

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ ТА НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ ЕКОЛОГІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання практичних та контрольних робіт при вивченні
навчальної дисципліни

«ГІДРОТЕХНІКА»

для студентів 3-го курсу денної та 4-го курсу заочної форм навчання

Спеціальність : Науки про Землю

Спеціалізація: гідрологія

«Узгоджено»

Нач. навчально – консультаційного центру

_____ Волошина Е.В.

«Затверджено»

На засіданні каф. Гідрології суші

Протокол № _____ від « ____ » травня _____ 2017

Зав. кафедрою гідрології суші проф. _____ Гопченко Є.Д.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ ТА НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ ЕКОЛОГІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання практичних та контрольних робіт при вивченні
навчальної дисципліни

«ГІДРОТЕХНІКА»

для студентів 3-го курсу денної та 4-го курсу заочної форм навчання

Спеціальність : Науки про Землю

Спеціалізація: гідрологія

«Узгоджено»

Нач. навчально – консультаційного центру

_____ Волошина Е.В.

«Затверджено»

На засіданні каф. Гідрології суші

Протокол № _____ від «___» _травня___ 2017

Зав. кафедрою гідрології суші проф. _____ Гопченко Є.Д.

Одеса 2017

Методичні вказівки до виконання практичних та контрольних робіт при вивченні навчальної дисципліни «Гідротехніка» для студентів 3 - го курсу денної та 4-го курсу заочної форм навчання. Спеціальність: Науки про Землю, спеціалізація «гідрологія».

Укладач: Бояринцев Є.Л., к. геогр..н., доц., Одеса, ОДЕКУ, 2017, - 43с.

1. РОЗРАХУНКИ ФІЛЬТРАЦІЇ В ПІДВАЛИНАХ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД

1.1 Загальні положення

Рух рідини в пористому або тріщинуватому середовищі називають фільтрацією. В гідротехнічних спорудах рух фільтраційного потоку може бути в одних випадках безнапірним (фільтрація через ґрунтову греблю), других випадках – напірним (фільтрація в підвалинах напірної споруди – греблі, регулятора на каналі та інш.).

Фільтраційний потік в підвалинах споруди рухається під впливом гравітаційних сил, тобто різниці рівній верхнього та нижнього б'єфів або напору. Водопроникність ґрунтів не скельових підвалин характеризується коефіцієнтом фільтрації.

Рух фільтраційного потоку води супроводжується втратами напору. При вільному виході фільтраційного потоку води, втрати напору вздовж шляху фільтрації L ,будуть дорівнювати геометричному напору H .

Витрати фільтраційної води залежать від напору, водопроникності ґрунтів та довжини шляху фільтрації і можуть досягати значної величини. Тому для водопроникних ґрунтів ці витрати необхідно враховувати.

Фільтрація води в підвалинах гідроспоруд є напірною, бо відсутня вільна поверхня фільтраційного потоку.

Лінія контакту споруди з ґрунтом підвалин в напрямку руху фільтраційного потоку називається підземним контуром.

Фільтруюча вода чинить гідростатичний тиск на підшву гідротехнічної споруди, який направлений знизу наверх. Направленість його протилежна силі і визначає назву – протитиск.

Протитиск діє на споруду знизу так, що вона втрачає частину своєї ваги і стає менш стійкою. Це підкреслює важність розрахунків величини протитиску. Повний протитиск W складається із зваженого і фільтраційного.

Зважений протитиск W_z – гідростатичний тиск, який в кожній точці підвалини споруди відповідає вазі стовпа води між рівнем ніжного б'єфа та зануреною точкою підвалини.

Фільтраційний протитиск W_ϕ – це гідродинамічний протитиск, який залежить від напору H на гідротехнічну споруду. На початку шляху фільтрації фільтраційний протитиск дорівнює величині напору H , а наприкінці шляху фільтрації – нулю.

Для визначення повного протитиску на підшву (флютбет) гідротехнічної споруди будують епюру протитиску і розраховують її площу.

Флютбет – сукупність елементів напірної гідротехнічної споруди, який сприймає напір води і забезпечує його стійкість, а також організований та безпечний пропуск витрат річки і фільтраційного потоку під ним і в обхід його.

У річкових гідротехнічних спорудах складовими елементами флютбету є понур, тіло греблі водобій та рисберма з кінцевою частиною; в спорудах малого напору тіло греблі може бути змінено низько розташованим порогом, а в спорудах на каналах поріг і водобій об'єднують в єдину плиту, і в цьому випадку флютбет складається із понура, водобію та рисберми з кінцевою частиною.

Понур, тіло греблі водобій водонепроникні, а рисберма – водопроникна. В складі флютбету може бути шпунт.

Задачі фільтраційних розрахунків:

1. Виявити характер фільтраційного потоку (безнапірний, напірний) в підвалинах споруди.

2. Розрахувати кількісні показники фільтраційного потоку (градієнти напору, витрати фільтраційного потоку).
3. Розрахувати повний протитиск фільтраційного потоку на флютбет споруди.
4. Визначити розміри елементів флютбету, які забезпечують його стійкість на спливання та зсув.

1.2 Метод лінійної контурної фільтрації

Англійський інженер Блей – автор методу лінійної контурної фільтрації – запропонував для визначення повного (сумарного) протитиску на підосшву гідротехнічної споруди мати значення цього протитиску у всіх точках підосшви, тобто повинна бути побудована епюра протитиску і розрахована її площа. Він припускав, що найближча до підвалини споруди струмина фільтруючої води суворо обтікає («лиже») підземний контур і на цьому шляху втрачає свій напір по лінійному закону.

Аналогічно повний протитиск в будь-якій точці підземного контуру за методом лінійної контурної фільтрації визначається за формулою

$$W_i = \gamma y_i + H \frac{l_i}{L} \quad (1.1)$$

де γ - питома вага води, яка дорівнює $9,81 \text{ кН/м}^3$;

y_i - глибина занурення будь-якої точки підосшви споруди під рівень нижнього б'єфу, м;

H - геометричний напір як різниця відміток рівня води у верхньому та нижньому б'єфах, м; l_i - відстань від кінця шляху фільтрації до будь якої

точки «і» подошви споруди, м; L - повна довжина підземного контуру споруди (точки 1- 9).

Епюра протитиску в цьому випадку будується на лінії розгорнутого підземного контуру споруди, яку одержують після послідовного складання у деякому масштабі окремих відрізків 1-2, 2-3 і т.д. Потім на початку шляху фільтрації (в точці 9) відкладають вниз максимальне значення фільтраційного протитиску γH . Після з'єднання точок 1 та 9 одержимо епюру фільтраційного протитиску. Далі прибудовують до лінії 1-9 одержаної епюри значення γu_i зваженого протитиску для всіх пронумерованих точок (1-9) підземного контуру споруди, і таким чином одержують епюру повного (сумарного) протитиску на флутбет (рис. 1.1).

Однак, досвід показав, що вертикальні та горизонтальні відрізки підземного контуру споруди по різному чинять опір фільтраційному потоку і в результаті падіння напору відбувається не по прямої лінії.

З урахуванням цього американський інженер Е.Лен запропонував замість розгорнутої довжини підземного контуру L , в розрахунках брати приведену довжину L_n , яка дорівнює сумі довжини вертикальних та скорочених до третини горизонтальних відрізків підземного контуру, тобто цим враховуються значно більші (в 1,5 – 3 рази) втрати напору на вертикальних відрізках, чим на горизонтальних.

Тоді приведена довжина підземного контуру буде

$$L_n = \frac{1}{m} \sum l_{\Gamma} + \sum l_{\text{в}} \quad (1.2),$$

де m - коефіцієнт приведення довжини;

l_{Γ} - горизонтальні відрізки підземного контуру, м;

$l_{\text{в}}$ - вертикальні відрізки підземного контуру, м;

Відрізки підземного контуру з похилом до 45^0 відносять до горизонтальних, а з нахилом більш 45^0 – до вертикальних.

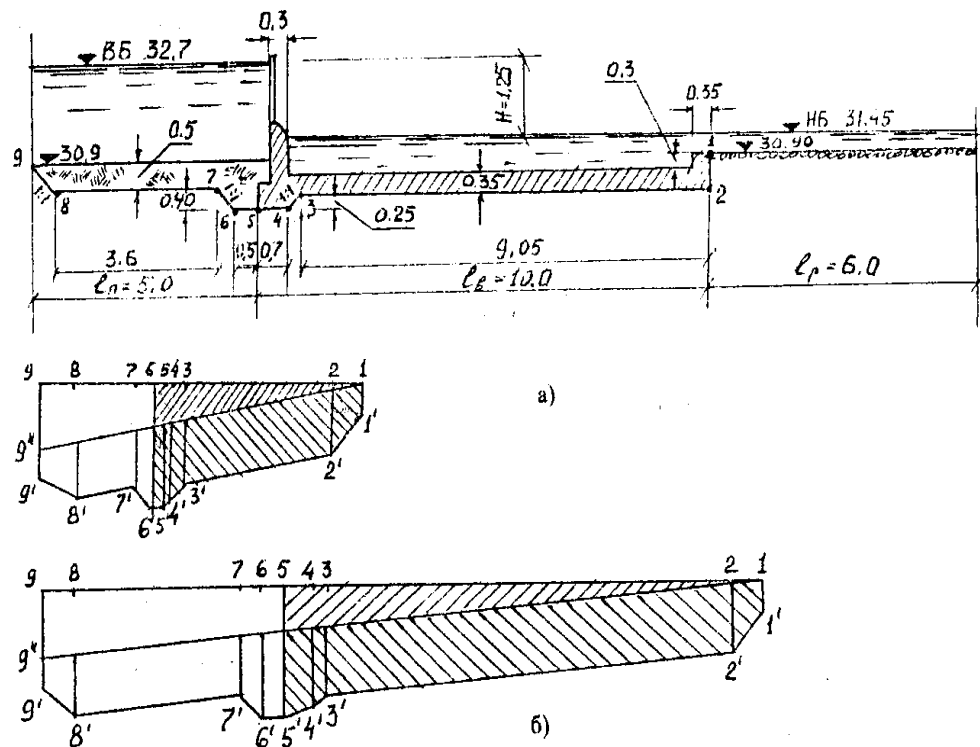


Рис. 1.1. Повздовжній переріз гідротехнічної споруди та епюри фільтраційного і зваженого протитиску

а) для приведеної довжини

б) для фактичної довжини

В цьому випадку повний (сумарний) протитиск на підшву флютбету споруди дорівнює

$$W_i = \gamma y_i + H \frac{l_{in}}{L_{in}} \quad (1.3)$$

Епюра повного протитиску за методом Е.Лена будується уже на лінії розгорнутого приведенного підземного контуру, тобто горизонтальні відрізки при цьому зменшуються в m разів (рис.1.1). Розрахунки за методом Е.Лена дають задовільні результати для деяких гребель з невеликими напорами, шлюзів та більшості гідрометричних споруд (водозливів та лотків).

