

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Київський державний технічний університет
будівництва і архітектури

**Проектування і розрахунок споруд інженерного
захисту міських територій**

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

до виконання курсової роботи з дисципліни
"Споруди інженерного захисту територій"
для студентів спеціальності 7.092103
"Міське будівництво і господарство"

Затверджено на засідання кафедри МБ
лютого 2007 р., протокол № .

Київ КДТУБА 2007

Проектування і розрахунок споруд інженерного захисту міських територій. Методичні рекомендації до виконання курсової роботи з дисципліни "Споруди інженерного захисту територій" для студентів спеціальності 7.092103 "Міське будівництво і господарство"

Укл. В.С. Ніщук,-Київ: КДТУБА, 2007, - с.

Відповідальний за випуск Дьомін М.М. д.арх., професор

Укладач: Ніщук В.С. к.т.н., доцент

Рецензент: Усаковський С.Б., д.т.н., професор

1. Загальні відомості

Завдання курсової роботи - закріплення теоретичної частини курсу та засвоєння методів інженерних розрахунків та проектування конструктивних схем комплексу споруд захисту забудованих територій із складними природними умовами.

Розрахунково-графічна робота складається з таких частин:

1. Гідрологічні та гідравлічні розрахунки.
2. Розробка схеми захисту території від затоплення.
3. Визначення непідтоплюваної відмітки намиву та гребня дамби.
4. Фільтраційний розрахунок дамби.
5. Визначення кількості земснарядів при намиві території.
6. Розробка схем дренажних систем та їх розрахунок.
7. Розрахунок стійкості схилу та розробка протизсувних заходів.

Вихідні дані: 1. Ситуаційний план в масштабі 1:2000.

2. Дані інженерно-геологічних вишукувань.

По цим даним викреслюється інженерно геологічний поперечний розріз по заданому створу мірилом: горизонтальний 1:2000, вертикальний – 1:200.

2. Гідрологічні розрахунки

У гідрологічних розрахунках застосовуються методи теорій ймовірності та математичної статистики. Часто використовують асиметричну біноміальну криву розподілу /крива Крицького-Менкеля/, яка добре узгоджується з натурними даними розподілу характеристик річкового стоку. Ця крива забезпеченості характеризується такими параметрами: середнім арифметичним ряду спостережень – Q_m , коефіцієнтами варіації - C_v і асиметрії - C_s .

Згідно з нормативним документом 2.01.14-83 розрахункові характеристики визначаються:

- а) при наявності даних гідрометричних спостережень з числом років $N \geq 50$;
- б) при недостатці даних ($n \geq 10$ років) зведенням їх до багаторічного періоду за даними річок-аналогів, які мають довгий ряд.

При наявності даних спостережень розрахункові коефіцієнти C_v і C_s для трипараметричного гама розподілу методом найбільшої правдоподібності слід визначати залежно від статистик:

$$\lambda_2 = \sum_{i=1}^N \frac{\lg k_i}{N-1} ; \quad \lambda_3 = \sum_{i=1}^N \frac{k_i \lg k_i}{N-1} \quad (1)$$

де k_i - модульний коефіцієнт (див. завдання);
Розрахунки статистик краще виконати в Excel.

$$k_i = \frac{Q_i}{Q_m} \quad (2)$$

Q_i та Q_m - щорічне та середнє значення витрат води.
Середня витрата води:

$$Q_m = \sum_{i=1}^N \frac{Q_i}{N} \quad (3)$$

Коефіцієнти C_v і C_s визначаються за номограмою в залежності від значень λ_2 і λ_3 (Рис.1).

Вище приведений розрахунок стосується річки-аналога, тому в подальшому всі розрахункові гідрологічні характеристики цієї річки мають індекс a , тобто: Q_a , $C_{v,a}$, $C_{s,a}$.

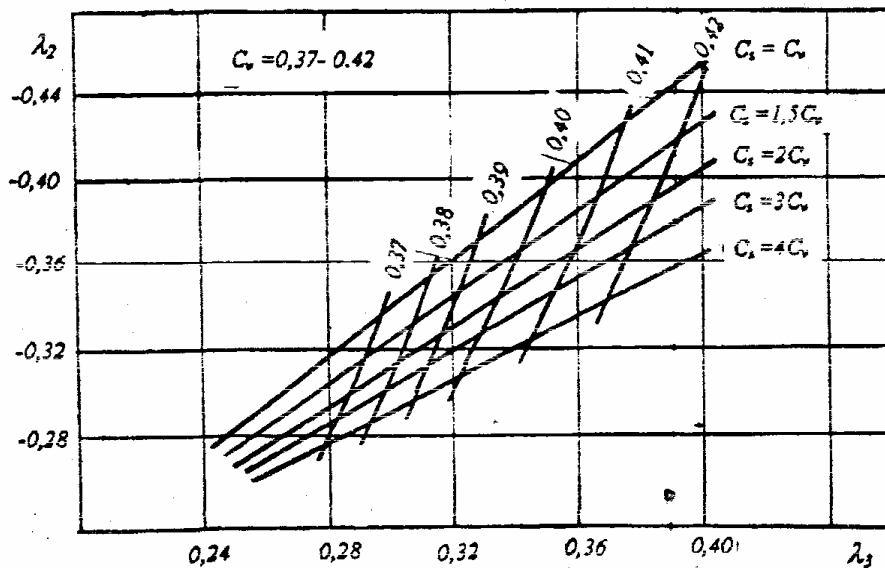


Рис.1. Номограма для визначення параметрів C_v і C_s

Для визначення гідрологічних характеристик з коротким рядом спостережень використовують графічний метод зведення до багаторічного, тобто до річки-аналога.

В системі прямокутних координат на осі абсцис відкладають щорічне значення витрат річки з коротким рядом спостережень- Q_i , на осі ординат - значення витрат річки-аналога- $Q_{i,a}$. За цими точками проводять пряму, рівняння якої буде (Рис.2)

$$Q_i = aQ_{i,a} + b \quad (4)$$

Якщо розв'язати рівняння з двома невідомими можна визначити параметри a і b .

Згідно з рівнянням визначаємо середню витрату води в річці (значення $Q_{m,a}$ - згідно завдання)

$$Q_m = aQ_{m,a} + b. \quad (5)$$

Після подовження ряду спостережень визначаємо коефіцієнт варіації

$$C_v = C_{v,a} a \frac{Q_{m,a}}{Q_m} \quad (6)$$

Коефіцієнт асиметрії річки з коротким рядом спостережень дорівнює коефіцієнту річки-аналога, тобто $C_s = C_{s,a}$.

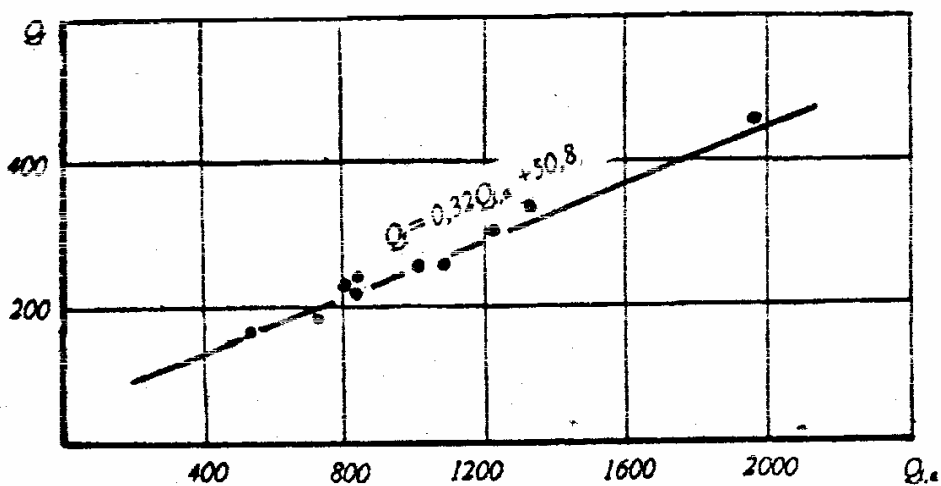


Рис.2. Графік залежності $Q_i = f(Q_{i,a})$

За обчисленими коефіцієнтами C_v і C_s визначаємо розрахункову ординату кривої забезпеченості Крицького-Менкеля $-K_{p\%}$ (Табл.1).

