

# Практичне заняття №1

## Гідрологічні розрахунки. Характеристики річного стоку

### Питання для повторювання:

1. Кліматичні фактори річного стоку. Температура повітря, ґрунту, води. Вітри. Вологість повітря.
2. Характеристики стоку для кількісної оцінки конкретних водостоків.
3. Фізико-географічні фактори річного стоку.

Головними кількісними характеристиками стоку ріки являються: витрата води; об'єм стоку; шар стоку; модуль стоку; коефіцієнт стоку.

Витрата води (Q) – це кількість води, яка проходить за 1с через поперечний переріз ріки [м<sup>3</sup>/с].

Об'єм стоку (W) – це кількість води, яка проходить через переріз ріки за визначений проміжок часу (наприклад, за рік, за місяць); визначається у млн.м<sup>3</sup>, км<sup>3</sup> із зазначенням тривалості періоду, за який розглядається сток) [млн.м<sup>3</sup>, км<sup>3</sup>].

Шар стоку (h) – це кількість води, яка проходить через поперечний переріз ріки за визначений проміжок часу (рік, місяць) та віднесена до одиниці площі водозбору [мм/рік].

Модуль стоку (M) – це кількість води, яка проходить через поперечний переріз ріки за 1с та віднесена до одиниці площі водозбору [л/с×км<sup>2</sup>].

Коефіцієнт стоку (η) – це відношення шару стоку h до кількості осадів X, які випали в басейні ріки за той же період:

$$\eta = h / X. \quad (1.1)$$

Для того, щоб показати час, до якого відноситься та чи інша величина, праворуч від літерного позначення стоку ставиться індекс. Наприклад: середньорічна витрата позначається Q<sub>сер.річ.</sub>, середній модуль за серпень місяць–

$M_{\text{ср. VIII}}$ . Для позначення середніх багаторічних характеристик стоку застосовується індекс "0", наприклад:

$Q_0$  – середньобагаторічна витрата;

$W_0$  – середньобагаторічний сток.

Всі приведені характеристики стоку зв'язані між собою певними залежностями:

$$W = Q \times T = 31,6 \times 10^6 \times Q, \text{ м}^3/\text{рік}, \quad (1.2)$$

де  $T$  – час, тобто  $31,6 \times 10^6$  – кількість секунд у році.

$$W = M \times F \times 31,6 \times 10^6 / 10^3 = M \times F \times 31,6 \times 10^3. \quad (1.3)$$

де  $F$  – площа водозбору, га.

$$W = h_{\text{річн}} \times F \times 10^6 / 10^3 = h_{\text{річн}} \times F \times 10^3. \quad (1.4)$$

Порівнявши (1.3) і (1.4), можна отримати:

$$h_{\text{річн}} = 31,6 \times M. \quad (1.5)$$

Із рівнянь (1.2) – (1.4) маємо:

$$Q = W / (31,6 \times 10^6) = M \times F / 10^3 = h_{\text{річн}} \times F / (31,6 \times 10^3).$$

Завдання 1.1 Визначити характеристики стоку за багаторічний період, якщо середня багаторічна витрата  $Q_0$ , середня кількість опадів за багатолітній період  $X_0$ , водозбірна площа  $F$ . Вирахувати  $W_0$ ,  $M_0$ ,  $h_0$ ,  $\eta_0$ .

Варіанти завдань:

	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>	<b>12</b>	<b>13</b>	<b>14</b>	<b>15</b>
$Q_0, \text{м}^3/\text{с}$	55,8	50,8	52,5	42,5	44,5	48,5	46,0	71,5	69,5	72,5	79,5	73,2	81,5	69,8	78,2
$X_0, \text{мм}$	550	400	420	440	450	480	410	545	570	584	592	560	560	585	592
$F, \text{км}^2$	6230	5500	5700	5800	6000	6100	6200	4200	4400	4600	4800	6800	6900	6650	7200

	<b>16</b>	<b>17</b>	<b>18</b>	<b>19</b>	<b>20</b>	<b>21</b>	<b>22</b>	<b>23</b>	<b>24</b>	<b>25</b>	<b>26</b>	<b>27</b>	<b>28</b>	<b>29</b>	<b>30</b>
$Q_0, \text{м}^3/\text{с}$	82,5	80,5	41,8	43,4	50,7	42,5	41,8	44,2	45,6	49,8	30,2	32,0	48,5	51,5	59,0
$X_0, \text{мм}$	545	555	440	420	410	445	415	427	440	450	500	400	432	410	500
$F, \text{км}^2$	7150	7800	5100	5050	4950	4870	4650	4140	4230	4850	4050	5150	5205	5350	5908

Завдання 1.2 Визначити характеристики ( $Q_0$ ,  $M_0$ ,  $W_0$ ,  $h_0$ ) середнього багаторічного стоку ріки по даним спостережень за період  $n$  років. Площа басейну ріки до створу  $F$ , сума спостережених середніх річних витрат за  $n$  років  $\Sigma Q$ .

Варіанти завдань:

	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>	<b>12</b>	<b>13</b>	<b>14</b>	<b>15</b>
$n$ , років	26	20	21	23	22	25	24	19	28	32	31	30	25	28	34
$F$ , км <sup>2</sup>	16700	15800	19000	15420	16810	18420	17540	16810	17510	16540	16510	16860	16050	15920	15840
$\Sigma Q$	3012	3300	3500	3040	3080	3900	3720	3630	3780	3820	3480	3130	3120	3440	3880

	<b>16</b>	<b>17</b>	<b>18</b>	<b>19</b>	<b>20</b>	<b>21</b>	<b>22</b>	<b>23</b>	<b>24</b>	<b>25</b>	<b>26</b>	<b>27</b>	<b>28</b>	<b>29</b>	<b>30</b>
$n$ , років	35	38	39	36	24	23	28	32	37	31	42	24	19	15	20
$F$ , км <sup>2</sup>	17200	16900	18100	17450	15320	15300	14900	16900	17870	18980	18010	14840	14900	14040	15000
$\Sigma Q$	4040	3000	3280	3740	3410	3540	3230	3010	3540	4230	4270	2980	2770	2810	2345

## Практичне заняття №2

### Гідрологічні розрахунки по водотоку

Питання для повторювання:

1. Максимальні та мінімальні витрати.
2. Теоретична крива забезпеченості витрат.
3. Коефіцієнти варіації, коефіцієнти асиметрії.

Завдання. Для заданого водотоку визначити мінімальні витрати води за відсутності даних гідрометричних спостережень.

Вихідні дані приведені в додатках В, Г.

Інформація до розв'язання:

### 2.1 Водоспоживання об'єкта (району)

Загальне водоспоживання об'єкта (району) приймається згідно із завданням. Інші можливі споживачі враховуються коефіцієнтом 1.1 - 1.2. Обчислене водоспоживання об'єкта (району)  $Q_u$  узгоджується зі схемою комплексного водокористування та охорони водних ресурсів регіону і визначається за формулою:

$$Q_u = (1.1 - 1.2) q_U , \quad (2.1)$$

де  $q_U$  - водоспоживання об'єкта, за завданням.

## 2.2 Нормативні положення

У залежності від заданої категорії надійності подачі води (додатки В, Г) відповідно [4] приймається забезпеченість  $p\%$  витрат води розрахункового маловодного року, таблиця 2.1:

Таблиця 2.1

Категорія надійності подачі води	I	II	III
Забезпеченість витрати води маловодного року, %	95	90	85

## 2.3 Прийняття джерела водопостачання

Джерелом водопостачання приймається ріка, на якій розташовано об'єкт, після проведення всіх необхідних гідрологічних та (за необхідності) водогосподарських розрахунків.

Здійснюється перевірка, чи може ріка бути прийнята джерелом водопостачання, для чого визначаються розрахункові витрати маловодного року.

Середньобагаторічна витрата визначається за формулою, м<sup>3</sup>/с:

$$\bar{Q} = 0.001 \bar{q} A , \quad (2.2)$$

де  $\bar{q}$  - середнє багаторічне значення модуля стоку для водозбору, л/(с • км<sup>2</sup>), приводиться у завданні (додатки В, Г);

$A$  - площа водозбору річки до розрахункового створу, км<sup>2</sup>.

Якщо  $\bar{Q} \gg Q_u$ , то робимо висновок, що річка може бути прийнята як джерело водопостачання.

Середньорічна витрата маловодного року прийнятої розрахункової забезпеченості  $Q_{p\%}$  визначається за формулою:

$$Q_{p\%} = K_{p\%} \bar{Q}, \quad (2.3)$$

де  $K_{p\%}$  - ордината кривої гамма-розподілу (додаток А), приймається в залежності від відсотка забезпеченості  $p\%$  та коефіцієнта варіації (мінливості) стоку за рік.

Коефіцієнт варіації визначається за формулою:

$$C_v = \frac{\alpha}{q \cdot (A+1000)^{0.1}}, \quad (2.4)$$

де  $\alpha$  - параметр, що визначається за даними річок-аналогів (додаток Г).

У розрахунково-графічній роботі приймається, що для всіх річок співвідношення коефіцієнтів асиметрії та варіації одне й те ж:

$$C_s = 2 C_v. \quad (2.5)$$

Якщо  $Q_{p\%} > Q_u$ , підтверджуємо висновок, що річка може бути прийнята як джерело водопостачання.

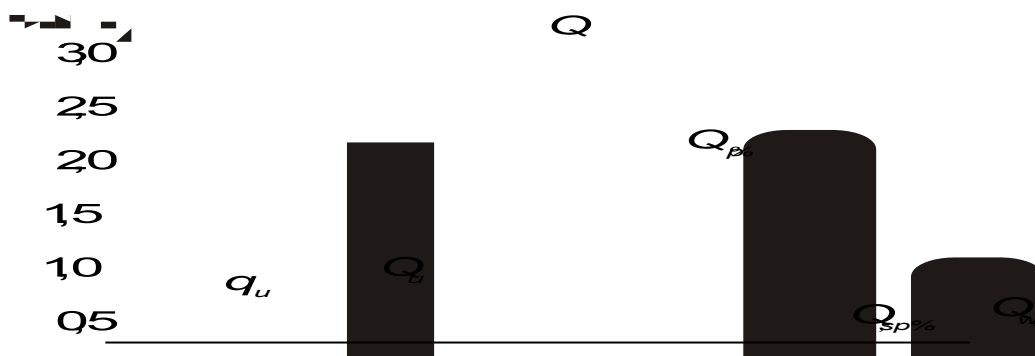
Визначаються мінімальні літні  $Q_{s,p\%}$  та зимові  $Q_{w,p\%}$  середньомісячні витрати року розрахункової забезпеченості:

$$Q_{s,p\%} = K_{s,p\%} \bar{Q}_{p\%} \quad (2.6)$$

$$Q_{w,p\%} = K_{w,p\%} \bar{Q}_{p\%}, \quad (2.7)$$

де  $K_{s,p\%}$  та  $K_{w,p\%}$  - модульні коефіцієнти літнього та зимового мінімумів (додаток Д).

Переконавшись, що розрахунковий водовідбір  $Q_u$  перевищує значення мінімальних літніх  $Q_{s,p\%}$  та зимових  $Q_{w,p\%}$  середньомісячних витрат розрахункової забезпеченості, приймають рішення про регулювання стоку: упевнившись, що  $Q_{p\%} > Q_u$ , роблять висновок, що досить сезонного регулювання стоку з будівництвом гідровузла з водоскидними спорудами та глухою греблею із місцевих ґрунтових матеріалів.



Результати вище проведених розрахунків наводяться у вигляді діаграми (рис.2.1):

Рисунок 2.1 - Діаграма. Обґрунтування необхідності та достатності сезонного регулювання стоку

### Практичне заняття №3

#### Водогосподарські та гідрологічні розрахунки по гідровузлу

##### Питання для повторювання:

1. Типи водосховищ.
2. Основні характеристики водосховищ.

Завдання. За даними додатків В, Г визначити достатність водосховища для водопостачання; розрахувати об'єми сезонного регулювання стоку.

Інформація до розв'язання

### 3.1 Водогосподарські розрахунки по водосховищу Загальні положення

Сумарна водовіддача із водосховища  $Q_{br}$  у загальному вигляді буде мати такий вигляд:

$$Q_{br} = (1.1 - 1.2) Q_u , \quad (3.1)$$

де 1.1 - 1.2 - коефіцієнт, що враховує втрати на випаровування, фільтрацію, льодоутворення.

Порівнюються  $Q_{br}$  з  $Q_{p\%}$  та  $\bar{Q}$ , після чого з'ясовується достатність водотоку для забезпечення водопостачання. Якщо  $Q_{br} \leq 0.8Q_{p\%}$ , досить сезонного регулювання стоку, якщо  $Q_{p\%} < Q_{br} < 0.8\bar{Q}$ , необхідне багаторічне регулювання стоку, якщо  $Q_{br} > 0.8\bar{Q}$ , або  $Q_{br} > \bar{Q}$ , необхідне також багаторічне регулювання, але сток може бути зарегульованим тільки на 80%. У цьому випадку  $Q_{br} = 0.8\bar{Q}$ . Коефіцієнт 0.8 приймається для забезпечення в нижньому б'єфі за греблею в маловодний період витрат, достатніх для задовільного біологічного та санітарного стану річки.

### 3.2. Розрахунки об'єму водосховища сезонного (впродовж року) регулювання стоку

Покриття водоспоживання забезпечується за рахунок стоку маловодного року розрахункової забезпеченості  $p\%$ , а об'єм водосховища розраховується за допомогою інтегральної кривої стоку.

Середньомісячні витрати  $Q_{m.m}$  визначаються для маловодного року за модульним коефіцієнтом  $K$  (додаток Д):

$$Q_{m.m} = K Q_{p\%} . \quad (3.2)$$

Потім визначаються ординати інтегральної кривої стоку, що виражають залежність між об'ємом стоку  $V$  та часом  $T$ , за який цей об'єм пройшов через намічений створ річки.

Таблиця 3.1 - Обчислення ординат гідрографа та інтегральної кривої стоку

Місяць	Модульний коефіцієнт $K$	Середньо-місячна витрата $Q_{m.m.}, \text{м}^3/\text{с}$	Об'єм стоку $V, \text{млн.м}^3$	
			Місячний	Зростаючим підсумком
I	0.2	0.3	0.789	0.789
II	0.25	0.375	0.986	1.775
III	0.25	0.375	0.986	2.761
IV	3.0	4.5	11.835	14.596
V	4.9	7.35	19.33	33.926
VI	0.9	1.35	3.55	37.476
VII	0.4	0.6	1.578	39.054
VIII	0.3	0.45	1.183	40.237
IX	0.25	0.375	0.986	41.223
X	0.4	0.6	1.578	42.801
XI	0.55	0.825	2.169	44.97
XII	0.6	0.9	2.367	47.337
XIII	0.2	0.3	0.789	48.126
XIV	0.25	0.375	0.986	49.112
XV	0.25	0.375	0.986	50.098
XVI	3.0	4.5	11.835	61.933
XVII	4.9	7.35	19.33	81.263

Примітка. Дані в таблиці наведені для  $Q_{p\%} = 1.5 \text{ м}^3/\text{с}$ .

Об'єм стоку,  $\text{млн.м}^3$ , за кожен місяць визначається за формулою:

$$\Delta V = Q_{m.m.} \cdot \Delta T = 2,6298 Q_{m.m.}, \quad (3.3)$$

де 2,6298 - кількість мільйонів секунд у місяці.

Об'єм стоку за певний проміжок часу  $T$ :

$$V_T = \sum_{t_0}^t \Delta V, \quad (3.4)$$

де  $t_0$  та  $t$  - відповідно початковий та кінцевий моменти часу.

Всі розрахунки зводяться в табл. 7.1. Перевірка:

$$V_{1-12} = 31,5576 Q_{p\%}, \quad (3.5)$$

До 12 місяців року, що розглядається, «добудовують» 4 - 5 місяців наступного року таким чином, щоб охопити кінець наступної повені.



За даними табл. 3.1 будують графіки гідрографа та інтегральної кривої стоку (рис. 7.1).

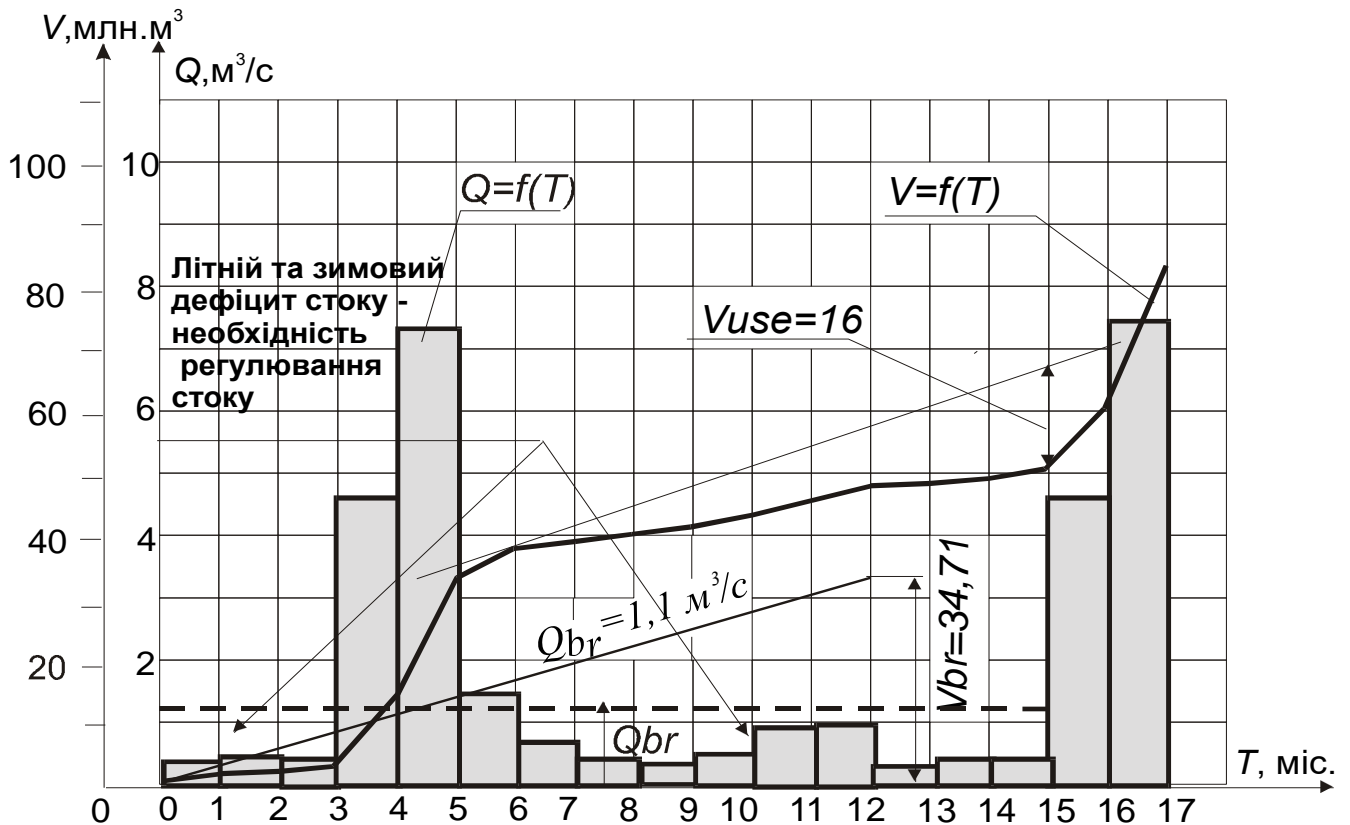


Рисунок 3.1 - Графіки гідрографа та інтегральної кривої стоку

Будується променевий масштаб, для чого визначається  $V_{br}$  в точці, що відповідає 12-и місяцям:

$$V_{br} = 31,5576Q_{br}, \quad (3.6)$$

В точці перегину інтегральної кривої проводиться дотична, паралельна лінії променевого масштабу  $Q_{br}$ . Праворуч від точки дотику сумарна лінія водоспоживання проходить вище сумарної лінії стоку. Найбільше розходження між ними по вертикалі становить в масштабі осі ординат річний корисний об'єм водосховища  $V_{USE}$  (див. рис.7.1).

Мертвий об'єм  $V_{DZL}$ , призначений для осідання наносів, млн.м<sup>3</sup>:

$$V_{DZL} = 10^{-6} \frac{\rho}{\rho_{sed}} \bar{V} T, \quad (3.7)$$

де  $\rho$  - середньобогаторічна каламутність, г/м<sup>3</sup> (див.завдання);

$\rho_{sed}$  - густина наносів,  $\rho_{sed} = 1.1 - 1.2$  т/м<sup>3</sup>;

$\bar{V}$  - середньобогаторічний річковий сток, млн.м<sup>3</sup>;

$T$  - період експлуатації водосховища - 50, 100, 200 років, для IV, III, II класу капітальності

$$\bar{V} = 31.5576 \bar{Q} \quad (3.8)$$

Повний об'єм водосховища  $V_{full}$ :

$$V_{full} = V_{UZE} + V_{DZL}, \quad (3.9)$$

$V_{DZL}$  - звичайно в декілька разів менше  $V_{UZE}$ .

#### Практичне заняття № 4

### Задачі регулювання стоку та характеристики водосховища

#### Питання для повторювання:

З якою метою влаштовують водосховища? Назвіть елементи водосховища.

Регулювання стоку здійснюється за допомогою влаштування водосховищ, які заповнюються у період проходження повеней і паводків та спорожнюються у періоди маловоддя. Водосховища споруджують в долинах річок шляхом влаштування гребель.

За ступінню регулювання стоку розрізняють водосховища добового, тижневого, річного та багаторічного регулювання, які і перерозподіляють стік відповідно на протязі доби, тижня, року або декількох років. В останньому випадку у водосховищах затримується стік багатоводних років та витрачається у маловодні роки. Водосховище багаторічного регулювання виконує одночасно задачі добового, тижневого та річного регулювання.

Головні задачі розрахунків з регулювання стоків – визначення об'єму і площі водосховища, необхідних для задоволення водокористувачів, а також витрат води із водосховища для його заданого об'єму. Топографічно характеристика представляє собою низку кривих, що ув'язують параметри водосховища з позначками горизонталей або рівнів. Характеристика

називається об'ємною, якщо зв'язок представлений у функції від місткості водосховища. При побудові топографічної та об'ємної характеристик приймається, що водна поверхня водосховища горизонтальна, тоді позначки горизонталей місцевості зони затоплення співпадають з позначками рівнів води у створі греблі. Планометрування площей, обмежених лініями горизонталей та віссю греблі, проводять знизу уверх, починаючи від позначки горизонту та прийнятої за нуль плоскості.

Місткості, площі дзеркала та рівні води, визначені при припущенні горизонтальності, називаються статичними.

Елементарні місткості, що знаходяться між суміжними за висотою рівнями (горизонталями), м<sup>3</sup>, визначаються за формулою:

$$\Delta V = \frac{\omega_1 + \omega_{i+1}}{2} \Delta H, \quad (4.1)$$

де  $\omega$  – площа водної поверхні, м<sup>2</sup>;  $\Delta H$  – різниця позначок горизонталей або відстань між суміжними за висотою статичними рівнями.

Перший від дна або від нульової горизонталі елементарний об'єм (місткість) визначається за формулою:

$$\Delta V = \frac{2}{3} \omega_1 \cdot \Delta H_{0-1} \quad (4.2)$$

Повний статичний об'єм (м<sup>3</sup>) від нижньої (нульової) горизонталі дна водосховища до позначки  $H$  отримують шляхом складання елементарних об'ємів:

$$V_M = \sum_2 \Delta V \quad (4.3)$$

Середні глибини (м) водосховища знаходять діленнями об'ємів (місткостей) на відповідні їм площі дзеркал для заданої позначки рівня:

$$h_{\text{ср}} = V_i / \omega_i \quad (4.4)$$

Для кожної позначки рівнів знаходять площі з глибинами, меншими за 2м та їх долю від площі дзеркала для заданої позначки (площі літоралі та критерії площі літоралі). Площу літоралі визначають шляхом відрахування із водної поверхні водосховища площі при позначці, нижчої від заданої на 2м. Критерій площі літоралі визначають як віднесення площі літоралі до площі водосховища при заданій позначці:

$$L_\omega = \omega_L / \omega_i \quad (4.5)$$

За результатами розрахунку будують на графіку низки кривих параметрів водосховища у функції від позначок рівнів, тобто топографічну або об'ємну характеристику водосховища. Криві критерію площі літоралі у функції від позначок рівнів  $L_{\omega}=\varphi(H)$  або  $L_{\omega}=f(v)$  об'ємів або мають вид гіперболи.

При позначках до 2 м критерій площі літоралі дорівнює одиниці  $L_{\omega}=1$ . З підвищенням рівнів водосховища критерій площі літоралі швидко зменшується.

Завдання. Визначити параметри водосховища у вигляді функції від позначок рівня води в ньому для одного із створів в районі Донбасу. Побудувати топографічну та об'ємну характеристики водосховища. Розрахунок провести за формулами (3.25-3.29) у табличній формі.

Вихідні дані:

Результати планометрування площей, обмежених позначками горизонталей (рівнів) для одного із створів представлені в таблиці 4.1 .

Інформація до розв'язання:

Крива об'ємів та відповідна їй на об'ємній характеристиці крива позначок рівню в залежності від місткості мають плавне окреслення. Інші криві відображають індивідуальні особливості топографії місцевості та району проектуемого водосховища. Побудувати залежності  $\omega=f_1(H)$ ,  $v=f_2(H)$ ,  $h_{cp}=f_3(H)$ ,  $L_{\omega}=f_4(H)$ , та залежності  $H=f_1(v)$  та  $\omega=f_2(v)$ .

Таблиця 4.1 - Визначення параметрів водосховища

Позначка рівню води, м	Площа дзеркала, м <sup>2</sup>		Різниця позначок, $\Delta H$	Місткість, млн.м <sup>3</sup>		Середня глибина, м	Літораль	
	$\omega_n$	$\omega_{cp}$		$\Delta V$	$V_H$		Площа $\omega_L$	Критерій $L_{\omega}$
0,8	0	0,09	1,2	0,108	0			
2,0	0,18	0,54	2	1,08	0,108		0,18	1
4,0	0,90	...	...	...	1,188		0,72	
6,0	1,95	...	...	...			1,05	
8,0	3,19	...	...	...			1,24	
10,0	4,48	...	...	...			1,29	
12,0	5,91	...	...	...			1,43	
14,0	7,50	...	...	...			1,59	
16,0	9,55	...	...	...			2,05	
18,0	11,37	...	...	...			1,82	
20,0	14,20	...	...	...			2,83	
22,0	16,68	...	...	...			2,46	
24,0	19,68	...	...	...			3,00	
26,0	22,70	...	...	...			3,02	
28,0	25,58	...	...	...			2,88	
30,0	29,15	...	...	...			3,57	

## Практичне заняття №5

### Побудування графіків коливання рівнів води, кривих повторювання та довготривалості

#### Питання для повторювання:

1. Фази водного режиму.
2. Гідрограф ріки.

Внаслідок зміни живлення протягом року спостерігаються коливання рівнів води в річці. Рівні води обчислюють в перевищеннях над нулем графіка (“0”) водомірного поста. Нуль графіка водомірного поста – це умовна площина, положення якої приймається нижче найнижчого рівня води, для того щоб перевищення рівня були завжди позитивними.

Щоденні спостереження за рівнями води зводяться у щорічну таблицю “Щоденні рівні води”, які публікуються в гідрологічних щорічниках.

За даними таких таблиць будуються хронологічні графіки коливання середніх добових рівнів води за окремі календарні роки. На цих графіках розрізняють періоди паводків, меженів, повенів.

Крива повторювання дозволяє встановити число рівнів (в днях, чи відсотках), які повторювались в тому чи іншому інтервалі за визначений період часу, наприклад, за рік. Ця крива характеризує розподіл рівнів в межах амплітуди їх коливання і дає уявлення про те, які рівні були переважаючими в розглянутий період і які спостерігались нечасто.

Крива довготривалості показує, скільки разів в днях чи відсотках був перевищений той чи інший рівень.

Завдання. Побудувати хронологічний графік коливання середньодобових рівнів води і показати на ньому основні фази водного режиму. На цьому ж графіку побудувати криві повторюваності і довготривалості (в днях і відсотках) та показати рівні забезпеченості 25, 50, 75 і 100%.

