіт крупності каменя гнучкого (здатного до деформацій) кріплення. Ділянка жорсткого кріплення $l_{жкр}$ включає (рис. 4.17):

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

Для суцільної водобійної стінки:

$$l_1 = h_{kp} + 1,3T_0'' , \quad (4.41)$$

де T_0'' – питома енергія потоку перед гасителем,

$$T_0'' = 1,1h_2 + \frac{(V_0')^2}{2g} ; \quad (4.42)$$

$$V_0' = \frac{q_{вод}}{1,1h_2} - \text{швидкість потоку.}$$

Довжина стрибка

$$l_2 = 5(h_{2p} - h_{1p}) , \quad (4.43)$$

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

h_{1p} - глибина в стисненому перерізі за стінкою (на рисбермі), розраховується із співвідношення $\xi_1 = \frac{h_{1p}}{h_{kp}}$, значення якого знахо-

дять за граф. 4.20 за співвідношенням $\xi_2 = \frac{h_{2p}}{h_{kp}}$.

Довжина післястрибкової ділянки

$$l_3 \approx 0,5l_2 . \quad (4.44)$$

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

Гнучка рисберма. Крупність d_n стійкого каменя гнучкої рисберми, розташованої на відмітці водобою, визначається за графіком залежності $\frac{d_n}{h} \cdot 10^2 = f\left(D; \frac{x}{h}\right)$ для суцільної або прорізної стінки –

на рис. 4.27, для гасителя-розтікача – на рис. 4.28, де $D = \frac{h}{h_{2p}}$ –

коефіцієнт затоплення стрибка; x - загальна довжина жорсткої рисберми від початку водобою, $x = l_c + l_1 + l_2 + l_3$; h - глибина води в кінці жорсткої частини кріплення (побутова).

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

$$d_{np} = 1,3d_n \leq 0,5 \text{ м} . \quad (4.45)$$

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

Довжина перехідного (гнучкого) кріплення з кам'яного накиду визначається в залежності від очікуваної глибини ями розмиву за кріпленням (рис. 4.29).

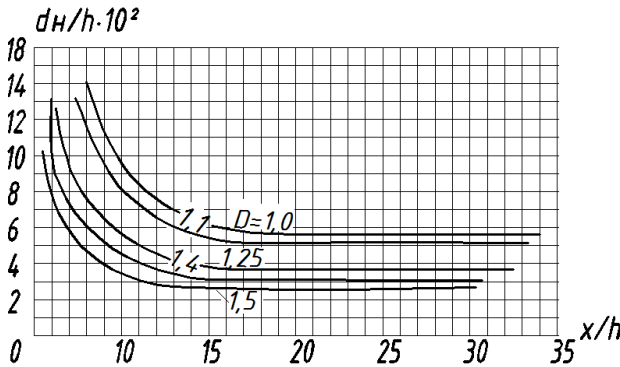


Рис. 4.27. Графіки для визначення крупності каменя гнучкої рисберми у випадку суцільної або прорізної водобійної стінки

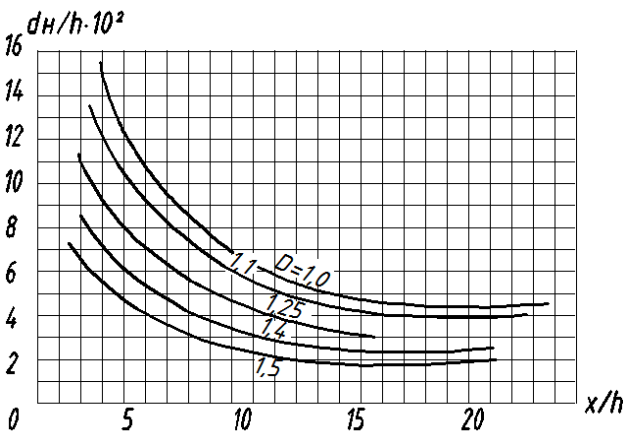


Рис. 4.28. Графіки для визначення крупності каменя гнучкої рисберми у випадку гасителя-розтікача

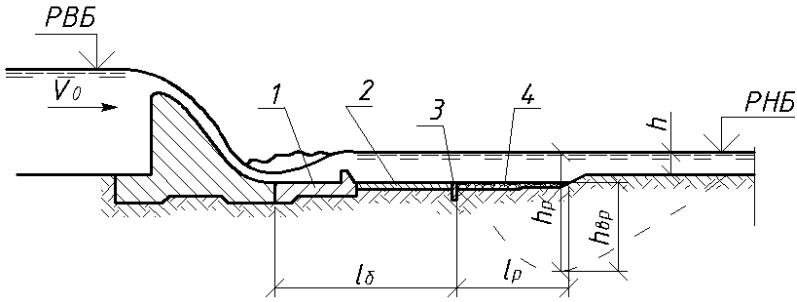


Рис. 4.29. Схема до розрахунку глибини розмиву русла в нижньому б'єфі
1 – водобій; 2 – рисберма; 3 – зуб; 4 – кінцеве кріплення у вигляді гнучкої рисберми

Орієнтовна глибина води в місці максимального розмиву

$$h_p = k_p \cdot \chi^{0,8} \cdot \sqrt[1,25]{q_p / V_{01}}, \quad (4.46)$$

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

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

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

$$q_p = \frac{q_{\text{вод}}}{1,2 \dots 1,3}; \quad (4.47)$$

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;	глина – 0,85м/с;
пісок середній – 0,45м/с;	суглинок – 0,7м/с;
пісок крупний – 0,61м/с;	супісок – 0,2м/с.
пісок гравелистий – 0,78м/с;	

Глибина ями розмиву

$$h_{\text{ер}} = h_p - h. \quad (4.48)$$

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

Величина l_p визначається за табл.4.2 із співвідношення $l_p / h_{\text{ер}}$ в

залежності від співвідношення u'_{\max} / V_{kp} ,

Таблиця 4.2

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

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

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

жорсткого кріплення рисберми з урахуванням її розширення (критична глибина h_{kp} розраховується за формулою (2.25) при питомій витраті в кінці жорсткої рисберми q_p);

u'_{\max} - максимальна пульсаційна швидкість в кінці жорсткого кріплення;

$$u'_{\max} = M_p V_p; \quad (4.49)$$

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

M_p - параметр турбулентності в кінці жорсткого кріплення,

$$M_p = \frac{4,55}{\frac{x_1}{h} - \left(8 - \frac{4,55}{0,235 \cdot \eta - 0,37} \right)}; \quad (4.50)$$

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

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

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

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

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

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

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

Об'єм каменю на погонний метр ширини кріплення

$$V_{кам} = 2 \cdot l_{ук} \cdot d_{нр}. \quad (4.51)$$

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

Кінцеве кріплення з ковшем. При влаштуванні кріплення дна в нижньому б'єфі з захисним ковшем глибина ковша d_1 визначається підбором за заданою крупністю кам'яного накиду $d_{нр}=0,5$ м. При цьому задаються значенням глибини води в ковші h_3 (рис. 4.17).

Порядок розрахунку.

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

$$l_0 = l_c + l_1 + l_2 + l_3. \quad (4.52)$$

3. Визначається параметр турбулентності M_p в кінці жорсткого кріплення, який характеризує ступінь збільшення турбулентності у порівнянні з рівномірним потоком при прийнятій глибині води в ковші за формулою (4.50).

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

$$M_k = \left(0,3 + \frac{0,7}{\eta_k}\right) M_p + \left(1 - \frac{1}{\eta_k}\right) \cdot 0,02m^{1,5} M_p + 0,7(\eta_k - 1) \frac{1}{1 + 0,02m^2}, \quad (4.53)$$

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

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

5. Визначається коефіцієнт спроможності потоку до розмиву в ковші

$$k_r = 0,87(1 + M_k). \quad (4.54)$$

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

$$u_0 = k_r \cdot V, \quad (4.55)$$

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

7. Крупність каменю в ковші, стійкого проти розмиву,

$$d_n = \frac{(0,255u_0)^{10/3}}{h_3^{2/3}}. \quad (4.56)$$

8. Значення розрахункового діаметру каменя кінцевого кріплення із врахуванням коефіцієнту запасу не повинно перевищувати 0,5 м,

$$d_{np} = (1,5 \dots 2)d_n \leq 0,5 \text{ м}. \quad (4.57)$$

9. Необхідна глибина ковша при цьому

$$d_1 = h_3 - h. \quad (4.58)$$

При улаштуванні на водобойі прорізної стінки з параметрами

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

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

$$d_n = \frac{1,16 \cdot h_{kp}^3 \sqrt[3]{(T_0 - h_1) / h_{kp}}}{h_3^2 \sqrt{x_1 / h_{kp}}}. \quad (4.59)$$

Верховий укіс ковша покривається бетонними плитами. Загальна довжина жорсткого кріплення збільшується на величину проекції укосу l_4 (рис. 4.17).

Після визначення глибини захисного ковша визначається довжина перехідного кріплення l_p з кам'яного накиду аналогічно випадку горизонтального кріплення без ковша (формули (4.46)-(4.51)).

4.7. Фільтраційний розрахунок підземного контуру греблі

Задачі фільтраційного розрахунку, розрахункові випадки та методика розрахунку за методом коефіцієнтів опору Р.Р. Чугасва описано у Фільтраційному розрахунку флютбету(розділ 2.1.2).

Приклад розрахункової схеми греблі на нескельній основі для випадку рівності відміток дна верхнього і нижнього б'єфів наведено на рис. 4.30.

Заглиблення фундаменту греблі в ґрунт необхідно визначати із врахуванням впливу фільтраційного потоку. Заглиблення низового зуба в основу (з урахуванням глибини шпунта) відносно поверхні водобою знаходять за формулою

$$d_e = \delta_e + t_{op} + S_{вих}, \quad (4.60)$$

де δ_e – товщина плити водобою;

t_{op} – товщина дренажу під водобоем, призначається згідно рекомендацій п.4.4.5;

$S_{вих}$ – заглиблення низового зуба та шпунта відносно початку дренажу (рис. 4.30), за умовою зменшення вихідних швидкостей фільтраційного потоку

$$S_{вих} = (0,05 \div 0,1)T \leq (0,05 \div 0,1)l_0; \quad (4.61)$$

T – заглиблення розрахункового водоупору під дно ВБ;

l_0 – горизонтальна проекція підземного контуру.

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

$$\downarrow \Pi = \downarrow Bod - d_e + S_n, \quad (4.62)$$

де S_n – довжина низового шпунта.