1.3 Розрахунок довжини підземного контуру гідротехнічної споруди

Уникнути механічної суфозії в підвалинах споруди можливо за рахунок зменшення швидкості фільтруючого потоку до значень можливого початку виносу ґрунту підвалини у нижній б'єф споруди. Відомо, що швидкість фільтрації залежить від п'єзометричного уклону $i=H/L$. Отже, для кожного типу ґрунту є той граничний уклон, за яким можлива суфозія.

При використанні приведеної довжини підземного контуру споруди мінімально допустима довжина контуру, яка дозволяє уникнути суфозії, визначається із співвідношення

$$I_n \geq C_0 H \quad (1.4),$$

де C_0 – уклонний коефіцієнт, який залежить від типу ґрунту.

Значення коефіцієнтів C_0 для різних ґрунтів підвалини споруди (по Е.Лену)

<i>Ґрунт</i>	<i>C₀</i>
Пісок дуже дрібний	8,5
Пісок дрібний	7,0
Пісок середньої крупності	6,0
Пісок крупний	5,0
Ґравій дрібний	4,0
Ґравій середньої крупності	3,5
Ґравій крупний з галькою	3,0
Ґлина м'яка	3,0
Валуни з галькою та ґравієм	2,5
Ґлина середньої густини	2,0
Ґлина густа	1,8
Ґлина дуже густа	1,6

Якщо розрахунків приведеної довжини підземного контуру споруди для заданих вихідних даних знайдена величина L_n буде менше допустимої, то необхідно прийняти відповідні інженерні рішення для збільшення довжини підземного контуру флютбету.

Приклад 1.

Розрахувати протитиск на підшву флютбету (рис. 1) для таких вихідних даних: $B=7,0\text{м}$, $\nabla ВБ=32,7\text{м}$, $\nabla НБ=31,45\text{м}$, $l_p = 5,0\text{м}$ $l_b=10,0\text{м}$, $m=2,8$; ґрунт – пісок крупний.

1. Повна довжина підземного контуру споруди порівнює сумі відрізків 1-2, 2-3,8-9:

$$L = 0.65+9.05+0.35+0.70+0.50+0.56+3.60+0.71=16.12$$

2. Розрахунок приведеної довжини підземного контуру при $m= 2,8$ наведено в табл. 1.1.

Таблиця 1.1 – Розрахунок приведеної довжини підземного контуру

Відрізок	$l, \text{м}$	$L_n \text{ м}$	$\sum l_n, \text{м}$
1-2	0,65	0,65	0,65
2-3	9,05	3.23	3.88
3-4	0,35	0.35	4.23
4-5	0,70	0.25	4.48
5-6	0,50	0.17	4.65
6-7	0,56	0.56	5.21
7-8	3,6	1.28	6.49
8-9	0,71	0.71	7.20

$L=16,12 \text{ м}$

$L_n = 7,20\text{м}$

3. Напір на споруді

$$H = \nabla BБ - \nabla НБ = 32,7 - 31,45 = 1,25 \text{ м.}$$

4. Для підвалин із піску крупного, мінімальна потрібна довжина підземного контуру фільтрації дорівнює

$$L'_n = C_0 H = 5.0 * 1,25 = 6,25 \text{ м.}$$

Через то, що $L_n > L'_n$, задані розміри флютбету зберігаються.

5. Епюри протитиску будуються у відповідності з п.п.1,2 за умовами: а) без приведення довжини підземного контуру споруди; б) з приведенням довжини підземного контуру споруди.

6. Аналітичний розрахунок протитиску W_i в характерних точках підземного контуру споруди оцінюється за формулою (1.3).

А. Розрахунок з приведенням довжини підземного контуру.

Таблиця 1.2. Визначення фільтраційного W_ϕ та зваженого W_z протитиску

Номер точки	$y_i, \text{м}$	$W_{Bi} = \gamma y_i$ кН/м^2	$H \frac{L_{ni}}{L_n}, \text{м}$	$W_{\phi i} = \gamma H \frac{L_{ni}}{L_n}$ кН/м^2	$W_i = W_{Bi} + W_{\phi i}$ кН/м^2
1	0,55	5,5	0	0	5,5
2	1,2	12,0	0,11	1,1	13,1
3	1,2	12,0	0,57	6,7	18,7
4	1,45	14,5	0,73	7,3	21,8
5	1,45	14,5	0,78	7,8	22,3
6	1,45	14,5	0,81	8,1	22,6
7	1,05	10,5	0,90	9,0	19,5
8	1,05	10,5	1,13	11,3	21,8
9	0,55	5,5	1,25	12,5	18,0

7. Зважений та фільтраційний протитиск на підшву споруди визначаємо як площу заштрихованої частини епюри (рис. 1.1).

Площа трикутника епюри трикутника 5-5'-1 дорівнює:

$$W_{\phi} = \frac{0,78 \cdot 4,48}{2} = 1,75 \text{ м}^2$$

Площа епюри сумарного протитиску визначаємо як суму площ слідкуючих трапецій : 1'-1-2-2'; 2'-2-3-3'; 3'-3-4-4' та 4'-4-5-5'. Тоді:

$$W = \frac{0,55 + 1,31}{2} \cdot 0,65 + \frac{1,31 + 1,87}{2} \cdot 3,23 + \frac{1,87 + 2,18}{2} \cdot 0,35 + \frac{2,18 + 2,23}{2} \cdot 0,25 = 0,60 + 5,14 + 0,71 + 0,51 = 6,96 \text{ м}^2$$

Площа епюри зваженого протитиску дорівнює

$$w_3 = 6,96 - 1,75 = 5,21 \text{ м}^2$$

8. Протитиск на 1м ширини бетонної частини споруди

$$W_3' = \gamma w_3 = 52,1 \text{ кН/м} ;$$

$$W_{\phi}' = \gamma w_{\phi} = 17,5 \text{ кН/м} ;$$

9. Повний протитиск на всю бетону частину споруди шириною B=7,0м

$$W_3 = W_3' \cdot B = 52,1 \cdot 7 = 364,71 \text{ кН};$$

$$W_{\phi} = W_{\phi}' \cdot B = 17,5 \cdot 7 = 122,5 \text{ кН};$$

$$W = W_3 + W_{\phi} = 364,7 + 122,5 = 487,2 \text{ кН}$$

Б. Розрахунок без приведення довжини підземного контуру

Таблиця 1.3 – Визначення фільтраційного W_ϕ та зваженого W_z протитиску

Номер точки	$y_i, \text{м}$	$W_{Bi} = \gamma y_i$ кН/м^2	$H \frac{l_i}{L_n}, \text{м}$	$W_{\phi i} = H \frac{l_i}{L_n}$ кН/м^2	$W_i = W_{Bi} + W_{\phi i}$ кН/м^2
1	0.55	5.5	0	0	5.5
2	1.20	12.0	0.05	0,5	12,5
3	1,20	12,0	0,75	7,5	19,5
4	1,45	14,5	0,78	7,8	22,3
5	1,45	14,5	0,83	8,3	22,8
6	1,45	15,5	0,87	8,7	23,2
7	1,05	10,5	0,92	9,2	19,7
8	1,05	10,5	1,19	11,9	22,4
9	0,55	5,5	1,25	12,5	18,0

10. Площа трикутника епюри 5 - 5' - 1 дорівнює

$$w_\phi = \frac{0,48 * 10,75}{2} = 4,19 \text{ м}^2$$

Площа епюри сумарного протитиску дорівнює:

$$W = \frac{0.55+1.25}{2} * 0.65 + \frac{1.25+1.95}{2} * 9.05 + \frac{1.95+2.23}{2} * 0.35 + \frac{2.23+2.28}{2} * 0.70 =$$

$$= 0.59 + 14.48 + 0.73 + 1.28 = 17.38 \text{ м}^2$$

Площа епюри зваженого протитиску дорівнює

$$w_z = w - w_\phi = 17,38 - 4,19 = 13,19 \text{ м}^2$$

11. Протитиск на 1м бетонної частини споруди

$$W_z' = \gamma w_z = 131,9 \text{ кН/м};$$

$$W_{\phi} = \gamma w_{\phi} = 41,9 \text{ кН/м};$$

12. Повний протитиск на всю бетонну частину споруди шириною $B=7,0\text{м}$

$$W_3 = W_3' B = 131,9 * 7 = 923,3 \text{ кН}$$

$$W_{\phi} = W_{\phi}' B = 41,9 * 7 = 293,3 \text{ кН}$$

$$W = W_3 + W_{\phi} = 923,3 + 293,3 = 1216,6 \text{ кН}$$

13. Ефективність методу Лена

$$\epsilon = \frac{1216,6 - 487,2}{1216,6} * 100 = 59,95\%$$

2. РОЗРАХУНКИ ФІЛЬТРАЦІЇ ЧЕРЕЗ ТІЛО ЗЕМЛЯНОЇ ГРЕБЛІ

2.1 Проектування поперечного профілю греблі

Поперечний переріз ґрунтової греблі має форму трапеції, зверху якої є гребень, унизу – підшва, а бокові сторони – схили греблі. На схилах греблі утворюють берми, що збільшує стійкість схилів, ширину підшви і шлях фільтрації в підшвах (рис.1.2).