Таблиця 1

Ординати кривої забезпеченості Крицького-Менкеля

$C_v = C_s$						$C_v = 2C_s$					
$P\%$	C_v					$P\%$	C_v				
	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7		0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
1	1,79	2,01	2,34	2,71	3,19	1	1,83	2,16	2,51	2,80	3,29
10	1,35	1,41	1,53	1,72	1,85	10	1,40	1,53	1,67	1,81	1,94
30	1,04	1,08	1,09	1,14	1,16	30	1,13	1,17	1,19	1,21	1,22
70	0,79	0,71	0,62	0,59	0,53	70	0,82	0,76	0,69	0,62	0,55
95	0,55	0,40	0,31	0,22	0,14	95	0,56	0,45	0,34	0,25	0,18

$C_v = 3C_s$						$C_v = 4C_s$					
$P\%$	C_v					$P\%$	C_v				
	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7		0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
1	1,88	2,25	2,66	3,07	3,49	1	1,94	2,34	2,77	3,17	3,59
10	1,39	1,52	1,63	1,76	1,87	10	1,38	1,51	1,61	1,72	1,81
30	1,12	1,14	1,15	1,15	1,16	30	1,18	1,17	1,19	1,21	1,22
70	0,82	0,76	0,70	0,64	0,80	70	0,88	0,90	0,89	0,71	0,95
95	0,59	0,49	0,41	0,33	0,26	95	0,61	0,55	0,48	0,35	0,28

Таким чином, витрата води 1%-ої та 95%-ої забезпеченості в річці

$$Q_{1\%} = K_{1\%} Q_m ; \quad (7)$$

$$Q_{95\%} = K_{95\%} Q_m \quad (8)$$

Щоб перевірити вірність розрахунку після визначення Q_m , C_v та C_s будують криву забезпеченості $Q_i = f(P_{\%})$ на спеціальній клітчатці ймовірності. З таблиці 1 для значень C_v і C_s виписують параметри $K_{p\%}$ і перемножують на середню витрату Q_m . На осі ординат відкладають значення $K_{p\%} Q_m$, на осі абсцис $P_{\%}$ (Рис.3).

На отриманий графік наносять точки фактичних спостережень за короткий період. Для цього визначають забезпечення кожного члену ряду, перебудованого в порядку спадання. Емпірична річкова ймовірність перевищення гідрологічних характеристик

$$P_m = 100\% \frac{m}{n+1} \quad (9)$$

де m - порядковий номер витрати у спадному ряді;
 n - число всіх членів ряду.

Наприклад, маємо ряд спостережень за 10 років ($n=10$) Q_i : 325, 195, 248, 301, 252, 425, 250, 210, 162, 220. В порядку спадання

Q_i	425	325	301	252	250	248	220	210	196	162
m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
P_m	9,09	18,18	27,27	36,36	45,45	54,54	63,63	72,72	81,81	90,0

Визначені параметри Q_i і P_m наносимо як точки на теоретичну криву забезпеченості за даними табл. 1.

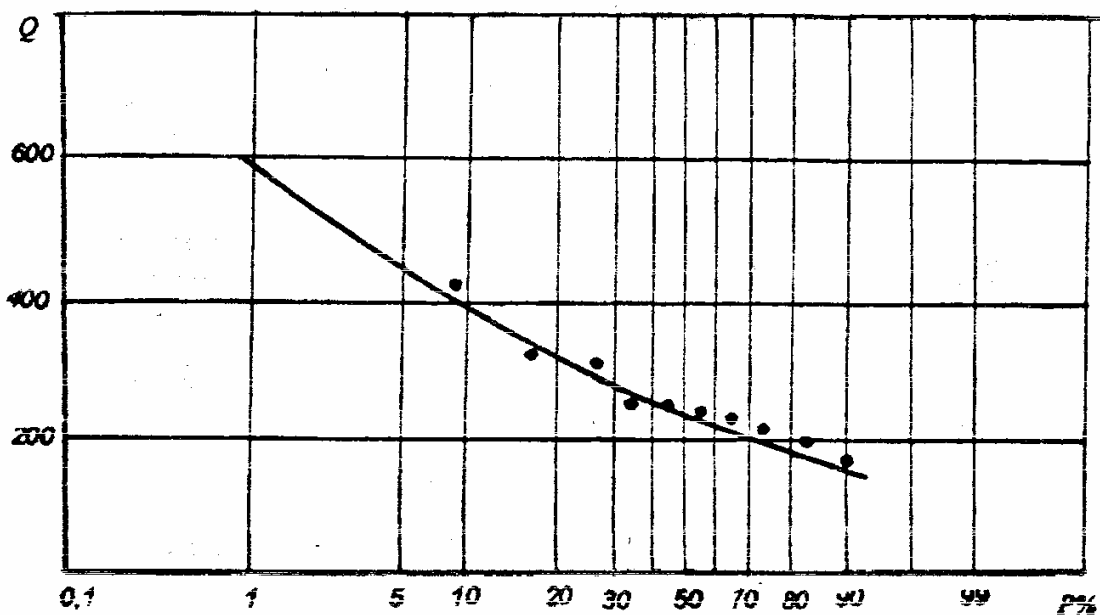


Рис.3. Погодження теоретичної кривої з даними спостережень

При істотній розбіжності теоретичних результатів з даними натурних вимірювань необхідно змінити значення C_s , щоб отримати найкращий збіг аналітичної та емпіричної кривих забезпеченості.

3. Гідравлічний розрахунок

Після знаходження витрат розрахункової забезпеченості визначаємо рівні води в річці та швидкості течії. Основними розрахунковими формулами для визначення швидкості води при рівномірному русі у відкритих руслах є

$$Q = wV; \quad V = C\sqrt{RI} \quad (10)$$

де w - площа живого перерізу, m^2 ; R - гідравлічний радіус перерізу, м, (для широких русел $R = H$; H - глибина потоку);

$$V = C\sqrt{RI}$$

I - гідравлічний похил річки; C - коефіцієнт, що залежить від шорсткості стінок і дна русла

$$C = \frac{R^Y}{n_s} \quad (11)$$

$$Y = 2,5\sqrt{n_s} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n_s} - 0,1) \quad (12)$$

де n_s - коефіцієнт шорсткості.