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

Прийняті розміри підземного контуру греблі необхідно перевірити за умовами загальної і місцевої фільтраційної міцності ґрунту основи (формули (2.27) і (2.32)). При визначенні вихідного градієнта в формулах (2.33), (2.34) величини S, T_1, T_2 відносяться

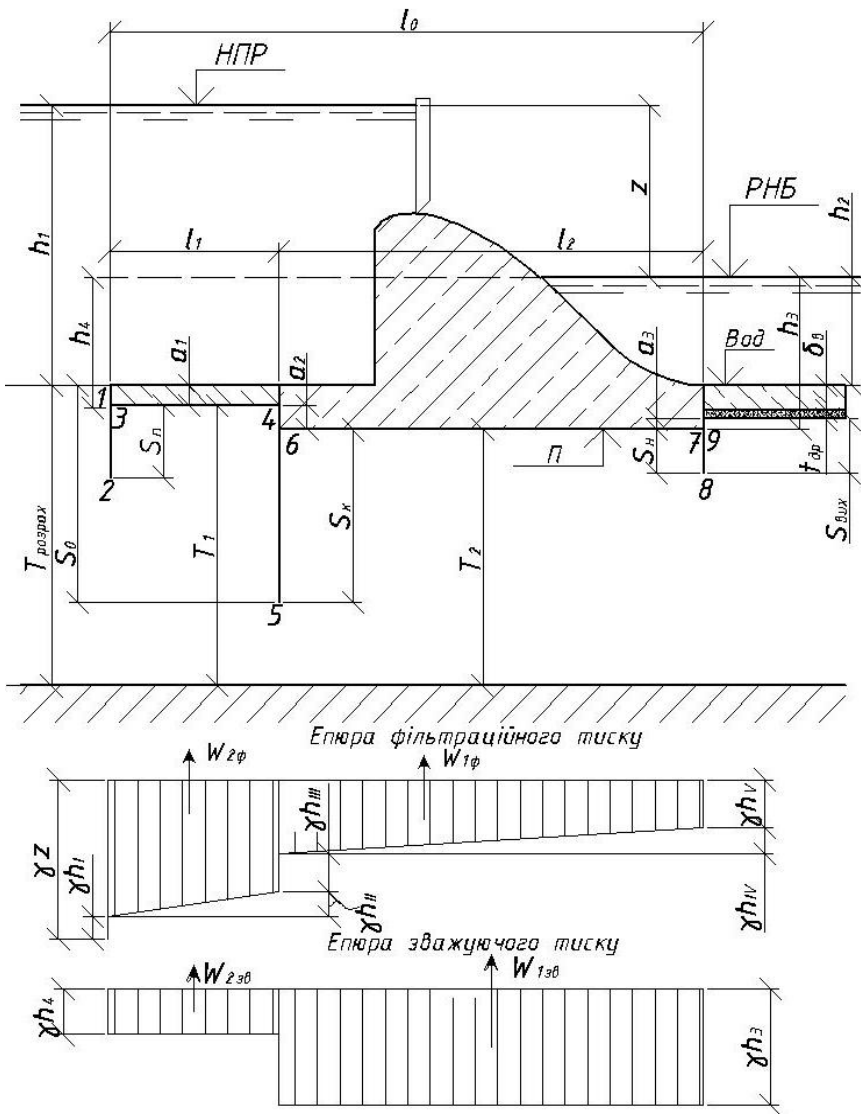


Рис. 4.30. Схема до фільтраційного розрахунку

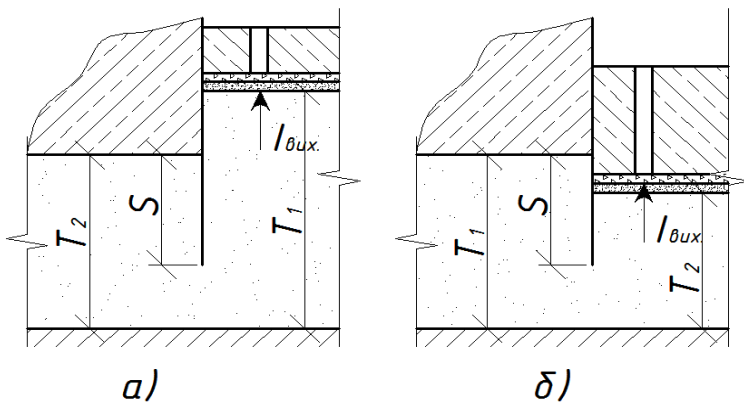


Рис. 4.31. Схеми виходу фільтраційного потоку в нижній б'єф

до вихідного елемента підземного контуру. Можливі варіанти вихідного елемента показано на рис. 4.31.

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

Припускаючи, що зміна втрат напору по довжині кожного елемента підземного контуру відбувається за лінійним законом, будують епюру фільтраційного тиску на флютбет (рис.4.30) з ординатами γh_i , де h_i - втрати напору на кожному із виділених елементів підземного контуру, які визначають за формулою (2.26).

Ординати епюри зважуючого тиску (рис. 4.30) обчислюють за формулою (3.63).

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

4.8. Розрахунок греблі на міцність і стійкість

Загальні положення розрахунків греблі на міцність і стійкість аналогічні випадку греблі на скельній основі (п. 3.7).

При розрахунку гребель на нескельній основі на основну комбінацію навантажень, крім вказаних в п. 3.7. навантажень, також враховують:

- горизонтальний гідростатичний тиск на ділянці примикання понуру;
- сили активного і пасивного тиску ґрунту.

4.8.1. Визначення навантажень, що діють на греблю

Розрахункова схема для визначення діючих навантажень представлена на рис. 4.32.

Власна вага споруди, вага постійного технологічного обладнання, гідростатичний тиск води зі сторони верхнього і нижнього б'єфів, вертикальний і горизонтальний тиск наносів, зважуючий тиск води, тиск вітрових хвиль, навантаження від підйомних і транспортних засобів визначаються за формулами, наведеними в п.3.7.1.

Фільтраційний тиск на підшву споруди визначається як об'єм епюри фільтраційного тиску, яку отримують в ході фільтраційного розрахунку (п.4.7).

Сили фільтраційного і зважуючого тисків $W_{1ф}, W_{1зв}$, що діють на підшву греблі, та $W_{2ф}, W_{2зв}$, що діють на понур (враховуються у випадку анкерного понуру), розглядають окремо.

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

У випадку глиняного понуру нижня ордината епюри (1-2) (рис. 4.32), що відповідає низовому ребру напірної грані греблі, дорівнює сумі ординат епюр сил зважуючого і фільтраційного тисків в цій точці (3-5 та 5-6);

у випадку анкерного понуру (рис. 4.33)

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

– ордината (9-10) дорівнює сумі ординат тих самих епюр в точці низового ребра верхової грані греблі (3-5 та 5-6).

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

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

– у випадку глиняного понуру це - сила тиску ґрунту захисного шару і самого понуру;

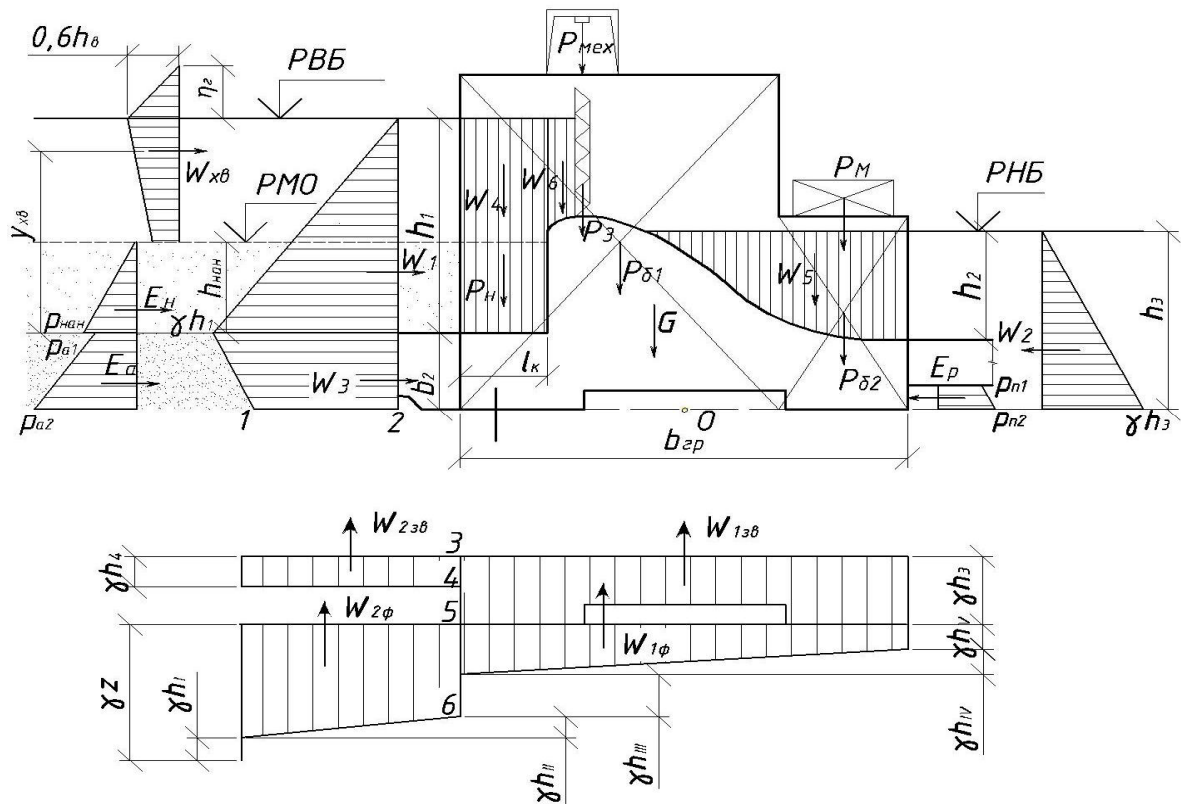


Рис. 4.32. Схема силових дій на греблю з ґрунтовым понуром

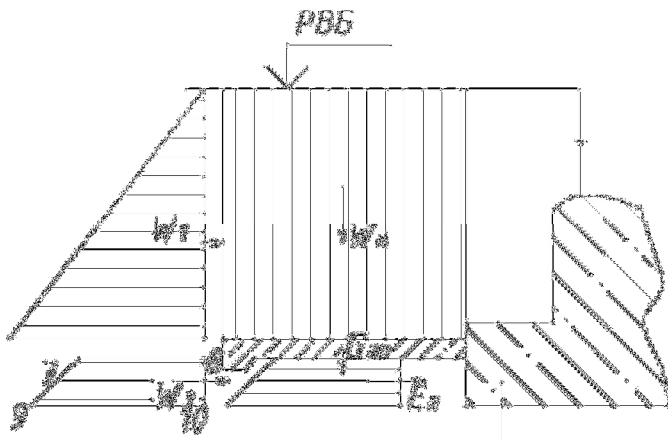


Рис. 4.33. Фрагмент греблі із анкерним понуrom

- у випадку анкерного понуру це – сила тиску ґрунту під понуrom.
 Епюри цих сил мають вигляд трапецій.
 Верхня ордината епюри

$$P_{a1} = \gamma_{н.зв} \cdot h_{нан} \cdot tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{сп}}{2} \right); \quad (4.63)$$

нижня ордината епюри

$$P_{a2} = \left(\gamma_{сп.зв} \cdot h_{сп}^{BB} + \gamma_{н.зв} \cdot h_{нан} \right) \cdot tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{сп}}{2} \right), \quad (4.64)$$

де $h_{нан}$ – товщина шару наносів;

$\rho_n^{нас}$ – щільність наносів в насиченому водою стані.