2.1.1 Висота греблі та вид ґрунту підвалин визначають її клас (табл. 2.2).

2.1.2 Коефіцієнти схилів ($m_1 = \cot \alpha_1$ та $m_2 = \cot \alpha_2$) земляних гребель знаходяться в межах (2 ÷ 4). Для гребель четвертого класу коефіцієнти схилів надані в табл. 2.2.

Верховий схил виконують більш похилим, а низовий – більш крутим.

Для попередніх розрахунків земляних гребель висотою 15 -20 м $m_1=3-35$

$m_2= 2,25- 2,5$. Для гребель висотою 20 – 30м $m_1=3-35$, $m_2= 2,25- 2,75$.

Греблі більшої висоти обов'язково розраховують на стійкість схилів.

2.1.3 Ширина гребель проїзної частини земляних гребель приймається в залежності від категорії автомобільної дороги (табл. 2.3). Мінімальна ширина повинна бути не менше 4,5м.

2.1.4 Відмітку гребня греблі над розрахунковим рівнем води (НПР або ФПР) визначають за формулами

$$\begin{aligned} \nabla G_{\Gamma} &= \nabla \text{НПР} + \alpha + \Delta h_{1\%} + h_{\text{run}, 1\%} \\ \nabla G_{\Gamma}' &= \nabla \text{ФПР} + \Delta h_{50\%} + h_{\text{run}, 50\%} \end{aligned} \quad (2.1)$$

де α – конструктивний запас, що приймають рівним 0,5 м;

$h_{\text{run}, 1\%}$ - висота нахату вітрових хвиль на верховий схил греблі (рис. 2.2) з розрахунковою забезпеченістю 1 та 5%.

$\Delta h_{1\%}$ - висота вітрового нагону хвилі (при розрахунковій швидкості вітру) з розрахунковою забезпеченістю 1 та 50%.

Висота нахату хвилі залежить від висоти хвилі $h_{i\%}$ з розрахунковою забезпеченістю $i\%$, довжини хвилі φ та періоду T .

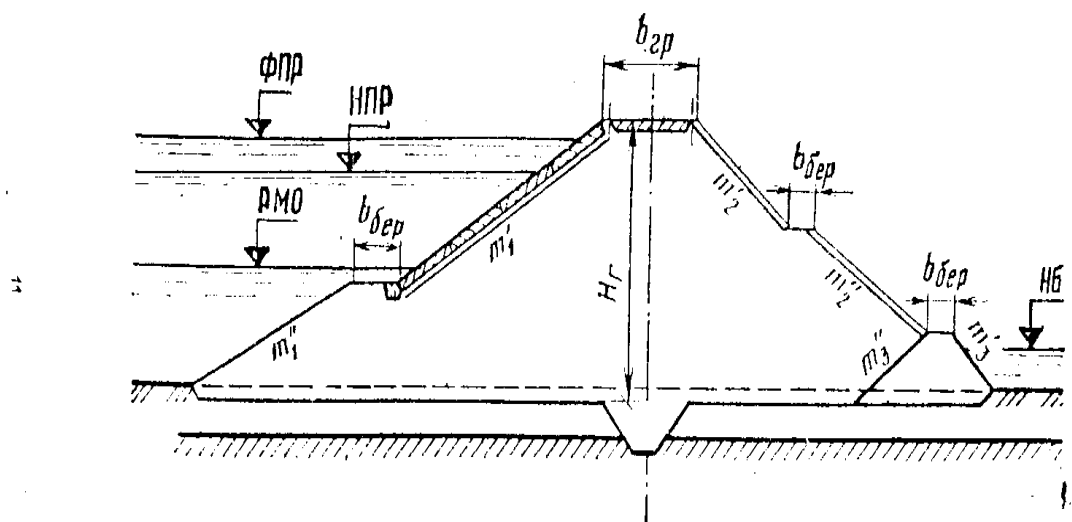


Рис. 2.1 – Поперечний переріз ґрунтової греблі

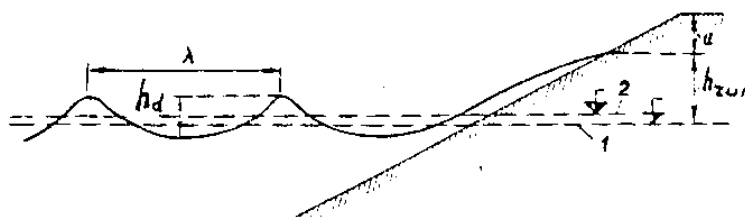


Рис. 2.2. Схема нахату хвилі на схил.

1. – Рівень покою; 2 – середня хвильова лінія

Таблиця 2.1 – Класи ґрунтових гребель

Вид ґрунтів споруди	Висота греблі в залежності від класу, м			
	I	II	III	IV
Скельові	>100	70...100	25...70	25
Піщані, глиняні у твердому та напівтвердому стані	> 75	35...75	15...35	15
Глиняні водо насичені у пластичному стані	> 50	25...50	15...25	15

Таблиця 2.2 - Коефіцієнти схилів для земляних гребель IV КЛАСУ

Схил	Значення m при розрахунковій висоті гребня, м					
	До 5		5...10		10...15	
	Ґрунти греблі					
	Глиняні	Піщані	Глиняні	Піщані	Глиняні	Піщані
Верховий	2	2,5* 2**	2,5	3* 2,5**	3	3**
Низовий з дренажем	1,5	2	1,75	2	1,75	2
Низовий без дренажу	1,75	2	2	2,25	2,25	2,25

*- Для гребель, які не мають екрана або з тонким екраном

** - Для гребель, верховий клин яких складається із суглинків або супіску

Таблиця 2.3. – Параметри гребня проїзної частини земляних гребель

Параметри дороги	Значення параметрів поперечного перерізу проїзної частини земляного полотна для дороги категорії				
	I	II	III	IV	V
Число смуг, шт	>4	2	2	2	1
Ширина проїзної частини узбіччя, м	>15 3,75	7,5 3,75	7 2,5	6 2	4,5 2,75
Ширина земляного полотна, м	>27,5	15	12	10	8

Розрахунок виконується для розрахункових рівній води – НІР та ФІР

Елементи вітрових хвиль визначаються через швидкість вітру. У випадку НІР забезпеченість розрахункової швидкості вітру для споруд I і II класів приймається 2%, для III та IV – 4%. У випадку ФІР – для всіх класів – 50%.

Розрахункова швидкість вітру на висоті 10 м визначається за формулою

$$V_w = K_z V_{wz} \quad (2.2)$$

де K_z – коефіцієнт приведення висоти 10м (для $Z = 5\text{м}$ $K_z = 1,1$; $Z = 10\text{м}$ $K_z = 1,0$; $Z = 20\text{м}$ і більше $K_z = 0,9$).

Дані швидкості вітру, які виміряні флюгером, необхідно помножити на коефіцієнт k_{fl} ($V_{wz} = 10\text{ м/с}$ $k_{fl} = 1,0$; при $V_{wz} = 15\text{м/с}$ $k_{fl} = 0,9$; при $V_{wz} > 25\text{м/с}$ $k_{fl} = 0,8$).

При розрахунках елементів хвиль водоймище по глибині ділять на чотири зони: глибоководну, мілководну та приурізну.

При проектуванні ґрунтових гребель найбільш характерна глибоководна зона з глибиною більш половини середньої довжини хвилі ($d > 0,5\lambda_r$).

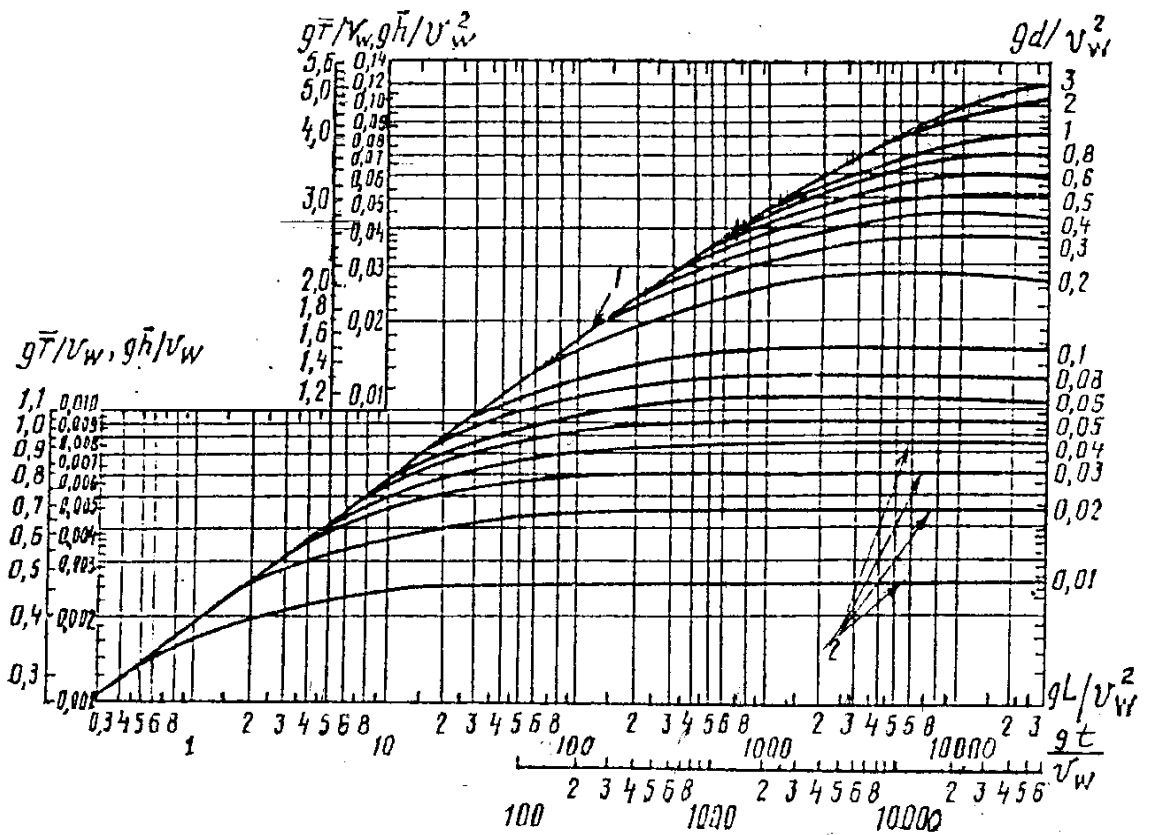


Рис. 2.3 – Графік для визначення елементів вітрових хвиль.

