

Міністерство освіти і науки України
Інженерний навчально-науковий інститут
імені Ю.М. Потебні
Запорізького національного університету

О.Г. Добровольська

**Гідротехнічні будівельні об'єкти в архітектурному
міському середовищі**

Методичні вказівки до практичних занять
для здобувачів ступеня вищої освіти бакалавра
спеціальності G17 "Архітектура та містобудування" освітньо-професійної
програми
«Архітектура та містобудування»

Затверджено
вченою радою ЗНУ
Протокол № від

Запоріжжя
2025

628.1 Добровольська О.Г., Гідротехнічні будівельні об'єкти в архітектурному міському середовищі : Методичні вказівки до практичних занять для здобувачів ступеня вищої освіти бакалавра спеціальності G17 «Архітектура та містобудування» освітньо-професійної програми «Архітектура та містобудування». Запоріжжя : ЗНУ, 2025. 70 с.

У методичних вказівках до практичних занять подано в систематизованому вигляді програмний матеріал дисципліни «Гідротехнічні будівельні об'єкти в архітектурному міському середовищі», основну номенклатуру інженерного обладнання, питання влаштування, призначення, монтажу та експлуатації конструктивні особливості та методи розрахунку гідротехнічних споруд, подається лекційний матеріал з дисципліни, довідкові матеріали, питання для модульного тестування. Містить ілюстративний (рисунки, схеми) і табличний матеріали. Наведені приклади розв'язання типових задач з детальними поясненнями.

Для здобувачів ступеня вищої освіти бакалавра спеціальності G17 «Архітектура та містобудування» освітньо-професійної програми «Архітектура та містобудування».

Рецензенти

В. А. Банах, доктор технічних наук, проректор з науково-педагогічної роботи та технічної освіти Запорізького національного університету

Є. А. Манідіна, кандидат технічних наук, доцент кафедри прикладної екології та охорони праці Запорізького національного університету

Відповідальний за випуск

А. В. Банах, кандидат технічних наук, доцент, завідувач кафедри міського будівництва і архітектури

ЗМІСТ

	стор.
Вступ.....	4
Практичні заняття	95
Практичне заняття № 1	95
Практичне заняття № 2	105
Практичні заняття № 3, 4.....	117
Практичне заняття № 5	129
Практичні заняття № 6, 7.....	139
Практичне заняття № 8	148
Питання до модульного тестування	157
Література	159

Вступ

Методичні вказівки до практичних занять з дисципліни „Гідротехнічні споруди” написані для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» освітньо-професійної програми «Міські інженерні мережі».

В рукопису подається лекційний матеріал з дисципліни, наведені приклади розрахунку гідротехнічних споруд, довідкові матеріали, індивідуальні завдання для практичних занять, питання для модульного тестування.

В лекційному курсі з дисципліни розглянуті конструктивні особливості та методи розрахунку різних внутрісистемних та річкових гідротехнічних споруд: гребель, водопропускних споруд, каналів та споруд на них, гідротехнічних тунелів, судноплавних, лісопропускних споруд, також розглянуті питання експлуатації гідротехнічних споруд. Після кожної теми лекції подаються контрольні запитання.

Для виконання практичного заняття подаються короткі теоретичні відомості щодо теми заняття, подається приклад розв'язання завдання а також варіанти індивідуальних завдань.

Запитання для модульного тестування складені за тематикою лекційного курсу згідно з модульною робочою навчальною програмою дисципліни.

Практичне заняття № 1

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).

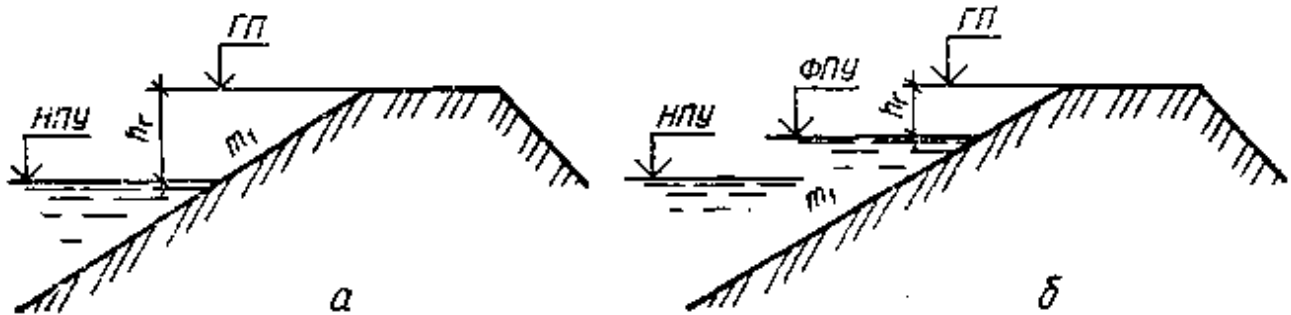


Рисунок 2.1.1 – Розрахункові схеми для визначення позначки гребеня греблі

Завищення гребеня визначається за формулою:

$$h_z = \Delta h_{set} + h_{run\ 1\%} + a, \quad (2.1.1)$$

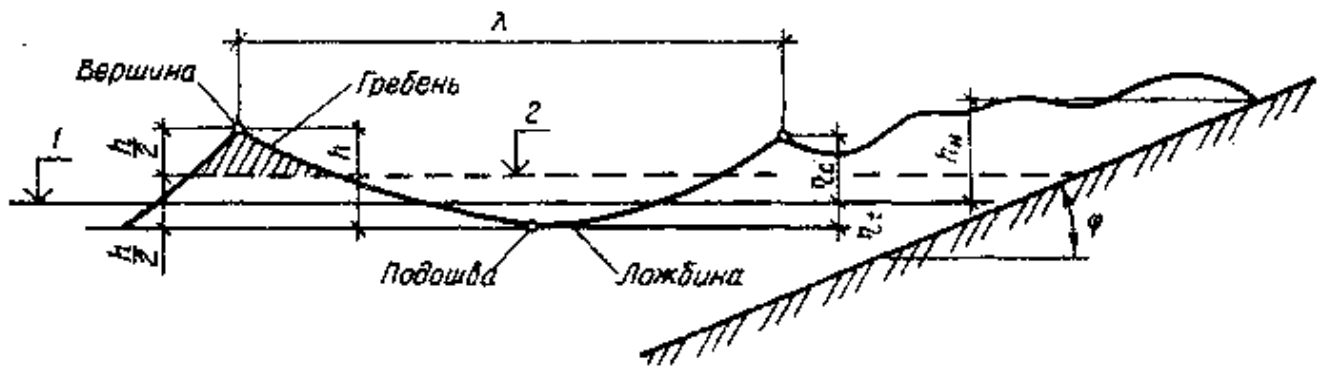
де Δh_{set} – вітровий нагін, м;

$h_{run\ 1\%}$ - 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 накату вітрової хвилі залежить від висоти хвилі, що рухається h_i , %, її забезпеченості, довжини λ та періоду T (рис. 2.1.2).



1 – розрахунковий рівень; 2 – середня хвильова лінія

Рисунок 2.1.2 – 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 ($d > 0,5 \bar{\lambda}_d$).

Середня висота $\bar{h}_d$, м та середній період хвиль $\bar{T}_c$, с для глибоководної зони визначається за рис. 2.1.3. [20].

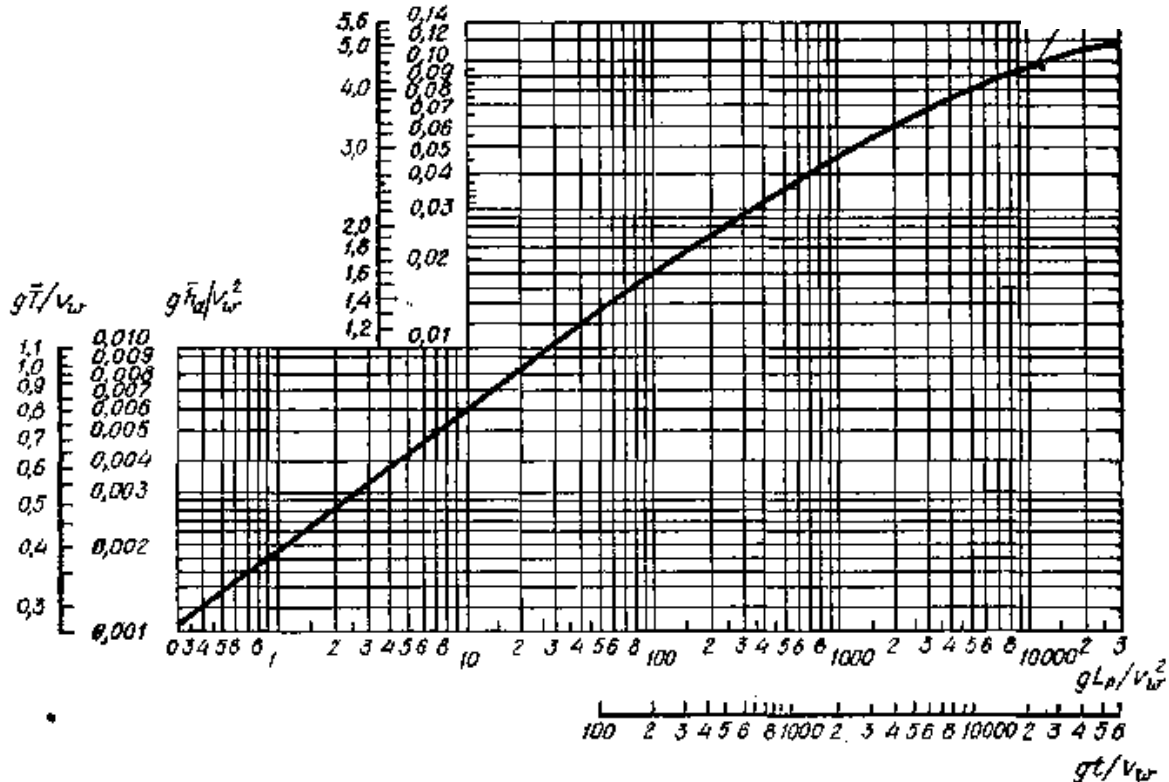


Рисунок 2.1.3 – Графік для визначення елементів вітрових хвиль у глибоководній зоні

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/с²; 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 $\bar{O}$ визначається за формулою:

$$\bar{\lambda}_d = g \cdot \bar{T}^2 / (2\pi) \quad (2.1.2)$$

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

$$h_{d,i} = k_i \cdot \bar{h}_d, \quad (2.1.3)$$

де k_i – коефіцієнт, який визначається за графіком (рис. 2.1.4) [21].