## Інформація до розв'язання

За даними табл.2.1 побудувати хронологічний графік коливання рівнів води, відкладаючи по осі ординат значення рівнів в перевищеннях над нулем графіка водопоста в сантиметрах, по осі абсцис – час (в днях).

Для побудови кривих повторюваності та довготривалості скласти табл.2.2.:

1. Річну амплітуду коливання рівнів розташувати в зменшуваному порядку зверху вниз і розбити на рівні інтервали (за винятком верхнього та нижнього). Інтервали брати по 50 см (для одержання більшої точності можна взяти інтервали по 20, 10 і навіть 5 см).

Таблиця 5.1 – Щоденні рівні води р.Угра у створі м.Юхнів за 1955р.  
/відмітка нуля графіка 132,65 м.абс./

Число	Місяці											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	158	171	164	234	552	168	120	144	112	117	126	149
2	158	171	162	234	536	166	119	146	111	116	126	152
3	158	172	160	236	487	168	118	142	111	116	124	152
4	157	174	159	236	410	162	117	140	112	117	123	150
5	156	174	159	234	346	156	118	136	112	116	122	148
6	156	176	159	232	313	151	122	138	112	116	121	148
7	156	178	159	231	318	146	128	136	112	116	122	146
8	156	181	159	231	348	142	130	136	112	116	118	147
9	155	182	159	231	360	140	130	138	112	115	116	146
10	155	182	159	232	364	138	130	134	112	115	118	144
11	154	186	160	235	318	136	128	127	112	115	116	145
12	154	188	160	238	276	135	126	124	112	115	116	144
13	154	190	160	238	244	136	123	122	112	114	116	142
14	154	188	161	248	224	137	120	120	111	114	116	142
15	154	186	162	276	208	136	118	118	111	118	118	140
16	154	184	146	359	200	135	116	116	111	114	118	141
17	156	182	165	426	190	134	116	115	110	114	118	141
18	156	180	166	517	184	133	117	116	110	114	118	140
19	159	178	168	662	180	131	116	115	110	114	120	140
20	162	178	168	745	176	131	116	115	110	115	115	139
21	163	176	170	796	170	130	114	114	112	115	115	138
22	164	174	170	856	168	130	114	114	114	115	118	138

23	164	172	172	906	163	128	115	113	116	115	125	138
24	166	172	174	879	159	126	115	114	118	115	140	140
25	166	170	178	776	156	124	116	113	118	116	140	141
26	166	168	182	714	154	123	118	114	119	120	136	142
27	167	166	188	712	154	122	121	113	118	122	138	142
28	167	165	191	678	159	121	135	113	118	124	134	142
29	168		198	598	173	121	142	112	117	125	134	142
30	168		202	557	178	120	142	112	117	126	136	143
31	168		222		178		143			126		144
Середній	160	177	171	458	259	138	123	123	113	117	123	143
Вищий	169	190	222	906	552	168	142	146	119	126	140	152
Нижчий	154	165	159	231	154	120	114	112	110	114	115	138

- Із табл. 5.1 вибрати кількість днів в кожному місяці, на протязі яких повторювались рівні в тому чи іншому інтервалі і занести в графи 2...13 табл.5.2. В графу 14 занести повторювання рівнів в кожному інтервалі за всі місяці.
- Довготривалість рівнів в днях (графа 16) визначити послідовним складанням (зверху вниз) повторюваності рівнів (графа 14).
- Побудувати криві повторюваності і довготривалості. При побудові кривих повторюваності рівнів в тому чи іншому інтервалі, відповідне значення відкладати проти середини інтервалу. При побудові кривої довготривалості число днів, відповідне довготривалості рівня, відкладати проти нижньої межі інтервалу (рис.5.1).

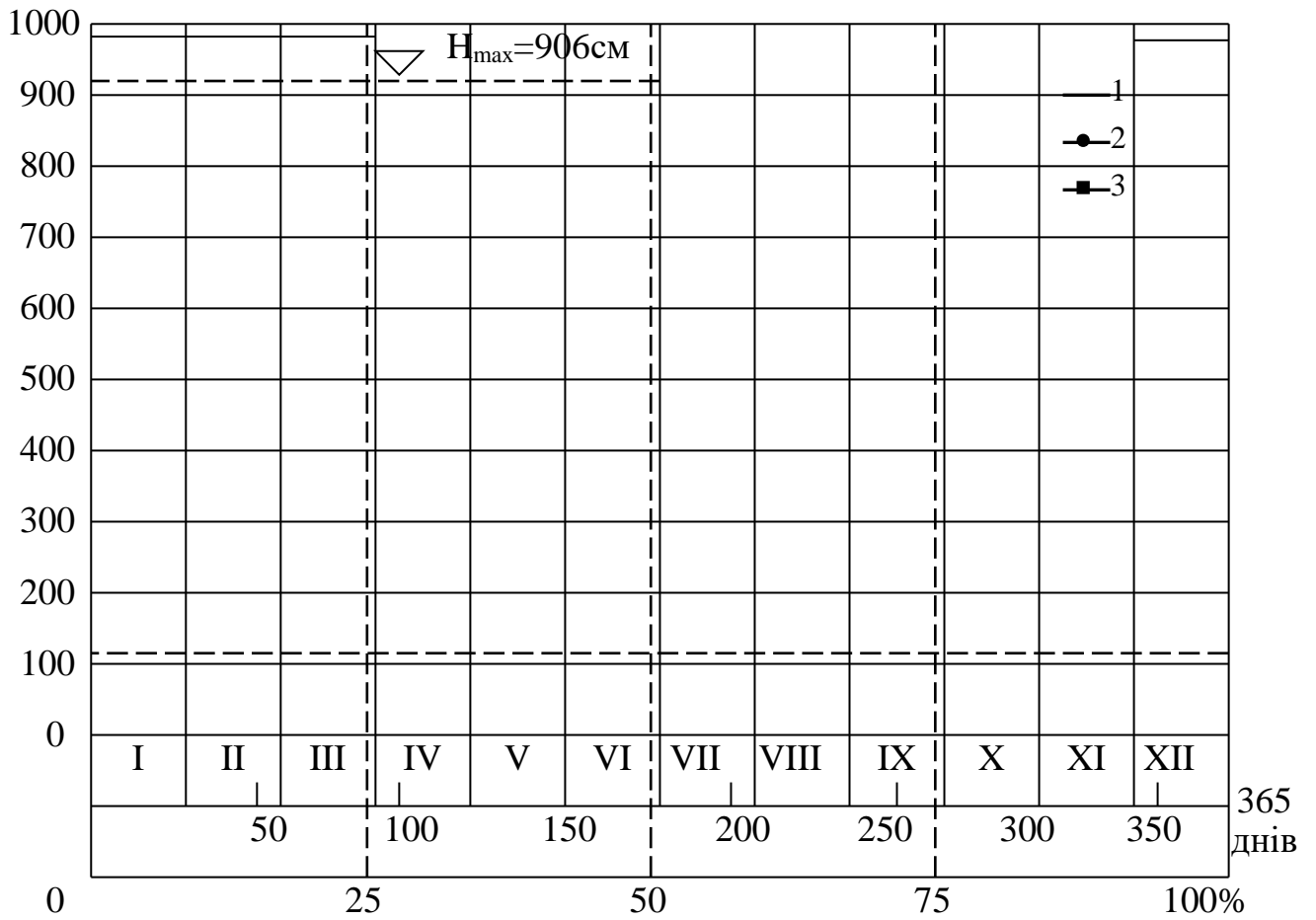


Рисунок 5.1 – Сітка для побудови графіка коливання рівнів та кривих повторюваності і довготривалості



Таблиця 5.2 – Обчислення повторюваності і довготривалості рівнів

Інтервали, см	Число днів стояння рівнів по місяцям												Повторюваність		Довготривалість	
	січень	лютий	березень	квітень	травень	червень	липень	серпень	вересень	жовтень	листопад	грудень	днів	%	днів	%
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
906 – 900																
899 – 850																
849 – 800																
799 – 750																
749 – 700																
699 – 650																
649 – 600																
599 – 550																
499 – 450																
449 – 400																
399 – 350																
349 – 300																
299 – 250																
249 – 200																
199 – 150																
...																
149 – 110																
Сумма	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	365	100	365	100

## Практичне заняття №6

### Визначення розрахункових гідрологічних характеристик при наявності даних гідрометричних спостережень

#### Питання для повторювання:

1. Система гідрологічних спостережень.
2. Обробка водомірних спостережень.
3. Методи визначення витрат води.

Визначення розрахункових гідрологічних характеристик при наявності даних гідрометричних спостережень в достатній кількості здійснюється на основі використання аналітичних функцій розподілення щорічних імовірностей перевищення.

Тривалість періоду спостережень вважається достатньою для установлення розрахункових величин середнього річного стоку, якщо період, що розглядається, є репрезентативним, і відносна середньоквадратична помилка середньої багаторічної величини стоку  $\varepsilon_Q$  не перевищує 5 - 10%, а коефіцієнта змінності (варіації)  $\varepsilon_{Cv}$  - 10 - 15%. У випадку, якщо відносні квадратичні помилки перевищують вказані межі, то період спостережень - нерепрезентативний, величина середнього багаторічного стоку та коефіцієнт змінності приводяться до більш тривалого періоду.

За неможливості приведення середня багаторічна величина стоку та коефіцієнт змінності приймаються по даних за наявний період та у розрахунку вказуються їх відносні середні квадратичні помилки.

Емпірична щорічна імовірність перевищення  $P\%$  гідрологічних характеристик визначається за формулою:

$$Pm = \left[ \frac{m}{n+1} \right] \cdot 100\% , \quad (6.1)$$

де  $m$  - порядковий номер члена ряду гідрологічних характеристик, розташованих в порядку зменшення;

$n$  - загальна кількість членів ряду.

Для екстраполяції емпіричних кривих розподілення щорічних імовірностей перевищення, частіше за інші, використовується трьохпараметричний гама-розподіл при будь-якому відношенні  $C_S/C_V$ . Можливе використання біноміальної кривої розподілення (при  $C_S > 2C_V$ ) або інших функцій розподілення імовірностей.

Середньобагаторічне значення витрати  $\bar{Q}$  визначається за формулою:

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n} \quad (6.2)$$

де  $Q_i$  - середньорічна витрата з  $i$ -тим порядковим номером в ряду спостережень;

$n$  - кількість років гідрометричних спостережень, тобто число членів статистичного ряду.

Для оцінки точності розрахунку середньобагаторічного значення стоку обчислюють відносну середню квадратичну помилку отриманої величини витрати за формулою:

$$\varepsilon_Q = \frac{C_V \cdot 100}{\sqrt{n}} \% , \quad (6.3)$$

де  $C_V$  - коефіцієнт варіації річного стоку;

$n$  - число членів ряду.

Коефіцієнт варіації  $C_V$  розраховується методом моментів:

$$C_V = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2}{n - 1}} \quad (6.4)$$

де  $K_i = Q_i/Q$  - модульний коефіцієнт річного стоку.

Коефіцієнт асиметрії  $C_S$  приймаємо рівним двом значенням коефіцієнту варіації  $C_V$  ( $C_S = 2C_V$ ).

Відносна середньоквадратична помилка параметру  $C_V$  обчислюється за формулою:

$$\varepsilon_{C_V} = \sqrt{\frac{1 + C_V^2}{2n}} \cdot 100\% \quad (6.5)$$

Забезпеченість емпіричних точок, що обчислена для кожного члена ряду величин річного стоку, визначається за формулою:

$$P = \frac{m - 0.3}{n + 0.4} \cdot 100\% \quad (6.6)$$

де  $m$  - порядковий номер члена ряду величин стоку, розташованих в порядку зменшення;

$n$  - загальна кількість членів ряду.

Розрахунки зводяться в табл. 5.1, де середньорічні витрати  $Q_i$  записуються в порядку зменшення. За даними табл. 5.1 будується графік залежності середньорічних витрат від забезпеченості  $Q_i = f(P)$ .

Таблиця 6.1 – Визначення забезпеченості середньорічних витрат

№ п/п	Рік	Середньорічні витрати $Q_i, \text{ м}^3/\text{с}$	В порядку зменшення		Модульний коефіцієнт $K_i = Q_i/Q$	$K_i - 1$	$(K_i - 1)^2$	Забезпеченість $P\%$
			Рік	Витрати $Q_i, \text{ м}^3/\text{с}$				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
		$\Sigma Q =$		$\Sigma Q =$	$\Sigma =$	$\Sigma = 0$	$\Sigma =$	

Розрахунки середньорічних витрат і об'ємів річного стоку необхідної забезпеченості ( $Q_{p\%}$  та  $W_{p\%}$ ) виконуються за відповідними формулами:

$$Q_{p\%} = K_p Q, \quad \text{м}^3/\text{с} \quad (6.7)$$

$$W_{p\%} = Q_{p\%} 31.55 \cdot 10^6, \quad \text{м}^3 \quad (6.8)$$

де  $K_p$  - модульний коефіцієнт річного стоку розрахункової забезпеченості (додаток А);  
 $31,55 \cdot 10^6$  - кількість секунд в році.

Забезпеченість  $P$  та повторюваність  $N$  пов'язані між собою наступним співвідношенням:

для  $P < 50\%$  (багатоводні роки)

$$N = 100 / P \quad (6.9)$$

для  $P > 50\%$  (маловодні роки)

$$N = 100 / (100 - P) \quad (6.10)$$

### Приклад розрахунку

Таблиця 6.2 - Приклад розрахунку

Вихідні дані			В порядку зменшення		Модульний коефіцієнт $K_i = Q_i / Q$	$K_i - 1$	$(K_i - 1)^2$	Забезпеченість, $P \%$
№ п/п	Рік	Середньорічні витрати $Q, \text{м}^3/\text{с}$	Рік	Витрати $Q, \text{м}^3/\text{с}$				
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	18941	85	1899	95	1,858	0,858	0,736	3,43
2	895	32	1894	85	1,66	0,66	0,439	8,33
3	1896	28	1898	81	1,584	0,584	0,341	13,23
4	1897	43	1903	76	1,486	0,486	0,236	18,13
5	1898	81	1904	70	1,37	0,37	0,136	23,03
6	1899	95	1910	60	1,17	0,17	0,030	27,94
7	1900	14,9	1907	59	1,15	0,15	0,023	32,84
8	1901	42,6	1911	55	1,075	0,075	0,005	37,74
9	1902	25	1912	49	0,958	-0,04	0,001	42,64
10	1903	76	1908	48	0,938	-0,06	0,003	47,54
11	1904	70	1913	46	0,899	-0,1	0,01	52,45
12	1905	44	1906	45	0,88	-0,119	0,014	57,35
13	1906	45	1905	44	0,86	-0,139	0,019	62,25
14	1907	59	1897	43	0,84	-0,159	0,025	67,15
15	1908	48	1901	42,6	0,833	-0,166	0,027	72,05
16	1909	39	1909	39	0,762	-0,237	0,056	76,96
17	1910	60	1898	32	0,625	-0,374	0,139	81,86
18	1911	55	1896	28	0,547	-0,452	0,204	86,76
19	1912	49	1902	25	0,488	-0,511	0,261	91,67
20	1913	46	1900	14,9	0,291	-0,708	0,502	96,56
		$\Sigma=1022,6$		$\Sigma=1022,6$		$\Sigma=0,00$	$\Sigma=3,207$	

Середньобагаторічне значення витрати  $\bar{Q} = 51,13 \text{ м}^3/\text{с}$

$$\text{Коефіцієнт варіації } C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (K_i - 1)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{3,207}{20-1}} = 0.41$$

$$\text{Коефіцієнт асиметрії } C_s = 2C_v \quad C_s = 0.82$$

Визначасмо середньорічні витрати і об'єми стоку, що забезпечені на 95, 90 та 85%:

$$Q_{95\%} = K_{95\%} * Q = 0.44 * 51,13 = 22,5 \text{ м}^3/\text{с} \quad W_{95\%} = 31.55 * Q_{95\%} = 709,8 \text{ млн. м}^3$$

$$Q_{90\%} = 0.52 * 51,13 = 26,6 \text{ м}^3/\text{с} \quad W_{90\%} = 838,8 \text{ млн. м}^3$$

$$Q_{85\%} = 0.58 * 51,13 = 29,7 \text{ м}^3/\text{с} \quad W_{85\%} = 935,6 \text{ млн. м}^3$$

Визначимо середньорічні витрати  $Q_{95\%}$ ,  $Q_{90\%}$ ,  $Q_{85\%}$  за графіком, який будується за даними табл.5.2.

Наприклад, середньорічні значення  $Q_p$  за графіком  $Q_{95\%} = 20 \text{ м}^3/\text{с}$ ;  
 $Q_{90\%} = 25,5 \text{ м}^3/\text{с}$ ;  $Q_{85\%} = 30 \text{ м}^3/\text{с}$

Різниця складає:

$$R_{Q_{95\%}} = (22.5 - 20) / 20 * 100\% = 12.48 \%$$

$$R_{Q_{90\%}} = (26.6 - 25.5) / 25.5 * 100\% = 3.92 \%$$

$$R_{Q_{85\%}} = (29.7 - 30) / 30 * 100\% = 1.66 \%$$

Розраховуємо відносні середньоквадратичні помилки:

$$\varepsilon_Q = (100 * C_v / \sqrt{n}) = 100 * 0.41 / \sqrt{20} = 9.16 < 10\%$$

Ряд - репрезентативний.

$$\varepsilon_{C_v} = \sqrt{((1 + C_v^2) / 2n)} * 100\% = \sqrt{((1 + 0.41^2) / 2 * 20)} * 100 = 17\% > 15\%$$

За неможливості привести дані спостережень до більш довгого періоду приймаємо одержані дані, як розрахункові.

### Завдання

На основі даних середньорічних витрат, що приймаються відповідно заданим варіантам (додаток Б), необхідно:

1) визначити параметри кривої забезпеченості: середньобагаторічне значення  $\bar{Q}$ , коефіцієнт варіації -  $C_v$  та їх середньоквадратичні помилки;

2) нанести значення витрат та їх забезпеченість на графік, побудувати емпіричну криву забезпеченості  $Q=f(P\%)$  (рис.5.1);

3) за графіком визначити середньорічні витрати  $Q_p$  м<sup>3</sup>/сек, що забезпечені на 85, 90 та 95 % і порівняти їх з розрахунковими значеннями  $Q_{85\%}$ ,  $Q_{90\%}$  та  $Q_{95\%}$ , розрахувати об'єми річного стоку  $W_p$  млн. м<sup>3</sup>, що відповідають цим забезпеченостям.

4) визначити повторюваність  $N$  відмічених витрат та об'ємів стоку.

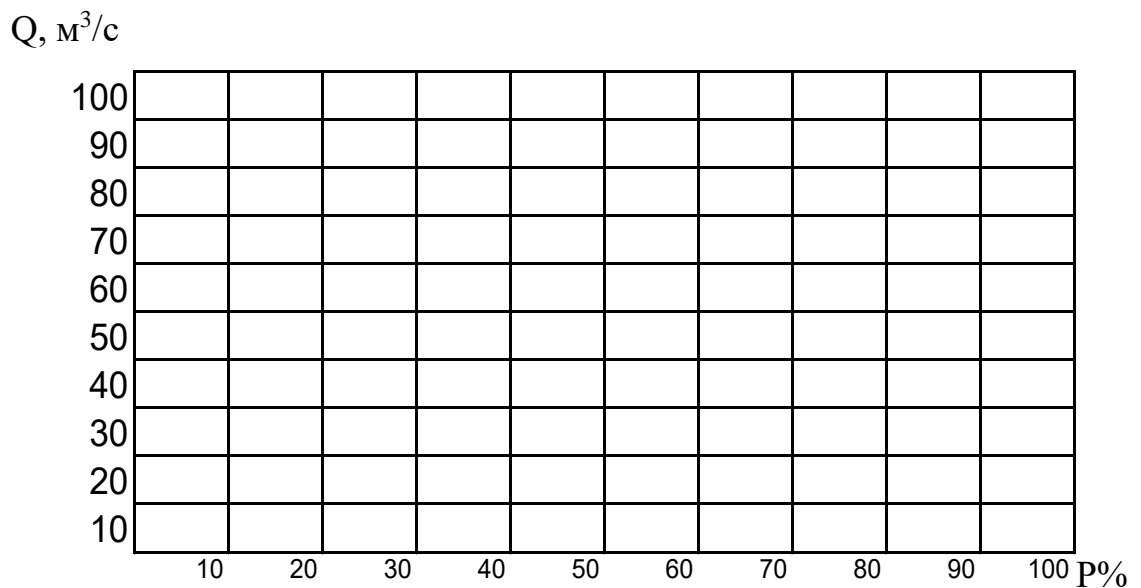


Рисунок 6.1 - Крива забезпеченості середніх річних витрат води

## Практичне заняття №7

### Розрахунок витрат води за швидкостями і глибинами потоку аналітичним способом

#### Питання для повторювання:

1. Морфометричні характеристики басейну ріки.
2. Морфологічні характеристики русла ріки.
3. Методи вимірювання швидкості течії.

Витратою води називається кількість води, яка протікає через поперечний переріз ріки за секунду, м<sup>3</sup>/с:

$$Q = w \times V, \quad (7.1)$$

де  $w$  – поперечний переріз, м<sup>2</sup>;

$V$  – середня швидкість потоку в поперечному перерізі, м<sup>3</sup>/с.

Для визначення витрат води широко використовують метод, заснований на вимірюванні швидкості течії води вертушкою на окремих вертикалях, вимірюванні площі водяного перерізу за допомогою виміру глибини води в кожній промірній точці і визначення положення /координати/ останньої на водній поверхні /в створі/. Цей метод дає найбільш точні результати.

Для вимірювання швидкості течії вертушкою багатоточечним способом в гідрометричному створі намічають швидкісні вертикалі (рис.3.1), на кожній із яких в окремих точках вимірюють швидкості течії.

Швидкісні вертикалі встановлюють через рівні відстані, але при цьому хоч би одна із них повинна знаходитись в найглибшій частині русла. При наявності значних перепадів поверхні дна швидкісні вертикалі розміщують в місцях перелому профілю.



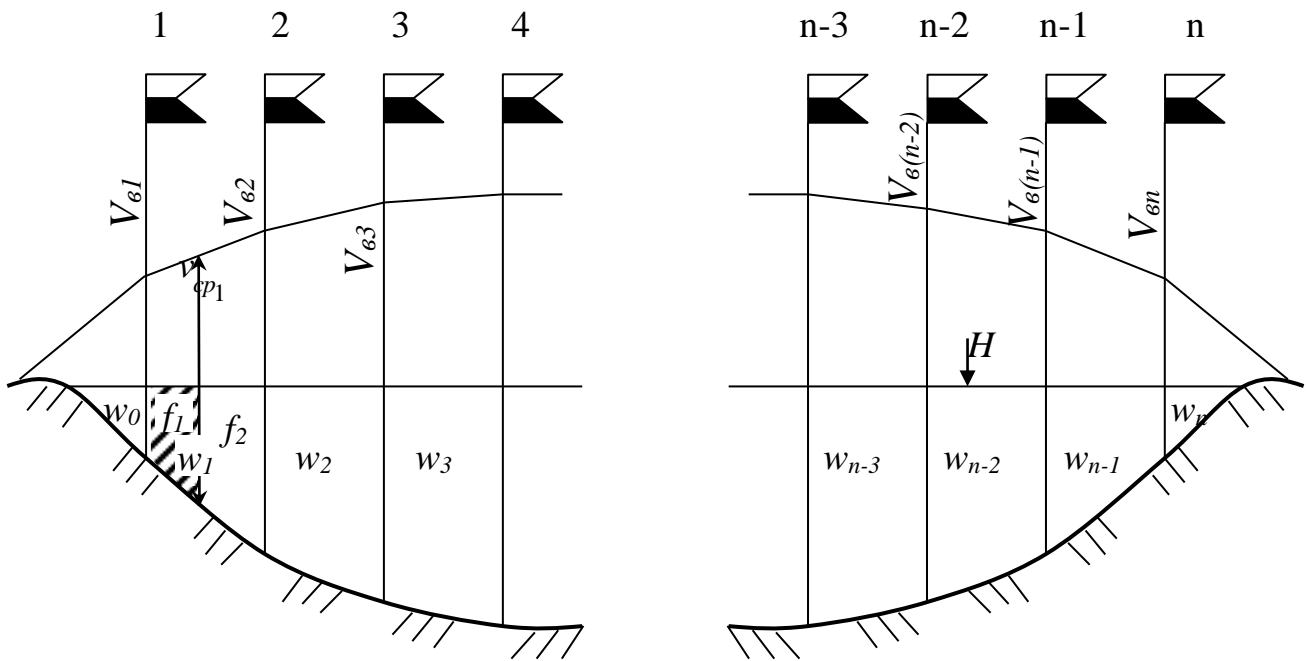


Рисунок 7.1 – Схема до визначення витрати аналітичним способом

В період, вільний від криги, виміри швидкостей по глибині доцільно проводити в таких п'яти стандартних точках: 1 - на поверхні води  $V_{нов}$ ; 2 - в точці, розміщеній на вертикалі на відстані 0,2 від глибини  $h$  -  $V_{0,2h}$ ; 3 - на  $0,5h$  -  $V_{0,5h}$ ; 4 - на  $0,8h$  -  $V_{0,8h}$ ; 5 – на дні  $V_{дн}$ .

При вимірюванні швидкості течії води вертушкою всі одержані дані записують на спеціальних бланках в “Книзі для записів вимірювання витрат води”.

Обчислення витрат води за швидкостями, виміряними вертушкою, проводиться аналітичним і графічним методами.

Аналітичний метод полягає у визначенні часткових витрат води між швидкісними вертикалями. Повну витрату одержують складанням часткових витрат.

Порядок розрахунку такий. На кожній швидкісній вертикалі визначають середню швидкість  $V_{\epsilon}$  в залежності від числа точок вимірювання швидкостей на вертикалі:

а) при вимірюванні швидкостей в п'яти точках

$$V_{\epsilon} = \frac{V_{нов} + 3 \times V_{0,2h} + 3 \times V_{0,6h} + 2 \times V_{0,8h} + V_{дн}}{10}, \quad (7.2)$$

б) при вимірюванні швидкостей в трьох точках

$$V_{\epsilon} = \frac{V_{0,2h} + 2 \times V_{0,6h} + V_{0,8h}}{4}, \quad (7.3)$$

в) при вимірюванні швидкостей в двох точках

$$V_{\epsilon} = \frac{V_{0,2h} + V_{0,8h}}{2}. \quad (7.4)$$

За одержаними значеннями середніх швидкостей на вертикалях визначають середні швидкості між двома сусідніми швидкісними вертикалями  $V_{cp}$ . Наприклад:

$$V_{cp1} = \frac{V_{\epsilon1} + V_{\epsilon2}}{2}, \quad (7.5)$$

Середнє значення швидкості між першою і другою швидкісними вертикалями відноситься до площі  $w_1$ , (див. рис.3.1).

Площі розміщені між швидкісними вертикалями –  $w_0, w_1, w_2 \dots w_n$ , визначають підсумовуванням площ між промірними вертикалями. Останні обчислюють, звичайно як площі трапеції. Так, із рис.3.1  $w_1 = f_1 + f_2$  і так далі.

Для крайніх ділянок водного перерізу /тобто для ділянок між урізом берега і першою швидкісною вертикаллю, а також між останньою швидкісною вертикаллю і урізом середню швидкість приймають рівній швидкості на першій чи останній вертикалі, помноженій на коефіцієнт  $K$ , значення якого встановлюється в залежності від характеру берега, тобто

$$V_{cp.o} = V_e \times K, \quad V_{cp.n} = V_e \times K. \quad (7.6)$$

При пологому березі з нульовою глибиною на урізі води  $K=2/3$ , при обривистому березі  $K=0,8$ .