Висоту хвилі h , довжину хвилі λ та її період T визначають на основі розрахунків середніх елементів хвилі $\bar{h}_d$, $\bar{\lambda}_d$, T для глибоководної зони за безрозмірними параметрами:

$$\alpha = gt/V_w \quad (2.3)$$

$$b = gL/V_w^2 \quad (2.4)$$

де g - прискорення вільного падіння, м/с²;

V_w - розрахункова швидкість вітру, м/с;

L - довжина розгону хвилі за напрямком вітру, м.

Для розрахунку параметрів α і b на осях ординат графіка (рис. 2.3) визначають параметри $c = g\bar{h}/V_w^2$ та $e = g\bar{I}/V_w$

Із кожної пари відповідних параметрів беруть менші їх величини c_{min} та e_{min} і за ними розраховують:

середню висоту хвилі (м)

$$\bar{h}_d = c_{min} V_w^2 / g ; \quad (2.5)$$

середній період хвилі (с)

$$\bar{T} = e_{min} V_w / g ; \quad (2.6)$$

Середню довжину хвилі (м) розраховують за формулою

$$\bar{\lambda}_d = g\bar{T}^2 / 2\pi \quad (2.7)$$

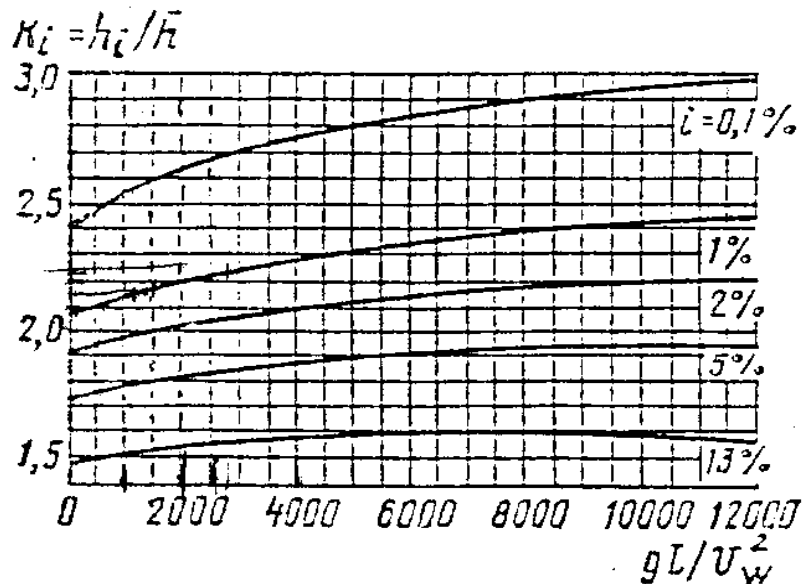


Рис. 2.4 – Графік для визначення коефіцієнту K_i

Висота хвилі забезпеченістю $i\%$ дорівнює добутку середньої висоти хвилі на коефіцієнт K_i , який визначають за графіком (рис. 2.4).

$$H_{di}=K_i \bar{h}_d \quad (2.8)$$

Розрахункові висоту нахату хвилі (м), яка фронтально підходить до схилу греблі і має забезпеченість 1% при глибині перед спорудою $d > 2h_{d1\%}$ визначають за формулою:

$$h_{run\ 1\%} = K_r K_p K_{sp} K_{run} K_\beta h_{d1\%} \quad (2.9)$$

де K_r – коефіцієнт, який ураховує шорсткість покриття греблі (табл. 2.4)

K_p – коефіцієнт, який ураховує шорсткість покриття греблі. (табл.2,5).

K_{sp} – коефіцієнт нерегулярності хвилювання

K_{run} – коефіцієнт, який визначає висоту нахату в частках от висоти нахату регулярної хвилі на гладку поверхню (рис. 2.5) при глибині перед спорудою $d < 2h_{d1\%}$. Коефіцієнт K_{run} приймається за даними $\bar{h}_d / h_{d1\%}$, які в дужках. K_β – коефіцієнт, який залежить від кута підходу фронту хвилі до споруди β збоку відкритої акваторії:

β , град	0	10	20	30	40	50	60
K_β	1	0,98	0,96	0,92	0,87	0,82	0,76

Таблиця 2.4 Коефіцієнти шорсткості K_r та водопроникності K_p схилів греблі

Конструкція кріплення схилу	Відносна шорсткість $\Delta/h_{1\%}$	K_r	K_p
Бетонні (залізобетонні) плити Гравійно – галькове кам'яне або кріплення бетонними (залізобетонними) блоками	-	1	0,9
	<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 2.5 Коефіцієнти нерегулярності хвилювання K_{sp}

$m_I = \cot \alpha^*$	Значення K_{sp} при розрахунковій швидкості вітру V_w	
	≥ 20	≤ 10
0.4	1.3	1.1
0.4...2	1.4	1.1
2...5	1.5	1.1
>5	1.6	1.2

* α - кут верхнього схилу гребня до горизонту, град.

Для визначення висоти накату будь – якої забезпеченості, результати , які отримані за формулою (2.9), необхідно скорегувати за допомогою коефіцієнта K_i (табл. 2.6).

Таблиця 2.6 – Значення коефіцієнта K_i

Забезпеченість накату i , %	K_i	Забезпеченість накату i , %	K_i
0,1	1,10	10	0,85
1	1,00	30	0,76
2	0,96	50	0,68
5	0,91		

Висота вітрового нагону хвилі (м) може бути визначена за формулою

$$\Delta h_{1\%} = K_w (V_w^2 L / g d) \cos \alpha_w \quad (2.10)$$

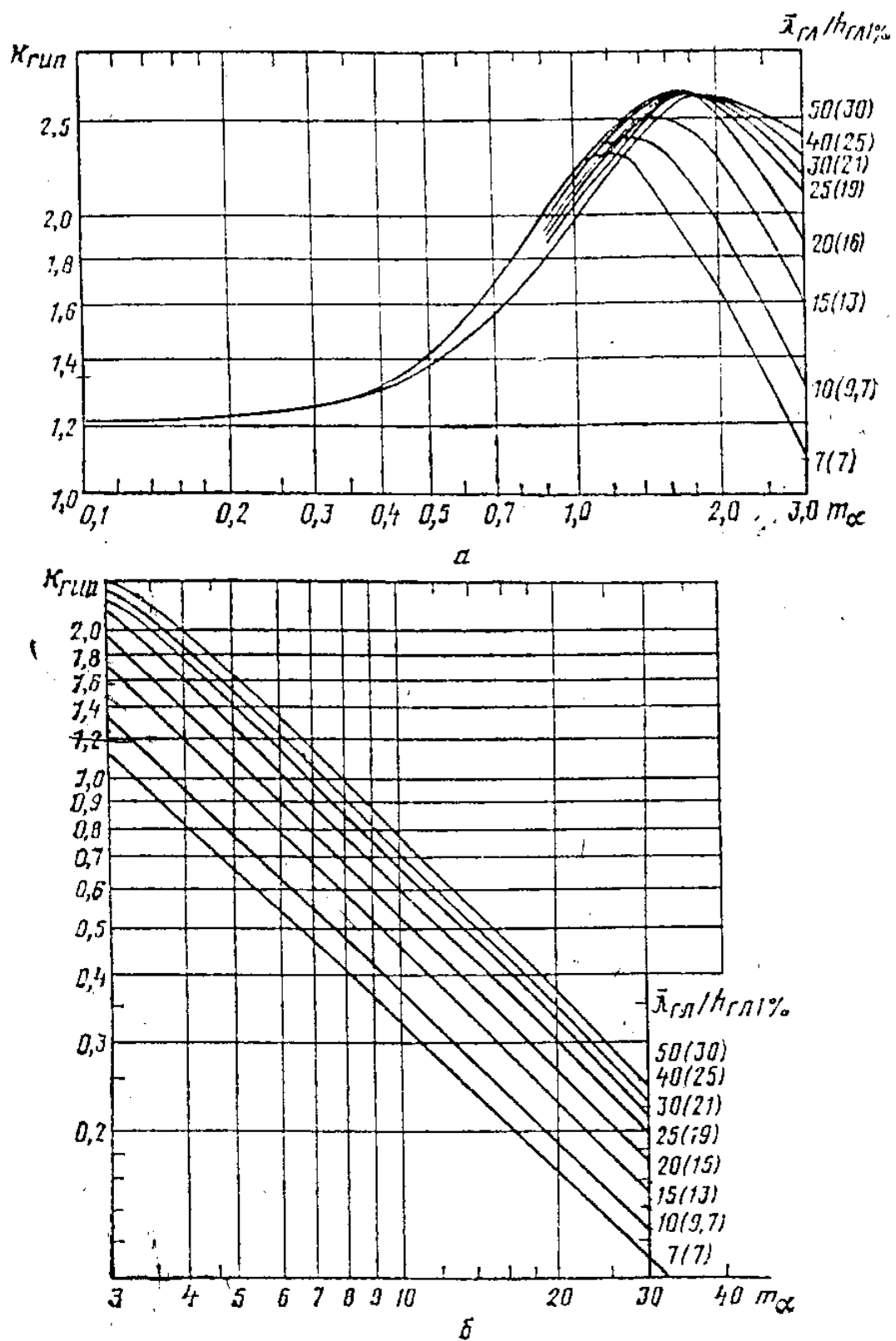


Рис. 2.5 – Графік для визначення коефіцієнту K_{run}

Де K_w – коефіцієнт, який залежить від швидкості вітру:

V_w м/с	10	20	30	40	50
$K_w \cdot 10^{-6}$	2,0	2,1	3,0	3,9	4,8

α_w – кут між напрямком вітру та поздовжньою віссю водоймища.

