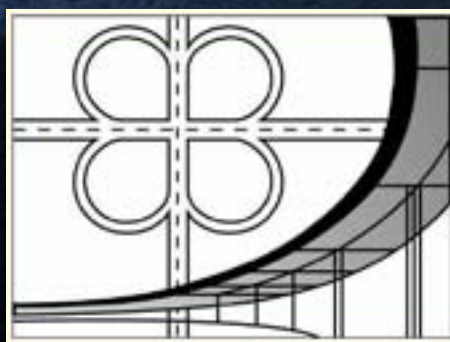


МІНІСТЕРСТВО РЕГІОНАЛЬНОГО РОЗВИТКУ, БУДІВНИЦТВА ТА ЖКГ УКРАЇНИ  
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ  
НАЦІОНАЛЬНИЙ ТРАНСПОРТНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
КОМПАНІЯ "STANDARTPARK"

# АВТОМОБІЛЬНІ ДОРОГИ І ДОРОЖНЄ БУДІВНИЦТВО

Випуск 87



2013 р.  
Київ



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ  
НАЦІОНАЛЬНИЙ ТРАНСПОРТНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

# АВТОМОБІЛЬНІ ДОРОГИ І ДОРОЖНЄ БУДІВНИЦТВО

**Випуск 87**

м. Київ, пров. Приладний, 10, перший поверх  
Тел./факс: (044) 496-06-52; 496-06-53; 496-06-54  
e-mail: info@standartpark.com.ua

м. Львів,  
Тел.: +38 (044) 496-06-52; +38 (067) 481-53-71

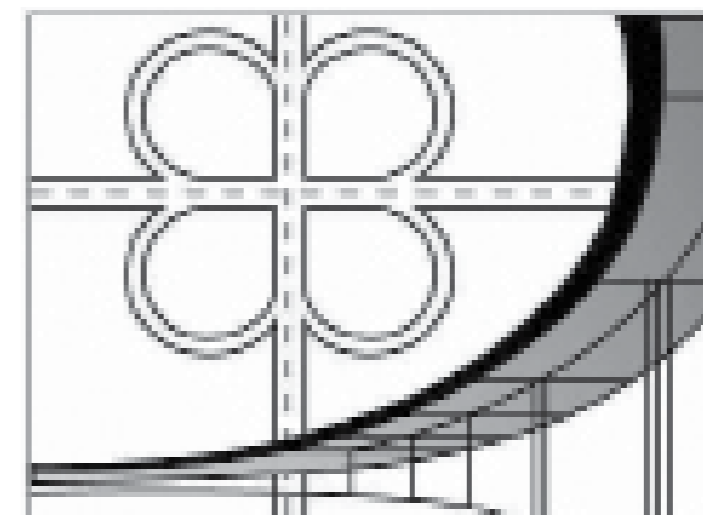
м. Одеса, вул. Церковна, 19, оф. 306, 307, 324  
Тел.: (048) 734 23 26, 734 23 46, 734 23 66, 78 78 068  
e-mail: line@standartpark.com.ua

м. Тернопіль, вул. Бродівська 44 офіс 13 (3-й поверх)  
Тел./факс: (0352) 43-00-22

м. Донецьк, вул. Куйбишева, 70 "Будівельне село"  
Тел.: +38 (062) 349 03 63, +38 (062) 348-55-45  
Факс: +38 (062) 349 03 43,  
Моб. тел.: +38 (067) 612 2008.  
e-mail: spd@standartpark.com.ua

61105 м. Харків, вул. Киргизька 19, корп.2, офіс 306.  
Тел.: (057) 739-06-27; 739-50-41  
e-mail: km1@standartpark.com.ua

м. Дніпропетровськ, вул. Журналістів, 7 оф.208  
Тел. +38 (062) 349-03-43; +380 67 621 7417



2013 р.  
Київ

УДК 625.7/8

У науково-технічному збірнику висвітлено результати теоретичних та експериментальних досліджень в галузях: вишукування, проектування, будівництво, реконструкція та експлуатація автомобільних доріг і переходів через водотоки; штучні та підземні транспортні споруди; виробничі підприємства; організація і економіка будівельного виробництва та розвиток дорожньо-будівельної індустрії; екологія і охорона навколишнього середовища; дорожні умови і безпека руху; інженерна механіка транспортних споруд та ін.

Для працівників науково-дослідних інститутів, проектних і будівельних організацій, а також викладачів і студентів автомобільно-дорожніх ВНЗ.

*Друкується за рішенням вченої ради  
Національного транспортного університету*

*Редакційна колегія:* **В.Я. САВЕНКО**, д-р техн. наук (відп. редактор),  
**В.В. ПЕТРОВИЧ**; канд. техн. наук (відп. секретар),  
**В.І. БРАТЧУН**, д-р техн. наук, **І.П. ГАМЕЛЯК**, д-р техн. наук,  
**Ф.П. ГОНЧАРЕНКО**, канд. техн. наук, **В.А. ЗОЛОТАРЬОВ**, д-р техн. наук,  
**В.І. КАСЬКІВ**, канд. техн. наук, **Г.Є. ЛИПСЬКИЙ**, канд. техн. наук,  
**О.В. МАРЧУК**, д-р техн. наук, **Д.О. ПАВЛЮК**, д-р техн. наук,  
**О.О. РАССКАЗОВ**, д-р техн. наук, **О.С. СЛАВІНСЬКА**, д-р техн. наук.

Адреса редколегії:

01010 Київ, вул. Суворова, 1,

Національний транспортний університет

(НТУ); тел. 280-73-38

**Постановою Президії ВАК України № 1-05/3 від 14. 04. 2010 р.  
збірник визначено як фахове видання**

© НТУ, 2013

УДК 628.334.6

**Бошота В.В.**

### **ВПЛИВ ПЛОЩІ БАСЕЙНУ СТОКУ НА ПАРАМЕТРИ ЕКСФІЛЬТРАЦІЙНИХ ТРАНШЕЙ**

**Анотація.** У статті наведені результати аналітичного дослідження параметрів ексфільтраційних траншей (ЕТ) залежно від значення площі басейну стоку, отримані за удосконаленим методом гідралічного розрахунку ЕТ, що враховує зміну в часі площі фільтрації та гідралічного похилу фільтраційного потоку на виході зі споруди. Отримано графічні та аналітичні залежності для визначення відносної площі та коефіцієнта регульовального об'єму ЕТ від значення площі басейну стоку. Збільшення площі басейну стоку зумовлює зростання відносної площі ЕТ, незначне зменшення коефіцієнта регульовального об'єму, збільшення критичної тривалості дощу та часу повного спорожнення траншеї.

**Ключові слова:** регулювання дощового стоку, ексфільтраційна траншея, відносна площа, коефіцієнт регульовального об'єму.

**Анотация.** В статье приведены результаты аналитического исследования параметров эксфильтрационных траншей (ЭТ) в зависимости от значения площади бассейна стока, полученные с помощью усовершенствованного метода гидравлического расчета ЭТ, учитывающего изменение во времени площади фильтрации и гидравлического уклона фильтрационного потока на выходе из сооружения. Получены графические и аналитические зависимости для определения относительной площади и коэффициента регулирующего объема ЭТ от значения площади бассейна стока. Увеличение площади бассейна стока приводит к росту относительной площади ЭТ, незначительному уменьшению коэффициента регулирующего объема, увеличению критической продолжительности дождя и времени полного опорожнения траншеи.

**Ключевые слова:** регулирование дождевого стока, эксфильтрационная траншея, относительная площадь, коэффициент регулирующего объема.

**Annotation.** The paper presents the results of an analytical study of stormwater exfiltration trench's (ET) parameters depending on the value of the basin area. These results are obtained with an improved method of hydraulic calculation of ET, taking into account the temporal dependencies of filtration area and hydraulic gradient of seepage flow at the outlet of trench. A graphical and analytical expressions for determining the dimensionless area and volume control coefficient of ET depending the value of the basin's area are obtained. Increasing the basin's area leads to an increase in the dimensionless area of ET, slight decrease of the volume control coefficient, increase the critical duration of the storm and the time of complete emptying of the trench.

**Keywords:** stormwater management, exfiltration trench, dimensionless area, volume control coefficient.

**Постановка проблеми.** Урбанізація спричиняє різке зростання об'ємів поверхневого стоку порівняно з природними умовами. Одним з ефективних шляхів, що дозволяє максимально зберегти природний гідрологічний баланс місцевості, є регулювання дощового стоку з використанням споруд фільтраційного типу [1–3]. Спрямування умовно-чистої частини поверхневого стоку в ґрунт розвантажує мережу дощового водовідведення, зменшує імовірність її переповнення та підтоплення території. Найпоширенішими спорудами фільтраційного типу є ексфільтраційні траншеї (ЕТ). Робота ексфільтраційної траншеї залежить від багатьох часткових факторів, що разом з нерівномірним характером притоку дощових вод до споруди зумовлює потребу у розробленні науково-обґрунтованих методів гідралічного розрахунку цих споруд. Одним з найвагоміших факторів, що істотно впливає на конструктивні параметри ЕТ, є площа басейну стоку.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Методи гідралічного розрахунку процесів наповнення і спорожнення ексфільтраційних траншей, які використовуються сьогодні, базуються на цілому ряді припущень та спрощень, які можуть істотно впливати на кінцевий результат. Основним конструктивним параметром для ЕТ із заданими глибиною, співвідношенням довжин сторін і пористістю завантаження траншеї, є площа ЕТ в плані  $\Omega_{пр}$ .

У США для розрахунку площі ЕТ в плані на практиці найчастіше використовують спрощений метод [1, 2], згідно з яким:

$$\Omega_{пр} = \frac{W_{en}}{p_{mp} + k_{\phi} t_n}, \quad (1)$$

де  $W_{en}$  – об'єм дощового стоку, що потрапляє в траншею в результаті випадання розрахункового дощу з певним періодом одноразового перевищення  $P$ ;  $p_{mp}$  – пористість завантаження траншеї, згідно [1, 2] приймають  $p_{mp}=0,4$ ;  $H_{mp}$  – глибина траншеї;  $k_{\phi}$  – коефіцієнт фільтрації ґрунту;  $t_n$  – час наповнення траншеї; згідно [1, 2]  $t_n=2$  год. За рекомендаціями [1, 2] площа басейну стоку з водонепроникними покриттями, що припадає на одну ЕТ, не повинна перевищувати 2 га.

Аналіз показує, що цей метод базується на гіпотезі, що під час наповнення траншеї водою відбувається вільна фільтрація води в навколишній ґрунт лише крізь дно ЕТ, тобто повністю нехтують ексфільтрацією крізь бічні стінки споруди. Припущення про те, що розрахунковий час наповнення траншеї є постійним і дорівнює двом

годинам, є достатньо довільним, так як дощі меншої тривалості та більшої інтенсивності у багатьох випадках зумовлюють більше наповнення, а відтак, підтоплення траншеї.

У роботі [3] запропоновано удосконалений метод гідралічного розрахунку ЕТ, який полягає в аналітичному розв'язуванні системи диференціальних рівнянь (2)–(3):

$$Q_{en} \cdot dh = \mu_{\text{eff}} \cdot L_{\text{mp}} \cdot B_{\text{mp}} \cdot dh_{\text{on}} + [k_1 \cdot l_{\text{on}} \cdot B_{\text{mp}} + 2k_2 \cdot l_{\text{on}} + B_{\text{mp}} \cdot \mu_{\text{eff}}] \cdot dh, \quad (2)$$

$$\frac{dh_{\text{on}}}{dh} = \frac{k_2 \cdot l_{\text{on}} \cdot B_{\text{mp}}}{\mu_{\text{eff}}}, \quad (3)$$

де  $Q_{en}$  – об'ємна витрати притоку рідини до ЕТ, в загальному випадку змінна в часі;  $L_{\text{mp}}, B_{\text{mp}}$  – відповідно довжина і ширина ЕТ в плані;  $\mu_{\text{eff}}$  – ефективна пористість ґрунту;  $l_{\text{on}}$  – гідралічний похил фільтраційного притоку на виході крізь дно ЕТ, який за умови  $h_{\text{on}} < H_{\text{ГГВ}}$  визначається за формулою (4), а для  $h_{\text{on}} = H_{\text{ГГВ}}$  – за виразом (5):

$$l_{\text{on}} = (h_{\text{on}} + h_{\text{ГГВ}}) / h_{\text{ГГВ}} = (l + h_{\text{on}}) / h_{\text{ГГВ}}, \quad (4)$$

$$l_{\text{on}} = (l + h_{\text{ГГВ}}) / H_{\text{ГГВ}}, \quad (5)$$

де  $H_{\text{ГГВ}}$  – висота дна ЕТ відносно рівня ґрунтових вод перед початком наповнення траншеї (рис. 1).

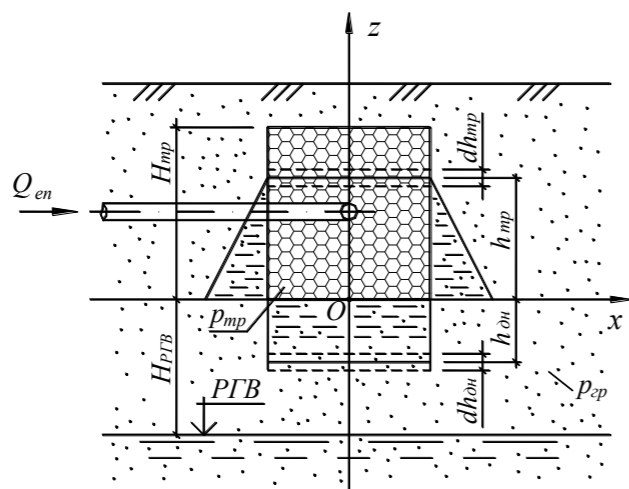


Рисунок 1 – Розрахункова схема для ексфільтраційної траншеї закритого типу:  
 $Q_{en}(t)$  – витрата притоку умовно-чистих дощових вод

Метою роботи є аналітичне дослідження параметрів ексфільтраційних траншей за запропонованим у роботі [3] методом залежно від значення площі басейну стоку.

**Графіки притоку дощових вод до ексфільтраційної траншеї.** Як показано в роботі [4], розрахункова максимальна витрата  $Q_r$  та час концентрації дощового стоку  $t_r$  залежать від кліматичних особливостей району та від топографічно-конструктивних параметрів басейну стоку:

$$Q_r = (\psi_{\text{mid}} \cdot q_{20}) \cdot \left( \frac{F_{\text{бас}} \cdot i_0}{n \cdot L_{\text{кон}}} \right)^{-n} \cdot t_r, \quad \text{м}^3/\text{с}, \quad (6)$$

$$t_r = \left[ \frac{5 \cdot L_{\text{кон}} \cdot n \cdot i_0}{3 \cdot 120 \cdot \psi_{\text{mid}} \cdot q_{20} \cdot F_{\text{бас}} \cdot t_r} \right]^{-1/n}, \quad \text{с}; \quad (7)$$

де  $\psi_{\text{mid}}$  – коефіцієнт стоку;  $q_{20}$  – розрахункова інтенсивність випадання дощу тривалістю 20 хв при періоді одноразового перевищення  $P=1$  рік,  $\text{м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{с})$ ;  $n$  – показник степеня в рівнянні  $q = i \cdot t^n$ ;  $i_0$  – позовжній похил;  $L_{\text{кон}}$  – довжина шляху концентрації стоку, м;  $n_1$  – коефіцієнт шорсткості поверхні;  $F_{\text{бас}}$  – загальна площа басейну стоку,  $\text{м}^2$ .

Узагальнений безрозмірний гідрограф стоку з лінійних у плані однорідних урбанізованих басейнів стоку описується системою рівнянь (6)–(8):

$$Q_r = X, \quad (8)$$

$$Q_{r,1} = 1, \quad (9)$$

$$Q_{r,2} = 1 - (X - X_{0,1})^2, \quad (10)$$

де  $Q_{r,1}, Q_{r,2}, Q_{r,3}$  – безрозмірні витрати дощового стоку відповідно для першого ( $0 < t \leq t_1$ ), другого ( $t_1 < t \leq t_2$ ) та третього ( $t_2 < t \leq t_2 + t_{c,3}$ ) етапів гідрографа, віднесені до розрахункової витрати  $Q_r$ ;  $X, X_0$  – відповідно безрозмірний час і безрозмірна тривалість дощу;  $X = t/t_r$ ;  $X_0 = t_0/t_r$ ;  $t, t_0, t_r$  – відповідно поточний час, тривалість дощу та час концентрації дощового стоку.

Для розрахункового дощу з тривалістю, рівною часу концентрації поверхневого стоку ( $t_0 = t_r$ ), другий етап гідрографа випадає і розмірний гідрограф стоку описується рівняннями:

$$Q_r = Q_r(t/t_r)^2, \quad (11)$$

$$Q_r = Q_r \cdot [1 - (t/t_r - t_c/t_r)^2]. \quad (12)$$

Збільшення тривалості розрахункового дощу зумовлює зменшення його середньої в часі інтенсивності  $q_0$ , але спричиняє збільшення об'єму стоку, тому, як правило максимально можливе наповнення ЕТ відповідає тривалості випадання дощу, більшій за час концентрації. Для цих випадків трьохетапний гідрограф стоку описується рівняннями:

$$Q_r = Q_r(t/t_r)^2, \quad (13)$$

$$Q_r = Q_r, \quad (14)$$

$$Q_r = Q_r \cdot [1 - (t/t_r - t_c/t_r)^2]. \quad (15)$$

Максимальна розрахункова витрата дощового стоку при  $t_0 > t_r$ :

$$Q_r = \psi_{\text{mid}} \cdot q_{20} \cdot t_r, \quad \text{м}^3/\text{с}, \quad (16)$$

а час концентрації стоку:

$$t_r = \frac{5 \cdot L_{\text{кон}} \cdot n \cdot i_0}{3 \cdot 120 \cdot \psi_{\text{mid}} \cdot q_{20} \cdot F_{\text{бас}} \cdot t_r}, \quad \text{с}, \quad (17)$$

де інтенсивність випадання дощу пов'язана з його тривалістю залежністю  $q = i \cdot t^n$  (за методом граничних інтенсивностей).

Потрібно зазначити, що формули (6)–(17) справедливі для так званих лінійних в плані басейнів стоку. Як впливає з роботи [5], однорідні прямокутні в плані басейни стоку зі співвідношенням довжин сторін  $L/B > 5$  з достатньою для практики точністю можна вважати лінійними.

Графік притоку дощових вод до ексфільтраційної траншеї окрім гідрографа стоку залежить також від схеми під'єднання ЕТ. У більшості випадків ЕТ під'єднують до водовідвідної мережі через розділювальну камеру. Таким чином, забруднена частина стоку з витратою  $Q_{oc}$  потрапляє у систему водовідведення об'єкта або безпосередньо на очисні споруди, а умовно-чистий стік надходить в ЕТ. Згідно з чинним нормативним документом [6] очисна витрата визначається за формулою:

$$Q_{oc} = K_{oc} \cdot Q_r, \quad (18)$$

де  $K_{oc}$  – коефіцієнт, який в загальному випадку залежить від кліматичних умов, від періоду одноразового перевищення інтенсивності випадання дощу  $P$ , на який розрахована мережа дощового водовідведення, а також від періоду  $P_{oc}$ , на який розраховані очисні споруди. Згідно [6]  $P_{oc} = 0,05-0,1$  року, що для території України при  $P=1$  рік дає значення  $K_{oc} = 0,12-0,22$ .

Притік дощового стоку до ЕТ за умови  $Q_0 < Q_{oc}$  відсутній, а при  $Q_0 \geq Q_{oc}$ :

$$Q_{oc} = Q_0 - Q_r, \quad (19)$$

де  $Q_{oc}$  – очисна витрата, тобто витрата забруднених стічних вод, які потрібно очистити (рис. 2).

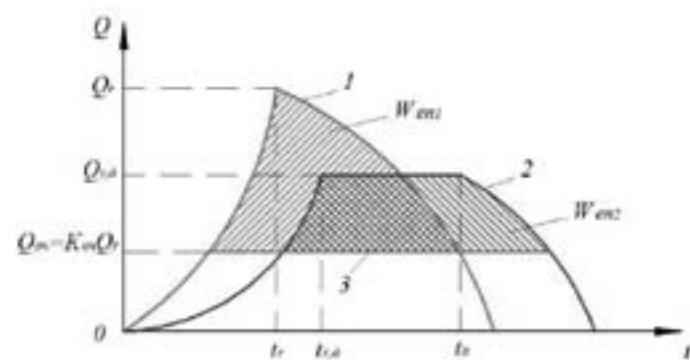


Рисунок 2 – Типові графіки притоку дощових стічних вод в ЕТ, призначену для регулювання умовно-чистої частини дощового стоку: 1, 2 – гідрографи дощового стоку відповідно при  $t_0=t_r$  та при  $t_0>t_r$ ; 3 – графік очисної витрати

Залежність розрахункових параметрів ексфільтраційних траншей від площі басейну стоку в плані. Аналітичне дослідження розрахункових параметрів ЕТ виконано за комп'ютерною програмою, розробленою Жуком В.М. і Бошотою В.В., за методом, представленим у [3].

Найважливішими узагальненими параметрами ексфільтраційних траншей є безрозмірна площа в плані  $x_F$  та коефіцієнт регулювального об'єму  $K_{рег}$ , які визначаються за формулами:

$$x_F = \Omega_{\text{рег}} / F_{\text{бас}}, \quad (20)$$

$$K_{рег} = \frac{W_{\text{рег}}}{Q \cdot t_r}, \quad (21)$$

де  $W_{\text{рег}}$  – регулювальний об'єм фільтраційної споруди;  $\Omega_{\text{рег}} = \Omega_{\text{рег}} \cdot l_{\text{рег}} \cdot \rho_{\text{рег}}$ ;  $\Omega_{\text{рег}}$  – відповідно площа в плані, глибина та пористість завантаження ЕТ.

Кліматичні параметри приймалися незмінними і такими, що дорівнюють:  $q_{20}=100$  л/(с·га);  $n=0,71$  (як для рівнинних областей України згідно з нормативним документом [7]). Період одноразового перевищення розрахункової інтенсивності дощу приймали  $P=1$  рік. Прийняті в дослідженні діапазони зміни інших вхідних параметрів:  $F_{\text{бас}}=200-10000$  м<sup>2</sup>;  $\psi_{\text{mid}}=0,1-0,95$ ;  $L/B=5-20$ ;  $i_0=0,005-0,05$ ;  $n_f=0,013-0,03$ ;  $k_{\text{ф}}=10^{-5}-10^{-4}$  м/с;  $p_{\text{сп}}=0,193-0,357$ ;  $H_{\text{РГВ}}=1-3$  м;  $H_{\text{мп}}=0,6-2,4$  м;  $L_{\text{мп}}/B_{\text{мп}}=2-60$ ;  $p_{\text{мп}}=0,4-0,9$ ;  $K_{\text{оч}}=0,12-0,22$ .

Встановлено, що для середньозернистих піщаних ґрунтів максимальне наповнення ЕТ має місце не при розрахунковій тривалості дощу 2 години, як рекомендує метод US EPA [1–2], а у випадку значно коротших та, відповідно, більш інтенсивних дощів (рис. 3). Отримано залежність максимального наповнення ексфільтраційної траншеї від розрахункової тривалості дощу  $t_0$  для двох значень коефіцієнта очисної витрати  $K_{\text{оч}}=0,12$ ;  $0,22$  при трьох значеннях співвідношення довжини і ширини траншеї  $L_{\text{мп}}/B_{\text{мп}}=2$ ;  $30$ ;  $60$  (рис. 3). У всіх випадках критична тривалість дощу, що відповідає найбільшому з максимальних наповнень траншеї, тим менша, чим більшими є значення коефіцієнта очисної витрати та співвідношення довжини і ширини траншеї. Потрібно зазначити, що критична тривалість дощу не може бути меншою за час концентрації поверхневого стоку, оскільки при  $t_0 < t_r$  формули, що описують гідрограф дощового стоку, не чинні. Так, для кривих 3–6 на рис. 3 критична тривалість дощу тотожна часові концентрації поверхневого стоку  $t_r$ . Отже, знаходження критичної тривалості дощу у кожному випадку є важливим етапом вирішення основної задачі, а саме визначення відносної площі в плані та коефіцієнта регулювального об'єму ексфільтраційної траншеї.

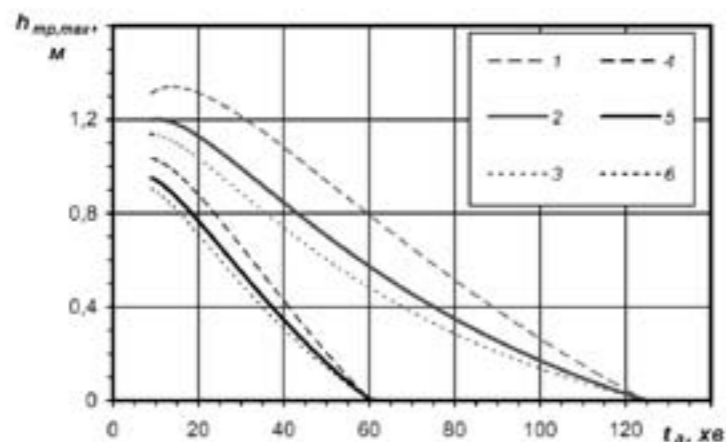


Рисунок 3 – Залежність максимального наповнення ЕТ від тривалості розрахункового дощу: 1, 2, 3 –  $K_{\text{оч}}=0,12$ ; 4, 5, 6 –  $K_{\text{оч}}=0,22$ ; 1, 4 –  $L_{\text{тр}}/B_{\text{тр}}=2$ ; 2, 5 –  $L_{\text{тр}}/B_{\text{тр}}=30$ ; 3, 6 –  $L_{\text{тр}}/B_{\text{тр}}=30$  ( $q_{20}=100$  л/(с·га);  $n=0,71$ ;  $F_{\text{бас}}=1000$  м<sup>2</sup>;  $\psi_{\text{mid}}=0,95$ ;  $L/B=5$ ;  $i_0=0,01$ ;  $n_f=0,013$ ;  $p_{\text{сп}}=0,3$ ;  $k_{\text{ф}}=180$  мм/год;  $H_{\text{РГВ}}=2,0$  м;  $H_{\text{мп}}=1,5$  м;  $p_{\text{мп}}=0,4$ ;  $P=1$  рік;  $x_{\text{т}}=1\%$ )

Для кожного набору значень вхідних параметрів методом ітерацій знаходили таку відносну площу ЕТ в плані, щоб у результаті випадання розрахункового дощу тривалістю  $t_{0,кр}$  та інтенсивністю  $i_{0,кр}$  траншея була вщерть заповнена водою. При дощах іншої тривалості та, відповідно, інтенсивності, розрахункове наповнення траншеї буде меншим, ніж при критичній тривалості  $t_{0,кр}$ . На рис. 4 наведено залежності  $x_F$  та  $K_{рег}$  від площі  $F_{\text{бас}}$  для двох типових значень коефіцієнта очисної витрати  $K_{\text{оч}}$  для ЕТ з кам'яним завантаженням ( $p_{\text{мп}}=0,4$ ) при середніх значеннях інших вхідних параметрів.

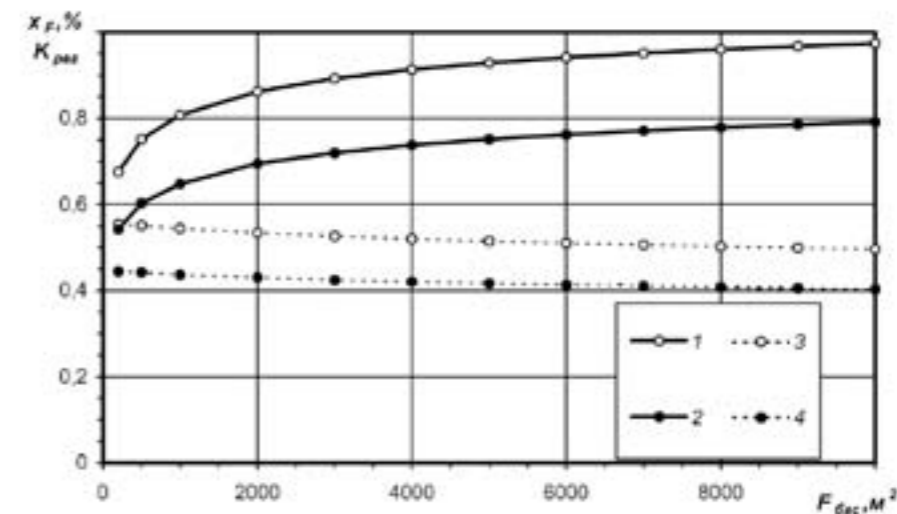


Рисунок 4 – Залежності відносної площі (криві 1–2) та коефіцієнта регулювального об'єму ЕТ (криві 3–4) від площі басейну стоку: 1,4 –  $K_{\text{оч}}=0$ ; 2,5 –  $K_{\text{оч}}=0,12$ ; 3,6 –  $K_{\text{оч}}=0,22$  (для  $\psi_{\text{mid}}=0,95$ ;  $L/B=5$ ;  $i_0=0,01$ ;  $n_f=0,013$ ;  $p_{\text{сп}}=0,3$ ;  $k_{\text{ф}}=180$  мм/год;  $H_{\text{РГВ}}=2$  м;  $H_{\text{мп}}=1,5$  м;  $L_{\text{мп}}/B_{\text{мп}}=30$ ;  $p_{\text{мп}}=0,4$ )

Залежності відносної площі ЕТ від площі  $F_{\text{бас}}$  добре описуються логарифмічними функціями. Для кривих 1, 2 на рис. 4, які відповідають значенням коефіцієнта очисної витрати  $K_{\text{оч}}=0,12$  та  $0,22$ , отримано відповідно такі апроксимаційні залежності:

$$x_F = 0,28 + 0,076 \ln(F_{\text{бас}}) \quad (R^2 = 0,9984); \quad (22)$$

$$x_F = 0,21 + 0,064 \ln(F_{\text{бас}}) \quad (R^2 = 0,9994). \quad (23)$$

Коефіцієнт регулювального об'єму ЕТ незначно зменшується зі збільшенням площі басейну стоку. Для значень  $K_{\text{оч}}=0,12$  та  $0,22$  отримано відповідно такі лінії тренду:

$$K_{\text{рег}} = 0,55 - 5,8 \cdot 10^{-6} F_{\text{бас}} \quad (R^2 = 0,9542); \quad (24)$$

$$K_{\text{рег}} = 0,44 - 4,1 \cdot 10^{-6} F_{\text{бас}} \quad (R^2 = 0,9527). \quad (25)$$

Критична тривалість дощу  $t_{0,кр}$  зі збільшенням площі басейну стоку зростає (рис. 5). Водночас безрозмірна критична тривалість дощу  $X_{0,кр} = t_{0,кр}/t_r$  практично не залежить від значення  $F_{\text{бас}}$  і наближено дорівнює  $1,17$  для  $K_{\text{оч}}=0,12$  та  $1,02$  для  $K_{\text{оч}}=0,22$ .