Часткове витрата для площі  $w_1$  буде складати:

$$\Delta Q_1 = w_1 V_{cp.1} = w_1 (V^{e_1} + V^{e_2}) / 2, \quad (7.7)$$

а повна витрата

$$\begin{aligned} Q &= \Delta Q_0 + \Delta Q_1 + \Delta Q_2 \dots \Delta Q_{n-1} + \Delta Q_n = \\ &= w_0 K V^{e_1} + w_1 (V^{e_1} + V^{e_2}) / 2 + w_2 (V^{e_2} + V^{e_3}) / 2 + \dots + \\ &\quad + w_{n-1} (V^{e_{n-1}} + V^{e_n}) / 2 + w_n K V^{e_n} \end{aligned}$$

Таблиця 7.1 - Значення швидкостей течії в різних точках швидкісних вертикалей гідроствору

Номер швидкісної вертикалі	Глибина, м	Значення швидкості течії, виміряної вертушкою в різних точках по глибині					Середня швидкість на вертикалі, м/с
		На поверхні води	0,2 h	0,6 h	0,8 h	на дні	
1	2	3	4	5	6	7	8
1	1,70	0,444	0,420	0,382	0,363	0,291	Визначити самостійно
2	2,40	0,934	0,881	0,754	0,658	0,559	
3	2,05	0,844	0,813	0,713	0,647	0,553	
4	1,70	0,803	0,724	0,621	0,552	0,479	
5	1,42	0,642	0,606	0,542	0,461	0,404	
6	1,61	0,558	0,528	0,463	0,411	0,337	

Завдання. Визначити аналітичним способом витрату води в період відкритого русла по швидкостям, заміреним вертушкою і глибинам потоку.  
Вихідні дані: значення швидкостей течії в різних точках швидкісних вертикалей гідроствору приведені в табл.7.1 і проміри глибин в табл.7.2.

Таблиця 7.2 – Визначення витрати води аналітичних способом

Проміри глибин				Визначення площі				Визначення витрати води		
Нумер вертикалі		Відстань від постійного початку, м	Глибина м	Середня глибина між промірними вертикалями, м	Відстань між промірними вертикалями, м	Площа водного січення, м <sup>2</sup>		Середня швидкість, м/с		часткова витрата між швидкісними вертикалями, м <sup>3</sup> /с
промірної	швидкісної					між промірними вертикалями	між швидкісними вертикалями	на швидкісній вертикалі	між вертикалями	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Уріз лівого берегу		21,0	0,00							
1		25,0	0,60		4,0					
2	1	30,0	1,70		5,0					
3		35,0	2,40		5,0					
4	2	40,0	2,40		5,0					
5		45,0	2,25		5,0					
6	3	50,0	2,05		5,0					
7		55,0	1,95		5,0					
8	4	60,0	1,70		5,0					
9		65,0	1,55		5,0					
10	5	70,0	1,42		5,0					
11		75,0	1,53		5,0					
12	6	80,0	1,61		5,0					
13		85,0	1,56		5,0					
14		90,0	1,05		3,0					
Уріз правого берега		93,0	0,00							

### Інформація до розв'язання:

Визначення витрати води аналітичним способом можна зробити в табличній формі (табл.7.2) в такій послідовності:

1. Визначити площу живого перетину спочатку між промірними вертикалями /графа 7/, в потім між швидкісними вертикалями /графа 8/;

2. Визначити середню швидкість на кожній швидкісній вертикалі по формулі /п'ятиточечній/, застосовуючи дані граф 2-7 табл.7.1. Записати її в графу 8 табл.3.1 та графу 9 табл.3.2.

Наприклад, середня швидкість на вертикалі 1:

$$V_{cp1} = \frac{0,444+1,26+1,146+0,726+0,291}{10} = 0,387 \text{ м/с}$$

3. Визначити середні швидкості між вертикалями, приймаючи для крайніх участків  $K=2/3$  /записати в графу 10/.

4. В графу 11 записати обчислені часткові витрати води між швидкісними вертикалями і для крайніх ділянок шляхом помноження середньої швидкості на відповідну площу. Підсумовуючи часткові витрати, одержати повну витрату води.

Виконати відповідні розрахунки, заповнити графи 8 табл.7.1 та 5, 7 - 11 табл.7.2. Знайти повну витрату води і площу перетину ріки.

## **Практичне заняття №8**

### **Побудування кривих залежності витрат від рівнів**

#### Питання для повторювання:

1. Методи вимірювання рівнів води.
2. Криві витрат  $Q=f(H)$ . Паводочна петля.

При наявності спостережень за витратами і рівнями води в річці можна одержати залежність між витратами і рівнями води для даного створу у вигляді кривої  $Q=f(H)$ . Така крива називається кривою залежності витрат від рівнів.

Зв'язок між витратами і рівнями, при якому певному значенню рівня відповідає тільки одне значення витрати, називають однозначним. Проте, в ряді випадків однозначна залежність між витратами і рівнями порушується і причинами цього порушення являються:

- 1) різка зміна поздовжнього схилу водної поверхні при проходженні паводкової хвилі;
- 2) льодові явища, які викликають стиснення живого перетину потоку і збільшення шорсткості русла;
- 3) заростання русел;
- 4) змінність русла внаслідок розмивів і намивів /нестійкості русла/;
- 5) наявність перемінного підпору, який може бути викликаний різними причинами.

Маючи щоденні спостереження над рівнями води і користуючись кривою витрат  $Q=f(H)$ , можна визначити витрати води за кожний день.

Для більшості рівнинних рік, не схильних до деформації, зв'язок між витратами і рівнями однозначний.

При наявності водотоку на заплаві будують криву витрат для русла ріки, криву витрат для заплави і сумарну криву для русла і заплави.

Завдання. Побудувати криву витрат води р.Волги у м.Ржев для періоду вільного русла при наявності однозначного зв'язку між витратами і рівнями по даним виміряних витрат за 1953 р.

Вихідні дані : відомість вимірених витрат води р.Волги у м.Ржев в період вільного русла, 1953 р. (табл.8.1).

Інформація до розв'язання

Криву витрат  $Q=f(H)$  будують в прямокутній системі координат сумісно з кривими  $w=f_2(H)$  і  $V_{cp}=f_3(H)$ . По вертикальній осі, загальній для трьох кривих,

відкладають рівні води  $H$  в сантиметрах, а по горизонтальній /три шкали/ - витрати  $Q$  в м<sup>3</sup>/с, площі поперечного перетину  $w$  в м<sup>2</sup>, та середні швидкості  $V_{cp}$ , в м/с. Для того, щоб криві не перетиналися, нулі шкал параметрів  $w$  і  $V_{cp}$  зсовують направо (рис. 8.1).

1. По даним табл.8.1 наносять на графік значення  $H$  і  $Q$  /графи 2,3/,  $w$  /графи 2,4/ та  $V_{cp}$  /графи 2,5/ з назначенням номеру вимірної витрати.

2. По нанесеним точкам  $/H, Q/$  проводять плавну криву з таким, розрахунком, щоб точки вимірних витрат розподілялись рівномірно по обидва боки. В окремих частинах кривої, де є точки, розташовані в межах малозмінених рівнів, визначають центр ваги цих рівнів точок, через який проводять криву.

Побудову кривих  $w=f_2(H)$  та  $V_{cp}=f_3(H)$  по нанесеним точкам виконують таким же способом. У випадку великої амплітуди коливання вимірених витрат (коли  $Q_{найб}/Q_{найм}>20/$  нижню частину кривої треба викреслювати в крупному масштабі.

3. Побудувавши криві, роблять їх ув'язку.

Так як криві  $Q=f_1(H)$ ,  $w=f_2(H)$ ,  $V_{cp}=f_3(H)$  зв'язані проміж собою рівністю  $Q=w \times V_{cp}$ , то при однозначному зв'язку кожному значенню рівня повинно відповідати тільки одне значення витрати  $Q$ , рівне добутку  $w \times V_{cp}$ . Якщо розходження між добутком і витратою, знятою з кривої  $Q=f_1(H)$  не більше 1%, то криві побудовані правильно.

Якщо вказане розходження буде більше 1%, необхідно установити причину і виправити криву, яка відхиляється від середнього положення. Можливо уточнити і випрямляти прийдеться усі криві.

Таблиця 8.1 – Вимірні витрати води р.Волги у м.Ржев за 1953р.

Номер витрати	Рівень води над нулем графіка, см	Витрата води, м <sup>3</sup> /с	Площа водного січення, м	Середня швидкість течії, м/с	Ширина ріки, м	Середня глибина, м	Ухил водної поверхні, %
1	2	3	4	5	6	7	8
17	345	502	409	1,23	108	3,79	-
18	390	614	458	1,34	111	4,13	0,21

19	347	506	412	1,23	108	3,81	0,39
20	286	390	347	1,12	105	3,30	-
21	244	314	301	1,04	104	2,89	0,25
22	209	249	264	0,94	101	2,61	0,18
23	190	226	247	0,91	100	2,47	0,28
24	173	194	227	0,85	99,2	2,29	-
25	222	274	276	0,99	102	2,71	0,29
26	327	476	384	1,24	108	3,56	0,24
27	356	540	417	1,29	110	3,79	0,30
28	347	506	406	1,25	108	3,76	0,42
29	306	437	362	1,21	106	3,42	0,19
30	284	381	339	1,12	105	3,23	0,28
31	255	327	308	1,06	104	2,96	0,32
32	244	302	297	1,02	104	2,86	0,20
33	212	256	262	0,98	101	2,59	0,15
34	176	202	230	0,88	99,3	2,32	0,28
35	143	153	194	0,81	98,0	1,98	0,26
36	137	139	190	0,73	96,5	1,97	0,46
37	136	153	188	0,81	96,5	1,95	0,16
38	140	153	193	0,79	98,0	1,97	0,40
39	229	289	283	1,02	104	2,75	0,23
40	126	132	181	0,73	95,5	1,90	0,40
41	82	85,3	137	0,62	91,0	1,51	0,20
42	191	220	242	0,91	100	2,42	0,28
43	210	256	263	0,97	101	2,60	0,24
44	158	184	213	0,86	98,8	2,16	0,28
45	199	234	252	0,93	101	2,50	0,28
46	148	166	200	0,83	98,2	2,04	0,31
47	278	376	331	1,14	105	3,15	0,30
48	220	272	273	1,00	102	2,68	0,24
49	152	166	204	0,81	98,7	2,07	0,26



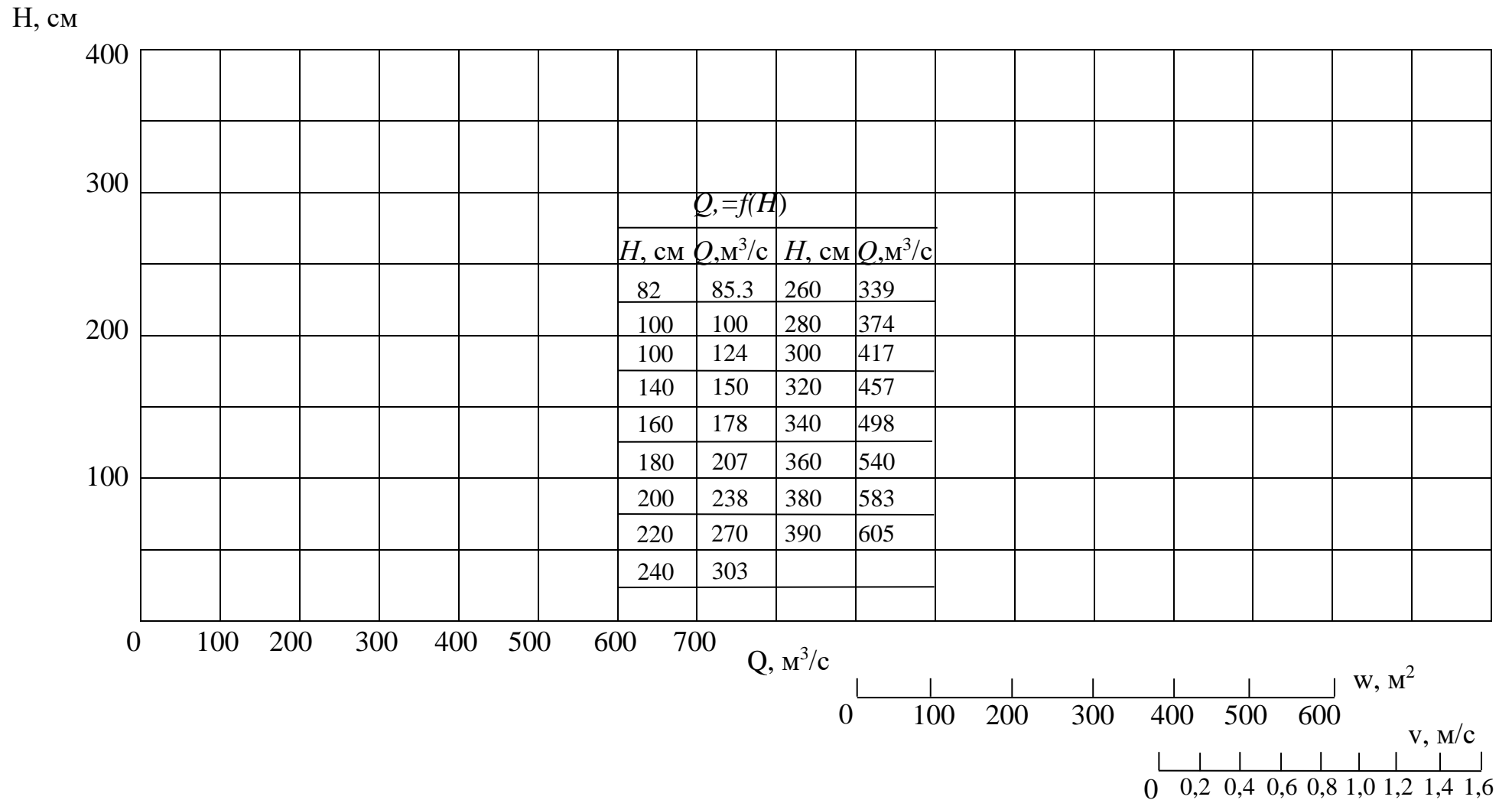


Рисунок 8.1 – Сітка для побудови залежності  $Q=f_1(H)$ ,  $w=f_2(H)$ ,  $V_{cp}=f_3(H)$  р.Волги у м.Ржев за даними вимірювань за 1953р. в період вільного русла

Для перевірки та ув'язки кривих через інтервали рівнів, які дорівнюють 20 см /для кривих з великою кривизною інтервали устанавлююся меншими/, знімають значення  $Q$ ,  $w$ ,  $V_{cp}$ , а потім порівнюють добуток  $w V_{cp}$  зі знесенням, взятим з кривої (табл.8.2).

Для підрахунку щоденних витрат води по спостереженим рівням використовують розрахункову таблицю зв'язку витрат з рівнями (табл.8.3), яку складають слідуочий чином: амплітуду коливання рівнів розбивають на інтервали, які назначають з таким розрахунком, щоб відрізки кривої в межах інтервалу могли бути прирівняні до прямої; звичайно інтервали приймаються через 5, 10, 20 см, а при більш пологих кривих можуть бути збільшені. В даному разі інтервал рівня прийнятий рівним 10 см. Потім з кривої витрат для рівнів через кожні 10 см знімають значення витрат і записують в графу "0" табл. 8.3. Для проміжних значень рівня /для кожного сантиметра/ витрати вираховують інтерполяцією. Вирахуване приростання витрати для того чи іншого інтервалу послідовно додають до величини витрати, знятої з кривої  $Q=f_1(H)$  і одержані значення витрат записують в розрахункову таблицю. При складанні розрахункової таблиці необхідно звертати увагу на те, щоб приріст витрати для наступного інтервалу рівнів був не менше, ніж в попередньому.

Побудову кривої витрат закінчують перевіркою знайденої залежності, яка полягає в визначенні відхилень /%/ вимірених витрат від витрат, одержаних по кривій при одних і тих же рівнях води. Для обчислення зазначених відхилень складають табл.4.4. В графу 3 записують дані витрат  $Q_1$  із відомостей "Вимірені витрати води" (табл.4.1), в графу 4 заносять витрати  $Q_2$ , одержані по розрахунковій таблиці кривої  $Q=f_1(H)$ , відповідні рівням в графі 2. Потім вираховують різницю між витратами  $Q_1 - Q_2$  /граффа 5/ і виражають її в відсотках по відношенню до виміреної витрати /граффа 6/. Одержану залежність  $Q=f_1(H)$

признають доброю, якщо середнє відхилення, а також вірогідна помилка, вирахована по формулі:

$$\sigma = 0.674 \sqrt{\frac{\sum(\Delta\sigma)^2}{n}}, \quad (8.1)$$

де  $n$  – число вимірених витрат,

$\sum(\Delta\sigma)_2$  – сума квадратних відхилень, знаходяться в межах 2-4 %.

Таблиця 8.2 – Ув'язка кривих  $Q=f_1(H)$ ,  $w=f_2(H)$ ,  $V_{cp}=f_3(H)$

Рівень $H$ , см	Значення з кривої			$Q = w V_{cp}$ , м <sup>3</sup> /с	Розходження, %
	$Q$ , м <sup>3</sup> /с	$w$ , м <sup>2</sup>	$V_{cp}$ , м/с		
82	85,3	137	0,62	84,9	0,47
100					
120					
140					
160					
180					
200					
220					
240					
260					
280					
300					
320					
340					
360					
380					
390					

Проаналізувати значення відхилень витрат /графа 6/ табл. 4.4. Середнє відхилення складає

$$\sum(\Delta\sigma) / n$$

де  $\sum(\Delta\sigma)$  – сума значень із графи 6 табл. 4.4.

Середню імовірну помилку визначити по формулі (8.1).

Порядок добудови, ув'язки і перевірки кривої витрат по даним виміряннь, за декілька років /для визначення стоку за багатолітній період/ при наявності стійкого русла залишається тим же, що і по даним за рік.

Таблиця 8.3 – Розрахункова таблиця зв'язку витрат з рівнями для р.Волги у м.Ржева /складена по вимірем витратам за 1953р./

Рівень H, м	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
80	-	-	85,3	86,1	86,9	87,7	88,6	89,4	90,2	91,0
90	91,8	92,6	93,4	94,3	95,1	95,9	96,7	97,5	98,4	99,2
100	101	101	102	103	104	106	107	108	109	110
110	111	112	113	115	116	117	118	119	121	122
120	123	124	126	127	128	130	131	132	133	135
130	136	137	139	140	142	143	144	146	147	149
140	150	151	153	154	156	157	158	160	161	163
150	164	165	167	168	170	171	172	174	175	177
160	178	179	181	182	184	185	186	188	189	191
170	192	194	195	196	198	200	201	204	202	206
180	207	208	210	212	213	214	216	218	219	220
190	222	224	225	227	238	230	232	233	235	236
200	238	240	241	243	244	246	248	249	251	252
210	254	256	257	259	260	262	264	265	267	268
220	270	272	273	275	276	278	280	281	283	284
230	286	288	289	291	293	294	296	298	303	301
240	303	305	307	308	310	312	324	316	317	319
250	321	323	325	326	328	330	332	334	335	337
260	339	341	343	345	347	349	361	353	355	357
270	358	360	362	364	366	368	370	372	374	376
280	378	380	382	384	386	388	390	392	394	396
290	398	399	401	403	405	407	409	411	413	415
300	417	419	421	423	425	427	429	431	433	435
310	437	439	441	443	445	447	449	451	453	455
320	457	459	461	463	465	467	469	471	473	475
330	477	480	482	484	486	488	490	492	494	796
340	498	500	502	504	506	509	511	513	515	517
350	519	521	523	525	527	530	532	534	536	538
360	540	542	544	546	548	550	553	555	557	559
370	561	563	565	568	570	572	574	576	579	581
380	583	585	587	590	592	594	596	598	601	603
390	605									

Таблиця 8.4 – Перевірка одержаної залежності

Номер витрати	Виміряні витрати		$Q_2$ з розрахункової таблиці, м <sup>3</sup> /с	$Q=Q_1 - Q_2$ , м <sup>3</sup> /с	$E=\Delta Q/Q \times 100\%$	$\Delta r^2$
	$H$ , м	$Q$ , м <sup>3</sup> /с				
1	2	3	4	5	6	7
17	345	502	509	-7,0	1,39	1,93
18	390	614	605	9,0	1,46	2,13
...						
49						
					$\Sigma$	$\Sigma$

## Практичне заняття № 9

### Тема 1: ВИЗНАЧЕННЯ ПОЗНАЧКИ ГРЕБЕНЯ ЗЕМЛЯНОЇ ГРЕБЛІ

#### Короткі теоретичні відомості

Завищення гребеня греблі над розрахунковим рівнем води визначається за двома розрахунковими положеннями рівня води у верхньому б'єфі (рис. 2.1.1):

а – на позначці нормального підпірного рівня (НПР);

б – на позначці форсованого підпірного рівня (ФПР).

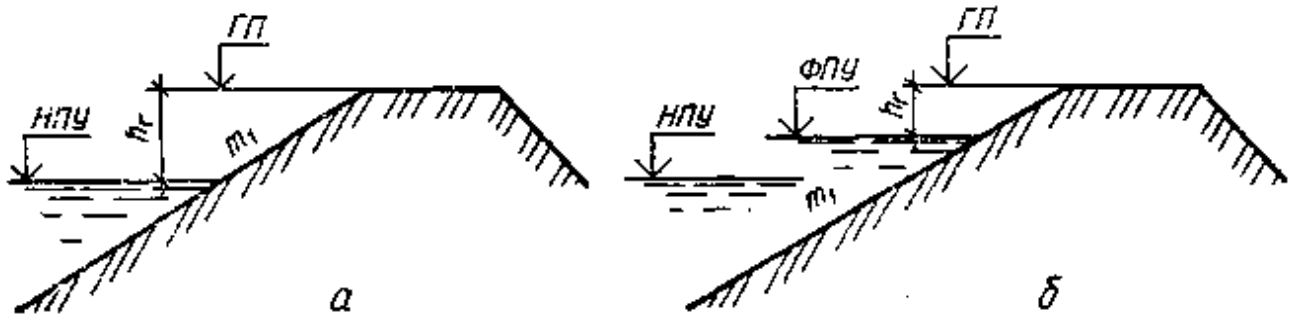


Рисунок 9.1 – Розрахункові схеми для визначення позначки гребеня греблі

Завищення гребеня визначається за формулою:

$$h_2 = \Delta h_{set} + h_{run\ 1\%} + a, \quad (9.1)$$

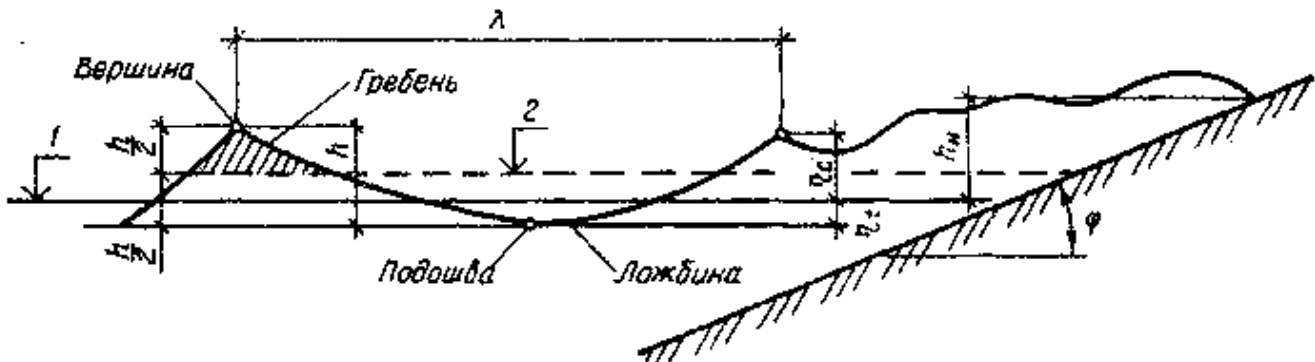
де  $\Delta h_{set}$  – вітровий нагін, м;

$h_{run\ 1\%}$  - висота наката вітрової хвилі, м;

$a$  - необхідний запас за висотою, м.

Позначка гребеня приймається за менш сприятливим розрахунковим випадком, згідно з яким вона виходить найбільшою.

Висота нахату вітрової хвилі залежить від висоти хвилі, що рухається  $h_i$ , %, її забезпеченості, довжини  $\lambda$  та періоду  $T$  (рис. 2.1.2).



1 – розрахунковий рівень; 2 – середня хвильова лінія

Рисунок 9.2 – Профіль та елементи хвилі

Розрахункова забезпеченість хвиль приймається: 1% - при кріпленні відкосів бетонними плитами; 2% - при кріпленні кам'яним накидом.

При проектуванні земляних гребель найбільш характерною є глибоководна зона з глибиною, більшою за середню довжину хвилі ( $d > 0,5 \lambda_d$ ).

Середня висота  $\overline{h_d}$ , м та середній період хвиль  $\overline{T_c}$ , с для глибоководної зони визначається за рис. 9.3. [20].

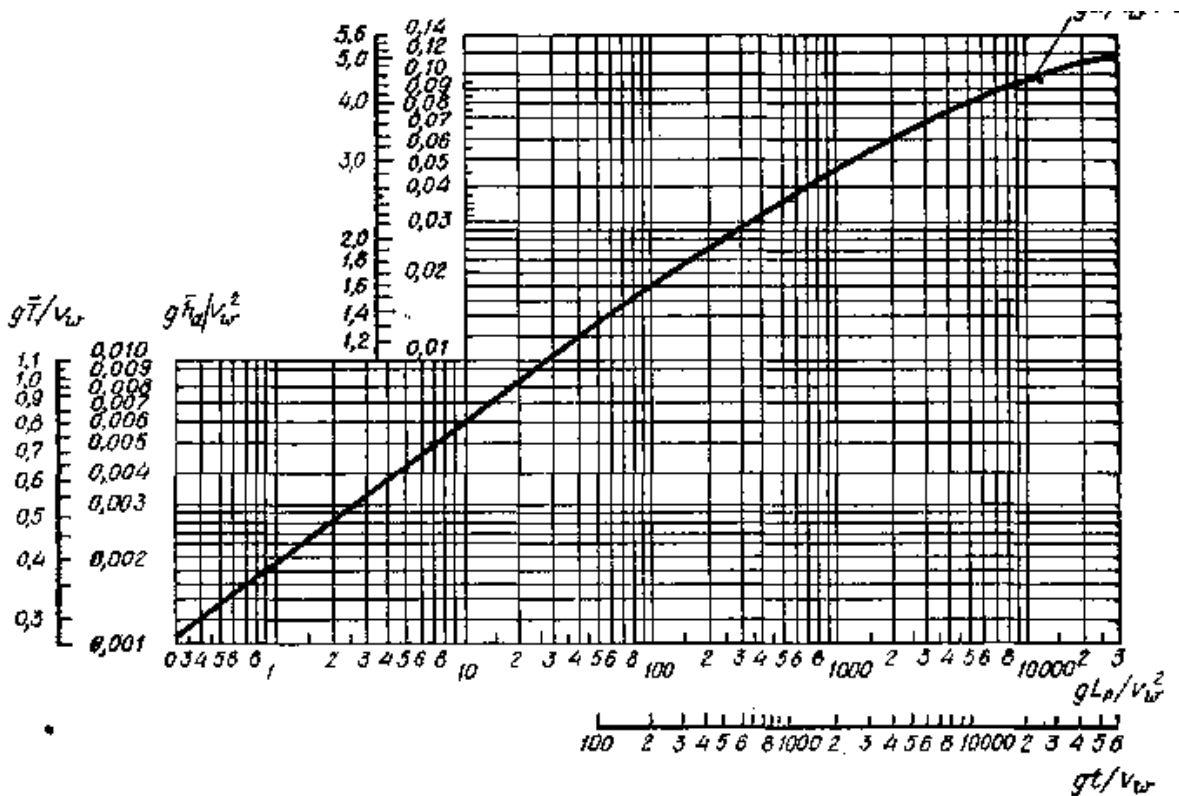


Рисунок 9.3 – Графік для визначення елементів вітрових хвиль у глибоководній зоні

За значеннями безрозмірних величин  $\frac{g \cdot t}{v_w}$  та  $\frac{g \cdot L_p \cdot X}{v_w^2}$  та за кривою

визначаються величини  $\frac{g \cdot \bar{h}_d}{v_w^2}$  та  $\frac{g \cdot \bar{T}}{v_w}$ . За меншими значеннями останніх приймаються середня висота та середній період хвиль. В цих виразах:  $g$  – прискорення вільного падіння, м/с<sup>2</sup>;  $t$  – безперервна тривалість дії вітру, с;  $v_w$  – розрахункова швидкість вітру, м/с;  $L_p$  – довжина розгону вітрової хвилі за напрямленням вітру, м;  $\bar{h}_d$  – середня висота хвилі, м.