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

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

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

$\rho_{сп}^{нас}$ – щільність ґрунту в насиченому водою стані.

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

$$E_{a,hw} = \frac{P_{a1} + P_{a2}}{2} \cdot h_{сп}^{BB} \cdot z_c. \quad (4.65)$$

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

$$P_{n1} = \gamma_{\delta.38} \cdot \delta_s \cdot tg^2(45^\circ + \frac{\varphi_{zp}}{2}), \quad (4.66)$$

де $\gamma_{\delta.38} = 13,7 \text{кН} / \text{м}^3$ – питома вага бетону водобою у зваженому стані.

Нижня ордината епюри пасивного тиску ґрунту

$$P_{n2} = P_{n1} + \gamma_{zp.38} \cdot h_{zp}^{BB} \cdot tg^2(45^\circ + \frac{\varphi_{zp}}{2}). \quad (4.67)$$

Значення пасивної сили тиску ґрунту $E_{p,tw}$, що діє на секцію греблі, знаходиться за формулою, аналогічною (4.65).

4.8.2. Визначення контактних напружень

Нормальні крайові контактні напруження, що діють по підшві греблі, у відповідності до [12], визначають за формулами позacentрового стиснення (3.82), (3.87), в яких приймається:

N – сума вертикальних сил, що діють по підшві секції греблі;

$b_d = b_{zp}$ – ширина греблі по підшві, м;

M – сума моментів всіх сил відносно центру ваги проекції підшви греблі (точка О).

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

$$k_{н.р.} = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} < [k_{н.р.}], \quad (4.68)$$

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

$$\sigma_{\max} = \sigma_y^u; \quad \sigma_{\min} = \sigma_y^t.$$

4.8.3. Розрахунок стійкості греблі

Розрахунок стійкості виконується для секції греблі за методом граничних станів [12]. Критерієм забезпечення стійкості споруди є умова (3.95).

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

Розрахунок тільки за схемою плоского зсуву проводять при виконанні умови

$$N_{\sigma} = \frac{\sigma_{\max}}{b_{zp} \cdot \gamma_{zp.zv.}} \leq N_0, \quad (4.69)$$

де N_{σ} – число моделювання;

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

При розрахунку стійкості споруд за схемою плоского зсуву при горизонтальній площині зсуву розрахункові значення узагальненої зсуваючої сили F і узагальненої сили граничного опору $R = R_{pl}$ в формулі (3.95)

$$F = T_{hw} + E_{a,hw} - T_{tw}; \quad (4.70)$$

$$R_{pl} = N \cdot tg\varphi_{zp} + \gamma_c^1 \cdot E_{p,tw} + A_g \cdot c_{zp}, \quad (4.71)$$

де R_{pl} – розрахункове значення граничного зсуву;

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

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

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

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

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

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

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

Стійкість греблі на зсув забезпечується, якщо виконується умова (3.95), яка також може бути записана у вигляді

$$k_s \geq [k_s], \quad (4.72)$$

де k_s – коефіцієнт стійкості,

$$k_s = \frac{R}{F}; \quad (4.73)$$

$[k_s]$ – допустиме значення коефіцієнта стійкості

$$[k_s] = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{lc}}{\gamma_c}; \quad (4.74)$$

γ_{lc} , γ_c , γ_n – коефіцієнти, значення яких наведено в п. 3.7.2.

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

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

У випадку, якщо умова (4.69), не виконується, має місце змішаний або глибинний зсув, при яких розрахунок стійкості греблі виконується за спеціальними методиками [7, 10, 12].

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

$$R_{zp} = N \cdot \operatorname{tg} \varphi_{zp} + \gamma_c^1 \cdot E_{p,tw} + A_g \cdot c_{zp} + Q_a, \quad (4.75)$$

де Q_a – сила зсуву, що сприймається анкерним понуром,

$$Q_a = \frac{(G_{an} + W_n - W_{nm}) \cdot f + A_n \cdot c_1}{k_s}; \quad (4.76)$$

W_n, W_{nm} – відповідно, сили вертикального гідростатичного тиску на понур зверху (рис. 4.33) і повного протитиску (рис. 4.32) знизу у межах площі понуру перед секцією греблі,

$$W_{nm} = W_{23\phi} + W_{2\phi}; \quad (4.77)$$

G_{an} – вага анкерного понура перед секцією греблі і його ґрунтового привантаження (рис. 4.33);

f_{non} – коефіцієнт тертя понуру по основі (для гравійно-галькових ґрунтів – 0,5-0,6; для піщаних ґрунтів – 0,4-0,5; для супісків – 0,35-0,4; для суглинків – 0,25-0,35; для глин – 0,2-0,3);

A_n – площа підшви понуру в межах секції греблі;

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

4.9. Визначення товщини водобійної плити

Товщина водобійної плити для плоскої задачі визначається за умовами стійкості проти спливання, зсуву і перекидання [15, 16].

Умови стійкості проти спливання, у відповідності до методу граничних станів, виражається формулою (3.95), в якій

$F = N_g$ – розрахункова узагальнена сила зважування;

$R = R_g$ – розрахунковий узагальнений опір зважуванню.

У відповідності до розрахункової схеми на рис. 4.34, мінімальна товщина водобійної плити за умовами стійкості проти спливання наближено визначається за формулою

$$\delta'_g = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{lc} \cdot (\Delta W_\phi + \Delta W)}{\gamma_c \cdot \gamma_{б.зв} \cdot l_g}, \quad (4.79)$$

де ΔW – сила дефіциту тиску,

$$\Delta W = 0,5 \cdot \gamma_0 \cdot \Delta h \cdot l; \quad (4.80)$$

γ_0 – питома вага води;

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

$$\Delta h \approx (0,6...0,7)(h_2 - h_1); \quad (4.81)$$

h_2, h_1 – спряжені глибини гідравлічного стрибка;

$l \approx 7h_2$ – при відсутності гасителів енергії; при наявності гасителів енергії і розвантажувальних отворів ця величина дорівнює відстані від початку водобою до другого ряду розвантажувальних отворів (рис. 4.34);

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

l_g – довжина водобою.

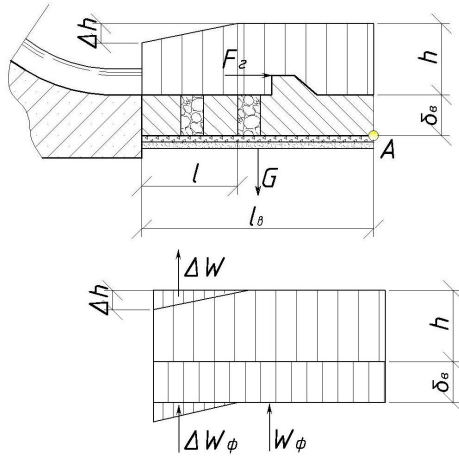


Рис. 4.34. Схема до визначення товщини водобійної плити

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

$$\delta_g'' = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{lc} (\Delta M_\phi + \Delta M + M)}{0,5 \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{\delta_{3\theta}} \cdot l_g^2}, \quad (4.82)$$

де ΔM – перекидаючий момент сили дефіциту тиску;

ΔM_ϕ – перекидаючий момент сили залишкового фільтраційного тиску;

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

Моменти сил визначаються за формулами

$$\Delta M = \Delta W \cdot \left(l_g - \frac{1}{3} l \right); \quad (4.83)$$

$$\Delta M_\phi = \Delta W_\phi \cdot l_1, \quad (4.84)$$

де l_1 – плече сили ΔW_ϕ ;

$$M = F_z \cdot (0,5 \cdot c + \delta_g'); \quad (4.85)$$

F_z – гідродинамічна сила, визначається за залежністю

$$F_z = \xi \cdot \gamma_0 \cdot \omega \cdot \frac{V^2}{2g}; \quad (4.86)$$

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

ω – площа проєкції гасителя на нормаль до потоку на 1 погонний метр ширини водобюю;

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

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

$$\delta_6^m = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{lc} \cdot F_z}{\gamma_c \cdot \gamma_{136} \cdot l_6 \cdot f}, \quad (4.87)$$

де f – коефіцієнт тертя бетону по ґрунту основи.

Остаточню приймається більше із трьох обчислених значень товщини водобююї плити.

Більш точно, з урахуванням пульсаційного тиску, розрахунок може бути виконаний за [7].

Література до розділу 4

Підручники і навчальні посібники

1. Волков И. М. Гидротехнические сооружения / И. М. Волков, П. Ф. Кононенко, И. К. Федичкин. – М. : Колос, 1968. – 464 с.
1. Гидротехнические сооружения (в двух частях) / под ред. М. М. Гришина. – М. : Высшая школа, 1979. – Ч. 1. – 614 с.
2. Гидротехнические сооружения (в двух частях) / под ред. М. М. Гришина. – М. : Высшая школа, 1979. – Ч. 2. – 336 с.
3. Розанов Н. П. Гидротехнические сооружения / Н. П. Розанов – М. : Стройиздат, 1978. – 647 с.
4. Гідротехнічні споруди: підручник для студ. ВНЗ / Хлапук М. М., Шумінський В. Д., Вайнберг О. І. [та ін.]; за ред. А. Ф. Дмитрієва. – Рівне, 1999. – 326 с.
5. Кириенко Игорь Иванович. Гидротехнические сооружения. Проектирование и расчёт: учеб для студ. вузов. / И. И. Кириенко, Ю. А. Химерик – К. : Вища школа, 1987. – 253с.
6. Проектирование речных гидроузлов на нескальных основаниях / под общ. редакцией М. М. Гришина. – М. : Энергия, 1967. – 264 с.
7. Чугаев Р. Р. Гидротехнические сооружения. Ч. 2. Водосливные плотины / Р. Р. Чугаев. – М. : Высшая школа, 1985. – 304 с.

Довідкова література

8. Гидравлические расчеты водосбросных гидротехнических сооружений. Справочное пособие. – М. : Энергоатомиздат, 1988. – 624 с.

9. Справочник проектировщика. Гидротехнические сооружения / под общ. ред. В. П. Недриги. – М. : Стройиздат, 1983. – 543 с.

Нормативна література

10. Гідротехнічні, енергетичні та меліоративні системи і споруди, підземні гірничі виробки. Гідротехнічні споруди. Основні положення: ДБН В.2.4-3-2010. – К. : Мінрегіонбуд, 2010.
11. Основания гидротехнических сооружений: СНиП 2.02.02 – 85. – М. : Стройиздат, 1987. – 60 с.
12. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые, от судов): СНиП 2.06.04-82*. – М. : Госстрой СССР, 1989. – 40 с.
13. Плотины бетонные и железобетонные: СНиП 2.06.06-87. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 32 с.
14. Руководство к гл. СНиП II-54-77. Т. 1. Общие положения. Расчеты бетонных и железобетонных плотин. Кн. 3. Руководство к гидравлическим расчетам. П 07-83. – Л. : ВНИИГ, 1983. – 254 с.
15. Рекомендации по определению гидродинамических нагрузок, воздействующих на плиты водобоев и рисберм водосливных плотин. – М. : Стройиздат, 1978. – 50 с.