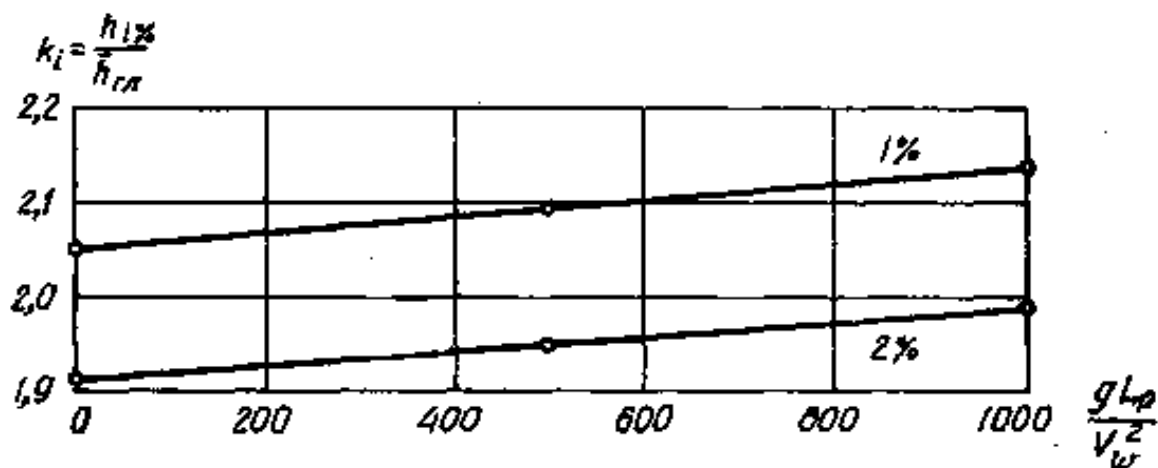


Рисунок 2.1.4 – Графік значень коефіцієнту k_i

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

$$h_{run,1\%} = k_r \cdot k_p \cdot k_{sp} \cdot k_{run} \cdot k_\beta \cdot h_{1\%}, \quad (2.1.4)$$

де k_r і k_p – коефіцієнти, які приймаються за табл. 2.1.1 [21],

k_{sp} – коефіцієнт, який приймається за табл. 2.1.2 [21],

k_{run} – коефіцієнт, який приймається за графіком (рис. 2.1.5) [21];

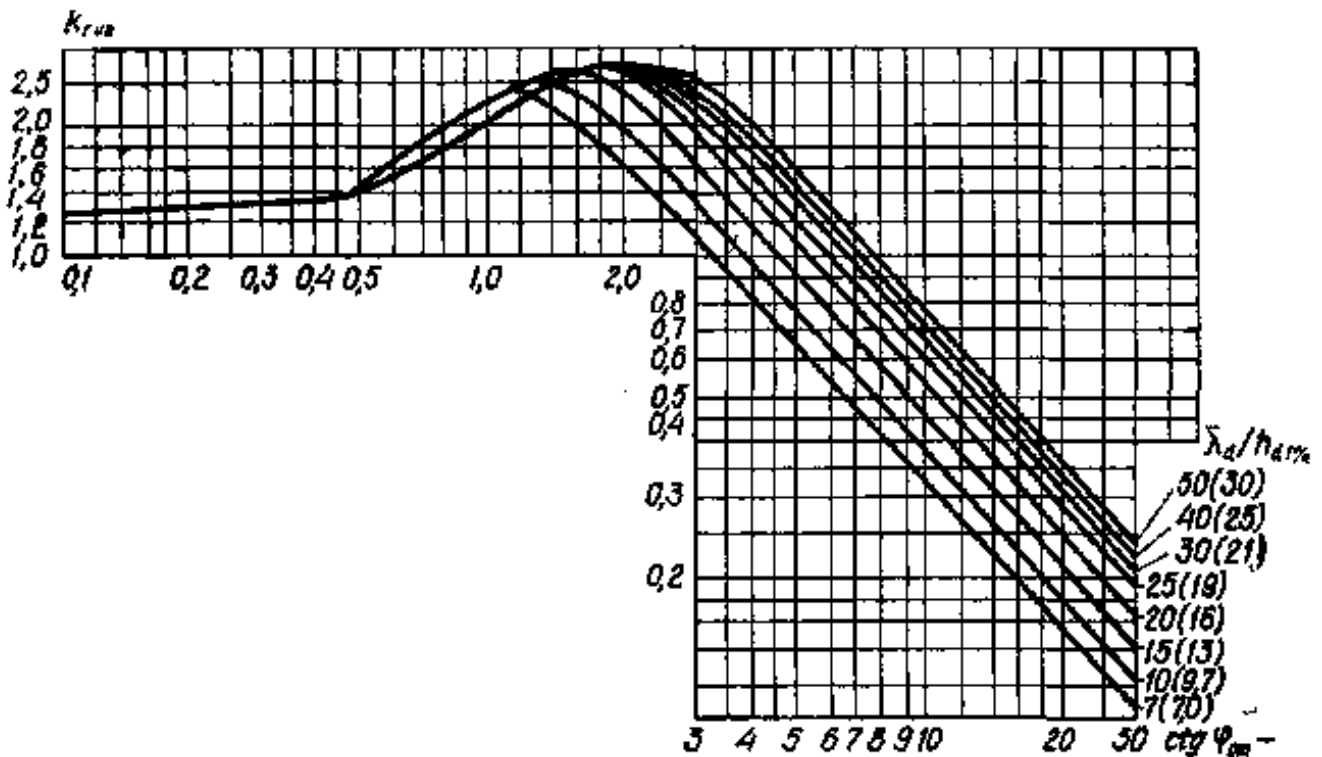


Рисунок 2.1.5 – Графік значень коефіцієнта k_{run}

k_β - коефіцієнт, який визначається за табл. 2.1.3 [21],

$h_{1\%}$ - висота хвилі забезпеченістю 1%.

Таблиця 2.1.1 – 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 2.1.2 – Коефіцієнт k_{sp}

$m_1 = \operatorname{ctg} \varphi_{\text{від}}$	k_{sp} при розрахунковій швидкості вітру V_w , м/с	
	≥ 20	≤ 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: $\varphi_{\text{від}}$ – кут нахилу відкосу до горизонту, градуси.

Таблиця 2.1.3 – Значення коефіцієнту k_β

β_b , градуси	0	10	20	30	40	50	60
k_β	1	0,98	0,96	0,92	0,87	0,82	0,76

Примітка: β_b – кут підходу фронту хвилі до споруди.

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

$$\Delta h = k_w \cdot \frac{v_w^2 \cdot L_p}{g(d + \Delta h_{\text{set}})} \cos \alpha_w, \quad (2.1.5)$$

де α_w – кут між поздовжньою віссю водойми та направленням вітру;

k_w – коефіцієнт, що приймається в залежності від швидкості вітру (табл.2.1.4) [21].

Таблиця 2.1.4 – Значення коефіцієнту k_w

$v_w, \text{ м/с}$	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:

$$\Delta h_{set} = k_w \cdot \frac{v_w^2 \cdot L_p}{g \cdot d} \cos \alpha_w. \quad (2.1.6)$$

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 $m_1 = \text{ctg } \varphi_{wid} = 3,5$, кут підходу фронту хвилі до споруди $\beta_6 = 30^\circ$, кріплення відкосу – бетонними плитами.

Необхідно: визначити позначку гребеня в глибоководній зоні земляної греблі відносно НПР та ФПР.

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. 2.1.3) 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 (2.1.2):

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

Забезпеченість висоти хвилі приймається 1%. За формулою (2.1.3) 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 (2.1.4) після визначення коефіцієнтів : $k_r=1$ (табл. 2.1.1), $k_p=0,9$ (табл. 2.1.1), $k_{sp}=1,46$ (табл.2.1.2), $k_{run}=1,4$ (згідно графіка на рис. 2.1.5 при $\text{ctg } \varphi_{eid}=3,5$ та $\frac{\lambda_d}{\lambda_{d 1\%}} = \frac{15,21}{1,23} = 12,37$), $k_\beta=0,92$ (табл. 2.1.3 для $\beta_6=30^\circ$):

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

Висота вітрового нагону за формулою (2.1.6) при $\alpha_w = \beta_6 = 30^\circ$ 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 (2.1.1):

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

Позначка гребеня греблі за першим розрахунковим випадком:

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

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 $h_d = 0,038 \cdot 10,4 / 9,81 = 0,42$ м.

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

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

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

Висота накату 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 $a=0,5$ м. Завищення гребеня над ФПР

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

Позначка гребеня для другого розрахункового випадку

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

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_{w_1} , м/с;
- розрахункова швидкість вітру на висоті 10 м над рівнем води при ФПР V_{w_2} , м/с;
- довжина розгону вітрової хвилі по напрямленню вітру L_p , км;
- безпосередня тривалість дії вітру t , год;
- коефіцієнт закладання відкосу $m_1 = \text{ctg } \varphi_{від}$;
- кут підходу фронту хвилі до споруди $\beta_{хв} = 30^\circ$;
- вид кріплення відкосу.

Індивідуальні вихідні дані приведені в табл. 2.1.5, номер варіанту приймається за порядковим номером студента в журналі.

Таблиця 2.1.5 – **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
$m_1 = \text{ctg} \varphi_{\text{вид}}$	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 табл.. 2.1.5

	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
$m_1 = \text{ctg} \varphi_{\text{вид}}$	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 № 2

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. 2.2.1).

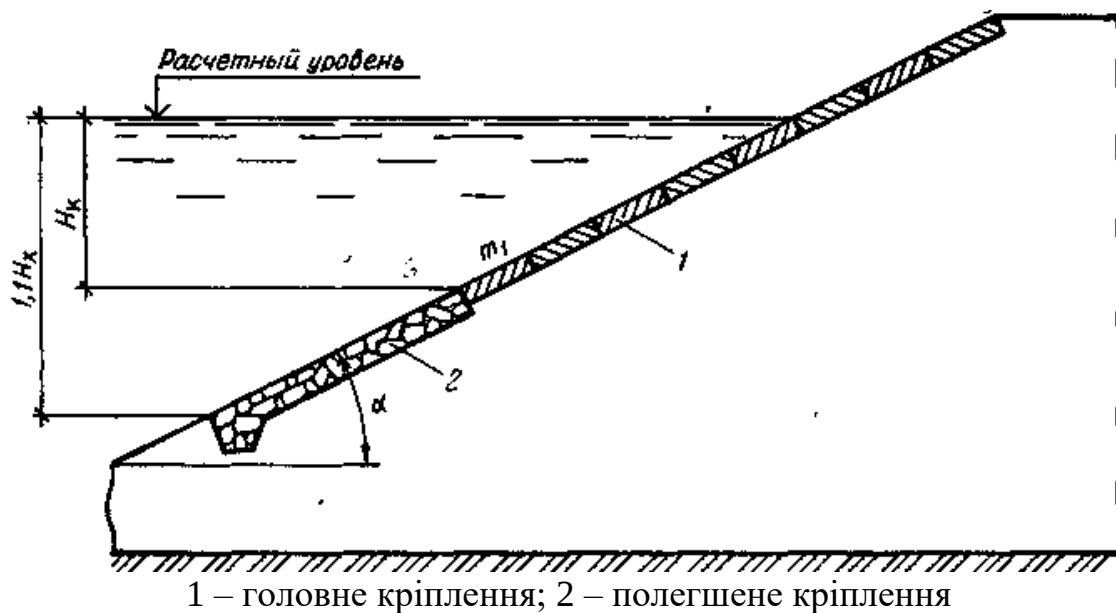


Рисунок 2.2.1 – Схема кріплення верхового відкосу

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

$$H_k = \frac{\bar{\lambda}}{4\pi} \operatorname{arsh} \frac{\pi \cdot n^2 \cdot h_{d1\%} \cdot g}{\bar{\lambda} \cdot v_{\text{дн}}^2}, \quad (2.2.1)$$

де n – коефіцієнт, який приймається в залежності від пологості хвилі $\bar{\lambda}/h_{1\%}$ (табл. 2.2.1) [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.2.2.2 [20].