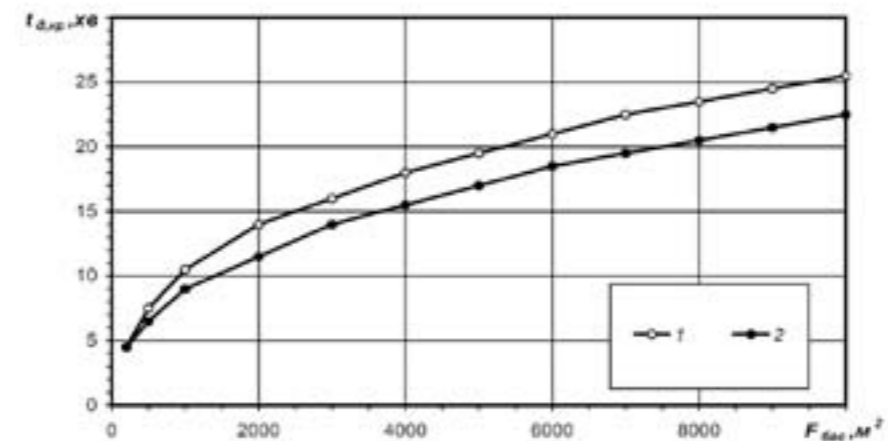


Рисунок 5 – Залежності критичної тривалості дощу від площі басейну стоку: 1 – для  $K_{\text{оч}}=0,12$ ; 2 – для  $K_{\text{оч}}=0,22$  (інші параметри – див. рис. 4)

Важливим пунктом методу, запропонованого в [3], є припущення щодо наявності вільної фільтрації крізь бічні стінки ЕТ. Це припущення тим більш достовірне, чим менше заповнені пори і пори під траншеєю та

навколо неї. Отримано, що відносний об'єм ексфільтрації  $W_{exf}/W_{zp}$  плавно зростає зі збільшенням площі басейну стоку (рис. 6). Разом з тим, максимальне значення об'єму ексфільтрації не перевищує 35 % від інтегральної водопоглинальної здатності ЕТ  $W_{zp}$ , що свідчить на користь наявності вільної фільтрації крізь бічні стінки траншеї. Об'єм ексфільтрації крізь бічні стінки ЕТ становить від 30 % до 140 % від об'єму ексфільтрації крізь дно траншеї, що підтверджує важливість врахування цієї компоненти фільтраційного потоку (рис. 6).

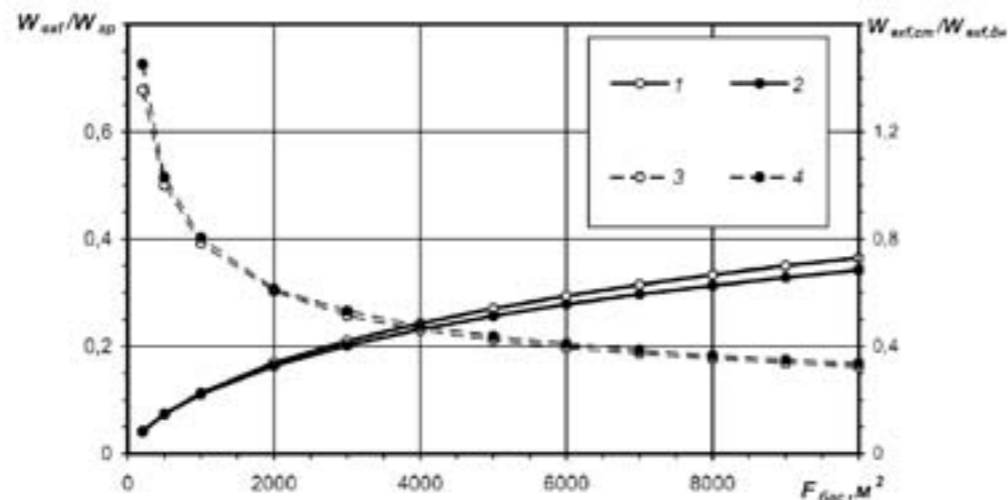


Рисунок 6 – Залежності відносного використання інтегральної водопоглинальної здатності ґрунту (криві 1, 2) та відносного об'єму ексфільтрації крізь стінки та дно ЕТ (криві 3, 4) від площі басейну стоку: 1, 3 – для  $K_{ov}=0,12$ ; 2, 4 – для  $K_{ov}=0,22$  (інші параметри – див. рис. 4)

Більша площа  $F_{bas}$  відповідає більшому часу повного спорожнення ЕТ  $t_{cn}$ , тоді як безрозмірний час спорожнення  $X_{cn}=t_{cn}/t_r$  навпаки дещо зменшується (рис. 7).

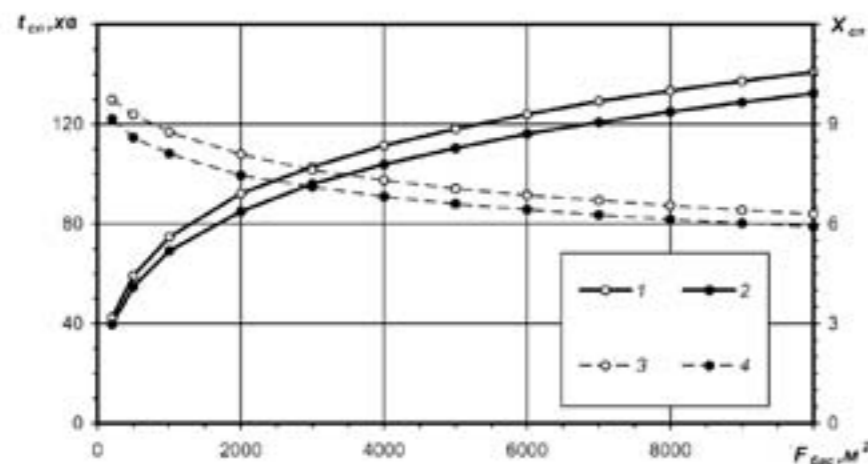


Рисунок 7 – Залежності часу спорожнення ЕТ (криві 1, 2) та відносного часу спорожнення ЕТ (криві 3, 4) від площі басейну стоку: 1, 3 – для  $K_{ov}=0,12$ ; 2, 4 – для  $K_{ov}=0,22$  (інші параметри – див. рис. 4)

### ВИСНОВКИ

Виконано аналітичне дослідження параметрів ексфільтраційних траншей, призначених для регулювання умовно-чистої частини дощового стоку, за запропонованим у роботі [3] методом залежно від значення площі басейну стоку. Отримано графічні та аналітичні залежності для визначення відносної площі та коефіцієнта регулювального об'єму ЕТ від значення площі басейну стоку. Збільшення площі басейну стоку зумовлює: зростання відносної площі ЕТ, незначне зменшення коефіцієнта регулювального об'єму, збільшення критичної тривалості дощу та часу повного спорожнення траншеї. Зі збільшенням коефіцієнта очисної витрати всі вказані вище параметри зменшуються. У дослідженому діапазоні значень вхідних параметрів відносна площа ЕТ для її нормальної роботи з  $P=1$  рік повинна становити 0,54–0,96 % від площі басейну стоку, а коефіцієнт регулювального об'єму – 0,4–0,56 від добутку  $Q_r t_r$ . Відносний об'єм ексфільтрації становить від 5% до 35 % від інтегральної водопоглинальної здатності ЕТ  $W_{zp}$ , що підтверджує гіпотезу щодо наявності вільної фільтрації крізь бічні стінки траншеї. Відношення об'ємів ексфільтрації крізь бічні стінки та крізь дно ЕТ знаходиться в межах 0,3–1,4, що свідчить про необхідність врахування фільтрації крізь стінки ЕТ. Час повного спорожнення ЕТ для дослідженого діапазону дорівнює від 40 до 140 хвилин, що підтверджує ефективність роботи ЕТ у вказаних умовах.

### ЛІТЕРАТУРА

1. Georgia stormwater management manual. Volume 2: Technical handbook. – Atlanta: AMEC Earth and Environmental, Center for Watershed Protection, 2001. — 844 p.
2. Mays L. W. Stormwater collection systems design handbook [Текст] / L. W. Mays. — New York: McGraw-Hill Professional, 2001. — 1008 p.
3. Жук В.М. Метод гідравлічного розрахунку ексфільтраційних траншей / В.М. Жук, В.В. Бошота // Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки: Науково-технічний збірник. Випуск 19. – К.: КНУБА, 2012.
4. Жук В.М. Теоретичні гідрографи притоку для дощів постійної в часі інтенсивності при змінній швидкості течії / В.М. Жук // Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки: Науково-технічний збірник. Випуск 15. – К.: КНУБА, 2010. — С. 119–130.
5. Жук В.М. Гідрографи притоку дощових стічних вод з прямокутних в плані урбанізованих басейнів стоку для дощів постійної в часі інтенсивності / В.М. Жук, І.І. Матлай // Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки: Науково-технічний збірник. Випуск 19. – К.: КНУБА, 2012.
6. Временные рекомендации по проектированию сооружений для очистки поверхностного стока с территорий промышленных предприятий и расчету условий выпуска его в водные объекты. – М.: ВНИИ "ВОДГЕО" Госстроя СССР, 1982.
7. СНиП 2.04.03-85. Канализация. Наружные сети и сооружения. Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. — 72 с.

УДК 625.725

Гамеляк І.П. д-р. техн. наук, Гордієнко А.С.

### ПРОТИЕРОЗІЙНИЙ ЗАХИСТ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ТА РЕКОНСТРУКЦІЇ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ

**Анотація.** Проаналізовано основні фактори, які впливають та ерозію ґрунтів в Україні та способи протиерозійного захисту. Розглянуто метод розрахунку протиерозійного захисту укосів з використанням геосинтетичних матеріалів для захисту ґрунту від поверхневого розмивання водою і видування вітром. Наведено алгоритм та приклади розрахунку при використанні поліамідних геоматів Enkamat® для протиерозійного захисту укосів та схилів.

**Ключові слова:** ерозія ґрунтів, геосинтетичні матеріали, захист укосів.

**Аннотация.** Проанализированы основные факторы, влияющие на эрозию почв в Украине и способы противозерозионной защиты. Рассмотрен метод расчета противозерозионной защиты откосов с использованием геосинтетических материалов для защиты почвы от поверхностного размывания водой и выдувания ветром. Приведен алгоритм и примеры расчета при использовании полиамидных геоматов Enkamat® для противозерозионной защиты откосов и склонов.

**Ключевые слова:** эрозия почв, геосинтетические материалы, защита откосов.

**Annotation.** The main factors that affect and soil erosion in Ukraine and ways of erosion protection. The method of calculating the erosion protection of slopes using geosynthetic materials to protect the soil surface from erosion by water and wind blowing. The algorithm and examples of calculation using polyamide geomates Enkamat® for erosion protection of slopes and slopes.

**Keywords:** soil erosion, geosynthetic materials, protection of slopes.

**Постановка завдання.** Деградація або ерозія ґрунтів впливає як на сільськогосподарські так і природні типи рослинності і може розглядатися як одна з найбільш важливих екологічних проблем, сьогодення. Проблеми ерозії ґрунтів в Україні є в поєднанні кількох факторів впливу: це наявність на значній території пилуватих мілко дисперсних ґрунтів і зміна кліматичних умов в останні роки, пов'язана з тривалим періодом високих літніх температур, коли рослинність фактично вигорає і інтенсивними опадами (водна ерозія), які супроводжується поривами вітру більше 60 км/год або шквальні вітри при сухій погоді (вітрова ерозія). Проблема полягає в розумінні головних факторів, які безпосередньо викликають ерозію, а також визнати, що такі процеси є не тільки фізичними, а й соціально-економічними. Ґрунти піддаються ерозії не тільки за рахунок опадів, а також тому, що дерева на місцевості були вирубані і площа культивується неправильно.

Рослинність є надійним механізмом захисту, які природа створила для захисту ґрунту від ерозії. Іноді, однак, ерозивні сили занадто великі чи рослинність повинна розвиватися у важких умовах і природі необхідно допомогти – в цьому полягає боротьба з ерозією. Найбільш очевидний спосіб, при якому рослинність стабілізує ґрунт є армування кореневою системою рослин. Бічні корені рослин, що переплітаються при рості, як правило, пов'язують ґрунт разом у монолітну масу. Вертикальна коренева система може проникати через ґрунтовий покрив в міцні шари, що розташовані нижче і тим самим закріпити ґрунт на схилі, підвищуючи його стійкість до

проковзування. У цьому випадку інертні матеріали можуть бути переведені у водонасичений стан. Через тривалий дощовий період, поверхнева нестабільність схилу може відбутися в любых кліматичних умовах України.

**Аналіз останніх досліджень.** Закордоном більше 30 років основними методами боротьби з ерозією є геотехнічні інженерні методи з використанням геосинтетичних матеріалів з метою забезпечення відповідного коефіцієнту запасу (фактору безпеки) проти поверхневої нестабільності, застосовуючи підхід проф. Кернера і Суна (2005) [1-8], які використовували умову граничної рівноваги і відповідну кінцеву модель схилу для аналізу поверхневої стабільності. В цьому випадку, геосинтетичні матеріали (геомати, геосоти, геотекстилі в композиції із сітками тощо) використовуються для захисту поверхні укосу від поверхневої ерозії, викликані опадками або захисту від видування вітром для сприяння зростанню рослинності. В Україні методи захисту від ерозії схилів автомобільних доріг почали застосовуватися біля 10 років тому і методи розрахунку схилів проходять стадію становлення.

**Метою роботи** є обґрунтування методів протиерозійного захисту укосів з використанням геосинтетичних матеріалів для захисту ґрунту від поверхневого розмивання водою і видування вітром впродовж тривалого часу чи доки на поверхні з'явиться рослинність.

**Виклад основного матеріалу.** Ерозійні процеси викликані опадками мають глобальне значення, особливо в регіонах, де опади інтенсивні та значні або після весняного розмерзання, коли рослинність ще не проросла. Особливо важливий протиерозійний захист на знову побудованих укосах при швидких темпах будівництва, коли ще не відбулися процеси осадки, консолідації і формування рослинного покриву.

Дощовий період зосереджений протягом осіннього сезону, може залишити ґрунт довго без рослинного покриву і, як наслідок кількість опадів, що випадає має вплив безпосередньо на поверхню ґрунту, таким чином дестабілізує його. Механізм поверхневої ерозії, викликані дощами починається під дією ефекту сплеску або бризок (Гуерра 1997) [8] викликаного краплями дощової води, яка зв'язується з частками ґрунту, і, як правило, приводить до розриву суцільності масиву. Після сегрегації часток та водонасичення ґрунту і, як наслідок утворення калюж, поверхневий потік остаточно формується, і вода порівняно швидко знаходить траєкторії руху для перенесення часток ґрунту за допомогою гідравлічної сили її течії. Це може відбуватися швидше на крутих схилах (більше 34°) або на порівняно пологих схилах (біля 20°) складених із дрібнозернистих незв'язних ґрунтів типу піщаних, пилуватих, родючих тощо, коли розпадаються частинки, присутні в ґрунті, а потім викликається ерозія. Якщо процес безперервний, ерозія відбувається на великих за розмірами площах, що вимагає більш ефективного рішення. На рис. 1 показані траєкторії руху води, після того коли випала значна кількість опадів, і зростає критичний вплив течії на поверхню.

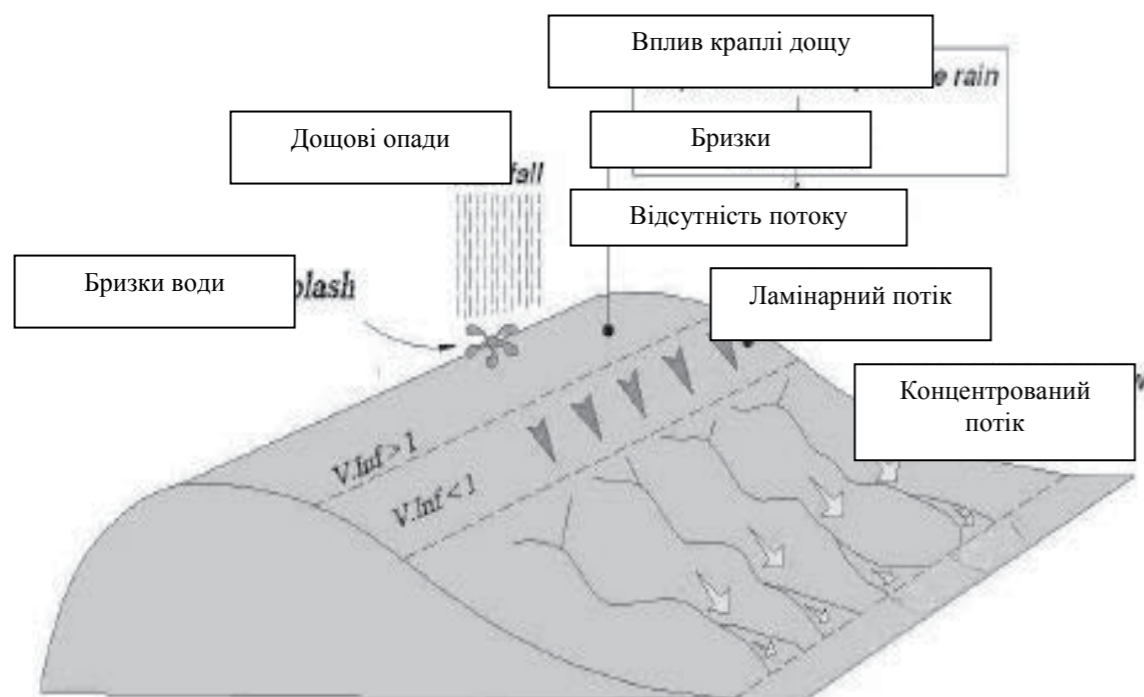


Рисунок 1 - Механізм поверхневої ерозії, викликані дією опадів.

Нижче наведені приклади руйнувань неукріплених укосів на дорогах України в перший рік експлуатації або після зимового періоду (рис. 2).

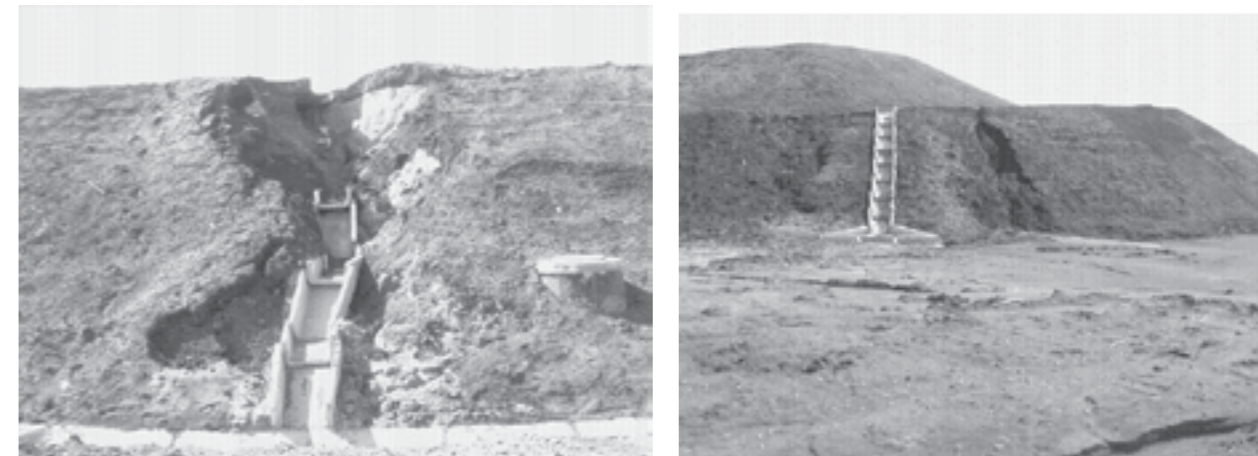


Рисунок 2 - Приклади розвитку розмиву в зоні лотків та за межами лотка при неукріпленні укосу

### 1. Особливості роботи протиерозійних геосинтетичних матеріалів

Динамічна дія крапель дощу, які падають на поверхню ґрунту, може перевищувати міцність ґрунту на зсув. Як тільки ґрунтові частинки відділені від масиву, вони захоплюються поверхневими водними потоками і зносяться в понижені місця рельєфу де й відкладаються. Аналогічним є механізм вітрової ерозії. Транспортуюча сила водних і вітрових потоків, залежно від розміру частинок ґрунту і кам'яного матеріалу, наведена на рис. 3, звідки слідує, що пилуваті та піщані часточки ґрунту розміром 0,1 – 0,2 мм можуть виноситися не водним потоком але і вітровими поривами при їх швидкості 15 – 20 м/с [3].

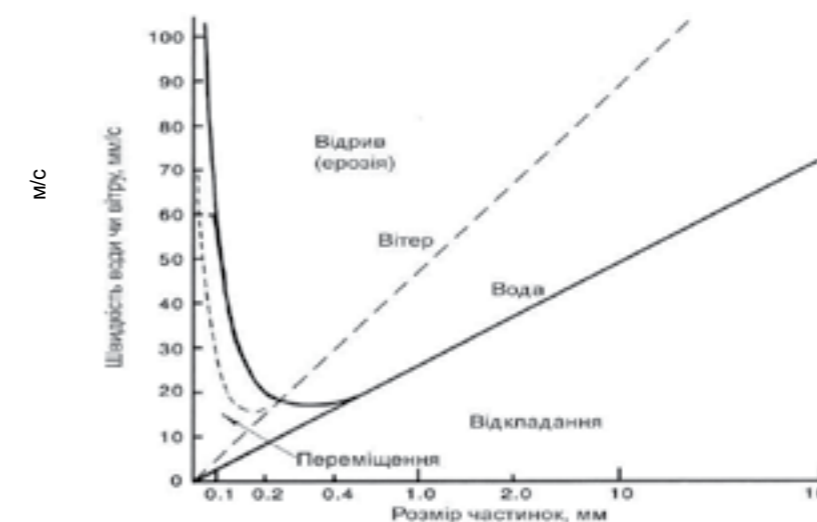


Рисунок 3 - Транспортуюча сила води і вітру

Запобігання ерозії з використанням геосинтетиків можливе:

- при не підтоплених укосах – завдяки укріпленню кореневої системи, при якому геосинтетичне полотно утримує рослинний ґрунт та насіння трав на крутому укосі й сприяє проростанню коріння рослин;
- при підтоплених укосах – завдяки привантаженню крупноуламковим матеріалом при якому геосинтетик розділяє зернисті шари та фільтрує ґрунт, що особливо важливо при ерозії хвилями, що набігають.

Тому, залежно від параметрів схилу та способу його захисту, висуваються різні критерії щодо вибору геосинтетиків.

Для схилів, які повинні задовольняти естетичним вимогам, доцільним є укріплення з допомогою рослинного шару. В такому випадку основними характеристиками геосинтетичного матеріалу є його просторова структура й пустотність, міцність волокон та міцність їх з'єднання, гнучкість полотна, хімічна, біологічна й ультрафіолетова стійкість матеріалу.

Протиерозійний захист берегів водойм вимагає геосинтетичного матеріалу іншого типу: з функцією фільтра, який утримує ґрунтові частинки від вимивання, пропускаючи воду і не створюючи небажаного надлишкового порового тиску води. Такий геосинтетичний фільтр заміняє традиційний зернистий фільтр під габіонами, крупноуламковою засипкою чи бетонними плитами.

Найбільш ефективними для протиерозійного захисту не підтоплених укосів є геосинтетичні мати, які мають велику пустотність, та їх різновиди, підсилені геогратками, геотекстилем чи армуючими волокнами, які інтегровані в геомат в поздовжньому напрямку. Для підтоплених укосів, які піддаються динамічній дії хвиль, ефективними є геомати, заповнені кам'яним фракційним матеріалом, та неткані термічно скріплені геотекстилі, як прошарок між тілом укосу та крупноуламковою накидкою чи бетонними блоками. Протиерозійні геосинтетичні мати

підсилюють кореневу систему рослин і забезпечують стійкість рослин до швидкого потоку води (наприклад, 6 м/с).

Тримірні протиерозійні геосинтетичні мати утримують ґрунти, вологу й насіння трав на нахилених поверхнях і тим самим сприяють проростанню рослин. Принциповою областю їх застосування є водовідвідні канали, круто нахилені водовипуски і захист укосів насипів/виїмок від ерозії інтенсивними атмосферними опадами. Мати є ефективними для захисту в умовах нетривалих злив. Однак їх не використовують для захисту в умовах довготривалого потоку, де більш ефективними є жорстко армуючі протиерозійні системи.

Необхідність застосування протиерозійного захисту залежить від швидкості потоку і гранулометричного складу ґрунту основи (рис. 4) [4].

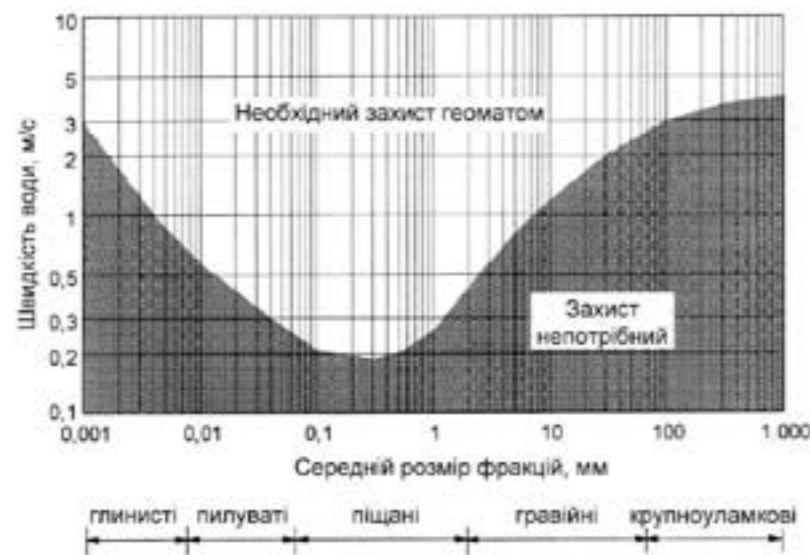


Рисунок 4 - Необхідність застосування протиерозійного захисту за допомогою геосинтетичних матів

Необхідність захисту укосу геосинтетичними матеріалами при реконструкції автомобільних доріг обумовлена умовами будівництва, а саме наявністю можливого підтоплення та розмиву зі сторони річки, значними поздовжніми уклонами та необхідністю влаштування віражу, швидкими темпами будівництва насипу із незв'язного піску, наявністю високих насипів (до 12 м), поганим приживленням рослинності поверх піщаного шару, тому часто виникає необхідність товстого шару засипки (15...30 см) над геосинтетиком для забезпечення проростання рослинності, можливості розмиву укосу в період несформованого дернового покриву та у весняний період розмерзання укосу.

### 2. Переваги застосування протиерозійного захисту об'єктів

Завдяки контролю ерозії забезпечуються:

- загальна стійкість укосів насипів і виїмок внаслідок зменшення кількості інфільтрованої води в тіло укосу;
- захист поверхні укосу від розмивання поверхневими водами;
- продовження строку служби водовідвідних лотків і каналів;
- естетичність ґрунтових конструкцій завдяки можливості закріплення і розвитку рослинності навіть на досить крутих укосах.

Інтенсивність ерозії залежить від гранулометричного складу ґрунту, крутизни укосу, швидкості та кількості води, яка стікає по укосі. У випадку берега водойми показниками також є інтенсивність набігання хвиль на берег та швидкість течії.

**3. Розрахунок стійкості протиерозійного захисту.** Розрахунок стійкості протиерозійного захисту виконано згідно теоретичних положень запропонованих на 8-ій Міжнародній конференції по використанню геосинтетики (Кернером і Сунгом, 2005) [8] (рис. 5).

#### 3.1. Вихідними даними для розрахунку є:

Характеристики укосу. закладення 1:m або  $\beta$  - кут нахилу, °;

H – висота насипу, м;

Характеристики ґрунту насипу:

$\gamma_g$  – щільність ґрунту привантаження, кН/м<sup>3</sup>;

$\varphi$  – кут внутрішнього тертя ґрунту засипки, °;

$c_a$  – зчеплення ґрунту насипу, кН/м<sup>2</sup>.

Характеристики ґрунту для привантаження:

$\gamma_2$  – щільність ґрунту привантаження, кН/м<sup>3</sup>;

$\varphi_2$  – кут внутрішнього тертя ґрунту засипки, °.

Характеристики взаємодії ґрунту та геосинтетики:

$\delta$  – кут внутрішнього тертя між ґрунтом і геомембраною, °;

$c_s$  – зчеплення між ґрунтом засипки і геоматом кН/м<sup>2</sup>.

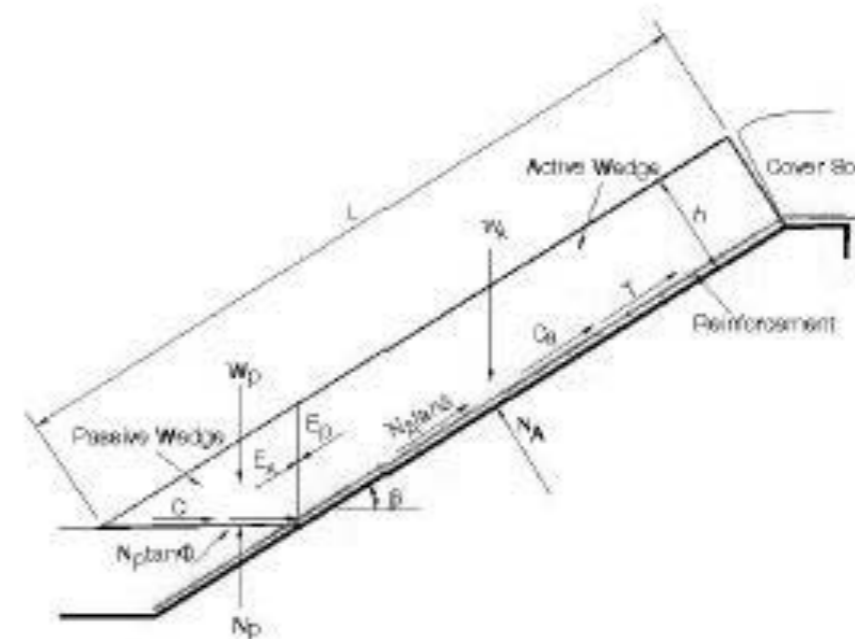


Рисунок 5 - Розрахункова схема для оцінки стійкості протиерозійного захисту (Кернер і Сунг, 2005)

### 3.2. Алгоритм розрахунку.

Активний тиск ґрунту визначається за формулою

$$W_a = \gamma_g \cdot h^2 \left( \frac{L_y}{h} - \frac{1}{\sin(\beta)} - \frac{\text{tg}(\beta)}{2} \right),$$

$$N_a = W_a \cdot \cos(\beta),$$

$$C_a = c_a \cdot \left( L_y - \frac{h}{\sin(\beta)} \right).$$

Для встановлення пасивного тиску ґрунту використовують формули

$$W_p = \left( \frac{\gamma_g \cdot h^2}{\sin(2 \cdot \beta)} \right),$$

$$C_p = \left( \frac{c_g \cdot h}{\sin(\beta)} \right).$$

Розглядаючи рівновагу укосу (рис. 6) отримується

$$a = (W_a - N_a \cos(\beta)) \cdot \cos(\beta),$$

$$b = (W_a - N_a \sin(\beta)) \cdot \sin(\beta),$$

$$c = (C_a - N_a \text{tg}(\delta)) \cdot \sin^2(\beta) \cdot \text{tg}(\varphi)$$

Коефіцієнт запасу отримується в результаті розв'язку квадратного рівняння

$$FS = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a},$$

Отриманий коефіцієнт запасу має бути більшим від нормативного коефіцієнту запасу протиерозійного захисту  $[K_H]=1,2 \dots 1,5$  в залежності від важливості об'єкту.

### 3.3. Приклад розрахунку.

Наприклад, при заданих вихідних даних:  $H=6$  м;  $m=1,75$ ;  $\beta=29,75^\circ$ ;  $L_y=10,5$  м;  $\gamma_g = 15,2$  кН/м<sup>3</sup>;  $c_a = 2$  кПа;  $\gamma_2 = 15,0$  кН/м<sup>3</sup>;  $\varphi_2 = 12^\circ$ ;  $c_2 = 10$  кПа;  $\delta = 23^\circ$ ;  $c_s = 0,2$  кПа; та  $h=0,15$  м отримується  $W_a=23,15$  кН/м;  $N_a=20,10$



кН/м;  $C_a=2,04$  кН/м;  $W_p=0,397$  кН/м;  $C_p=0,605$  кН/м;  $a = 4,948$ ,  $b = -6,744$  кН/м;  $c = 1,626$  кН/м і коефіцієнт запасу рівний  $FS=1,05$  тому умова рівноваги не виконується.

При заданих значеннях характеристик ґрунту протиерозійний захист не забезпечено (рис. 6а) і необхідно армування укосу геоматом.