РОЗДІЛ 5. СУДНОПЛАВНИЙ ШЛЮЗ

5.1. Визначення габаритних розмірів шлюзу

Основні розміри шлюзу (корисна довжина і ширина камери, а також глибина на порогах) повинні відповідати характеристикам розрахункових суден.

Корисна довжина камери $l_{c,ef}$ визначається за залежністю

$$l_{c,ef} = \sum_1^n l_s + \sum_1^{n+1} \Delta l, \quad (5.1)$$

де $\sum_1^n l_s$ – сума довжин розрахункових суден, що шлюзуються одночасно і розміщуються в камері шлюзу в кільватер;

n – число таких суден;

Δl – запас по довжині камери в кожную сторону і між суднами, що розміщені в кільватер, визначається за формулою

$$\Delta l = 2 + 0,03 l_s. \quad (5.2)$$

Корисна ширина камери шлюзу $b_{c,ef}$ визначається за формулою

$$b_{c,ef} = \sum_1^{n_1} b_s + \sum_1^{n_1+1} \Delta b_s, \quad (5.3)$$

де $\sum_1^{n_1} b_s$ – сумарна ширина розрахункових суден, що шлюзуються одночасно і розміщуються в камері шлюзу поряд;

n_1 – число таких рядів;

Δb_s – запас в ширині камери в кожную сторону і між суднами, що шлюзуються одночасно і розміщуються в камері шлюзу поряд.

Запаси в ширині з кожної сторони камери і між суднами Δb_s повинні бути не менше: при ширині судна до 10м – 0,2м; до 18м – 0,4м; до 30м – 0,75м; більше 30м – 1,0м.

Глибина на порогах h_i , що відраховується від розрахункового найнижчого рівня води в б'єфі, повинна прийматись

$$h_i \geq 1,3 s, \quad (5.4)$$

де s – статична осадка розрахункового судна з повним вантажем.

Для шлюзів корисну довжину і ширину камери, глибину на порогах слід округляти в більшу сторону до найближчих стандартних розмірів:

корисна довжина камери – 400, 300, 150, 100, 50, 35м;

корисна ширина камери – 37, 30, 20, 18, 15, 12, 8, 6м;

глибина на порогах – від 6,0 до 1,0 через 0,5м.

При головній водопровідній системі ділянка для заспокоєння потоку повинна знаходитись за межами корисної довжини камери. Якщо можливо розмістити судна в камері за різними варіантами, слід розглянути всі схеми і для кожної з них визначити планові габаритні розміри камери та прийняти для подальшого оптимальний варіант.

Висотна прив'язка шлюзу виконується за такими рекомендаціями:

- максимальний напір на камеру
$$H_d = \downarrow НПП - \downarrow min PNB;$$
- навігаційне пониження рівня верхнього б'єфу
$$\Delta H_{BB};$$
- навігаційне підвищення рівня нижнього б'єфу
$$\Delta H_{NB};$$
- мінімальний розрахунковий рівень верхнього б'єфу
$$\downarrow PVB min = \downarrow НПП - \Delta H_{BB};$$
- максимальний розрахунковий рівень нижнього б'єфу
$$\downarrow PNB max = \downarrow PNB min + \Delta H_{NB};$$
- відмітка порогу верхньої голови
$$\downarrow 1 = \downarrow PVB min - h_i;$$
- відмітка верха стін і голів шлюзу, пал і причалів верхнього підходу
$$\downarrow 2 = \downarrow НПП + a;$$
- відмітка порогу нижньої голови і днища камери
$$\downarrow 3 = \downarrow PNB min - h_i;$$
- відмітка верха пал і причалів нижнього підходу
$$\downarrow 4 = \downarrow PNB max + a;$$
- вільна висота бічної стіни камери
$$H_{cm} = \downarrow 2 - \downarrow 3;$$
- висота стінки падіння
$$h_{cm} = \downarrow 1 - \downarrow 3;$$

- орієнтовна висота шлюзу

$$H_{шл} = 1,2 H_{ст} .$$

Тут a – перевищення верха стін над максимальним навігаційним рівнем води в б'єфі, приймається не менше 2 м на водних шляхах I – II категорії і не менше 0,5 м – на інших водних шляхах.

5.2. Вибір типу і конструкції водопровідної системи

На практиці найчастіше використовуються головна або розподільна водопровідні системи. Для вибору типу системи слід розглянути такі умови:

при значеннях $l_{c,ef} H_d < 2000$ і $H_d / h_l < 2$, а також $H_d < 15$ м слід приймати головну систему;

при більших значеннях вказаних параметрів і при $H_d > 15$ м слід приймати розподільну систему;

якщо при $H_d < 15$ м тільки одна з вказаних умов виконується, то враховують інженерно-геологічні умови будівельного майданчика. Так, при нескельних ґрунтах краще камера з головною системою, а при скельних – з розподільною.

5.2.1. Головна система

Наповнення камери здійснюється через верхню голову при піднятті робочих воріт з визначеною швидкістю за розрахунковий час. Потік води через отвір під воротами направляється в камеру гасіння, створену екранними і балковими гасителями, а потім виходить в камеру шлюзу. Після наповнення камери робочі ворота опускаються в нішу камери гасіння.

Спорожнюється камера через короткі обхідні галереї, які розміщені в бокових стоянах нижньої голови. Галереї обладнані робочими та ремонтними затворами. Вхідні отвори галерей мають решітки для затримання сміття і заглиблені під мінімальний рівень води на 0,5...1,0 м. Повороти галерей в плані виконуються з радіусом не менше подвійної ширини галереї. Для плавного проходження потоку через галереї вони можуть роздвоюватись криволінійними бичками.

5.2.2. Розподільна система

Проста розподільна система для наповнення і спорожнення камери складається з двох поздовжніх водопровідних галерей, що мають щільові випуски в середній частині камери. Галереї обладна-

ні робочими (плоскими або сегментними) та ремонтними затворами в кожній з кінцевих ділянок в межах голів шлюзу. Забір води в галерею при наповненні камери здійснюється через вхідний отвір, розміщений між аварійно-ремонтними і робочими воротами верхньої голови і обладнаний решіткою. Випуск води при спорожненні камери здійснюється через вихідний отвір між робочими і ремонтними воротами нижньої голови. Ці отвори повинні бути заглибленими під мінімальний навігаційний рівень води не менше ніж на 0,5...1,0 м.

Галереї в межах камери проходять в днищі або в нижній частині стін. Розміри галерей, щільових випусків визначаються гідравлічними розрахунками. Поперечний переріз галерей може мати квадратну, прямокутну чи полігональну форму.

5.3. Гідравлічний розрахунок водопровідної системи

Метою гідравлічних розрахунків водопровідних систем шлюзів є призначення основних розмірів цих систем, при яких забезпечується необхідний час наповнення і спорожнення камери при нормальних умовах експлуатації шлюзу.

Розрахунки виконуються як перевіірочні для попередньо наміченої схеми шлюзу. Вихідними даними є наступні характеристики: габаритні розміри шлюзу, розрахунковий напір і рівні води в б'єфах, розміри і характеристики розрахункових суден.

5.3.1. Головна система

1. Визначається швидкість рівномірного підняття робочих воріт для наповнення камери за формулою

$$U \leq \frac{g(S_k - S_c) \cdot F_{l,m}}{\mu \cdot b_{c,ef} \cdot D \sqrt{2g H_p}}, \text{ м/с}, \quad (5.5)$$

де $S_k = b_{c,ef} h_l$ – площа потоку в камері на початку наповнення, м²;

$S_c = \beta_s b_s s$ – площа змоченого міделевого перерізу розрахункового судна (найбільшої водотоннажності) м²;

$\beta_s = 0,90 - 0,98$ – коефіцієнт повноти міделевого перерізу;

$\mu = 0,55 - 0,65$ – коефіцієнт витрати водопровідної системи;

D – водотоннажність розрахункового судна, кН;

$F_{l,m} = 1,4 \sqrt[3]{D}$ – допустиме значення поздовжньої складової гідродинамічної сили, кН;

$H_p = \downarrow HPP - \downarrow 1$ – початковий напір на верхні ворота шлюзу, м;
 g – прискорення вільного падіння (9,81 м/с²).

2. Визначається час відкриття робочих воріт для наповнення камери за формулою

$$t_0 \geq 2 \sqrt{\frac{A_0 D H_p k_0}{g F_{l,m} (S_k - S_s) (2 - k_0)}}, \text{ с,} \quad (5.6)$$

де $A_0 = (1,15 \dots 1,20) b_{c,ef} l_{c,ef}$ – площа водної поверхні в камері, м²;

$k_0 = 0,7 - 0,8$ – відносний час відкриття робочих воріт;

3. Найбільша висота відкриття воріт $h_h = Ut_0$ не повинна перевищувати глибину на порозі h_l .

4. Визначається повний час наповнення камери T , с. Розрахунки виконуються з побудовою гідравлічної характеристики водопровідної системи. При цьому слід врахувати, що в процесі наповнення камери з головною системою в шлюзах з високими стінками падіння (коли $h_{cm} > h_l$) змінюються умови витікання води через отвір. На початку наповнення камери витікання буде незатопленим, потім напівзатопленим і згодом повністю затопленим. Площа водопропускного отвору на початку буде змінюватись у відповідності до режиму відкриття робочих воріт, а після їх зупинки залишиться постійною до кінця наповнення камери. Це в деякій мірі ускладнює розрахунки, особливо для напівзатопленого витікання, де потрібно використовувати метод підбору. Тому розрахунки доцільно виконувати на ЕОМ. Приклад ручного рахунку в табличній формі наведено в [5].

5. За отриманими тим чи іншим способом залежностями зміни в часі рівня води в камері, напору, висоти водопропускного отвору, швидкості і витрати води будується гідравлічна характеристика водопровідної системи шлюзу.

У головних системах весь комплекс водопровідних пристроїв зосереджений в межах голів шлюзу. За конструктивними особливостями головні системи можуть бути галерейними (з вертикальними чи горизонтальними галереями) або безгалерейними (клинкетними, з камерами гасіння).

Важливим недоліком всіх головних систем є недостатнє гасіння енергії потоку при значних напорах, тому обмежують їх застосування напором 15м. Головна система з камерою гасіння зображена на рис. 5.1.