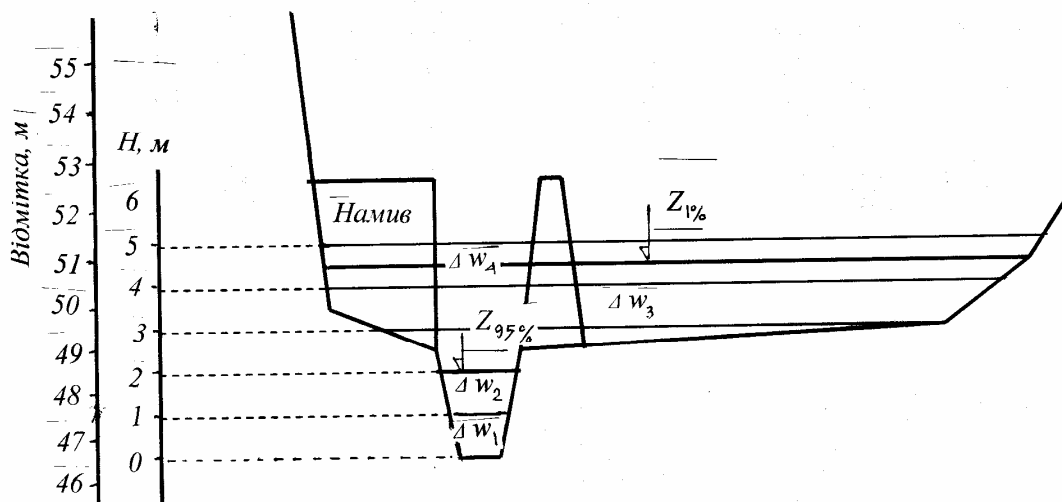


Рис.4. Поперечний переріз русла

Щоб виконати гідравлічний розрахунок будуємо поперечний переріз русла і визначаємо площу перерізу через 1 м (Рис.4).
Результати розрахунку заносимо в таблицю 2.

Таблиця 2

Таблиця гідравлічного розрахунку

ΔH м	Δw м ²	H м	w м ²	Y	C	V м/с	Q м ³ /с
1	12	1	12	0,221	40	0,566	6,76
1	54	2	66	0,203	46	0,921	60,79

За цими даними будують графіки залежностей $Q = f(H)$ та $V = f(H)$.
Розрахункові рівні води знімають з кривої для відповідних розрахункових значень $Q_{1\%}$ та $Q_{95\%}$ (Рис.5).

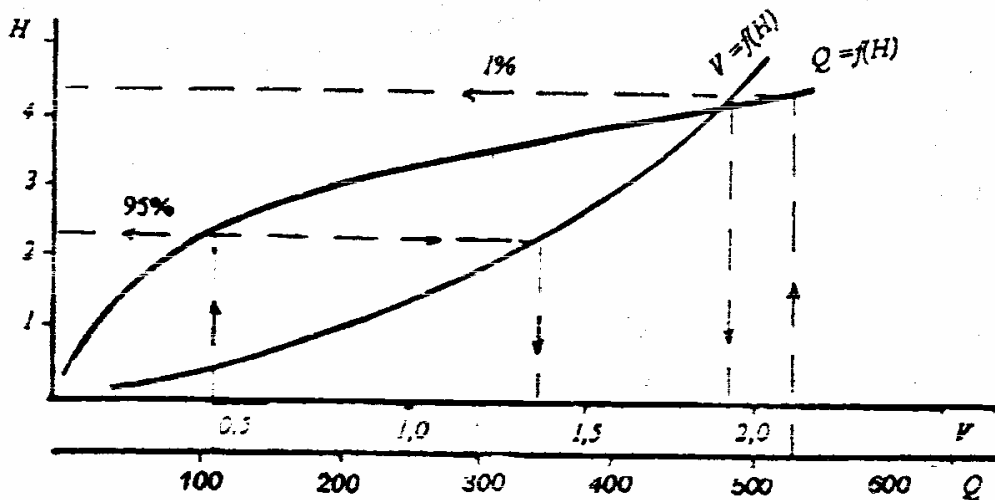


Рис.5. Графіки залежностей $Q = f(H)$ і $V = f(H)$

Основними методами захисту затоплених територій є обвалування та намив чи суцільна підсіпка (Рис.6).

Коефіцієнт укосу дамби призначають з умов стійкості.
Приблизне значення коефіцієнтів укосу наведені в табл.3.

Таблиця 3

Укіс	Коефіцієнти укосу при висоті дамби, <i>m</i>	
	5 м	5...10 м
Верховий	2...2,5	2,5...3
Низовий	2	2

4.Заходи по боротьбі з затопленням

При висоті дамби більше 5 м слід передбачати берми шириною 2-3 м.

Ширина гребеня дамби приймається не менше 3 м.

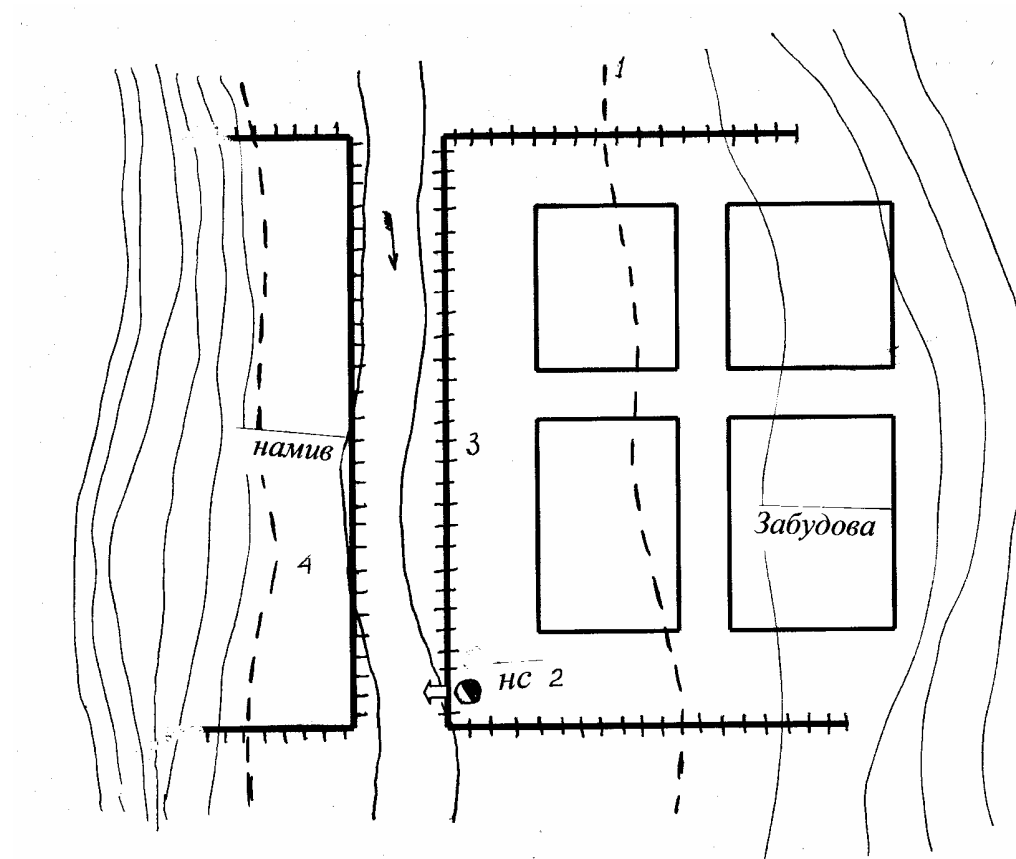


Рис.6. Схеми обвалування та наміву
 1-межа затоплення; 2-насосна станція; 3-дамба обвалування;
 4-намів

4.1. Розрахунок незатопленої відмітки

Незатоплена відмітка визначається за формулою

$$Z = Z_{1\%} + h_{f,1\%} + \Delta h + a, \quad (13)$$

де $Z_{1\%}$ -розрахункова відмітка води в річці, м;

$h_{f,1\%}$ -висота нахату хвилі на укiс, м;

Δh -висота вітрового нагону, м.

a -запас. Приймається 0,5...1 м.