Таким чином, можна зробити висновок, що при товщині засипки 7 см, умова граничного стану виконується до висоти насипу 8 м. При більшій товщині засипки необхідне додаткове армування геогратками, геосотами, термоскріпленими геотекстилями та додаткове врахування підсилюючого ефекту геомату. При товщині засипки більше 15 см коефіцієнт запасу менше 1,2 отримується вже при висоті насипу більше 2,5 м, тому необхідне застосування геомату.

Розрахункова характеристика геосинтетичного матеріалу в загальному визначається за формулою

$$T_d = T_f / \sum_i^n A_i \text{ або } T_d = \frac{T_f}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot K_3}, [\text{кН/м}], \quad (5)$$

де  $T_d$  - проектна (розрахункова) міцність при розриві;

$T_f$  - характерне значення міцності при розриві при випробуваннях згідно ISO EN 10319 (короткострокове значення);

$F_{tc} (A_1)$  - частковий коефіцієнт довготривалої повзучості, залежить від матеріалу геосинтетика: для поліестеру – 2,5; для поліпропілену – 5,0; для поліаміду – 2,86; для поліетилену – 5,0.  $F_{comp} (A_2)$  - частковий коефіцієнт пошкодження при влаштуванні шару;

$F_{con} (A_3)$  - частковий коефіцієнт зв'язків;

$F_{env} (A_4)$  - частковий коефіцієнт впливу зовнішнього середовища (хімічні, біологічні та ін. фактори);

$K_3$  - коефіцієнт безпеки (залежить від відповідальності споруди чи конструкції і умов навантаження). Для відповідальних конструкцій приймається не менше 1,5, для менш відповідальних - 1,2.

В табл. 1 наведено-технічні характеристики двох марок об'ємних геоматів із поліамідних ниток для захисту укосів.

Таблиця 1 - Технічні характеристики об'ємний геомат із поліамідних ниток Enkamat®

Характеристики	Од.вимі р.	Enkamat 7010	Enkamat 7018
Товщина, 0,5 кПа	мм	10	18
Товщина, 2 кПа	мм	10	17
Поверхнева щільність матеріалу	г/кв.м	260	290
Міцність матеріалу	кН/м	1,6	1,8
Межа міцності з'єднань	кН/м	0,8	0,7
Колір		чорний	
Діапазон робочих температур	°С	от - 30 до + 80°С	
Температура плавлення	°С	+ 214	+ 214
Токсичність		не токсичний	
Довжина	м	150	120
Ширина	м	1,0	1,0
Площа	кв.м	150	120
Вага бруто рулону	кг	40	35
Діаметр рулону	м	1,2	1,1

При використанні геомату марки **Enkamat 7018**, що має міцність 1,8 кН/м, за формулою 3 отримано розрахункове значення міцності при розриві

- в поперечному напрямку:

$$T_d = \frac{1,8}{1,0 \cdot 1,05 \cdot 1,00 \cdot 1,05} = 1,633 \text{ кН/м.}$$

Результати розрахунку укосів з врахуванням ефекту підсилення геоматом наведено на рис. 6б.

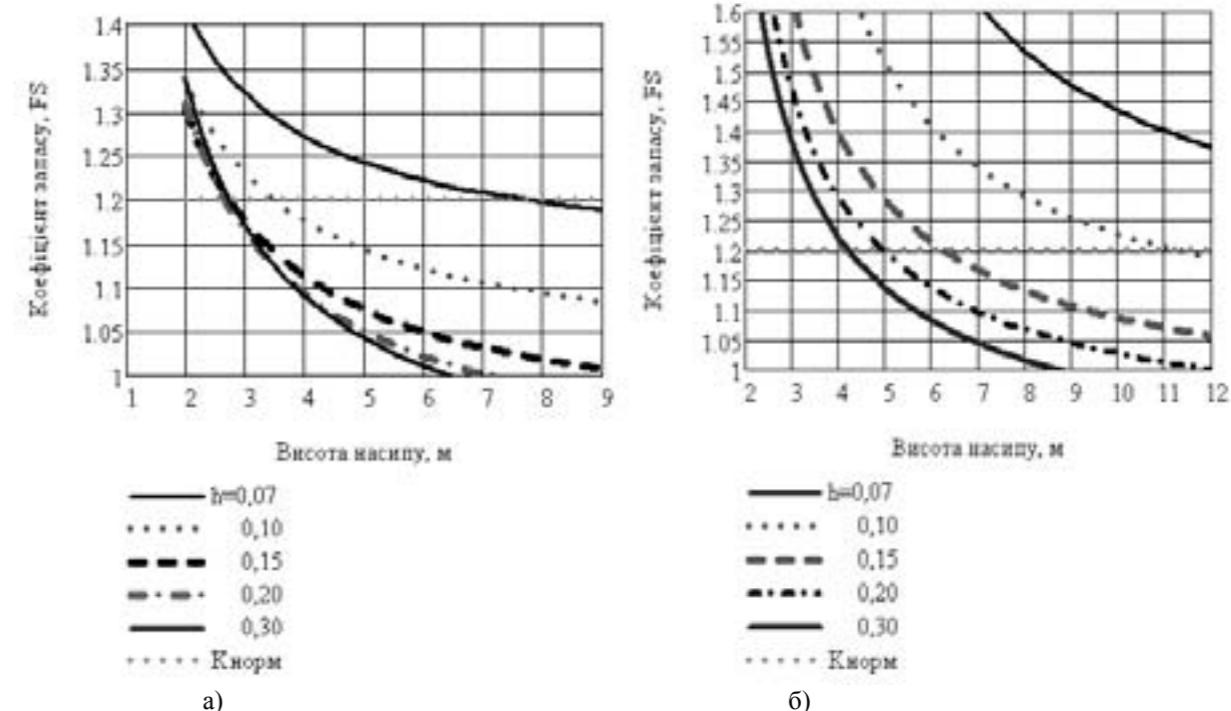


Рисунок 6 - Вплив товщини засипки над геоматом на коефіцієнт запасу при різній товщині насипу а) без геосинтетика; б) при врахуванні армуючої здатності геомату

Засипка шаром родючого ґрунту при заданих умовах будівельної ділянки, характеристиках ґрунту насипу і ґрунту засипки та врахуванні підсилюючої дії геомату допускається до 4,2 м товщиною не більше 30 см, до 6,3 товщиною не більше 15 см і до 11,1 м товщиною не більше 10 см. При товщині засипки до 7 см стійкість протиерозійного насипу при заданих вихідних даних забезпечена з достатнім запасом.

При перезволоженні ґрунту за рахунок інтенсивних опадів характеристики змінюються.

Розрахунки показують, що при водонасиченні ґрунту при врахуванні підсилюючої дії геомату допускається висота насипу до 2,2 м при товщині засипки не більше 30 см, до 2,8 при товщині не більше 15 см і до 4,9 м при товщині не більше 10 см. При товщині засипки до 7 см стійкість протиерозійного насипу при заданих вихідних даних стійкість забезпечена до висоти насипу до 8,4 м.

## ВИСНОВКИ

Виконання робіт по захисту укосів, необхідно проводити не пізніше як за 3 місяці до закінчення вегетаційного періоду, для того щоб забезпечити проростання трав'яного покриву. Крім того, необхідно враховувати, що висока пористість не ущільненого ґрунту засипки над геоматом може призвести до надмірного перезволоження поверхні укосів в осінній період під час випадання дощів або інтенсивних злив, та локальної втрати стійкості насипу в подальшому.

В ході виконання робіт необхідне строге дотримання технологічного регламенту на вкладання протиерозійного мату. Порушення норм технологічного регламенту в подальшому може призвести до руйнування укосів, яке відбувається в результаті сповзання родючого шару ґрунту, що призводить до розривання протиерозійних геоматів та послідуючого утворення вимоїн у місцях розриву геоматів.

Основну увагу необхідно приділяти таким особливостям технології виконання робіт під час будівництва:

- під час вкладання геомату **обов'язково влаштовуються** анкерні канали із засипкою щільним матеріалом для фіксації геомату по верху та низу укосів;

- геомат необхідно заводити на 30 – 40 см до верху та низу укосів. (Згідно з технологічного регламенту геомат необхідно заводити до самого верху та низу укосів і фіксувати в анкерних каналах нагельми);

- елементи кріплення «нагелі» виготовляються безпосередньо на об'єкті, згідно рекомендацій поставщика і повинні відповідати рекомендованим, а їхня кількість має бути достатньою для оптимального закріплення геомату на укосі.

- не дозволяється відсипка поверх протиерозійного геомату не ущільненого шару родючого ґрунту товщиною 15 – 30 см, замість рекомендованих 5 – 15 см, при такій товщині (15-30 см) необхідно додатково ущільнювати ґрунт. Згідно регламентів на укладку матеріалу (без врахування міцності геомату) максимальна товщина шару засипки становить 7 см.

- засипка шаром родючого ґрунту при заданих умовах будівельної ділянки та характеристиках ґрунту насипу і ґрунту засипки допускається до 4,2 м товщиною не більше 30 см, до 6,3 товщиною не більше 15 см і від 6,3 до 11,1 м товщиною не більше 10 см. Для забезпечення прийнятих характеристик ґрунту засипки рекомендується легке прикочування його при оптимальній вологості (з розбризкуванням води за допомогою форсунок), зразу ж після укладки.

Результати досліджень пройшли перевірку на практиці. Розроблено ряд рекомендацій по влаштуванню протиерозійного захисту при реконструкції автомобільних доріг державного значення (Київ – Одеса, Київ –

Харків – Довжанський в Полтавській обл., Київ - Чоп в Ровенській обл., тощо) та технологічний регламент на вкладання поліамідних геоматів Enkamat® для протиерозійного захисту укосів та схилів [9-10].

#### ЛІТЕРАТУРА

1. ВБН В.2.3.-218-544-2008 "Споруди транспорту. Матеріали геосинтетичні в дорожньому будівництві. К.: Укравтодор, 2008. – 122 с.
2. Reinforced soil slopes and embankments / Strata Systems Inc., Georgia, USA, 2002, 36 p.
3. DuPont Tyrap® SF Geotextile: Technical Handbook / DuPont 05/2002, 64 p.
4. Geotextile filter design, application, and product selection guide / Mirafi, USA, 2005, 12 p.
5. Christopher B., Zhao A., Design manual for roadway geocomposite underdrain systems / Contech Construction Product Inc., 2001, 37 p.
6. Cedergren, H.R., Seepage, Drainage and Flow Nets, J. Wiley and Sons, New York, 1989.
7. Erosion and sediment control / Alaska Highway Drainage Manual, June, 2004, 87 p.
8. Koerner R.M. Designing with Geosynthetics. – New Jersey.– 5<sup>th</sup>, – 2005.- 796 с. 15.
9. www.geosvit.com.ua.
10. www.hydrozahist.com.

УДК 625.7/8

Гамеляк І.П., д-р техн. наук, Дмитренко Л.А., Шатило Т. В., Строкач С.Л.

#### ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ШВИДКОСТІ НАВАНТАЖЕННЯ ТА ШИРИНИ ЗРАЗКА НА МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ТЕРМОСКРІПЛЕНОГО ГЕОТЕКСТИЛЮ.

**Анотація.** Розглянуті методи випробувань сучасних геосинтетичних матеріалів (ГМ). Для встановлення впливу параметрів випробувань (швидкості деформування та ширини зразка) на механічні властивості ГМ, проведені випробування нетканних термоскріплених геотекстилів Tyrap різних марок. Представлена методика і результати проведених досліджень. Розроблені програмні модулі в прикладних пакетах (Mathcad і EXEL) для розрахунків граничної міцності та відносного видовження під час розтягання ГМ випробуваних при різних параметрах.

**Ключові слова:** геотекстиль, швидкість деформування, навантаження при розриві, швидкість навантаження, відносна деформація, видовження при граничній міцності, ширина випробного зразка.

**Аннотация.** Рассмотрены методы испытаний современных геосинтетических материалов (ГМ). Для установления влияния параметров испытаний (скорости деформирования и ширины образца) на механические свойства ГМ, проведены испытания нетканых термоскрепленных геотекстиля Tyrap различных марок. Представлена методика и результаты проведенных исследований. Разработаны программные модули в прикладных пакетах (Mathcad и EXEL) для расчетов предельной прочности и относительного удлинения при растяжении ГМ испытываемых при различных параметрах.

**Ключевые слова:** геотекстиль, скорость деформирования, нагрузки при разрыве, скорость нагружения, относительная деформация, удлинение при предельной прочности, ширина испытательного образца.

**Annotation.** Considered methods for testing modern geosynthetic material (GM). To establish the influence of test parameters (rate of deformation and the width of the sample) on the mechanical properties of the GM tested nonwoven geotextiles termoskriplenyh Tyrap different brands. The presented method and results of the studies. The software modules in application packages (Mathcad and EXEL) to calculate the marginal strength and relative elongation during stretching GM tested with different parameters.

**Keywords:** geotextile, the rate of deformation, stress at break, load speed, relative deformation, elongation at marginal strength, width test specimen.

**Мета випробувань:** Дослідження впливу швидкості навантаження та ширини випробного зразка на показники міцності та видовження під час розтягання термоскріпленого нетканого геотекстилю в лабораторних умовах.

**Обґрунтування роботи.** Згідно з EN ISO 10319 «Геотекстиль. Випробування на міцність при розтягненні широкої смуги», регламентована робоча ширина зразків при випробуваннях 200 мм, довжина 100 мм, швидкість навантаження (переміщення затискача) регулюють так, щоб забезпечити швидкість деформування, як мінімум 20%/хв вимірної довжини. Швидкість деформування (V, %/хв.) визначається за формулою

$$V = \frac{\Delta l}{l_0 \cdot t} \cdot 100\%, \quad (1)$$

де  $l_0$  - робоча довжина проби, мм; t - час випробування, хв;  $\Delta l$  - приріст видовження на момент граничної міцності, мм.

Національним стандартом ДСТУ EN ISO 10319 [1] для проведення випробувань регламентовані такі ж параметри. Враховуючи, що лабораторії підприємств і науково-дослідних інститутів здебільше оснащені розривними машинами з недостатньою потужністю по навантаженню та обмеженими можливостями затискачів проб (забезпечують затискання проб шириною до 100мм) в національних стандартах України на геотекстильні матеріали внесені доповнення стосовно робочої ширини проб - допускається ширина проб від 50 мм [3-4]. Швидкість навантаження в різних нормативних документах на методи випробувань встановлена від 20 до 100 мм/хв [5-6].

Іноді під час вхідного контролю споживачі геотекстильних матеріалів отримують результати, які не відповідають технічним характеристикам продукції наданими постачальниками, останні не визнають недостатню якість продукції, а посилаються на різницю в параметрах випробувань.

Багаторічний досвід випробувань показав, що в більшості випадків характеристики при розтяганні геотекстильних матеріалів надані постачальниками продукції і отримані при вхідному контролі споживачам співпадають.

Питанню впливу параметрів випробувань текстильних матеріалів на характеристики отримані при розтяганні присвячені роботи багатьох дослідників [7], на основі яких можна зробити наступні загальні висновки:

- з збільшенням ширини зразка спостерігається зростання навантаження при розриві. Приблизно до ширини зразка 50 мм навантаження при розриві збільшується в прямолінійній залежності;
- при більш широких зразках на показники навантаження і видовження при розриві більше впливають такі фактори як збільшення числа дефектів, нерівномірність розподілу зусиль, нерівномірність по щільності матеріалів, тому національними стандартами України при визначенні розривних характеристик тканин трикотажних і нетканних полотен встановлена ширина – 50мм;
- із збільшенням швидкості навантаження при визначенні характеристик при розтяганні збільшується показник навантаження і зменшується видовження вимірюваного зразка.

Для усунення сумнівів, щодо збіжності результатів випробувань отриманих при обраних для вимірювань шириних випробних зразків і швидкостях навантаження при розтяганні ( від 20 до 100мм/хв.) проведенні дослідження впливу параметрів випробування на характеристики при розриві нетканних геотекстильних матеріалів.

#### Об'єкти досліджень і методика проведення роботи.

Для проведення дослідження обрані неткані термоскріплені геотекстильні полотна Tyrap виробництва DuPont марок SF 40, SF 56, SF 77, які за властивостями та структурою відображають побудову промислового асортименту виробництва геотекстильних нетканних матеріалів.

Експеримент проведений за наступним планом:

- 1) визначені, при вибраних параметрах випробувань кожної марки вибраних полотен :
  - гранична міцність, (кН/м);
  - навантаження при видовженні на 5 %;
  - видовження при граничній міцності;
  - час видовження проби до граничної міцності, (хв);
  - швидкість деформації проби (%/хв);

Параметри випробувань вибирали виходячи з регламентованих різними стандартними, а саме:

- довжина проби, (мм) – 100;
- ширина проби, (мм) - 50, 100, 200;
- швидкість навантаження (пересування нижнього затискача) (мм/хв) - 20, 50, 100.

Значення граничної міцності (P, кН/м) проб різної ширини розраховувались за формулою:

$$P = \frac{P_0 \cdot 1000}{Ш}, \quad (2)$$

P0 – навантаження при граничній міцності під час розтягування, кН

Ш – ширина проби, мм.

Відносне видовження (ε, %) при граничній міцності визначалось за формулою:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \cdot 100\%, \quad (3)$$

де  $\Delta l$  - приріст довжини під час випробувань, мм.

$l_0$  - відстань між затискачами розривної машини, мм.

За отриманими вимірами показників навантаження і видовження при граничній міцності визначені:

- середні арифметичні значення серії випробувань:

$$X_{cp} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}, \quad (4)$$

n - число випробувань.

Додатково розраховувалась невизначеність (невизначеність вимірювань - це параметр, що пов'язаний з результатом вимірювання і характеризує розсіяння значень, які могли б бути обґрунтовано приписані вимірюваній величині);

- стандартну невизначеність (середнє квадратичне відхилення) ( $U_{cm}$ ), розраховували за формулою :

$$U_{cm} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - X_{cp})^2}{n-1}}, \quad (5)$$

Межа розширеної невизначеності (U):

$$U = K \cdot U_{cm}, \quad (6)$$

Для рівня довіри  $p=0,95$  коефіцієнт охоплення становить  $K=2$ .

#### Результати випробувань і їх аналіз.

Випробування виконані в лабораторії АДВЛ «ТЕКСТИЛЬ ТЕСТ» КНУТД. За методикою наведеною вище випробовувались дані марки геотекстилів (результати наведені в (табл.1).

Таблиця 1 - Характеристики досліджених марок нетканого термоскріпленого геотекстилю Тураг

Показники властивостей	Од. вим.	SF 40	SF 56	SF 77
Поверхнева щільність	г/м <sup>2</sup>	136	190	260
Товщина при навантаженні 2 кН / м <sup>2</sup>	мм	0,45	0,54	0,65
Товщина при навантаженні 200 кН / м <sup>2</sup>	мм	0,39	0,48	0,59
Розривне навантаження при подовженні	кН/м	8,5	12,8	20
Видовження при розриві	%	60	65	70
Навантаження при 5%-ому видовженні	кН/м	4	5,7	8,1
Абсорбція енергії при розриві	кН/м	4	7	11
Продавлювання пуансоном (CBR)	Н	1340	1950	2800
Продавлювання конусом	мм	29	24	25
Грейферних міцність	Н	745	1100	1680
Навантаження при розриванні	Н	370	460	475
Навантаження при розриві	Н	1272,7	2014,5	3123,2

За результатами визначення залежності «розтягуюче навантаження - відносна деформація» при зміні швидкості навантаження та ширини зразка для TYPAR SF 40, SF 56 та SF 77 розраховані: середні значення показників, середньоквадратичні відхилення (СКВ), коефіцієнти варіації характеристик геотекстилю (міцності на розрив, відносного видовження, міцності при деформації 5% тощо). Результати обробки даних випробувань по визначенню розтягуючого навантаження від швидкості розтягання 1 - 20мм/хв.; 2 - 50мм/хв.; 3 - 100мм/хв. наведені на рис. 1 - 3.

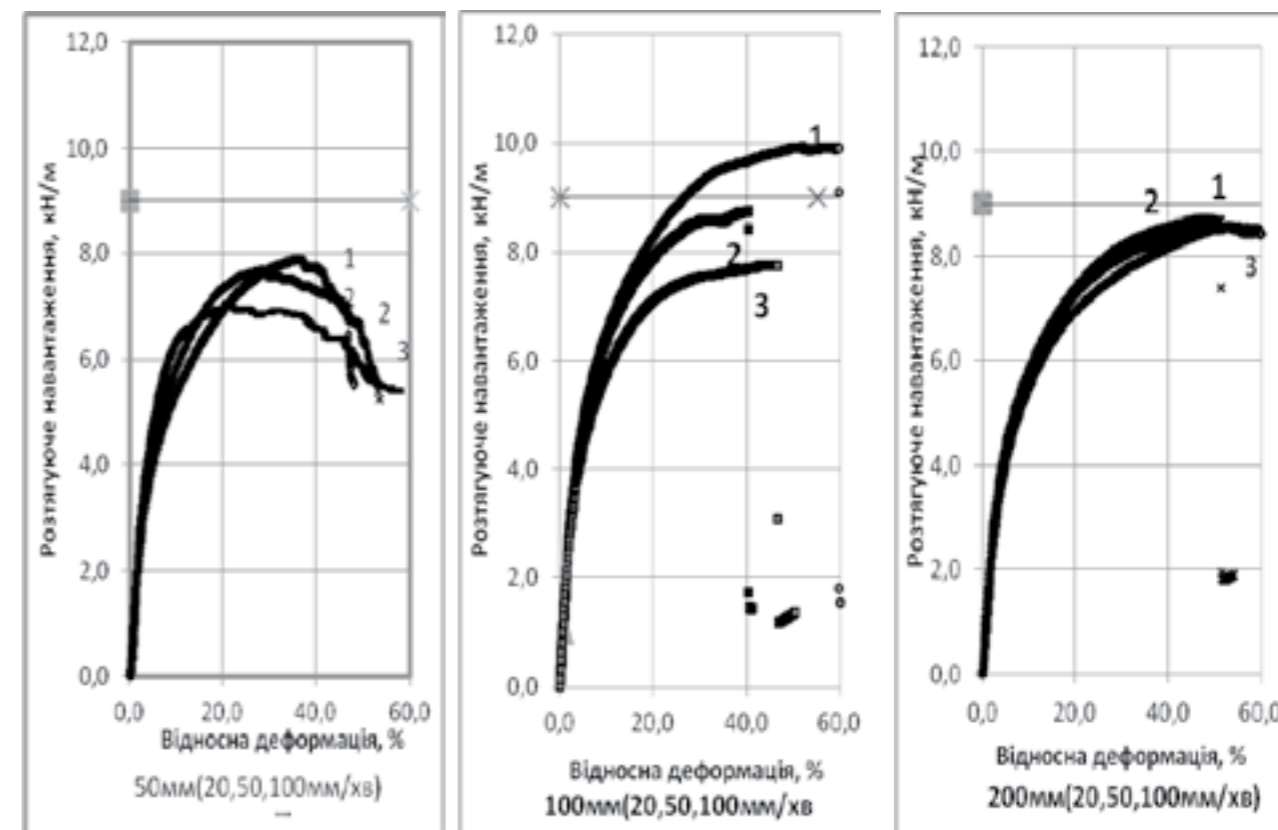


Рисунок 1 - Залежність «розтягуюче навантаження – відносна деформація» при зміні швидкості навантаження та ширини зразка TYPAR SF -40

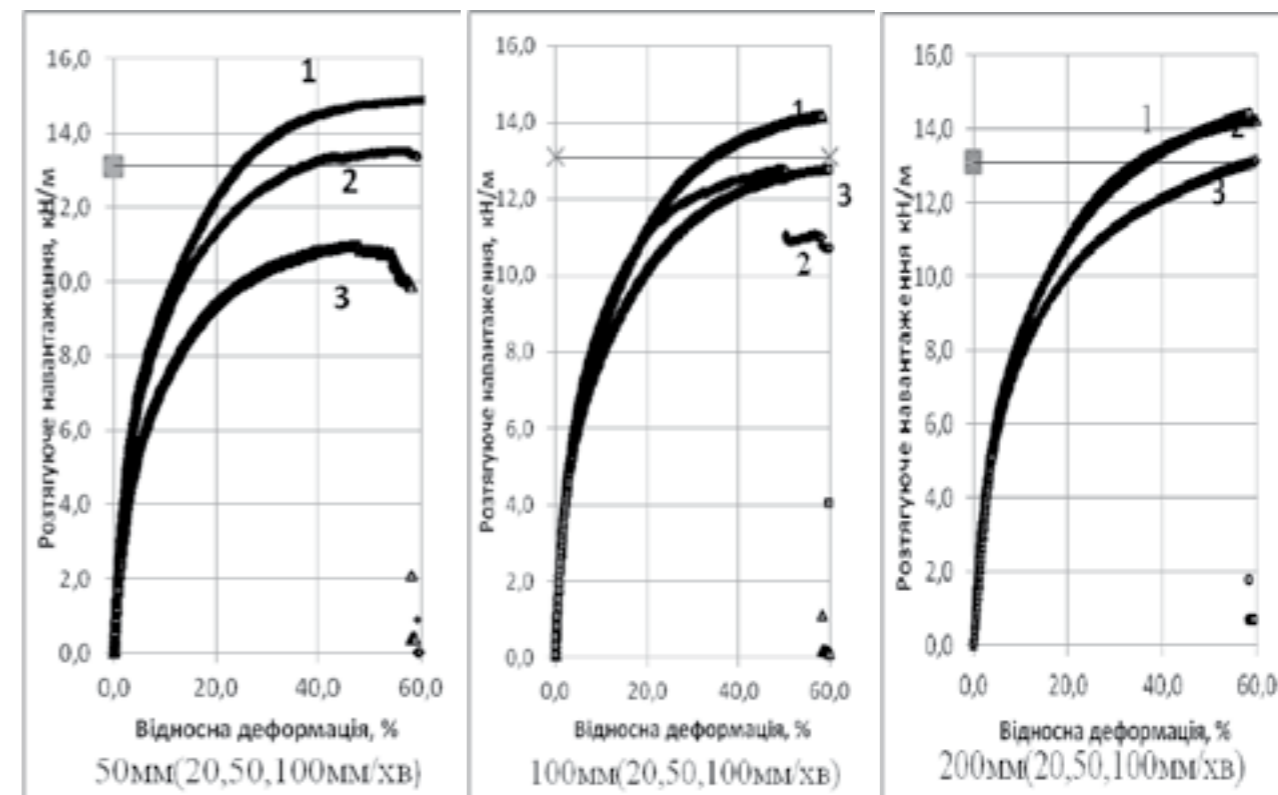


Рисунок 2 - Залежність «розтягуюче навантаження – відносна деформація» при зміні швидкості навантаження та ширини зразка TYPAR SF -56

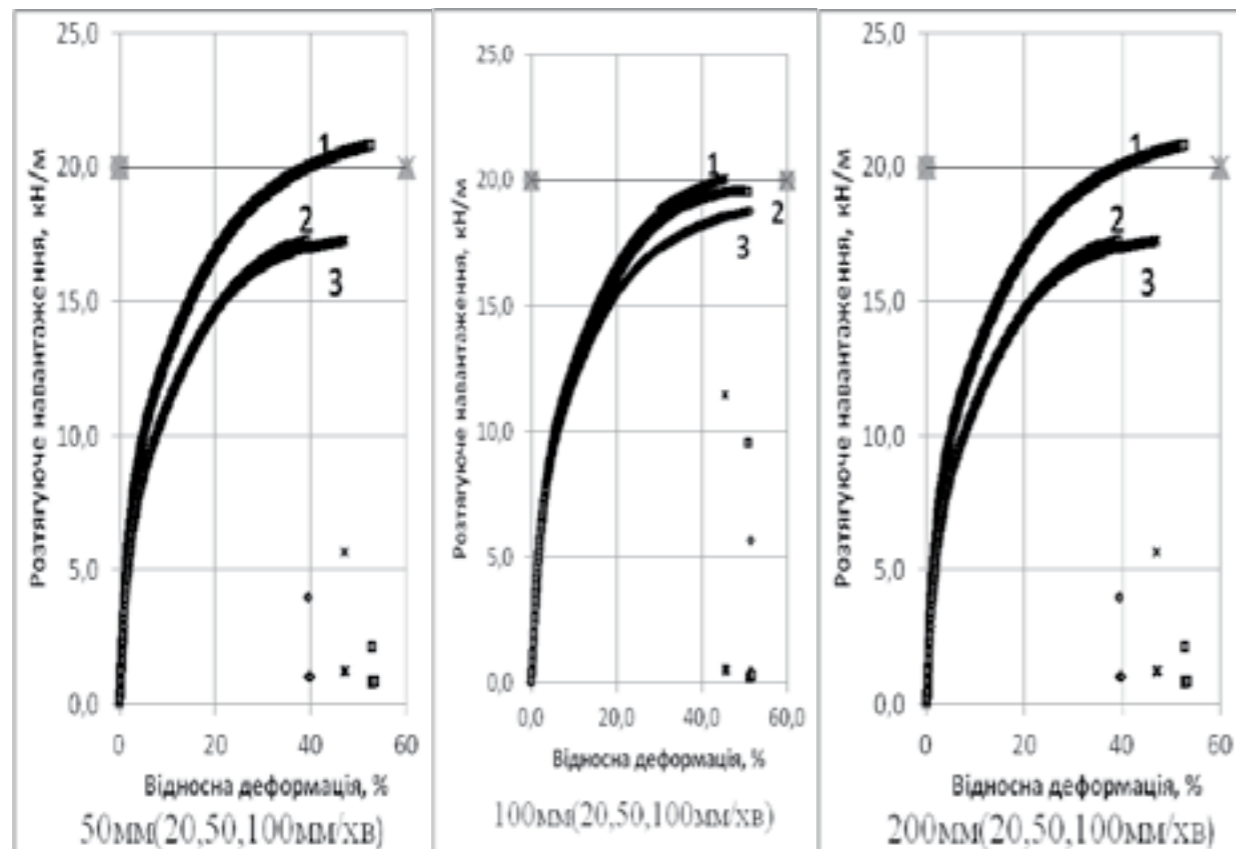


Рисунок 3 - Залежність «розтягуюче навантаження – відносна деформація» при зміні швидкості навантаження та ширини зразка TYPAR SF -77

Виходячи з результатів виконаної обробки даних випробувань зразків ГМ марки SF 40 отриманих при різних швидкостях навантаження V=20, 50, 100 мм/хв і різній ширині випробних зразків 50мм, 100мм і 200мм можна зробити такі висновки:

1. Показники граничної міцності і видовження при граничній міцності термоскріплених нетканних полотон TYPAR визначені при ширині зразків 50, 100 і 200 мм і швидкості навантаження 20, 50, 100 мм/хв знаходяться в одних межах невизначеності.
2. Середні значення розривних характеристик значно залежать від розсіювання результатів випробувань. Наприклад, значення коефіцієнту варіації для марки SF 40 лежать в межах:
  - від 7,3% до 11,3% в середньому 8,2% для ширини 50мм;
  - від 6,4 до 24,3 в середньому 10,5% для 100мм;
  - від 8,1 до 11,6 в середньому 10,2% для 200мм.
3. Введення в номенклатуру технічних характеристик нормативних показників межі невизначеності і коефіцієнта варіації дозволить точніше оцінювати характеристики при розриві полотон.
4. Швидкості навантаження при випробуванні визначені в мм/хв і %/хв. (за EN ISO 10319) співпадають.
5. Швидкості навантаження при випробуваннях зразків регламентуються національними стандартами 50 мм/хв, відповідає вимогам EN ISO 10319.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ EN ISO 10319.Геотекстиль. Методи випробування на розтяг широкою смугою.
2. ДСТУ ISO 9073-3-2003 Матеріали текстильні. Методи випробування нетканних матеріалів. Частина 3. Визначення розривного навантаження та видовження під час розриву (ISO 90733:1989, IDT)
3. ВБН В. 2.3.-218-544-2008. Споруди транспорту. Матеріали геосинтетичні в дорожньому будівництві.
4. СОУ 45.2-00018112-025:2007. Матеріали геосинтетичні. Методи випробувань.
5. ГОСТ 3813-72 (ИСО 5081-77, ИСО 5082-82) Материалы текстильные. Ткани и искусственные изделия. Методы определения разрывных характеристик при растяжении (с Изменениями N 1, 2, 3).
6. ГОСТ 8847-85 п 2.3.5. Полотна нетканые. Методы определения прочности
7. Кукин Г Н., Соловьев А.Н. Текстильное материаловедение. – М.:Легкая индустрия, 1964. – 377 с.