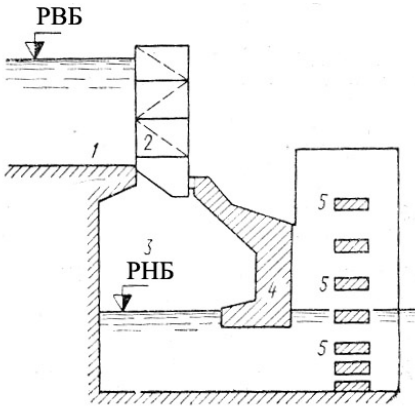


Рис. 5.1. Головна система з камерою гасіння: 1 – поріг; 2 – затвор; 3 – камера гасіння; 4 – екран; 5 – балкові гасителі

Наповнення камери здійснюється з-під робочого затвора, що піднімається вгору з невеликою швидкістю. За час наповнення водопровідний отвір на початку не підтоплений, потім напівзатоплений і повністю затоплений. Для цих інтервалів часу застосовуються різні гідравлічні залежності. Напівзатоплене витікання розраховується методом підбору. В результаті гідравлічних розрахунків будується гідравлічна характеристика водопровідної системи (рис. 5.2)

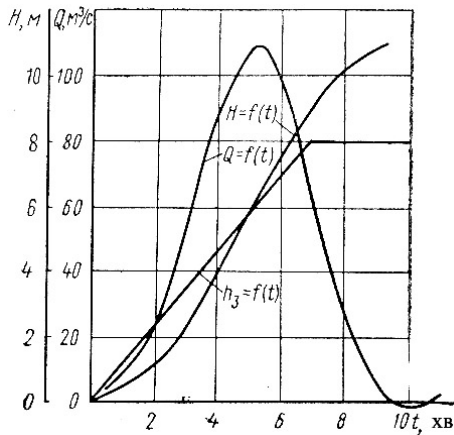


Рис. 5.2. Гідравлічна характеристика шлюзу

6. Визначається повний час наповнення камери T і перевіряється відносний час відкриття робочих воріт k_0 .

7. Перевіряються умови стоянки розрахункового судна в камері при її наповненні за формулою

$$F_l = \left(\frac{dQ}{dt} \right)_0 \frac{k_l D}{g (S_k - S_s)} \leq F_{l,m}, \quad (5.7)$$

де $\left(\frac{dQ}{dt} \right)_0$ – найбільша інтенсивність наповнення камери (на початку наповнення), визначається за гідравлічною характеристикою;

k_l – коефіцієнт, який враховує вплив положення судна по довжині камери на величину гідродинамічної сили, рівний 1,0...1,2.

8. Визначаються розміри водопровідних галерей системи спорожнення за формулою

$$h_g = b_g = \sqrt{\frac{2 A_0 \sqrt{H_d}}{\mu_1 T \sqrt{2g} (2 - k_1)}}, \text{ м}, \quad (5.8)$$

де μ_1 – коефіцієнт витрати коротких обхідних галерей, приймається рівним 0,7;

k_1 – відносний час відкриття робочих затворів системи спорожнення, приймається рівним 0,6.

5.3.2. Розподільна система

1. Визначається час відкриття робочих затворів водопровідних галерей за формулою

$$t_0 \geq 2 \sqrt{\frac{\beta_c H_d A_0 k_0 D}{g (2 - k_0) (S_k - S_s) F_{l,m}}}, \text{ с}, \quad (5.9)$$

де β_c – коефіцієнт якості водопровідної системи, для простої розподільної системи приймається 0,8;

$A_0 = l_{c,ef} b_{c,ef}$ – площа водної поверхні в камері, м^2 ;

$k_0 = 0,5...0,6$ – відносний час відкриття робочих затворів.

2. Визначається сумарна площа і розміри поперечного перерізу водопровідних галерей в місці розташування робочих затворів за формулою

$$A_g = \frac{4 A_0 \sqrt{H_d} k_0}{(2 - k_0) t_0 \mu_1 \sqrt{2g}}, \text{ м}^2, \quad (5.10)$$

де $\mu_1=0,60 - 0,65$ – коефіцієнт витрати водопровідної системи, після прийняття всіх розмірів галерей і їх конфігурації коефіцієнт витрати уточнюється.

Висота і ширина галерей

$$h_g = b_g = \sqrt{0,5 A_g}, \text{ м.}$$

3. Визначається повний час наповнення камери T , с. Розрахунки виконуються з побудовою гідравлічної характеристики водопровідної системи. При цьому слід врахувати, що в процесі наповнення камери з розподільною системою змінюється режим протікання потоку галереями. На початку наповнення робочі затвори галерей відкриваються у відповідності до заданого режиму і площа отвору буде змінною. Згодом затвори зупиняться і галереї будуть відкриті повністю до кінця наповнення. Потік води в галереях на початку наповнення буде прискорюватись, а потім уповільнюватись. Це викличе появу гідродинамічних сил, які впливатимуть на процес наповнення камери. Аналогічна картина буде спостерігатись і при спорожненні камери. Це в деякій мірі ускладнює розрахунки. Тому при розрахунках бажано використовувати ЕОМ. Приклад ручного рахунку в табличній формі наведений в [5].

4. За отриманими тим чи іншим способом залежностями зміни в часі рівня води в камері, напору, швидкості і витрати води будується гідравлічна характеристика водопровідної системи шлюзу.

5. Визначається повний час наповнення камери T і перевіряється відносний час відкриття робочих воріт k_0 .

6. Перевіряються умови стоянки розрахункового судна в камері при її наповненні за формулою

$$F_l = \left(\frac{dQ}{dt} \right)_0 \frac{\beta_c D}{g(S_k - S_s)} \leq F_{l,m}, \quad (5.11)$$

де $\left(\frac{dQ}{dt} \right)_0$ – найбільша інтенсивність наповнення камери (на початку наповнення), знаходиться за гідравлічною характеристикою;

7. Визначається величина тиску в зоні за робочими затворами водопровідних галерей (на предмет можливості кавітації) за формулою

$$p = \rho g (a_0 - k_d H_d), \text{ кПа}, \quad (5.12)$$

де ρ – густина води, т/м³;

a_0 – заглиблення центру перерізу галереї під початковий рівень води в камері, м;

k_d – коефіцієнт тиску, залежить від коефіцієнта витрати системи μ , відносного часу відкриття затвору k_0 , сумарного коефіцієнта опору ділянки галереї після затвору ζ_1 і визначається інтерполяцією за таблицею 5.1.

Таблиця 5.1

Значення коефіцієнта тиску k_d

Коефіцієнт витрати системи μ	Коефіцієнт опору ділянки галереї після затвору ζ_1	Відносний час відкриття робочого затвору k_0				
		0	0,4	0,6	0,8	1,0
0,5	1,00	0,52	0,33	0,25	0,20	0,17
	2,00	0,40	0,25	0,21	0,18	0,15
	3,00	0,32	0,22	0,18	0,16	0,13
0,6	1,00	0,64	0,41	0,31	0,24	0,19
	1,50	0,54	0,36	0,29	0,22	0,18
	2,00	0,46	0,32	0,26	0,20	0,16
0,7	1,00	0,76	0,47	0,37	0,28	0,20
	1,25	0,69	0,43	0,34	0,26	0,19
	1,50	0,62	0,40	0,32	0,25	0,18
0,8	1,00	0,88	0,56	0,42	0,32	0,23
	1,25	0,79	0,51	0,39	0,30	0,22

Допустимий вакуум в зоні за затвором не повинен перевищувати 20...30 кПа.

8. Виконується розрахунок випусків з поздовжніх галерей. Відстань між випусками і їх сумарна площа визначаються за формулами

- при розміщенні галерей в днищі

$$l_B = \frac{(0,6...0,8)l_{c,ef}}{m} \leq b_B + 0,34(h_l - s + y_m), \quad (5.13)$$

$$A_B = 2 m b_B L_B \geq (1,5...2,0) A_g; \quad (5.14)$$

- при розміщенні галерей в нижній частині стін

$$l_B = \frac{(0,6...0,8)l_{c,ef}}{m} \leq b_B + 0,17b_{c,ef}, \quad (5.15)$$

$$A_B = 2m b_B h_B \geq (1,5...2,0) A_g, \quad (5.16)$$

де m – число випусків;

b_B – ширина випуску, рекомендується 0,25...0,30 м;

u_m – перевищення рівня води в камері над рівнем нижнього б'єфу в момент, коли через галерею проходить максимальна витрата води;

L_B – довжина випуску з галереї в днищі (поперек камери шлюзу), рекомендується (0,25...0,35) $b_{c,ef}$;

$h_B \leq (h_l - s)$ – висота випуску з галереї в стіні.

9. Характеристики системи спорожнення приймаються аналогічними характеристикам системи наповнення.

5.4. Конструювання елементів шлюзу

Вибір типу, конструкцій камери і голів шлюзу, протифільтраційних і дренажних пристроїв виконується на основі аналізу інженерно-геологічних умов будівельного майданчика, величини напору, типу водопровідної системи.

5.4.1. Камера шлюзу

Необхідно попередньо ознайомитись з різними конструкціями камер та їх умовами застосування за технічною та довідковою літературою [2, с.143...155; 3, с.253...287; 4, с.166...202]. Розглянемо докову нерозрізну камеру без галерей (при головній водопровідній системі) та з галереями в нижній частині стін (при розподільній системі).

Рекомендуються наступні розміри:

- ширина стіни низом $B_{cm} = 0,2 H_{cm}$;

- ширина стіни верхом $b_{cm} = (0,8...1,2)$ м;

- товщина днища $t_{dn} = B_{cm}$, але $t_{dn} \geq (1/8...1/10) b_{c,ef}$.

Камера розрізається по довжині конструктивними швами на секції довжиною 25...35 м, що узгоджується з розміщенням плавучих римів. Будівельна довжина камери (відстань між головами) приймається

$L_k = l_{c,ef}$ – при розподільній системі;

$L_k = l_{c,ef} + l_d$ – при головній системі (l_d – довжина ділянки для заспокоєння потоку, визначається гідравлічним розрахунком).

5.4.2. Голови шлюзів

Конструкції голів розробляються після ознайомлення з рекомендаціями [2, с.155...160; 3, с.288...307; 4, с.203...209]. Розглянемо докові нерозрізні конструкції, розміри і конфігурація яких залежить від типу водопровідної системи і механічного обладнання.

Рекомендуються наступні розміри:

- ширина стояна (без галерей) $B_{cm} = 2,0...4,0$ м;
- ширина стояна (з галереями) $B_{cm} = (2,5...3,0) b_g$, м;
- товщина днища $t_{dn} = (1/3...1/4)H_{cm}$, але $t_{dn} \geq (1/6...1/8) b_{c,ef}$.

Голови відділяються від камери і направляючих пал конструктивними швами.

5.4.3. Протифільтраційні і дренажні пристрої

Проектуються на основі даних, наведених в [2, с.143...147; 3, с.92...105]. Рекомендується проектувати дренаж в зворотних засипках камер, які розміщені в нижньому б'єфі відносно напірного фронту. Уклон дренажу 1/200 - 1/500, вихід його в нижній б'єф розміщується на відмітці

$$\downarrow_{вих.дрен.} = \downarrow_{РНБтах} + (0,5...1,0) \text{ м.}$$

Дренаж може бути відкритим (дренажна траншея), або закритим (дренажна галерея). Закрита галерея може бути прохідною, або непрохідною. Для непрохідної галереї слід передбачити оглядові колодязі.

Зворотна засипка камер, які розміщені в верхньому б'єфі відносно напірного фронту, не дренуються.