2.1.5 Висота греблі (м) визначається різниця відміток гребня та підосви греблі.

2.1.6 Вихідні дані для виконання розрахунків ґрунтових гребель надані в табл. 2.7.

Таблиця 2.7 – варіанти завдань*

№№ п/п	Орієнтовна висота греблі H_r , м	Ґрунт греблі	Додаткові відомості
1	12	Глина	Без дренажу
2	14	Супісок	З дренажем
3	16	Суглинок	Без дренажу
4	18	Ґравій	З дренажем
5	20	Пісок дрібний	З дренажем
6	22	Глина	Без дренажу
7	24	Супісок	З дренажем
8	26	Суглинок	Без дренажу
9	28	Пісок крупний	З дренажем
10	30	Глина	Без дренажу

*Розрахункова швидкість вітру для всіх варіантів при НІР дорівнює 12- 17м/с. Безперервна тривалість дії вітру $t = 6 - 12$ годин.

Приклад 2.

Визначити відмітку гребня у глибоководній зоні водосховища

Вихідні дані: НІР- 56м, ФІР – 57м. Висота греблі 8м. Глибина води перед греблею при НІР $d_1=5$ м, при ФІР $d_2=6,0$ м. Швидкість вітру над рівнем води при НІР $V_{w1}=15$ м/с, при ФІР – $V_{w2} = 10$ м/с. Довжина розгону вітрової хвилі $L=16$ км, безперервна тривалість вітру $t=6$ г.

Коефіцієнти схилів греблі $m_1=2,5$ та $m_2=2,0$. Кут підходу хвилі до споруди $\beta = 30^0$. Гребля із глини без дренажу, кріплення схилів бетонними плитами.

А). Розрахунок при ∇ НІР = 56м.

1) Визначаємо безрозмірні величини a і b

$$a = \frac{g t}{V_{wl}} = \frac{9,81 \cdot 21600}{15} = 14126$$

$$b = \frac{gL}{V_w^2} = \frac{9,81 \cdot 16000}{225} = 698$$

2/) За графіком (рис. 2.3) для параметра « b » знаходимо параметри c і e

$$c = \left(\frac{g \bar{h}_d}{V_w^2} \right) L = 0.04$$

$$e = \left(\frac{g \bar{T}}{V_w} \right) L = 2,7$$

3. За графіком (рис. 2.3) для параметра знаходимо пара a знаходимо параметри c і e

$$c = \left(\frac{g \bar{h}_d}{V_w^2} \right) t = 0.085;$$

$$e = \left(\frac{g \bar{T}}{V_w} \right) t = 4.1$$

4. За меншим параметром « c » визначаємо середню висоту хвилі (м)

$$\bar{h}_d = c_{min} V_w^2 / g = \frac{0.04 \cdot 225}{9.81} = 0.91 \text{ м}$$

5. За меншим параметром « e » визначаємо середній період хвилі (с)

$$\bar{T} = e_{min} V_w / g = \frac{2.7 \cdot 15}{9.81} = 4,13 \text{ с}$$

6. Середня довжина хвилі дорівнює (м)

$$\bar{\lambda}_d = g \bar{T}^2 / 2\pi = \frac{9.81 \cdot 1706}{2 \cdot 3.14} = 26.64 \text{ м}$$

7. За параметром $b = 698$ та за графіком 2.4 знаходимо коефіцієнт $K_i = 2,12$

8. Висота хвилі при забезпеченості 1% дорівнює

$$h_{d1\%} = K_{1\%} * \bar{h}_d = 2.12 * 0.91 = 1.93 \text{ м}$$

9. Для визначення висоти нахату хвилі забезпеченістю 1% знаходимо:

-по табл. 2.4 коефіцієнти $K_r = 1$; $K_p = 0,9$;

-по табл. 2.5 коефіцієнт $K_{sp} = 1,25$

- при $\beta = 30^\circ$ коефіцієнт $K_\beta = 0,92$

- коефіцієнт K_{run} знаходимо за графіком (рис. 2.5) для $m_1 = 2,5$;

$$\bar{A}_d / h_{d1\%} = 26.64 / 1.93 = 13,8;$$

10. Висота нахату вітрової хвилі дорівнює

$$h_{run 1\%} = K_r K_p K_{sp} K_{run} K_\beta h_{d1\%} = 1 * 0,9 * 1,25 * 1,9 * 0,92 * 1,93 = 3,79 \text{ м}$$

11. Висота вітрового нагону при $\beta = 30^\circ$ та $K_w = 2.05 * 10^{-6}$

$$\Delta h_{1\%} = K_w (V_w^2 L / g d) \cos \alpha_w = 2.05 * 10^{-6} (15^2 * 16000 * 0.87 / 9.81 * 5) = 0.13 \text{ м}$$

12. Конструктивний запас до висоти греблі

$$\alpha = 0,1 h_{d1\%} = 0,1 * 1,93 \approx 0,2 \text{ м. Приймаємо } \alpha = 0,5 \text{ м.}$$

13. Відмітка гребня греблі

$$\nabla \Gamma z = \nabla \text{НПР} + \alpha + \Delta h_{1\%} + h_{run 1\%} = 56 + 0,5 + 0,13 + 3,79 = 60,42 \text{ м}$$

б) Розрахунок при $\nabla \text{НПР} = 57 \text{ м.}$

$$1. \quad a = \frac{g t}{V_w^2} = \frac{9.81 * 21600}{10} = 21189.6;$$

$$b = \frac{g L}{V_w^2} = \frac{9.81 * 16000}{100} = 7569.6$$

2. - 3. За графіком (рис. 2.3)

$$\text{для «b»} \quad c = \left(\frac{g \bar{h}_d}{V_w^2} \right) L = 0.05$$

$$e = \left(\frac{g \bar{L}}{V_w^2} \right) L = 3,0$$

для «а» $c = (\frac{g\bar{h}_d}{V_w^2})t=0.09;$

$e=(\frac{g\bar{T}}{V_w})t=4.3$

4. $\bar{h}_d = c_{min} V_w^2 / g = \frac{0.05 \cdot 100}{9.81} = 0.51 \text{ м}$

5. $\bar{T} = e_{min} V_w / g = \frac{3 \cdot 10}{9.81} = 3,06 \text{ с}$

6. $\bar{\lambda}_d = g\bar{T}^2 / 2\pi = \frac{9.81 \cdot 9.36}{2 \cdot 3.14} = 14,63 \text{ м}$

7. За параметром $b = 1569.6$ та за графіком (рис. 2.4), $K_i = 2,2$.

8. $h_{d1\%} = K_{1\%} \cdot \bar{h}_d = 2.20 \cdot 0.51 = 1.12 \text{ м}$

9. $K_r = 1$; $K_p = 0.9$; $K_{gp} = 1,1$; $K_\beta = 0,92$ для $\bar{\lambda}_d / h_{d1\%} = 14,63 / 1,12 = 13,06$ та

$d > 2 h_{d1\%}$; $K_{run} = 1,8$

10. $h_{run 1\%} = K_r K_p K_{sp} K_{run} K_\beta h_{d1\%} = 1 \cdot 0,9 \cdot 1,10 \cdot 1,8 \cdot 0,92 \cdot 1,12 = 1,84 \text{ м}$

11. Для $P = 50\%$ по табл. 2.6 $k_i = 0.68$

12. $h_{run 50\%} = k_i \cdot h_{run 1\%} = 0.68 \cdot 1.84 = 1,25 \text{ м}$

13. $\Delta h_{1\%} = (2 \cdot 10^{-6} \cdot 10^2 \cdot 16000 \cdot 0,87) / 9,81 \cdot 6 = 0,047 \text{ м}$

14. $\Delta h_{50\%} = k_i \Delta h_{1\%} = 0,68 \cdot 0.047 = 0.032 \text{ м}$

15. $\nabla \Gamma_\Gamma = \nabla \Phi_{ПР} + \Delta h_{50\%} + \Delta h_{50\%} = 57 + 0,032 + 1,25 = 58,28 \text{ м}$

Після порівняння двох відміток приймаємо найбільшу, тобто

$\nabla \Gamma_\Gamma = 60,42 \text{ м.}$

2.2 Фільтраційні розрахунки земляних гребель

2.2.1 Фільтрація через тіло однорідної греблі без дренажу на водонепроникне ґрунтове підвалинах.