Дубик О.М.

#### РОЗРАХУНОК НА МІЦНІСТЬ ЗАХИСНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ОБОЙМ БЕЗНАПІРНИХ ТРУБ ДОЩОВИХ МЕРЕЖ ВІД ДІЇ ДОРОЖНЬОГО ПОКРИТТЯ І ТИСКУ ТЯГАЧА НК-80

**Анотація.** Виконано розрахунок на міцність захисних залізобетонних обойм безнапірних труб дощових мереж виадука термінального комплексу «Д» Міжнародного аеропорту «Бориспіль». Запропоновано алгоритм інженерного розрахунку вільно розміщеної балки-обойми на пружній основі за методом початкових параметрів з використанням гіперболо-тригонометричних функцій. Для визначення вимогливості точності та достовірності результатів розрахунків для різних граничних умов застосований найбільш ефективний чисельний метод скінченних елементів. Для цього за результатами інженерного розрахунку визначаються параметри еквівалентного перерізу балки-обойми скінченної довжини і виконуються розрахунки за МСЕ із різними схемами навантаження за алгоритмами, що виконані в [1]. За отриманими результатами розрахунків сформульовані пропозиції для проектування залізобетонних обойм прямокутного перерізу для безнапірних труб з дощової каналізації різних діаметрів.

**Ключові слова:** Міцність захисних залізобетонних обойм, дорожнє покриття, безнапірні труби, дощова мережа, виадук.

**Аннотация.** Выполнен расчет на прочность защитных железобетонных обойм безнапорных труб дождевых сетей виадука терминала «Д» Международного аэропорта «Борисполь». Предложен алгоритм инженерного расчета свободно размещенной балки-обоймы на упругом основании методом начальных параметров с использованием гиперболо-тригонометрических функций. Для определения требовательной точности и достоверности результатов расчетов для различных граничных условий применен наиболее эффективный численный метод конечных элементов. Для этого по результатам инженерного расчета определяются параметры эквивалентного сечения балки-обоймы конечной длины и выполняются расчеты по МСЭ с различными схемами нагрузки по алгоритмам, выполненным в [1]. По полученным результатам расчетов сформулированы предложения для проектирования железобетонных обойм прямоугольного сечения для безнапорных труб с дождевой канализации различных диаметров.

**Ключевые слова:** Прочность защитных железобетонных обойм, дорожное покрытие, безнапорные трубы, дождевая сеть, виадук.

**Annotation.** The calculation of the strength of the protective concrete clips pressurized pipe networks rain viaduct terminal "D" International airport "Borispol". The algorithm engineering calculation freely placed beams-clips on elastic foundation by the method of initial parameters using hyperbole-trigonometric functions. To determine the demanding accuracy and reliability of simulation results for different boundary conditions applied most efficient numerical method of finite elements. To do this, the results of engineering calculations determined parameters of the equivalent section beams-clips finite length and performed calculations with different schemes ITU load on algorithms that are taken in [1]. According to the results of calculations set out proposals for the design of reinforced concrete rectangular clips for free-flow of rain water pipes of different diameters.

**Keywords:** strength concrete protective clips, road surface, non-pressure pipes, rainwater network viaduct.

**Викладення основного матеріалу дослідження.** Для відводу води з приймальних лотків виадука термінального комплексу «Д» Міжнародного аеропорту «Бориспіль» до загальної мережі дощової каналізації запроєктовані труби типу PVC-USN 8 з матеріалу ПХВ [2] вторинного виробництва, які мають кільцеву жорсткість SN=8 кН/м<sup>2</sup> (0,8 тс/м<sup>2</sup>=0,08 кгс/см<sup>2</sup>). Значення кільцевої жорсткості відповідає граничному значенню питомого статичного навантаження ґрунту та дії транспортних засобів на поверхню труби, при якому деформація має пружний характер, а труба задовольняє вимогам своїх функціональних властивостей [3]. Виходячи з [2] сумарний тиск від дорожнього покриття і дії колісного навантаження тягача літаків НК-80 набагато перевищує кільцеву жорсткість труби «SN-8»:

$$D_A + D_D = 5,183 \frac{\delta \tilde{n}}{i^2} \gg 0,8 \frac{\delta \tilde{n}}{i^2}, \quad (1)$$

де  $P_D$  – тиск від конструкції дорожнього покриття;  $P_T$  – тиск на верх труби від дії колісного навантаження тягача НК-80.

Тому при використанні зазначеного типу труб на ділянках під дорогою треба застосувати захисну залізобетонну обойму, яка буде сприймати відповідне навантаження. Балка-обойма є скінченної довжини на пружній основі, схема навантаження і граничні умови якої представлені на рис.1. Тиск і погонне навантаження на поверхню балки-обойми визначено для покриття дороги першої категорії, що має наступний переріз:

- асфальтобетон дрібнозернистий, фракція 0-10 мм, товщина шару – 0,05 м; питома вага – 2,2тс/м<sup>3</sup>.
- асфальтобетон дрібнозернистий, фракція 0-25 мм, товщина шару – 0,06 м; питома вага – 2,2тс/м<sup>3</sup>.
- асфальтобетон крупнозернистий, фракція 0-40 мм, товщина шару – 0,10 м; питома вага – 2,2тс/м<sup>3</sup>.
- піщаний цементобетон, товщина шару - 0,15 м; питома вага – 2,0 тс/м<sup>3</sup>.
- щебінь оброблений бітумом, товщина шару – 0,25 м; питома вага – 1,65 тс/м<sup>3</sup>.
- гранітний відсів з додаванням цементу, товщина шару – 0,30 м; питома вага – 1,95 тс/м<sup>3</sup>.

- щебінь фракцією 20-40 мм, вдавнений в ґрунт, товщина шару – 0,40-0,50 м; питома вага – 2,26тс/м<sup>3</sup>.
- ущільнений ґрунт, товщина шару – 0,05 м; питома вага – 1,7 тс/м<sup>3</sup>.

Загальна товщина конструкції покриття становить 1,41 м.

Тиск від дорожнього покриття на поверхню балки-обойми, з урахуванням питомої ваги матеріалу кожного шару конструкції дорожнього покриття і коефіцієнту запасу міцності  $K_A = 1,1$  визначається за формулою (2):

$$P_A = K_A \cdot \sum_{i=1}^{n=8} \gamma_i \cdot h_i = 0,3054 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \quad (2)$$

де  $K_A = 1,1$  - коефіцієнт запасу міцності конструкції дорожнього одягу при її розрахунку за I-ю групою граничних станів;  $\gamma_i$  - питома вага шару <sup>3</sup> конструкції дорожнього одягу;  $h_i$  - товщина шару <sup>3</sup> дорожнього одягу.

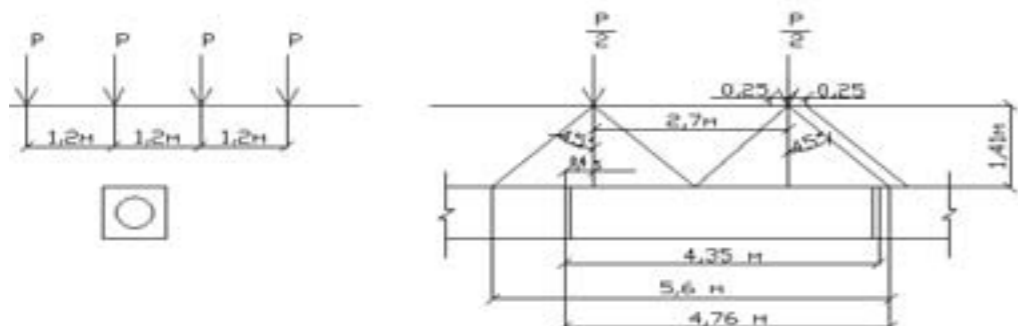


Рис.1. Схема навантаження від колісної дії тягача НК-80 на залізобетонну балку-обойму

Тиск від колісної дії тягача літаків НК-80 дорівнює обчислюється за формулою (3):

$$P_{i\text{т}} = \frac{D}{F_{i\text{т}}} = 0,350 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \quad (3)$$

де  $F_{i\text{т}} = 4,76 \cdot 1,2 = 5,71 \text{ м}^2$  - площа розподілу навантаження від сил  $\frac{D}{2} + \frac{D}{2}$  (див. рис. 1); для тягача НК-80  $P = 20,0 \text{ кН}$  [3].

Сумарне напруження на рівні верху балки-обойми дорівнює  $P_s = 0,3054 + 0,3503 = 0,656 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ . Зі схеми навантаження (див. рис 1) видно, що тиск від колісної дії тягача НК-80 на глибині 1,41 м, на поверхні балки-обойми буде рівномірно розподіленим. Сумарне рівномірно розподілене навантаження на 1м'балки-обойми складає:

$$q = P_s \cdot b_a = 4920 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \quad (4)$$

де  $P_s$  - сумарне напруження на рівні верху балки-обойми;  $b_a = 0,75 \text{ м}$  - ширина дійсного перерізу балки-обойми (див. рис. 3, а).

Розрахункова схема балки-обойми зводиться до скінченно-мірної шарнірно-опертої балки на пружній основі, довжиною 4,35 м (рис. 2).

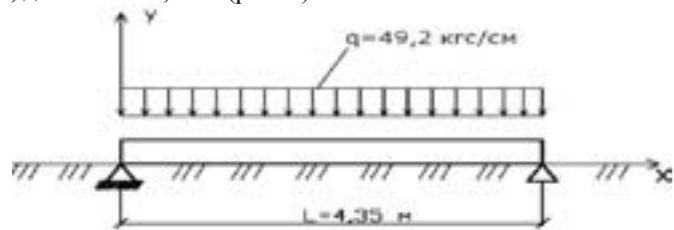


Рис.2. Розрахункова схема балки-обойми

Для заданої балки рівняння пружної лінії за методом початкових параметрів має наступний вигляд [4]:

$$\delta(\delta) = \delta_0 A_\delta + \frac{1}{\beta} \theta_0 A_\theta + \frac{4\beta^2}{E} I_0 \tilde{N}_\delta + \frac{4\beta}{E} Q_0 D_x + f(x), \quad (5)$$

де  $\delta_0, \theta_0, I_0, Q_0$  - початкові параметри;  $A_\delta = \tilde{n} h \beta x \cdot \cos \beta x$ ;

$$A_\theta = \frac{1}{2} (\tilde{n} h \beta x \cdot \sin \beta x + sh \beta x \cdot \cos \beta x); \tilde{N}_\delta = \frac{1}{2} sh \beta x \cdot \sin \beta x; D_\delta = \frac{1}{4} (ch \beta x \cdot \sin \beta x - sh \beta x \cos \beta x),$$

де  $A_\delta, A_\theta, \tilde{N}_\delta, D_\delta$  - гіперболо-тригонометричні функції;  $f(x)$  - вплив заданих навантажень, що діють на балку.

За еквівалентною згинальною і поздовжньою жорсткостями балки-обойми визначено її еквівалентний переріз  $h_e \times b_e$  (рис.3, б).

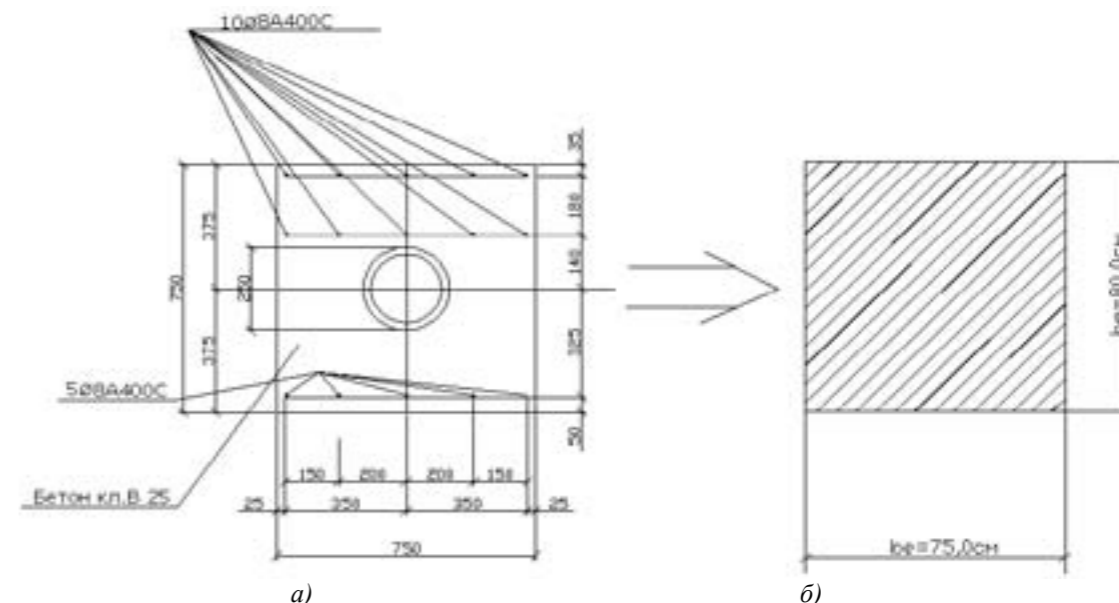


Рис.3. Дійсний та еквівалентний перерізи балки-обойми

Згинальна жорсткість дійсного перерізу визначається за формулою (6):

$$A_a^2 = A_a^{2a} = A_a^{2a} + A_{n\delta}^2 \quad (6)$$

де  $A_a^{2a}$  - еквівалентна згинальна жорсткість перерізу балки-обойми;  $A_a = 3,1 \cdot 10^5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ ,  $A_{n\delta} = 2,1 \cdot 10^6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$  - модулі пружності бетону і сталі відповідно;  $^2_a, ^2_{n\delta}$  - моменти інерції бетонного і сталюого елемента в перерізі балки-обойми відповідно. Дійсний переріз балки-обойми складається з бетонного елемента і трьох рядів арматурної сталі: два ряди сталюї арматури розташовані у верхній зоні перерізу, а один ряд – у нижній (див. рис. 3, а). Тому формула для обчислення моменту інерції сталюого елемента запишеться у вигляді:  $^2_{n\delta} = ^2_{\delta^1} + ^2_{\delta^2} + ^2_{\delta^3}$ .

Площа одного елемента арматурної сталі класу А400С становить:  $F_a = 0,503 \tilde{n} \text{ м}^2$ . Далі замінюємо арматуру в перерізі трьома еквівалентними прямокутниками (ця операція виконується з метою полегшення обчислення моментів інерції арматурної сталі), висота яких обчислюється за наближеною формулою:

$$\delta = \frac{5F_a}{b - 2 \cdot 2,5} = 2,52 \tilde{n} \text{ м}.$$

Далі обчислюються моменти інерції кожного із трьох еквівалентних прямокутників за формулою:

$$^2_{n\delta} = \frac{\delta^3}{12} \cdot (b - 2 \cdot 2,5) + 5 \cdot F_a \cdot a^2.$$

де  $i$  – номер прямокутника;  $\delta$  - висота еквівалентного прямокутника;  $b$  - ширина дійсного перерізу балки-обойми;  $F_a$  - площа одного елемента арматурної сталі;  $a$  - відстань від центру тяжіння прямокутника  $i$  до центру тяжіння всього дійсного перерізу балки-обойми.

За формулою (7) визначається момент інерції бетонного елемента в перерізі балки-обойми:

$$^2_a = \frac{h \cdot b^3}{12} - \frac{\pi \cdot d^4}{64} = 2,6176 \tilde{n}^4, \quad (7)$$

де  $h, b$  - висота і ширина дійсного перерізу балки-обойми;  $d = 250 \text{ мм}$  - діаметр труби, під яку ставиться залізобетонна обойма.

Згинальні жорсткості бетонного елемента і арматурної сталі відповідно становлять:

$$A_a^{2a} = 8,11 \cdot 10^{11} \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; A_{n\delta}^2 = 1,306 \cdot 10^{10} \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Дійсна згинальна жорсткість:

$$A_a^{2a} = 8,241 \cdot 10^{11} \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Поздовжня жорсткість дійсного перерізу обчислюється за формулою:

$$AF^a = A_a F_a + A_{n\delta} \cdot F_{n\delta} = 1,605 \cdot 10^9 \frac{\text{кН}}{\text{м}}, \quad (8)$$

Прирівнявши дійсні та еквівалентні згинальні і поздовжні жорсткості балки-обойми отримали:

$$\begin{cases} \hat{A}^{\hat{a}2\hat{a}} = \hat{A}^{\hat{a}} \frac{b_{\hat{a}} \cdot h_{\hat{a}}^3}{12} = 8,241 \cdot 10^{11} \hat{e}\hat{a}\hat{n} \cdot \hat{n}\hat{i}^2, \\ EF^{\hat{a}} = \hat{A}_{\hat{a}} \cdot F_e = E_e \cdot b_e \cdot h_e \end{cases} \quad (9)$$

З системи рівнянь (9) отримали вираз для обчислення висоти еквівалентного перерізу балки-обойми:

$$h_e = \sqrt{\frac{12E^{\hat{a}}I^{\hat{a}}}{E_e \cdot F_e}} = 78,5\hat{n}\hat{i} \quad (10)$$

Приймаємо  $h_e = 80\hat{n}\hat{i}$ .

Визначаємо еквівалентний модуль пружності:

$$\hat{A}_{\hat{a}} = \frac{\hat{A}_{\hat{a}} \cdot h_e}{b_e \cdot h_e} = 2,68 \cdot 10^5 \frac{\hat{e}\hat{a}\hat{n}}{\hat{n}\hat{i}^2} \quad (11)$$

Визначається коефіцієнт постелі  $E$  і параметр  $\beta$ :

$$K = \hat{E}_0 \cdot b_e = 340,5 \frac{\hat{e}\hat{a}\hat{n}}{\hat{n}\hat{i}^2}; \beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI}} = 0,00319 \quad (12)$$

де  $\hat{E}_0 = 4,54 \frac{\hat{e}\hat{a}\hat{n}}{\hat{n}\hat{i}^3}$  - початковий коефіцієнт постелі пружної основи.

Використовуючи табл.5.19 в [4] запишемо початкові параметри:

$$\theta_0 = -\frac{\beta}{\hat{E}} q \frac{4D_l \cdot (C_l - C_0) + B_l \cdot (A_l - A_0)}{4 \cdot D_l^2 + B_l^2} \quad (13)$$

$$Q_0 = \frac{q}{\beta} \frac{B_l \cdot (C_l - C_0) - D_l \cdot (A_l - A_0)}{4 \cdot D_l^2 + B_l^2} \quad (14)$$

де  $A_0, A_l, B_l, C_0, C_l, D_l$ - значення гіперболо-тригонометричних функцій при  $x=0$  та  $x=l=435$  см (див. пояснення до формули (5)).

Остаточно рівняння пружної лінії (5) для заданої балки-обойми запишеться у вигляді:

$$\delta(\delta) = 0,1445 \cdot A_{\delta} - 0,0557 \cdot A_{\delta} + 0,3596 \cdot D_x - 0,1445, \quad (15)$$

Для отримання рівняння згинального моменту двічі про диференціюємо (15), використовуючи таблиці 5.20 в [4] і домножимо результат на  $E^{\hat{a}2\hat{a}}$ :

$$\dot{I}_{\delta} = \hat{A}^{\hat{a}2\hat{a}} \cdot \delta''(\delta) = 8,241 \cdot 10^{11} \cdot \delta''(\delta), \quad (16)$$

При диференціюванні  $\delta(\delta)$ (15) другі похідні функцій  $A_{\delta}, D_x$  беруться із таблиці 5.20 [4], а  $f''(\delta)$  - із таблиці 5.21 [4].

Остаточно рівняння згинальних моментів запишеться у вигляді:

$$\dot{I}_{\delta} = 3,3544 \cdot 10^7 (0,05577D_x + 0,0899B_x - 0,1445 \cdot C_x), \quad (17)$$

Рівняння для поперечних зусиль дістанемо після диференціювання (17):

$$Q_{\delta} = 1,07 \cdot 10^5 (0,05577C_x + 0,0899A_x - 0,1445 \cdot B_x), \quad (18)$$

Після обчислення значень гіперболо-тригонометричних функцій  $A_{\delta}, A_{\delta}, N_{\delta}, D_{\delta}$  для точок при  $x=0, x=0,25l, x=0,5l, x=0,75l$  та  $l=435$  см і підстановці цих значень у (17) і (18) будуються епюри згинальних моментів та поперечних зусиль по всій довжині балки-обойми за методом початкових параметрів (рис.4 і рис.5).

Для уточнення розрахунку на міцність захисних залізобетонних обойм дощових мереж при дії власної ваги дорожнього покриття і колісного тиску тягача НК-80 застосовується найбільш ефективний чисельний метод скінченних елементів (МСЕ). Цей метод дозволяє природним чином враховувати граничні умови, зовнішні статичні і динамічні дії на дану конструкцію. МСЕ відноситься до варіаційних методів і є одним з найбільш використовуваних способів побудови наближених рішень задач математичної фізики.

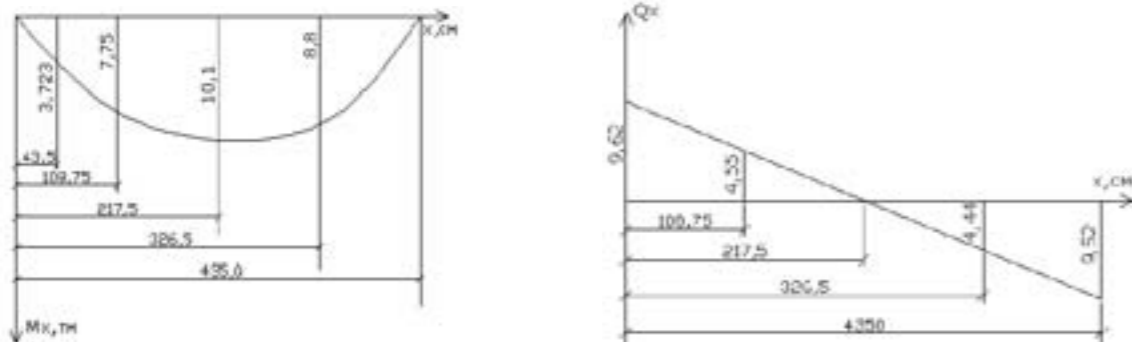


Рис.4. Епюра згинальних моментів за

Рис.5. Епюра поперечних зусиль за методом початкових параметрів

методом

Дискретна модель і розрахункова схема балки-обойми при розрахунку МСЕ наведена на рис.6. Початок сіткових координат  $S_1, S_2, S_3$  і глобальних координат  $OZ^1, OZ^2, OZ^3$  розрахункового фрагменту взято на пересіченні осі симетрії (зліва) і нижньої кромки моделі. Розміри сіткової області наступні:  $M1 \times M2 \times M3$ , точніше  $2 \times 8 \times 33 = 528$ , що відповідає системі рівнянь рівноваги  $k=3 \times 528 = 1584$ .

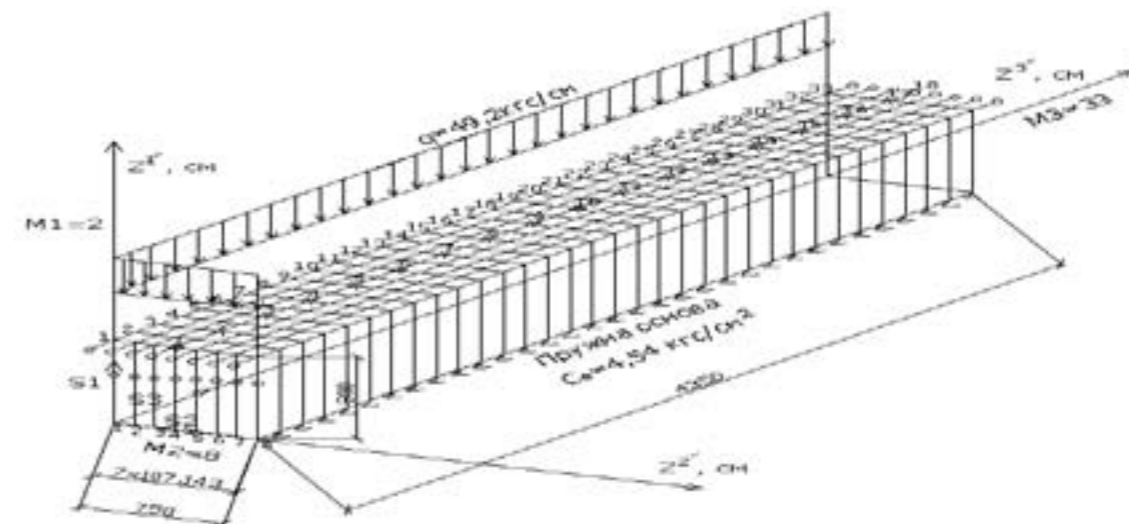


Рис.6. Розрахункова схема і дискретна модель балки-обойми при розрахунку МСЕ

Відповідно до отриманих результатів чисельного розрахунку представлені епюри переміщень, погонних згинальних моментів і реакцій основи в характерних точках балки-обойми.

Різниця між отриманими значеннями згинальних моментів та поперечних зусиль за методом початкових параметрів та МСЕ склали відповідно 1,35% та 5%.

Далі пропонується алгоритм розрахунку перерізів залізобетонної конструкції балки скінченної довжини на пружній основі. Розглядається еквівалентний переріз балки із звичайним армуванням згідно розрахункової схеми для прямокутного перерізу, наведеного на рис. 3, б. Визначаємо площу робочої арматури в еквівалентному елементі прямокутного перерізу. Алгоритм визначення площі робочої арматури прийнятий відповідно до [5]. Для бетону класу В25 згідно з [6]:

Визначається параметр  $A_0$ :

$$A_0 = \frac{I_{\max}}{b_a h_0^2 R_a} = 0,0145, \quad (19)$$

де  $I_{\max} = 10,1\delta \cdot \dot{I}$  - максимальне значення згинального моменту, яке було отримане при розрахунку балки-обойми за методом початкових параметрів (див. рис. 4);  $R_a = 189 \frac{\hat{e}\hat{a}\hat{n}}{\hat{n}\hat{i}^2}$  - розрахунковий опір арматури класу А400С [6];  $h_0 = h_e - 2 \cdot 5 = 70\hat{n}\hat{i}$  - робоча висота еквівалентного перерізу балки.

$b_e = 75\hat{n}\hat{i}$  - ширина еквівалентного перерізу балки-обойми.

**ЕКОЛОГІЧНИЙ ПІДХІД ПРИ БУДІВНИЦТВІ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД НА НАСИПАХ**

**Анотація.** Розглядається способи використання «хвостів», як відходів при збагаченні залізної руди на гірничозбагачувальних комбінатах. Запропоновано для влаштування земляних споруд новий матеріал, який складається із 70% «хвостів» і 30% середнього суглинку. Показано, як з використанням цього матеріалу вирішуються екологічні, технічні і економічні проблеми промисловості.

**Ключові слова:** суглинок, «хвости», насип, автомобільна дорога, вологість ґрунту, укіс.

**Аннотация.** Рассматриваются способы использования «хвостов», как отходов при обогащении железной руды на горнообогатительных комбинатах. Предложен для устройства земляных сооружений новый материал, который состоит из 70% «хвостов» и 30% среднего суглинку. Показано, как с использованием этого материала решаются экологические, технические и экономические проблемы промышленности.

**Ключевые слова:** суглинок, «хвосты», насыпь, автомобильная дорога, влажность ґрунта, откос.

**Annotation.** The ways of using „tails” as departure at enrichment of iron ore on ore mining and processing enterprise are considered. New materials for devise of the earth buildings, consisting of 70% «tails» and 30% average loams, are offered. Using of this material, which helps with ecological, technical and economic problems of industry is shown.

**Keywords:** loam, «tails», embankment, highway, humidity of soil, slope.

Значна частина будівель та споруд влаштовується на насипах. Це перш за все автомобільні дороги, а також будівлі та споруди на слабких ґрунтах – ґрунтові подушки. Для утворення насипів та ґрунтових подушок необхідна велика кількість ґрунтів, які звичайно забирають із спеціальних кар’єрів. Влаштування кар’єрів приводить до втрати родючих земель, що суперечить вирішенню екологічних питань конкретних територій. У зв’язку з цим постає питання про повну чи часткову заміну ґрунтів насипів іншим матеріалом.

З іншої сторони, значні площі родючих земель України знищуються тим, що засипаються відходами гірничозбагачувальної промисловості («хвости», шлам тощо). Доцільним було б знайти спосіб використання таких відходів для влаштування земляних споруд. Таким шляхом можна ефективно вирішити екологічні проблеми багатьох промислових регіонів.

Значний об’єм видобутку і збагачення залізної руди на Україні привів до того, що утворилися великі об’єми відходів цієї промисловості, які накопичуються у відвалах, виводять із використання значні площі земельних угідь і створюють небезпечні екологічні обставини внаслідок попадання у атмосферу значної кількості пилу. Головним чином, відходи гірничозбагачувальної промисловості («хвости») представлені дрібними частинками (0,1÷0,001 мм) кварцу та польових шпатів і у природному стані майже не мають питомого зчеплення. У зв’язку з цим безпосереднє використання відходів гірничозбагачувальної промисловості в елементах насипів та зворотних засипок ускладнюється, особливо у межах робочого шару і укосів.

Для забезпечення довгострокової міцності та поліпшення будівельних властивостей бажано надати інертним відходам характеристик зв’язного ґрунту, що можливо вирішити шляхом додавання дозованої кількості місцевих глинистих ґрунтів.

Інженерно-геологічні умови України характерні тим, що у більшості районів з поверхні залягають чорноземи, гумусовані та покривні суглинки із значним вмістом органічних речовин. Чорноземи і частково гумусовані суглинки з вмістом органіки більше ніж 5% використовують під час рекультивації для відновлення сільськогосподарських угідь, але значна частина з вмістом органіки меншим за 5% використовується при зведенні насипів та зворотних засипок. Зведення відповідальних елементів насипів та зворотних засипок з гумусованих ґрунтів також небажане, оскільки значний вміст органіки за рахунок мінералізації може з часом привести до нерівномірних деформацій. Таким чином, окреме використання відходів гірничозбагачувальної промисловості і гумусованих ґрунтів небажане. Позитивний ефект можливо досягти, коли для поліпшення властивостей інертних відходів ввести домішку гумусованого ґрунту у кількості, яка залежить від властивостей вихідних компонентів. Отриманий матеріал для зведення земляних споруд вільний від вад вихідних компонентів: має незначний вміст органіки, потрібне питома зчеплення і необхідні механічні характеристики.

До теперішнього часу існуючі нормативні документи рекомендують визначати оптимальні характеристики ущільнення відповідно до ГОСТ 22733-77 [1], тобто методом стандартного ущільнення. Дослідження, зроблені раніше В.Ф. Разорьоновим, В.Г. Хілобоком і В.І. Коваленком [2], показали, що стандартний метод не враховує особливості дії окремих ущільнювачів і не дозволяє отримати результати, які відповідають реальним можливостям використаних механізмів.

При динамічному ущільненні, на відміну від стандартного методу, у процесі ущільнення визначають зміну висоти зразка ґрунту, що дозволяє дослідити залежність між кількістю ударів трамбівки і зміною щільності при різних значеннях вологості ґрунту. В лабораторних умовах для цього використовують розроблений за участю фахівців Полтавського НТУ механізований прилад МДУ-1 (рис. 1), який дозволяє проводити ущільнення ґрунту при різних ударних імпульсах за рахунок зміни висоти падіння трамбівки і її ваги.