5.5. Статичні розрахунки конструкцій шлюзу

5.5.1. Розрахункові випадки і основні положення розрахунків

Клас наслідків (відповідальності) воднотранспортних гідротехнічних споруд приймається за двома умовами [10]:

- як водопідпірної споруди – в залежності від її висоти $H_{шл}$ і типу ґрунтів основи – за табл. 5.2 ;

- як воднотранспортної споруди – в залежності від категорії водного шляху – за табл. 5.3.

Таблиця 5.2

Класи наслідків (відповідальності) судноплавних шлюзів за їх технічними параметрами

Тип ґрунтів основи	Висота споруд, м, при класі наслідків (відповідальності)			
	CC3	CC2		CC1
		CC2-1	CC2-2	
I	>100	60...100	25...60	<25
II	>50	25...50	10...55	<10
III	>25	20...25	10...25	<10

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

Таблиця 5.3

Класи наслідків (відповідальності) споруд річкових портів за категорією водного шляху

Категорія водного шляху	Класи споруд	
	основних	другорядних
I – надмагістралі	CC2-2	CC1
II – магістралі	CC2-2	CC1
III – шляхи місцевого значення	CC2-2	CC1

Примітка: Якщо для конкретної споруди таблиці 5.2 і 5.3 передбачають різні класи, то приймається більш високий клас наслідків (відповідальності).

При статичних розрахунках камер і голів шлюзів розглядають такі випадки [1, 2, 4, 5, 7, 8, 9]:

- перший експлуатаційний – камера наповнена до рівня верхнього б'єфу, на стінку діє сили навалу судна, рівень ґрунтових вод в зворотних засипках мінімальний при нормальній роботі дренажу;
- другий експлуатаційний – камера спорожнена до рівня нижнього б'єфу, на стінку діє розривне зусилля швартовного канату, рівень ґрунтових вод в зворотних засипках максимальний при нормальній роботі дренажу;
- ремонтний – камера осушена для ремонту, рівень ґрунтових вод в зворотних засипках підвищений внаслідок виходу з ладу дренажу;

- будівельний – перевіряється чи не викличе прийнята схема зведення конструкцій додаткового їх армування чи збільшення розмірів.

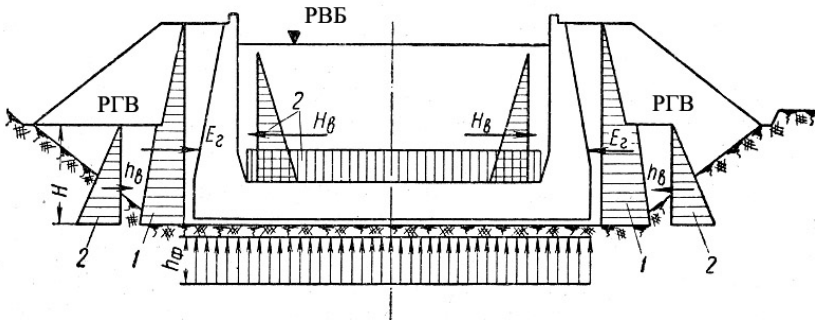


Рис. 5.3. Схема до статичного розрахунку камери:
1 – тиск ґрунту; 2 – тиск води

Всі розрахунки виконуються за методом граничних станів у відповідності до залежності

$$\gamma_{lc} F_t \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} F_r, \quad (5.17)$$

де F_t – розрахункове значення узагальненої дії, що приводить до настання граничного стану;

F_r – розрахункове значення узагальненої несучої здатності;

γ_{lc} – коефіцієнт сполучення навантажень, приймається для основного сполучення 1,0, для особливого – 0,9, для сполучення навантажень в період будівництва і ремонту – 0,95;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, для судноплавних шлюзів приймається рівним 1,0;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди (п.3.7.2).

При проектуванні шлюзу виконуються такі статичні розрахунки:

- розрахунок стійкості камери на спливання для ремонтного випадку;
- розрахунок внутрішніх зусиль в стінах і днищі для ремонтного випадку.

5.5.2. Розрахунок стійкості камери проти спливання

Розрахунок виконується для ремонтного розрахункового випадку за методом граничних станів

$$\gamma_{lc} F_t \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} F_r, \quad (5.18)$$

де F_t – рівнодіюча зважуючого тиску води, кН;

F_r – сила опору спливанню, кН;

γ_{lc} – коефіцієнт сполучення навантажень, для ремонтного випадку - 0,95;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, для конструкцій шлюзів –1,0;

γ_n – коефіцієнт надійності (п. 3.7.2).

Схему до статичного розрахунку наведено на рис. 5.4.

Умови ремонтного випадку: камера повністю осушена для ремонту, рівень ґрунтових вод в зворотних засипках підвищений внаслідок виходу з ладу дренажу, на поверхні зворотних засипок тимчасове рівномірно розподілене навантаження (ремонтні матеріали, механізми тощо) величиною 10...20 кПа. Розрахунок виконується на 1 погонний метр довжини камери.

Рівнодіюча зважуючого тиску води визначається за формулою

$$F_t = \rho g h_B B_0, \text{ кН}, \quad (5.19)$$

де ρ – густина води, т/м³;

h_B – висота стояння рівня ґрунтових вод над підшвою днища камери, м;

B_0 – ширина днища камери, м.

Рівень ґрунтових вод приймається рівним НПП в зворотних засипках без дренажу і посередині між відмітками НПП і дренажу в дренажних зворотних засипках.

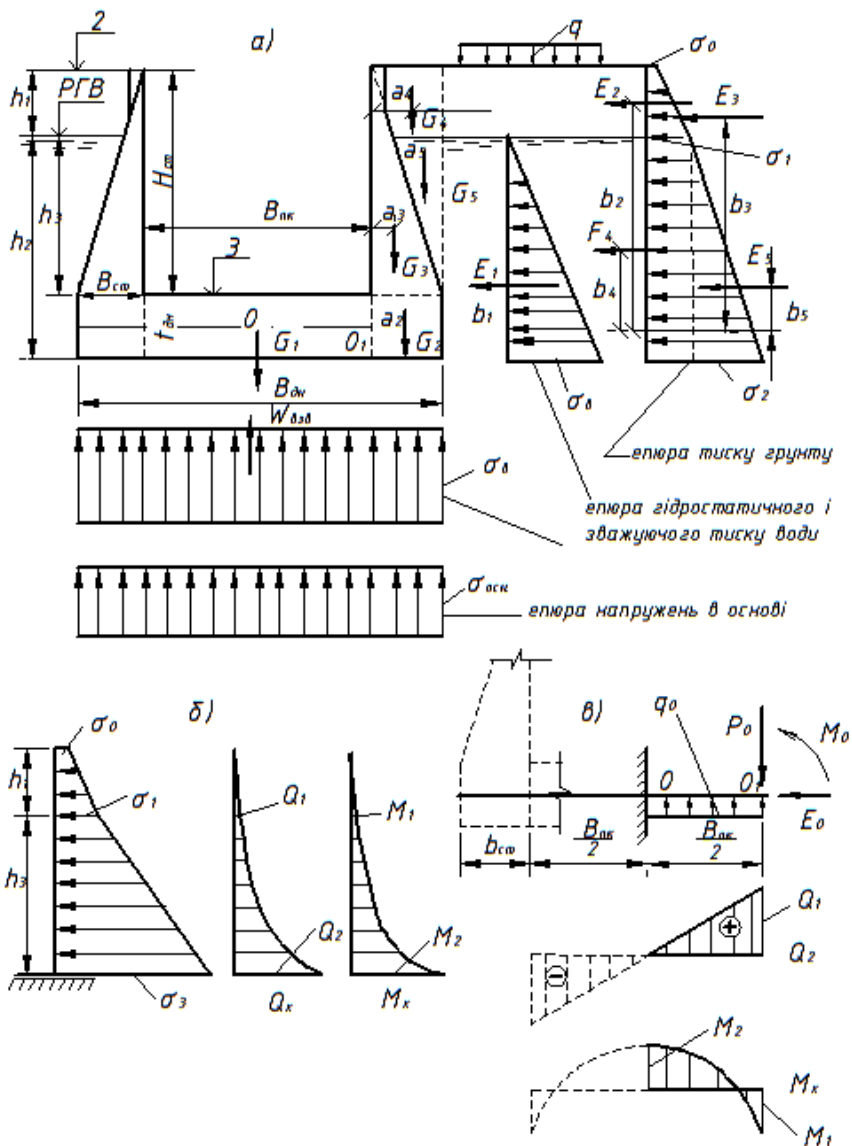


Рис. 5.4. Схема до статичного розрахунку камери

Сила опору спливанню буде складатись з власної ваги камери, ваги ґрунту над тиловими площинами стін з врахуванням насичення його водою і сили тертя в ґрунті зворотних засипок. Визначається за формулою

$$F_r = G_1 + 2(G_2 + G_3 + G_4 + \sum_1^i (E_{Vi} \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_i}{2})), \text{ кН}, \quad (5.20)$$

де G_1 – власна вага днища, кН;

G_2 – власна вага бічної стіни, кН;

G_3 – власна вага сухого ґрунту над тиловою поверхнею стінки, кН;

G_4 – власна вага ґрунту, насиченого водою, над тиловою поверхнею стінки, кН;

E_{Vi} – рівнодіюча бокового тиску ґрунту в стані спокою, визначається пошарово при зміні характеристик ґрунту, кН;

φ_i – кут внутрішнього тертя ґрунту, приймається у відповідності до стану ґрунту.

5.5.3. Розрахунок внутрішніх зусиль в стінах і днищі

Розрахунок внутрішніх зусиль виконується за роздільною схемою:

- бічна стіна розглядається як консольна балка, защемлена в днище і завантажена нерівномірно розподіленим навантаженням від тиску ґрунту і тиску води;

- половина днища розглядається як консольна балка, що лежить на пружній основі і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням від власної ваги днища, зважуючого тиску води і реакції основи, а також кінцевими зосередженими зусиллями від умовно відрізаної стіни (рівнодіючі вертикальних і горизонтальних сил і згинаючих моментів).

Розрахунок виконується для ремонтного випадку, умови якого наведено вище.

5.6. Проектування підходів до шлюзу

Розміри і компоновка підходів до шлюзу повинні забезпечувати двосторонній рух найбільших поодиноких суден чи караванів суден. Для одностороннього шлюзу приймається несиметрична схема підхідної ділянки, коли забезпечується прямолінійний рух суден, що входять в шлюз.

Ширина судового ходу при мінімальному навігаційному рівні води для прямолінійних ділянок судового ходу визначається за формулою

$$b_k \geq 2,6 b_s, \quad (5.21)$$

де b_s – ширина найбільшого самохідного судна або найбільша ширина складеного каравану суден.

На ділянці, де зустрічні судна чи каравани суден розминаються і одні з них рухаються криволінійною траєкторією, ширина судового ходу збільшується на величину

$$\Delta b_k = 0,35 \frac{l_s^2}{r}, \quad (5.22)$$

де l_s – довжина найбільшого самохідного судна або сумарна довжина складеного каравану суден;

r – радіус повороту судна, приймається рівним не менше $3l_s$.