Висота нахату на укiс

$$h_{f,1\%} = k_{\Delta} k_n k_w k_f h_{1\%}, \quad (14)$$

де k_{Δ} і k_n -коефіцієнти, що приймаються для кріплень з бетонних та залізобетонних плит відповідно 1,0 і 0,9;

k_w -коефіцієнт, що приймається за табл.4.

k_f -коефіцієнт, що приймається за графіками рис.7.

Середня висота хвилі - h та середня довжина хвилі - λ в глибоководній зоні визначаються за графіками рис.8.

Таблиця 4

Коеф. укосу,	k_w при швидкості вітру, м/с	
	10...20	>20
m		
0,4	1,1	1,8
0,4...2	1,1	1,4
3...5	1,1	1,5

По значенням безрозмірних величин $\frac{gD}{W^2}$ і $\frac{gH}{W^2}$ необхідно

визначити $\frac{gh}{W^2}$ та $\frac{g\tau}{W}$ і розрахувати h і τ ; тут D -довжина вітрового розгону, м; H -глибина водойми, м; W -швидкість вітру, м/с.

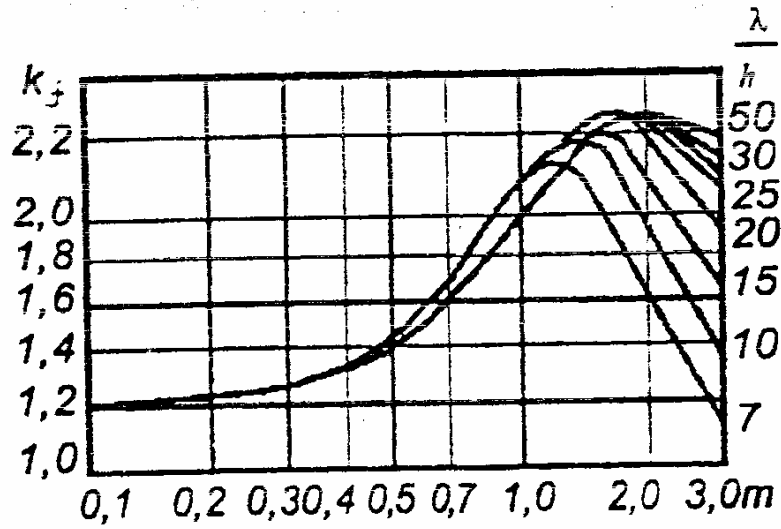


Рис.7. Графік визначення k_f

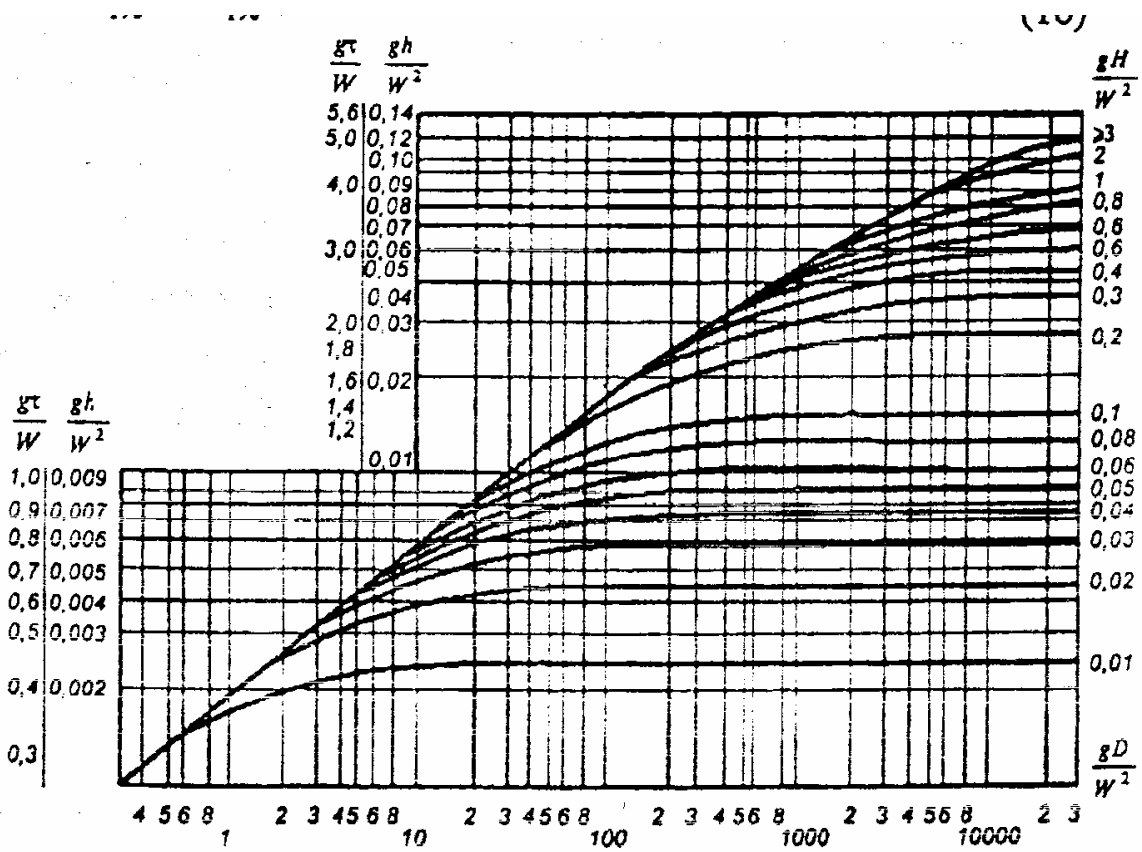


Рис.8. Визначення середніх значень висоти та періоду хвиль

Середня довжина хвилі визначається як

$$\lambda = \frac{g\tau^2}{2\pi} \quad (15)$$

Розрахункова висота хвилі:

$$h_{1\%} = K_{1\%} h \quad (16)$$

Значення $K_{1\%}$ приймається при $gD/W^2 \leq 1000$ рівним 2,1.

Висоту вітрового нагону розраховують за формулою

$$\Delta h = 0.003 \frac{W^2 D}{gH} \quad (17)$$

В цій формулі **D в км.**

Верховий укіс укріплюють за допомогою влаштування монолітних та збірних бетонних і залізобетонних плит. З умов стійкості товщину плит визначають за формулою

$$t = 0.07\eta h_{1\%} \sqrt{\frac{\lambda}{B} \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m} \frac{\rho}{\rho_c - \rho}} \quad (18)$$

де η -коефіцієнт, що приймається для монолітних -1,0, для збірних -1,1;

$h_{1\%}$ -розрахункова висота хвилі, м;

B -довжина ребра плити, що направлена нормально до урізу води (розмір плити: 3 x 5 м);

ρ і ρ_c -щільність відповідно води і плити, кН/м³.

5.Фільтраційні розрахунки дамби

Для запобігання виходу фільтраційної води з низового укосу дамби влаштовують дренаж закритого типу.

В результаті фільтраційних розрахунків визначають:

- 1.Положення депресійної кривої в тілі дамби.
- 2.Фільтраційні витрати через тіло дамби і основи.

Вихідними параметрами є відмітки гребня та підшови дамби, коефіцієнти фільтрації ґрунту дамби та основи (Додат.1), товщина водопроникного шару під дамбою.

а) **Однорідна дамба на водопроникній основі при $k = k_1$**
(Рис.9).