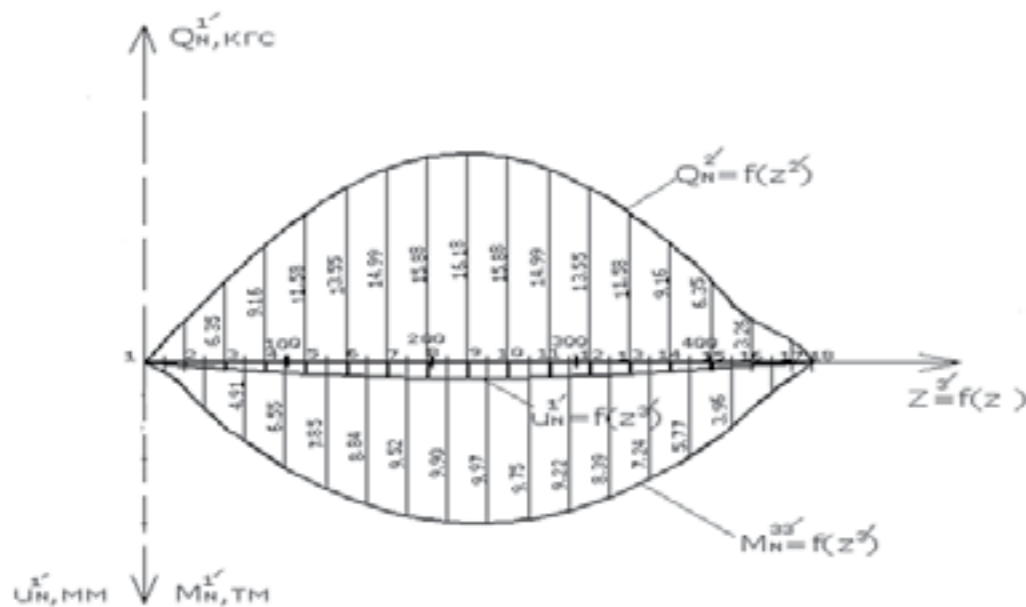


Рис.7. Епюри згинальних моментів, реакцій основи та переміщень для балки-обойми на пружній основі за МСЕ

Оскільки  $A_0 < A_{0max} = 0,4$ , то переходимо до п.14 табл. 4.9. в [5]:  $A_0 = 0,0145 \rightarrow \gamma = 0,971$ . Площа робочої арматури визначається за формулою (20):

$$F_a = \frac{I_{max}}{R_a \gamma h_0} = 4,37 \tilde{m}^2, \quad (20)$$

Приймаємо 10  $\varnothing$  8A400C –  $F_a = 5,03 \tilde{m}^2$ . Робоча арматура за розрахунком повинна розміщуватися у нижній зоні, а у верхній – конструктивно.

**ВИСНОВКИ**

В даній роботі була розроблена методика уточненого розрахунку балки-обойми скінченної довжини на пружній основі. В процесі дослідження розроблені практичні рекомендації щодо визначення оптимального армування залізобетонної обойми. Викладена порівняльна характеристика двох вищенаведених методів розрахунку і виявлено, що метод початкових параметрів висуває більш жорсткіші вимоги щодо армування залізобетонної обойми, ніж МСЕ.

**ЛІТЕРАТУРА**

1. Цыхановский В.К., Козловец С.М., Коряк А.С. Расчёт тонких плит на упругом основании методом конечных элементов. – К.: Издательство «Сталь», 2008 – 234 с.
2. Звіт 15 – 09/01 – ЗК2 – РК3 «Розрахунок міцності перепусків від дощоприймачів до мережі ЗК2 (труби PVC – U SN8)/ТОВ «Київавіапроект» (ДПМА «Бориспіль», Термінальний комплекс «D»). – Київ: ТОВ «Київавіапроект», 2009. – 17с.
3. ДСТУ БВ. 2.5 – 32: 2007 «Мости та труби. Правила проектування».
4. Фесик С.П. Справочник по сопротивлению материалов. – Киев: Издательство «Будівельник», 1970. – 308 с.
5. Улицкий И.Н. и др. Железобетонные конструкции (расчет и конструирование). – К.: Издательство «Будівельник», 1972. – 992 с.
6. СНИП 2.03.01 – 84\* Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Госстрой СССР

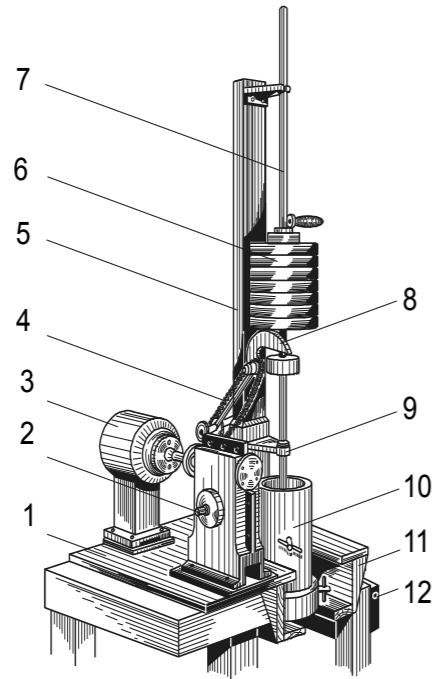


Рисунок 1 – Загальний вигляд стаціонарного механізованого приладу для динамічного ущільнення ґрунтів МДУ-1:

- 1 – опорна плита; 2 – редуктор;
- 3 – електродвигун; 4 – привід; 5 – стійка;
- 6 – гирі; 7 – напрямний стержень;
- 8 – ексцентрик; 9 – кронштейн;
- 10 – змінна форма; 11 – стіл;
- 12 – пускова кнопка

У лабораторії кафедри основ і фундаментів під керівництвом професора, д.т.н. М.Л. Зоценка та доцента, к.т.н. В.І. Коваленка проведені дослідження динамічного ущільнення суглинку, суміші «хвостів» Полтавського ГЗК із добавкою 10%, 20%, 30% за вагою суглинку. Також у лабораторії були проведені дослідження пенетраційних, компресійних випробувань та одноплосинного зрушення суглинку та суміші «хвостів» з добавкою 30% суглинку. В результаті досліджень отримані такі характеристики:

для суглинку:

- об'ємна маса ґрунту  $\gamma = 20,2 \text{ кН/м}^3$ ;
- кут внутрішнього тертя  $\varphi = 20^\circ$ ;
- питоме зчеплення  $c = 40 \text{ кПа}$ ;
- модуль деформації  $E = 8 \text{ МПа}$ ;

для суміші «хвостів» з добавкою 30% суглинку:

- об'ємна маса ґрунту  $\gamma = 19,8 \text{ кН/м}^3$ ;
- кут внутрішнього тертя  $\varphi = 31^\circ$ ;
- питоме зчеплення  $c = 31 \text{ кПа}$ ;
- модуль деформації  $E = 12 \text{ МПа}$ .

На рисунку 2 показано графіки динамічного ущільнення суглинку ( $W_L = 0,36$ ,  $W_p = 0,14$ ), який використовувався як домішка для підвищення питомого зчеплення відходів збагачення полтавської залізної руди («хвостів») при їх використанні у елементах земляного полотна автомобільних доріг.

При динамічному ущільненні суміші «хвостів» із добавкою 10% та 20% суглинку видно, що добавка незначної кількості суглинку не надає суміші властивостей зв'язного ґрунту і процес ущільнення по суті не залежить від зміни вологості.

Як видно з рисунка 2, при різних значеннях вологості чітко встановлюється зв'язок між питомим об'ємом сухого ґрунту і логарифмом кількості ударів трамбівки. На усіх графіках при різній вологості ґрунту спостерігається момент, коли подальше ущільнення стає малоефективним. Цей факт ілюструється порушенням лінійної залежності графіків ущільнення ґрунту при постійній вологості. У даному випадку для висоти падіння трамбівки 6,95 см і її маси 5,15 кг отримано мінімальне значення питомого об'єму сухого ґрунту  $1/\rho_{dmax}=0,676 \text{ см}^3/\text{г}$  (максимально можливе значення щільності сухого ґрунту  $\rho_{dmax}=1,838 \text{ см}^3/\text{г}$ ), яке досягається для даного імпульсу при оптимальній вологості  $W_{opt}=0,25$ .

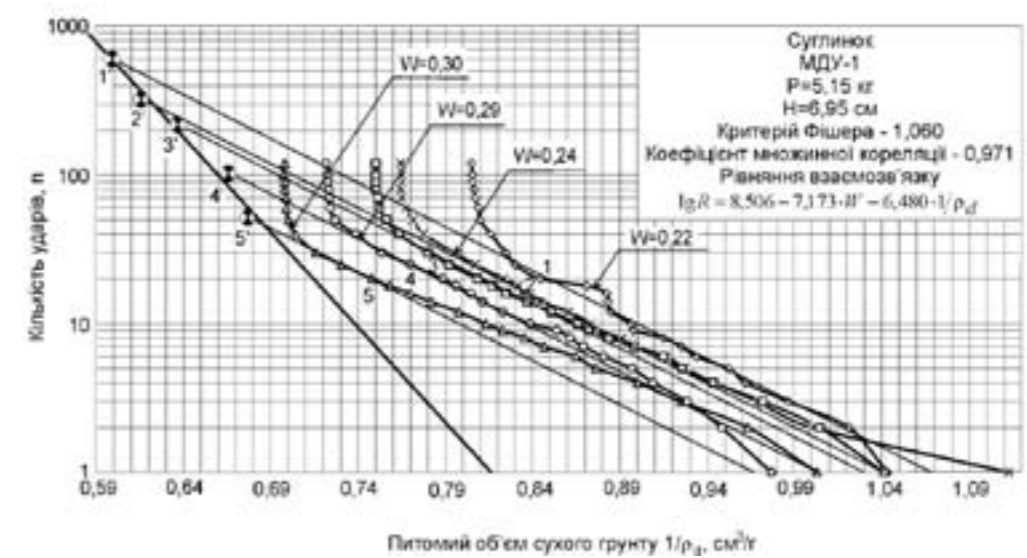


Рисунок 2 – Графіки динамічного ущільнення суглинку

На рисунку 3 показано графіки динамічного ущільнення суміші «хвостів» із добавкою 30% суглинку. Вихідні характеристики фізичних властивостей суміші: зерновий склад  $0,1 \div 0,001 \text{ мм} - 89\%$ ,  $< 0,001 \text{ мм} - 11\%$ , показники пластичності  $W_L = 0,23$ ,  $W_p = 0,21$ , щільність частинок ґрунту  $\rho_s = 2,99 \text{ г/см}^3$ . Суглинок використовувався як домішка для підвищення питомого зчеплення відходів збагачення полтавської залізної руди («хвостів») при їх використанні у елементах насипів та зворотних засипок.

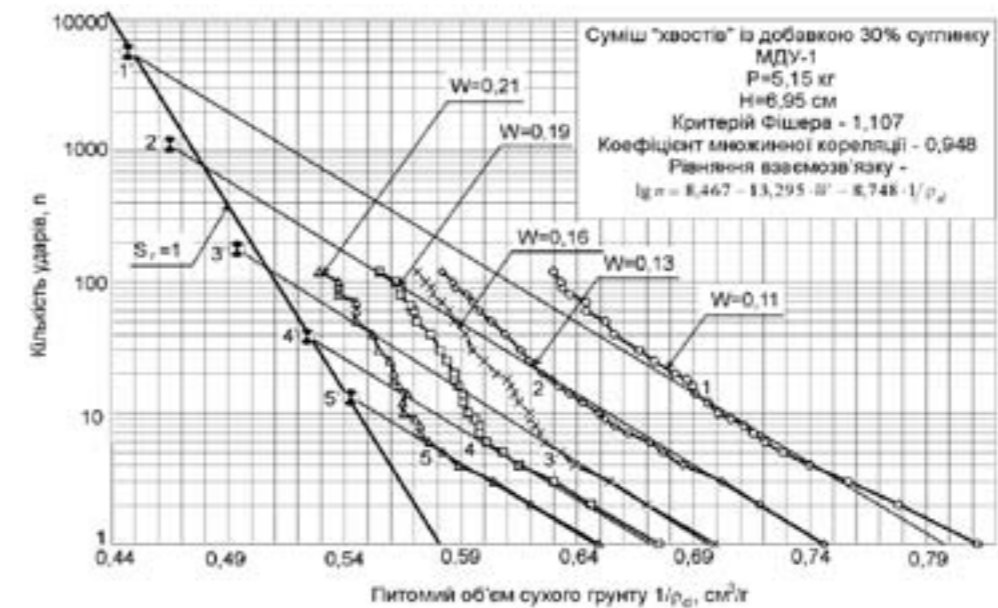


Рисунок 3 – Графіки динамічного ущільнення суміші «хвостів» із добавкою 30% суглинку

Як видно з рисунку 3, при різних значеннях вологості чітко встановлюється зв'язок між питомим об'ємом сухого ґрунту і логарифмом кількості ударів трамбівки. На усіх графіках при різній вологості ґрунту спостерігається момент, коли подальше ущільнення стає малоефективним. Цей факт ілюструється порушенням лінійної залежності графіків ущільнення ґрунту при постійній вологості. Початок фази неефективного ущільнення показано точками 1, 2, 3, 4, 5. Для 3, 4, 5 збільшення щільності ускладнюється наблидженням ґрунту до стану повного насичення водою (точки 3', 4', 5'), тобто переходом ґрунту з трьохфазного стану до двофазного. За цими даними побудовано графік на рисунку 4, який ілюструє залежність між вологістю ґрунту та мінімально можливим за умови ефективного ущільнення питомим об'ємом сухого ґрунту ( $1/\rho_d$ ). У даному випадку для висоти падіння трамбівки 6,95 см і її маси 5,15 кг отримано мінімальне значення питомого об'єму сухого ґрунту  $1/\rho_{dmax}=0,544 \text{ см}^3/\text{г}$  (максимально можливе значення щільності сухого ґрунту  $\rho_{dmax}=1,838 \text{ см}^3/\text{г}$ ), яке досягається для даного імпульсу при оптимальній вологості  $W_{opt}=0,15$ .



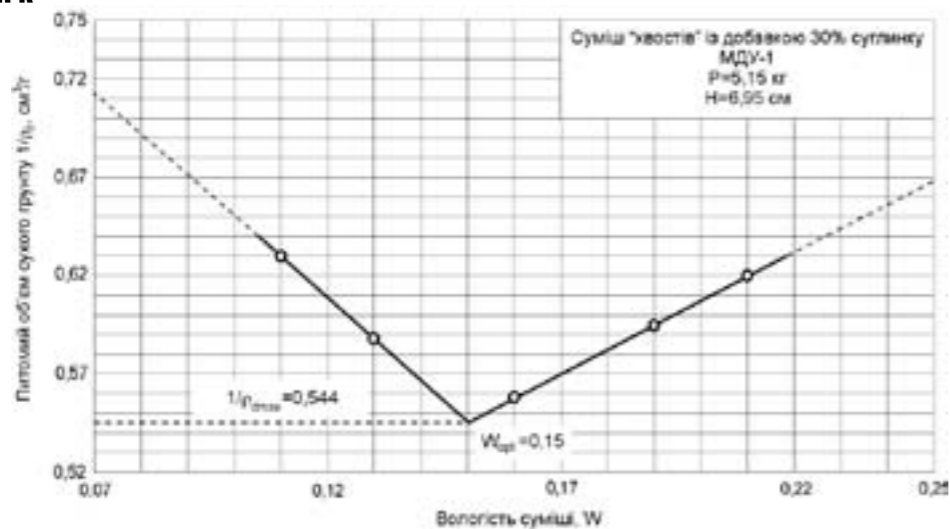


Рисунок 4 – Графік визначення оптимальних характеристик для одного імпульсу  
Запропонований екологічний підхід при влаштуванні земляних споруд показав свою ефективність і з конструктивної точки зору. Основою цієї ефективності є той факт, що суміш суглинку і хвостів при оптимальних щільності-вологості має більші механічні характеристики ніж суглинок, який теж ущільнено до оптимальних параметрів. Наведемо кілька прикладів.

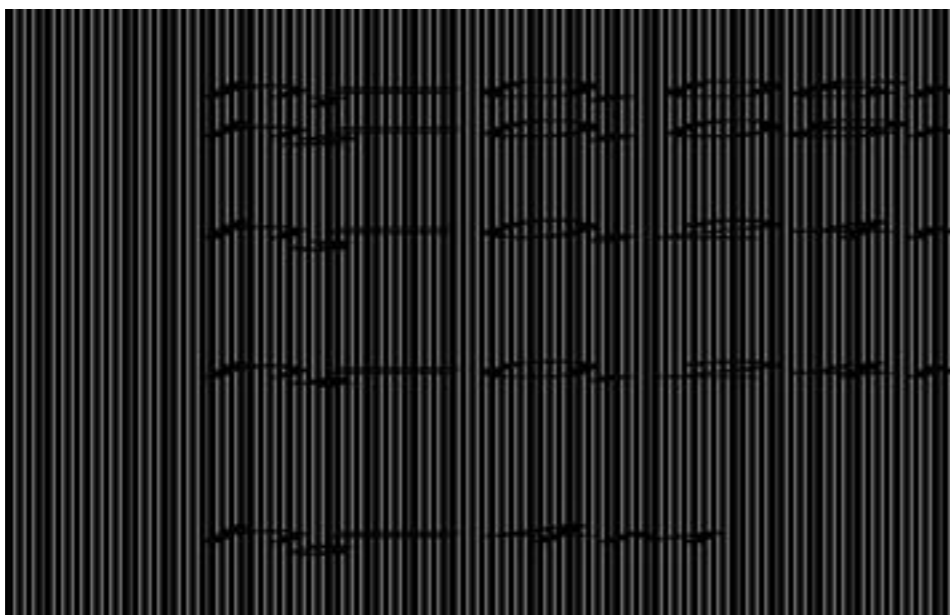


Рисунок 5 – Деталь конструкції дорожнього одягу:

- а) 1 – щільний асфальтобетон; 2 – пористий асфальтобетон;
- 3 – відсортований щебінь з вивержених міцних порід; 4 – середньозернистий пісок; 5 – суглинок
- б) 1 – щільний асфальтобетон; 2 – пористий асфальтобетон;
- 3 – відсортований щебінь з вивержених міцних порід; 4 – суміш «хвостів» з добавкою 30% суглинку

Товщину шару дорожнього одягу призначають з урахуванням процесу формування стійкості структури шару та його з'єднання з існуючою конструкцією [3].

Визначимо економію матеріалів (відсортований щебінь з вивержених міцних порід, пісок) при влаштуванні дорожнього одягу нежорсткого типу для II категорії дороги Комсомольськ-Кременчук (рис. 5):

1. Верхній шар покриття – щільний асфальтобетон товщиною  $h_1 = 0,06$  м; нижній шар покриття – пористий асфальтобетон товщиною  $h_2 = 0,08$  м; верхній шар основи – відсортований щебінь з вивержених міцних порід товщиною  $h_3 = 0,24$  м; нижній шар основи – середньозернистий пісок товщиною  $h_4 = 0,24$  м; основою земляного полотна є суглинок товщиною  $h_5 = 4$  м.

Верхній шар покриття – щільний асфальтобетон товщиною  $h_1 = 0,06$  м; нижній шар покриття – пористий асфальтобетон товщиною  $h_2 = 0,08$  м; верхній шар основи – відсортований щебінь з вивержених міцних порід товщиною  $h_3 = 0,16$  м; нижній шар основи – суміш «хвостів» з добавкою 30% суглинку товщиною  $h_4 = 4$  м.

При використанні для насипу дороги суглинку додаткові витрати відсортованого щебеню з вивержених міцних порід на 1 км автомобільної дороги складають  $640 \text{ м}^3$ , а середньозернистого піску –  $1920 \text{ м}^3$ .

Порівняємо витрати бетону і арматури при влаштуванні фундаментів неглибокого закладання на ґрунтових подушках, що складаються: – із суміші «хвостів» з добавкою 30% суглинку; і – суглинку. Для цього запроєктуюмо фундамент під металеву колону виробничої будівлі при таких геологічних умовах ділянки (рис. 6):

1. Основу фундаменту складає суглинок до глибини 4 м від подошви, а глибше залягає пісок середньої крупності.

2. Основу фундаменту складає суміш «хвостів» та суглинку до глибини 4 м. від подошви, а далі, як і в попередньому випадку залягає пісок середньої крупності.

Вихідними даними для проектування є:

конструктивна схема будівлі – гнучка;

розрахункове навантаження на фундамент – 3000 кН;

співвідношення сторін подошви фундаменту – 1;

глибина закладання фундаменту від рівня планування поверхні землі – 1,5 м;

висота фундаменту – 1,5 м;

розрахункові характеристики ущільнених суглинку та суміші наведені вище.

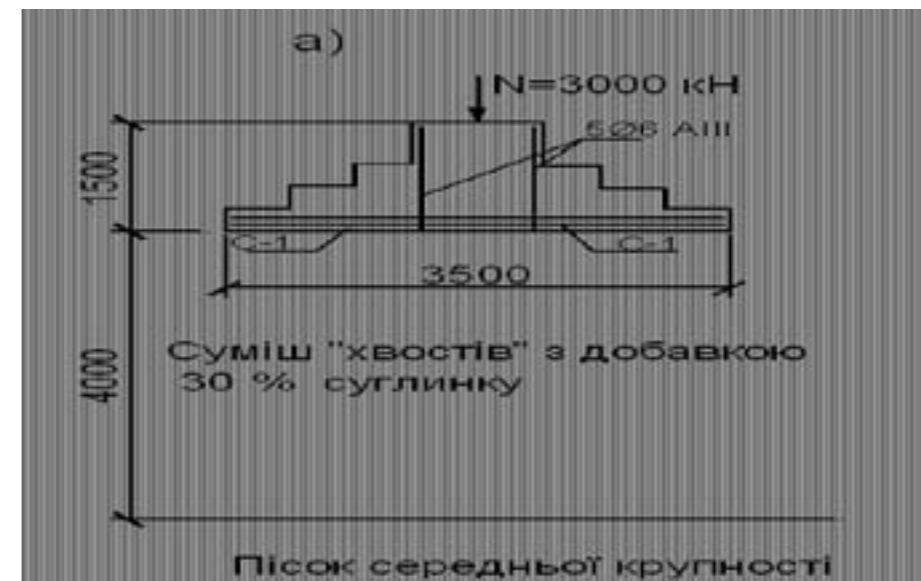
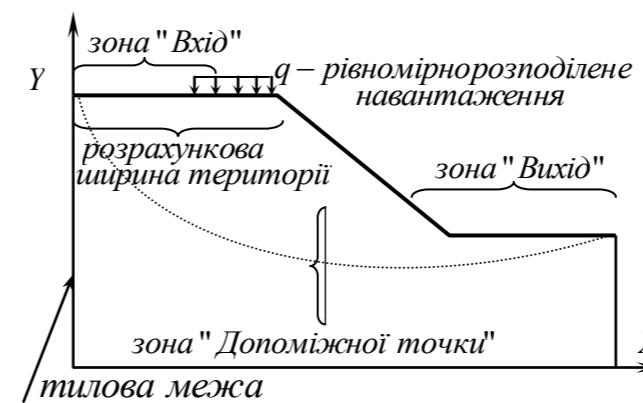


Рисунок 6 – Розрахункові схеми фундаментів

Отже, загальна витрата арматури та бетону у випадку, коли основа фундаменту складена суглинком (випадок а) складає: арматури – 199,6 кг; бетону  $7,06 \text{ м}^3$ , а у випадку використання суміші «хвостів» з добавкою 30% суглинку у якості основи: арматури – 144,0 кг; бетону  $3,63 \text{ м}^3$ .

Відповідно до цього витрата арматури при використанні «хвостів» зменшилася на 27,9%, а бетону – на 48,6%.

Як бачимо застосування в будівництві в якості ґрунтової подушки «хвостів» призводить до досить значної економії головних конструкційних матеріалів, що в кінцевому випадку здешевлює все будівництво.



Розглянемо геометрію укосів насипів, виконаних із суглинку і суміші хвостів і суглинку. Розрахунок стійкості виконано за допомогою програмного комплексу «Prust-2», що розроблений в ОДАБА під керівництвом проф. Школи О.В. і призначений для оцінки загальної стійкості ґрунтових основ гідротехнічних споруд укінного та вертикального типів, а також інших споруд, які взаємодіють із ґрунтом і реалізує алгоритм методу круглоциліндричних поверхонь ковзання. У розрахунках розглядається ґрунтовий масив, обмежений поверхнею довільної форми, враховуються вертикальні рівномірно розподілені навантаження, які діють по його поверхні.

Рисунок 7 – Розрахункова схема програмного комплексу «Prust-2»

Програмним комплексом передбачене врахування впливу конструктивних елементів і виконаних спеціальних заходів: анкерна система з гнучкими тяжами, пальове поле і окремо стоячі пальові ряди протизсувного захисту, фільтраційний тиск, що встановився чи не встановився, сейсмічна дія.

Варіанти положення поверхонь ковзання задаються автоматично шляхом генерування випадкових чисел в трьох інтервалах характерних точок (рис. 7), які розташовані:

- на денній поверхні (точка входу);
- на позначці підшви чи укусу (точка виходу);
- допоміжна точка, що призначається із конструктивних міркувань.

Перший інтервал, умовно називається “вхід”, характеризує зону входу поверхні кривої ковзання. Цей інтервал назначається на умовній горизонтальній площині з позначкою, яка відповідає рівню самої верхньої точки описання покрівлі першого шару ґрунтового масиву.

Другий інтервал, називається умовно “вихід”, характеризує зону виходу поверхні ковзання та задається прямолінійним відрізком, розташованим за розрахунковою шириною території, починаючи від підшви укусу ґрунтового масиву, що розглядається.

Положення третього інтервалу – «на допоміжній вертикалі» – приймається виходячи з особливостей споруди. В розрахункових схемах він задається приблизно посередині укусу та характеризує розвиненість поверхні ковзання по глибині ґрунтового масиву.

Алгоритм програми передбачає виконання розрахунку в три етапи:

- на першому етапі розрахунок виконується до умовної вірогідності  $P = 0,7$ . При цьому визначаються межі фактичних інтервалів (за отриманими у процесі розрахунку п'ятьма мінімальними коефіцієнтами надійності по стійкості), які, по закінченню етапу, виводяться на екран для корегування;
- на другому етапі виконується розрахунок у відкоригованих межах інтервалів при тій же кількості поверхонь ковзання, що і на першому етапі;
- на третьому етапі виконується розрахунок у відкоригованих на другому етапі межах інтервалів до отримання необхідної умовної вірогідності розрахунку.

В результаті розрахунку для одержання коефіцієнта стійкості укусу  $k_y = 1,3$  необхідно для насипу з суглинку встановити укіс 1:2, а для суміші – 1:1,5. Використання суміші «хвостів» для влаштування насипу висотою 4 м заощаджує 800 м<sup>3</sup> ущільненого матеріалу на 100 її погонних метрів.

Таким чином, використання суміші із «хвостів», які утворюються при збагаченні залізної руди, дозволяє вирішити кілька задач:

- екологічні – збереження родючих земель і утилізацію відходів гірничої промисловості;
- технічні – забезпечення підвищеної міцності земляних споруд;
- економічні – заощадження будівельних матеріалів при влаштуванні доріг, фундаментів тощо на основі з ущільненої суміші.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. ГОСТ 22733-77. Грунты. Методы лабораторного определения максимальной плотности. – М.: ГСИ, 1978. – 23 с.
2. Коваленко В.И., Разорёнов В.Ф., Хилобок В.Г. Исследование уплотняемости связных грунтов. – Воронеж: Изд-во ВГУ, 1981. – 193 с.
3. Бойчук В.С. Довідник дорожника. – К.: Урожай, 2002. – 560 с.
4. СНиП 2.02.01-83\*. Основания зданий и сооружений /Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1995. – 48 с.
5. Зоценко М.Л. Використання «хвостів» Полтавського ГЗК при влаштуванні земляних споруд /М.Л. Зоценко // Світ геотехніки, № 4. – Київ, 2005. – С. 7 – 11.
6. Винников Ю.Л. Використання відходів гірничозбагачувальної промисловості для влаштування штучних основ / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Р.М. Лопан, П.М. Омельченко // Вісник ОДАБА. – Одеса: ОДАБА, 2009. – Вип. 36 – С. 75 – 83.
7. Alonso E., Lloret A., Gens A., Rodriguez R. Geomechanical behaviour of Aznalcóllar tailings deposits // Proceedings of the XIIIth European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering Prague. – Prague, 2003. – P. 11 – 16.
8. Bozo L., Goga K. The problems related to the construction and exploitation of the tailings dams in Albania // Proceedings of the XIIIth European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering Prague. – Prague, 2003. – P. 37 – 44.

УДК 628.334

Жук В.М., канд. техн. наук, Павлишин В.Г.

#### МЕТОД ГІДРАВЛІЧНОГО РОЗРАХУНКУ НЕСТАЦІОНАРНИХ ГІДРАВЛІЧНИХ ПРОЦЕСІВ У БЛОЧНИХ ОЧИСНИХ СПОРУДАХ ДОЩОВИХ СТІЧНИХ ВОД

**Анотація.** У статті розроблено метод гідравлічного розрахунку нестационарних гідравлічних процесів у блочних очисних споруд дощових стічних вод (ОСДСВ) з байпасним трубопроводом за відсутності пристроїв для регулювання витрати дощового стоку залежно від гідрографа притоку дощових вод та з урахуванням гідравлічних взаємозв'язків між усіма суміжними елементами системи. Запропонований метод дозволяє визначати оптимальне з гідравлічної точки зору значення діаметра байпасного трубопроводу. Для типових блочних ОСДСВ з номінальною продуктивністю 30 л/с отримано залежності коефіцієнта регулювального об'єму ОСДСВ від діаметра байпасного трубопроводу та безрозмірної тривалості дощу.

**Ключові слова:** очисні споруди дощових стічних вод, байпасний трубопровід, очисна витрата, коефіцієнт регулювального об'єму.

**Анотация.** В статье разработан метод гидравлического расчета нестационарных гидравлических процессов в блочных очистных сооружениях дождевых сточных вод (ОСДСВ) с байпасным трубопроводом при отсутствии устройств для регулирования расхода дождевого стока в зависимости от гидрографа притока дождевых вод и с учетом гидравлических взаимосвязей между всеми смежными элементами системы. Предложенный метод позволяет определять оптимальное с гидравлической точки зрения значение диаметра байпасного трубопровода. Для типичных блочных ОСДСВ с номинальной производительностью 30 л/с получены зависимости коэффициента регулирующего объема ОСДСВ от диаметра байпасного трубопровода и безразмерной продолжительности дождя.

**Ключевые слова:** очистные сооружения дождевых сточных вод, байпасный трубопровод, очистной расход, коэффициент регулирующего объема.

**Annotation.** The paper presents a method of hydraulic calculation of unsteady hydraulic processes in the block-type stormwater treatment system (SWTS) with a bypass pipe and without any flow control devices depending the stormwater runoff hydrograph and taking into account hydraulic dependencies between all adjacent elements of the system. The proposed method allows to determine the optimal hydraulic diameter of the bypass pipe. For typical block-type SWTS with a nominal capacity of 30 l/s there are obtained dependencies of the volume control coefficient versus the diameter of bypass pipe and the dimensionless duration of rain.

**Keywords:** stormwater treatment system, bypass pipe, treating discharge, volume control coefficient.

**Постановка проблеми.** Надійність роботи очисних споруд дощових стічних вод (ОСДСВ) значною мірою залежить від режиму надходження на них дощових стічних вод. Відомо, що притік дощових стічних вод характеризується значною нерівномірністю в часі, що негативно впливає на гідравлічний режим роботи очисних споруд [1]. З метою мінімізації капітальних і експлуатаційних затрат та для підвищення надійності роботи ОСДСВ в проектній практиці перевага завжди віддається системам очистки поверхневого стоку без використання насосного обладнання. На сьогодні широкого застосування набули малогабаритні ОСДСВ блочного типу з байпасним трубопроводом для відведення умовно-чистої частини дощового стоку (рис. 1). Поряд з тим, виникає цілий блок гідравлічних питань, пов'язаних з проектуванням цих споруд, оскільки регулювальний об'єм цих споруд є мінімальним, на практиці перепади позначок лотків вхідної та вихідної труби завжди досить жорстко обмежені, а ОСДСВ за визначенням повинні ефективно працювати у всьому діапазоні витрат притоку, у тому числі і при перевищенні на вході максимальної розрахункової витрати.