Розрахункова глибина судового ходу при мінімальному навігаційному рівні води приймається рівною глибині на порогах шлюзу

$$s_k = h_l.$$

Довжина ділянки підходу, в межах якої передбачається розходження зустрічних суден, повинна бути не менше величини

$$l_a = l_1 + l_2 + l_3,$$

де l_1 – довжина ділянки, що дорівнює $0,5 l_s$;

l_2 – довжина ділянки, на якій судно при зустрічному русі переходить з осі шлюзу на вісь судового ходу в каналі, визначається за формулою

$$l_2 = \sqrt{l_s^2 + c_0 (4r - c_0)}; \quad (5.23)$$

l_3 – довжина ділянки, що дорівнює $\sum_1^n l_s$;

$\sum_1^n l_s$ – сума довжин розрахункових суден, що шлюзуються од-

ночасно і розміщуються в камері шлюзу в кільватер;

n – число таких суден;

c – зміщення осі судового ходу в каналі відносно осі шлюзу при вході і виході суден, знаходиться за формулою

$$c_0 = 1,2 b_s + 0,5 \Delta b_k. \quad (5.24)$$

Розширена ділянка підходу звужується до нормальної ширини на довжині

$$l_4 = 20 \Delta b_k .$$

Причальні споруди слід розміщувати в межах довжини ділянок підходів до шлюзу l_a з правої сторони судового ходу для суден, що входять в шлюз, приймаючи напрям руху їх, як правило, правостороннім. Розміщення причалу з лівої сторони допускається при належному обґрунтуванні лівостороннього руху в підході.

Довжину причальної лінії шлюзів при двосторонньому русі суден визначають за формулою

$$l_m = l_1 + l_2 + l_3 - \gamma l_s , \quad (5.25)$$

де γ – коефіцієнт, що приймається рівним 0,2 при розміщенні причалу в каналі або за захисними дамбами і рівним нулю в інших випадках.

Для плавного переходу від ширини підхідного каналу до ширини камери шлюзу передбачаються направляючі пали, що примикають до лицевих граней голів шлюзу. Криволінійна пала окреслюється в плані радіусом r_{HX} і повинна відповідати таким умовам:

- кут β між дотичною до направляючої пали і віссю шлюзу не повинен перевищувати $50 \dots 60^\circ$;
- довжина проекції неходової пали на вісь шлюзу l_{HX} повинна бути не менше $1/3 l_s$.

Тоді робоча частина (в межах ширини судового ходу) буде мати розміри

$$a_{HX} = 1,9 b_s + \Delta b_k - 0,5 b_{c,ef} ; \quad (5.26)$$

$$r_{HX} = \frac{a_{HX}}{1 - \cos \beta} ; \quad (5.27)$$

$$l_{HX} = \frac{a_{HX} \sin \beta}{1 - \cos \beta} . \quad (5.28)$$

Частина неходової пали, що спрягає робочу частину з берегом каналу, проектується криволінійною з радіусом

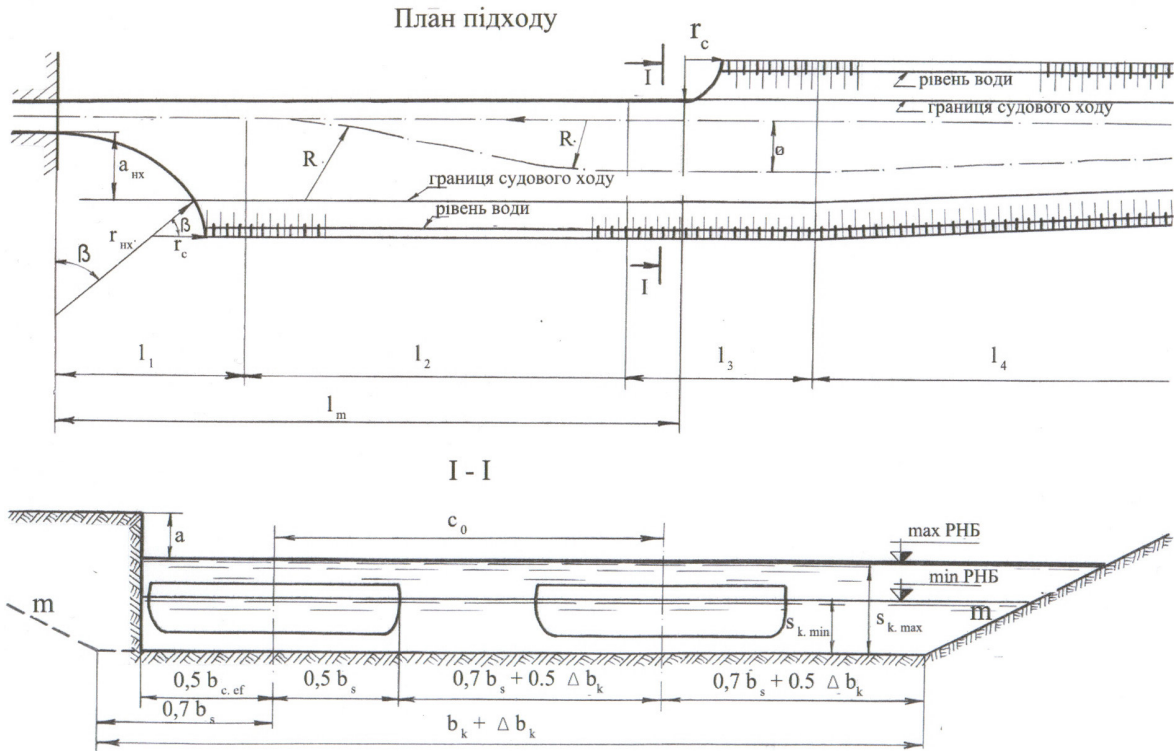


Рис. 5.5. План підходу і поперечний переріз каналу

$$r_c = \frac{m s_k^{\max} + a}{\cos \beta}, \quad (5.29)$$

де h_k^{\max} – глибина води в каналі при найвищому навігаційному рівні;

m – закладання укосу каналу;

a – перевищення верха стін над найвищим рівнем води (див. розділ 5.1).

Поперечний переріз підхідного каналу приймають трапецеїдальної форми з кріпленням укосів в межах розмиваючої дії хвиль від суден. Повністю канал кріпиться тільки в межах звуженого русла на ділянці направляючих пал.

5.7. Розрахунок пропускної здатності шлюзу

Розрахунки суднообороту і пропускної здатності шлюзу виконуються в такому порядку.

Визначається середньодобове число шлюзувань за формулою

$$n = \frac{24 \cdot 60}{t_1 + (t_2 - t_1) \frac{2\alpha\varphi_2}{\varphi_1 + \alpha\varphi_2}}, \quad (5.30)$$

де $\alpha=0,8\dots1,0$ – коефіцієнт нерівномірності руху суден за напрямками;

$\varphi_1=1,2\dots1,3$ – коефіцієнт нерівномірності руху суден прямого напрямку;

$\varphi_2=1,1\dots1,2$ – коефіцієнт нерівномірності руху суден зворотного напрямку;

t_1 – тривалість циклу одностороннього шлюзування, що включає такі послідовні операції: вхід суден в шлюз, причалювання суден, закриття воріт, наповнення або спорожнення камери, відкриття воріт, вихід суден зі шлюзу, закриття воріт, спорожнення або наповнення камери, відкриття воріт,

$$t_1 = t_1^{ex} + t^{np} + 4t^e + 2T + t_1^{lux}; \quad (5.31)$$

t_2 – тривалість циклу двостороннього шлюзування, що включає такі послідовні операції: вхід суден в шлюз, причалювання суден, закриття воріт, наповнення або спорожнення камери, відкриття воріт, вихід суден зі шлюзу, вхід суден в шлюз, причалювання суден,

закриття воріт, спорожнення або наповнення камери, відкриття воріт, вихід суден зі шлюзу

$$t_2 = 2t_2^{6x} + 2t^{np} + 4t^6 + 2T + 2t_2^{6yx}; \quad (5.32)$$

t^{np} – тривалість причаловання судна до плавучого рима, приймається для всіх суден, крім швидкісних, 2хв, для швидкісних – 0,5хв;

t^6 – тривалість відкриття або закриття робочих воріт шлюзу, приймається 2...3хв в залежності від висоти і ширини отвору;

T – тривалість наповнення або спорожнення камери, визначається гідравлічними розрахунками;

$t^{6x,6yx}$ – тривалість входу суден в шлюз, виходу з нього визначається в залежності від швидкості і довжини шляху їх руху.

Швидкість руху при попередніх розрахунках приймається згідно рекомендацій, наведених в таблиці 5.4.

Таблиця 5.4

Рекомендована швидкість руху судна при проходженні шлюзу

Об'єкт, що шлюзується	Середня швидкість руху, м/с		
	вхід	вихід	перехід з камери в камеру
Самохідні судна	1,0	1,4	0,75
Каравани суден, що штовхаються буксиром	0,9	1,2	0,75

При попередніх розрахунках довжину шляху входу (виходу) розрахункового судна, що чекає шлюзування біля причалу, визначають наступним чином:

- при односторонньому русі в кожному з напрямлень

$$l^{6x,6yx} = l_{c,ef} (1 + \beta_1);$$

- при двосторонньому русі суден

$$l^{6x,6yx} = l_{c,ef} (1 + \beta_2) + l_2,$$

де β_1 – коефіцієнт, що приймається рівним на вході 0,4, на виході – 0,1;

β_2 – коефіцієнт, що приймається рівним 0,4;

l_2 – довжина ділянки маневру суден, що виходять (див. 4.6).

Суднопропускна здатність шлюзу визначається за формулами

- технічна $N_T = nT_{HAB}$;

- дійсна $N_D = \eta_1 \eta_2 \eta_3 N_T$,

де T_{HAB} – тривалість навігаційного періоду, діб;

$\eta_1 = \frac{1+\alpha}{\varphi_1 + \alpha \varphi_2}$ – коефіцієнт нерівномірності підходу суден до

шлюзу;

$\eta_2 = 0,85 \dots 0,95$ коефіцієнт використання водної поверхні камери;

$\eta_3 = \frac{23}{24}$ – коефіцієнт використання робочого часу (при роботі

шлюзу, в середньому, на протязі 23 годин на добу.

Вантажопропускна здатність шлюзу визначається за формулами

- технічна $P_T = n T_{HAB} P$;

- дійсна $P_D = \eta_1 \eta_4 \delta P_T$,

де $\eta_4 = 0,7 \dots 0,8$ – коефіцієнт, який враховує частку вантажних суден;

$\delta = 0,9 \dots 1,0$ – коефіцієнт використання вантажопідйомності судна;

P – планова вантажопідйомність суден, що шлюзуються одночасно.