Питома витрата на 1 п.м. довжини

$$\frac{q}{k} = \frac{H^2}{2L_p} + \frac{HT}{L_p + 0,4T} \quad (19)$$

де $L_p = L + \Delta L_v$; $\Delta L_v = 0,4(H+T)$

Ордината кривої депресії між перерізом 1-1 та дренажем

$$y = \frac{y_1^2}{T} \sqrt{\left[\left(\frac{T}{y_1}\right)^2 - 1\right] \left[\frac{2}{T}\left(L - \frac{T}{2} - x\right) + 1\right]} \quad (20)$$

між перерізом 1-1 та віссю ординат

$$y = \sqrt{\frac{2q}{k}\left(L - \frac{T}{2} - x\right) + (y_1 + T)^2} - T \quad (21)$$

де $y_1 = \sqrt{(H+T)^2 - \frac{2q}{k}\left(L_p - \frac{T}{2}\right)} - T$

б) **Однорідна дамба на водопроникній основі при $k < k_1$**

$$q = k \frac{H^2}{2L_p} + k_1 \frac{HT}{L_p + 0,4T} \quad (22)$$

де $L_p = L + \Delta L_v$ $\Delta L_v = \frac{\alpha C_3 + C_1 C_2}{\alpha + C_1}$ $\alpha = \sqrt{\frac{k_1}{k}}$

$$C_1 = \frac{2mH}{T} + \frac{1,32}{m} - 1 \quad C_2 = \frac{mH}{2m+1} \quad C_3 = mH + 0,4T$$

Крива депресії між перерізом 1-1 та дренажем

$$y = \left(\frac{y_1^2}{T}\right) \sqrt{\left[\left(\frac{T}{y_1}\right)^2 - 1\right] \left[1 + \frac{2}{T} \left(L - x - \frac{T}{2}\right)\right]} \quad (23)$$

між перерізом 1-1 та віссю ординат

$$y = \sqrt{\frac{2q}{k} \left(L - x - \frac{T}{2}\right) + \left(y_1 + \frac{k_1}{k} T\right)^2} - \frac{k_1}{k} T \quad (24)$$

де

$$y_1 = \sqrt{\left(H + \frac{k_1}{k} T\right)^2 - \frac{2q}{k} \left(L_p - \frac{T}{2}\right) - \frac{k_1}{k} T}$$

Загальна витрата через тіло дамби

$$Q = \sum_{i=1}^n q_i l_i \quad (25)$$

де l_i - довжина окремих ділянок при відповідних значеннях H_i .
(Визначається з плану Рис.6.)

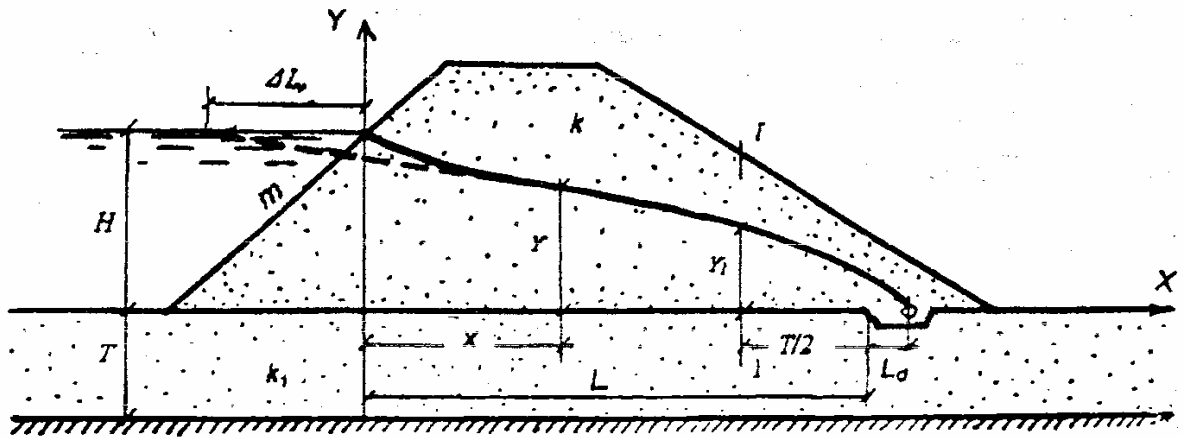


Рис.9.Схеми до фільтраційних розрахунків дамби

Примітка: При використанні конструкції дренажу із синтетичних матеріалів $L_d = 0$.

6. Визначення кількості земснарядів при намиві

Намив виконується способом гідромеханізації з використанням землесосів.

Для підтримки постійного контакту всмоктуючої частини з ґрунтом землесос виконує переміщення, що утворює проріз. Ширина цього прорізу визначається за формулою

$$b = 2R \sin \frac{\varphi}{2} \quad (26)$$

де R -горизонтальна відстань від палі до розпушувача; φ -кут повороту землесоса кругом палі ($\varphi = 70 \dots 80^\circ$).

Параметр R залежить від типу землесоса. Так, для землесосів 100-40 $R = 25$ м; 300-40 $R = 40$ м; 500-60 $R = 45$ м. Перша цифра визначає продуктивність земснаряда, $\text{м}^3/\text{год}$, друга – висоту напору, м.

Необхідна продуктивність земснаряда за гідросуміш

$$Q = \frac{W \varepsilon q}{8 m t c} \quad (27)$$

де W -об'єм ґрунту, що розробляється, м^3 ;
 ε –пористість ґрунту;
 q -питома витрата води, м^3 . Питома витрата води для укладання піщаних ґрунтів складає для крупних - 7 м^3 , середніх- 11 м^3 , мілких - 15 м^3 , суглинистих та глинистих - 22 м^3 .

δ -кількість годин в зміні;

m -кількість змін в добі;

t -кількість робочих днів в місяці;

c – кількість місяців роботи.

Таким чином, необхідна кількість земснарядів

$$N = \frac{Q}{Q_n k a} \quad (28)$$

Тут Q_n -продуктивність землесоса, $\text{м}^3/\text{год}$;
 k -коефіцієнт, що враховує використання земснаряду в часі (0,55...0,85);

a - коефіцієнт, що враховує вплив висоти забою (0.85..0,95).

7. Схеми дренажних систем та їх розрахунок

Заходи по пониженню рівня ґрунтової води повинні забезпечити нормальні умови для будівництва та експлуатації будівель та споруд.

Гранична мінімальна глибина залягання ґрунтової води (норма осушення - h_n) для міст з багатоповисловою забудовою повинна бути не менша 3...3,5 м, для парків та територій зелених насаджень 1...2 м, для окремих споруд 0,5...1 м від відмітки основи фундаменту.

Вибір схеми дренажних систем залежить від геологічних умов, а також від умов живлення ґрунтовими водами (Табл.5).

Таблиця 5

Вибір дренажних систем

Тип дренажу	Умови живлення
Систематичний	Інфільтрація атмосферних осадків, витікання з каналізаційних мереж.
Головний	Фільтрація з боку верхових ділянок.
Береговий	Фільтрація з боку річки чи водойми
Кільцевий	Змішане водне живлення (різнобічне).
Пристінний чи пластовий	Інфільтрація атмосферних осадків, витікання з каналізаційних мереж (захист окремої споруди).

Проектування дренажних систем передбачає: розташування дренажної мережі в плані, вибір глибини залягання дрени та проектних відміток.

Осушувальні дрени розташовують в межах мікрорайону по проїздам чи на незабудованих ділянках. Діаметр дрени приймається в межах 150...200 мм.