За такими умовами фільтраційний потік має ділянки з різними напорами. М.М.Павловський виділяє три характерних ділянки у поперечному профілі греблі: I – верхній клин; II – середня частина; III – низовий клин (рис.2.6). Для кожного з них знайдені рівняння для визначення втрат на фільтрацію та побудови кривої депресії. Для спрощення розрахунків вплив верхнього клину замінюють на еквівалентний у фільтраційному відношенні профіль греблі з вертикальним верхнім схилом (приведений профіль). Фільтраційний шлях при цьому збільшується на довжину ΔL , яка визначається за формулою

$$\Delta L = \frac{dm_1}{2m_1} \quad (2.11)$$

де d - глибина води у верхньому б'єфі, м;

m_1 - коефіцієнт верхнього схилу ($m_1 = \cot \alpha_1$)

Рівняння Дюпюї для середньої частини приведенного профілю греблі, яка характеризується плавно змінюючимся паралельнострумним рухом фільтраційного потоку, має вигляд:

$$\frac{q}{K_T} = \frac{d^2 - h_1^2}{2(L_p - m_2 h_1)} \quad (2.12),$$

де q - питома витрата фільтраційного потоку, м³/с;

h_1 – ордината кривої депресії у перерізі з низовим схилом греблі, м;

K_T – коефіцієнт фільтрації через тіло греблі, см/с, (табл.. 2.8),

L_p – розрахункова довжина депресійної кривої, м,

m_2 – коефіцієнт низового схилу греблі ($(m_2 = \cot \alpha_2)$).

Для низового клину рівняння М.М.Павловського має вигляд:

$$\frac{q}{K_T} = \frac{h_1}{m_2} \quad (2.13)$$

Розв'язавши спільно рівняння (2.12) та (2.13) одержимо розрахункову формулу для визначення ординати h_1 :

$$h_1 = \frac{L_p}{m_2} - \sqrt{\left(\frac{L_p}{m_2}\right)^2 - d^2} \quad (2.14)$$

Таблиця 2.8 – Коефіцієнти фільтрації K_T (см/с)

№№	Грунт	K_T
1	Глина	$<1 \cdot 10^{-7}$
2	Суглинок	$1 \cdot 10^{-7} \dots 1 \cdot 10^{-5}$
3	Супісок	$1 \cdot 10^{-5} \dots 1 \cdot 10^{-3}$
4	Мулові ґрунти	$1 \cdot 10^{-3} \dots 1 \cdot 10^{-2}$
5	Торф	$1 \cdot 10^{-3} \dots 1 \cdot 10^{-2}$
6	Пісок дрібний	$1 \cdot 10^{-4} \dots 1 \cdot 10^{-3}$
7	Пісок середньозернистий	$1 \cdot 10^{-3} \dots 1 \cdot 10^{-2}$
8	Пісок крупний	$1 \cdot 10^{-2} \dots 1 \cdot 10^{-1}$
9	Гравій та галька	$1 \cdot 10^{-1} \dots 1 \cdot 10$

Рівняння кривої депресії на початку координат (точка 0) за формулою Дюпюї має вигляд:

$$y = \sqrt{d^2 - \frac{2qx}{K_T}} \quad (2.15),$$

де x – відстань від початку координат, м.

Приклад 3

Побудувати депресійну криву в тілі однорідної ґрунтової греблі (без дренажу) за умовами відсутності води у нижньому б'єфі.

Вихідні дані: висота греблі $H_g = 8,0\text{м}$; $m_1 = 2,5$; $m_2 = 2,0$; гребля глиняна; ширина гребня греблі $b = 10\text{м}$; глибина води у верхньому б'єфі $d = 56,0 - 52,42 = 3,58\text{м}$.

1. За формулою (2.11) визначаємо

$$\Delta L = \frac{dm_1}{2m_1+1} = \frac{3,58 \cdot 2,5}{2 \cdot 2,5 + 1} = \frac{8,95}{6} = 1,49\text{м}$$

2. Довжина підошви греблі

$$L_n = m_1 H_g + b + m_2 H_g = 2,5 \cdot 8 + 10 + 2,0 \cdot 8 = 46\text{м}$$

3. Розрахункова довжина депресійної кривої дорівнює

$$L_p = m_1 d + \Delta L = 46,0 - 2,5 \cdot 3,58 + 1,49 = 38,54\text{ м}$$

4. Ордината кривої депресії у перерізі з низовим схилом греблі

$$h_1 = \frac{L_p}{m_2} - \sqrt{\left(\frac{L_p}{m_2}\right)^2 - d^2} = \frac{38,54}{2} - \sqrt{\left(\frac{3,58}{2}\right)^2 - 3,58^2} =$$

$$= 19,27 - 18,93 = 0,34\text{м}$$

5. Питома витрата фільтруючого потоку з коефіцієнтом фільтрації для глини $K_T = 1 \cdot 10^{-8}\text{м/с}$

$$q = K_T \frac{h_1}{m_2} = 1 \cdot 10^{-8} \cdot \frac{0,33}{2} = 0,165 \cdot 10^{-8}\text{м/с}$$

6. Використовуючи (2.15) визначаємо ординати депресійної кривої

x (м)	0	10	20	30	38,54
y (м)	3,58	3,08	2,49	1,71	0,33

7. За одержаними ординатами будуємо криву депресії на профілі греблі (рис. 2.6).

2.2.2 Фільтрація через тіло однорідної греблі з дренажем на водонепроникнутих підвалинах

За формулою Дюпюї для середньої частини приведенного профілю греблі можна записати:

$$\frac{q}{K_T} = \frac{d^2}{2(L_p + l_g)}, \quad 2.16$$

де l_g відстань (м), на яку крива депресії заходить у дренаж (можливо не враховувати через її малу величину). Тобто буде

$$\frac{q}{K_T} = \frac{d^2}{2L_p}. \quad 2.17$$

Питома витрата фільтраційного потоку визначається за формулою

$$q = \frac{K_T \cdot d^2}{2L_p} \quad 2.18$$

Рівняння М.М. Павловського для низового клину буде:

$$\frac{q}{K_T} = h_1 \quad 2.19$$

Крива депресії будується за рівнянням

$$y^2 = d^2 - \frac{2qx}{K_T} \quad (2.20)$$

Приклад 4

Побудувати депресійну криву в тілі однорідної ґрунтової греблі з дренажем за умовами відсутності води у нижньому б'єфі.

Вихідні дані: висота греблі $H_T = 8,0$ м; ширина гребня греблі $b = 10$ м; глибина у верхньому б'єфі $d = 3,58$ м; висота дренажної призми $h_d = 1$ м; $m_1 = 2,5$; $m_2 = 2$; $m_d = 1$. Гребля глиняна.

1. За формулою (2.11) визначаємо

$$\Delta L = \frac{dm_1}{2m_1 + 1} = \frac{3,58 * 2,5}{2 * 2,5 + 1} = 1,49 \text{ м}$$

2. Довжина підошви греблі

$$L_{\pi} = m_1 H_{\Gamma} + b + m_2 H_{\Gamma} = 2,5 * 8 + 10 + 2,8 = 46 \text{ м}$$

3. Розрахункова довжина депресійної кривої дорівнює

$$L_p = L_{\pi} - m_1 d + \Delta L - m_2 h_{\text{д}} + m_{\text{д}} h_{\text{д}} =$$

$$= 46 - 8,95 + 1,49 - 2 * 1 + 1 * 1 = 37,54 \text{ м}$$

4. Питома витрата фільтраційного потоку з коефіцієнтом фільтрації для глини $K_{\Gamma} = 1 * 10^{-8} \text{ м/с}$

$$q = \frac{K_{\Gamma} d^2}{2L_p} = \frac{1 * 10^{-8} * 3,58^2}{2 * 37,54} = 0,171 * 10^{-8} \text{ м}^3/\text{с}$$

5. Ордината кривої депресії на початку дренажу

$$h_0 = \frac{q}{K_{\Gamma}} = \frac{0,171 * 10^{-8}}{1 * 10^{-8}} = 0,171 \text{ м}$$

6) Визначимо ординати кривої депресії за рівнянням (2.20)

X(м)	0	10	20	30	37,54
Y(м)	3,58	3,06	2,44	1,60	0,00

7. За одержаними ординатами будуюмо криву депресії на профілі греблі (рис. 2.7).

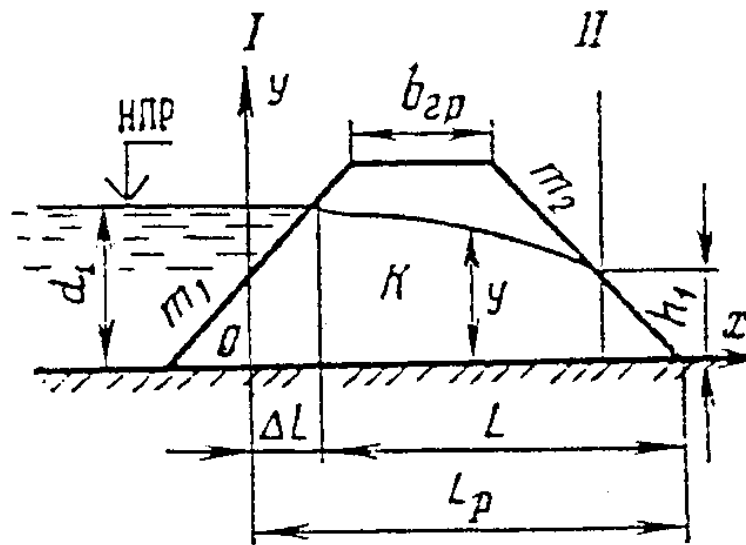


Рис. 2.6- Розрахункова схема фільтрації через тіло земляної греблі без дренажу.