Середня довжина хвиль  $\bar{\lambda}_d$ , м для відомого значення  $\bar{D}$  визначається за формулою:

$$\bar{\lambda}_d = g \cdot \bar{T}^2 / (2\pi) \quad (9.2)$$

Висота хвилі забезпеченістю  $h_{d,i}$ , % визначається за формулою:

$$h_{d,i} = k_i \cdot \bar{h}_d, \quad (9.3)$$

де  $k_i$  – коефіцієнт, який визначається за графіком (рис. 9.4) [21].

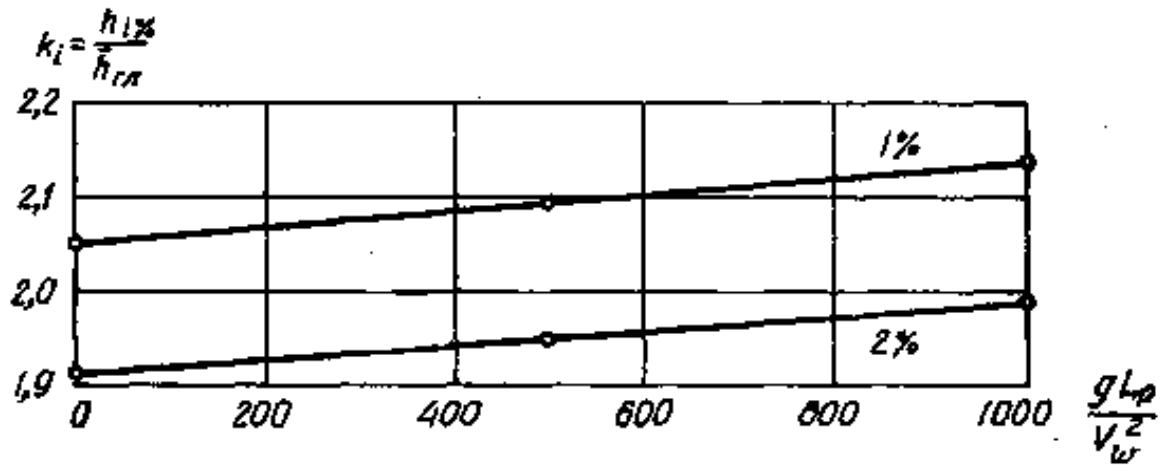


Рисунок 9.4 – Графік значень коефіцієнту  $k_i$

Висота нахату хвиль, що фронтально підходять на відкос греблі, для хвиль забезпеченістю 1% визначається за формулою:

$$h_{run,1\%} = k_r \cdot k_p \cdot k_{sp} \cdot k_{run} \cdot k_\beta \cdot h_{1\%}, \quad (9.4)$$

де  $k_r$  і  $k_p$  – коефіцієнти, які приймаються за табл. 9.1 [21],

$k_{sp}$  – коефіцієнт, який приймається за табл. 9.2 [21],

$k_{run}$  – коефіцієнт, який приймається за графіком (рис. 9.5) [21];



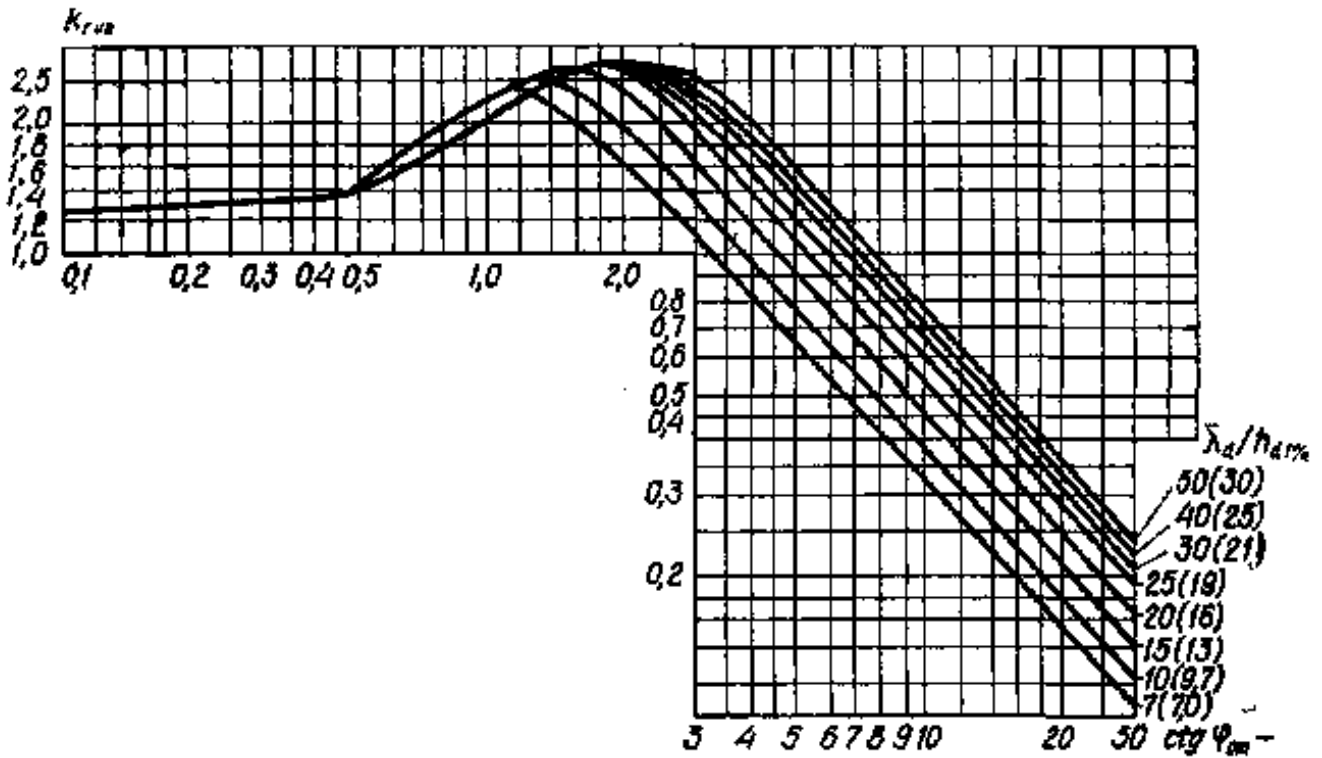


Рисунок 9.5 – Графік значень коефіцієнта  $k_{run}$

$k_{\beta}$  - коефіцієнт, який визначається за табл. 9.3 [21],  $h_{1\%}$  - висота хвилі забезпеченістю 1%.

Таблиця 9.1 – Коефіцієнт  $k_r$  і  $k_p$

Конструкція кріплення відкосу	Відносна шорсткість $r_{III}/h_{1\%}$	$k_r$	$k_p$
Бетонні і залізобетонні плити	-	1	0,9
Гравійно-галькове, кам'яне або кріплення бетонними та залізобетонними блоками	<0,002	1	0,9
	0,05 – 0,01	0,95	0,85
	0,02	0,9	0,8
	0,05	0,8	0,7
	0,1	0,75	0,6
	>0,2	0,7	0,5

Таблиця 9.2 – Коефіцієнт  $k_{sp}$

$m_1 = ctg \varphi_{від}$	$k_{sp}$ при розрахунковій швидкості вітру $v_w$ , м/с	
	$\geq 20$	$\leq 10$
0,4	1,3	1,1
0,4 – 2	1,4	1,1
3 – 5	1,5	1,1
>5	1,6	1,2

Примітка:  $\varphi_{від}$  – кут нахилу відкосу до горизонту, градуси.

Таблиця 9.3 – Значення коефіцієнту  $k_\beta$

$\beta_b$ , градуси	0	10	20	30	40	50	60
$k_\beta$	1	0,98	0,96	0,92	0,87	0,82	0,76

Примітка:  $\beta_b$  – кут підходу фронту хвилі до споруди.

Значення величини вітрового нагону при відсутності даних спостережень можна визначити за методом наближень по формулі:

$$\Delta h = k_w \cdot \frac{v_w^2 \cdot L_p}{g (d + \Delta h_{set})} \cos \alpha_w, \quad (9.5)$$

де  $\alpha_w$  – кут між поздовжньою віссю водойми та направленням вітру;

$k_w$  – коефіцієнт, що приймається в залежності від швидкості вітру (табл.9.4) [21].

Таблиця 9.4 – Значення коефіцієнту  $k_w$

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

Для невеликих водосховищ вітровий нагін можна визначити за формулою:

$$\Delta h_{set} = k_w \cdot \frac{v_w^2 \cdot L_p}{g \cdot d} \cos \alpha_w. \quad (9.6)$$

### Приклад розрахунку

Вихідні дані: НПР=162,6 м; ФПР=163,1 м; глибина води перед греблею при НПР  $d_I=21,2$  м, при ФПР  $d_{II}=21,7$  м; розрахункова швидкість вітру на висоті 10 м над рівнем води при НПР  $v_{wI}=15,3$  м, при ФПР  $v_{wII}=10,4$  м; довжина розгону вітрової хвилі за направленням вітру  $L_p=5,9$  км;

безперервна тривалість дії вітру  $t=8$  год, коефіцієнт закладання відкосу  $m_I = \text{ctg } \varphi_{\text{від}} = 3,5$ , кут підходу фронту хвилі до споруди  $\beta_6 = 30^\circ$ , кріплення відкосу – бетонними плитами.

Необхідно: визначити позначку гребеня в глибоководній зоні земляної греблі відносно НІР та ФІР.

### Розв'язання

#### 1. Перший розрахунковий випадок

Визначимо безрозмірні величини

$$\frac{g \cdot t}{v_w} = \frac{9,81 \cdot 8 \cdot 3600}{15,3} = 18465,9$$

$$\frac{g \cdot L_p}{v_w^2} = \frac{9,81 \cdot 5900}{15,3^2} = 247,3$$

За графіком (рис. 9.3) знаходимо величини

$$\left( \frac{g \cdot \bar{h}_d}{v_w^2} \right)_L = 0,025 \quad \text{та} \quad \left( \frac{g \cdot \bar{h}_d}{v_w^2} \right)_t = 0,094;$$

$$\left( \frac{g \cdot \bar{T}}{v_w} \right)_L = 2 \quad \text{та} \quad \left( \frac{g \cdot \bar{T}}{v_w} \right)_t = 4,3.$$

Середню висоту хвилі знаходимо за найменшим значенням -  $\frac{g \cdot \bar{h}_d}{v_w^2} = 0,025 :$

$$\bar{h}_d = 0,025 \cdot 15,3^2 / 9,81 = 0,596 \text{ м.}$$

Середній період хвилі  $\bar{T}$  знаходимо за найменшим значенням -  $\frac{g \cdot \bar{T}}{v_w} = 2 :$

$$\bar{T} = 2 \cdot 15,3 / 9,81 = 3,12 \text{ с.}$$

Тоді середня довжина хвилі за (9.2):

$$\bar{\lambda}_d = \frac{9,81 \cdot 3,12^2}{2 \cdot 3,14} = 15,21 \text{ м}.$$

Забезпеченість висоти хвилі приймається 1%. За формулою (9.3) визначаємо висоту хвилі при цій забезпеченості, коефіцієнт  $k_i$  за графіком на рис.2.1.4 при  $\frac{g \cdot L_p}{v_w^2} = \frac{9,81 \cdot 5900}{15,3^2} = 247,3$  дорівнює 2,07. Тоді

$$h_{d 1\%} = 2,07 \cdot 0,596 = 1,23 \text{ м}.$$

Висоту нахату хвиль забезпеченістю 1% знаходиться за формулою (9.4) після визначення коефіцієнтів :  $k_r=1$  (табл. 9.1),  $k_p=0,9$  (табл. 2.1.1),  $k_{sp}=1,46$  (табл.9.2),  $k_{run}=1,4$  (згідно графіка на рис. 9.5 при  $\text{ctg } \varphi_{від}=3,5$  та  $\frac{\lambda_d}{\lambda_{d 1\%}} = \frac{15,21}{1,23} = 12,37$ ),  $k_\beta=0,92$  (табл.9.3 для  $\beta_e=30^\circ$ ):

$$h_{run 1\%} = 1 \cdot 0,9 \cdot 1,46 \cdot 1,4 \cdot 0,92 \cdot 1,23 = 2,08 \text{ м}.$$

Висота вітрового нагону за формулою (2.1.6) при  $\alpha_w=\beta_e=30^\circ$  та  $k_w=2,1 \cdot 10^{-6}$ :

$$h_{set} = 2,1 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{15,3 \cdot 5900 \cdot 0,87}{9,81 \cdot 21,2} = 0,012 \text{ м}.$$

Запас греблі по висоті:

$$a = 0,1 \cdot h_{1\%} = 0,1 \cdot 1,23 = 0,123 \text{ м}.$$

Тому що  $a < a_{min} = 0,5$ , приймається  $a = 0,5$ .

Завищення гребеня греблі над НПР згідно із формулою (9.1):

$$h_e = 0,012 + 2,08 + 0,5 = 2,592 \text{ м}.$$

Позначка гребеня греблі за першим розрахунковим випадком:

$$\Gamma\Gamma = \text{НПР} + h_e = 162,6 + 2,592 = 165,2 \text{ м}.$$

## 2. Другий розрахунковий випадок

У верхньому б'єфі ФПР=163,1 м,  $v_w=10,4$  м/с. Аналогічно першому випадку для  $L_p=5,9$  км. та  $t=8$  год. визначаємо  $h_d = 0,038 \cdot 10,4 / 9,81 = 0,42 \text{ м}.$

$$T = 2,6 \cdot 10,4 / 9,81 = 2,75 \text{ с.}$$

$$\lambda_d = \frac{9,81 \cdot 2,75^2}{2 \cdot 3,14} = 11,8 \text{ м.}$$

Висота хвилі 1% забезпеченості  $h_{d 1\%} = 2,1 \cdot 0,42 = 0,882 \text{ м.}$

Висота нахату хвилі на відкос греблі

$$h_{run 1\%} = 1 \cdot 0,9 \cdot 1,46 \cdot 1,4 \cdot 0,92 \cdot 0,88 = 1,49 \text{ м.}$$

Висота вітрового нагону хвилі:

$$\Delta h_{set} = 2 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{10,4^2 \cdot 5900 \cdot 0,87}{9,81 \cdot 21,7} = 0,0052 \text{ м.}$$

Запас по висоті греблі  $a=0,5 \text{ м.}$  Завищення гребеня над ФПР

$$h_2 = 0,0052 + 1,49 + 0,5 = 2,00 \text{ м.}$$

Позначка гребеня для другого розрахункового випадку

$$ГП = 163,1 + 2,00 = 165,1 \text{ м.}$$

Приймається позначка гребеня 165,2 м.

### Завдання

Необхідно :

визначити позначку гребеня греблі в глибоководній зоні

Вихідні дані:

- позначка нижнього підпірного рівня  $НПР$ , м;
- позначка форсованого підпірного рівня  $ФПР$ , м;
- глибина води перед греблею при НПР  $d_1$ , м;
- глибина води перед греблею при ФПР  $d_2$ , м;
- розрахункова швидкість вітру на висоті 10 м над рівнем води при НПР  $V_{w1}$ , м/с;
- розрахункова швидкість вітру на висоті 10 м над рівнем води при ФПР  $V_{w2}$ , м/с;
- довжина розгону вітрової хвилі по напрямленню вітру  $L_p$ , км;
- безпосередня тривалість дії вітру  $t$ , год;
- коефіцієнт закладання відкосу  $m_1 = ctg \varphi_{від}$ ; кут підходу фронту хвилі до

споруди  $\beta_{хв}=30^\circ$ ; вид кріплення відкосу.

Індивідуальні вихідні дані приведені в табл. 9.5, номер варіанту приймається за порядковим номером студента в журналі.

Таблиця 9.5 – ВАРІАНТИ ЗАВДАННЯ

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$H_{ПР}$ , м	152,6	140,2	130,2	120,2	115,2	118,9	163,6	150,0	140,0	130,0	120,0	115,0
$\Phi_{ПР}$ , м	153,1	140,7	130,7	120,7	115,7	119,5	164,1	150,8	140,8	130,8	120,8	115,8
$d_1$ , м	21,2	18,2	15,6	17,0	18,0	24,0	20,8	16,2	24,3	20,8	22,3	18,2
$d_2$ , м	21,7	18,7	16,1	17,5	18,5	24,5	21,3	17,0	25,1	21,6	23,1	19,0
$v_{w_1}$ , м/с	19,3	19,0	18,7	18,3	17,8	18,2	18,7	19,0	20,4	17,6	18,3	18,5
$v_{w_2}$ , м/с	10,4	9,9	9,7	8,0	7,5	8,1	9,7	9,9	10,6	7,6	8,0	9,5
$L_p$ , км	9,6	9,1	8,5	8,0	7,5	7,9	8,4	8,9	9,8	7,4	8,1	8,3
$t$ , год	10	9	8	7	6	7	8	9	10	6	7	8
$m_1 = ctg \varphi_{від}$	3,5	4	4,5	5	5,2	5,5	2,4	2,5	2,8	2,0	3,2	3,5
$\beta_{хв}$ , град.	30	32	20	30	40	45	25	28	30	18	25	30
Вид кріплення	Бетонні плити				Гравійно-галькове				Залізобетонні плити			

Продовження табл9.5

	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$H_{ПР}$ , м	160,3	155,0	145,4	119,0	160,5	117,1	118,2	125,0	131,0	120,5	150,8	142,4	130,5
$\Phi_{ПР}$ , м	160,8	155,5	145,9	119,5	161,0	117,6	118,7	125,5	131,5	121,0	151,3	142,9	131,6
$d_1$ , м	20,4	23,0	25,0	17,8	29,0	19,5	21,8	23,0	25,0	21,2	20,2	23,5	18,5
$d_2$ , м	20,9	23,5	25,5	18,3	29,5	20,0	22,3	23,5	25,5	21,7	20,7	24,1	19,0
$v_{w_1}$ , м/с	18,9	19,1	17,4	18,0	18,4	18,8	19,3	17,8	19,2	18,5	20,5	19,8	18,2
$v_{w_2}$ , м/с	9,7	10,2	7,8	8,0	8,2	9,7	10,4	7,5	10,3	9,6	10,2	9,8	9,6
$L_p$ , км	8,8	9,2	7,2	7,8	8,2	8,7	9,6	7,5	9,4	8,3	9,5	8,7	8,8
$t$ , год	9	10	6	7	8	9	10	6	10	8	8	9,5	8,4
$m_1 = ctg \varphi_{від}$	2,5	2,0	2,2	2,5	2,8	3,0	3,2	3,8	4,2	3,5	3,5	4	4,5
$\beta_{хв}$ , град.	22	25	28	32	35	42	45	52	32	35	30	35	28
Вид кріплення	Кам'яне				Бетонні блоки				Залізобетонні плити				

## Практичне заняття № 10

### Тема 2: ВИЗНАЧЕННЯ РОЗМІРІВ РІЗНИХ ТИПІВ КРІПЛЕННЯ ВЕРХОВОГО ВІДКОСУ ЗЕМЛЯНОЇ ГРЕБЛІ

#### Короткі теоретичні відомості

Кріплення верхового відкосу влаштовують для захисту від руйнівних дій хвиль, криги. Воно поділяється на головне, розташоване в зоні максимальних хвильових впливів, та полегшене – нижче та вище головного кріплення.

Головне кріплення виконують, починаючи від гребеня греблі до глибини  $H_k = 2h_{1\%}$ , де  $H_k$  – глибина нижньої межі головного кріплення, рахуючи від мінімального рівня спрацювання водосховища;  $h_{1\%}$  – висота хвилі 1% забезпеченості (рис. 10.1).

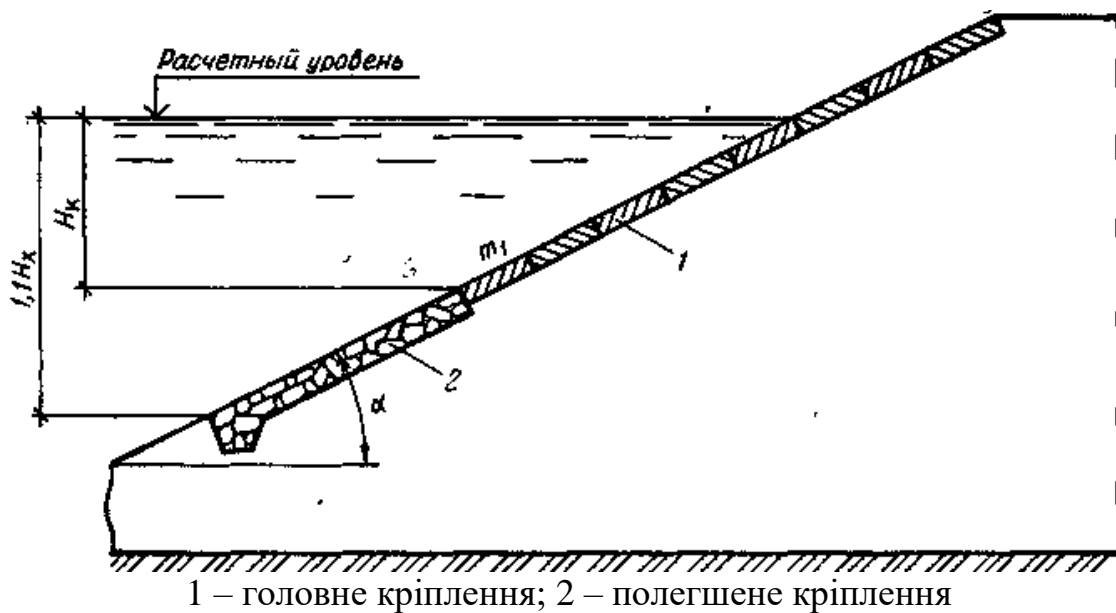


Рисунок 10.1 – Схема кріплення верхового відкосу

Глибина, на якій швидкість хвильового руху дорівнює нерозмивній швидкості, визначається за формулою:

$$H_k = \frac{\lambda}{4\pi} \operatorname{arsh} \frac{\pi \cdot n^2 \cdot h_{d1\%} \cdot g}{\lambda \cdot v_{\text{дв}}^2}, \quad (10.1)$$

де  $n$  – коефіцієнт, який приймається в залежності від пологості хвилі  $\bar{\lambda}/h_{1\%}$  (табл. 10.1) [20].

Таблиця 2.2.1 – Значення коефіцієнтів  $n$

$\frac{\bar{\lambda}}{h_{1\%}}$	8	10	15	20	30
$n$	0,6	0,7	0,75	0,8	1

Нерозмивна швидкість частинок ґрунту визначається за графіком на рис.10.2 [20].

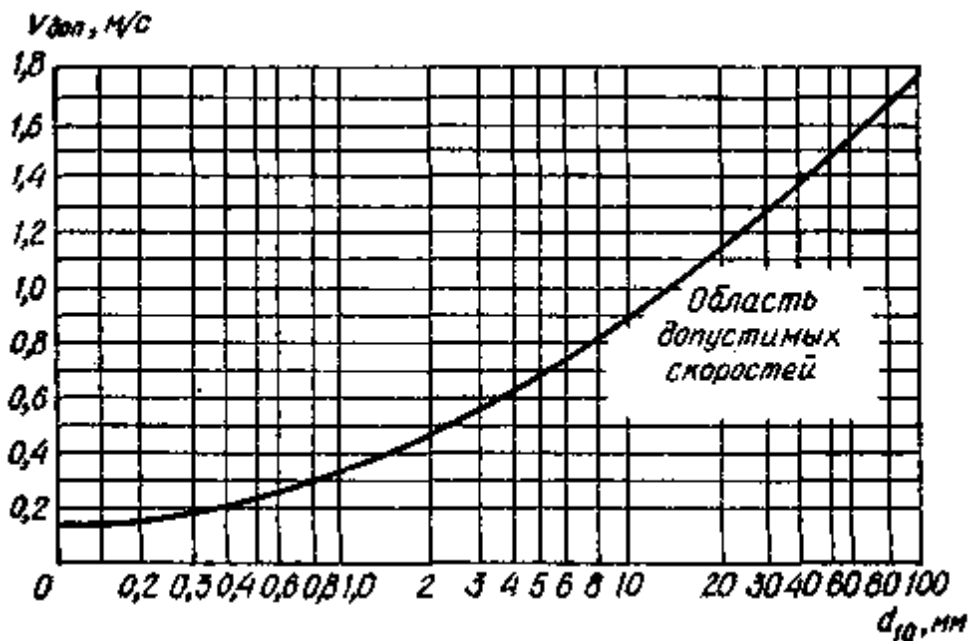


Рисунок 10.2 – Графік припустимих значень донних швидкостей

Позначка нижньої межі полегшеного кріплення  $\sqrt{H\Pi}_{кр}$  визначається для форсованого, нормального ті мінімального рівнів води у верхньому б'єфі за формулою:

$$\sqrt{H\Pi}_{кр} = \sqrt{PB} - 1,1 H_x, \quad (10.2)$$

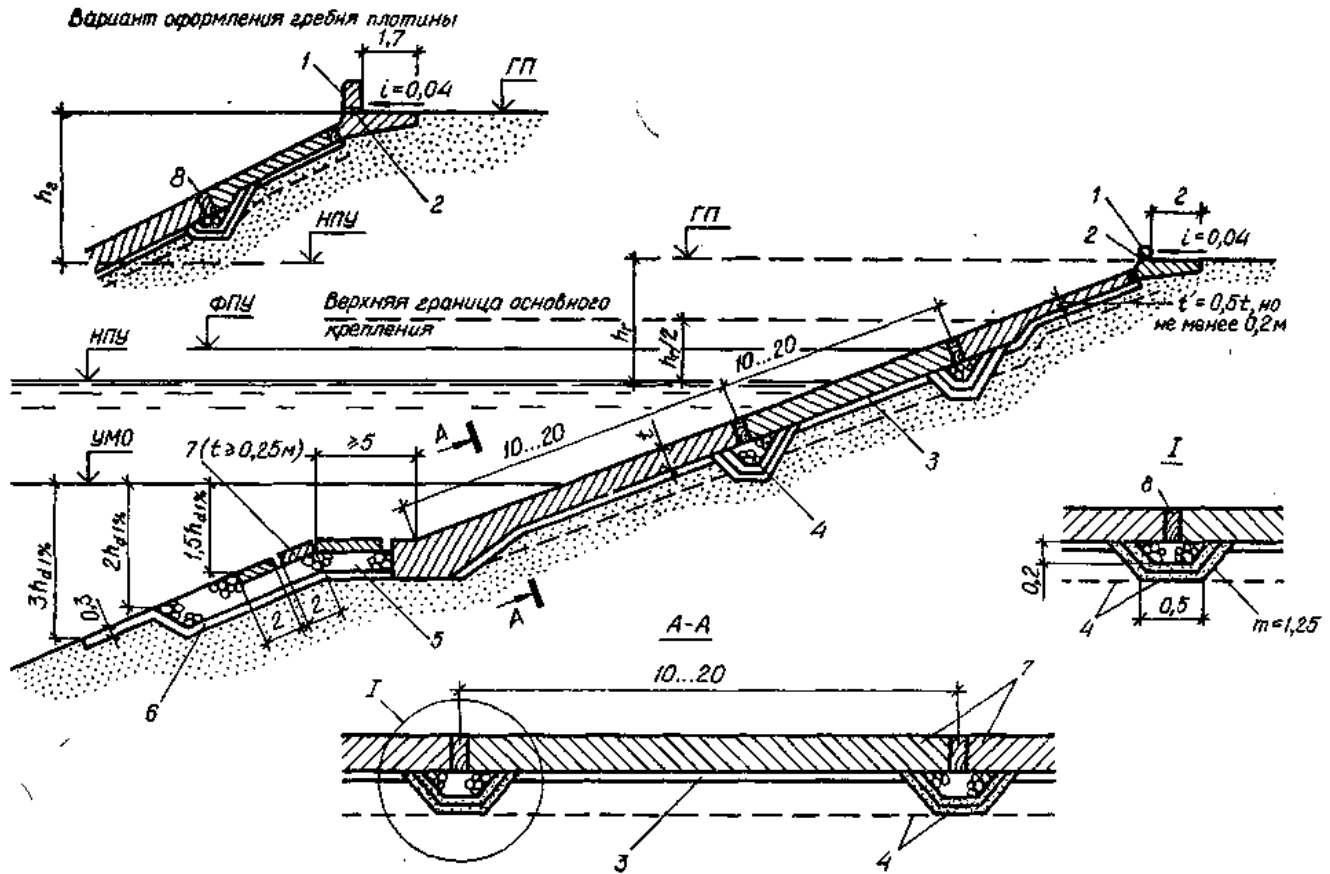
де  $\sqrt{PB}$  – розрахунковий рівень води, м.