Гранична відстань дрени від стіни споруди визначається за формулою

$$L = b + \frac{B}{2} + \frac{H_d - h}{\operatorname{tg}\varphi} \quad (29)$$

де b - розширення фундаменту, м;

B - ширина дренажного прорізу, м;

H_d - глибина залягання дрени, м;

h - глибина фундаменту, м;

φ - кут внутрішнього тертя ґрунту, град (Додат.1).

При роботі дрени формується крива депресії, радіус якої в умовах усталеного руху води визначається за формулою

$$R = 2S\sqrt{kH} \quad (30)$$

тут S - задане пониження рівня ґрунтової води, м;

k - коефіцієнт фільтрації, м/доб;

H - товща водоносного пласту, м

Розрахунок систематичного горизонтального дренажу.

Розрахунок зводиться до визначення відстані між дренами та їх витрат (Рис.10,а).

Відстань між дренами досконалого типу визначається за формулою

$$L = 2(H - S)\sqrt{\frac{k}{p}} \quad (31)$$

де p - коефіцієнт інфільтрації, м/доб; $p = k\operatorname{tg}^2\alpha$

($\operatorname{tg}\alpha$ - тангенс кута кривої депресії згідно додатку 1).

Відстань між дренами недосконаленого типу (залягання дрени над водотривким ґрунтом) (Рис.10,б) визначається за формулою

$$L = T\sqrt{\frac{8kY_m(1 + Y_m / 2T)}{pT} - B^2} - B \quad (32)$$

$$Y_m = H_1 - S \quad B = 2,941g \frac{1}{\sin \frac{\pi r_d}{T}}$$

тут H - заглиблення дрени, м;
 r_d - радіус дрени, м.

Значення сінуса в радіанах.

Витрата кожної дрени довжиною $-l$

$$Q = pLl; \quad \text{м}^3/\text{доб} \quad (33)$$

Довжини дрен визначаються згідно плану рис. 11.

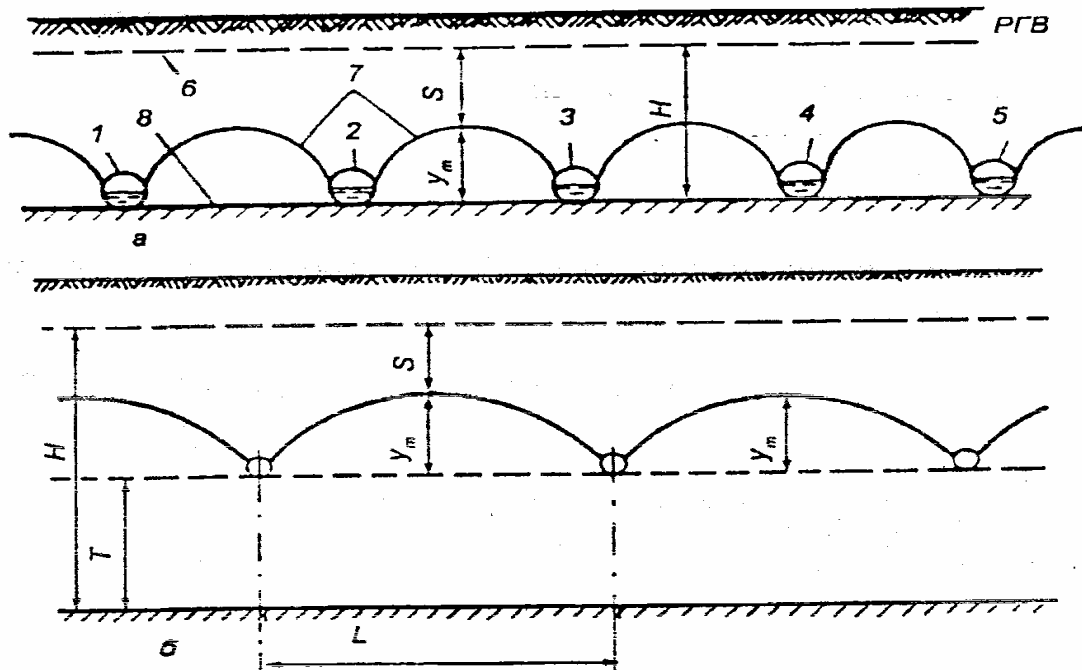


Рис.10. Схема до розрахунку
 а-досконаленого типу, б-недосконаленого типу

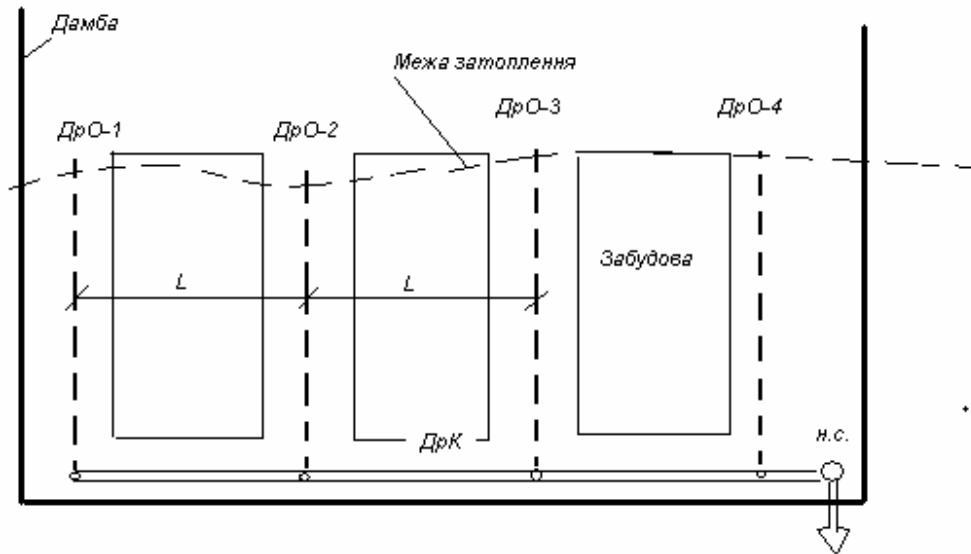


Рис.11. Схема інженерного захисту від підтоплення
ДрК – дренажний колектор; ДрО – дрена-осушувач;
н.с.- насосна станція

Розрахунок головного горизонтального дренажу.

Витрати однолінійного горизонтального дренажу на 1 пог.м довжини досконаленого типу (Рис.12,а) визначається за формулою

$$q = \frac{kH^2}{2R} \quad (34)$$

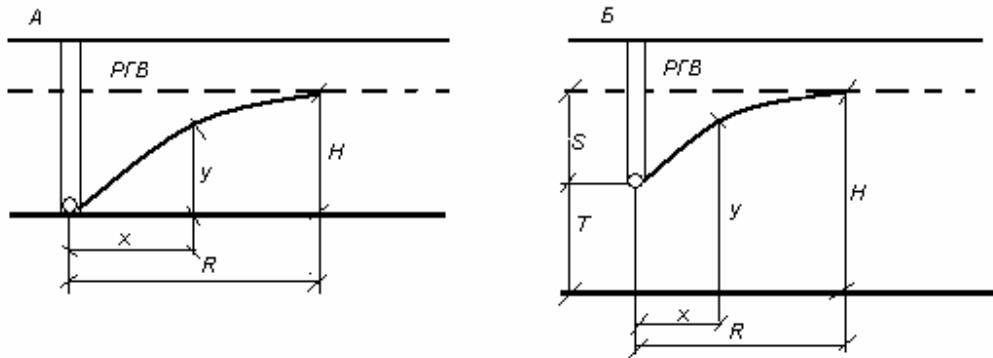
Ордината кривої депресії

$$y = H \sqrt{\frac{x}{R}} \quad (35)$$

Витрата дренажу недосконаленого типу (Рис 12,б)

$$q = k \left[\frac{S^2}{2R} + \frac{0,75\pi}{\ln \frac{T}{\pi r_d} - \frac{\pi R}{2T}} \right] \quad (36)$$

$$\text{Загальна витрата } Q = ql \text{ м}^3/\text{доб} \quad (37)$$



*Рис.12. Схема до розрахунку
А - досконаленого типу, Б - недосконаленого типу*

Розрахунок кільцевого горизонтального дренажу.