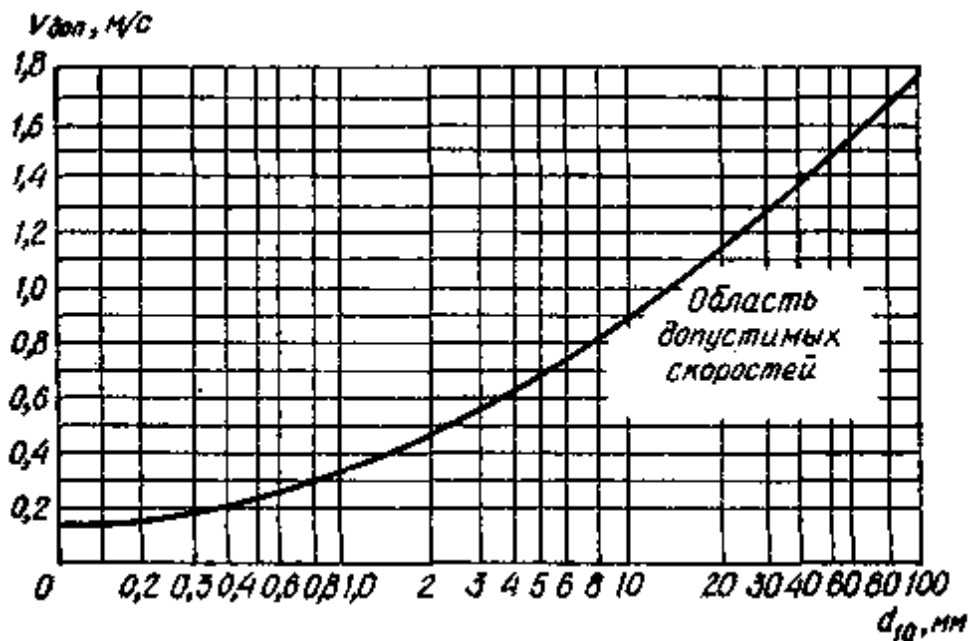


Рисунок 2.2.2 – Графік припустимих значень донних швидкостей

Позначка нижньої межі полегшеного кріплення $\sqrt[3]{H\P}_{кр}$ визначається для форсованого, нормального ті мінімального рівнів води у верхньому б'єфі за формулою:

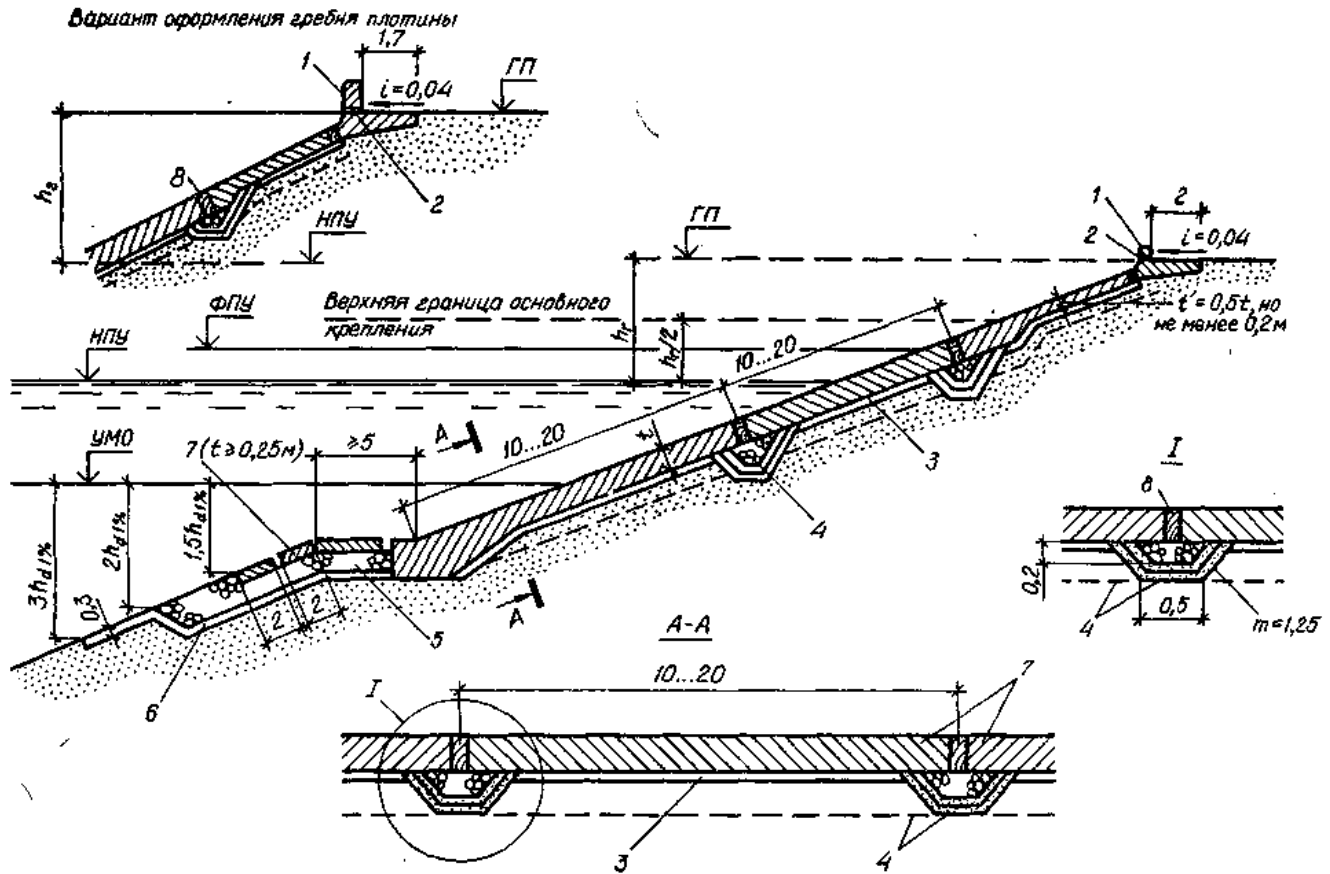
$$\sqrt[3]{H\P}_{кр} = \sqrt[3]{PB} - 1,1 H_x, \quad (2.2.2)$$

де $\sqrt[3]{PB}$ – 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 верхнього 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. 2.2.3) та наскрізних плит.

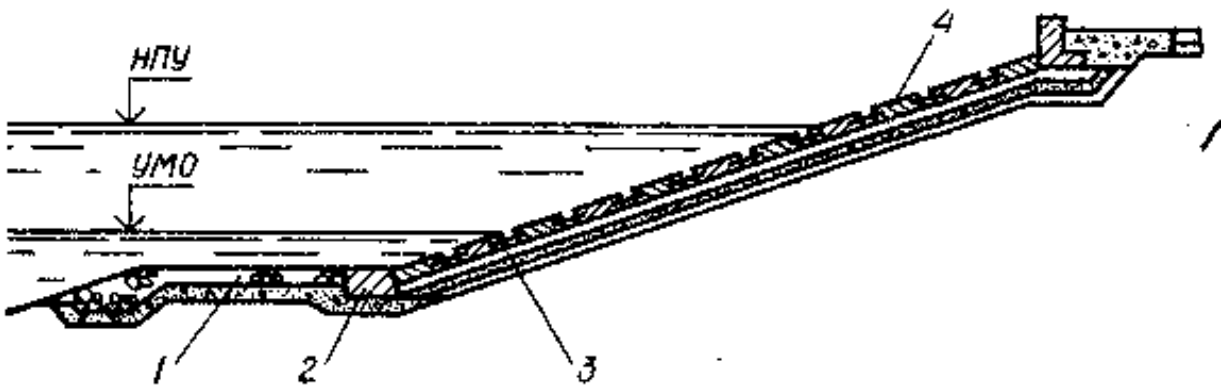


1 – парапет; 2 – отвори шириною 0,2м через 10 м; 3 – шар утрамбованого щебеня товщиною 0,1 м; 4 – смугастий дренаж під швом; 5 – дрібне каміння; 6 – шар гравію або щебеню товщиною 0,2 м; 7 – плити; 8 – доски товщиною 2,5 м.

Рисунок 2.2.3 – 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 5×5 м (рис. 2.2.4).



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

Рисунок 2.2.4 – Конструкція збірного наскрізного кріплення із залізобетонних плит

Товщина плит наскрізного збірного залізобетонного покриття визначається за формулою:

$$\delta_n = 0,6 \frac{n_2 \cdot \bar{h}_d^2 \cdot \sqrt[4]{B_{\text{відн}}^3}}{\hat{A} \cdot \cos \alpha} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_n - 0,3 \cdot k_a \cdot \gamma}, \quad (2.2.3)$$

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

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

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

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

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

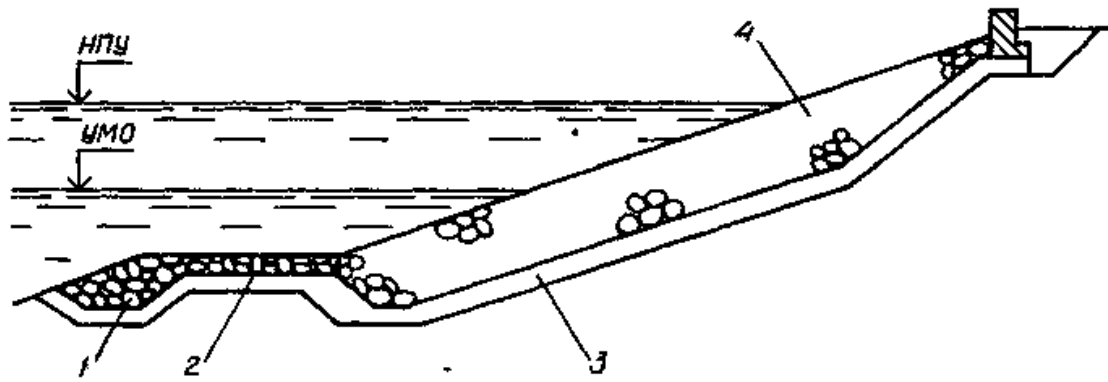
Таблиця 2.2.2 – Значення коефіцієнтів k_a

$B_{\text{відн}}$	<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

γ - питома вага води, кН/м³;

γ_n - питома вага матеріалу плити, кН/м³.