Із отриманих значень приймається найменша позначка, якщо вона менша за позначку дна, то полегшене кріплення доводять до рівня дна.



Головне кріплення верхового відкосу виконується з бетонних та залізобетонних плит, кам'яного накиду, асфальтобетону, інших матеріалів.

Бетонні і залізобетонні кріплення виконують із монолітних плит, що бетонують на місці, або збірних омоноличених плит (рис. 10.3) та наскрізних плит.

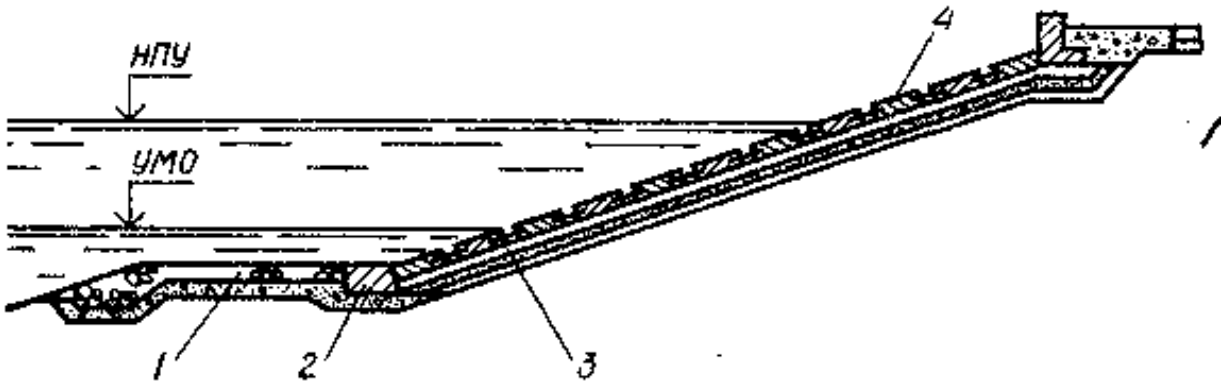


1 – парапет; 2 – отвори шириною 0,2м через 10 м; 3 – шар утрамбованого щебеня товщиною 0,1 м; 4 – смугастий дренаж під швом; 5 – дрібне каміння; 6 – шар гравію або щебеню товщиною 0,2 м; 7 – плити; 8 – доски товщиною 2,5 м.

Рисунок 10.3 – Приклад конструкції кріплення відкосу бетонними плитами

Монолітні плити товщиною від 15 до 50 см мають прямокутну форму із співвідношенням сторін  $1 \div 2$ , розмір меншої сторони  $0,4 \bar{\lambda}$ , але не більше 20 м.

Наскрізнi збірні покриття виконуються із залізобетонних плит товщиною від 8 до 20 см з плановими розмірами від  $1,5 \times 1,5$  м до  $5 \times 5$  м (рис. 10.4).



- 1 – полегшене кріплення; 2 – упор головного кріплення;  
 3 – шарова підготовка; 4 – головне кріплення із плит з відкритими швами

Рисунок 10.4 – Конструкція збірного наскрізного кріплення із залізобетонних плит

Товщина плит наскрізного збірного залізобетонного покриття визначається за формулою:

$$\delta_n = 0,6 \frac{n_2 \cdot \bar{h}_d^2 \cdot \sqrt[4]{B_{відн}^3}}{\hat{A} \cdot \cos \alpha} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_n - 0,3 \cdot k_a \cdot \gamma}, \quad (10.3)$$

де  $n_2=1,1$  – додатковий коефіцієнт перевантаження для ГТС I-III класів капітальності;

$\bar{h}_d$  - середня висота хвилі під час шторму, м;

$B_{відн}$  - відносна довжина ребра плити,  $B_{відн}=B / \bar{h}_d$  ;

$B$  - довжина ребра, яке розташоване перпендикулярно до лінії урізу;

$k_a$  - коефіцієнт відносного занурення розрахункової плити (табл. 2.2.2) [20].

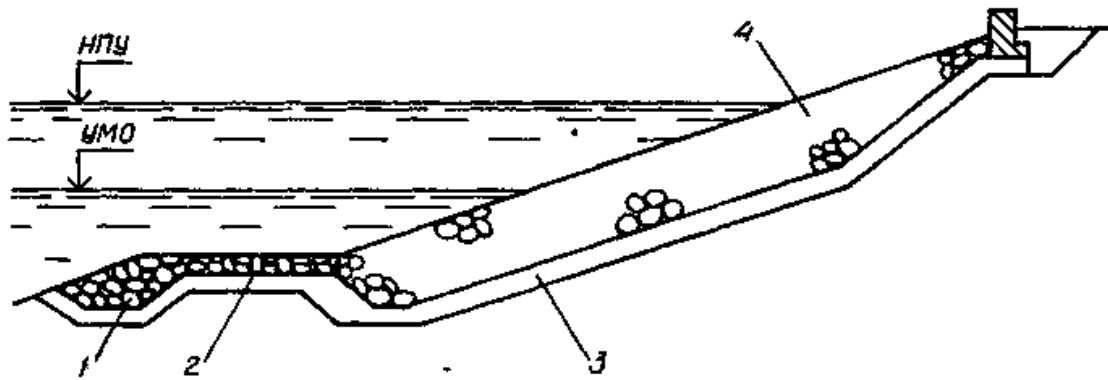
Таблиця 10.2 – Значення коефіцієнтів  $k_a$

$B_{відн}$	<1	1,2...1,5	2,2...2,8	3,5...4,3	5...6	>6
$k_a$	1	0,75	0,67	0,6	0,5	0,5

$\gamma$  - питома вага води, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma_n$  - питома вага матеріалу плити, кН/м<sup>3</sup>.

Кріплення відкосів у вигляді кам'яного накиду виконується переважно із невідсортованого каменю (рис. 10.5).



1 – зуб; 2 – полегшення кріплення; 3 – одношарова підготовка;  
4 – головне кріплення

Рисунок 10.5 – Конструкція кріплення відкосу греблі кам'яним накидом

Найменший розрахунковий розмір приведенного до кулі каменю  $D_m$ , м, необхідного для накиду із невідсортованого матеріалу при відкосах із закладаннями в межах 2÷5, визначається за формулою:

$$D_i = 0,12 \cdot \tilde{N} \frac{h_{1\%}}{m_{h1\%}} (m_{h1\%}^2 + 10) \frac{2,8m_1 - 0,8}{1,8m_1 + 1} \cdot \frac{\gamma_a}{\gamma_k - \gamma_a}, \quad (10.4)$$

де  $C$  – гідравлічний коефіцієнт опору, значення якого дорівнює 0,2 (якщо діаметр каменю більше, ніж 15 см, а висота хвилі більше, ніж 0,5 м);

$m_{h1\%} = 7$  – пологість хвилі 1%-ої забезпеченості;

$\gamma_a = 8 \text{ кН/м}^3$  - питома вага аерованої води в струмині від руйнуючої хвилі на відкосі;

$\gamma_k$  - питома вага каміння,  $\text{кН/м}^3$ .

Найбільший розрахунковий розмір приведенного до кулі каменю  $D_b$ , м, який необхідний для загальної стійкості накиду із невідсортованого матеріалу для відкосів із закладанням в межах 2÷5, визначається за формулою:

$$D_a = 1,5 \cdot \tilde{N} \cdot h_{1\%} \cdot \left( \frac{\sqrt[3]{m_{h1\%}}}{m_1} + 0,5 \right) \cdot \frac{m_1 + 1,8}{1,8m_1 - 1} \cdot \frac{\gamma_a}{\gamma_k - \gamma_a}, \quad (10.5)$$

де  $\gamma_a = 10 \text{ кН/м}^3$  – питома вага аерованої води, що стікає з накиду в кінці відкату хвилі.

Товщина покриття  $\delta_n$  із невідсортованого каменю при хвильовому впливі приймається:

$$\delta_n = (2 \div 2,1) D_{\sigma} . \quad (10.6)$$

Крупність матеріалу полегшеного кріплення визначається за умовою його стійкості під впливом придонних швидкостей, які виникають при хвилюванні на глибині  $H \geq 2h_{d1\%}$ . Ця швидкість знаходиться за формулою:

$$v_g = \sqrt{\frac{\pi \bar{\lambda}}{g} \cdot sh \frac{4\pi H_k}{\bar{\lambda}}} , \quad (10.7)$$

де  $n$  – коефіцієнт, значення якого приймається 0,8 при  $\frac{\bar{\lambda}}{h} \geq 20$ , та 0,7 при  $\frac{\bar{\lambda}}{h} \leq 10$ ;

$\bar{h}$  - висота хвилі 50%-ї забезпеченості;

$\lambda$  - довжина хвилі висотою  $\bar{h}$ .

Середній діаметр матеріалу полегшеного кріплення можна визначити за формулою [22]:

$$d_i \geq \frac{\gamma \cdot v_g^2}{2,4 \cdot k_m^2 \cdot g(\gamma_m - \gamma)} , \quad (10.8)$$

де  $d_m = d_{50}$ ;  $d_{50}$  – крупність фракцій матеріалу, дрібніше яких в матеріалі міститься 50% за масою, м;

$\gamma_m$  - питома вага матеріалу, кП/м<sup>3</sup>;

$\gamma$  - питома вага води, кП/м<sup>3</sup>;

$k_m$  - коефіцієнт, який враховує вплив закладання відкосу  $m_1$  на швидкість здвигу окремих його кріплень (табл. 10.3) [20].

Таблиця 10.3 – Визначення коефіцієнту  $k_m$

$m_1$	10	5	4	3	2.5	2
$k_m$	0,96	0,85	0,8	0,68	0,35	0,25

## Приклад розрахунку

### Вихідні дані:

земляна гребля:

- позначка дна ріки  $Z_0=125,0$  м;
- позначка гребеня греблі  $Z_e=153,3$  м.
- форсований підпірний рівень ФПР – 151 м;
- нижній підпірний рівень НПР – 150 м;
- рівень мертвого об'єму РМО – 144 м;
- відповідні цим рівням значення висоти і довжини хвилі:

$$h'_{d1\%} = 1,6 \text{ м}, \quad \bar{h}' = 1,1 \text{ м}; \quad \bar{\lambda}' = 25 \text{ м};$$

$$h''_{d1\%} = 2,3 \text{ м}, \quad \bar{h}'' = 1 \text{ м}; \quad \bar{\lambda}'' = 31 \text{ м};$$

$$h'''_{d1\%} = 1,2 \text{ м}, \quad \bar{h}''' = 0,6 \text{ м}; \quad \bar{\lambda}''' = 19 \text{ м};$$

- коефіцієнт закладання відкосу  $m_1=3$ ;
- питома вага води  $\gamma=9,81$  кН/м<sup>3</sup>;
- питома вага бетону плит кріплення  $\gamma_n=23,5$  кН/м<sup>3</sup>;
- питома вага каменя кріплення  $\gamma_k=25,5$  кН/м<sup>3</sup>;
- характеристика матеріалу, з якого складається відкос: дрібний пісок:  
 $d_{10}=0,1$  мм;  $d_{50}=0,35$  мм.

### Необхідно:

Визначити розміри різних типів кріплення верхнього відкосу.

### Розв'язання

Верхня межа кріплення – це позначка гребеня – 153,3 м.

Заглиблення нижньої межі головного кріплення під мінімальний рівень спрацювання водосховища, який відповідає РМО, визначаємо по відношенню:

$$H_k = 2 \cdot h'''_{d1\%} = 2 \cdot 1,2 = 2,4 \text{ м}.$$

Тоді позначка нижньої межі головного кріплення не повинна перевищувати позначки:

$$\downarrow НП_{кр} = \downarrow РМО - H_k = 144 - 2,4 = 141,6 \text{ м.}$$

За формулою (2.2.1) знаходимо глибини  $H'_x, H''_x, H'''_x$ , на яких швидкість хвильового руху при відповідних статичних рівнях дорівнює нерозмивній швидкості.

Для цього за табл. 2.2.1 знаходимо коефіцієнти  $n$ :

$$\frac{\lambda}{h'_{d1\%}} = \frac{25}{1,6} = 15,6, \quad n' = 0,76;$$

$$\frac{\lambda''}{h''_{d1\%}} = \frac{31}{2,3} = 13,5, \quad n'' = 0,73;$$

$$\frac{\lambda'''}{h'''_{d1\%}} = \frac{19}{1,2} = 15,8, \quad n''' = 0,76.$$

Значення нерозмивної швидкості знаходимо за графіком (рис. 10.2): при  $d_{10}=0,1\text{мм}; v_{дон}=0,17 \text{ м/с.}$

Тоді за формулою (2.2.1):

$$H'_x = \frac{25}{4 \cdot 3,14} \text{arsh} \frac{3,14 \cdot 0,76^2 \cdot 1,6 \cdot 9,81}{25 \cdot 0,17^2} = 8,69 \text{ м.}$$

$$H''_x = \frac{31}{4 \cdot 3,14} \text{arsh} \frac{3,14 \cdot 0,73^2 \cdot 2,3 \cdot 9,81}{31 \cdot 0,17^2} = 11,95 \text{ м.}$$

$$H'''_x = \frac{19}{4 \cdot 3,14} \text{arsh} \frac{3,14 \cdot 0,76^2 \cdot 1,2 \cdot 9,81}{19 \cdot 0,17^2} = 6,59 \text{ м.}$$

За розрахункову приймаємо найнижчу з позначок полегшеного кріплення, які відповідають відповідних рівням води у верхньому б'єфі по (2.2.2):

$$\downarrow НП'_{кр} = \downarrow ФПР - 1,1 H'_x = 151 - 1,1 \cdot 8,69 = 141,44 \text{ м.};$$

$$\downarrow НП''_{кр} = \downarrow НПР - 1,1 H''_x = 150 - 1,1 \cdot 11,95 = 136,86 \text{ м.};$$

$$\downarrow НП'''_{кр} = \downarrow РМО - 1,1 H'''_x = 144 - 1,1 \cdot 6,59 = 136,75 \text{ м.}$$

Нижня позначка полегшеного кріплення – 136,75 м.

Розглянемо варіант кріплення верхового відкосу у вигляді наскрізного збірного покриття із залізобетонних плит (рис. 10.4). Приймаємо плити розміром 4х4 м. Для рівня води у верхньому б'єфі, який відповідає НПР, товщина таких плит за формулою (2.2.3):

$$\delta_n = 0,6 \frac{1,1 \cdot 1^2 \cdot \sqrt[4]{(4/1)^3}}{4 \cdot \cos 18^\circ 36'} \cdot \frac{9,81}{23,5 - 0,3 \cdot 0,6 \cdot 9,81} = 0,22 \text{ м}.$$

Для варіанту кріплення відкосу у вигляді кам'яного накиду (рис. 2.2.5). Із невідсортованого каменю найменший розмір каменя, приведеного до кулі, знаходимо за формулою (2.2.4):

$$D_i = 0,12 \cdot 0,2 \cdot \frac{2,3}{7} (7^2 + 10) \frac{2,8 \cdot 3 - 0,8}{1,8 \cdot 3 + 1} \cdot \frac{8}{25,5 - 8} = 0,26 \text{ м}.$$

Найбільший розрахунковий розмір каменю, приведеного до шару, знаходимо за формулою (2.2.5):

$$D_a = 1,5 \cdot 0,2 \cdot 2,3 \left( \frac{\sqrt[3]{7}}{3} + 0,5 \right) \frac{3 + 1,8}{1,8 \cdot 3 - 1} \cdot \frac{8}{25,5 - 8} = 0,39 \text{ м}.$$

Товщина покриття із невідсортованого каменю за (2.2.6):

$$\delta_n = (2 \dots 2,1) D_a = (2 \dots 2,1) 0,39 = 0,78 \dots 0,82 \text{ м}.$$

Крупність матеріалу полегшеного кріплення знайдемо за формулами (10.7) та (10.8):

$$v_g = \frac{0,8 \cdot 3,14 \cdot 0,6}{\sqrt{\frac{3,14 \cdot 19}{9,81} sh \frac{4 \cdot 3,14 \cdot 2,4}{19}}} = 0,735 \text{ м}.$$

$$d_i \geq \frac{9,81 \cdot 0,735^2}{2,4 \cdot 0,68^2 \cdot 9,81 \cdot (25,5 - 9,81)} = 0,03 \text{ м}.$$

Товщина полегшеного кріплення

$$\delta_{пол} = 10 d_m = 10 \cdot 0,03 = 0,3 \text{ м}.$$

## Завдання

### Необхідно:

визначити розміри різних типів кріплення верхового відкосу:

- а) позначки верхньої та нижньої меж головного кріплення;
- б) товщину залізобетонних плит для наскрізного збірного покриття;
- в) розмір каменя і товщину покриття для кріплення у вигляді кам'яного накиду.

### Вихідні дані:

- позначка дна ріки  $Z_0$ , м;
- позначка гребеня греблі  $Z_2$ , м.
- форсований підпірний рівень ФПР, м;
- нижній підпірний рівень НПР, м;
- рівень мертвого об'єму РМО, м;
- значення висоти і довжини хвилі, відповідні цим рівням :  
 $h'_{d1\%}$ ,  $\bar{h}'$ , м,  $\bar{\lambda}'$ , м;
- коефіцієнт закладання відкосу  $m_1$ ;
- питома вага води  $\gamma_1$ , кН/м<sup>3</sup>;
- питома вага бетону плит кріплення  $\gamma_n$ , кН/м<sup>3</sup>;
- питома вага каменя кріплення  $\gamma_k=25,5$  кН/м<sup>3</sup>;
- характеристика матеріалу, з якого складається відкос:  $d_{10}$ , мм;  $d_{50}$ , мм.

Індивідуальні вихідні дані приведені в табл. 10.4.



Таблиця 10.4 – ВАРІАНТИ ЗАВДАНЬ

	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>	<b>12</b>
$Z_0, \text{ м}$	115	135	105	95	118	93	72	110	85	100	75	112
$Z_c, \text{ м}$	143,3	163,3	133	123	146,2	117,5	101,0	138,5	113,5	128,3	103,5	140,2
$\Phi_{ПР}, \text{ м}$	141	161	131	121	144	115	98	136	111	126	101	138
$\Pi_{ПР}, \text{ м}$	140	160	130	120	143	114	97	135	110	125	100	137
$P_{МО}, \text{ м}$	134	154	124	104	137	108	91	129	94	119	84	131
$h'_{d1\%}, \text{ м}$	1,6	1,2	1,5	1,4	1,7	1,6	1,8	1,3	1,4	1,2	1,6	1,4
$\bar{h}', \text{ м}$	1,1	1,0	1,0	0,9	1,1	1,0	1,2	1,0	0,8	1,0	1,0	1,0
$\lambda', \text{ м}$	25	23	22	25	27	28	26	26	25	24	29	24
$h''_{d1\%}, \text{ м}$	2,3	1,9	1,3	2,0	2,2	2,4	2,5	2,0	2,2	1,9	2,3	2,7
$\bar{h}'', \text{ м}$	1	1,5	0,9	0,8	0,9	1,1	1,2	0,7	1,1	1,4	1	1,4
$\lambda'', \text{ м}$	31	28	30	28	29	30	32	30	30	26	30	32
$h'''_{d1\%}, \text{ м}$	1,2	1,0	1,1	1,0	1,0	1,2	1,4	0,9	1,3	1,0	1,2	1,3
$\bar{h}''', \text{ м}$	0,6	0,5	0,7	0,5	0,5	0,6	0,7	0,5	0,7	0,6	0,6	0,7
$\lambda''', \text{ м}$	19	17	18	17	18	16	20	16	20	18	19	18
$m_l$	2	2,5	3	3,5	4	4,5	2	2,2	2,8	3	3,2	3,5
$\gamma_l, \text{ кН/м}^3$	9,81											
$\gamma_n, \text{ кН/м}^3$	23,5											
$d_{10}, \text{ мм}$	0,1	0,2	0,12	0,08	0,09	0,1	0,15	0,18	0,2	0,21	0,15	0,2
$d_{50}, \text{ мм}$	0,35	0,40	0,32	0,30	0,31	0,34	0,34	0,32	0,38	0,42	0,35	0,45

Продовження табл. 10.4

	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$Z_0, \text{ м}$	129	99	116	120	70	68	100	81	91	88	72	64	85
$Z_e, \text{ м}$	157,5	128,3	143,5	147,5	78,5	96,5	129,2	109,2	119,3	116,2	100,3	93,4	114,2
$\Phi_{ПР}, \text{ м}$	155	125	141	145	76	94	107	107	117	114	98	90	111
$H_{ПР}, \text{ м}$	154	124	140	144	75	93	126	106	116	113	97	89	110
$P_{МО}, \text{ м}$	148	118	135	139	89	87	119	100	110	107	91	83	104
$h'_{d1\%}, \text{ м}$	1,7	1,5	1,8	1,5	1,8	2,0	1,8	1,6	1,3	1,5	1,8	1,4	1,7
$\bar{h}', \text{ м}$	1,1	1,1	1,3	1,0	1,1	1,5	1,3	1,0	1,0	1,0	1,1	0,7	1,2
$\lambda', \text{ м}$	25	21	27	27	25	28	25	24	23	22	25	25	28
$h''_{d1\%}, \text{ м}$	2,3	1,4	2,4	1,3	2,2	2,7	2,5	2,3	1,9	1,4	2,4	2,2	2,2
$\bar{h}'', \text{ м}$	0,9	1,0	1,3	0,7	1,1	1,4	1,2	1	1,3	0,8	1,2	1,1	0,9
$\lambda'', \text{ м}$	29	29	31	28	30	34	30	30	27	30	32	30	29
$h'''_{d1\%}, \text{ м}$	1,0	1,0	1,3	1,0	1,2	1,6	1,4	1,2	1,0	1,2	1,4	1,4	1,0
$\bar{h}''', \text{ м}$	0,6	0,5	0,6	0,6	0,6	0,9	0,8	0,6	0,5	0,7	0,7	0,7	0,5
$\lambda''', \text{ м}$	18	17	19	17	19	22	18	18	17	18	20	20	18
$m_l$	4,2	3,8	4,2	3	3,5	2,8	2	2,5	3	3,5	2	2,5	3
$\gamma_l, \text{ кН/м}^3$	9,81												
$\gamma_n, \text{ кН/м}^3$	23,5												
$d_{10}, \text{ мм}$	0,13	0,1	0,12	0,1	0,14	0,15	0,1	0,15	0,08	0,1	0,08	0,15	0,2
$d_{50}, \text{ мм}$	0,41	0,28	0,32	0,34	0,36	0,36	0,3	0,35	0,29	0,30	0,32	0,34	0,36

## Практичні заняття № 11-12

### Тема 11-12: ФІЛЬТРАЦІЙНИЙ РОЗРАХУНОК ПІДЗЕМНОГО КОНТУРУ ГРАВІТАЦІЙНИХ ГРЕБЕЛЬ НА НЕСКЕЛЬНИХ ОСНОВАХ

#### Короткі теоретичні відомості

Головними задачами фільтраційного розрахунку підземного контуру гребель на нескельних основах є визначення фільтраційного та зваженого протитисків на підшову греблі та перевірка загальної і місцевої фільтраційної міцності ґрунту основи.

Фільтраційні розрахунки допускається виконувати наближеними аналітичними методами. Один з таких методів – це метод коефіцієнтів опору Р.Р.Чугаєва. За цим методом розроблюється розрахункова схема підземного контуру шляхом виключення із дійсної схеми деяких деталей (рис.11.1).

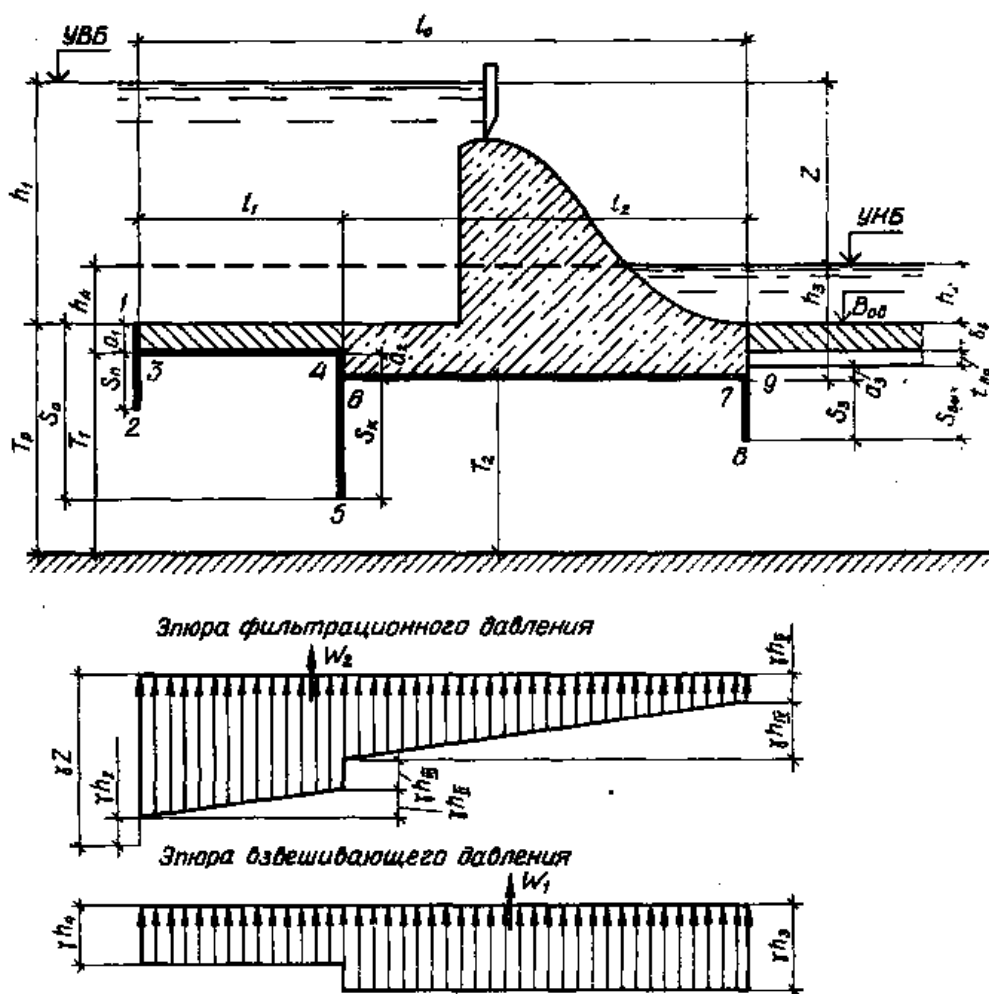


Рисунок 11.1 – Схема до фільтраційного розрахунку

Заглиблення фундаментальної плити встановлюється з урахуванням впливу фільтраційного потоку та створення сприятливих умов для виходу його в дренаж під водобоем. Заглибленням низового шпунта можна знайти за формулою:

$$d_3 = \delta_8 + t_{dp} + S_{вих} , \quad (11.1)$$

де  $\delta_8$  – товщина плити водобою;

$t_{dp}$  – товщина дренажу під водобоем;

$S_{вих}$  – заглиблення низового зуба відносно основи водобійної плити.

Товщину водобою попередньо можна визначити за формулою:

$$\delta_8 = (1/10 \div 1/12) l_{вод} , \quad (11.2)$$

де  $l_{вод}$  – довжина водобою,  $l_{вод} = 5 (h_2 - h_1)$ ,

$h_2$  та  $h_1$  – спряжені глибини гідравлічного стрибка.

Заглиблення низового зуба можна визначити по залежності:

$$S_{вих} = (0,05 \div 0,1) T , \quad (11.3)$$

та  $T$  – заглиблення розрахункового водоупору під дно верхнього б'єфа;

$l_0$  – горизонтальна проекція підземного контуру.