Кільцевий дренаж закладають нижче підвалу будови на розрахунковій відстані від стінки. Для розрахунку контур дренажа приводять до рівновеликого кола. r_0 .

Для прямокутної форми контуру $r_0 = \frac{P}{2\pi}$, для складної форми

контуру $r_0 = \sqrt{\frac{F}{\pi}}$. Тут P і F відповідно периметр і площа контуру

У досконаленій дрени (Рис.13,а) приток води відбувається з зовнішнього боку, а його витрата визначається за формулою

$$Q = \pi k \frac{H^2}{\ln \frac{R^*}{r_0}} \quad (38)$$

Радіус депресії

$$R^* = 0,66 \sqrt{\frac{S^2 k}{p} - \frac{r_0}{2}} \quad (39)$$

За межами контуру положення кривої депресії

$$y = \sqrt{\frac{Q}{\pi k} \ln \frac{x}{r_0}} \quad (40)$$

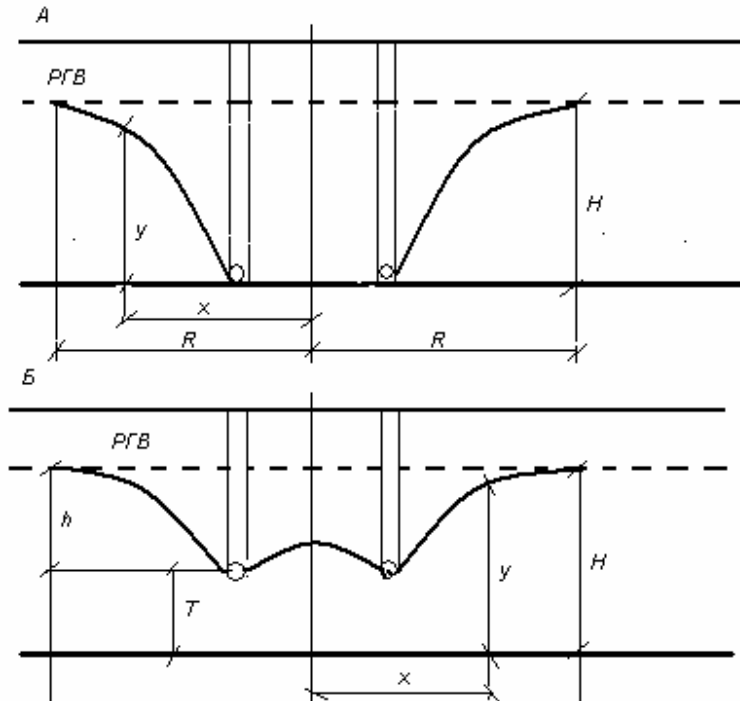


Рис.13. Схема до розрахунку
а-досконаленого типу, б-недосконаленого типу

У недосконаленій дрени (Рис.13,б) витрата визначається як

$$Q = \pi k S \left(\frac{S}{\ln \frac{R^*}{r_0}} + \frac{2\pi T r_0}{T \ln \frac{8r_0}{r_d} + 2r_0 \varphi} \right) \quad (41)$$

де φ_0 -функція аргументу $\frac{r_0}{T}$ і $\frac{R^*}{T}$;

$\varphi = \varphi_1 + \varphi_2$ -знаходять на графіках рис.14.

Значення максимальної ординати в центрі контуру

$$y_m = S \frac{\ln \frac{8r_0}{r_d} - \pi + 2r_0 F}{\ln \frac{r_0}{r_d} + 2\varphi \frac{r_0}{T}} \quad (42)$$

Функцію F визначають за графіком рис.14.

За межами контуру крива депресії визначається як в кільцевому дренажі.

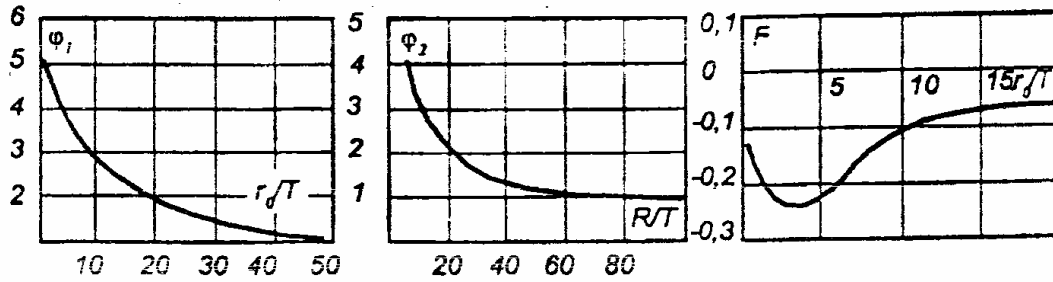


Рис.14. Графіки функцій φ_1 , φ_2 , і F

Розрахунок пристінного та пластового дренажу.

Розрахунком визначаються витрати води та положення депресійної кривої в бік від дренажу.

Загальна витрата в пристінному дренажі у безнапірних умовах

$$Q = \frac{\pi k H^2}{\ln R^* - \ln r_o} \quad (43)$$

Витрати в пластовому дренажі

$$Q = \pi k S \left(\frac{S}{\ln \frac{R^*}{r_o}} + 2 \frac{r_o}{F_d} \right) \quad (44)$$

де F_d -показник гідравлічного опору, що визначається з графіку рис.15.

Криву депресії в бік від дренажу будують за рівнянням

$$y = T + S \sqrt{1 - \frac{\ln \frac{R^*}{x}}{\ln \frac{R^*}{r_0}}} \quad (45)$$

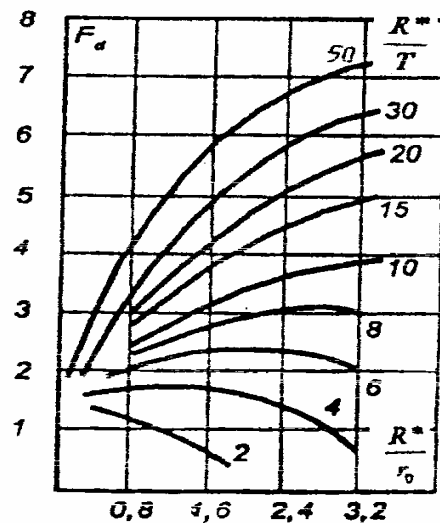


Рис. 15. Графік функції F_d

8. Розрахунок стійкості зсувонебезпечних схилів

Розрахунок ведеться для ділянки довжиною 1 пог.м. Вважаємо, що маса ґрунту зсувається під дією навантажень та сил опору по заданій поверхні сковзання, як єдине недеформоване монолітне тіло. На практиці при розрахунку стійкості користуються методом круглоциліндричних поверхень сковзання.

Вихідні дані до розрахунку: поперечний переріз схилу з геологічною будовою, розрахункові характеристики ґрунтів (Додат.1), положення лінії сковзання.