Кріплення відкосів у вигляді кам'яного накиду виконується переважно із невідсортованого каменю (рис. 2.2.5).



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

Рисунок 2.2.5 – 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 $2 \div 5$, визначається за формулою:

$$D_i = 0,12 \cdot \tilde{N} \frac{h_{1\%}}{m_{h1\%}} (m_{h1\%}^2 + 10) \frac{2,8m_1 - 0,8}{1,8m_1 + 1} \cdot \frac{\gamma_a}{\gamma_k - \gamma_a}, \quad (2.2.4)$$

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;

γ_k - питома вага каміння, кН/м^3 .

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

$$D_o = 1,5 \cdot \tilde{N} \cdot h_{1\%} \cdot \left(\frac{\sqrt[3]{m_{h1\%}}}{m_1} + 0,5 \right) \cdot \frac{m_1 + 1,8}{1,8m_1 - 1} \cdot \frac{\gamma_a}{\gamma_k - \gamma_a}, \quad (2.2.5)$$

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

Товщина покриття δ_n із невідсортованого каменю при хвильовому впливі приймається:

$$\delta_n = (2 \div 2,1) D_{\delta} . \quad (2.2.6)$$

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:

$$v_g = \frac{n \cdot \pi \cdot \bar{h}}{\sqrt{\frac{\pi \bar{\lambda}}{g} \cdot sh \frac{4\pi H_k}{\bar{\lambda}}}} , \quad (2.2.7)$$

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

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

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

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

$$d_i \geq \frac{\gamma \cdot v_g^2}{2,4 \cdot k_m^2 \cdot g(\gamma_m - \gamma)} , \quad (2.2.8)$$

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

γ_m - питома вага матеріалу, кП/м³;

γ - питома вага води, кП/м³;

k_m - коефіцієнт, який враховує вплив закладання відкосу m_1 на швидкість здвигу окремих його кріплень (табл. 2.2.3) [20].

Таблиця 2.2.3 – 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 $Z_d=125,0$ 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/м³;
- питома вага бетону плит кріплення $\gamma_n=23,5$ кН/м³;
- питома вага каменя кріплення $\gamma_k=25,5$ кН/м³;
- характеристика матеріалу, з якого складається відкос: дрібний пісок:
 $d_{10}=0,1$ мм; $d_{50}=0,35$ мм.

Необхідно:

Визначити розміри різних типів кріплення верхового 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 :

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

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

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

Значення нерозмивної швидкості знаходимо за графіком (рис. 2.2.2): 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. 2.2.4). 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, приведенного 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, приведенного 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 каменя 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 (2.2.7) та (2.2.8):

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

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

Товщина полегшеного кріплення

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

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_e , 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 :

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

- коефіцієнт закладання відкосу m_1 ;
- питома вага води γ_1 , кН/м³;
- питома вага бетону плит кріплення γ_n , кН/м³;
- питома вага каменя кріплення $\gamma_k=25,5$ кН/м³;
- характеристика матеріалу, з якого складається відкос: d_{10} , мм; d_{50} , мм.

Індивідуальні вихідні дані приведені в табл. 2.2.4.

Таблиця 2.2.4 – ВАРІАНТИ ЗАВДАНЬ

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$Z_{\partial}, \text{ м}$	115	135	105	95	118	93	72	110	85	100	75	112
$Z_{\varepsilon}, \text{ м}$	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
$Н ПР, \text{ м}$	140	160	130	120	143	114	97	135	110	125	100	137
$РМО, \text{ м}$	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_1	2	2,5	3	3,5	4	4,5	2	2,2	2,8	3	3,2	3,5
$\gamma_1, \text{ кН/м}^3$	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. 2.2.4

	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$Z_{\partial}, \text{ м}$	129	99	116	120	70	68	100	81	91	88	72	64	85
$Z_{\varepsilon}, \text{ м}$	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
$Н ПР, \text{ м}$	154	124	140	144	75	93	126	106	116	113	97	89	110
$РМО, \text{ м}$	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_1	4,2	3,8	4,2	3	3,5	2,8	2	2,5	3	3,5	2	2,5	3
$\gamma_1, \text{ кН/м}^3$	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 № 3,4

Тема 3: 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 підшву 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. 2.3.1).

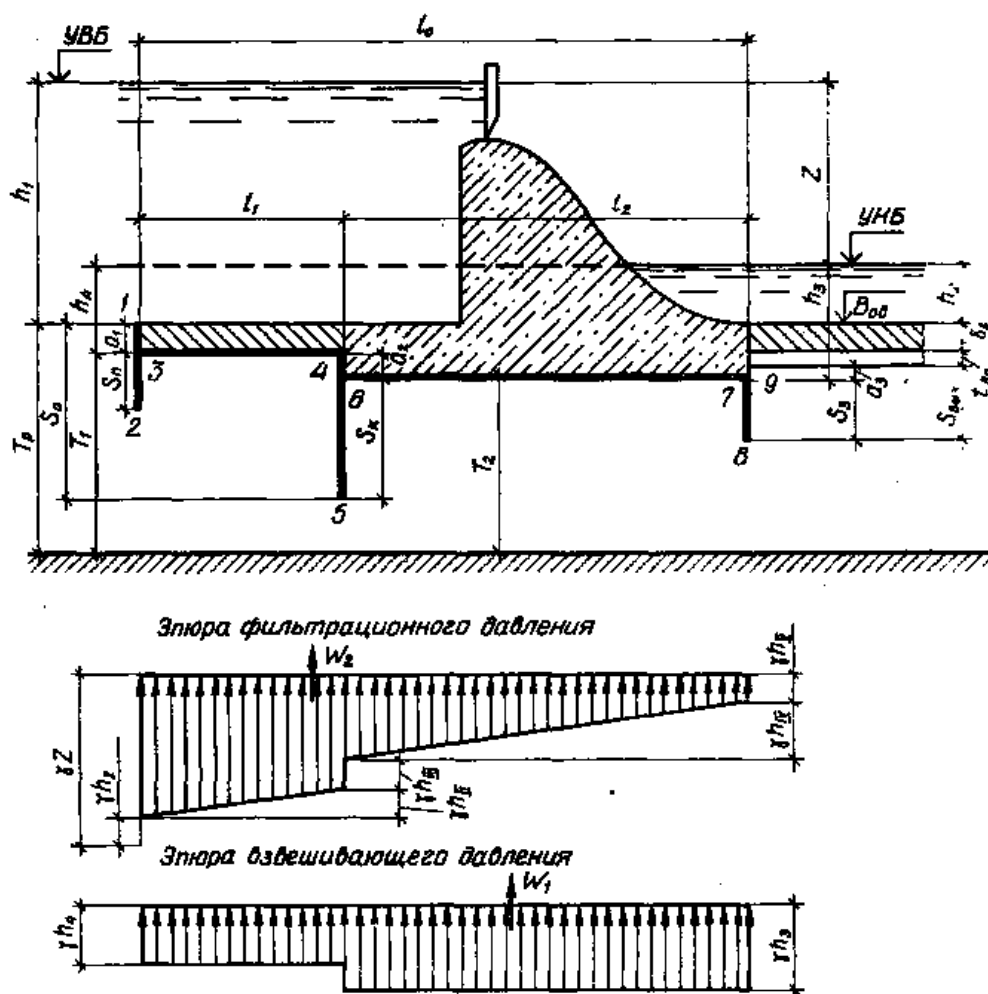


Рисунок 2.3.1 – Схема до фільтраційного розрахунку

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:

$$d_3 = \delta_{\delta} + t_{\partial p} + S_{вих} , \quad (2.3.1)$$

де δ_{δ} – товщина плити водобою;

$t_{\partial p}$ – товщина дренажу під водобоем;

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

Товщину водобою попередньо можна визначити за формулою:

$$\delta_{\delta} = (1/10 \div 1/12) l_{вод} , \quad (2.3.2)$$

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:

$$S_{вих} = (0,05 \div 0,1) T , \quad (2.3.3)$$

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. 2.3.1 [20].

Таблиця 2.3.1 – Визначення розрахункових величин $T'_{ак}$ та $T''_{ак}$

Схема підземного контуру	l_0/S_0	$T'_{ак}$	$T''_{ак}$
Розпластана	≥ 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. 2.3.1).

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 ξ_2 .

Якщо форми та розміри вхідних і вихідних елементів однакові, то

$$\xi_{вх} = \xi_{вих} = \xi_{шп} + 0,44, \quad (2.3.4)$$

де

$$\xi_{\emptyset \ddot{e}} = \frac{\dot{a}}{\dot{O}_1} + 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,55/T_2}{1 - S/T_2 \cdot 0,75}, \quad (2.3.5)$$

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

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

$$a = T_1 - T_2 . \quad (2.3.6)$$

Якщо шпунта немає ($S=0$), то

$$\xi_{ex} = \xi_{вих} = \xi_{вист} = a/T_1 + 0,44 , \quad (2.3.7)$$

Якщо немає виступу ($S=0, a=0$), то

$$\xi_{ex} = \xi_{вих} = 0,44 . \quad (2.3.8)$$

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 $l \geq 0,5 (S_1 + S_2)$

$$\xi_{\tilde{a}} = \frac{l - 0,5(S_1 + S_2)}{\bar{O}} , \quad (2.3.9)$$

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

$$J_K \leq (J_K)_{дон} , \quad (2.3.10)$$

де J_K – контрольний градієнт напору фільтраційного потоку;

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

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

$$J_K = Z / (T'_p \sum \xi) , \quad (2.3.11)$$

де Z – напір греблі;

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

$$\sum \xi = \xi_{ex} + \xi'_{\varepsilon} + \xi_{un} + \xi'_{\varepsilon/2} + \xi_{вих} . \quad (2.3.12)$$

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

$$J_k = J_{\varepsilon.k} , \quad (2.3.13)$$

де $J_{\varepsilon.k}$ – ухил лінії епіюра фільтраційного тиску на горизонтальній ділянці підземного контуру.