Розрахункова глибина залягання водоупору характеризується активною зоною фільтрації  $T'_{ак}$ . При визначенні фільтраційного протитиску активна зона фільтрації позначається через  $T''_{ак}$ , при визначенні фільтраційної витрати – через  $T'''_{ак}$ .

При позначенні через  $l_0$  та  $S_0$  проекцій підземного контуру на горизонтальну та вертикальну площини значення  $T'_{ак}$  та  $T''_{ак}$  визначаються за табл. 11.1 [20].

Таблиця 11.1 – Визначення розрахункових величин  $T'_{ак}$  та  $T''_{ак}$

Схема підземного контуру	$l_0/S_0$	$T'_{ак}$	$T''_{ак}$
Розпластана	$\geq 5$	$0,5 l_0$	
Проміжна	$3,4 \leq l_0/S_0 \leq 5$	$2,5 S_0$	
Заглиблена	$l \leq l_0/S_0 \leq 3,4$	$0,8 S_0 + 0,5 l_0$	$2T'_{ак}$
Досить заглиблена	$0 \leq l_0/S_0 \leq 1$	$S_0 + 0,3 l_0$	

Розрахункове значення глибини залягання водоупору  $T_p$  приймається в залежності від дійсного його залягання  $T_g$ . Якщо  $T_g$  менше за  $T'_{ак}$  та  $T''_{ак}$ , то  $T'_p = T''_p = T_g$ . Якщо  $T_g$  більше за  $T'_{ак}$  та  $T''_{ак}$ , то  $T'_p = T'_{ак}$  і  $T''_p = T''_{ак}$ . Глибина  $T''_p$  завжди дорівнює  $T_g$ .

Після визначення відповідного розрахункового положення водоупору прийнятий підземний контур розчленяється на вертикальні та горизонтальні елементи (рис. 11.1).

Вертикальні елементи: а) вхідний 1, 2, 3 та вихідний 8, 9, якщо немає шпунтів, то це виступи відповідно 1, 3 та 7, 9, для них коефіцієнти опору  $\xi_{вх}$  та  $\xi_{вих}$ ; б) внутрішній шпунт 4, 5, 6, якщо шпунта немає, то виступ 4, 6 с коефіцієнтом опору  $\xi_{шп}$ .

Горизонтальні елементи 3, 4 та 6, 7, для них коефіцієнт опору  $\xi_2$ .

Якщо форми та розміри вхідних і вихідних елементів однакові, то

$$\xi_{вх} = \xi_{вих} = \xi_{шп} + 0,44, \quad (11.4)$$

де

$$\xi_{\phi \ddot{e}} = \frac{\dot{a}}{\dot{O}_1} + 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,55/T_2}{1 - S/T_2 \cdot 0,75}, \quad (11.5)$$

де  $T_1$  та  $T_2$  – глибини залягання розрахункового водоупору зліва та справа від розглядаемого шпунта або виступу;

$S$  – довжина відповідного шпунта. При цьому приймається завжди  $T_1 \geq T_2$  та

$$a = T_1 - T_2 . \quad (11.6)$$

Якщо шпунта немає ( $S=0$ ), то

$$\xi_{vx} = \xi_{вих} = \xi_{вист} = a/T_1 + 0,44 , \quad (11.7)$$

Якщо немає виступу ( $S=0, a=0$ ), то

$$\xi_{vx} = \xi_{вих} = 0,44 . \quad (11.8)$$

Для внутрішнього шпунта використовується формула (2.3.5), але в неї треба підставити власні значення  $S, T_1, T_2$ .

Для горизонтальних елементів довжиною  $l$  при  $l \geq 0,5(S_1 + S_2)$

$$\xi_{\bar{a}} = \frac{l - 0,5(S_1 + S_2)}{\bar{O}} , \quad (11.9)$$

де  $S_1$  та  $S_2$  – розміри шпунтів, що розташовані зліва та справа від горизонтального елемента.

Прийняті розміри підземного контуру греблі слід перевірити за умовою загальної та місцевої фільтраційної міцності ґрунту основи.

Загальна фільтраційна міцність основи забезпечується, якщо

$$J_k \leq (J_k)_{дон} , \quad (11.10)$$

де  $J_k$  – контрольний градієнт напору фільтраційного потоку;

$(J_k)_{дон}$  – припустиме значення контрольного градієнту.

Для схеми підземного контуру, коли  $l \geq S$ :

$$J_K = Z / (T'_p \sum \xi) , \quad (11.11)$$

де  $Z$  – напір греблі;

$\sum \xi$  - сума коефіцієнтів опору, знайдена для  $T'_p$ :

$$\sum \xi = \xi_{vx} + \xi'_z + \xi_{un} + \xi''_z + \xi_{вих}. \quad (11.12)$$

Для розпластаної схеми підземного контуру, коли  $l \geq (5 \div 10)S$

$$J_k = J_{z.k.}, \quad (11.13)$$

де  $J_{z.k.}$  – ухил лінії епюра фільтраційного тиску на горизонтальній ділянці підземного контуру.

Припустиме значення контрольного градієнту

$$(J_k)_{дон} = J_{\hat{e}\hat{d}}^{\hat{n}\hat{d}} / k_n, \quad (11.14)$$

де  $J_{\hat{e}\hat{d}}^{\hat{n}\hat{d}}$  – осереднений розрахунковий критичний градієнт напору (для глини 1,2; для суглинків – 0,65; для крупних пісків – 0,45; для середніх пісків – 0,38; для дрібних пісків – 0,29);

$k_n$  – коефіцієнт надійності (для споруд I класу капітальності  $k_n=1,25$ ; для споруд II класу – 1,2; III – 1,15; IV – 1,1).

Місцева фільтраційна міцність ґрунту основи забезпечується при умові:

$$J_{вих} \leq J_{\hat{e}\hat{d}}^i, \quad (11.15)$$

де  $J_{вих}$  – максимальний градієнт напору;

$J_{\hat{e}\hat{d}}^i$  – припустиме значення градієнту напору (для несупфозних ґрунтів не більше, ніж 0,3, під час дренажу – не більше за 0,6).

Під час перевірки місцевої фільтраційної міцності основи на виході у нижній б'єф або в дренаж максимальний градієнт напору фільтраційного потоку

$$J_{\hat{a}\hat{e}\hat{d}} = 1,1 \frac{Z}{T} \cdot \frac{1}{\alpha \cdot \sum \xi}, \quad (11.16)$$

де  $\sum \xi$  – сума коефіцієнтів опору, яка визначається при  $T_p''$  :

$$\alpha = \sqrt{\sin \left[ \frac{\pi}{2} \left( \frac{S}{T_1} - \frac{T_2}{T_1} + 1 \right) \right]} . \quad (11.17)$$

У формулах (2.3.16) та (2.3.17) розміри  $S$ ,  $T_1$  та  $T_2$  відносяться до вихідного елемента підземного контуру, можливі варіанти якого показані на рис. 2.3.2.

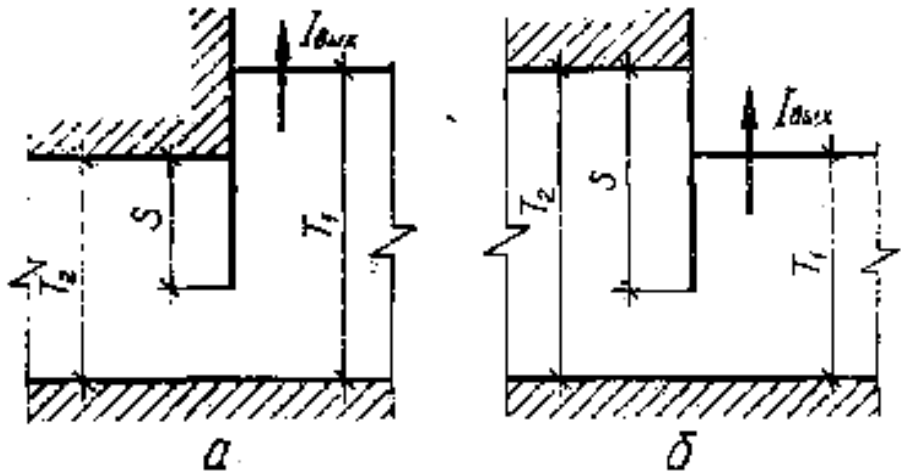


Рисунок 11.2 – Схеми виходу фільтраційного потоку в нижній б'єф

Формула (2.3.16) рекомендується для випадку  $0,7 \leq T_2/T_1 \leq 1,4$  .

Втрати напору при обтіканні елементів підземного контуру визначаються за формулою:

$$h_i = Z \xi_i / \sum \xi , \quad (11.18)$$

де  $Z = h_I + h_{II} + \dots + h_n$

### Приклад розрахунку

Вихідні дані:

- Дано: Гравітаційна гребля з основою на середніх пісках:
- напір  $Z=16$  м;  $l_1=32$  м;  $l_2=40$  м;  $h_2=8,5$  м;  $h_3=11,5$  м;  $h_4=10$  м (див. рис. 2.3.1).
  - довжина понурного шпунта  $S_n=5$  м;



- довжина королевого шпунта із зубом  $S_K=16$  м;
- довжина низового зуба  $S_3=3$  м;
- середня товщина понура  $a_1=1,5$  м;
- різниця позначок підосви понура і греблі  $a_2=1,5$  м;
- різниця позначок основи під водобоем та підосви греблі  $a_3=2,5$  м;
- капітальність споруди – II клас.

Необхідно: виконати фільтраційний розрахунок підземного контуру греблі.

### Розв'язання

Визначаємо проєкції підземного контуру на горизонтальну та вертикальну площини:

$$l_0 = l_1 + l_2 = 32 + 40 = 72 \text{ м};$$

$$S_0 = a_1 + a_2 + S_K = 1,5 + 1,5 + 16 = 19 \text{ м};$$

$$l_0/S_0 = 72 / 19 = 3,8.$$

Згідно із табл. 2.3.1 підземний контур відноситься до проміжної схеми: тобто для перевірки загальної фільтраційної міцності та визначення повного протитиску  $T_p' = T_{\dot{a}\dot{e}}' = 2,5S_0 = 2,5 \cdot 19 = 47,5\dot{i}$  ; для визначення вихідного

градієнту  $T_p'' = T_{\dot{a}\dot{e}}'' = 2\dot{O}_{\dot{a}\dot{e}}' = 2 \cdot 47,5 = 95\dot{i}$  .

При  $T_p' = 47,5\dot{i}$  визначаємо значення коефіцієнтів опору: понурного шпунта за формулою (2.3.5) при  $a=a_1 = 1,5$  м;  $S=S_n = 5$  м;  $\dot{O}_1 = T_p' = 47,5\dot{i}$  ;  $\dot{O}_2 = T_p' - \dot{a} = 47,5 - 1,5 = 46\dot{i}$  .

$$S_{\phi i}' = \frac{1,5}{47,5} + 1,5 \frac{5}{46} + \frac{0,5 \cdot 5 / 46}{1 - 5 / 46 \cdot 0,75} = 0,24$$

входу за формулою (2.3.7)

$$S_{\dot{a}\dot{a}} = 0,24 + 0,44 = 0,68$$

першого горизонтального елемента по формулі (11.9) при  $l=l_1=32$  м;  $S_1=5$ м;

$$S_2 = S_K + a_2 = 16 + 1,5 = 17,5 \text{ м}; T = 46 \text{ м.}$$

$$\xi_{\bar{a}} = \frac{32 - 0,5(5 + 17,5)}{46} = 0,45$$

королевого шпунта за формулою (11.5) при  $a = a_I = 1,5$  м;  $S = S_K = 16$  м;

$T_I = 46$  м;  $T_2 = 44,5$  м:

$$S_{\phi i}'' = \frac{1,5}{46} + 1,5 \frac{16}{44,5} + \frac{0,5 \cdot 16 / 44,5}{1 - 16 / 44,5 \cdot 0,75} = 0,82;$$

другого горизонтального елемента по формулі (11.9) при  $l = l_2 = 40$  м;

$S_I = 16$  м;  $S_2 = S_H = 3$ ;  $T = 44,5$  м.

$$\xi_{\bar{a}}'' = \frac{40 - 0,5(16 + 3)}{44,5} = 0,69;$$

низового зуба по формулі (2.3.5) при  $a = a_3 = 2,5$  м;  $S = S_3 = 3$  м;  $T_I = 47$  м;  $T_2 = 44,5$  м:

$$S_{\phi i}'' = \frac{2,5}{47} + 1,5 \frac{3}{44,5} + \frac{0,5 \cdot 3 / 44,5}{1 - 3 / 44,5 \cdot 0,75} = 0,18;$$

виходу по формулі (11.4):

$$S_{вих} = 0,14 + 0,44 = 0,62 .$$

Сума коефіцієнтів опору по формулі (11.12):

$$\sum \xi = 0,68 + 0,45 + 0,82 + 0,69 + 0,62 = 3,26 .$$

За формулою (11.10) перевіряємо загальну фільтраційну міцність ґрунту основи. Контрольний градієнт напору по формулі (11.11):

$$J_K = 16 / (47,5 \cdot 3,26) = 0,1 .$$

Припустиме значення контрольного градієнту для середніх пісків визначимо за формулою (11.14) при  $J_{\hat{e}\delta}^{\hat{n}\delta} = 0,38$  та  $k_H = 1,2$  .

$$J_{K(\partial on)} = 0,38 / 1,2 = 0,32 .$$

Тому що  $J_K < J_{K(\partial on)}$ , то довжина підземного контуру греблі задовольняє умовам загальної фільтраційної міцності основи.

Місцева фільтраційна міцність ґрунту основи на виході у дренаж під водобоем слід перевіряти за формулою (11.15). Для цього за формулами (11.4) – (11.9) при  $\dot{O}_{\delta}^{\prime\prime} = 95$  м визначаємо нові значення коефіцієнтів опору та їх суму: обчислення не приводяться  $\sum \xi = 2,02$ .

Значення коефіцієнту визначаємо за формулою (2.3.16):

$$\alpha = \sqrt{\sin \left[ \frac{3,14}{2} - \left( \frac{3}{47} - \frac{44,5}{47} + 1 \right) \right]} = 0,41.$$

Вихідний градієнт напору з коефіцієнтом запасу 1,1

$$J_{\hat{a}\hat{\delta}} = 1,1 \frac{16}{47} \cdot \frac{1}{0,41 \cdot 2,05} = 0,45,$$

що є меншим припустимого значення місцевого критичного градієнту напору при наявності дренажа  $J_{\hat{a}\hat{\delta}}^i \leq 0,6$ . Можна зробити висновок про забезпечення фільтраційної міцності основи.

Будуємо епюри фільтраційного та зважуючого тиску. Для цього визначаємо втрати напору при обтіканні окремих елементів підземного контуру за формулою (11.18), в яку підставляємо значення коефіцієнтів опору, знайдені при  $\dot{O}_{\delta}^{\prime\prime}$ :

$$h_I = Z \xi_{ex} / \sum \xi = 16 \cdot 0,68 / 3,26 = 3,34 \text{ м};$$

$$h_{II} = Z \xi'_{\epsilon} / \sum \xi = 16 \cdot 0,45 / 3,26 = 2,21 \text{ м};$$

$$h_{III} = Z \xi''_{\text{вл}} / \sum \xi = 16 \cdot 0,82 / 3,26 = 4,02 \text{ м};$$

$$h_{IV} = Z \xi''_{\epsilon} / \sum \xi = 16 \cdot 0,69 / 3,26 = 3,39 \text{ м};$$

$$h_V = Z \xi_{\text{вих}} / \sum \xi = 16 \cdot 0,62 / 3,26 = 3,04 \text{ м}.$$

Для побудови епюра фільтраційного тиску визначаємо характерні розміри:

$$\gamma Z = 9,81 \cdot 16 = 157 \text{ кПа};$$

$$\gamma h_I = 9,81 \cdot 3,34 = 32,8 \text{ кПа}.$$

$$\gamma h_{II} = 9,81 \cdot 2,21 = 21,7 \text{ кПа.}$$

$$\gamma h_{III} = 9,81 \cdot 4,02 = 39,4 \text{ кПа.}$$

$$\gamma h_{IV} = 9,81 \cdot 3,39 = 33,3 \text{ кПа.}$$

Будуємо епюр фільтраційного тиску, з'єднуючи отримані точки прямими лініями (рис. 11.1).

Ординати епюра зважуючого тиску:

$$\gamma h_3 = 9,81 \cdot 11,5 = 112,8 \text{ кПа.}$$

$$\gamma h_4 = 9,81 \cdot 10 = 98,1 \text{ кПа.}$$

### Завдання

*Необхідно:*

Виконати фільтраційний розрахунок підземного контура греблі.

Вихідні дані:

схема греблі (рис. 11.1);

напір на греблі  $Z$ , м;

довжина першого горизонтального елемента  $l_1$ , м;

довжина другого горизонтального елемента  $l_2$ , м;

$h_2$ , м (рис. 11.1);

$h_3$ , м (рис. 11.1);

$h_4$ , м (рис. 11.1);

довжина понурного шпунта  $S_n$ , м;

довжина королевого (разом з зубом) шпунта  $S_k$ , м;

довжина низового зуба  $S_z$ , м;

середня товщина понура  $a_1$ , м;

різниця позначок підшови понура та греблі  $a_2$ , м;

різниця позначок основи під водобоем та підшови греблі  $a_3$ , м;

матеріал основи греблі;

капітальність споруди.

Індивідуальні вихідні дані приведені в табл. 11.2.

Таблиця 11.2 – ВАРІАНТИ ЗАВДАНЬ

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$Z, \text{ м}$	10	12	18	20	22	24	18	9	15	12	16	18
$l_1, \text{ м}$	20	22	27	30	35	31	34	18	30	28	30	31
$l_2, \text{ м}$	28	30	35	38	42	39	42	26	38	36	36	39
$h_2, \text{ м}$	2,9	4,2	10	12	14,2	16	10	2,8	8,5	5,2	9,2	11,0
$h_3, \text{ м}$	5,9	7,2	13	15	17,2	19	13	5,8	11,5	8,3	12,2	14,0
$h_4, \text{ м}$	4,4	5,7	11,5	13,5	15,7	17,5	11,5	4,7	10	6,7	10,7	12,5
$S_n, \text{ м}$	4	4,5	5	6	5	6	5	4	5	4	5	6
$S_k, \text{ м}$	14	15	17	18	15	18	16	13	15	15	15	17
$S_3, \text{ м}$	3	3	3	4,5	3,5	3,5	3	2,5	3	3	3	3
$a_1, \text{ м}$	1,4	1,2	1,5	1,5	1,5	1,5	1,8	1,2	1,5	1,3	1,5	1,5
$a_2, \text{ м}$	1,5	1,4	1,5	1,5	1,5	1,5	1,8	1,2	1,5	1,3	1,5	1,5
$a_3, \text{ м}$	2,2	2,0	2,0	2,2	2,3	2,5	2,5	2,0	2,5	2,3	2,5	2,5
матеріал основи	глина			крупний пісок				середній пісок				
капітальність споруди	IV			III				III				

Продовження табл. 11.2

	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$Z, \text{ м}$	22	13	11	17	21	23	27	14	21	15	12	11	8
$l_1, \text{ м}$	29	26	25	30	32	35	40	29	35	31	30	29	22
$l_2, \text{ м}$	37	34	33	38	40	43	48	36	43	39	37	36	30
$h_2, \text{ м}$	15,5	6,8	4,3	10,2	14,2	16,3	20,1	7,5	13,5	8,5	5,0	4,2	2,8
$h_3, \text{ м}$	18,5	9,8	7,3	13,2	17,2	19,3	23,1	10,5	16,5	11,5	8,0	7,2	5,8
$h_4, \text{ м}$	17,0	8,3	5,8	11,7	15,7	17,8	21,6	9,0	15,0	10,0	6,5	5,7	4,3
$S_n, \text{ м}$	6	4,5	4,5	5	6,5	7	7,5	5	4,5	5	5	4,5	4,2
$S_k, \text{ м}$	18	15	16	16	18,5	19	19,5	16	16	17	16	15	14
$S_3, \text{ м}$	3,5	3	3	3	3,5	4	4,5	3	3,8	3	3	2,8	2,7
$a_1, \text{ м}$	1,7	1,4	1,2	1,5	1,6	1,7	1,8	1,5	1,7	1,5	1,5	1,3	1,2
$a_2, \text{ м}$	1,7	1,4	1,2	1,5	1,6	1,7	1,8	1,5	1,7	1,5	1,5	1,3	1,2
$a_3, \text{ м}$	2,7	2,4	2,2	2,5	2,6	2,7	2,8	2,5	2,7	2,4	2,1	2,3	2,0
матеріал основи	дрібний пісок				середній пісок				глина				
капіталь- ність споруди	III				III				IV				

## Практичне заняття № 13

### Тема 6: РОЗРАХУНОК ВОДОПРОПУСКНИХ СПОРУД

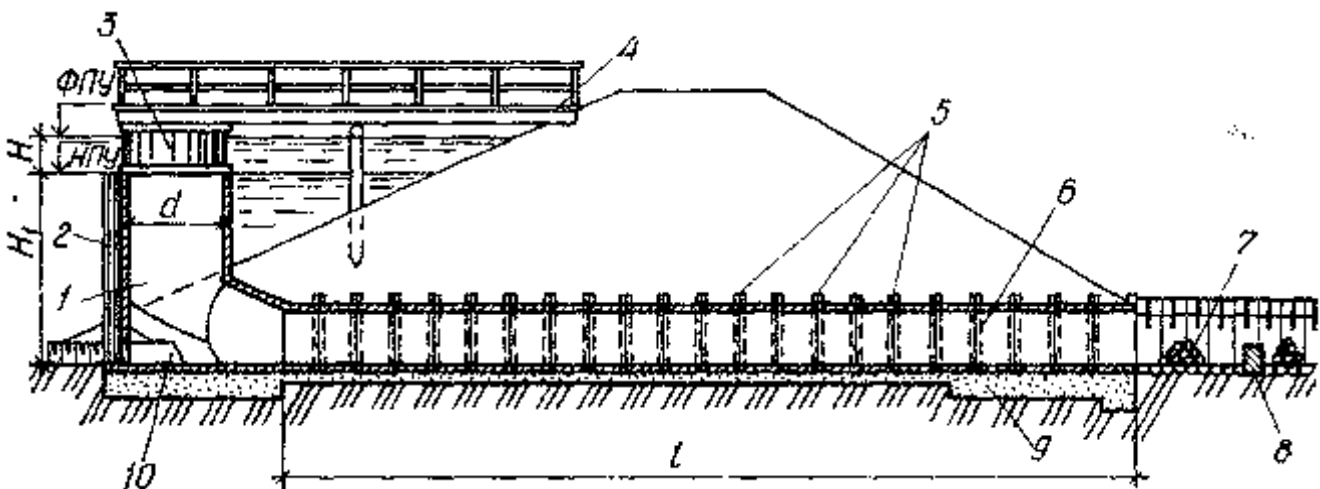
#### Короткі теоретичні відомості

За призначенням водопропускні споруди розділяються на водоскиди та водоспуски.

Водоскидні споруди призначені для пропуску надмірних паводкових вод, водоспуски – для пропуску корисних господарських випусків із водосховищ. За конструктивними особливостями поперечного перетину споруди поділяються на закриті, відкриті, комбіновані.

#### *Баштові водоскиди*

Баштові водоскиди складаються з башти круглого або прямокутного перерізу та горизонтальної труби. Верх башти повинен бути на відмітці нормального підпірного рівня (НПР) (рис. 2.6.1).



- 1 – башта; 2 – пази для щитів; 3 – металеві ґрати; 4 – службовий місток;  
5 – муфти; 6 – труба відведення; 7 – канал; 8 – водобійна стінка;  
9 – бетонна основа; 10 – донний отвір.

Рисунок 13.1 – Баштовий водоскид

При підвищенні рівня вода переливається через стінки башти та відводиться у нижній б'єф.

При гідравлічному розрахунку баштового водоскиду визначають розміри поперечного перетину башти та відводящої труби. Діаметр башти знаходиться за формулою:

$$d_1 = \frac{Q}{m \cdot n \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{2/3}}, \quad (13.1)$$

де  $m=0,4$  – коефіцієнт витрати для водозливу з тонкою стінкою;

$H$  - напір на гребені башти, дорівнює різниці позначок рівня води при розрахунковій витраті та НПР, м.

Площа поперечного перетину відводящих труб:

$$w = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot Z}}, \quad (13.2)$$

де  $\mu$  – коефіцієнт витрати труби;

$Z$  – напір в трубі, який при підтопленому вихідному отворі труби дорівнює різниці позначок верха башти та рівня води у нижньому б'єфі; при підтопленому вихідному отворі – різниці позначок верха башти та вісі відводящої труби.

Коефіцієнт витрати:

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \xi_{\text{вх}} + \pi l / (4R)}}, \quad (13.3)$$

де  $\xi_{\text{вх}}$  – коефіцієнт опору на вході;

$\lambda$  – гідравлічний коефіцієнт тертя, який приймається за табл. 13.1 [20]:



Таблиця 13.1 – Гідравлічний коефіцієнт тертя  $\lambda$  для круглих труб

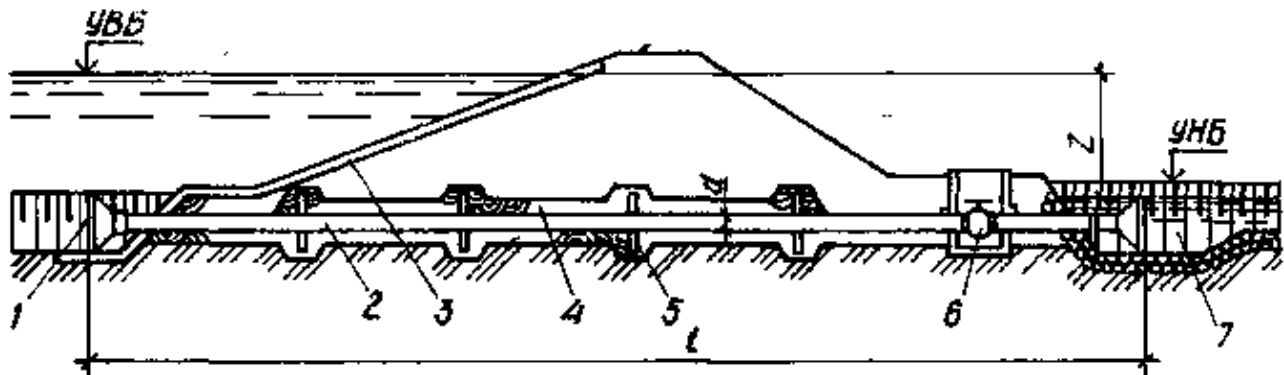
$d, \text{ м}$	$\lambda$ при коефіцієнті шерохватості $n$				
	<b>0,01</b>	<b>0,012</b>	<b>0,013</b>	<b>0,014</b>	<b>0,015</b>
0,2	0,021	0,026	0,033	0,039	0,050
0,3	0,019	0,024	0,029	0,035	0,044
0,4	0,017	0,022	0,026	0,033	0,039
0,5	0,016	0,020	0,025	0,030	0,036
0,6	0,016	0,019	0,024	0,028	0,034
0,7	0,015	0,019	0,023	0,027	0,032
0,8	0,015	0,018	0,022	0,026	0,031
0,9	0,014	0,017	0,021	0,025	0,029
1,0	0,013	0,017	0,020	0,023	0,028
1,2	0,013	0,016	0,019	0,022	0,026
1,5	0,012	0,015	0,018	0,021	0,025
2,0	0,011	0,014	0,016	0,019	0,022
2,5	0,011	0,013	0,015	0,018	0,021
3,0	0,010	0,012	0,014	0,017	0,020

$l$  – довжина труби, м;

$R$  – гідравлічний радіус труби, м.

*Трубчаті водоспуски*

Труби водоспуску розташовують безпосередньо в основі греблі (рис. 13.2).



1 – металеві ґрати; 2 – сталева або чавунна труба; 3 – кріплення верхнього відкоосу; 4 – шар глини; 5 – діафрагма; 6 – засувка; 7 – водобійний колодязь.