Побудова лінії сковзання для першого наближення відбувається наступним чином: викреслюється коло радіусом R , описаному з центра O перпендикулярно до глини в зоні найменшої відмітки поверхні землі.

Для розрахунку тіло зсуву розбивають на 8-10 блоків та їх нумерують (Рис.16). Розглянемо сили, що діють в блоці 3. Власна вага G_3 на 1 пог. м складається з ваги підблоку лесового ґрунту- 3, підблоку піска в сухому стані -3а та піска у вологому стані -3б, тобто:

$$G = \rho_{\text{л}} S_{\text{л}} + \rho_{\text{п}} S_{\text{п}} + \rho_{\text{пв}} S_{\text{пв}} \quad (46)$$

Тут ρ - щільність ґрунту, кН/м^3 ;
 S - площа елемента блоку відповідних ґрунтів, м^2 .

Дотична складова власної ваги G , яка прагне зсунути блок вправо по кривій, дорівнює:

$$T = G \sin \alpha \quad (47)$$

де α - кут похилу поверхні сковзання до горизонтальної лінії, в межах розрахункового блоку, град;

Нормальна складова ваги блоку, що дорівнює:

$$N = G \cos \alpha \quad (48)$$

Викликає силу тертя:

$$F = N f \quad (49)$$

тут f – коефіцієнт тертя ґрунту, $f = \text{tg } \varphi$, φ - кут внутрішнього тертя ґрунту, град (Додат.1). Тобто можна записати $F = N \text{tg } \varphi$.

Маючи на увазі рівняння (48):

$$F = G \cos \alpha \text{tg } \varphi \quad (49)$$

Другою утримуючою силою буде сила зчеплення C , яка діє в основі блоку в ту ж сторону, що і сила тертя. Вона дорівнює:

$$C = cl \quad (50)$$

де: c -питоме зчеплення на поверхні сковзання в межах блоку; кПа ;

l -довжина елемента по лінії сковзання в межах блоку, м ;

Коефіцієнт стійкості блоку визначається як відношення моментів утримуючих сил до моменту зсуваючої сили відносно точки O , тобто:

$$k = \frac{RF + RC}{RT} = \frac{G \cos \alpha \text{tg } \varphi + cl}{G \sin \alpha} \quad (50)$$

При наявності фільтрації в схилі необхідно врахувати гідродинамічний тиск фільтруючого потоку, який діє в межах блоку - $S_w I \rho_w$. В цьому випадку коефіцієнт стійкості для всього зсувного тіла дорівнює:

$$k = \frac{\sum (G_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i)}{\sum (G_i \sin \alpha_i + S_w I \rho_w)} \quad (51)$$

Щільність ґрунту у воді визначається за формулою

$$\rho_o = \rho - \frac{\rho_w}{1 + \varepsilon} \quad (52)$$

ε - коефіцієнт пористості ґрунту;

ρ_w - щільність води, $\rho_w = 10 \text{ кН/м}^3$;

I - гідралічний градієнт. Значення тангенса кута поверхні ґрунтової води до горизонту, (Додат.1).

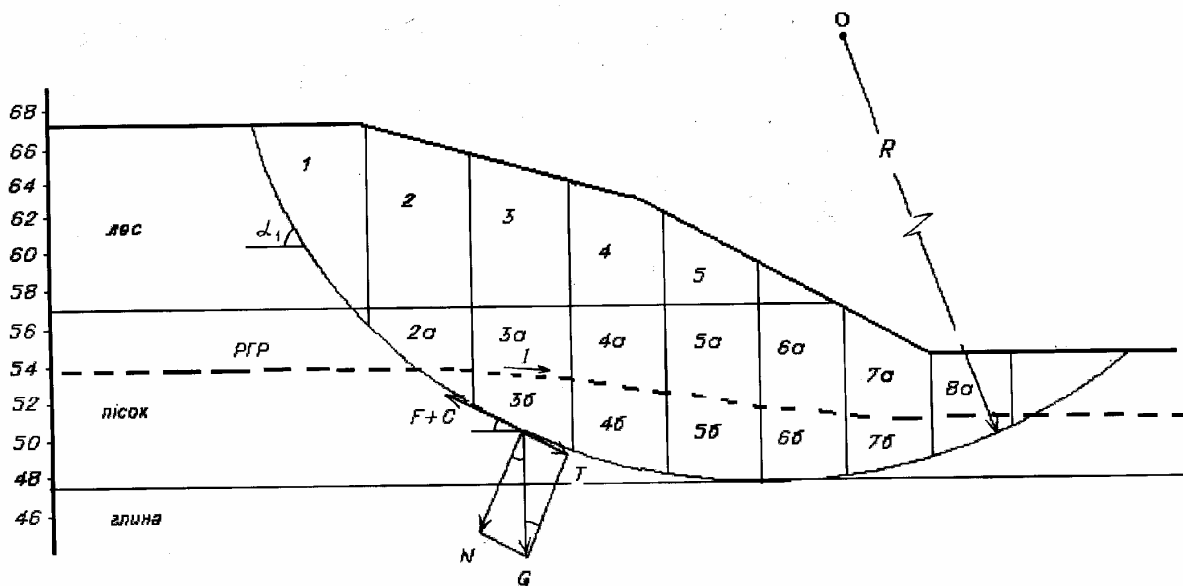


Рис.16. Схема до розрахунку стійкості схилу

Розрахунок ведеться в табличній формі (табл.6)

Таблиця 6

Розрахунок стійкості схилу

NN Блок	S m^2	ρ кН/м ³	G кН/м	α^0	$cosa$	$sina$	$tg\varphi$	l м	c кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Продовження таблиці 6

$c l$ кПам	$Gcosa tg\varphi$ кН/м	$Gsina$ кН/м	S_w m^2	I	$S_w I \rho_w$ кН/м
11	12	13	14	15	16

Якщо в природному стані розрахунковий коефіцієнт стійкості менше нормативного- k_n , то слід розробити протизсувні заходи. Це може бути осушення території, вертикальне планування за допомогою терасування чи утворення більш похилого схилу, затримуючі та підтримуючі споруди.

Так, для захисних споруд першого ступеня відповідальності $k_n = 1,4 \dots 1,5$. Після проектних рішень слід виконати перевірку коефіцієнта стійкості.

Література

1.Справочник по проектированию инженерной подготовки застраиваемых территорий. Под редакцией к.т.н. В.С.Нищука.- К.: Будівельник, 1983. - 192 с.

2.СНиП 2.01.14-83. Определение расчетных гидрологических характеристик.- Стройиздат, 1985. - 35 с.

3. Инженерный захист та освоєння територій. Довідник. За редакцією к.т.н. В.С.Нищука – К.: “Основа”, 2000. –344 с.

Додаток 1

Розрахункові характеристики ґрунтів.

Ґрунти	ρ , кН/м ³	φ^0		c кПа	ε	k м/доб	$tg\alpha$
		сухі	вологі				
Глина	17,5	25		20	1,10	0,001	
Лес	18,5	28		15	1,0	0,008	
Суглинок	19,5	32		15	0,70	0,1-0,2	
Супісок	18,0	22		5	0,70	0,2-0,8	0,02-0,05
Пісок:							
пил	17,0	30	25		0,70	0,8-2	0,02-0,04
др/з	17,0	30	27		0,65	2-5	0,009-0,02
ср/з	17,5	33	30		0,60	5-15	0,005-0,009
кр/з	19,5	35	33		0,60	15-50	0,003-0,005