Припустимо значення контрольного градієнту

$$(J_k)_{дон} = J_{\varepsilon\delta}^{\tilde{n}\tilde{\delta}} / k_n , \quad (2.3.14)$$

де $J_{\varepsilon\delta}^{\tilde{n}\tilde{\delta}}$ – 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:

$$J_{вих} \leq J_{\varepsilon\delta}^i , \quad (2.3.15)$$

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

$J_{\varepsilon\delta}^i$ - 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

$$J_{\varepsilon\delta} = 1,1 \frac{Z}{T} \cdot \frac{1}{\alpha \cdot \sum \xi} , \quad (2.3.16)$$

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

$$\alpha = \sqrt{\sin \left[\frac{\pi}{2} \left(\frac{S}{T_1} - \frac{T_2}{T_1} + 1 \right) \right]} . \quad (2.3.17)$$

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.

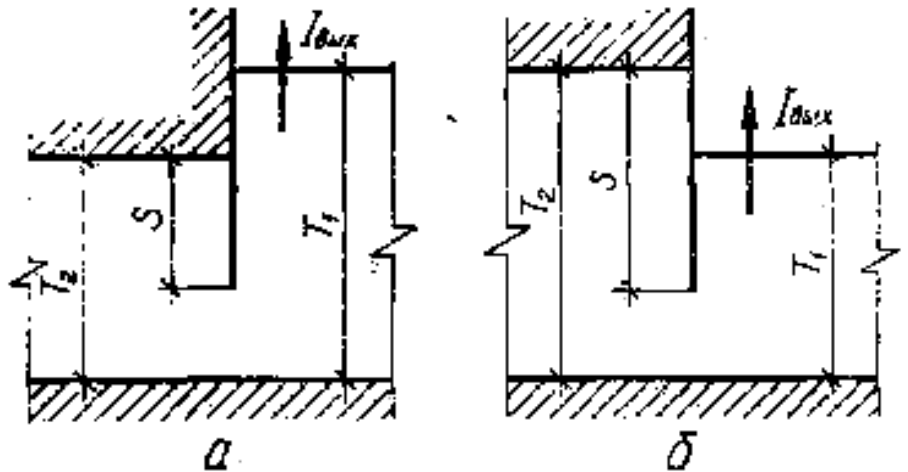


Рисунок 2.3.2 – Схеми виходу фільтраційного потоку в нижній б'єф

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:

$$h_i = Z \xi_i / \sum \xi , \quad (2.3.18)$$

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 проекції 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 $T'_p = T'_{\hat{a}\hat{e}} = 2,5S_0 = 2,5 \cdot 19 = 47,5 \text{ м}$; для визначення вихідного градієнту $T''_p = T''_{\hat{a}\hat{e}} = 2\hat{O}'_{\hat{a}\hat{e}} = 2 \cdot 47,5 = 95 \text{ м}$.

При $T'_p = 47,5 \text{ м}$ визначаємо значення коефіцієнтів опору: понурного шпунта за формулою (2.3.5) при $a=a_1 = 1,5 \text{ м}$; $S=S_n = 5 \text{ м}$; $\hat{O}_1 = T'_p = 47,5 \text{ м}$; $\hat{O}_2 = T'_p - \hat{a} = 47,5 - 1,5 = 46 \text{ м}$.

$$S'_{\hat{o}\hat{i}} = \frac{1,5}{47,5} + 1,5 \frac{5}{46} + \frac{0,5 \cdot 5 / 46}{1 - 5 / 46 \cdot 0,75} = 0,24$$

входу за формулою (2.3.7)

$$S_{\hat{o}\hat{o}} = 0,24 + 0,44 = 0,68$$

першого горизонтального елемента по формулі (2.3.9) при $l=l_1=32 \text{ м}$;

$$S_1=5\text{м}; S_2 = S_K + a_2 = 16 + 1,5 = 17,5\text{м}; T=46 \text{ м.}$$

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

королевого шпунта за формулою (2.3.5) при $a=a_1 = 1,5 \text{ м}; S=S_K = 16 \text{ м}; T_1=46 \text{ м}; T_2=44,5 \text{ м};$

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

другого горизонтального елементу по формулі (2.3.9) при $l=l_2=40 \text{ м}; S_1=16\text{м}; S_2 = S_H=3; T=44,5 \text{ м.}$

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

низового зуба по формулі (2.3.5) при $a=a_3=2,5\text{м}; S=S_3=3\text{м}; T_1=47\text{м}; T_2=44,5\text{м};$

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

виходу по формулі (2.3.4):

$$S_{вих} = 0,14 + 0,44 = 0,62 .$$

Сума коефіцієнтів опору по формулі (2.3.12):

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

За формулою (2.3.10) перевіряємо загальну фільтраційну міцність ґрунту основи. Контрольний градієнт напору по формулі (2.3.11):

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

Припустиме значення контрольного градієнту для середніх пісків визначимо за формулою (2.3.14) при $J_{\tilde{e}\tilde{d}}^{\tilde{n}\tilde{d}}=0,38$ та $k_n = 1,2$.

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

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 (2.3.15). Для цього за формулами (2.3.4) – (2.3.9) при $\dot{O}_{\delta}'' = 95$ 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

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

що є меншим припустимого значення місцевого критичного градієнту напору при наявності дренажа $J_{e\delta}^i \leq 0,6$. 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 (2.3.18), в яку підставляємо значення коефіцієнтів опору, знайдені при $\dot{O}_{\delta}'$:

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

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

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

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

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

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. 2.3.1).

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. 2.3.1);

напір на греблі Z , м;

довжина першого горизонтального елемента l_1 , м;

довжина другого горизонтального елемента l_2 , м;

h_2 , м (рис. 2.3.1);

h_3 , м (рис. 2.3.1);

h_4 , м (рис. 2.3.1);

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 підосви понура та греблі a_2 , м;

різниця позначок основи під водобоем та підосви греблі a_3 , м;

матеріал основи греблі;

капітальність споруди.

Індивідуальні вихідні дані приведені в табл. 2.3.2.

Таблиця 2.3.2 – 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. 2.3.2

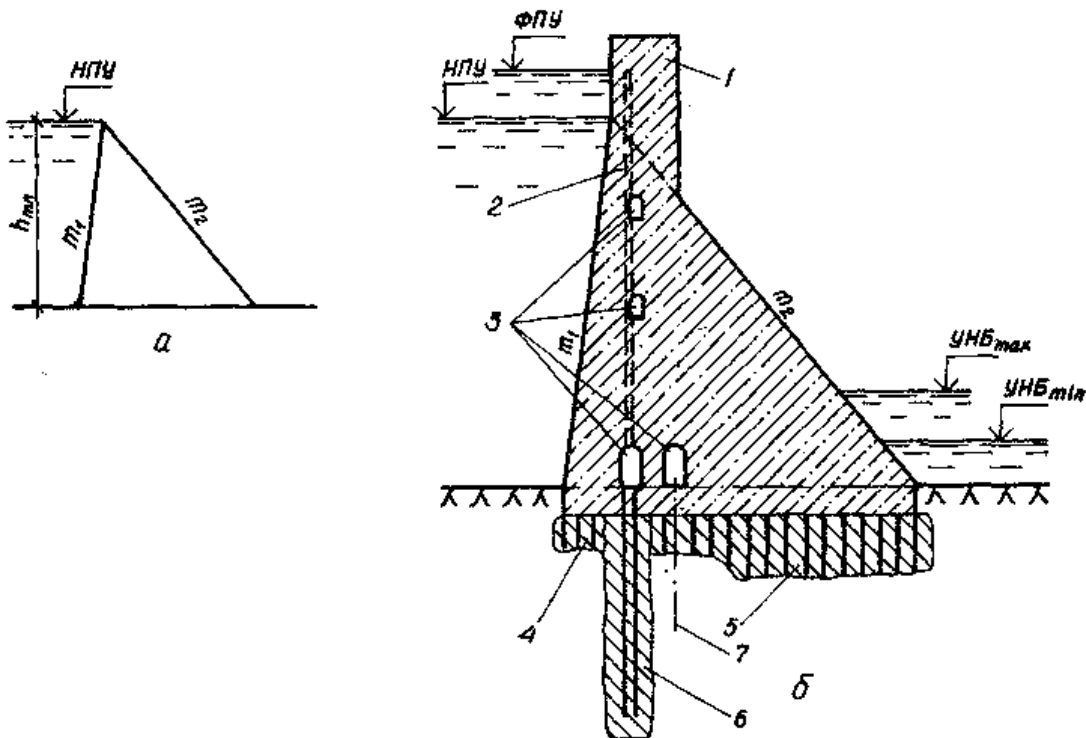
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
$Z, \text{ м}$	22	13	11	17	21	23	27	14	21	15	12	11	8
$l_1, \text{ м}$	29	26	25	30	32	35	40	29	35	31	30	29	22
$l_2, \text{ м}$	37	34	33	38	40	43	48	36	43	39	37	36	30
$h_2, \text{ м}$	15,5	6,8	4,3	10,2	14,2	16,3	20,1	7,5	13,5	8,5	5,0	4,2	2,8
$h_3, \text{ м}$	18,5	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 № 5

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 2.4.1 – 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 $Q_{\text{зрл}}$ визначається за формулою:

$$Q_{\text{зрл}} = Q_{\text{maxл}} - Q_{\text{ГЕСл}} = Q_{\text{вл}} - Q_{\text{дл}}, \quad (2.4.1)$$

де $Q_{\text{ГЕСл}}$ – пропуск води через всі турбіни;

$Q_{\text{вл}}$ – пропуск води через водопропускні отвори;

$Q_{\text{дл}}$ – 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

$$q_{\text{вл}} = (1,2 \dots 1,3) q_n \quad (2.4.2)$$

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

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

$$H_{\text{вл}} = \left(\frac{q_{\text{вл}}}{m \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3}, \quad (2.4.3)$$

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 $H_{\epsilon 1}$ треба скорегувати відповідно стандартному значенню висоти отвору, яка відраховується від НПР. Тому треба визначити значення попередньої позначки гребеня греблі:

$$\downarrow GB_1 = \downarrow НПР - H_{\epsilon 1} \quad (2.4.4)$$

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

Уточнений напір:

$$H_{\epsilon 2} = \downarrow НПР - \downarrow GB_2 \quad (2.4.5)$$

Уточнена питома витрата:

$$q_{\hat{a}2} = m \cdot \sqrt{2g} \cdot H_{\hat{a}2}^{3/2} \quad (2.4.6)$$

Загальна попередня ширина всіх прольотів водозливного фронту греблі:

$$B_{np1} = Q_{\epsilon p1} / q_{\epsilon 2} \quad (2.4.7)$$

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:

$$Q_1 = \sigma_{\hat{f}} \cdot \sigma_{\hat{n}} \cdot \sigma_n \cdot m \cdot B_{\hat{i}\delta} \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}, \quad (2.4.8)$$

де σ_n – коефіцієнт повноти напору;

σ_c – коефіцієнт стиснення потоку;

σ_n – коефіцієнт підтоплення (див. рис. 2.4.2) [20]:

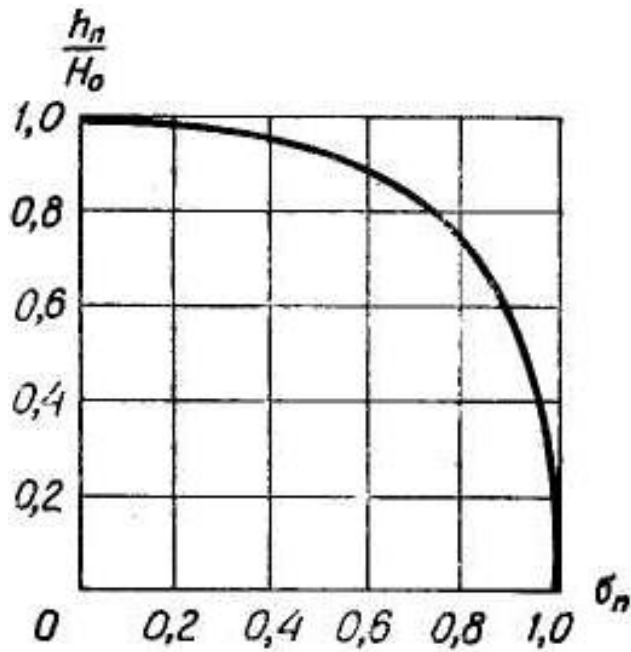


Рисунок 2.4.2 - Графік для визначення σ_n в залежності від h_n/H_0
 (h_n – висота підтоплення, H_0 – повний напір на порозі водозливу)

m – коефіцієнт витрати непідтопленого водозливу;

H_0 – повний напір:

$$H_0 = H_{a2} + \frac{v_0^2}{2g}, \quad (2.4.9)$$

де v_0 – швидкість підходу потоку до греблі:

$$v_0 = \frac{Q_{\max 1}}{\omega}, \quad (2.4.10)$$

де ω – 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:

$$m = 0,36 + 0,1 \cdot \frac{2,5 - c/H_{a2}}{1 + 2c/H_{a2}}, \quad (2.4.11)$$

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

При значенні відношення $c/H_{\delta 2} > 2,5$ 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:

$$\sigma_{i1} = 0,62 + 0,38 \cdot \sqrt[3]{H_{\hat{a}2} / H_{i\delta\delta}}, \quad (2.4.12)$$

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

Коефіцієнт стиснення потоку для плавно окреслених вхідних оголовків биків:

$$\sigma_{\hat{n}1} = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + D_{\hat{a}.} / \dot{I}_{\hat{a}2}}} \cdot \left(1 - \frac{b_{i\delta}}{B}\right) \cdot \sqrt[4]{\frac{b_{i\delta}}{B}}, \quad (2.4.13)$$

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 $P_{\delta.}/H_{\delta 2} > 3$ приймаємо $P_{\delta.}/H_{\delta 2} = 3$.

Пропускна здібність водозливних отворів при ФПР визначається за тими ж формулами, що й при НПР, але при напорі на водозливі $H_{\delta 3}$, який відповідає ФПР:

$$H_{\delta 3} = \downarrow \Phi ПР - \downarrow \Gamma B_2 \quad (2.4.14)$$

Для прийнятих прольотів та розмірів биків протяжність водозливного фронту греблі:

$$B_{\delta.ф.} = n b_{\delta p} + (n - 1) d_{\delta} \quad (2.4.15)$$

Уточнена питома витрата у нижньому б'єфі:

$$q_{n2} = Q_{\delta p} / B_{\delta.ф.} \quad (2.4.16)$$

Приклад розрахунку

- Вихідні дані:* Гравітаційна гребля на скельній основі. Льодохід відсутній. Профіль оголовку водозливу побудовано за координатами Кригера-Офіцєрова:
- максимальні розрахункові витрати: для основного розрахункового випадку $Q_{max1}=5000 \text{ м}^3/\text{с}$; для перевірного розрахункового випадку $Q_{max2}=6500 \text{ м}^3/\text{с}$;
 - $H_{ПР} = 100 \text{ м}$; $\Phi_{ПР} = 101,5 \text{ м}$;
 - витрата ГЕС: при $H_{ПР} - Q_{ГЕС1}=1000 \text{ м}^3/\text{с}$; при $\Phi_{ПР} - Q_{ГЕС2}=1500 \text{ м}^3/\text{с}$;
 - припустима питома витрата в нижньому б'єфі $q_n=50 \text{ м}^2/\text{с}$;
 - позначка дна ріки в верхньому б'єфі $t_{д.в.б.}=60 \text{ м}$;
 - швидкість потоку перед греблею $v_0=0,4 \text{ м/с}$.
- 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 водозлив 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 (2.4.4):

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

Приймаємо $\downarrow GB_2 = 91$ м. Їй відповідає стандартна висота отвору (2.4.5):

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

Уточнений напір на водозливі $H_{62} = h_{om} = 9$ м.

Уточнена питома витрата на водозливі визначається за формулою (2.4.6):

$$q_{62} = 0,49 \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 9^{3/2} = 58,6 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Загальна ширина всіх прольотів водозливного фронту за формулою (2.4.7):

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

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 (2.4.8):

Так як $V_0=0,4 \text{ м/с} < 0,5 \text{ м/с}$, то $H_0 = H_{62} = 9$ м.

Тоді значення коефіцієнту повноти напору σ_{n1} за (2.4.12):

$$\sigma_{i1} = 0,62 + 0,38 \cdot \sqrt[3]{9/9} = 1.$$

Відстань між вісями биків:

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

Висота водозливу збоку верхнього б'єфу

$$P_{в.б.} = \downarrow FB_2 - \downarrow t_{д.в.б.} = 91 - 60 = 31 \text{ м.}$$

Тоді значення коефіцієнту стиснення σ_{c1} за (2.4.13):

$$\sigma_{n1} = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + 31/9}} \left(1 - \frac{14}{18} \right) \cdot \sqrt[4]{\frac{14}{18}} = 0,203$$

Тоді за формулою (2.4.8):

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

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:

$$Q_{zp2} = Q_{max2} - Q_{ГЕС2} = 6500 - 1500 = 5000 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Геометричний напір на водозливі за формулою (2.4.14):

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

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:

$$\sigma_{c2} = 0,99, m = 0,49.$$

Пропускна здібність водозливних отворів при $H_0 = H_{\text{вз}} = 10,5$ за формулою (2.4.8):

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

Отже, перевірна 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 водозливі під час пропуску перевірконої максимальної витрати може бути визначений із формули (2.4.8):

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

Позначка фактичного форсованого рівня води у верхньому б'єфі (ФПР_ф), при якому буде пропускатись максимальна повір очна витрата води:

$$\sqrt{H_{\text{ФПР}_\text{ф}}} = \sqrt{H_{\text{В}_2}} + H_{\text{в}_4} = 91 + 10,14 = 101,14 \text{ м.}$$

Протяжність водозливного фронту греблі за (2.4.15):

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

Уточнені питомі витрати води у нижньому б'єфі визначаємо за формулою (2.4.16):

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} , м³/с;
- максимальна розрахункова витрата для повірочного випадку Q_{max1} , м³/с;
- позначка нормального підпірного рівня $H_{\text{ПР}}$, м;
- позначка форсованого підпірного рівня $\Phi_{\text{ПР}}$, м;
- витрата ГЕС при НПР $Q_{\text{ГЕС1}}$, м³/с;
- витрата ГЕС при ФПР $Q_{\text{ГЕС2}}$, м³/с;
- припустима питома витрата води у нижньому б'єфі q_n , м²/с;
- позначка дна ріки у верхньому б'єфі $Z_{\text{дна в.б.}}$, м;
- швидкість потоку перед греблею V_0 , м/с.

Індивідуальні вихідні дані приведені в табл. 2.4.1.

Таблиця 2.4.1 – **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. 2.4.1

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 № 6, 7

Тема 5: РОЗРАХУНОК СТІЙКОСТІ ВІДКОСІВ ГРЕБЛІ

Стійкість відкосів однорідних ґрунтових гребель можна визначити за графіком, запропонованим інститутом ВОДГЕО (рис. 2.5.1) [20].

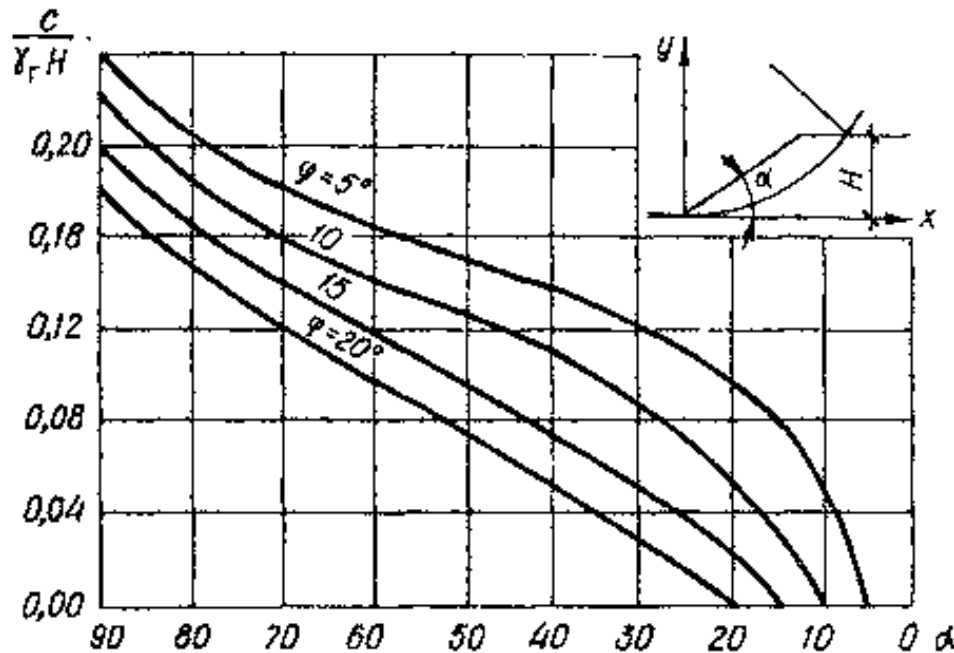


Рисунок 2.5.1 – Графік для розрахунку стійкості відкосів ґрунтових гребель

Встановивши за даними лабораторних досліджень питому вагу ґрунту γ , кН/м³, кут внутрішнього тертя ґрунту відкосу φ , питоме сцеплення C , кПа, та знаючи висоту відкосу H , м за графіком (рис. 2.5.1) знаходять кут безпечного відкосу α^0 . Для цього попередньо визначають значення $e/(\gamma \cdot H)$. 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. 2.5.2) ковзання. В цьому випадку вважається, що в

грунті тіла та основи греблі може утворитися колоциліндрична небезпечна поверхня ковзання під дією сил ваги ґрунту відкосу. У зв'язку з цим може виникнути сповзання ґрунту відкосу та випирання основи греблі.