**Аналіз останніх досліджень і публікацій.** Великий внесок в теоретичне і експериментальне дослідження процесів очищення поверхневого стоку з урбанізованих територій зробили Молоков М.В., Шифрин В.Н., Дикаревський В.С., Курганов А.М., Нечаев А.П., Алексеев М.И., Иванов В. Г. та ін. [2–4]. Вітчизняні та закордонні дослідники все частіше звертають увагу на удосконалення відомих та пошук нових технологічних схем, які б забезпечували високі вимоги щодо якості очищених дощових стічних вод при мінімально можливому робочому об'ємі споруд. З іншого боку, гідравлічним питанням функціонування компактних блочних ОСДСВ наразі приділяється недостатньо уваги. Найпростішим вирішенням проблеми змінної витрати є влаштування на вході очисних споруд осереднювальної ємкості. Проте простий розрахунок показує, що об'єм такої ємкості часто перевищує загальний об'єм блочних ОСДСВ, що робить таку схему не конкурентоздатною. Іншим шляхом забезпечення нормального режиму роботи ОСДСВ є влаштування спеціальних регуляторів витрати, що також збільшує загальну вартість системи та піднімає питання щодо точності регулювання та надійності роботи регуляторів.

**Метою роботи** є розроблення методу гідравлічного розрахунку нестационарних процесів у блочних ОСДСВ з байпасним трубопроводом за відсутності спеціальних пристроїв для регулювання витрати дощового стоку з урахуванням гідравлічних взаємозв'язків між окремими елементами.

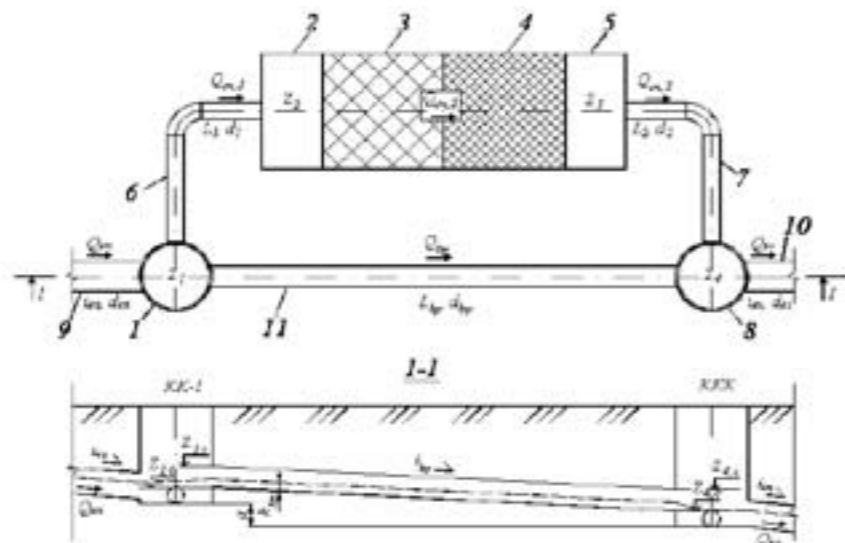


Рисунок 1 – Розрахункова схема блочних ОСДСВ з байпасним трубопроводом: 1 – розподільний колодезь; 2 – пісковловлювач; 3 – блок тонкошарових відстійників; 4 – блок коалесцентного очищення; 5 – вихідне відділення;

6, 7 – підвідний та відвідний трубопроводи блоку ОСДСВ; 8 – контрольний колодезь; 9, 10 – підвідний та відвідний трубопроводи мережі дощового водовідведення; 11 – байпасний трубопровід

**Математична модель нестационарних гідравлічних процесів в ОСДСВ блочного типу.** Для математичного опису гідравлічних процесів, які відбуваються у системі «ОСДСВ – байпасний трубопровід», необхідно записати рівняння матеріального балансу для кожного елемента системи та гідравлічні взаємозв'язки між усіма суміжними елементами.

Згідно схеми, наведеної на рис. 1, рівняння матеріальних балансів у довільний момент часу  $t$ :

– для розподільного колодезя 1:

$$(\dot{Q}_{oc,1} - \dot{Q}_{oc,2} - \dot{Q}_{oc,3} - \dot{Q}_{bp}) \cdot \kappa \cdot H = \Omega_{к,1} \cdot \frac{dz_1}{dt}, \quad (1)$$

– для контрольного колодезя 8:

$$(\dot{Q}_{oc,3} + \dot{Q}_{bp} - \dot{Q}_{oc,4}) \cdot \kappa \cdot H = \Omega_{к,2} \cdot \frac{dz_4}{dt}, \quad (2)$$

– для першої частини блочних ОСДСВ:

$$(\dot{Q}_{oc,2} - \dot{Q}_{oc,3}) \cdot \kappa \cdot H = \Omega_{OC,1} \cdot \frac{dz_2}{dt}, \quad (3)$$

– для другої частини блочних ОСДСВ:

$$(\dot{Q}_{oc,2} - \dot{Q}_{oc,3}) dt = \Omega_{OC,2} dz_3, \quad (4)$$

де  $\dot{Q}_{en}$ ,  $\dot{Q}_{ex}$  – об'ємна витрата відповідно на вході та на виході системи;  $\dot{Q}_{oc,1}$ ,  $\dot{Q}_{oc,2}$ ,  $\dot{Q}_{oc,3}$ ,  $\dot{Q}_{bp}$  – об'ємні витрати між відповідними елементами системи (рис. 1);  $z_1$ ,  $z_2$ ,  $z_3$ ,  $z_4$  – позначки вільної поверхні рідини;  $\Omega_{к,1}$ ,  $\Omega_{к,2}$ ,  $\Omega_{OC,1}$ ,  $\Omega_{OC,2}$  – площа в плані вільної поверхні води відповідно у розподільному та контрольному колодезях, у першій та другій частинах блочних ОСДСВ.

Гідравлічні взаємозв'язки між суміжними елементами для довільного моменту часу  $t$  записуються без урахування інерційних членів як для напірних стаціонарних турбулентних потоків у квадратичній області гідравлічного опору. Так, позначка рівня води у вхідній частині ОСДСВ пов'язана з позначкою у розподільному колодезні залежністю

$$z_2 = z_1 - S_1 \dot{Q}_{oc,1}, \quad (5)$$

де  $S_1$  – гідравлічний опір першої ділянки діаметром  $d_1$  і довжиною  $L_1$ :

$$S_1 = \frac{8 \lambda L_1 \dot{Q}_{oc,1}^2 + \Sigma \zeta_1 \dot{Q}_{oc,1}^3}{\pi \cdot g \cdot d_1^5}, \quad (6)$$

де  $\lambda_1$ ,  $\Sigma \zeta_1$  – коефіцієнт гідравлічного тертя та сума коефіцієнтів місцевого опору для першої ділянки.

Аналогічно визначаються позначки  $z_3$  та  $z_4$ :

$$z_3 = z_2 - S_2 \dot{Q}_{oc,2}, \quad (7)$$

$$z_4 = z_3 - S_3 \dot{Q}_{oc,3}. \quad (8)$$

Гідравлічний опір другої ділянки трубопроводу визначається аналогічно, як для першої ділянки, а гідравлічний опір ОСДСВ:

$$S_{OS} = \frac{8 \Sigma \zeta_{OS} \dot{Q}_{oc,2}^3}{\pi \cdot g \cdot d_e^5}, \quad (9)$$

де  $d_e$  – еквівалентний діаметр проточної частини очисних споруд;  $\Sigma \zeta_{OS}$  – сума коефіцієнтів місцевого опору всередині блочних ОСДСВ.

Визначимо умови роботи байпасного трубопроводу:

– при позначці  $z_1 < (a + d_1)$  витрата в байпасному трубопроводі відсутня (див. розріз 1–1 на рис. 1);

– при  $(z_1 + d_1) \leq z_2 < (z_1 + d_1 + d_{bp})$  байпасний трубопровід «працює» в безнапірному режимі:

$$\dot{Q}_{bp} = \dot{Q}_{oc,2} \cdot \frac{h_{ex}}{d_{ex}}; \quad (10)$$

– при  $z_1 \geq (a + d_1 + d_{bp})$  байпасний трубопровід «працює» в напірному режимі:

$$\dot{Q}_{bp} = \frac{z_1 - z_4}{S_{bp}}, \quad (11)$$

де  $\dot{Q}_{bp,x}$  – витрата рідини в байпасному трубопроводі на початку напірного режиму течії в ньому, яка знаходиться за формулою (11) при  $z_1 = z_{1,x}$ ;  $z_4 = z_{4,x}$  (див. рис. 1).

Аналогічно можна записати характеристику відповідного трубопроводу:

– при  $z_4 < d_{ex}$  (для безнапірної течії):

$$\dot{Q}_{ex,0} = \dot{Q}_{oc,3} \cdot \frac{z_1}{d_{ex}}, \quad (12)$$

– при  $z_4 \geq d_{ex}$  (для напірної течії):

$$\dot{Q}_{ex,0} = \dot{Q}_{oc,3} \cdot \sqrt{\frac{z_1 + h_{ex} - d_{ex}}{h_{ex} + d_{ex}}}, \quad (13)$$

де  $\dot{Q}_{ex,0}$  – витрата у відвідному трубопроводі на початку напірного режиму течії:

$$\dot{Q}_{ex,0} = \sqrt{\frac{\pi \cdot g \cdot d_{ex}^5 (h_{ex} + d_{ex} - z_1)}{8 \lambda_{ex} \cdot L_{ex} + \Sigma \zeta_{ex}}}, \quad (14)$$

де  $h_{ex}$  – перепад позначок лотка відвідного трубопроводу.

Таким чином, отримано систему з дев'яти нелінійних диференціальних рівнянь з дев'ятьма невідомими функціями: чотирьох висотних позначок ( $z_1$ ,  $z_2$ ,  $z_3$ ,  $z_4$ ) та п'яти об'ємних витрат ( $\dot{Q}_{oc,1}$ ,  $\dot{Q}_{oc,2}$ ,  $\dot{Q}_{oc,3}$ ,  $\dot{Q}_{bp}$ ,  $\dot{Q}_{ex}$ ).

**Метод гідравлічного розрахунку нестационарних процесів в ОСДСВ блочного типу.** Отриману вище систему диференціальних рівнянь можна вирішити чисельним інтегруванням за методом кінцевих різниць. Авторами розроблено комп'ютерну програму, в якій на кожному часовому інтервалі з рівнянь (5)–(14) визначаються значення витрат  $\dot{Q}_{oc,1}$ ,  $\dot{Q}_{oc,2}$ ,  $\dot{Q}_{oc,3}$ ,  $\dot{Q}_{bp}$ , і  $\dot{Q}_{ex}$ , які відповідають поточним значенням позначок  $z_i$ , а з рівнянь матеріального балансу (1)–(4) обчислюється зміна позначок  $\Delta z_i$  для цього часового інтервалу.

Важливим вхідним параметром, який впливає на перебіг нестационарних процесів в ОСДСВ блочного типу, є гідрограф притоку дощових вод. Як показано в роботі [5], для розрахункового дощу з тривалістю, що дорівнює часові концентрації поверхневого стоку ( $t_0 = t_r$ ), гідрограф стоку з лінійних у плані урбанізованих басейнів стоку описується рівняннями:

– при  $t < t_r$ :

$$\dot{Q}_r = \dot{Q}_r(t) \cdot t^{n-1}, \quad (15)$$

– при  $t_r \leq t < 2t_r$ :

$$\dot{Q}_r = \dot{Q}_r [1 - (t - t_r)^{n-1}]. \quad (16)$$

Розрахункова максимальна витрата  $\dot{Q}_r$  та час концентрації дощового стоку  $t_r$  залежать від кліматичних особливостей місцевості та характеристик басейну стоку:

$$\dot{Q}_r = (\Psi_{mid} \cdot q_{20})^{0.7} \cdot \left( \frac{770 t_r^{0.7}}{n \cdot L_{con}} \right)^{-0.7} \cdot F_{bas}^{0.7}, \quad (17)$$

$$t_r = \left[ \frac{5 t_{con} \cdot n \cdot i_0}{3 \cdot 1000 \cdot \Psi_{mid} \cdot q_{20} \cdot F_{bas}^{0.7}} \right]^{0.7}, \quad (18)$$

де  $\Psi_{mid}$  – коефіцієнт стоку;  $q_{20}$  – розрахункова інтенсивність випадання дощу тривалістю 20 хв при періоді одноразового перевищення  $P=1$  рік,  $m^3/(m^2 \cdot c)$ ;  $n$  – показник степеня в рівнянні  $q_t = q_{20} \cdot (t/20)^n$ ;  $i_0$ ,  $n$ ,  $F_{bas}$  – відповідно поздовжній похил, коефіцієнт шорсткості поверхні та загальна площа басейну стоку,  $m^2$ ;  $L_{con}$  – довжина шляху концентрації стоку,  $m$ .

За допомогою розробленої програми виконано дослідження динаміки наповнення та спорожнення типової системи «ОСДСВ – байпасний трубопровід», що характеризується номінальною очисною витратою  $\dot{Q}_{OC}=30$  л/с при різних значеннях діаметра байпасного трубопроводу. За нульову позначку прийнято відмітку дна контрольного колодезя. Діаметри розподільного та контрольного колодезів прийнято такими, що дорівнюють  $D_{к,1}=D_{к,2}=2$  м; діаметри підвідного та відвідного трубопроводів з ОСДСВ –  $d_1=d_2=150$  мм; площа в плані першої та другої частини блочних ОСДСВ:  $\Omega_{OC,1}=\Omega_{OC,2}=10$  м<sup>2</sup>.

Розраховано перехідні процеси в системі «ОСДСВ – байпасний трубопровід» для гідрографа притоку дощового стоку з  $P=1$  рік. Кліматичні параметри:  $q_{20} = 100$  л/(с·га),  $n=0,71$ , як для рівнинних областей України. Басейн стоку площею  $F_{\text{бас}}=1,68$  га – прямокутний у плані однорідний басейн зі співвідношенням довжин сторін 4:1, з удосконаленими водонепроникними покриттями ( $\psi_{\text{mid}}=0,95$ ). Розрахункова витрата, обчислена за формулою (17) дорівнює  $Q_r=136$  л/с,  $t_r=25$  хв, прийняте значення коефіцієнта очисної витрати  $K_{\text{оч}}=0,22$ , що відповідає номінальній продуктивності ОСДСВ  $Q_{\text{ОС}}=30$  л/с.

Динаміка зміни позначок рівнів рідини в елементах системи наведена на рис. 2.

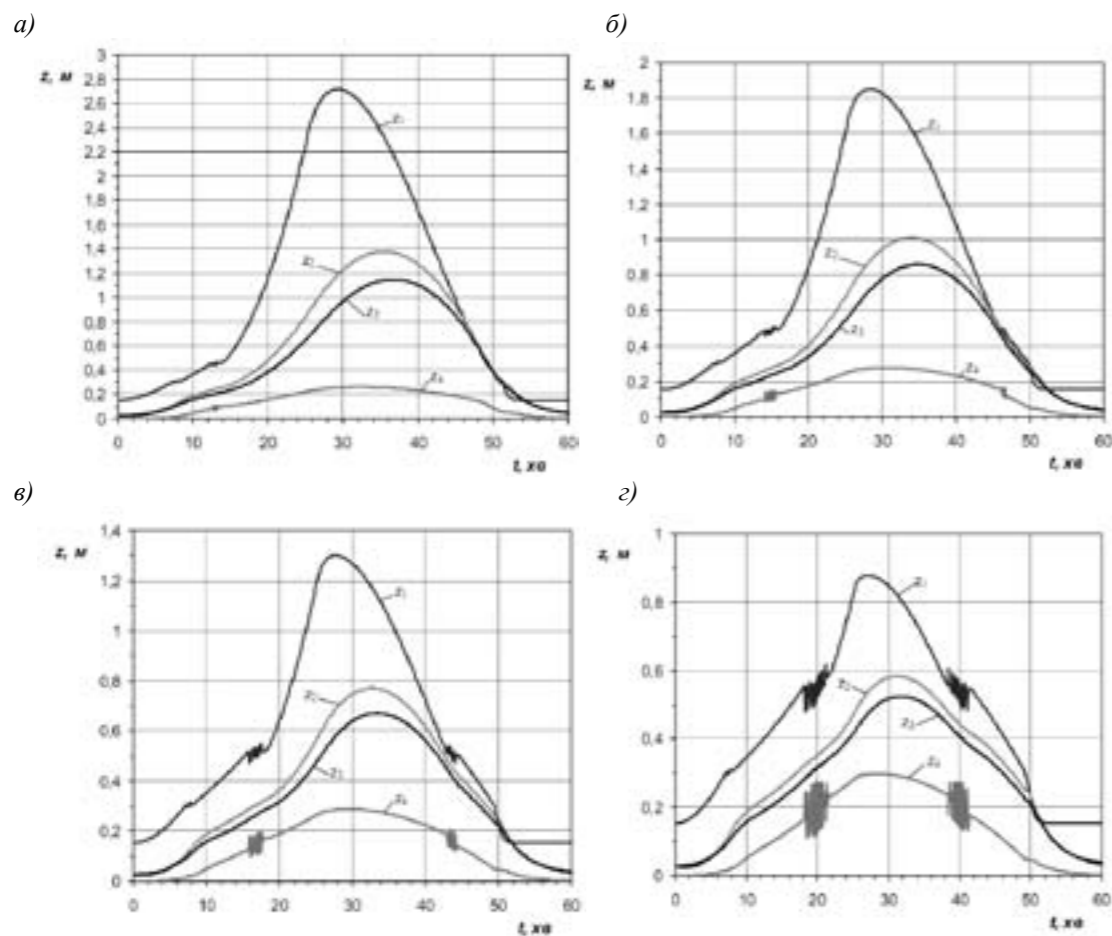


Рисунок 2 – Динаміка зміни рівнів рідини при різних діаметрах байпасного трубопроводу: а)  $d=150$ мм; б)  $d=180$ мм; в)  $d=210$ мм; г)  $d=250$ мм ( $q_{20}=100$  л/(с·га);  $n=0,71$ ;  $\psi_{\text{mid}}=0,95$ ;  $L/B=5$ ;  $n_f=0,013$ ;  $i_o=0,01$ ;  $Q_r=136,26$  л/с;  $K_{\text{оч}}=0,22$ ;  $Q_{\text{ОС}}=30$  л/с)

Як видно з графіків на рис. 2, система «ОСДСВ – байпасний трубопровід» дуже чутлива до конструктивних параметрів, у даному випадку – до діаметра байпасного трубопроводу. Наприклад, максимальна позначка рівня рідини на початку ОСДСВ  $z_2$  при значенні діаметра  $d_{\text{bp}}=150$  мм в 2,4 рази більша, ніж для  $d_{\text{bp}}=250$  мм. Загалом, підвищення рівня рідини всередині ОСДСВ такої продуктивності більш, як на 400–500 мм, в реальних умовах вже призводить до їх підтоплення.

На рис. 3 показано графіки зміни в часі об'ємних витрат води в досліджуваній системі.

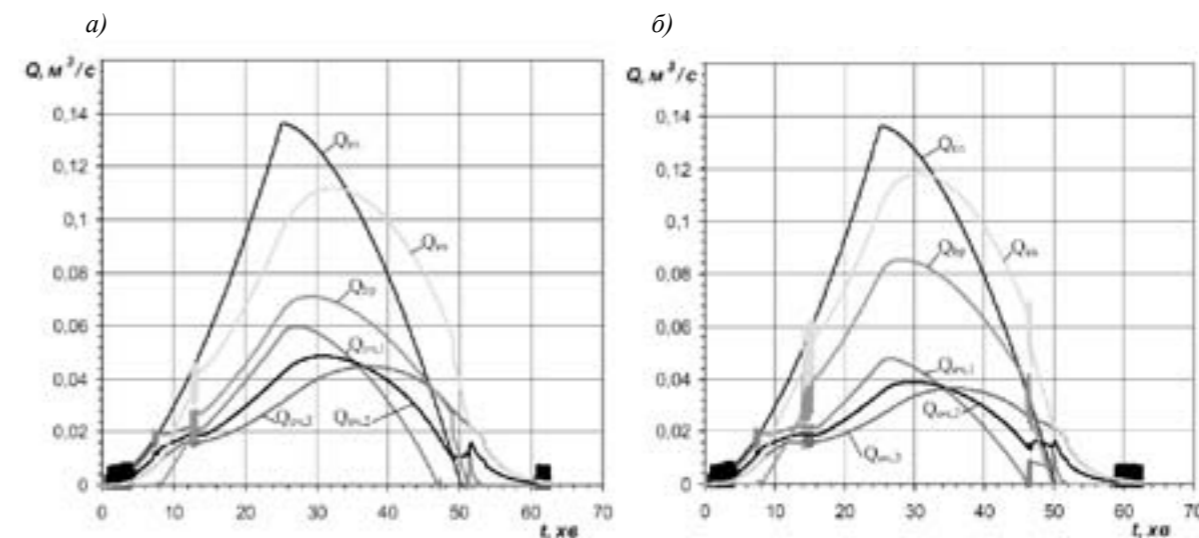


Рисунок 3 – Графіки зміни витрат води в системі при різних діаметрах байпасного трубопроводу для: а)  $d=150$ мм; б)  $d=180$ мм (при тих самих умовах, що на рис. 2)

З рис. 3 видно, що об'ємна витрата в ОСДСВ блочного типу ( $Q_{\text{оч,2}}$ ) протягом 15–25 хв перевищує номінальну продуктивність очисних споруд ( $Q_{\text{ОС}}$ ), досягаючи при  $d_{\text{bp}}=150$  мм максимального значення 48,5 л/с, що становить 162 % від  $Q_{\text{ОС}}$ , а при  $d_{\text{bp}}=180$  мм – 38,9 л/с або 130 % від  $Q_{\text{ОС}}$ .

На рис. 4 показано графіки, що описують зміну максимальних рівнів води в елементах системи та максимальної очисної витрати  $Q_{\text{оч,max}}$  залежно від діаметра байпасного трубопроводу.

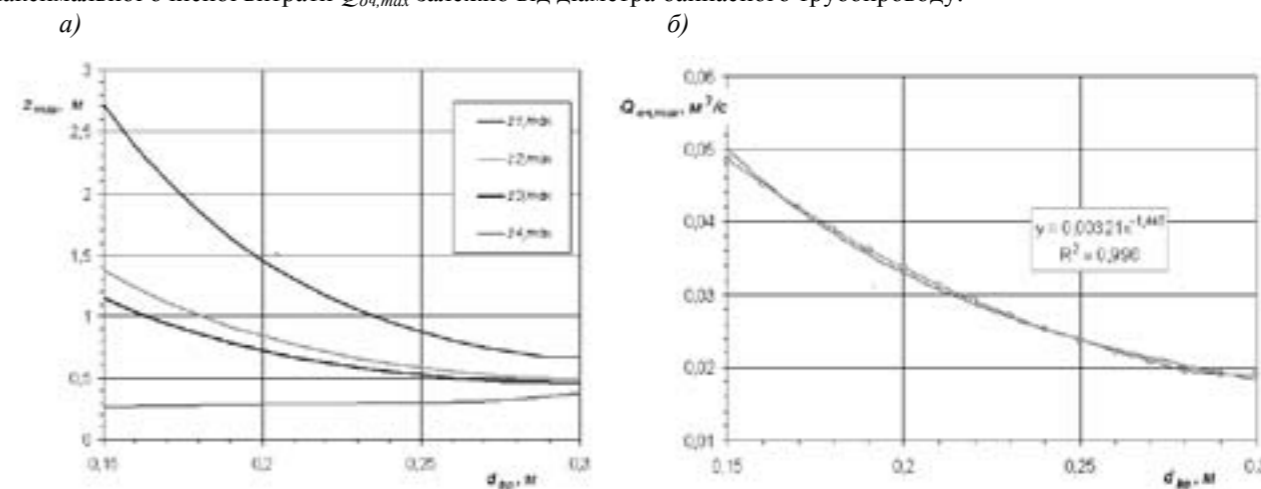


Рисунок 4 – Вплив діаметра  $d_{\text{bp}}$  на максимальні значення рівнів та витрат: а) залежність максимальних рівнів води в системі; б) залежність максимальної очисної витрати  $Q_{\text{оч,max}}$  від діаметра  $d_{\text{bp}}$  (при тих самих умовах, що на рис. 2)

Видно, що завищення діаметра байпасу також має свій негативний аспект. Так, для проаналізованих блочних ОСДСВ при  $d_{\text{bp}}>210$  мм максимальна витрата в очисних спорудах не перевищує номінального значення (30 л/с), тобто з подальшим збільшенням діаметра  $d_{\text{bp}}$  має місце недовантаження ОСДСВ та зростає частка забрудненого дощового стоку, який байпасним трубопроводом без очищення надходить прямо в контрольний колодезь.

Отримано, що залежність  $Q_{\text{оч,max}}$  від діаметра байпасного трубопроводу добре описується апроксимаційною степеневою формулою ( $R^2 \geq 0,99$ ):

$$Q_{\text{оч,max}} = \frac{0,00321}{d_{\text{bp}}^{1,44}} \quad (19)$$

Аналогічною є залежність відносної максимальної очисної витрати  $Q_{\text{оч,max}}/Q_{\text{ОС}}$  від діаметра байпасного трубопроводу  $d_{\text{bp}}$ :

$$Q_{\text{оч,max}}/Q_{\text{ОС}} = \frac{0,107}{d_{\text{bp}}^{1,44}} \quad (20)$$

Виконаний вище аналіз дозволяє визначити оптимальний з гідравлічної точки зору діаметр байпасної лінії. Для розглянутої системи "ОСДСВ – байпасний трубопровід" – це діаметр  $d_{\text{bp}}=210$  мм, за якого  $Q_{\text{оч,max}}/Q_{\text{ОС}} \approx 1$ .

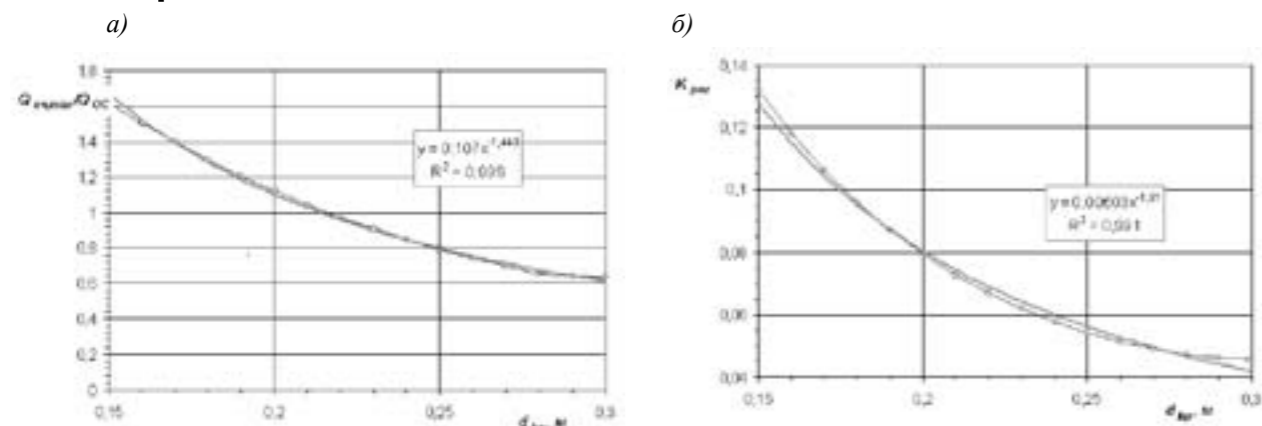


Рисунок 5 – Вплив діаметра байпасного трубопроводу на значення: а – відносної максимальної очисної витрати  $Q_{оч, max}/Q_{ос}$ ; б – коефіцієнта регулювального об'єму ОСДСВ  $K_{рег}$  (при тих самих умовах, що на рис. 2)  
Для аналізу регулювальної здатності ОСДСВ блочного типу по аналогії з регулювальними резервуарами введено до розгляду коефіцієнт регулювального об'єму ОСДСВ:

$$K_{рег} = \frac{H_{max} - H_{min}}{Q_{ос}} = \frac{Q_{оч, max} - Q_{ос}}{Q_{ос}} \quad (21)$$

На рис. 5,б показано залежність розрахункового значення коефіцієнта регулювального об'єму  $K_{рег}$  від діаметра байпасного трубопроводу  $d_{bp}$  для аналізованих ОСДСВ блочного типу. Ця залежність добре описується степеневою лінією тренду:

$$K_{рег} = \frac{0,00603}{d_{bp}^{1,61}} \quad (22)$$

Для узагальнення результатів виконано аналіз залежності коефіцієнта регулювального об'єму ОСДСВ від безрозмірної тривалості дощу  $X_0 = t_0/t_r$  (у випадку випадання дощів більшої тривалості, ніж  $t_r$ , та, відповідно, меншої інтенсивності). Для оптимального з гідравлічної точки зору діаметра байпасного трубопроводу  $d_{bp} = 210$  мм отримано, що при  $1 \leq X_0 \leq 2$  залежність коефіцієнта  $K_{рег}$  від безрозмірної тривалості дощу  $X_0$  добре описується лінійною формулою

$$K_{рег} = 0,0242X_0 + 0,106 \quad (23)$$

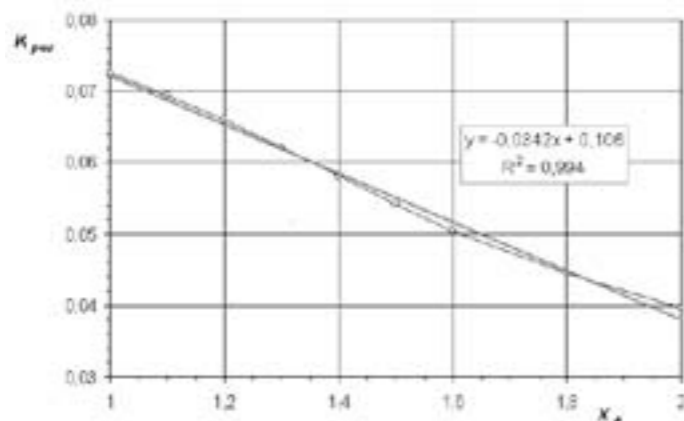


Рисунок 6 – Залежність коефіцієнта регулювального об'єму ОСДСВ  $K_{рег}$  від безрозмірної тривалості дощу  $X_0$  ( $d_{bp} = 210$  мм та при тих самих умовах, що на рис. 2)

### ВИСНОВКИ

Розроблено метод гідравлічного розрахунку нестаціонарних гідравлічних процесів у блочних ОСДСВ з байпасним трубопроводом за відсутності пристроїв для регулювання витрати дощового стоку залежно від гідрографа притоку дощових стічних вод та з урахуванням гідравлічних взаємозв'язків між усіма суміжними елементами системи. Показано, що система «ОСДСВ – байпасний трубопровід» особливо чутлива до значення діаметра байпасного трубопроводу  $d_{bp}$ . Запропонований метод дозволяє визначати оптимальне з гідравлічної точки зору значення діаметра  $d_{bp}$ . Проаналізовано залежності коефіцієнта регулювального об'єму ОСДСВ від діаметра байпасного трубопроводу та безрозмірної тривалості дощу.

### ЛІТЕРАТУРА

1. Жук В.М. Розрахункова витрата дощових стічних вод для лінійних в плані басейнів стоку з постійним поздовжнім похилом / В.М. Жук, І.І. Матлай / Вісник Нац. ун-ту "Львівська політехніка". "Теорія і практика будівництва". — № 697.— Львів. — 2011. — С. 97–103.