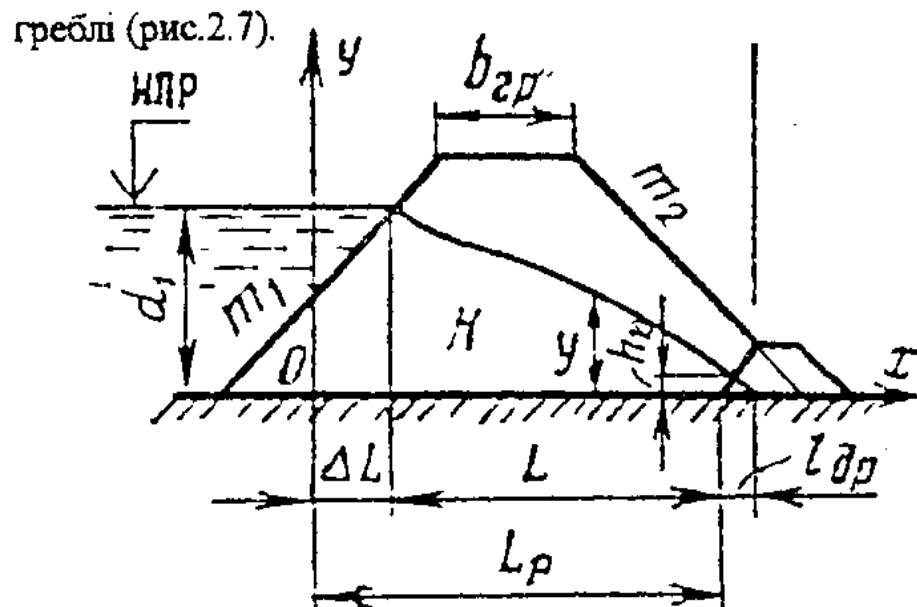


Рис. 2.7 – Розрахункова схема фільтрації через тіло земляної греблі (з дренажем).

3 РОЗРАХУНКИ СТІЙКОСТІ БЕТОННОЇ ГРЕБЛІ

3.1 Поняття стійкості греблі

Під впливом різноманітних зовнішніх сил гребля, яка споруджена на скельових або не скельових підвалинах, повинна бути стійкою. Запас стійкості греблі вимірюється коефіцієнтом стійкості K_z .

Гребля буде стійкою, якщо сума зсовуючих навантажень буде менше зусиль опору зсуву. В даному випадку зсовуючою є сила гідростатичного тиску (в загальному випадку - сума усіх горизонтальних сил, які впливають на греблю). Стимує споруду від зсуву сила тертя між бетоном і ґрунтом підвалини, яка дорівнює добутку суми усіх вертикальних сил, які впливають на греблю, на коефіцієнт тертя f . До сил, які стримують споруду від зсуву на скельових підвалинах, відносять також силу зчеплення, питома величина якої позначається C .

Коефіцієнт стійкості греблі на зсув визначається з формули

$$K_z = \frac{f(G - W_n) + C \cdot B}{P} > K_{здоп} \quad (3.1)$$

де f - коефіцієнт тертя;

G - власна вага греблі та вертикальна складова тиску води на греблю;

W_n - протитиск;

C - питома зчеплення;

B - ширина греблі по підшві;

P - сума усіх горизонтальних сил;

$K_{здоп}$ - допустимий коефіцієнт стійкості, який залежить від класу споруди та від сполучення діючих на греблю сил і дорівнює 1,10—1,25. Перевірка стійкості греблі на спливання для окремих її форм виконується як зіставлення діючих на греблю вертикальних сил:

$$K_{спл} = \frac{G}{W_n} > 1,15 \div 1,25 \quad (3.2)$$

Перевірку стійкості греблі на перевертання для окремих її форм здійснюють за співвідношенням

$$K_{пер} = \frac{M_{стр}}{M_{пер}} > 1,1 \div 1,25 \quad (3.3)$$

де $M_{стр}$ – момент стримуючих сил;

$M_{пер}$ – момент перевертаючих сил.

При розрахунках сил, які впливають на стійкість греблі, розглядають звичайно 1 м довжини споруди, або цілу секцію.

3.2 Розрахунок основних діючих на греблю сил

3.2.1 Власна вага споруди (кН/м)

$$G_g = \gamma_b V \quad (3.4)$$

де V – об'єм елемента споруди, м³;

γ_b – питома вага бетону, кН./м³ (приймається для бетону – 23,5 кН./м³; залізобетону – 24,5 кН./м³).

Центр ваги площі споруди є точкою прикладання сили.

3.2.2 Гідростатичний тиск (кН./м)

$$P = 0,5 \gamma_{\text{в}} h, \quad (3.5)$$

h - глибина води у б'єфі, м;

$\gamma_{\text{в}}$ - питома вага води, 9,81 кН./м³.

Сумарний гідростатичний тиск на плоску поверхню (в розрахунку на 1м довжини споруди) дорівнює площі даної епюри, а центр ваги її є точкою прикладання сили. Гідростатичний тиск на похилу поверхню розкладають на горизонтальну та вертикальну складові.

Горизонтальна складова розраховується по (3.5), а вертикальна за формулою

$$G_{\text{в}} = 0.5 \gamma_{\text{в}} h^2 / \tan \alpha \quad (3.6)$$

де α - кут нахилу поверхні споруди.

3.2.3 Протитиск фільтраційного потоку (кН./м³) складається із зваженого та фільтраційного.

Зважений гідростатичний протитиск на підшву споруди відповідає вазі стовпа води між рівнем нижнього б'єфа та підшовою споруди, тобто

$$W_{\text{в}} = \gamma_{\text{в}} h_i B \quad (3.7)$$

де h_i – глибина занурення i -ої точки підшви споруди під рівень нижнього б'єфа, м., B – ширина споруди по підшві, м.

Епюра зваженого протитиску завжди відповідає контуру підшви споруди, яка занурена під НБ. Для горизонтальної підшви епюра зваженого протитиску має вигляд прямокутника.

Фільтраційний гідродинамічний протитиск залежить від напору на споруду і визначається за формулою

$$W_{\text{ф}i} = \gamma_{\text{с}} H i / L, \quad (3.8)$$

де $W_{\phi i}$ – фільтраційний протитиск в i – й точці підземного контуру, кН/м₂;

H – напір на споруді, м;

l_i – відстань кінця шляху фільтрації до i - тої точки, м;

L – довжина контуру фільтрації, м.

Епюра фільтраційного протитиску має вигляд прямокутного трикутника з катетами H та L . Повний протитиск на 1м ширини споруди в i -й точці підземного контуру дорівнює

$$W_{ni} = W_{ei} + W_{\phi i} = \gamma_e h_i + \gamma_e H l_i / L \quad (3.9)$$

Повний зважений та фільтраційний протитиск (на 1м ширини споруди) розраховується як площа цих епюр, а центри ваги їх є точками прикладання цих сил. Для скельових тріщинуватих ґрунтів протитиск визначається з урахуванням ефективної площі протитиску.

$$W_n = (W_e + W_{\phi}) \alpha_2, \quad (3.10)$$

де α_2 – коефіцієнт ефективної площі (для глиняних та скельних ґрунтів $\alpha_2 = 0,5$).

Для побудови епюри фільтраційного протитиску в умовах скельових тріщинуватих ґрунтів при наявності протифільтраційних завіс або дренажних устроїв користуються рекомендаціями табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Значення h_z/H та h_d/H .

Клас споруди	h_z/H	h_d/H	h_z/H	h_d/H
	Поєднання навантажень на греблю			
	Основне		Особливе	
I	0.4	0.2	0.6	0.35
II	0.4	0.15	0.5	0.25

III, IV	0.3	0	0.4	0.15
---------	-----	---	-----	------

Примітка: h_3, h_d залишковий фільтраційний напір по осі або дренажу, м; H – розрахунковий напір води, м, особливе поєднання навантажень відповідає випадку порушення нормальної роботи дренажних пристроїв при ДНПР у верхньому б'єфі.

3.2.4 При особливому поєднанні сил враховують також тиск наносів перед греблею, статичний тиск льоду при НПР, хвильовий тиск при НПР, сейсмічні сили та інші.

Розрахункова схема діючих на бетонну греблю сил наведена на рис. 3.1.

Приклад 5.

Розрахувати стійкість бетонної греблі на скельових ґрунтах для таких вихідних даних: Висота греблі $H_r = 78$ м; клас греблі – II; розрахункова глибина води у верхньому б'єфі греблі $h_1 = 76$ м; глибина води у нижньому б'єфі $h_2 = 25$ м.

1. Статичний напір на греблю $H = h_1 - h_2 = 51$ м

2. Ширина греблі по підшві

$$B = (0,8 \dots 0,9) H_2 ; \quad B = 0,9 * 78 = 70 \text{ м}$$

3. Площа поперечного перерізу запроектованої греблі дорівнює

$$S = 0,5 * 78 * 70 + 0,5 * 18 * 21 = 2920 \text{ м}^2$$

4. Власна вага греблі довжиною 1м

$$G_B = \gamma_0 * V = 23.5 * 2920 = 68620 \text{ кН/м}$$

5. Гідростатичний тиск з верхнього б'єфа

$$P_1 = 0.5 * \gamma_v * h_1^2 = 0.5 * 9.81 * 76^2 = 28331 \text{ кН/м}$$

6. Горизонтальна складова гідростатичного тиску з нижнього б'єфа

$$P_{2z} = 0,5 * \gamma_e * h_2^2 = 0,5 * 8,81 * 25^2 / 1,11 = 3065 \text{ кН/м}$$

7. Вертикальна складова гідростатичного тиску з нижнього б'єфа

$$G_e = 0,5 \gamma_e * h_2^2 / \tan \alpha = 0,5 * 9,81 * 25^2 / 1,11 = 2786 \text{ кН/м}$$