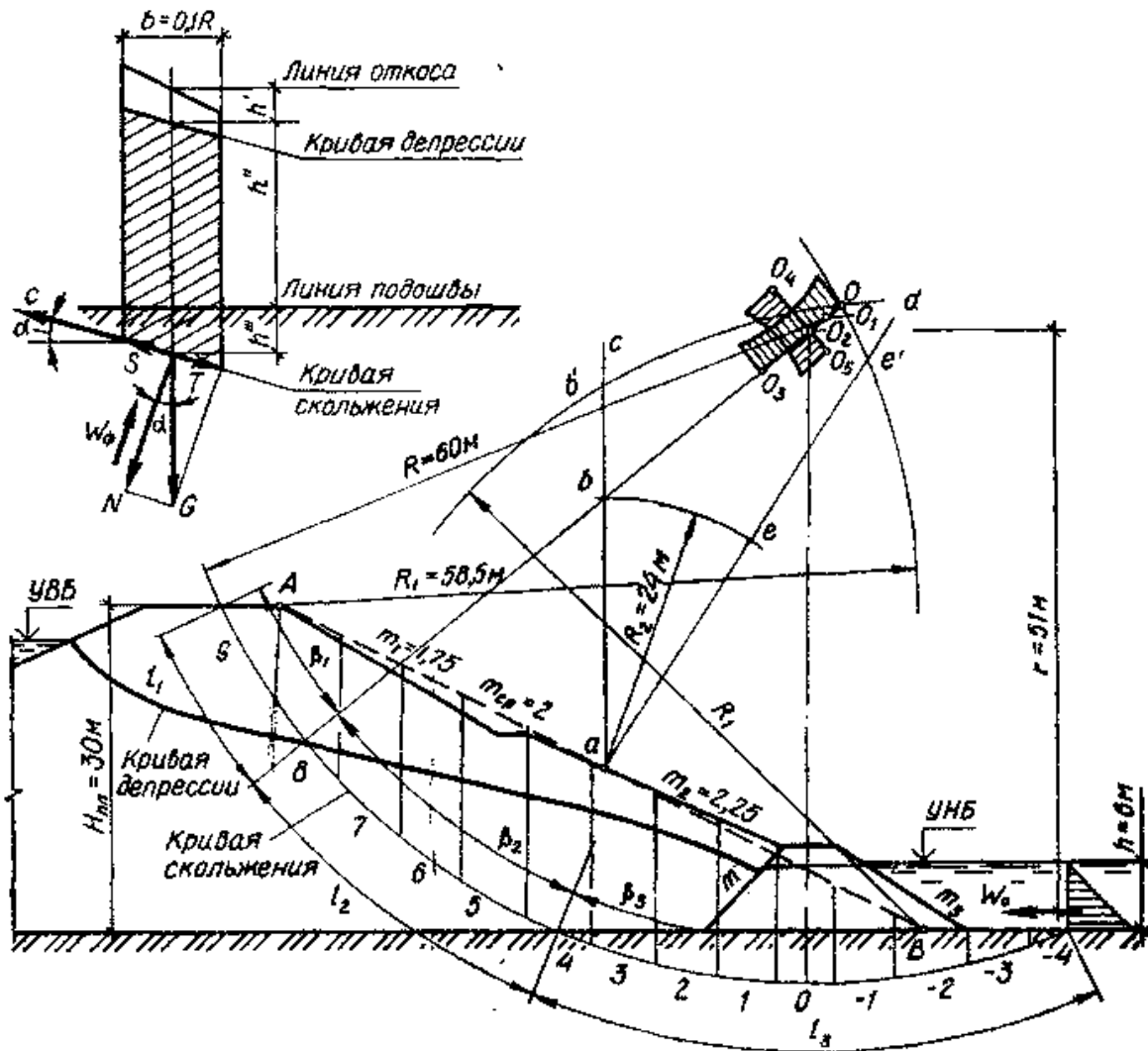


Рисунок 2.5.2 – До визначення стійкості низового відкосу ґрунтової греблі

Розрахунок стійкості низового відкосу виконується в умовах плоскої задачі. Із вибраного за визначеними правилами центру проводиться дуга кола радіусом R . Масив ґрунту, який може сповзти по дузі цього кола, ділиться вертикальними площинами на відсіки шириною $b=R/m_0$ ($m_0=10$ або 20). Відсік, який розташований симетрично відносно вертикалі, яка проходить через центр кривої, позначається як нульовий. В загальному випадку виділений відсік ґрунту знаходиться під дією власної ваги бокового тиску сусідніх мас ґрунту та тиску фільтраційного потоку.

Власна вага відсіку визначається за формулою:

$$G_n = (\gamma_1 h'_m + \gamma_2 h''_m + \gamma_3 h'''_m) b, \quad (2.5.1)$$

де γ_1 – питома вага ґрунту природної вологості вище кривої депресії, кН/м³;

γ_2 – питома вага насиченого водою ґрунту нижче кривої депресії, кН/м³;

γ_3 – питома вага ґрунту основи, насиченої водою, кН/м³;

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:

$$W_{\phi n} = \gamma (h''_m + h'''_m) b / \cos \alpha_n, \quad (2.5.2)$$

де γ – питома вага води, кН/м³;

α_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:

$$k_y = \frac{\sum [G_n \sqrt{1 - (n_0 / m_0)^2} - W_{\phi i}] \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i l_i + W_0 \cdot r / R}{\sum C_n \cdot n_0 / m_0} \quad (2.5.3)$$

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:

$$W_0 = 0,5 \cdot \gamma \cdot h^2, \quad (2.5.4)$$

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:

$$l'_i = \pi \cdot R \cdot \beta_i / 180, \quad (2.5.5)$$

де β_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° до відкосу (або осередненого відкосу) проводиться лінія ad . Із точок A та B , як із центрів, проводяться криві радіусом R_1 . Площа, яка обмежена цими кривими, є площею центрів кривих ковзання.

Радіус R_1 знаходиться за формулою:

$$R_1 = (R_n + R_v) / 2, \quad (2.5.6)$$

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

Таблиця 2.5.1 - Орієнтовні значення R_n та R_v в долях від висоти греблі H в залежності від коефіцієнту закладання відкосу m_{bid}

m_{bid}	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_1 , 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]:

$$k_y > k_n n / m, \quad (2.5.7)$$

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 2.5.2 – 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. 2.5.2) $H_{zp}=30$ 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 банкету $m_3=1,5$; внутрішнього $m_4=1,25$. Глибина води у НБ $h=6$ м.

Характеристики ґрунту тіла греблі і основи: вище кривої депресії $\gamma'=15$ кН/м³, $tg \phi'=0,58$, $c'=28$ кПа; в тілі греблі нижче кривої депресії $\gamma''=17$ кН/м³, $tg \phi''=0,56$, $c''=25$ кПа; в основі греблі $\gamma'''=16$ кН/м³, $tg \phi'''=0,45$, $c'''=20$ кПа. Клас капітальності греблі III. Крива депресії будується за фільтраційними розрахунками. Відмінність фізико-механічних властивостей матеріалу дренажного банкету 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. 2.5.2).

2. Із середини осередненого відкосу провести вертикаль ac . З тієї ж точки під кутом 85^0 до відкосу провести лінію ad . Із точок A та B , як із центрів, провести криві радіусом R_1 , який визначається за формулою (2.5.6), значення R_n та R_v за таблицею 2.5.1:

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

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 (2.5.4)

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

6. Визначення сил, необхідних для розрахунку коефіцієнта стійкості відкосу, зводимо у табл. 2.5.3.

Таблиця 2.5.3 – Визначення діючих сил

№ відсіку	$\sin \alpha_n$	$\cos \alpha_n$	G_n	$G \frac{n_0}{m_0}$	$G \sqrt{1 - \left(\frac{n_0}{m_0}\right)^2}$	$W_{\phi n}$	$\operatorname{tg} \varphi$	$\left[G \sqrt{1 - \left(\frac{n_0}{m_0}\right)^2} - W_{\phi i} \right] \operatorname{tg} \varphi_i$	C_i	l'_i	$C_i l'_i$
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				
				Σ				Σ			Σ

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

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 (2.5.3).

8. Перевіряємо стійкість відкосу за формулою (2.5.7).

Аналогічно розраховуються коефіцієнти стійкості для інших кривих ковзання, порівнюються їх мінімальні значення з припустимими за формулою (2.5.7) та робляться висновки про стійкість відкосу греблі.

Завдання

Необхідно:

1. Перевірити стійкість низового відкосу ґрунтової греблі за прикладом розв'язання, користуючись рис. 2.5.2, заповнити табл. 2.5.3.

2. Розв'язати задачу.

Вихідні дані:

Індивідуальні вихідні дані для розв'язання задач приведені в табл. 2.5.4-2.5.6.

Варіанти 1-8

Визначити ухил низового відкосу для греблі висотою H , м, якщо питома вага ґрунту γ_z , кН/м³; кут внутрішнього тертя ґрунту відкосу φ^0 , питоме сцеплення C , кПа.

Таблиця 2.5.4 – 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
γ_z , кН/м ³	11	18	20	15	16	18	18	20
φ^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 γ_z , кН/м³; питоме сцеплення C , кПа, кут внутрішнього тертя ґрунту відкосу, φ^0 .

Таблиця 2.5.5 – 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
γ_z , кН/м ³	18	14	19	20	15	21	18	19
φ^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 γ_s , кН/м³; питоме сцеплення C , кПа; кут внутрішнього тертя ґрунту відкосу ϕ^0 , кут нахилу відкосу до горизонту α .