2. Молоков М. В. Очистка поверхностного стока с территорий городов и промышленных площадок / М. В. Молоков, В. Н. Шифрин. — М.: Стройиздат, 1977. — 104 с.  
3. Отведение и очистка поверхностных сточных вод: Учеб. пособие для вузов / В.С. Дикаревский, А.М. Курганов, А.П. Нечаев, М.И. Алексеев. — Л.: Стройиздат. Ленингр. отд-ние, 1990. — 224 с.  
4. Иванов В.Г. Тонкослойные отстойники для интенсификации очистки природных и сточных вод: дисс. д-ра техн. наук: 05.23.04 / Иванов В.Г. — СПб., 1998. — 304 с.  
5. Жук В.М. Теоретичні гідрографи притоку для дощів постійної в часі інтенсивності при змінній швидкості течії / В.М. Жук // Проблеми водопостачання, водовідведення та гідравліки: Науково-технічний збірник. Випуск 15. – К.: КНУБА, 2010. — С. 119–130.

УДК 624.7/8

Ільченко В.В., канд. техн. наук, Сліччук П.Б., Сергєєв О.С.

### АНАЛІЗ СТАНУ ШТУЧНИХ СПОРУД НА ТЕРИТОРІЇ ПОЛТАВСЬКОЇ ОБЛАСТІ, ЗБУДОВАНИХ НА ПОЧАТКУ ХХ СТОЛІТТЯ

**Анотація.** Проаналізовано технічний стан та особливості проектних рішень штучних споруд на дорогах загального користування на території Полтавської області, які збудовані на початку двадцятого століття.

**Ключові слова:** автомобільна дорога, штучна споруда, технічний стан.

**Аннотация.** Проанализированы техническое состояние и особенности проектных решений искусственных сооружений на дорогах общего пользования на территории Полтавской области, построенных в начале двадцатого века.

**Ключевые слова:** автомобильная дорога, искусственное сооружение, техническое состояние.

**Annotation.** The analyzed the technical condition and features project decisions of artificial structures on public roads in the Poltava region, which were built in the early twentieth century.

**Keywords:** highway, artificial structures, technical condition.

Розвиток промисловості й торгівлі на початку ХХ-го століття став поштовхом до розвитку дорожнього господарства, що в свою чергу потребувало будівництва надійних та довговічних бетонних та залізобетонних штучних споруд [1].

На території Полтавської області (на початку ХХ-го століття – Полтавської губернії) першими штучними спорудами на шляхах сполучення, що збудовані з використанням монолітного бетону, можна вважати такі конструкції:

- монолітна цементобетонна аркова труба біля ст. Сенча Миргородського району, збудована в 1894 році (див. рис. 1);
- монолітний залізобетонний однопролітний міст біля с. Яреськи Шишацького району, збудований в 1908 році (див. рис. 2);
- збірно-монолітний залізобетонний багатопролітний міст через р. Ворскла біля м. Кобеляки, збудований в 1910 році (див. рис. 3).

На даний час аркова труба біля ст. Сенча без жодного ремонту з часу зведення використовується за призначенням, однопролітний міст біля с. Яреськи після будівництва поруч нової штучної споруди у 1982 р. виведений з експлуатації, а багатопролітний міст через р. Ворскла біля м. Кобеляки непридатний для нормальної експлуатації та частково зруйнований.



Рисунок 1. Монолітна цементобетонна аркова труба біля ст. Сенча Миргородського р-ну, збудована в 1894 р.



Рисунок 2. Монолітний залізобетонний міст біля с. Ярьськи Шишацького району, збудований в 1908 р.



Рисунок 3. Збірно-монолітний залізобетонний міст через р. Ворскла біля м. Кобеляки, збудований в 1910 р.

Подальше будівництво штучних споруд на шляхах сполучення з використанням бетону на території Полтавської області продовжилось у 30-х роках ХХ століття, зокрема:

– збірно-монолітний залізобетонний багатопролітний міст довжиною 150 м через р. Псьол біля ст. Потоки Кременчуцького району – повністю зруйнований;

– збірно-монолітний залізобетонний багатопролітний міст довжиною 130 м через р. Ворскла біля с. Білики Кобеляцького району – перебуває в експлуатації.

Міст через р. Ворскла біля с. Білики, що збудований в 1928-1930 рр., мав багатопролітну рамно-консольна систему з підвісними прольотами, в основу проекту якої прийнято креслення німецьких інженерів-мостовиків. Габарит мосту на той час складав Г-5,5+2×1,0 м.

За свідченнями старожилів будівництво мосту через р. Ворскла біля с. Білики виконувало 25 найманих працівників. Для влаштування залізобетонних конструкцій опор та пролітної споруди використовувались кована арматура та монолітний бетон, який виготовлявся на безпосередньо на будівельному майданчику при допомозі бетономішалки на паровій тязі. Цікавим є те, що цемент для потреб будівництва доставлявся з Китаю в 200 літрових бочках.

Пролітна споруда мосту має схему 5+14+16+3×20+16+14+5 м і складається з трьох ригелів трипролітних рам і підвісних балочних вставок-прольотів, шарнірно опертих на консолях рам. Ригелі рам і підвісні вставки розташовані в вертикальній площині на вигнутій кривій з радіусом близько 500 м, вершина якого припадає на середину центральної рами. Прольоти скомпоновано з чотирьох головних балок, відстань між поздовжніми осями яких складає 1,84 м. Геометричні розміри головних балок: ширина ребра – 0,40 м; висота в середині прольотів – змінюється по довжині: 0,68 м на кінці вільних консолей, 0,65 м для крайніх прольотів, 0,86 м для прольотів, суміжних з крайніми, 1,10 м для центрального прольоту; висота в надопорних перерізах над стійками рам: 1,50 м над крайніми опорами та 2,00 м над опорами центрального прольоту. Геометричні розміри консолей крайніх і середніх рам: ширина ребра – 0,40 м; висота в місцях опорних столиків рівна – 0,90 м.

Для забезпечення жорсткості в вузлах об'єднання головних балок з опорами влаштовані надопорні діафрагми, які по своїй суті є продовженням тонкостінних опор-стінок. Окрім надопорних діафрагм головні балки пролітної споруди об'єднані між собою плитою проїзної частини та поперечними балками, які розташовані з кроком 2,0 м; на кінцях консолей влаштовані опорні столики для встановлення балочних вставок-прольотів.

Опори мосту – гнучкі опори-стілки на високих трьохрядних палевих ростверках, проміжні опори з верхньої сторони мають посилені металевими кутиками похилі льодорізні грані.

У 1996 році за проектом ГНДЛ-88 НУ «Львівська Політехніка» проведено реконструкцію мосту через р. Ворскла біля с. Білики з розширенням габариту до Г-10+2×1,5 м при допомозі накладних збірних залізобетонних

ребристих плит з консолями (див. рис. 4). Ребристі плити опиралися в поперечному напрямку на тротуарні консоли та монолітні ділянки, об'єднані з існуючою пролітною спорудою за допомогою анкерних шпонок. В процесі реконструкції при допомозі збірних залізобетонних головних балок індивідуального виготовлення відновлені два підвісних прольоти, які були зруйновані під час військових дій у 1941-1945 рр.



Рисунок 4. Збірно-монолітний залізобетонний міст через р. Ворскла біля с. Білики Кобеляцького району:  
а) вкладання збірних накладних плит під час реконструкції мосту;  
б) вигляд пролітної споруди в місці реставрації вузла спирання підвісних балок на ригелі рам.

#### ВИСНОВОК

Аналіз стану штучних споруд на території Полтавської області, збудованих на початку ХХ століття, показує, що більшість з них (міст біля с. Ярьськи Шишацького району, міст через р. Ворскла біля м. Кобеляки, міст через р. Псьол біля ст. Потоки Кременчуцького району) зазнали морального й фізичного старіння, тому вилучені з експлуатації. У той же час існують штучні споруди (монолітна цементобетонна аркова труба біля ст. Сенча Миргородського району, збірно-монолітний залізобетонний багатопролітний міст через р. Ворскла біля с. Білики Кобеляцького району), які незважаючи на свій поважний вік, знаходяться в технічному стані, що відповідає вимогам діючих нормативних документів [4 – 5]. Таким чином при належному утриманні й своєчасному виконанні ремонтних робіт штучні споруди досить тривалий час здатні забезпечувати належні умови руху транспортних засобів.

Необхідними умовами для підтримання й подальшого поліпшення технічного стану штучних споруд є здійснення заходів щодо розширення (а при відсутності – створення) спеціалізованої служби, підвищення професійного рівня знань спеціалістів-дорожників та широкого застосування науково обґрунтованих сучасних проектних рішень з експлуатації та поточного ремонту штучних споруд.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. Акимов Б.Н. Железобетон в практике / Б.Н. Акимов. – С.Пб.-М., 1908. – 247 с.
2. Ільченко В.В. Аналіз довговічності автодорожніх мостів у Полтавській області / В.В. Ільченко, О.С. Сергеев, П.Б. Слінчук // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – 2006. – Вип. 73. – С. 105 – 108.
3. Мягкохліб А.І. Досвід та перспективи покращення стану мостів на прикладі Полтавської області / А.І. Мягкохліб, П.Б. Слінчук, А.С. Фаль, В.Т. Котенко, І.В. Нечипоренко // Автошляховик України. – 2012. – №6(230) – С. 36 – 39.
4. ДБН В.2.3-6:2009. Мости та труби. Обстеження і випробування – К.: 2009. – 44 с.
5. ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009. Настанова з оцінювання та прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. – К.: 2002. – 54 с.

УДК 629.047:625.717.02:656.021(045)

Кривенко Ю.М., канд. техн. наук, Белятинський А. О., д-р техн. наук, Кривенко А.Ю.

**ПРО НЕОБХІДНІСТЬ І СПОСІБ КОНТРОЛЮ ТЕМПЕРАТУРИ ПОВЕРХНІ АЕРОДРОМІВ ТА АВТОШЛЯХІВ**

**Анотація.** Наведено результати тривалих вимірів температури поверхні покриттів злітно-посадкових смуг аеродромів. Встановлені суттєві відмінності температури поверхні покриттів від температури повітря, що покладена в основу прогнозування стану покриттів та визначення строків їх обробки хімреагентами і методів очистки. Доведена надійність вимірювання температури поверхні покриттів металевими термоопорами типу ТСП або TCM з приладами, що широко розповсюджені в інженерній практиці

**Ключові слова:** злітно-посадкова смуга, автомобільна дорога, безпека руху, витрати хімреагентів, температура повітря, температура поверхні, температура масиву покриття, спосіб дистанційного автоматичного вимірювання температури.

**Анотация.** Приведены результаты длительных измерений температуры поверхности покрытий взлетно-посадочных полос аэродромов. Установлены существенные отличия температуры поверхности покрытий от температуры воздуха, положенной в основу прогнозирования состояния покрытий и определения сроков обработки их химреагентами и методов очистки. Доказана надежность измерения температуры поверхности покрытий металлическими термосопротивлениями типа ТСП или TCM с приборами, широкоиспользуемыми в инженерной практике.

**Ключевые слова:** взлетно-посадочные полосы, автомобильная дорога, безопасность движения, расходы химреагентов, температура воздуха, температура поверхности, температура массива покрытия, способ дистанционного автоматического измерения температуры.

**Анотация.** The results of long-term measurements of surface temperature coatings runway airports. The essential differences between the surface temperature of the coating temperature, laid the basis for forecasting the timing of coatings and their processing chemicals and cleaning methods. Proven reliability of temperature measurements of metal surfaces such as RTD or RTDs SCI with appliances, a widely used in engineering practice.

**Keywords:** runways, road, traffic safety, costs of chemicals, temperature air, temperature surface, a temperature solid coverage, the method of automatic, remote temperature measurement.

У довідковій і іншій спеціальній літературі по експлуатації злітно-посадкових смуг (ЗПС) [1-8] підкреслюється великий вплив температури на їх деформацію, стан поверхні, на виникнення ожеледиці та сльоти, а, отже, і на різке падіння коефіцієнта зчеплення. Тим часом, у більшості цих джерел, а, головне, в нині діючих в Україні нормах експлуатації [4], нічого не говориться про необхідність вимірювання температури покриттів, а мається на увазі, що температура поверхні ЗПС практично збігається з температурою повітря. Те ж можна сказати і про експлуатацію автомобільних доріг [9-11].

Вперше, наскільки нам відомо, дистанційне вимірювання температури поверхні ЗПС було виконано В.П.Маслаковим під керівництвом М.А.Печерського в аеропорту м. Самари - Курумоч в 1985 р. [12]. Роботи проводилися з метою прогнозування ожеледі на ЗПС. В якості датчиків використовувалися компактні кремнієві діоди КД-102А при довжині ліній зв'язку датчиків з приладом близько 100 м. Були спроби поширити отриману в результаті робіт методику прогнозування на інші аеропорти [13], однак чомусь без рекомендацій способів вимірювання температури поверхні (в методиці пропонується визначати температуру поверхні ЗПС наближено, в залежності від температури повітря і швидкості вітру, а також ступеня хмарності). Запропонована система прогнозування "Самара", наскільки нам відомо, не набула поширення через нестійкість в роботі датчиків. Однак на підставі цих досліджень в нових нормативах з експлуатації аеродромів Російської Федерації [3] вже була відзначена важливість вимірювання температури поверхні покриттів.

У розвинених країнах давно вже (у Швейцарії ще з 70-х років) на дорогах, а потім і на аеродромах встановлювалися датчики температури покриттів. На Україні вперше, наскільки нам відомо, в кінці 90-х років в Борисполі на ЗПС № 1 була встановлена швейцарсько-німецька система ГФС-2000, яка містить в собі датчики температури поверхні. На автодорозі Київ-Бориспіль подібна іноземна система почала функціонувати кілька років тому. Розповсюдженню таких систем в інших аеропортах і на автодорогах України, заважає висока вартість зарубіжних систем і невідповідність експлуатаційних служб.

З урахуванням викладеного, для визначення необхідності вимірювання температур поверхні покриттів і розробки досить точного і надійного способу вимірювань, Національним авіаційним університетом у 1990-2000 роках були проведені вимірювання температури на двох діючих злітно-посадкових смугах. Спочатку датчики були встановлені в аеропорту Київ - Жуляни, на смузі для легких і середніх літаків (рис.1-а), а потім і в аеропорту Мінеральні Води, із смугою для літаків всіх типів (рис.1-б).

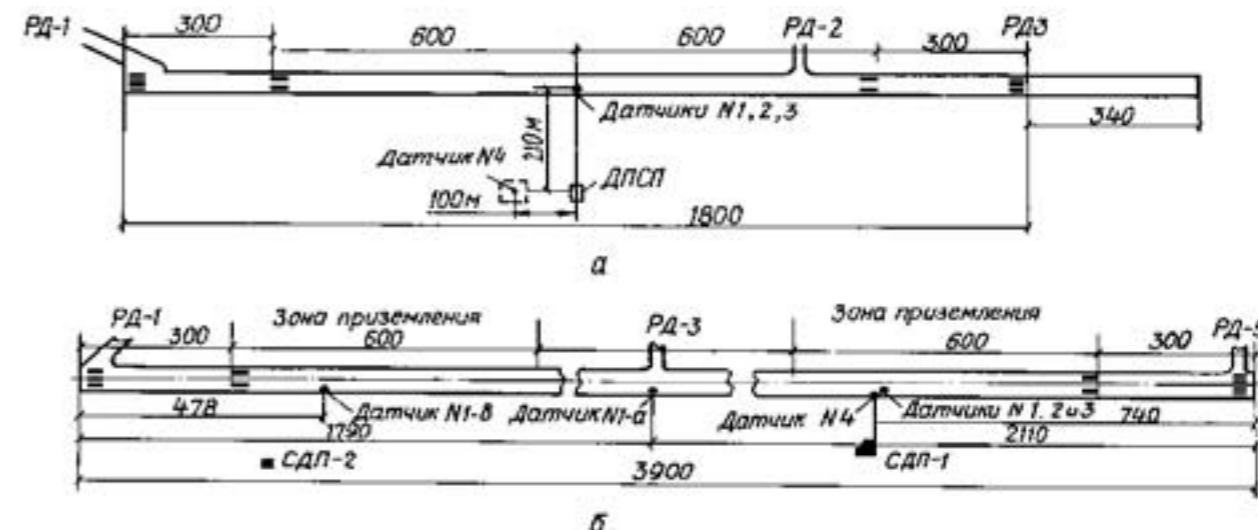


Рис.1. Злітно-посадкові смуги, де проводилися вимірювання температур і перевірка роботи датчиків: а-в аеропорту Київ-Жуляни, б-в аеропорту Мінеральні Води. Датчики № 1 - для вимірювання глибини шару води, № 2 та № 3 - для вимірювання температури поверхні та масиву покриття, № 4-датчики температури повітря

В якості датчиків температур були використані металеві терморезистори типу TCM з реєструючими автоматичними мостами типу КСМ. У ході досліджень було прийнято рішення про одночасне вимірювання також і температури масиву покриття. Для температури повітря був узятий стандартний датчик типу TCM-6114 (рис.2), робочий елемент якого був пристосований потім для датчика температури поверхні і масиву (рис. 3). У зв'язку зі значними розмірами датчика TCM, на

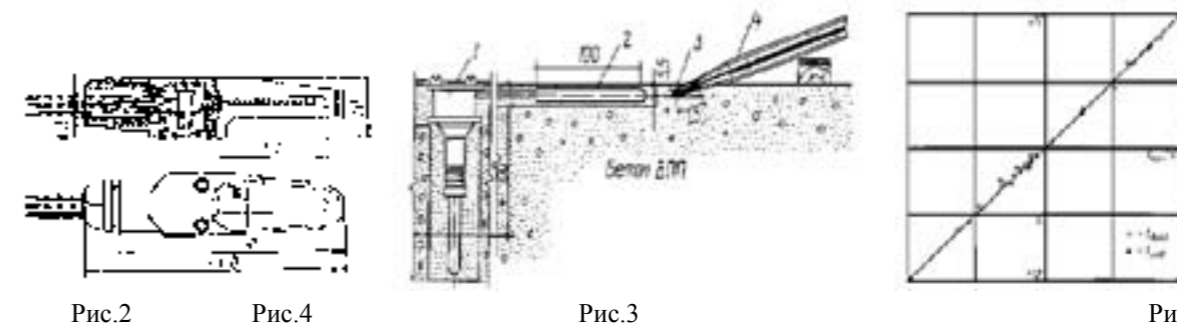


Рис.2 Термодатчик TCM 6114 для вимірювання температури повітря

Рис.3. Розташування датчиків температури масиву і поверхні покриття на ЗПС: 1-датчик температури масиву; 2- датчик температури поверхні покриття; 3-виїмка в бетоні; 4-зразковий рідинний термометр

Рис.4. Результати тарування датчика температури поверхні зразковим рідинним термометром

початковому етапі температура поверхні вимірювалася на глибині 5,5 мм, що дещо глибше, ніж при використанні напівпровідникових датчиків в дослідях В.П.Маслакова, але для з'ясування співвідношень температур повітря і поверхні, це вплинуло несуттєво, тим більше, що паралельно вимірювалася і температура масиву. Головне, для підвищення надійності і точності вимірів, у ряді робіт [14-16] рекомендувалося в подібних умовах застосовувати не напівпровідникові, а металеві датчики, термін служби у яких набагато більший - близько 20 років.

В якості реєструючі приладів в аеропорту Київ використовувався прилад типу КСМ-4 - на дванадцять точок вимірювання, при найбільшій довжині ліній зв'язку 210 м, а в аеропорту Мінеральні Води - прилад КСМ-2 на три точки вимірювання, при довжині ліній зв'язку близько 100 м.

Датчик температури повітря в Києві розташовувався на метеоплощадці поруч зі стандартним термометром в метеобудці на відстані 100 м від реєструючого приладу, а в Мінеральних Водах був встановлений вже поруч з ВПП, на відстані 1,5 м від краю і на висоті 300 мм.

На рис. 4 показані результати повірки термодатчиків поверхні покриття та повітря рідинним скляним термометром в аеропорту Київ. Отримана до того часу найбільша похибка дистанційного автоматичного вимірювання не перевищувала 0,5 ° С, при допустимій похибці вимірювання температури на аеродромі за вимогами ІКАО ± 1 ° С [2].

Вимірювання температур на ЗПС проводилися систематично починаючи з 1990 по 1995 рік. Ці дослідження показали, що збіг температури повітря і температури поверхні покриттів носить випадковий характер. Температура повітря залежить від багатьох параметрів і, в значній мірі, визначається метеорологічною обстановкою в даному регіоні. Її зміна істотно пов'язане з альбедо навколишньої місцевості, значною вологістю поверхні, з силою і напрямом вітру. У той же час на температуру поверхні покриттів в значно в більшій мірі впливає сонячна радіація і альбедо покриття, температура масиву покриття, матеріал і стан самого покриття. На рис. 5 представлена одна з багатьох характерних діаграм, отримана на ЗПС Мінеральних Вод в грудні місяці.

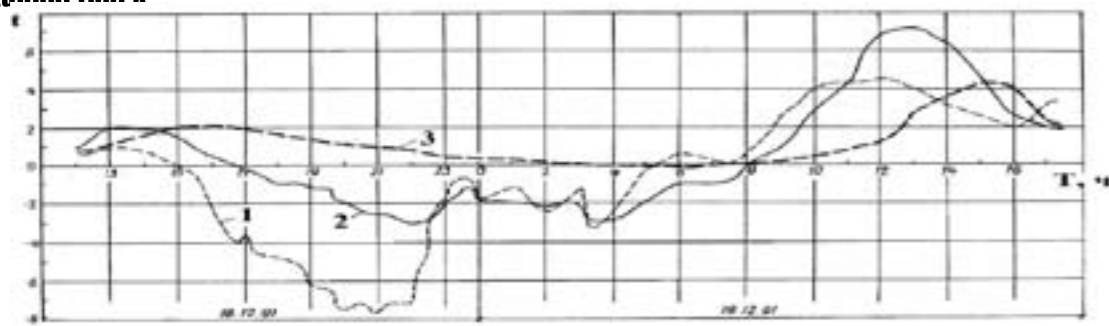
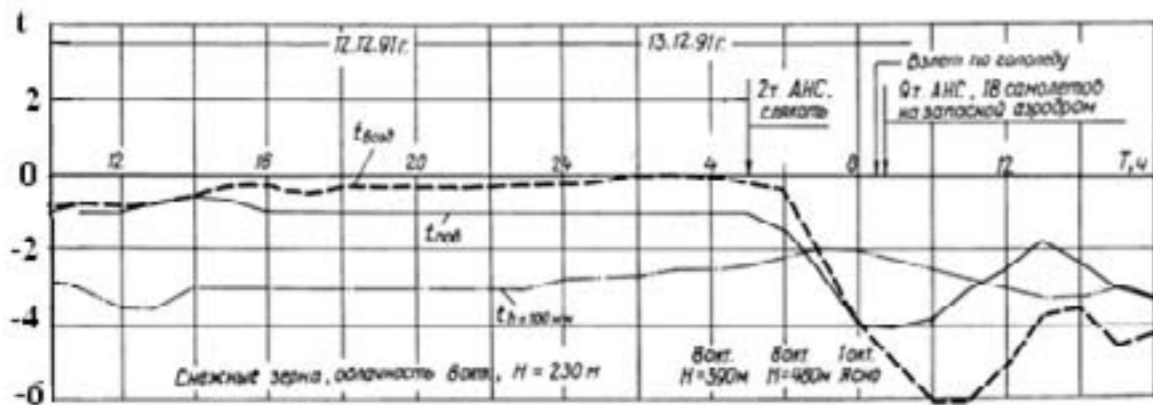


Рис. 5. Характерна діаграма запису температур повітря (1), поверхні (2) і масиву бетону (3) на злітно-посадковій смузі в аеропорту Мінеральні Води 18-19 грудня 91 р.

Як випливає з спостережень, температура поверхні покриття може бути більше, менше і рівною температурі повітря. На цій діаграмі спостерігаються періоди, коли всі три температури, - повітря, поверхні і масиву покриття на глибині 100 мм, - були майже однаковими. Не збігається за часом і перехід температур повітря і покриття через 0 ° С. У представленому прикладі різниця в часі переходу становить 6-8 годин. Спостерігалися випадки, коли різниця в часі переходу через нуль досягала декількох діб. Найбільша відмінність температур у зимово-осінній в період досягала 5-10 ° С, а в літній період в Мінеральних Водах (цей аеропорт розташований на широті Сімферополя) спостерігалися періоди, коли температура поверхні покриття перевищувала температуру повітря на 30 °. В кінці липня температура поверхні ЗПС в середині дня досягала 60 ° С. В той час, через велику температуру поверхні і масиву, було відзначено навіть спучування покриття ЗПС, частину якого довелося вирізати. Відмітимо, що з часом цю ЗПС із-за руйнування прийшлося закрити, а поряд побудувати нову, з дещо зміненим поперечним профілем.

Рис.6. Діаграма запису температури повітря ( $t_{\text{возд}}$ ), поверхні ( $t_{\text{пов}}$ ) і масиву бетону на глибині 100мм ( $t_{h=100\text{мм}}$ ) на ЗПС 12-13 грудня 1991



Значний інтерес представляє діаграма (рис. 6), записана автоматичними датчиками температури 12-13 грудня 1991 р. на старій, до реконструкції, ЗПС в аеропорту Київ-Жуляни. В той час, 13 грудня через неправильні дії працівників аеродромної служби, які брали до уваги, як зазвичай, тільки температуру повітря, на ЗПС виникла ожеледь та відбулися наступні порушення:

- неприпустимий за нормами зліт літака по ожеледі (добре, що не виникла необхідність зупинити зліт);
- аварійне закриття аеродрому для польотів, внаслідок чого 18 літаків, які вилетіли до Києва, були відправлені на запасні аеродроми або повернулися назад;
- для боротьби з ожеледицею було необгрунтовано висипано на ЗПС 9 тонн хімреагентів, що, крім істотних економічних витрат, призвело також до надмірного забруднення нітратами ряду водойм.

У процесі досліджень датчик для вимірювання температури поверхні був вдосконалений (рис. 7а) [17], що, перш за все, дозволило вимірювати температуру поверхні на глибині близько 2,5 мм, і, крім того, підвищити точність вимірювань до 0,2 градуса. У 1992 р. в аеропорту Київ-Жуляни було встановлено вже два таких датчика - один біля краю, а інший поблизу осі ЗПС (рис. 7б).

На цей час в Росії вийшли нові рекомендації до експлуатації аеродромів [3], в яких вже вказується про суттєве значенні температури поверхні аеродромного покриття для прогнозування льодоутворення, але, оскільки така температура в аеропортах не вимірюється, пропонується визначати цю температуру по температурі повітря, яка вимірюється метеостанцією. Перерахунок рекомендується виконувати за методикою, в основу якої було припущення про співпадання температур поверхні та повітря два рази на добу - перший раз в ранкові години, коли внаслідок нагрівання сонцем поверхні її температура підвищується швидше, ніж температура повітря, і, вдруге, у вечірній час, коли температура поверхні падає швидше температури повітря. У методиці наводиться спосіб визначення конкретного часу цих переходів, що залежать лише від пори року, силу вітру і величини хмарності.

Пори року, коли можливі льодоутворення, діляться лише на два періоди: 1-й - грудень-січень і 2-й - листопад, лютий і березень.

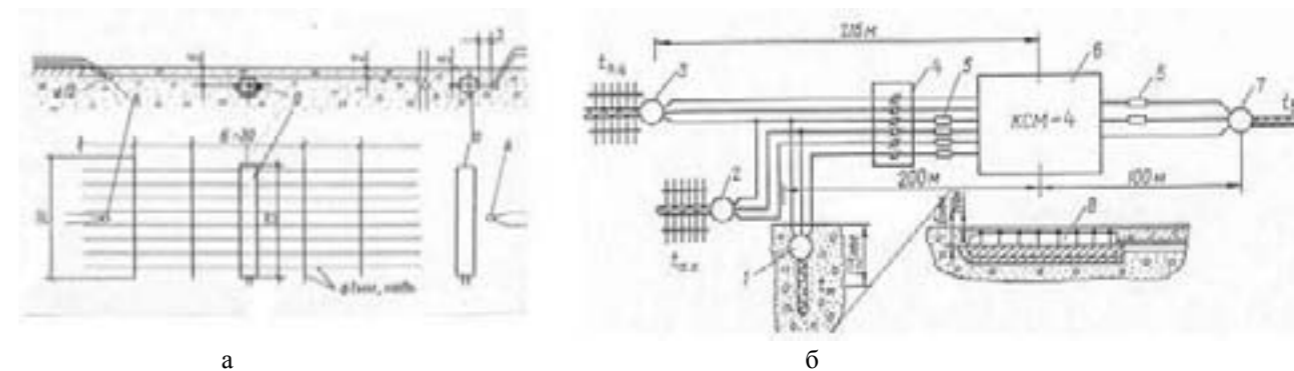


Рис. 7. Схема повірки нового (9) і старого (10) датчиків температури поверхні покриття у лабораторії (а) і установки нових датчиків на ЗПС (б): 1 - датчик температури масиву бетону; 2, 3 - датчики температури поверхні покриття біля краю і у осі ЗПС; 5-підгоночні опори ліній зв'язку; 6 - автоматичний контрольно-реєструючий прилад; 7 - датчик температури повітря на метеоплощадці; 8 - термопари для повірки датчиків в лабораторії

Вплив хмарності пропонується враховувати за потрійною градацією: до 4-х балів, 4 і більше 4-х балів. Про вплив вітру сказано тільки, що при швидкості вітру 5м/с температура поверхні на 1 ° нижче температури при відсутності вітру. Практично нічого не говориться про вплив температури масиву покриття, про наявність, товщину і вигляд атмосферних опадів.