Рисунок 13.2 – Трубчатий водоспуск

Діаметр труби водоспуску для непідтопленого вихідного отвору визначається за формулою:

$$Q = \mu \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gH}, \quad (13.4)$$

при підтопленому вихідному отворі – за формулою

$$Q = \mu \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gZ}, \quad (13.5)$$

де  $\mu$  – коефіцієнт витрати;

$H$  – напір, який дорівнює відстані від рівня води у верхньому б'єфі до вісі труби, м;

$Z$  – напір, який дорівнює різниці позначок рівнів води верхнього та нижнього б'єфів, м.

Коефіцієнт витрати  $\mu$  можна визначати за формулою (2.6.3), але замість коефіцієнту опору на вході необхідно підставити  $\sum \xi$  – суму коефіцієнтів всіх місцевих опорів:

$$\sum \xi = \xi_{вх} + \xi_{гр} + \xi_3 + \xi_{вих}, \quad (13.6)$$

де  $\xi_{гр}$  – коефіцієнт опору ґрат;

$\xi_3$  – коефіцієнт опору затвору (для плоского затвору  $\xi_3 = 0,2$ , для дискового –  $\xi_3 = 0,1$ );

$\xi_{вих} = 1$  – коефіцієнт опору на виході для підтопленого вихідного отвору.

Коефіцієнт опору ґрат на вході:

$$\xi_{гр} = 1,5 (w / w_1)^2 = 1,5 (d / d_1)^4, \quad (13.7)$$

де  $w$  – площа поперечного перетину труби водоспуску, м<sup>2</sup>;

$w_1$  – площа поперечного перетину вихідного отвору, м<sup>2</sup>;

$d_1$  – діаметр вхідного отвору, м.

Можна попередньо прийняти діаметр труби та визначити площу живого перетину із формули (13.4 – 13.5). Маючи площу живого перетину та приймаючи кількість труб, визначають діаметр однієї труби, який приблизно повинен дорівнювати діаметру, прийнятому попередньо.

### Приклад розрахунку №1

Вихідні дані: баштовий водоскид:  $Q=30$  м<sup>3</sup>/с; напір на гребені  $H=1,0$  м; висота башти  $H_I=4$  м. Труба водовідведення залізобетонна з плавним входом (рис. 13.1), для труби  $S=0,2$ ,  $\lambda=0,025$ ;  $l=30$ м. Вихідний отвір невідтоплений.

Необхідно: виконати гідравлічний розрахунок баштового водоскиду.

### Розв'язання

Діаметр башти за формулою (2.6.1):

$$d_1 = \frac{30}{0,4 \cdot 3,14 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1^{3/2}}} = 5,4 \text{ м}.$$

Приймаємо трубу водовідведення діаметром  $d=1,25$  м. Напір у трубі:

$$t = 4 - 1,25 / 2 = 3,38 \text{ м}.$$

Гідравлічний радіус відводящої труби:

$$R = 1,25 / 4 = 0,31 \text{ м}.$$

За формулою (2.6.3) визначаємо коефіцієнт витрати  $\mu$ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + 0,2 + 0,025 \cdot 30 / 1,25}} = 0,75.$$

Визначаємо площу поперечного перетину відводящих труб за формулою (13.2):

$$W = \frac{30}{0,75 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 3,38}} = 4,9 \text{ м}^2.$$

Приймаємо 3 труби. площа живого перетину однієї труби:

$$\frac{\omega}{3} = \frac{4,9}{3} = 1,6 \text{ м}^2.$$

а діаметр

$$d = \sqrt{4 \cdot 1,6 / 3,14} = 1,43 \text{ м}.$$

Загальна ширина відводящих труб не повинна перевищувати внутрішній діаметр башти. Якщо прийняти товщину стінок труб 0,25 м, тоді загальна ширина трьох труб становить:

$$1,43 \cdot 3 + 0,25 \cdot 6 = 5,19 \text{ м},$$

що менше діаметру башти, рівного 5,4 м.

### Приклад розрахунку № 2

Вихідні дані: сталевий трубчатий водоспуск:  $Q=1,3 \text{ м}^3/\text{с}$ ; вихідний отвір підтоплений; різниця позначок рівнів води верхнього та нижнього б'єфів  $Z=7 \text{ м}$ ; довжина водоспуску  $l=50 \text{ м}$ ; коефіцієнт опору на вході  $\xi_{\text{вх}}=0,2$ ; діаметр труби  $d=0,4 \text{ м}$ ; діаметр вхідного отвору  $d_I=0,6 \text{ м}$ .

Необхідно: визначити діаметр і кількість труб водоспуску.

#### Порядок розрахунку

Визначаємо коефіцієнт опору ґрат на вході за формулою (13.7):

$$\xi_{\text{гр}} = 1,5 (0,4 / 0,6)^4 = 0,3$$

За формулою (2.6.6) знаходимо суму коефіцієнтів всіх місцевих опорів

$$\sum \xi = 0,2 + 0,3 + 0,2 + 1 = 1,7$$

Гідравлічний радіус

$$R = 0,126 / 1,26 = 0,1 .$$

Коефіцієнт витрати знаходимо за формулою (2.6.3):

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+1,7+0,025 \cdot 50 (4 \cdot 0,1)}} = 0,41.$$

Площа живого перетину труб за формулою (2.6.2):

$$W = \frac{1,3}{0,41 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 7}} = 0,27 \text{ м}^2.$$

Приймаємо водоспуск із двох труб, тоді площа живого перетину однієї труби

$$\frac{W}{2} = \frac{0,27}{2} = 0,14 \text{ м}^2.$$

Діаметр

$$d = \sqrt{4 \cdot 0,14 / 3,14} = 0,4 \text{ м} .$$

### **Завдання № 1**

*Необхідно :*

- а) визначити розміри поперечного перетину башти;
- б) визначити кількість та діаметри труб водовідведення.

Вихідні дані:

- баштовий водоскид (рис. 2.6.1);
- витрата  $Q$ , м<sup>3</sup>/с;
- напір на гребені башти  $H$ , м;
- висота башти  $H_1$ , м;
- матеріал труб – залізобетон;
- гідравлічний коефіцієнт тертя  $\lambda$ ;
- довжина труби,  $l$ , м.

Індивідуальні вихідні дані приведені в табл. 13.2.

Таблиця 13.2 – Варіанти завдання

Показник	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$Q, \text{ м}^3/\text{с}$	20	15	25	30	35	32	28	15	18	28	34	50
$H, \text{ м}$	0,7	0,6	0,8	1,0	1,1	0,9	1,0	0,5	0,6	0,7	0,8	1,2
$H_1, \text{ м}$	3,5	2,8	3,6	3,0	5	4,2	4,1	3,5	3,0	3,2	3,8	4,5
$\lambda$	0,033	0,021	0,024	0,029	0,023	0,015	0,019	0,013	0,016	0,019	0,022	0,012
$l, \text{ м}$	35	20	32	36	42	36	37	50	45	35	55	43

Продовження табл. 13.2

Показник	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$Q, \text{ м}^3/\text{с}$	47	44	33	25	13	18	29	30	21	32	43	24	15
$H, \text{ м}$	1,2	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,7	0,8	0,9	1,1	1,0	0,8	0,6
$H_1, \text{ м}$	4,0	4,1	4,5	3,2	3,0	2,8	4,1	3,2	2,7	4,6	4,8	3,1	2,9
$\lambda$	0,017	0,022	0,025	0,015	0,017	0,020	0,019	0,022	0,016	0,011	0,014	0,016	0,018
$l, \text{ м}$	54	60	58	35	25	32	32	44	28	50	45	41	32

**Завдання № 2***Необхідно :*

Визначити діаметр та кількість труб сталевого трубчатого водоспуску.

Вихідні дані:

- розрахункова витрата  $Q, \text{ м}^3/\text{с}$ ;
- різниця позначок рівнів води у верхньому та нижньому б'єфах  $Z, \text{ м}$ ;
- довжина водоспуску  $l, \text{ м}$ ;
- коефіцієнт опору на вході  $\xi=0,2$ ;
- діаметр труби  $d, \text{ м}$ ;
- діаметр вхідного отвору  $d_1, \text{ м}$ .

Індивідуальні вихідні дані приведені в табл. 2.6.3.

Таблиця 13.3 – ВАРІАНТИ ЗАВДАННЯ

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$Q, \text{ м}^3/\text{с}$	1,0	1,2	0,8	0,6	1,5	1,8	2,0	1,4	2,5	2,7	2,9	2,0
$Z, \text{ м}$	5	7	5	6	8	9	5	6	9	10	8	7
$l, \text{ м}$	45	50	40	42	47	35	38	52	45	50	53	25
$d, \text{ м}$	0,3	0,4	0,3	0,3	0,45	0,5	0,6	0,5	0,8	0,8	1,0	0,6
$d_1, \text{ м}$	0,5	0,6	0,5	0,5	0,65	0,7	0,8	0,7	1,0	1,0	1,2	0,8
	Вихідний отвір підтоплений											

Продовження табл. 13.3

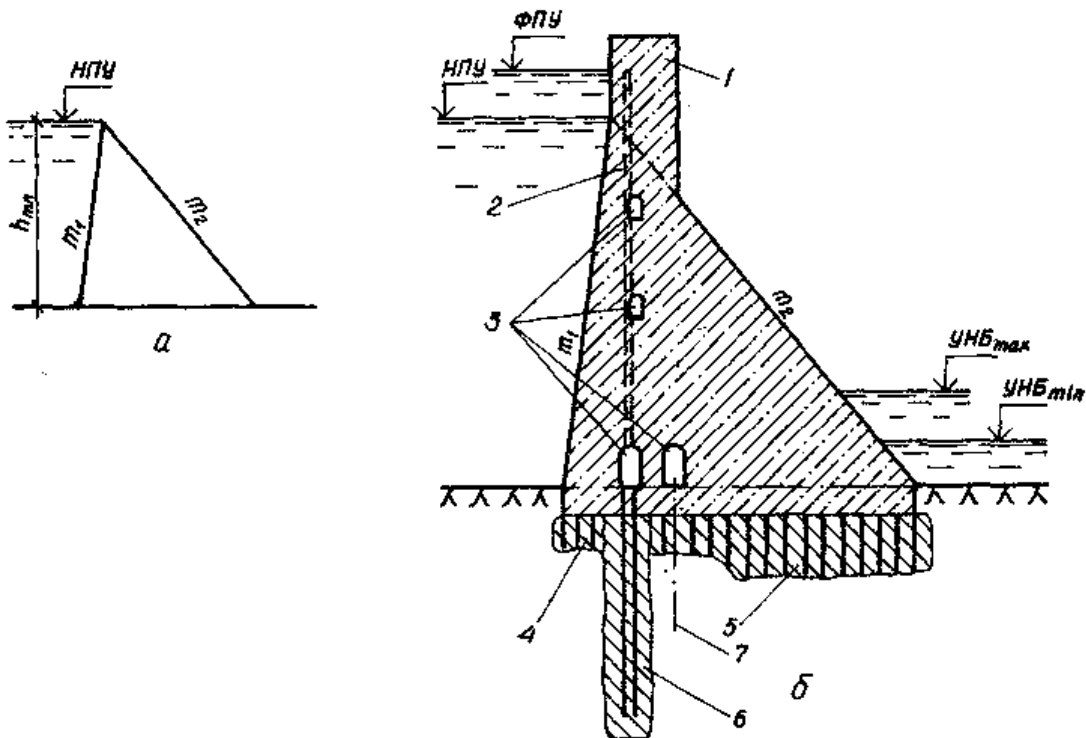
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$Q, \text{ м}^3/\text{с}$	1,8	1,6	1,4	1,0	0,8	3,0	2,7	2,1	1,3	1,5	0,8	0,9	1,1
$Z, \text{ м}$	6	9	7	10	8	10	8	9	6	8	7,5	6,8	8,2
$l, \text{ м}$	30	50	45	48	28	40	42	35	36	30	45	40	36
$d, \text{ м}$	0,6	0,6	0,5	0,3	0,3	1,0	0,8	0,8	0,5	0,5	0,3	0,3	0,4
$d_1, \text{ м}$	0,8	0,8	0,7	0,5	0,5	1,2	1,0	1,0	0,7	0,7	0,5	0,5	0,6
	Вихідний отвір не підтоплений												

## Практичне заняття № 14

### Тема 4: ГІДРАВЛІЧНИЙ РОЗРАХУНОК ГРАВІТАЦІЙНИХ ГРЕБЕЛЬ НА СКЕЛЬНИХ ОСНОВАХ

#### Короткі теоретичні відомості

На рис. 2.4.1 показано профіль гравітаційної греблі.



а) теоретичний; б) практичний; 1 – гребінь; 2 – дренаж тіла греблі;  
3 – оглядові галереї; 4 – зв’язуюча цементация; 5 – укріплююча цементация;  
6 – профільтраційна завіса; 7 – дренаж основи.

Рисунок 14.1 – Профіль гравітаційної греблі

Розміри водозливного фронту та окремих його прольотів визначаються для пропуску максимальної розрахункової витрати води при НПР та перевіряються на пропуск відповідної максимальної витрати при ФПР. Фактори, які визначають довжину водозливного фронту, це – максимальна розрахункова витрата та припустиме значення питомої витрати води.



Максимально розрахункова витрата  $Q_{zpl}$  визначається за формулою:

$$Q_{zpl} = Q_{maxl} - Q_{ГЕСl} = Q_{\epsilon l} - Q_{\delta l}, \quad (14.1)$$

де  $Q_{ГЕСl}$  – пропуск води через всі турбіни;

$Q_{\epsilon l}$  – пропуск води через водопропускні отвори;

$Q_{\delta l}$  – пропуск води через водозабірні споруди.

Припустима максимальна питома витрата води  $q_n$  становить: для скельних та напівскельних основ –  $50 \div 70 \text{ м}^2/\text{с}$ ; для здорових скельних основ –  $120 \text{ м}^2/\text{с}$ ; для дуже міцних основ –  $200 \text{ м}^2/\text{с}$ .

Питома витрата на водозливі знаходиться як

$$q_{\epsilon l} = (1,2 \dots 1,3) q_n \quad (14.2)$$

Значення  $q_{\epsilon l}$  більше, ніж витрата у нижньому б'єфі греблі в результаті стиснення потоку биками.

Напір на гребені водозливу практичного профілю  $H_{\epsilon l}$ , для непідтопленого витоків знаходиться за формулою:

$$H_{\epsilon l} = \left( \frac{q_{\epsilon l}}{m \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3}, \quad (14.3)$$

де  $m=0,49$  – коефіцієнт витрати водозливу.

Розміри прямокутних отворів водопропускних споруд, які перекриваються затворами, приймаються за [20]:

Ширина отворів, м:	0,4;	0,6;	0,8;	1;	1,25;	1,5;	1,75;
	2;	2,25;	2,5;	3;	3,5;	4;	4,5;
	5;	6;	7;	8;	10;	12;	14;
	16;	18;	20;	22;	24;	27;	30.

Висота отворів, м:	0,6;	0,8;	1;	1,25;	1,5;	1,75;	2;
	2,5;	3;	3,5;	4;	4,5;	5;	5,5;
	6;	6,5;	7;	7,5;	8;	8,5;	9;
	10;	11;	12;	13;	14;	15;	16;
	17;	18;	19;	20.			

Знайдений напір  $H_{e1}$  треба скорегувати відповідно стандартному значенню висоти отвору, яка відраховується від НПР. Тому треба визначити значення попередньої позначки гребеня греблі:

$$\downarrow GB_1 = \downarrow НПР - H_{e1} \quad (1.4)$$

Потім значення  $\downarrow GB_1$  уточнюється так, щоб висота отвору відповідала стандартному значенню.

Уточнений напір:

$$H_{e2} = \downarrow НПР - \downarrow GB_2 \quad (1.5)$$

Уточнена питома витрата:

$$q_{a2} = m \cdot \sqrt{2g} \cdot H_{a2}^{3/2} \quad (14.6)$$

Загальна попередня ширина всіх прольотів водозливного фронту греблі:

$$B_{np1} = Q_{zpl} / q_{e2} \quad (14.7)$$

Окремі прольоти слід приймати однаковими, ув'язуючи їх з розмірами секцій греблі та враховуючи умови пропуску льодоходу. Так, для південних річок з легким криговодом ширина прольотів повинна бути не менше 10 м, для північних річок не менше 18 м.

Максимальна розрахункова витрата для водозливу практичного профілю визначається за формулою:

$$Q_1 = \sigma_i \cdot \sigma_{\bar{n}} \cdot \sigma_n \cdot m \cdot B_{i\delta} \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}, \quad (14.8)$$

де  $\sigma_n$  – коефіцієнт повноти напору;

$\sigma_c$  – коефіцієнт стиснення потоку;

$\sigma_n$  – коефіцієнт підтоплення (див. рис. 14.2) [20]:

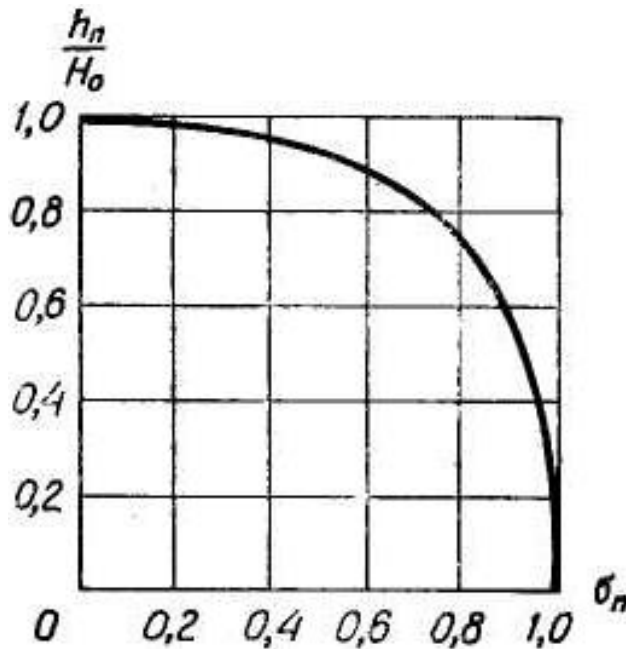


Рисунок 14.2 - Графік для визначення  $\sigma_n$  в залежності від  $h_n/H_0$  ( $h_n$  – висота підтоплення,  $H_0$  – повний напір на порозі водозливу)

$m$  – коефіцієнт витрати непідтопленого водозливу;

$H_0$  – повний напір:

$$H_0 = H_{a2} + \frac{v_0^2}{2g}, \quad (14.9)$$

де  $v_0$  – швидкість підходу потоку до греблі:

$$v_0 = \frac{Q_{\max 1}}{\omega}, \quad (14.10)$$

де  $\omega$  – площа живого перетину перед гідровузлом.

Якщо  $v_0 \leq 0,5$  м/с, то  $H_0 = H_{a2}$ .

Коефіцієнт витрати для водозливу з вертикальною напірною гранню:

$$m = 0,36 + 0,1 \cdot \frac{2,5 - c / H_{a2}}{1 + 2c / H_{a2}}, \quad (14.11)$$

де  $C$  – ширина гребеня водозливу від напірної грані до кінця прямолінійної вставки, м.

При значенні відношення  $c/H_{e2} > 2,5$  коефіцієнт витрати  $m=0,36$ . Для водозливу, профіль якого побудовано за координатами Кригера-Офіцєрова,  $m=0,49$ .

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

$$\sigma_{i1} = 0,62 + 0,38 \cdot \sqrt[3]{H_{a2} / H_{i\delta\delta}}, \quad (14.12)$$

де  $H_{np\phi}$  – профілюючий напір на водозливі.

Коефіцієнт стиснення потоку для плавно окреслених вхідних головок биків:

$$\sigma_{n1} = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + D_{a.a.} / I_{a2}}} \cdot \left(1 - \frac{b_{i\delta}}{B}\right) \cdot \sqrt[4]{\frac{b_{i\delta}}{B}}, \quad (14.13)$$

де  $b_{np}$  – ширина одного прольоту, м;

$B = b_{np} + d_{\delta}$  – відстань між вісями биків, м.

При  $b_{np}/B < 0,2$  приймаємо  $b_{np}/B = 0,2$ , при  $P_{e.\delta}/H_{e2} > 3$  приймаємо  $P_{e.\delta}/H_{e2} = 3$ .

Пропускна здібність водозливних отворів при ФПР визначається за тими ж формулами, що й при НПР, але при напорі на водозливі  $H_{e3}$ , який відповідає ФПР:

$$H_{e3} = \downarrow \Phi ПР - \downarrow \Gamma B_2 \quad (14.14)$$

Для прийнятих прольотів та розмірів биків протяжність водозливного фронту греблі:

$$B_{e.\phi.} = n b_{ep} + (n - 1) d_{\delta} \quad (14.15)$$

Уточнена питома витрата у нижньому б'єфі:

$$q_{n2} = Q_{ep} / B_{e.\phi.} \quad (14.16)$$

## Приклад розрахунку

- Вихідні дані: Гравітаційна гребля на скельній основі. Льодохід відсутній. Профіль оголовку водозливу побудовано за координатами Кригера-Офіцера:
- максимальні розрахункові витрати: для основного розрахункового випадку  $Q_{max1}=5000$  м<sup>3</sup>/с; для перевірного розрахункового випадку  $Q_{max2}=6500$  м<sup>3</sup>/с;
  - НПР – 100 м; ФПР – 101,5 м;
  - витрата ГЕС: при НПР –  $Q_{ГЕС1}=1000$  м<sup>3</sup>/с; при ФПР –  $Q_{ГЕС2}=1500$  м<sup>3</sup>/с;
  - припустима питома витрата в нижньому б'єфі  $q_n=50$  м<sup>2</sup>/с;
  - позначка дна ріки в верхньому б'єфі  $t_{д.в.б.}=60$  м;
  - швидкість потоку перед греблею  $v_0=0,4$  м/с.

Необхідно: визначити розміри непідтоплених водозливних отворів.

## Розв'язання

Максимальна розрахункова витрата, яка скидається через водозлив греблі за формулою (2.4.1):

$$Q_{сп1} = 5000 - 1000 = 4000 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Питома витрата води на водозливі за формулою (2.4.2):

$$q_{в1} = 1,2 \cdot 50 = 60 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Напір на гребені за (2.4.3):

$$H_{д1} = \left( \frac{60}{0,49\sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 9,14 \text{ м}.$$

Попередня позначка гребеня водозливу визначається за формулою (14.4):

$$\downarrow GB_1 = 100 - 9,14 = 90,86 \text{ м}.$$

Приймаємо  $\downarrow GB_2 = 91$  м. Їй відповідає стандартна висота отвору (14.5):

$$h_{om} = \downarrow НПП - \downarrow GB_2 = 100 - 91 = 9 \text{ м.}$$

Уточнений напір на водозливі  $H_{\epsilon 2} = h_{om} = 9$  м.

Уточнена питома витрата на водозливі визначається за формулою (14.6):

$$q_{\epsilon 2} = 0,49 \sqrt{2 \cdot 9,81} 9^{3/2} = 58,6 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Загальна ширина всіх прольотів водозливного фронту за формулою (14.7):

$$B_{np1} = 4000 / 58,6 = 68,27 \text{ м.}$$

Приймаємо нерозрізні бики товщиною 4 м з вхідними оголовками циркульного обрису.

Загальну ширину прольотів водозливного фронту  $B_{np1}$  з урахуванням їх нормативних значень ділимо на 5 прольотів шириною  $b_{np}=14$  м. Тоді  $B_{np2}=5 \cdot 14=70$  м.

Прийняті розміри водозливних отворів треба перевірити на пропуск максимальної розрахункової витрати по формулі (14.8):

Так як  $v_0=0,4$  м/с < 0,5 м/с, то  $H_0 = H_{\epsilon 2} = 9$  м.

Тоді значення коефіцієнту повноти напору  $\sigma_{н1}$  за (14.12):

$$\sigma_{\epsilon 1} = 0,62 + 0,38 \cdot \sqrt[3]{9/9} = 1.$$

Відстань між вісями биків:

$$B = b_{np} + d_{\delta} = 14 + 4 = 18 \text{ м.}$$

Висота водозливу збоку верхнього б'єфу

$$P_{\epsilon. \delta.} = \downarrow FB_2 - \downarrow t_{\delta. \epsilon. \delta.} = 91 - 60 = 31 \text{ м.}$$

Тоді значення коефіцієнту стиснення  $\sigma_{c1}$  за (2.4.13):

$$\sigma_{\bar{n}1} = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + 31/9}} \left( 1 - \frac{14}{18} \right) \cdot \sqrt[4]{\frac{14}{18}} = 0,203$$

Тоді за формулою (14.8):

$$Q_1 = 1 \cdot 0,209 \cdot 1 \cdot 0,49 \cdot 70 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 9^{3/2} = 857,34 \text{ л}^3 / \text{с}$$

Отже, пропускна здібність водозливної греблі для основного розрахункового випадку забезпечує пропуск максимальної витрати води з запасом.

Знайдені розміри водозливних прольотів перевіримо на пропуск максимальної повірочної витрати при ФПР. Послідовність перевірки наступна.

Розрахункова витрата, що скидається через греблю:

$$Q_{зр2} = Q_{max2} - Q_{ГЕС2} = 6500 - 1500 = 5000 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Геометричний напір на водозливні за формулою (2.4.14):

$$H_{гз} = 101,5 - 91 = 10,5 \text{ м}.$$

Коефіцієнт повноти напору за формулою (2.4.12):

$$\sigma_{i2} = 0,62 + 0,38 \cdot \sqrt{10,5/9} = 1,03.$$

Коефіцієнти стиску та витрати в даному випадку залишаються незмінними:

$$\sigma_{с2} = 0,99, m = 0,49.$$

Пропускна здібність водозливних отворів при  $H_0 = H_{гз} = 10,5$  за формулою (14.8):

$$Q_2 = 1,03 \cdot 0,99 \cdot 0,49 \cdot 70 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 10,5^{3/2} = 5271 \text{ л}^3 / \text{с}$$

Отже, перевірена максимальна витрата пропускається через греблю при рівні води, який не досягає максимально припустимого значення позначки ФПР. Розміри прольотів, що визначені для основного розрахункового випадку, можуть вважатись дійсними.

Напір на водозливні під час пропуску перевірконої максимальної витрати може бути визначений із формули (14.8):

$$H_{а4} = \sqrt[3]{\frac{Q_{зр2}^2}{b_i^2 \cdot b_{\bar{n}}^2 \cdot m^2 \cdot B_{i\delta}^2 \cdot 2g}} = \sqrt[3]{\frac{5000^2}{1,03^2 \cdot 0,99^2 \cdot 0,49^2 \cdot 70^2 \cdot 19,6}} = 10,14 \text{ м}.$$

Позначка фактичного форсованого рівня води у верхньому б'єфі (ФПР<sub>ф</sub>), при якому буде пропускатись максимальна повір очна витрата води:

$$\sqrt{\Phi ПР}_{ф.} = \sqrt{ГВ}_2 + H_{в4} = 91 + 10,14 = 101,14 \text{ м.}$$

Протяжність водозливного фронту греблі за (2.4.15):

$$B_{в.ф} = 5 \cdot 14 + (5 - 1) 4 = 86 \text{ м.}$$

Уточнені питомі витрати води у нижньому б'єфі визначаємо за формулою (14.16):

при НПР  $q_{n1} = 4000 / 86 = 46,5 \text{ м}^2/\text{с}$

при ФПР  $q_{n2} = 5000 / 86 = 58 \text{ м}^2/\text{с}$

### Завдання

Необхідно:

Визначити розміри непідтоплених водозливних отворів греблі.

Вихідні дані:

- максимальна розрахункова витрата для основного розрахункового випадку  $Q_{max1}$ , м<sup>3</sup>/с;
- максимальна розрахункова витрата для повірочного випадку  $Q_{max1}$ , м<sup>3</sup>/с;
- позначка нормального підпірного рівня  $НПР$ , м;
- позначка форсованого підпірного рівня  $ФПР$ , м;
- витрата ГЕС при НПР  $Q_{ГЕС1}$ , м<sup>3</sup>/с;
- витрата ГЕС при ФПР  $Q_{ГЕС2}$ , м<sup>3</sup>/с;
- припустима питома витрата води у нижньому б'єфі  $q_n$ , м<sup>2</sup>/с;
- позначка дна ріки у верхньому б'єфі  $Z_{дна \text{ в.б.}}$ , м;
- швидкість потоку перед греблею  $v_0$ , м/с.