5.8. Розрахунок вартості шлюзування

Визначається сумарний об'єм «приведеного бетону» для шлюзу з головною водопровідною системою за формулою

$$W_{\delta}^{zol} = 10 H_{cm} \sqrt{b_{c,ef}} (125 + l_{c,ef}), \text{ м}^3. \quad (5.33)$$

Визначається вартість всіх будівельно-монтажних робіт для шлюзу (з головною системою) за залежністю

$$BAP_{BMP}^{\Gamma} = W_{\delta}^{zol} a_{\delta}, \text{ грн.}, \quad (5.34)$$

для шлюзу з розподільною системою

$$BAP_{BMP}^P = BAP_{BMP}^{\Gamma} \left(1 + \frac{\Delta s}{100}\right), \text{ грн.}, \quad (5.35)$$

де $\Delta s = 15 \dots 25\%$ – відносне подорожчання конструкцій шлюзів з розподільною системою в порівнянні з головною.

Вартість 1 м^3 «приведеного бетону» приблизно $a_{\delta} = 300 \dots 400$ грн.

Капітальні вкладення в будівництво шлюзу можуть бути визначені за формулою

$$КАП=(1,25...1,40) ВАР_{БМР} , \text{ грн.} \quad (5.36)$$

Щорічні витрати на експлуатацію шлюзу складуть

$$ВИТР=(\alpha_a + \alpha_c) \frac{КАП}{100} , \quad (5.37)$$

де $\alpha_a = 1,3$ – відсоток відрахувань на реновацію і капітальний ремонт;

$\alpha_c = 0,5...0,6$ – відсоток відрахувань на утримання шлюзу.

Вартість одного шлюзування

$$ВАРТ_{\text{шл}} = \frac{ВИТР}{N_{\text{д}}} , \text{ грн.} \quad (5.38)$$

Література до розділу 5

Підручники і навчальні посібники

1. Михайлов А. В. Водные пути и порты / А. В. Михайлов, С. Н. Левачев. – М. : Высшая школа, 1982. – 224 с.
2. Михайлов А. В. Внутренние водные пути / А. В. Михайлов. – М., 1973.
3. Михайлов А. В. Судходные шлюзы / А. В. Михайлов. – М., 1966.
4. Семанов Н. А. Судходные каналы, шлюзы и судоподъемники / Семанов Н. А., Варламов Н. Н., Баланин В. В. – М. : Транспорт, 1970. – 352 с.
5. Перехвальский В. С. Расчет судходного шлюза / В. С. Перехвальский. – М., 1966.
6. Экономика гидротехнического и водохозяйственного строительства / Щавелев Д. С., Губин М. Ф., Куперман В. Л., Федотов М. П. – М., 1986.

Нормативна література

7. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования: СНиП 2.06.01-86. – М., 1989.
8. Подпорные стены, судходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения: СНиП 2.06.07-87. – М., 1987.
9. Основания гидротехнических сооружений: СНиП 2.02.02 – 85. – М. : Стройиздат, 1987. – 60 с.
10. Гидротехнічні, енергетичні та меліоративні системи і споруди, підземні гірничі виробки. Гідротехнічні споруди. Основні положення: ДБН В.2.4-3-2010. – К. : Мінрегіонбуд, 2010.

ЗМІСТ

Передмова	3
Розділ 1. Земляна гребля	4
1.1. Компоновка споруд гідровузла.....	4
1.2. Призначення класу наслідків (відповідальності) споруди.....	6
1.3. Конструювання земляної греблі.....	8
1.3.1. Закладання укосу греблі.....	9
1.3.2. Гребінь греблі.....	10
1.3.3. Визначення відмітки гребеня греблі	11
1.3.4. Кріплення верхового укосу.....	18
1.3.5. Кріплення низового укосу.....	22
1.3.6. Дренажні обладнання.....	22
1.3.7. Вибір і обґрунтування типу земляної греблі.....	25
1.3.8. Спряження греблі з основою і берегами.....	29
1.3.9. Побудова греблі на плані.....	31
1.4. Фільтраційні розрахунки земляних гребель.....	33
1.4.1. Розрахунок фільтрації через однорідну земляну греблю з дренажним банкетом на водонепроникній основі (русловий переріз).....	34
1.4.2. Розрахунок фільтрації через однорідну земляну греблю з приставним дренажем на водонепроникній основі (заплавний переріз).....	36
1.4.3. Розрахунок фільтрації через однорідну земляну греблю з трубчастим дренажем на водонепроникній основі (заплавний переріз).....	37
1.4.4. Розрахунок фільтрації через неоднорідну греблю на водонепроникній основі (русловий переріз).....	38
1.4.5. Розрахунок фільтрації через однорідну греблю з понуром та дренажним банкетом (русловий переріз)	39
1.4.6. Розрахунок фільтрації через ґрунтову греблю з екраном і понуром та дренажним банкетом на водонепроникній основі (русловий переріз).....	40
1.4.7. Розрахунок фільтрації через ґрунтову греблю з екраном і понуром та приставним дренажем на водонепроникній основі (заплавний переріз).....	41
1.4.8. Визначення повної фільтраційної витрати.....	43
1.4.9. Розрахунок фільтраційної міцності земляних гребель.....	43
1.5. Розрахунок стійкості низового укосу.....	45

Література до розділу 1.....	51
Розділ 2. Водоскидні споруди.....	52
2.1. Відкриті водоскидні споруди.....	52
2.1.1. Вибір траси водоскидного тракту.....	52
2.1.2. Регулююча споруда.....	54
Конструкція регулятора.....	54
Гідралічний розрахунок регулятора.....	58
Фільтраційний розрахунок флютбету регулятора.....	66
2.1.3. Підвідний канал.....	72
2.1.4. З'єднувальний канал.....	74
2.1.5. Відвідний канал.....	76
2.1.6. Побудова каналів на плані.....	76
2.1.7. Визначення відміток дна по трасі водоскидної споруди.....	77
2.1.8. Спрягаючі споруди.....	80
Багатосхідчастий перепад.....	80
Швидкотік.....	86
Консольний перепад.....	89
Визначення розмірів елементів спрягаючих споруд.....	93
2.2. Водоскид із заглибленим трактом.....	95
2.2.1. Конструкція баштового водоскиду.....	95
2.2.2. Гідралічний розрахунок баштового водоскиду.....	96
2.2.3. Відвідний канал.....	101
Література до розділу 2.....	103
Розділ 3. Бетонна гребля на скельній основі.....	104
3.1. Аналіз природних умов.....	104
3.1.1. Характеристика долини річки, гідрологічні дані і клімат району будівництва.....	104
3.1.2. Топографічна характеристика району будівництва гідровузла....	104
3.1.3. Інженерно-геологічні умови створу гідровузла.....	105
3.2. Вибір створу і компоновка споруд гідровузла.....	105
3.2.1. Обґрунтування прийнятого створу гідровузла.....	105
3.2.2. Визначення складу споруд гідровузла	106
3.2.3. Попереднє визначення основних габаритних розмірів споруд гідровузла.....	106
3.2.4. Вибір компоновки гідровузла.....	108
3.2.5. Пропуск будівельних витрат.....	108

3.3. Призначення класу наслідків (відповідальності).....	109
3.4. Глуха бетонна гребля.....	109
3.4.1. Призначення основних розмірів поперечного профілю глухої греблі.....	109
3.4.2. Гребінь глухої греблі.....	110
3.4.3. Конструктивні постійні шви і їх ущільнення.....	114
3.4.4. Дренаж тіла греблі.....	117
3.4.5. Оглядові галереї.....	118
3.4.6. Облицювання граней греблі.....	119
3.4.7. Спрягання греблі з основою і берегами.....	119
3.5. Конструювання водозливної греблі.....	122
3.5.1. Побудова профілю водозливної греблі.....	123
3.5.2. Бики.....	127
3.5.3. Гребінь водозливної греблі.....	130
3.6. Гідравлічний розрахунок водозливної греблі.....	131
3.6.1. Визначення розмірів водозливних отворів.....	131
3.6.2. Перевірка пропускної спроможності водозливної греблі.....	133
3.6.3. Побудова кривої вільної поверхні потоку на водозливній грані греблі.....	135
3.6.4. Розрахунок спряження б'єфів.....	140
3.7. Розрахунок греблі на міцність і стійкість.....	143
3.7.1. Визначення навантажень, що діють на греблю.....	145
3.7.2. Розрахунок міцності греблі.....	152
3.7.3. Розрахунок стійкості греблі проти зсуву.....	156
Література до розділу 3.....	156
Розділ 4. Бетонна гребля на нескельній основі.....	158
4.1. Аналіз природних умов.....	158
4.2. Вибір створу і компоновки споруд гідровузла.....	158
4.2.1. Схеми компоновок споруд гідровузла.....	158
4.2.2. Пропуск будівельних витрат.....	161
4.3. Призначення класу наслідків (відповідальності).....	161
4.4. Конструювання водозливної греблі.....	162
4.4.1. Побудова профілю водозливної греблі.....	162
4.4.2. Конструктивні постійні шви та їх ущільнення.....	165
4.4.3. Оглядові галереї та дренаж тіла греблі.....	166
4.4.4. Елементи підземного контуру греблі.....	166
4.4.5. Пристрої нижнього б'єфу.....	171
4.4.6. Бики.....	175
4.4.7. Спрягаючі споруди.....	175

4.5. Гідравлічний розрахунок водозливної греблі. Визначення розмірів водозливних отворів.....	180
4.6. Гідравлічний розрахунок водозливної греблі. Розрахунок спряження б'єфів.....	180
4.6.1. Суцільна водобійна стінка.....	183
4.6.2. Прорізна водобійна стінка.....	189
4.6.3. Гаситель-розтікач.....	192
4.6.4. Визначення розмірів горизонтального кріплення дна в нижньому б'єфі.....	195
4.7. Фільтраційний розрахунок підземного контуру греблі.....	202
4.8. Розрахунок греблі на міцність і стійкість.....	204
4.8.1. Визначення навантажень, що діють на греблю.....	205
4.8.2. Визначення контактних напружень.....	208
4.8.3. Розрахунок стійкості греблі.....	208
4.9. Визначення товщини водобійної плити.....	211
Література до розділу 4.....	213
Розділ 5. Судноплавний шлюз.....	215
5.1. Визначення габаритних розмірів шлюзу.....	215
5.2. Вибір типу і конструкції водопровідної системи.....	217
5.2.1. Головна система.....	217
5.2.2. Розподільна система.....	217
5.3. Гідравлічний розрахунок водопровідної системи.....	218
5.3.1. Головна система.....	218
5.3.2. Розподільна система.....	221
5.4. Конструювання елементів шлюзу.....	224
5.4.1. Камера шлюзу.....	224
5.4.2. Голови шлюзів.....	225
5.4.3. Протифільтраційні і дренажні пристрої.....	225
5.5. Статичні розрахунки конструкцій шлюзу.....	225
5.5.1. Розрахункові випадки і основні положення розрахунків.....	226
5.5.2. Розрахунок стійкості камери проти спливання.....	228
5.5.3. Розрахунок внутрішніх зусиль в стінах і днищі.....	230
5.6. Проектування підходів до шлюзу.....	230
5.7. Розрахунок пропускної здатності шлюзу.....	234
5.8. Розрахунок вартості шлюзування.....	236
Література до розділу 5.....	237