Таблиця 2.5.6 – 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
γ_s , кН/м ³	18	21	20	15	14	19	20	18	21
C , кПа	14	81	28	8	6	16	36	20	57
ϕ^0	20	15	10	15	10	20	15	5	10
α^0	70	85	55	45	65	25	70	82	10

Практичне заняття № 8

Тема 6: РОЗРАХУНОК ВОДОПРОПУСКНИХ СПОРУД

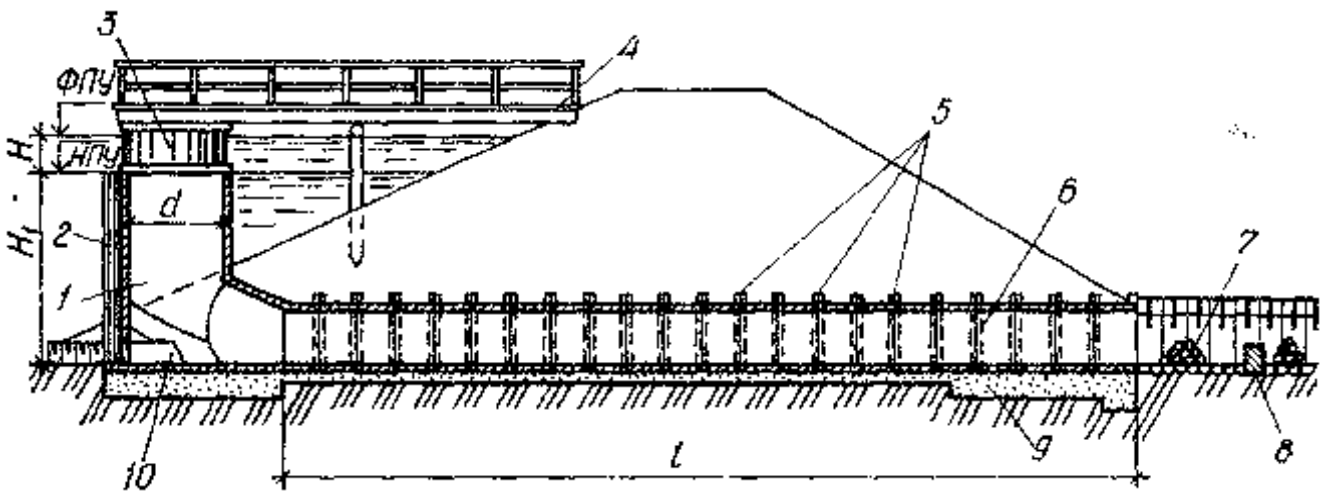
Короткі теоретичні відомості

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 2.6.1 – 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:

$$d_1 = \frac{Q}{m \cdot n \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{2/3}}, \quad (2.6.1)$$

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 НІР, м.

Площа поперечного перетину відводящих труб:

$$w = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot Z}}, \quad (2.6.2)$$

де μ – 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:

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \xi_{\text{вх}} + \pi l / (4R)}}, \quad (2.6.3)$$

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

λ – гідравлічний коефіцієнт тертя, який приймається за табл. 2.6.1 [20]:

Таблиця 2.6.1 – Гідравлічний коефіцієнт тертя λ для круглих труб

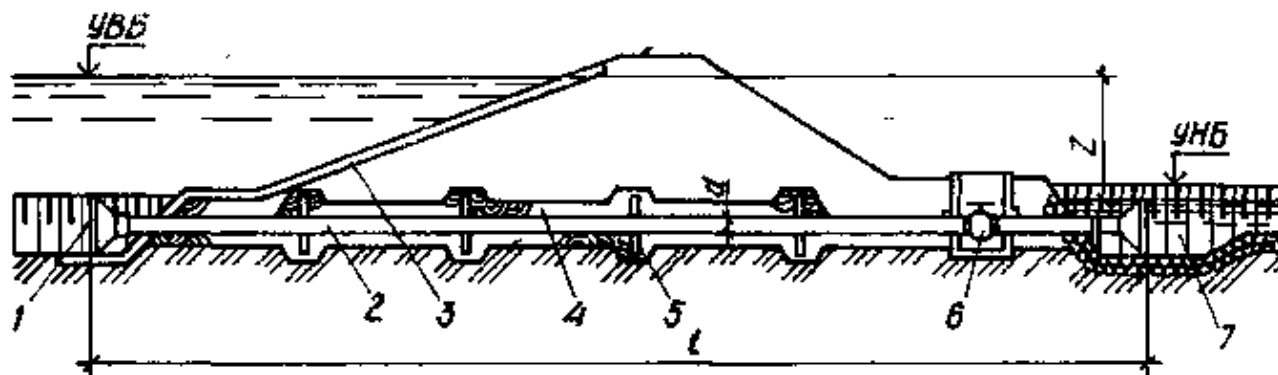
$d, \text{м}$	λ при коефіцієнті шерохватості n				
	0,01	0,012	0,013	0,014	0,015
0,2	0,021	0,026	0,033	0,039	0,050
0,3	0,019	0,024	0,029	0,035	0,044
0,4	0,017	0,022	0,026	0,033	0,039
0,5	0,016	0,020	0,025	0,030	0,036
0,6	0,016	0,019	0,024	0,028	0,034
0,7	0,015	0,019	0,023	0,027	0,032
0,8	0,015	0,018	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. 2.6.2).



1 – металеві ґрати; 2 – сталева або чавунна труба; 3 – кріплення верхового відкосу; 4 – шар глини; 5 – діафрагма; 6 – засувка; 7 – водобійний колодезь.

Рисунок 2.6.2 – Трубчатий водоспуск

Діаметр труби водоспуску для непідтопленого вихідного отвору визначається за формулою:

$$Q = \mu \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gH}, \quad (2.6.4)$$

при підтопленому вихідному отворі – за формулою

$$Q = \mu \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gZ}, \quad (2.6.5)$$

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

$$\sum \xi = \xi_{vx} + \xi_{zp} + \xi_z + \xi_{вих}, \quad (2.6.6)$$

де ξ_{zp} – коефіцієнт опору ґрат;

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

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

Коефіцієнт опору ґрат на вході:

$$\xi_{zp} = 1,5 (W / W_1)^2 = 1,5 (d / d_1)^4, \quad (2.6.7)$$

де W – площа поперечного перетину труби водоспуску, м²;

W_1 – площа поперечного перетину вихідного отвору, м²;

d_1 – діаметр вхідного отвору, м.

Можна попередньо прийняти діаметр труби та визначити площу живого перетину із формули (2.6.4 – 2.6.5). 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: $Q=30 \text{ м}^3/\text{с}$; напір на гребені $H=1,0 \text{ м}$; висота башти $H_1=4 \text{ м}$. Труба водовідведення залізобетонна з плавним входом (рис. 2.6.1), для труби $S=0,2$, $\lambda=0,025$; $l=30\text{м}$. 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 $d=1,25 \text{ м}$. 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 μ :

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

Визначаємо площу поперечного перетину відводящих труб за формулою (2.6.2):

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

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 $d_1=0,6 \text{ м}$.

Необхідно: визначити діаметр і кількість труб водоспуску.

Порядок розрахунку

Визначаємо коефіцієнт опору ґрат на вході за формулою (2.6.7):

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

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 , м³/с;
- напір на гребені башти H , м;
- висота башти H_1 , м;
- матеріал труб – залізобетон;
- гідравлічний коефіцієнт тертя λ ;
- довжина труби, l , м.

Індивідуальні вихідні дані приведені в табл. 2.6.2.

Таблиця 2.6.2 – 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
λ	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. 2.6.2

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
λ	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 сталевих 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 2.6.3 – **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. 2.6.3

	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 невідтоплений												

ПИТАННЯ ДО МОДУЛЬНОГО ТЕСТУВАННЯ

Модуль № 1

1. Які споруди можна віднести до регуляційних ГТС?
2. Які споруди можна віднести до спеціальних ГТС?
3. Як проявляється фізико-хімічна дія води на ГТС?
4. Складові частини флютбету.
5. Що таке еквіпотенціаль?
6. Переваги та недоліки ґрунтових гребель.
7. Як виконується спорудження наливних гребель ?
8. Що таке берма ?
9. Як називається вільна поверхня фільтраційного потоку ?
10. ЄГДА як метод розрахунку ГТС.
11. Вимоги, які ставляться до основ бетонних гребель.
12. З якою метою влаштовують профільтраційні завіси?
13. З якою метою влаштовують оглядові галереї?
14. Різновиди оголовків практичного профілю.
15. Види влаштування спряження водозливної грані греблі з дном нижнього б'єфа.
16. Різновиди понурів гравітаційних гребель на нескельних основах.
17. Переваги та недоліки гравітаційних бетонних гребель.
18. Способи „полегшення” гравітаційних гребель.
19. Забезпечення стійкості контрфорсних гребель.
20. Схеми, що застосовуються для розрахунку контрфорсів на загальну міцність.
21. Аркові греблі.
22. Визначення коефіцієнту створу аркової греблі.
23. Шляхи зниження температурних напружень в аркових греблях.
24. Спрощені методи розрахунку аркових гребель.
25. Полегшені гравітаційні греблі.

Модуль № 2

26. Трасування каналів.
27. Класифікація каналів.
28. Класифікація регулюючих споруд за призначенням.
29. Застосування відкритих регуляторів.
30. Застосування трубчастих закритих регуляторів.
31. Влаштування дюкерів.
32. Різновиди дюкерів в залежності від конструктивних особливостей.
33. Влаштування акведуків.
34. Влаштування селепроводів.
35. Спрягаючі споруди.
36. Види регулювання русел річок.
37. Конструктивні елементи регулювальних споруд.
38. Класифікація струмененапрямних дамб.
39. Замкнені та незамкнені дамби.
40. Основні види поперечних споруд.
41. Типи наскрізних регулювальних споруд.
42. Різновиди заходів, які застосовують для боротьби з повеннями.
43. Різновиди робіт для боротьби з селевими потоками.
44. Класифікація водних шляхів.
45. Призначення судноплавних каналів.
46. Призначення судноплавних шлюзів.
47. Розрахунок зливної призми.
48. Різновиди суднопідйомників.
49. Різновиди рибоходів.
50. Класифікація рибозахисних споруд.

Література

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. 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>
3. Girol, MM, Belokon, NE. Kosolapov VI Innovative technologies in the water management complex. Rivne: National University of Water Management and Environmental Sciences, 2012. 192 p.
URL : <http://ep3.nuwm.edu.ua/1903/1/723001%20zah.pdf>.
4. 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.
5. 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>.
6. 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>.
7. Дмітрієв А.Ф. Гідротехнічні споруди : підручник.Рівне : Видавництво Рівненського державного технічного університету, 1999.328с.
8. Добровольська О.Г. Гідротехнічні споруди : навчально-методичний посібник \. Запоріжжя: ЗДІА, 2017. 160 с.
9. Клименко В. Г. Загальна гідрологія : навчальний посібник . Харків : Харківський національний університет імені В. Н. Каразіна. 2012. 258 с.
URL : <https://studfile.net/preview/5857742/>.
10. 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.
11. Лівінський О.М. та ін. Конструкції та технологія будівництва інженерних мереж та споруд : підручник. Київ : МП Леся, 2013. 232 с.

12. Линник І.Е., Завальний О.В. Проектування міських територій : підручник : [у 2 ч.]. Харків : ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2019. Ч. 2. 544 с.
13. Мандрус В.І. Гідравлічні та аеродинамічні машини (насоси, вентилятори, компресори) : підручник. Львів : Магнолія плюс, 2005. 338 с.
14. 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.
16. Сокольник В.І., Добровольська О.Г. Інженерна гідрологія та гідрометрія : навчально-методичний посібник \. Запоріжжя: ЗДІА, 2013. 124 с.
17. 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>.
18. Хлапук М.М., Шинкарук Л.А., Дим'янюк А.В., Дмитрієва О.А. Гідротехнічні споруди : навчальний посібник. Рівне : НУВПП, 2013. 241 с.
URL : <http://ep3.nuwm.edu.ua/1758/1/735116%20zah.pdf>.
19. 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.
20. 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>