Індивідуальні вихідні дані приведені в табл. 2.4.1.



Таблиця 14.1 – ВАРІАНТИ ЗАВДАННЯ

Показники / Варіант	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$Q_{max1}, \text{м}^3/\text{с}$	5000	4500	5500	6000	6100	3200	3600	3000	4700	4900	5300	3900
$Q_{max2}, \text{м}^3/\text{с}$	6200	5000	7000	7500	7500	4700	5100	4500	6200	6100	6800	5300
$H_{ПР}, \text{м}$	100	90	98	100	70	86	65	95	72	60	70	72
$\Phi_{ПР}, \text{м}$	102	91,5	99,5	102	71,5	87,5	66,5	96,5	73,5	61,5	71,2	73,5
$Q_{ГЕС1}, \text{м}^3/\text{с}$	1100	800	1200	1500	1100	500	400	700	900	700	1200	700
$Q_{ГЕС2}, \text{м}^3/\text{с}$	1600	1300	1700	2000	1600	1000	900	1200	1400	1200	1700	1300
$q_n, \text{м}^2/\text{с}$	50	55	58	60	65	54	50	52	56	58	61	63
$Z_{\text{дна в.б.}}, \text{м}$	61	51	54	60	32	41	20	54	32	22	32	30
$v_0, \text{м/с}$	0,4	0,3	0,45	0,5	0,42	0,35	0,4	0,35	0,49	0,5	0,44	0,40
	тяжкий лідохід					лідохід відсутній						

Продовження табл. 14.1

Показники / Варіант	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$Q_{max1}, \text{м}^3/\text{с}$	6600	3900	4100	2200	3600	2800	3100	6300	5400	4200	5300	6300	5300
$Q_{max2}, \text{м}^3/\text{с}$	8100	5400	5500	3700	5200	4300	5400	7600	6900	5700	6600	7600	6800
$H_{ПР}, \text{м}$	71	80	97	90	81	71	51	111	105	61	54	81	95
$\Phi_{ПР}, \text{м}$	72,2	82	98,5	91,5	83,5	73,5	52,5	112,5	106,5	62,5	55,5	82	96,5
$Q_{ГЕС1}, \text{м}^3/\text{с}$	1300	1000	900	400	900	700	800	1300	9000	900	1000	1500	1200
$Q_{ГЕС2}, \text{м}^3/\text{с}$	1800	1500	1600	900	1400	1200	1300	1900	1500	1400	1500	2000	1700
$q_n, \text{м}^2/\text{с}$	68	69	50	55	60	52	55	54	63	57	64	69	52
$Z_{\text{дна в.б.}}, \text{м}$	34	43	56	50	40,5	34	11	70	59	21	12	43	52
$v_0, \text{м/с}$	0,5	0,35	0,41	0,36	0,48	0,5	0,42	0,47	0,48	0,40	0,50	0,45	0,42
	тяжкий лідохід			лідохід відсутній				тяжкий лідохід					

## Практичні заняття 15-16

### Тема 5: РОЗРАХУНОК СТІЙКОСТІ ВІДКОСІВ ГРЕБЛІ

Стійкість відкосів однорідних ґрунтових гребель можна визначити за графіком, запропонованим інститутом ВОДГЕО (рис. 15.1) [20].

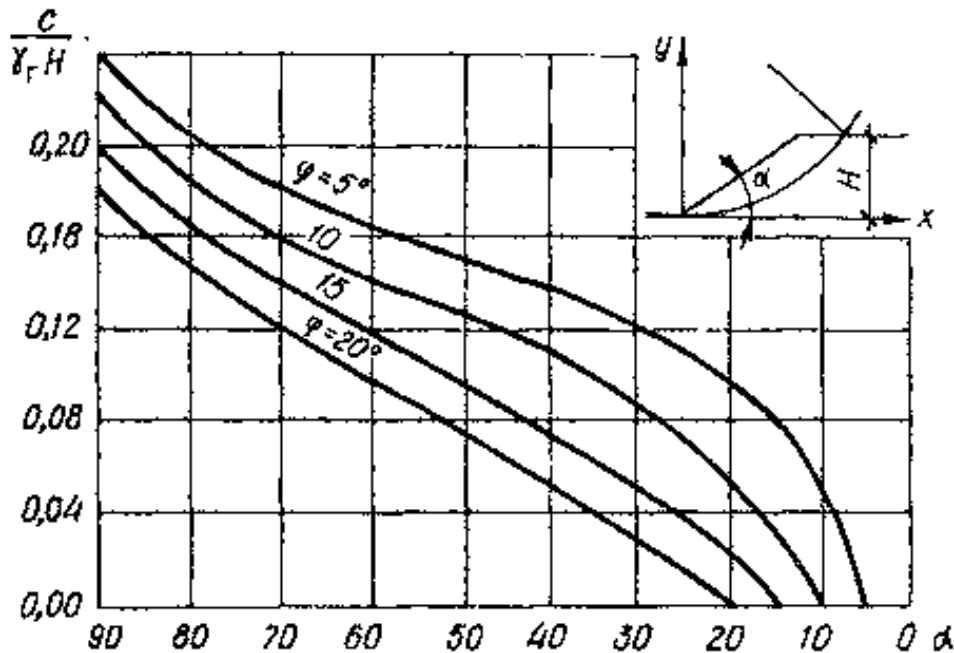


Рисунок 15.1 – Графік для розрахунку стійкості відкосів ґрунтових гребель

Встановивши за даними лабораторних досліджень питому вагу ґрунту  $\gamma_2$ , кН/м<sup>3</sup>, кут внутрішнього тертя ґрунту відкосу  $\varphi_0$ , питоме сцеплення  $C$ , кПа, та знаючи висоту відкосу  $H$ , м за графіком (рис. 2.5.1) знаходять кут безпечного відкосу  $\alpha^0$ . Для цього попередньо визначають значення  $e/(\gamma_2 \cdot H)$ . Коефіцієнт відкосу  $m = \text{ctg } \alpha$ .

За цим графіком можна рішити такі задачі:

- перевірка стійкості відкосу;
- визначення граничної висоти відкосу для заданого його ухилу;
- знаходження ухилу відкосу для заданої його висоти.

Відкоси неоднорідних ґрунтових гребель можна розрахувати за методом кругових поверхней (рис. 15.2) ковзання. В цьому випадку вважається, що в ґрунті тіла та основи греблі може утворитися колоциліндрична небезпечна поверхня



$$G_n = (\gamma_1 h_m' + \gamma_2 h_m'' + \gamma_3 h_m''') b, \quad (15.1)$$

де  $\gamma_1$  – питома вага ґрунту природної вологи вище кривої депресії, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma_2$  – питома вага насиченого водою ґрунту нижче кривої депресії, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma_3$  – питома вага ґрунту основи, насиченої водою, кН/м<sup>3</sup>;

$h_m'$ ,  $h_m''$ ,  $h_m'''$  – середні висоти смуг ґрунту відповідно вище кривої депресії, нижче кривої депресії, в основі греблі, м;

$b$  – ширина відсіку, м.

Тиск фільтраційної води, яка діє на  $n$ -й відсік, визначається за формулою:

$$W_{\phi n} = \gamma (h_m'' + h_m''') b / \cos \alpha_n, \quad (15.2)$$

де  $\gamma$  – питома вага води, кН/м<sup>3</sup>;

$\alpha_n$  – кут між вертикаллю, яка проходить через центр нульового відсіку та лінією, яка з'єднує центр кривої ковзання з точкою перетину вісі відсіку з кривою ковзання.

Коефіцієнт стійкості знаходиться за формулою:

$$k_y = \frac{\sum [G_n \sqrt{1 - (n_0 / m_0)^2} - W_{\phi i}] \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i l_i + W_0 \cdot r / R}{\sum C_n \cdot n_0 / m_0} \quad (15.3)$$

де  $n_0$  – порядковий номер відсіку ґрунту;

$m_0$  – число, яке дорівнює 10, якщо  $b=0,1R$  та 20, якщо  $b=0,05R$ ;

$r$  – радіус дії сили  $W_0$  відносно центру кривої ковзання;

$W_0$  – тиск води з боку нижнього б'єфу:

$$W_0 = 0,5 \cdot \gamma \cdot h^2, \quad (15.4)$$

де  $h$  – глибина води у нижньому б'єфі.

Для скорочення розрахунків силу сцеплення  $C = \sum C_i \cdot l_i'$ , визначають не

по відсікам, а по ділянках з однаковим питомим сцепленням, де  $C_i'$  – довжина ділянки кривої ковзання з постійним значенням питомого ковзання:

$$l'_i = \pi \cdot R \cdot \beta_i / 180, \quad (15.5)$$

де  $\beta_i$  – кут, який утворений радіусами, проведеними з центру кривої ковзання до перетину з межами її ділянок, що мають постійне значення питомого сцеплення.

Розглянемо метод визначення поверхні ковзання, який відповідає мінімальному коефіцієнту запасу стійкості за рекомендаціями В.В. Аристовського.

Від середини відкосу (точка  $a$  на рис. 2.5.2) або осередненого відкосу, якщо відкіс ломаний, треба провести вертикаль  $ac$ . Потім з точки  $a$  під кутом  $85^\circ$  до відкосу (або осередненого відкосу) проводиться лінія  $ad$ . Із точок  $A$  та  $B$ , як із центрів, проводяться криві радіусом  $R_I$ . Площа, яка обмежена цими кривими, є площею центрів кривих ковзання.

Радіус  $R_I$  знаходиться за формулою:

$$R_I = (R_n + R_v) / 2, \quad (15.6)$$

де  $R_n$ ,  $R_v$  – нижнє та верхнє значення радіусу поверхні ковзання, м (табл.2.5.1) [20].

Таблиця 15.1 - Орієнтовні значення  $R_n$  та  $R_v$  в долях від висоти греблі  $H$  в залежності від коефіцієнту закладання відкосу  $m_{від}$

$m_{від}$	1	2	3	4	5	6
$R_n$	1,1	1,4	1,9	2,5	3,3	4,3
$R_v$	2,2	2,5	3,2	4,7	5,8	6,7

Криві, які проведені радіусом  $R_I$ , перетинаються в точці  $O$  (рис. 2.5.2). Із точки  $a$  проводиться дуга  $b_e$  радіусом  $R_2 = aO/2$ . Багатогранник  $bb'Oe'eb$  є зоною пробних центрів кривих ковзання. При малих значеннях сил сцеплення  $C$  критичний центр розташовується поблизу або в самій точці  $O$ , із збільшенням значення  $C$  критичний центр віддаляється.

Так для відкосів із незв'язаних ґрунтів центр найбільш небезпечної кривої ковзання розташовується поблизу точки  $O$ , для відкосів із незв'язаних ґрунтів він

віддаляється від неї. Найбільш небезпечна крива ковзання у відсіках з піщаного ґрунту.

Стійкість відкосів забезпечується, якщо задовольняється умова [3]:

$$k_y > k_n n / m , \quad (15.7)$$

де  $k_n$  – коефіцієнт надійності;

$n$  – коефіцієнт навантажень  $n = 0,95 \div 1$ ;

$m$  – коефіцієнт умов праці.

Значення коефіцієнту  $k_n$  залежать від класу споруди (табл. 2.5.1) [20].

Таблиця 15.2 – Залежність коефіцієнту  $k_n$  від класу споруди

Клас споруди	I	II	III	IV
$k_n$	1,25	1,2	1,15	1,1

### Приклад розрахунку

Вихідні дані :

Дано: ґрунтова гребля із суглинистого ґрунту на суглинистій основі з дренажним банкетом (рис. 15.2)  $H_{zp}=30$  м, коефіцієнт закладання відкосів: на ділянці від гребеня до берми  $m_1=1,75$ ; від берми до дренажа  $m_2=2,25$ ; ширина берми – 4 м. Закладання зовнішнього відкосу банкетета  $m_3=1,5$ ; внутрішнього  $m_4=1,25$ . Глибина води у НБ  $h=6$ м.

Характеристики ґрунту тіла греблі і основи: вище кривої депресії  $\gamma'=15$ кН/м<sup>3</sup>,  $tg \phi'=0,58$ ,  $c'=28$  кПа; в тілі греблі нижче кривої депресії  $\gamma''=17$ кН/м<sup>3</sup>,  $tg \phi''=0,56$ ,  $c''=25$  кПа; в основі греблі  $\gamma'''=16$ кН/м<sup>3</sup>,  $tg \phi'''=0,45$ ,  $c'''=20$  кПа. Клас капітальності греблі III. Крива депресії будується за фільтраційними розрахунками. Відмінність фізико-механічних властивостей матеріалу дренажного банкетета від ґрунту тіла греблі не враховується.

Необхідно: перевірити стійкість низового відкосу греблі.

## Розв'язання

1. В масштабі викреслити поперечний профіль низового відкосу греблі. Визначити його осереднене закладання:  $m_{cp}=2$ . На профіль нанести депресійну криву фільтраційного потоку (рис. 15.2).

2. Із середини осередненого відкосу провести вертикаль  $ac$ . З тієї ж точки під кутом  $85^0$  до відкосу провести лінію  $ad$ . Із точок А та В, як із центрів, провести криві радіусом  $R_1$ , який визначається за формулою (15.6), значення  $R_n$  та  $R_e$  за таблицею 15.1:

$$R_1 = \frac{R_i + R_a}{2} = \frac{42 + 75}{2} = 58,5 \text{ м}.$$

3. Із точки  $a$ , як із центру, проводимо дугу  $be$  радіусом  $R_2 = aO/2 = 48/2 = 24 \text{ м}$ . На лінії в  $O$  намічаємо пробні центри найбільш небезпечних кривих ковзання, для яких потім треба визначити коефіцієнти стійкості та їх мінімальні значення. У прикладі визначимо коефіцієнти стійкості для однієї кривої ковзання, проведеної радіусом  $R=60 \text{ м}$  із точки  $O_2$ . Крива проходить через середину гребеня греблі та частину основи.

4. Масив ґрунту, обмежений кривою ковзання та низовим відкосом греблі, ділимо на вертикальні відсіки шириною  $b=0,1$ ,  $R=6 \text{ м}$ . Вертикаль, що проведена через центр ковзання, є віссю нульового відсіку. Зліва від нульового відсіку нумерація відсіків позитивна, справа – негативна.

5. Горизонтальний гідростатичний тиск води на розглядаємий масив ґрунту визначається за формулою (15.4)

$$W_0 = 0,5 \cdot 9,81 \cdot 6 = 176,6 \text{ кН}$$

6. Визначення сил, необхідних для розрахунку коефіцієнта стійкості відкосу, зводимо у табл. 15.3.

Таблиця 15.3 – Визначення діючих сил

№ відсіку	$\sin \alpha_n$	$\cos \alpha_n$	$G_n$	$G \frac{n_0}{m_0}$	$G \sqrt{1 - \left(\frac{n_0}{m_0}\right)^2}$	$W_{\phi n}$	$tg \varphi_i$	$\left[ G \sqrt{1 - \left(\frac{n_0}{m_0}\right)^2} - \right.$		$C_i$	$l'_i$	$C_i l'_i$
								$\left. - W_{\delta i} \right] tg \varphi_i$				
9			432			-	0,58			28	17,2	
8			864			-	0,57					
7			1218			545,5	0,56					
6			1644,4			615	0,56			25	32,3	
5			1693,2			731	0,56					
4			1827			880,4	0,56					
3			1535,7			745,3	0,50					
2			1423			759,2	0,45					
1			1256,4			763,6	0,45					
0			1072,8			648	0,45			20	50	
-1			766,1			472,7	0,45					
-2			345,6			220	0,45					
-3			288			183,7	0,45					
-4			115,2			78,2	0,45					
				$\Sigma$				$\Sigma$				$\Sigma$

$$\sin \alpha_n = \frac{n_0}{m_0},$$

де  $n_0$  – порядковий номер відсіку;

$m_0 = 10$  або  $20$ .

$$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n_0}{m_0}\right)^2}$$

7. Розраховуємо коефіцієнт стійкості відкосу за формулою (15.3).

8. Перевіряємо стійкість відкосу за формулою (15.7).

Аналогічно розраховуються коефіцієнти стійкості для інших кривих ковзання, порівнюються їх мінімальні значення з припустимими за формулою (15.7) та робляться висновки про стійкість відкосу греблі.



## Завдання

*Необхідно:*

1. Перевірити стійкість низового відкосу ґрунтової греблі за прикладом розв'язання, користуючись рис. 15.2, заповнити табл. 15.3.

2. Розв'язати задачу.

Вихідні дані:

Індивідуальні вихідні дані для розв'язання задач приведені в табл. 15.4-15.6.

### Варіанти 1-8

Визначити ухил низового відкосу для греблі висотою  $H$ , м, якщо питома вага ґрунту  $\gamma_2$ , кН/м<sup>3</sup>; кут внутрішнього тертя ґрунту відкосу  $\phi^0$ , питома сцеплення  $C$ , кПа.

Таблиця 15.4 – Варіанти 1 – 8

Варіант	1	2	3	4	5	6	7	8
Вид ґрунту	супісь	глина	суглинок	гравелистий пісок	пісок середньої крупності	дрібний пісок	супісь	глина
$H$ , м	20	25	18	12	14	10	15	22
$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	11	18	20	15	16	18	18	20
$\phi^0$	20	15	10	15	15	5	20	15
$C$ , кПа	20	57	81	2	3	6	50	43

### Варіанти 9-16

Перевірити стійкість греблі висотою  $H$ , м із незв'язаного ґрунту без дренажа, якщо питома вага ґрунту  $\gamma_2$ , кН/м<sup>3</sup>; питома сцеплення  $C$ , кПа, кут внутрішнього тертя ґрунту відкосу,  $\phi^0$ .

Таблиця 15.5 – Варіанти 9 – 16

Варіант	9	10	11	12	13	14	15	16
Вид ґрунту	крупний пісок	середній пісок	дрібний пісок	пилуватий пісок	супісь	середній пісок	дрібний пісок	пилуватий пісок
$H$ , м	10	12	15	8	16	18	14	6
$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	18	14	19	20	15	21	18	19
$\phi^0$	15	10	5	15	10	5	15	20
$C$ , кПа	2	3	6	8	16	3	4	6

### Варіанти 17-25

Визначити припустиму висоту відкосу греблі, якщо питома вага ґрунту  $\gamma_s$ , кН/м<sup>3</sup>; питоме сцеплення  $C$ , кПа; кут внутрішнього тертя ґрунту відкосу  $\phi^0$ , кут нахилу відкосу до горизонту  $\alpha$ .

Таблиця 15.6 – Варіанти 17 – 25

Варіант	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Вид ґрунту	супісь	глина	сугли- нок	пилува- тий пісок	дрібний пісок	супісь	сугли- нок	супісь	глина
$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	18	21	20	15	14	19	20	18	21
$C$ , кПа	14	81	28	8	6	16	36	20	57
$\phi^0$	20	15	10	15	10	20	15	5	10
$\alpha^0$	70	85	55	45	65	25	70	82	10

## ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

### Основна:

1. Благодарная Г. И. Гидротехнические сооружения : конспект лекций. Харьков : ХНУГХ им. А. Н. Бекетова, 2016. 106 с.

URL :

<https://eprints.kname.edu.ua/42811/1/2013%20%D0%BF%D0%B5%D1%87.%2021%D0%9B%20%D0%9B%D0%B5%D0%BA%D1%86%D0%B8%D0%B8%D0%93%D0%A2%D0%A12015.pdf>

2. Гриб О. М. Гідрометрія і гідрохімія. Навчальна практика : навчальний посібник. Одеса, Одеський державний екологічний університет, 2020. 110 с.

URL :

[http://eprints.library.odeku.edu.ua/id/eprint/7520/1/HrybOM\\_Hydrometrya\\_i\\_hydrohimiya\\_NP\\_2020\\_110.pdf](http://eprints.library.odeku.edu.ua/id/eprint/7520/1/HrybOM_Hydrometrya_i_hydrohimiya_NP_2020_110.pdf)

3. Едельштейн К. К. Гідрологія материків : підручник он-лайн. 2018.

URL: [https://stud.com.ua/105723/geografiya/gidrologiya\\_materikiv](https://stud.com.ua/105723/geografiya/gidrologiya_materikiv).

4. Інкін О.В. Інженерні споруди : навч. посіб. Дніпро : НТУ «ДП», 2021. 219 с.

URL: <http://ir.nmu.org.ua/bitstream/handle/123456789/158084/CD1318.pdf?sequence=>

5. Косяк Д. С., Холоденко В. С. Гідрометрія : практикум. Навчальний посібник. Рівне : НУВГП, 2018. 254 с.

URL:

<http://ep3.nuwm.edu.ua/11563/1/%D0%93%D0%86%D0%94%D0%A0%D0%9E%D0%9C%D0%95%D0%A2%D0%A0%D0%86%D0%AF.pdf/>

### Додаткова:

1. Anderson Mary P., Wessner William W., Hunt Randall J/ Applied Groundwater modeling.

URL : <https://www.sciencedirect.com/book/9780120581030/applied-groundwater-modeling#book-info>.

2. Garr M. Jones, Robert L. Sanks. Pumping Station Design, 3rd Edition. Butterworth-Heinemann; 2011. 1104 p.

3. Большаков В.А., Курганович А.А. Гидрологические и гидравлические расчеты малых дорожных сооружений. Киев : Вища школа, 1983. 112 с.

URL:[https://hydraulics.at.ua/\\_ld/0/38\\_hydrolog.pdf](https://hydraulics.at.ua/_ld/0/38_hydrolog.pdf).

4. Водний фонд України. Штучні водойми — водосховища і ставки : довідник / В.В. Гребінь та ін. Київ : «Інтерпрес ЛТД», 2014. 164 с.

URL: <https://moodle.znu.edu.ua/enrol/index.php?id=14168>.

5. Haan C., Barfield B., Hayes J. Computational hydrology and sedimentology for small catchments. 1994.588 p.

URL : <https://www.sciencedirect.com/book/9780123123404/design-hydrology-and-sedimentology-for-small-catchments#book-info>.

6. Дмитрієв А.Ф. Гідротехнічні споруди : підручник. Рівне : Видавництво Рівненського державного технічного університету, 1999. 328с.
7. Клименко В. Г. Загальна гідрологія : навчальний посібник . Харків : Харківський національний університет імені В. Н. Каразіна. 2012. 258 с. URL : <https://studfile.net/preview/5857742/>.
8. Левківський С.С., Хільчевський В.К., Ободовський О.Г. та ін. Загальна гідрологія. – К.: Фітосоціоцентр, 2000. URL : [http://library.udpu.org.ua/library\\_files/ece/6468\\_01.pdf](http://library.udpu.org.ua/library_files/ece/6468_01.pdf).
9. Лівінський О.М. та ін. Конструкції та технологія будівництва інженерних мереж та споруд : підручник. Київ : МП Леся, 2013. 232 с.
10. Линник І.Е., Завальний О.В. Проектування міських територій : підручник : [у 2 ч.]. Харків : ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2019. Ч. 2. 544 с.
11. Мандрус В.І. Гідравлічні та аеродинамічні машини (насоси, вентилятори, компресори) : підручник. Львів : Магнолія плюс, 2005. 338 с.
12. Михайлов В. Н., Добровольский А.Д., Добролюбов С.А Гидрология : Учебник для вузов. М.: Высшая школа , 2005. 463 с. URL : [https://hydraulics.at.ua/\\_ld/1/130\\_99-lyarichev.pdf](https://hydraulics.at.ua/_ld/1/130_99-lyarichev.pdf).
13. План управління басейном ріки Дніпро в Україні: фаза 1, етап 3 економічний аналіз частина : програма, що фінансується ЄС. URL: [https://www.euwipluseast.eu/images/2020/07/PDF/EUWI\\_UA\\_RBMP\\_Dnipro\\_Economic\\_Analysis\\_1\\_UKR.pdf](https://www.euwipluseast.eu/images/2020/07/PDF/EUWI_UA_RBMP_Dnipro_Economic_Analysis_1_UKR.pdf).
14. Хільчевський В.К., Ободовський, В.В. Гребінь О.Г. Загальна гідрологія : підручник Київ : Видавничополіграфічний центр «Київський університет», 2008. 399 с. URL : <https://uhe.gov.ua/sites/default/files/2018-07/REP0000672.PDF>.
15. Хлапук М.М., Шинкарук Л.А., Дим'янюк А.В., Дмитрієва О.А. Гідротехнічні споруди : навчальний посібник. Рівне : НУВПГ, 2013. 241 с. URL : <http://ep3.nuwm.edu.ua/1758/1/735116%20zah.pdf>.
16. Шевелев Ф.А., Шевелев А.Ф. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб : справочное пособие. Москва : Стройиздат, 1984. 116 с.
17. Цивин М.Н., Абраменко П.И. Гидрометрия : теория и практика измерения скорости течения воды в открытых каналах. Киев : ИГиМ, 200 . 109 с. URL : [https://hydraulics.at.ua/\\_ld/0/37\\_Ts\\_A.pdf](https://hydraulics.at.ua/_ld/0/37_Ts_A.pdf).
18. Чугаев Р.Р. Гидротехнические сооружения. Ч.1 Глухие плотины : учебное пособие для вузов . М.: Агропромиздат, 1985. 318 с.
19. Яцик А.В., Мокін В.Б. Екологічні основи управління водними ресурсами : навч. посіб. Київ : Інститут екологічного управління та збалансованого природокористування, 2017. 200 с. URL: <http://dea.edu.ua/img/source/Book/4.pdf>.

## Інформаційні джерела

1. Водний кодекс України. URL :<https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/213/95-%D0%B2%D1%80#Тех>.
2. ДБН В.2.5 – 74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. [Чинний від 2015-01-01] Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2013. 172 с. URL: [www.minregion.gov.ua/.../DBN\\_V.2.5-74\\_2013](http://www.minregion.gov.ua/.../DBN_V.2.5-74_2013).
3. ДБН В.2.4-8:2014 Визначення розрахункових гідрологічних характеристик. [Чинний від 2014-01-01] Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2013. 172 с.
4. ДБН В.2.4-3:2010. Гідротехнічні споруди. Основні положення. [Чинний від 2011-01-01] Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2010. 39 с.  
URL:<https://www.minregion.gov.ua/wp-content/uploads/2017/12/86.1.-DBN-V.2.4-32010.-Gidrotehnicni-energetichni-ta-me.pdf>.
5. ДБН А.2.1-1-2008. Інженерні вишукування для будівництва. [Чинний від 2015-01-01] Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2013. 172 с.
6. ДБН.В.1-46:2017. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. [Чинний від 2017-04-25] Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2017. 41 с.  
URL:  
<http://kbu.org.ua/assets/app/documents/dbn2/36.2.1%20%D0%94%D0%91%D0%9D%20%D0%92.1.1-46~2017.%20%D0%86%D0%BD%D0%B6%D0%B5%D0%BD%D0%B5%D1%80%D0%BD%D0%B8%D0%B9%20%D0%B7%D0%B0%D1%85%D0%B8%D1%81%D1%82%20%D1%82%D0%B5%D1%80%D0%B8%D1%82%D0%BE%D1%80%D1%96%D0%B9,%20%D0%B1%D1%83.pdf>.
7. ДСанПіН 2.2.4-171-10. Державні санітарні норми та правила «Гігієнічні вимоги до води питної, призначеної для споживання людиною». [Чинний від 2008-07-01]. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2008. 76 с. (Інформація та документація). URL: <https://www.minregion.gov.ua/wp-content/uploads/2017/12/3.1.-DBN-A.2.1-1-2008.-Vishukuvannya-proektuvannya-i-teri.pdf>.
8. ДСТУ Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. [Чинний від 2017-04-01]. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2008. 47 с. (Інформація та документація).  
URL:[http://pdf.sop.zp.ua/standart\\_dstu-n\\_b\\_v\\_1\\_2-18\\_2016.pdf](http://pdf.sop.zp.ua/standart_dstu-n_b_v_1_2-18_2016.pdf).
9. Кабінет Міністрів України. URL: <https://www.kmu.gov.ua/>.
10. Законодавство України.. URL: <http://www.rada.kiev/ua>.
11. Наукова бібліотека ЗНУ (м. Запоріжжя, вул. оф 110, вулиця Жуковського, 66). URL: <http://library.znu.edu.ua/>.
13. Національна бібліотека ім. В.І. Вернадського. URL: <http://www.nbuv.gov.ua/>.