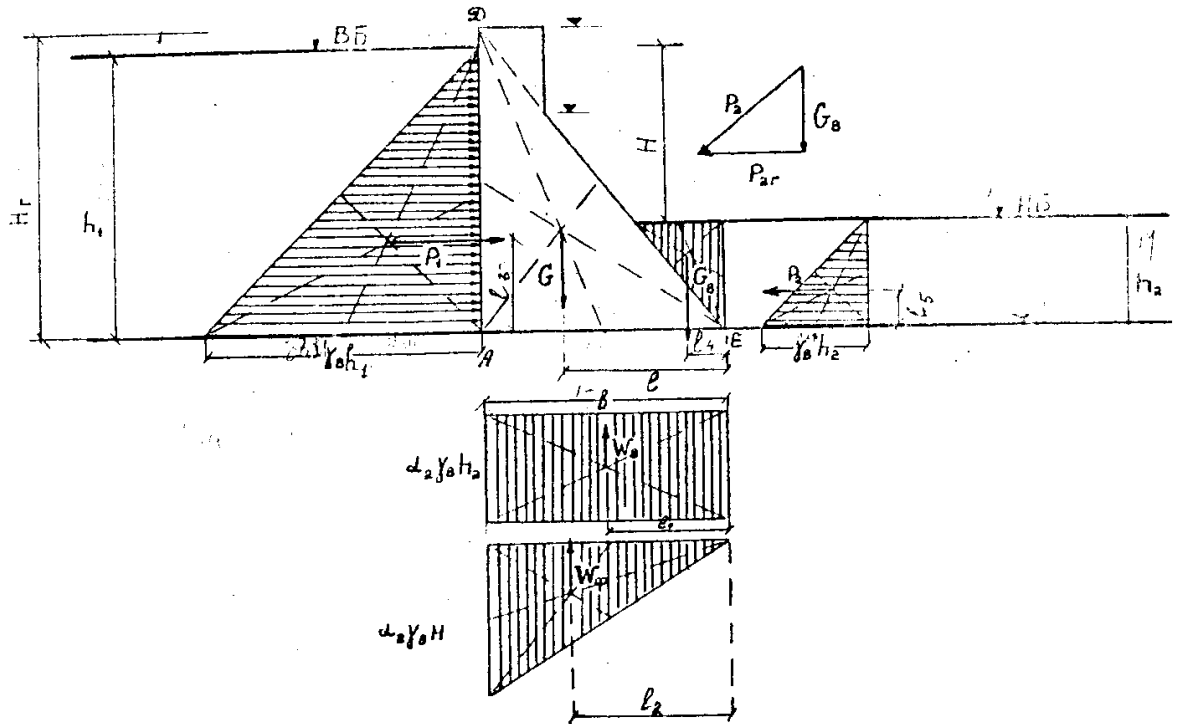


Рис. 3.1- Розрахункова схема діючих на бетонну греблю сил

8. Рівнодіюча сил гідростатичного тиску

$$P_{3c} = P_1 - P_{2z} = 28331 - 3056 = 25266 \text{ кН/м}$$

9. Зважений протитиск

$$W_e = \gamma_e * h_2 * B = 9,81 * 25 * 70 = 17168 \text{ кН/м}$$

10. Фільтраційний протитиск

$$W_{\phi} = 0,5 * \gamma_e * H * B = 0,5 * 9,81 * 51 * 70 = 17511 \text{ кН/м}$$

11. Повний протитиск для скельних ґрунтів

$$W_n = (W_\phi + W_\theta) \alpha_2 = (17511 + 17168) * 0,5 = 17340 \text{ кН/м}$$

12. Сила тертя греблі по ґрунту дорівнює

$$T = f(G_B + G_B - W_n),$$

де f – коефіцієнт тертя вибирається за даними табл. 3.2

Таблиця 3.2 – Значення коефіцієнтів f та C

Скельові породи підвалин	f	C , кН/м ²
Скельові масивні слаботріщуваті, практично не вивірені	0.75	392
Теж, середньотріщуваті, слабо вивірені	0.70	294
Скельні, сильно тріщуваті, напівскельні, слабо вивірені	0.65	196

Для заданих скельових середньотріщуватих ґрунтів з коефіцієнтом тертя 0,7 сила тертя буде

$$T = 0,7(68620 + 2786 - 17340) = 37846 \text{ кН/м}$$

13. Сила зчеплення бетону зі скельним ґрунтом визначається як добуток

$$CB = 294 * 70 = 20580 \text{ кН/м}$$

14. Коефіцієнт стійкості греблі на зсув дорівнює

$$K_z = \frac{T + CB}{P_{pe}} = \frac{37846 + 20580}{25266} = 2.31 > 1.2,$$

тобто зсуву греблі не буде. Величина коефіцієнта показує, що ширину греблі можна декілька зменшити.

15. Стійкість греблі на спливання перевіряється співвідношенням

$$K_{cнл} = \frac{G_{\Xi} + G_{\Xi}}{W_n} = \frac{68620 + 2785}{17340} = 4,12 > 1,2,$$

тобто спливання греблі не буде.

16. Якщо гребля має цементаційну завісу на відстані $l_3 = 15\text{м}$ від верхньої її грані, то за таблицею 3.1 для II класу споруди визначається залишковий напір, тобто $h_3 = 0,4H = 0,4 * 51 = 20,4\text{м}$.

Для одержання напору на осі завіси фільтраційний тиск буде

$$W_{\phi 3} = \alpha_2 \gamma_e h_3 = 0,5 * 9,81 * 20,4 = 100 \text{ кН/м}^2$$

Після завіси фільтраційний тиск змінюється за прямою.

Сумарний фільтраційний тиск визначається як площа епюри

$$W_{\phi} = S_1 + S_2$$

$$S_1 = \frac{\alpha_2 \gamma_e h_3 + \alpha_2 \gamma_e H}{2} l_3 = \frac{0,5 * 9,81 (20,4 + 51)}{2} * 15 = 2626 \text{ кН/м}$$

$$S_2 = \frac{W_{\phi 3} (b - l_3)}{2} = \frac{100 * (70 - 15)}{2} = 2750 \text{ кН/м}$$

$$W_{\phi} = 2626 + 2750 = 5376 \text{ кН/м}$$

16. Стійкість греблі на спливання значно зросте, тобто

$$K_{cнл} = \frac{G_{\Xi} + G_{\Xi}}{W_{\Xi} + W_{\phi}} = \frac{68620 + 2786}{0,5 * 17168 + 5376} = 5,11 > 1,2$$

18. При перевірці стійкості греблі на перевертання момент стримуючих сил визначають як добуток сили на плече відносно точки В за формулою

$$M_{cmp} =$$

$$G_{\Xi} * \frac{2}{3} B + G_{\Xi} * l_1 = 68620 * \frac{2}{3} * 70 + 2786 * 7,5 = 3202266 + 20895 = 3223161 \text{ кН}$$

Момент перевертаючих сил дорівнює

$$M_{пер} = P_1 * h_1 / 3 + W_B B / 2 + W_{\phi} * 2/3 * B - P_{2Г} * h_2 / 3 = 38331 * 76 / 3 + 8584 * 35 +$$

$$+ 5378 * 47 - 3065 * 25 / 3 = 717719 + 300440 + 250880 - 25542 = 1243499 \text{ кН}$$

19. Коефіцієнт стійкості на перевертання дорівнює

$$K_{пер} = \frac{M_{стр}}{M_{пер}} = \frac{3223161}{1243499} = 2.59 > 1.2 ,$$

Тобто гребля не перевернеться.

Вихідні дані до практичної роботи №1 з дисципліни «Гідротехніка»

№п/п	∇BB	∇HB	l_n	l_g	m	B
1	31,9	31,5	5,9	6,4	2,3	8,8
2	32,1	31,5	7,1	6,1	1,9	7,7
3	32,1	31,4	5,9	6,8	2,1	8,8
4	32,1	31,3	6,5	6,4	2,3	9,0
5	32,3	31,4	7,0	8,0	2,2	9,0
6	32,3	31,2	6,2	7,2	1,6	7,8
7	32,2	31,5	5,8	6,8	1,8	7,8
8	32,6	31,0	4,7	6,3	1,6	7,8
9	32,2	31,15	4,1	5,1	1,5	7,8
10	32,1	31,25	5,5	7,0	1,5	7,8
11	32,6	31,2	6,7	6,7	2,1	7,8
12	32,6	31,2	6,2	6,2	2,3	8,5
13	32,6	31,3	6,5	6,5	1,6	7,6
14	32,6	31,3	8,0	8,0	2,2	7,0
15	32,3	31,5	6,9	6,9	2,1	7,6
16	32,5	32,1	7,2	7,25	2,1	7,6
17	32,5	31,5	7,1	7,1	1,9	7,6
18	2,2,4	31,3	4,6	4,9	2,3	7,0
19	32,5	31,4	5,5	9,0	1,8	7,0

Вихідні дані до практичної роботи №1 з дисципліни «Гідротехніка»

№п/п	НПР	ФПР	d_1	d_2	H_{Γ}	L	m_1	m_2
1	95	96	13	14	16	16	3.00	2.50
2	91	92	8	9	12	12	2.5	2.25
3	94	95	26	27	30	30	3.00	2.50
4	90	91	10	11	14	14	2.50	2.25
5	93	94	13	14	16	16	3.00	2.50
6	92	93	24	25	28	28	2.50	2.25
7	95	96	20	21	24	24	3.00	2.50
8	90	91	23	24	26	26	2.5	2.00
9	93	93	14	15	18	18	2.5	2.00
10	90	91	26	27	30	30	3.00	2.25
11	93	94	24	25	28	28	3.00	2.25
12	92	93	22	23	26	26	3.00	2.25
13	93	94	20	21	24	24	3.50	2.25
14	94	95	19	20	22	22	3.00	2.50
15	95	96	16	17	20	20	2.00	2.00
16	94	95	14	15	18	18	2.05	2.00
17	92	93	12	13	16	16	3.00	2.25
18	91	92	10	11	14	14	3.50	2.50
19	90	91	9	10	12	12	3.00	2.50