Позитивно, загалом, оцінюючи наведений в РЕГА РФ-96 підхід, де вперше вказано про необхідність врахування температури поверхні покриттів, слід зазначити занадто наближений метод визначення відмінностей температур поверхні і повітря. Наші багаторічні вимірювання температури поверхні злітно-посадкових смуг в аеропортах Київ і Мінеральні Води, взагалі підтвердили можливість зазначених у РЕГА періодів збігів температур повітря і поверхні ЗПС. В якості прикладу на рис.8 показаний хід температур в кінці жовтня на ЗПС в аеропорту Київ. Однак, навіть у цей, порівняно рідкісний, за нашими достатньо тривалим спостереженням період, співпадання температур найчастіше не відповідає рекомендаціям РЕГА - з десяти випадків співпало тільки 20%

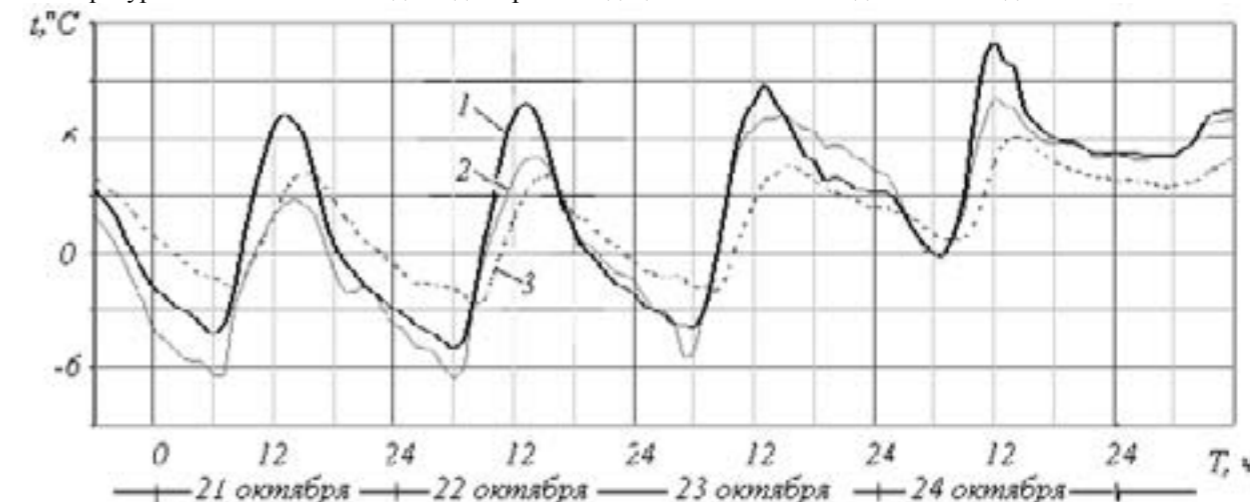


Рис. 8. Автоматичний запис в аеропорту Київ температур поверхні покриття (1), повітря (2) і масиву покриття на глибині 115 мм (3) в кінці жовтня на ЗПС в малохмарну погоду

Не відповідає час збігу температур і на інших діаграмах, приведених вище. На діаграмі рис.5 температури співпадали не в 15-16 годин, як це випливає з методики, а з 22 год 30 хв 18-го грудня по 4 год ранку 19 - го. Те ж в грудні на ЗПС в Києві (рис.6). При ясному небі за методикою збіг температур повинен був о 6-7 годині. В дійсності збіг відбувся о 8-й (майже як за методикою), проте, якщо по методиці, після збігу температура покриття в ясний день повинна була зростати швидше, ніж температура повітря, то в дійсності відбулося протилежне - через холодний масив покриття та застосування хімреагентів, температура поверхні стала нижчою, ніж температура повітря. Вочевидь, покладені в основу РЕГА спостереження за температурою ЗПС в аеропорту Курумоч, є окремим випадком, і відповідають ясній чи малохмарній погоді. За нашими спостереженнями, значний вплив на температуру поверхні має температура масиву покриття. Досить часто в зимовий і літній час, коли масив або сильно охолоджений, або, влітку, розігрітий, криві температур повітря і поверхні взагалі не перетинаються. Часто не перетинаються вони і в похмурі погодні взимку, коли коливання температури практично припиняються (рис. 9)



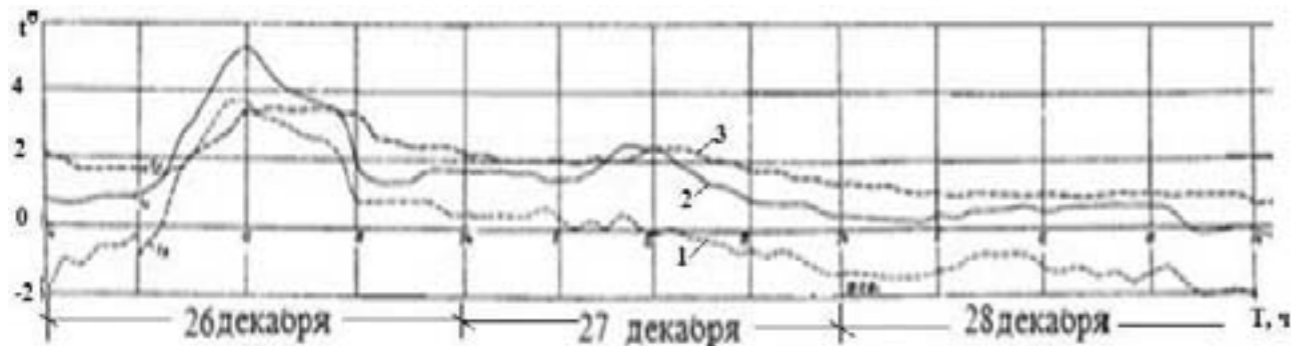


Рис. 9. Зміна температур повітря (1), поверхні покриття (2) і масиву на глибині 115мм (3) на ЗПС

Для прогнозування стану покриттів у відповідні періоди, необхідно вести запис зміни трьох температур: поверхні покриття, повітря та масиву покриття. Різниця цих температур досягала, за нашими спостереженнями, в осінньо-зимовий період до 2 - 5 °, а влітку до 10 - 20°. Спостереження і розрахунки показали, що температуру масиву слід вимірювати на глибині, яка залежить від матеріалу покриття (для асфальтобетонних покриттів - близько 70 мм, а цементобетонних - 110 мм). Проведені в 90-х роках дослідження та натурні випробування на двох діючих ЗПС показали перспективність способу на основі стандартних металевих термопорі ТСП або ТСМ і автоматичних реєструючих приладів типу КСМ. Для виведення показань на ЕОМ можуть застосовуватися відповідні перетворювачі сигналів (в Росії, наприклад, це рекламовані для вимірювання температури модулі ZET 7021 або ZET 7121).

У 1995р. була підготовлена програма і методика державної атестації датчиків, однак атестація не відбулася через розпад СРСР і припинення фінансування. Неофіційні спостереження показали надійність роботи датчиків в умовах діючої ЗПС і після десяти років експлуатації - до самого будівництва в аеропорту Київ-Жуляни нової ЗПС.

### ВИСНОВКИ

Діючими досі в Україні та ряді країн СНД нормативами з експлуатації аеродромів та автошляхів не передбачається встановлення датчиків температури покриттів. Відповідні служби, згідно діючих норм, при експлуатації користуються, як правило, лише даними про температуру повітря. Оскільки ця температура, як показали тривалі спостереження, може відрізнятися від температури поверхні покриття восени і взимку на 2 - 5 °, а влітку на 10-30 °, спостерігається порушення безпеки руху, надмірні економічні витрати і, навіть, руйнування злітно-посадкових смуг.

У розвинених країнах давно вже такі датчики встановлюються (наприклад в досить поширених системах типу «ГФС-2000»). Широкому впровадженню закордонних систем заважає їх висока вартість і невідповідність наших експлуатаційних служб. Між тим, виробничими випробуваннями на діючих злітно-посадкових смугах була доведена можливість застосування температурних датчиків, виготовлених на базі надійних і довговічних металевих датчиків типу ТСП або ТСМ, з відповідними реєструючими приладами, широко вживаними в інженерній практиці.

### ЛІТЕРАТУРА

1. Руководство по аэропортовым службам: Часть 2. Состояние поверхности покрытий. ИКАО, Монреаль, 2002. - 90 с.
2. Руководство по авиационной метеорологии (ДОС 8896), 3-е издание ИКАО, Монреаль, 1985. - 111 с.
3. Руководство по эксплуатации гражданских аэродромов Российской Федерации (РЭГА РФ-94) -М.: Изд-во «Воздушный транспорт», 1996. -193 с.
4. Наставление по аэродромной службе в гражданской авиации СССР (НАС-ГА-86). Изд-во «Воздушный транспорт». – М.: 1987. - 287 с.
5. Бабков В.Ф., Горецкий Л.И., Смирнов А.С., Глушков Г.И. Изыскания и проектирование аэродромов. –М.: Транспорт, 1981. - 616 с.
6. Эксплуатация аэродромов. Справочник (Л.И. Горецкий, М.А. Печерский, Л.Н. Комчихина и др. Под ред. Л.И. Горецкого) - М.: Транспорт, 1990. - 287 с.
7. Белинский И. А., Самородов Ю.А., Соколов В.С. Зимнее содержание аэродромов. - М.: Транспорт, 1982. - 192 с.
8. Горецкий Л. И. Теория и расчет цементобетонных покрытий на температурные воздействия.- Л.: Транспорт, 1968.- 284 с.
9. Довідник дорожнього майстра. Будівництво, експлуатація і ремонт автомобільних доріг. Навчально-практичний посібник. Видавництво «Инфра-Инженерия» - М.: 2005. - 212 с.
10. Технічні правила ремонту та утримання автомобільних доріг загального користування України. Українська державна корпорація по будівництву, ремонту та утриманню автомобільних доріг «Укравтодор». - М.: 1997. - 192 с.

11. Вісник Харківського автомобільно-дорожнього університету. Збірник наукових праць. Випуск 47. - Харків, 2009, -163 с.
12. Печерский М.А., Маслаков В.П. Прогнозирование льдообразований. Отечественный опыт. "Воздушный транспорт". - М.: 1986. - 12 с.
13. Методика прогнозирования льдообразования на искусственных покрытиях аэродромов ГА. МГА, ГПИНИИГА «Аэропроект», - М.: 1986. -11 с.
14. Рекомендации по применению автоматизированных комплексов аппаратуры для температурных измерений в грунтах. ПНИИС Госстроя СССР. Стройиздат,- М.: 1984. – 29 с.
15. Температурные измерения. Справочник. (Отв. ред. Геращенко О.А.). АН УССР. Институт проблем энергоснабжения.- К.: Наукова Думка, 1989. - 704 с.
16. Измерение параметров газообразных и жидких сред при эксплуатации инженерного оборудования зданий. Справ. пособие (Под ред. Полякова А.А.), Стройиздат,- М.: 1987. - 352 с.
17. Кривенко Ю.Н., Валько В. А. «Давач температури поверхні покриттів». Патент на винахід. Україна, UA, 14837 А, G01K 1/16. Опубл. 18.02.97 г.

УДК 624.121.54:624.131.6

Кузю М. Т. канд. техн. наук

### МОДЕЛЮВАННЯ ВЕРТИКАЛЬНИХ ЗМІЩЕНЬ ГРУНТОВОГО МАСИВУ В ПРОЦЕСІ ЙОГО ОСУШЕННЯ

**Анотація.** У статті виконано математичне моделювання вертикальних зміщень ґрунтового масиву в процесі його осушення. Достовірність отриманих розв'язків підтверджено на конкретному прикладі. Чисельний експеримент проведено після повної стабілізації рівня ґрунтових вод, тобто коли пройшло повне осушення ґрунтового масиву.

**Ключові слова:** вертикальні зміщення, ґрунтовий масив, осушення, математична модель.

**Аннотация.** В статье выполнено математическое моделирование вертикальных смещений ґрунтового массива в процессе его осушения. Достоверность полученных решений подтверждено на конкретном примере. Чисельный эксперимент проведено после полной стабилизации уровня ґрунтовых вод, то есть когда произошло полное осушения ґрунтового массива.

**Ключевые слова:** вертикальные смещения, ґрунтовый массив, осушения, математическая модель.

**Annotation:** In the article the mathematical modeling of soil massif's vertical displacements in the process of its drainage has been carried out. The validity of obtained solutions has been confirmed on the concrete example. The numerical experiment has been carried out after complete stabilization of soil water level, the complete drainage of soil massif has been accomplished.

**Keywords:** vertical displacements, soil massif, drainage, mathematical modeling.

Для осушення значних територій від розміщення високого рівня ґрунтових вод дуже часто доводиться влаштовувати різноманітні дренажні системи або канали. Особливо це питання є актуальним при влаштуванні ґрунтових насипів та штучних споруд на водонасичених ґрунтах.

Аналіз останніх досліджень показав, що існує ряд теоретичних рішень з визначення напружено-деформованого стану водонасичених ґрунтових масивів [1]. Однак, питання з визначення вертикальних зміщень водонасичених ґрунтових масивів, недостатньо вивчено.

Метою роботи є визначення деформацій водонасичених ґрунтових масивів при їх осушенні і відповідних їм вертикальних зміщень поверхні землі.

Для встановлення вертикальних зміщень поверхні ґрунтового масиву в процесі його осушення були виконані чисельні дослідження. За розрахункову схему прийнятий ґрунтовий масив, у якому влаштований осушувальний канал (рис. 1).

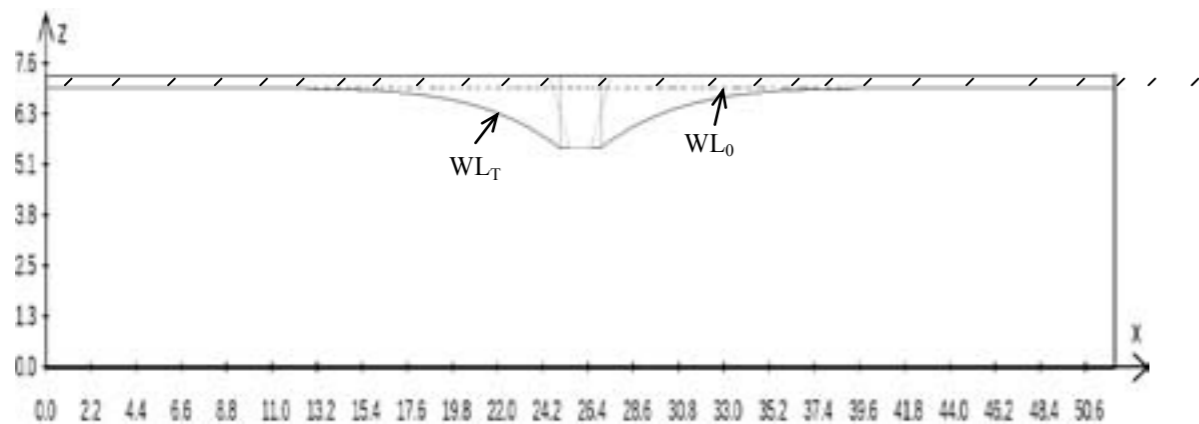


Рисунок 1 – Розрахункова схема ґрунтового масиву

Рівняння фільтраційного потоку на момент осушення ґрунтового масиву запишеться у вигляді:

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0, \quad (1)$$

де  $H(x, z)$  – напір води в точці  $(x, z)$  ґрунтового масиву.

Математична модель задачі в зміщеннях на момент часу  $t$  (момент часу, коли поверхня ґрунтових вод опуститься на рівні дна каналу) в області нижче рівня ґрунтових вод  $\Omega_t = \{(x, z) | x \in (0, r), z \in (0, h(x, t))\}$  описується наступними диференціальними рівняннями [2]:

$$\mu \Delta u + (\lambda + \mu) \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial z} \right) = \gamma_w \frac{\partial H}{\partial x}, \quad (2)$$

$$\mu \Delta w + (\lambda + \mu) \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial z} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) = \gamma_{sb} + \gamma_w \frac{\partial H}{\partial z} \quad (7.3)$$

при таких граничних умовах

$$u(x, 0) = 0, \quad w(x, 0) = 0, \quad (4)$$

$$u(0, z) = 0, \quad u(r, z) = 0, \quad (5)$$

$$\tau_{xz}(0, z) = 0, \quad \tau_{xz}(r, z) = 0, \quad (6)$$

$$R_x(x, l_1(x)) = 0, \quad R_z(x, l_1(x)) = \gamma_n(l_1(x) - l(x)). \quad (7)$$

Тут  $h(x, t)$  – висота розміщення ґрунтових вод у момент часу  $t$ ;  $H(x, z)$  – напір у точці  $(x, z)$  у момент часу  $t$ ;  $\Delta$  – оператор Лапласа;  $\lambda, \mu$  – пружні сталі;  $u(x, z)$  – горизонтальні, а  $w(x, z)$  – вертикальні зміщення точки, яка у момент  $t$  знаходиться в точці  $(x, z)$ ;  $\gamma_w = \rho_w g$  – питома вага води;  $\gamma_{sb}$  – питома вага ґрунту в насиченому стані  $\tau_{xz}$  – дотичні напруження;  $R_x(x, z), R_z(x, z)$  – горизонтальна та вертикальна складові вектора напружень;  $l_1(x)$  – рівень ґрунтових вод;  $l(x)$  – шукана висота (глибина) ґрунтового масиву в момент часу  $t$ ;  $\gamma_n$  – питома вага ґрунту в природному стані.

Загальна ширина області, що розглядається  $r$ . Горизонтальна координата початку каналу  $a$ , кінця  $b$ . Тоді ширина каналу рівна  $b - a$ .

Для того, щоб знайти зміщення у ґрунтовому масиві, необхідно знати напори в усіх точках масиву в початковий та кінцевий моменти часу. Для визначення напорів в області  $\Omega_t$  знайдемо розв'язок диференціального рівняння стаціонарної фільтрації (1) при таких граничних умовах:

$$H(0, z) = H_0(z), \quad H(r, z) = H_r(z), \quad (8)$$

$$\frac{\partial H(x, 0)}{\partial z} = 0, \quad H(x, h(x, t)) = h(x, t), \quad (9)$$

де  $H_0(z), H_r(z)$  – напори на лівій та правій межі ґрунтового масиву (відомі функції).

Отримаємо розв'язок задачі (1), (8), (9). Для цього здійснимо чисельне конформне відображення області  $\Omega_t = \{(x, z) | x \in (0, r), z \in (0, h(x, t))\}$  на параметричний прямокутник у площині  $\xi, \eta$  [3].

Відображення здійснюємо таким чином: задаємо  $h_\xi$  – крок сітки по  $\xi$ ,  $h_\eta$  по  $\eta$ . Для покращення збіжності при побудові конформної сітки вибираємо  $h_\xi = h_\eta$ .

$$\begin{aligned} \Gamma_1 : z = 0 &\Rightarrow \eta = 0, \\ \Gamma_2 : z = h(x, t) &\Rightarrow \eta = b, \\ \Gamma_3 : x = 0 &\Rightarrow \xi = 0, \\ \Gamma_4 : x = r &\Rightarrow \xi = a, \\ n = \frac{r}{h_\xi}, \quad m = \frac{h_{av}}{h_\eta}, \end{aligned}$$

де  $n$  – кількість кроків по  $\xi$ ,  $m$  – кількість кроків по  $\eta$ ,  $h_{av} = \frac{\int_0^r h(x, t) dx}{r}$  – середній рівень ґрунтових вод.

Алгоритм побудови гідродинамічної сітки, згідно методу чисельного конформного відображення, полягає в наступному. Спочатку задаємо початкові значення координат плаваючих вузлів на сторонах параметричного прямокутника  $A_1, A_2, A_3, A_4$ .

$$\begin{aligned} \Gamma_1 : \begin{cases} x_{i0} = ih_\xi, \\ z_{i0} = 0; \end{cases} \\ \tilde{A}_2 : \begin{cases} x_{im} = ih_\xi, \\ z_{im} = h(x_{im}, t); \end{cases} \\ \tilde{A}_3 : \begin{cases} x_{0j} = 0, \\ z_{0j} = \frac{h(0, t)}{m} j; \end{cases} \\ \tilde{A}_4 : \begin{cases} x_{nj} = r, \\ z_{nj} = \frac{h(r, t)}{m} j. \end{cases} \end{aligned}$$

Обчислюємо початкові координати внутрішніх вузлів різницевої сітки, використовуючи формули

$$\begin{cases} x_{ij}^0 = \frac{1}{2}(x_{i0} + x_{im}), \\ z_{ij}^0 = \frac{1}{2}(z_{0j} + z_{nj}), i = \overline{1, n-1}, j = \overline{1, m-1}. \end{cases}$$

Уточнюємо координати внутрішніх вузлів сітки, використовуючи метод послідовної верхньої релаксації

$$\begin{cases} x_{ij}^{k+1} = \frac{\omega}{4}(x_{i-1,j}^{k+1} + x_{i+1,j}^{k+1} + x_{i,j-1}^{k+1} + x_{i,j+1}^{k+1}) + (1-\omega) \cdot x_{ij}^k, \\ z_{ij}^{k+1} = \frac{\omega}{4}(z_{i-1,j}^{k+1} + z_{i+1,j}^{k+1} + z_{i,j-1}^{k+1} + z_{i,j+1}^{k+1}) + (1-\omega) \cdot z_{ij}^k, i = \overline{1, n-1}, j = \overline{1, m-1}, \end{cases}$$

$$\text{де } \omega = \frac{2}{1 + \sqrt{1 - \rho^2}}, \quad \rho = \frac{\left( \cos \frac{\pi}{n} + \cos \frac{\pi}{m} \right)}{2}.$$

Уточнюємо координати “плаваючих” вузлів на межах.

$$\tilde{A}_1 : \begin{cases} x_{i0} = \frac{1}{3}(-x_{i2} + 4x_{i1}), \\ z_{i0} = 0; \end{cases}$$

$$\tilde{A}_2 : \begin{cases} x_{im} = (z_{i-1,m} - z_{i+1,m}) \frac{3y_{im} - 4y_{i,m-1} + y_{i,m-2}}{x_{i+1,m} - x_{i-1,m}} + \frac{1}{3}(4x_{i,m-1} - x_{i,m-2}), \\ p_{im} = \min\{\max\{x_{im}, 0\}, r\}, \\ z_{im} = \max\{h(p_{im}, t), 0\}, \end{cases}$$

де величина  $p_{im}$  вводиться для того, щоб можна було задавати функцію  $h$ , визначену по змінній  $x$  лише на відрізку  $[0, r]$ .

$$\tilde{A}_3 : \begin{cases} x_{0j} = 0, \\ z_{0j} = \frac{1}{3}(-z_{2,j} + z_{1,j}), \end{cases}$$

$$\tilde{A}_4 : \begin{cases} x_{nj} = r, \\ z_{nj} = \frac{1}{3}(-z_{n-2,j} + 4z_{n-1,j}). \end{cases}$$

Почергове уточнення координат внутрішніх та “плаваючих” вузлів проводимо до тих пір, поки середня відстань між попередніми та поточними точками сітки  $S$  більша від заданої точності  $\varepsilon$ .

$$S = \frac{1}{nm} \sum_{i=0}^n \sum_{j=0}^m \sqrt{(x_{ij}^{k+1} - x_{ij}^k)^2 + (y_{ij}^{k+1} - y_{ij}^k)^2}.$$

Чисельний розв’язок крайової задачі (1), (8), (9) отримаємо шляхом побудови на сітці параметричного прямокутника в площині  $\xi, \eta$  різницевої схеми з використанням шаблону типу “хрест” та розв’язання її ітераційним методом послідовної верхньої релаксації.

Розв’яжемо задачу (2) - (7). Виразимо напруження через зміщення

$$\tau_{xz} = \mu \varepsilon_{xz} = \frac{\mu}{2} \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right). \quad (10)$$

Згідно (6),  $u|_{x=0} = u|_{x=r} = 0$ , тому  $\frac{\partial u}{\partial z}|_{x=0} = \frac{\partial u}{\partial z}|_{x=r} = 0$ , отже, (7) набуде вигляду

$$\frac{\partial w}{\partial x}|_{x=0} = 0, \quad \frac{\partial w}{\partial x}|_{x=r} = 0. \quad (11)$$

Мають місце формули

$$R_x = \sigma_x n_x + \tau_{xz} n_z, \quad R_z = \tau_{zx} n_x + \sigma_z n_z, \quad (12)$$

де  $n_x, n_z$  – напрямні косинуси вектора нормалі до верхньої межі  $\Omega_1$ , а саме:

$$n_x = -\sin \alpha, \quad n_z = \cos \alpha, \quad \text{де } \alpha = \arctg(l_1'(x)).$$

Врахувавши (12) і виразивши напруження через зміщення, із (8) отримаємо

$$\left( n_x \left( (\lambda + 2\mu) \frac{\partial u}{\partial x} + \lambda \frac{\partial w}{\partial z} \right) + n_z \frac{\mu}{2} \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right) \Big|_{z=l_1} = 0, \quad (13)$$

$$\left( n_x \frac{\mu}{2} \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) + n_z \left( (\lambda + 2\mu) \frac{\partial w}{\partial z} + \lambda \frac{\partial u}{\partial x} \right) \right) \Big|_{z=l_1} = \gamma_n (l_1(x) - l(x)). \quad (14)$$

У початковий момент часу рівень поверхні ґрунту відомий – заданий функцією  $l(x, 0)$ . У момент часу  $t_1$   $l$  залежить від початкового рівня поверхні, зміщень відносно початкового рівня.

$$l(x, t_1) = l(x, 0) + w_1(x, l_1(t_1)) + h_1, \quad (15)$$

$$\text{де } w_1(x, l_1(t_1)) = w_{l_1}(x, l_1(t_1)) - \left( w_0(x, l_1(t_1)) - w_1(x, l_1(t_1)) \frac{dw_0(x, l_1(t_1))}{dz} \right). \quad (16)$$

Тут  $w_0(x, l_1(t_1))$ ,  $w_{l_1}(x, l_1(t_1))$  – вертикальні зміщення, знайдені в результаті розв’язку задачі (2) - (7) у моменти часу 0 та  $t_1$  відповідно;  $w_1(x, l_1(t_1))$  – вертикальне зміщення в момент часу  $t_1$  відносно початкової поверхні ґрунту.

У рівності (16) зміна положення точки, що розміщена на рівні ґрунтових вод у момент часу  $t_1$  відносно  $t = 0$ , врахована за допомогою похідної по вертикальних зміщеннях. Такий підхід дозволяє уникнути додаткових зовнішніх ітерацій, які необхідні при застосуванні пошуку потрібної координати або врахуванні другої похідної по зміщеннях. Оскільки рівняння (16) лінійне, воно може бути включене до системи лінійних алгебричних рівнянь (СЛАР), тобто алгоритм не ускладнюється. У рівнянні (15) ми нехтуємо впливом горизонтальних зміщень, які значно менші від вертикальних.

Виразивши  $w_1(x, l_1(t_1))$  із рівняння (16), отримаємо

$$w_1(x, l_1(t_1)) = \frac{w_{l_1}(x, l_1(t_1)) - w_0(x, l_1(t_1))}{1 - \frac{dw_0(x, l_1(t_1))}{dz}}. \quad (17)$$

У рівнянні (17)  $w_0(x, l_1(t_1))$  та  $\frac{dw_0(x, l_1(t_1))}{dz}$  невідомі, оскільки конформні сітки різні для початкового та кінцевого моменту часу. Для знаходження цих величин використаємо інтерполяцію на конформній сітці при  $t = 0$ .

$$h_1 = \frac{1 - \alpha}{\alpha} (l_1(0) - l_1(t_1) + w_1(x, l_1(t_1))) - \text{зміщення осушеного ґрунту у зв’язку із зміною пористості.}$$

Тут  $\alpha = \frac{1 + e_0}{1 + e_1}$ , де  $e_0$  та  $e_1$  – коефіцієнти пористості водонасиченого ґрунту та ґрунту, що знаходиться у природному стані, відповідно.

Рівняння (15) не застосовується на місці каналу. Натомість тут фіксується поверхня ґрунту і використовується задане рівняння кривої  $l(x, t_1), x \in [a, b]$ .

Для розв’язання задачі (2) - (5), (11), (13) - (15) перейдемо до змінних  $\xi, \eta$  [4]

$$\begin{aligned} & \frac{\mu}{J_1} \left( \frac{\partial^2 u}{\partial \xi^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial \eta^2} \right) + (\lambda + \mu) \left( \frac{\partial^2 u}{\partial \xi^2} \left( \frac{\partial \xi}{\partial x} \right)^2 + 2 \frac{\partial^2 u}{\partial \xi \partial \eta} \frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial \xi} \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial \eta^2} \left( \frac{\partial \eta}{\partial x} \right)^2 + \right. \\ & \left. + \frac{\partial u}{\partial \eta} \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} \frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial \xi}{\partial z} + \frac{\partial^2 w}{\partial \xi \partial \eta} \left( \frac{\partial \xi}{\partial z} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial z} \right) + \frac{\partial^2 w}{\partial \eta^2} \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial \xi} \frac{\partial^2 \xi}{\partial x \partial z} + \right. \\ & \left. + \frac{\partial w}{\partial \eta} \frac{\partial^2 \eta}{\partial x \partial z} \right) = \gamma_w \frac{\partial H}{\partial x}, \end{aligned} \quad (18)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\mu}{J_1} \left( \frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial \eta^2} \right) + (\lambda + \mu) \left( \frac{\partial^2 u}{\partial \xi^2} \frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial \xi}{\partial z} + \frac{\partial^2 u}{\partial \eta^2} \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial z} + \frac{\partial^2 u}{\partial \xi \partial \eta} \left( \frac{\partial \xi}{\partial z} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial \eta}{\partial z} \right) + \right. \\ & \left. + \frac{\partial u}{\partial \xi} \frac{\partial^2 \xi}{\partial x \partial z} + \frac{\partial u}{\partial \eta} \frac{\partial^2 \eta}{\partial x \partial z} + \frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} \left( \frac{\partial \xi}{\partial z} \right)^2 + \frac{\partial^2 w}{\partial \eta^2} \left( \frac{\partial \eta}{\partial z} \right)^2 + 2 \frac{\partial^2 w}{\partial \xi \partial \eta} \frac{\partial \xi}{\partial z} \frac{\partial \eta}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial \xi} \frac{\partial^2 \xi}{\partial z^2} + \right. \\ & \left. + \frac{\partial w}{\partial \eta} \frac{\partial^2 \eta}{\partial z^2} \right) = \gamma_{sb} + \gamma_w \frac{\partial H}{\partial z}. \end{aligned} \quad (19)$$

де 
$$J_1 = \frac{\partial x}{\partial \xi} \frac{\partial z}{\partial \eta} - \frac{\partial x}{\partial \eta} \frac{\partial z}{\partial \xi} = \left(\frac{\partial x}{\partial \xi}\right)^2 + \left(\frac{\partial x}{\partial \eta}\right)^2$$
 – якобіан оберненого відображення.

Аналогічні переходи здійснено також у крайових умовах. Провівши заміну перших і других похідних функцій  $\xi, \eta$  по  $x, z$  через похідні  $x, z$  по  $\xi, \eta$ ; знайшовши похідні  $x, z$  по  $\xi, \eta$  на конформній сітці за допомогою стандартних скінченно-різницевих апроксимацій; замінивши похідні від функцій  $u, w$  по змінних  $\xi, \eta$  їх скінченно-різницеви аналогами у рівняннях та крайових умовах, отримаємо СЛАР із квадратною матрицею системи. Розв'язавши СЛАР одним із стандартних числових методів (наприклад, модифікованим методом Гауса), знайдемо значення горизонтальних і вертикальних зміщень у кожній точці сітки.

Згідно з описаним алгоритмом, проведено чисельний експеримент при наступних вхідних даних:

$r = 52 м; a = 25 м; b = 27 м; l(x, 0) = 7,3 м; h(x, 0) = 7 м; H_0(z)|_{t=0} = 7 м;$

$H_r(z)|_{t=0} = 7 м; H_0(z)|_{t=t_1} = 6 м; H_r(z)|_{t=t_1} = 6 м; \lambda = 10385 КПа; \mu = 6920 КПа; e_0 = 0,65;$

$e_1 = 0,55; \gamma_w = 9,8 кН/м^3; \gamma_{sb} = 10,5 кН/м^3; \gamma_n = 16,5 кН/м^3.$

Гідродинамічна сітка фільтраційного потоку в кінцевий момент часу (момент стабілізації рівня ґрунтових вод) та лінії рівних напорів наведені на рис. 2 і 3.

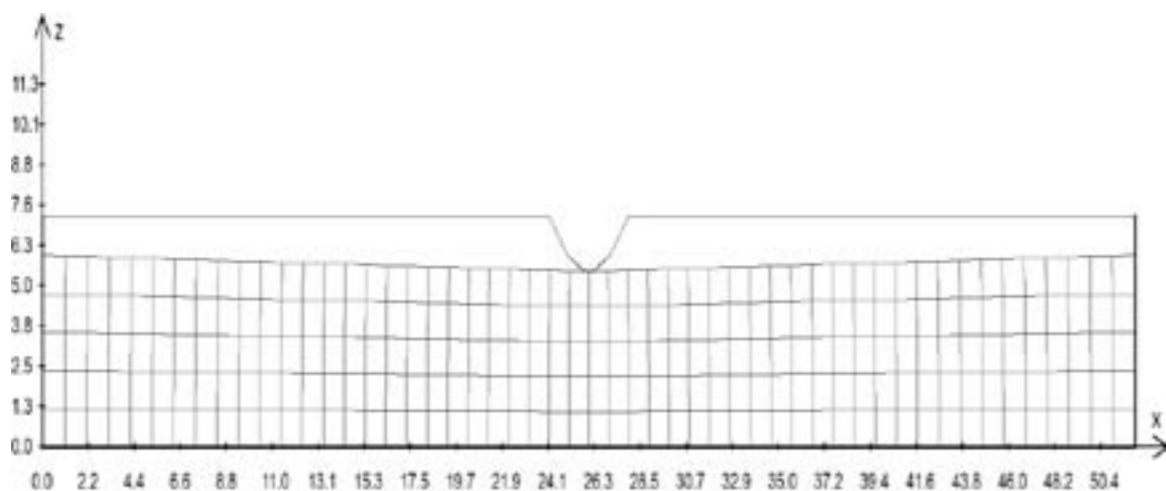


Рисунок 2 – Гідродинамічна сітка фільтраційного потоку в кінцевий момент часу (момент стабілізації рівня ґрунтових вод)

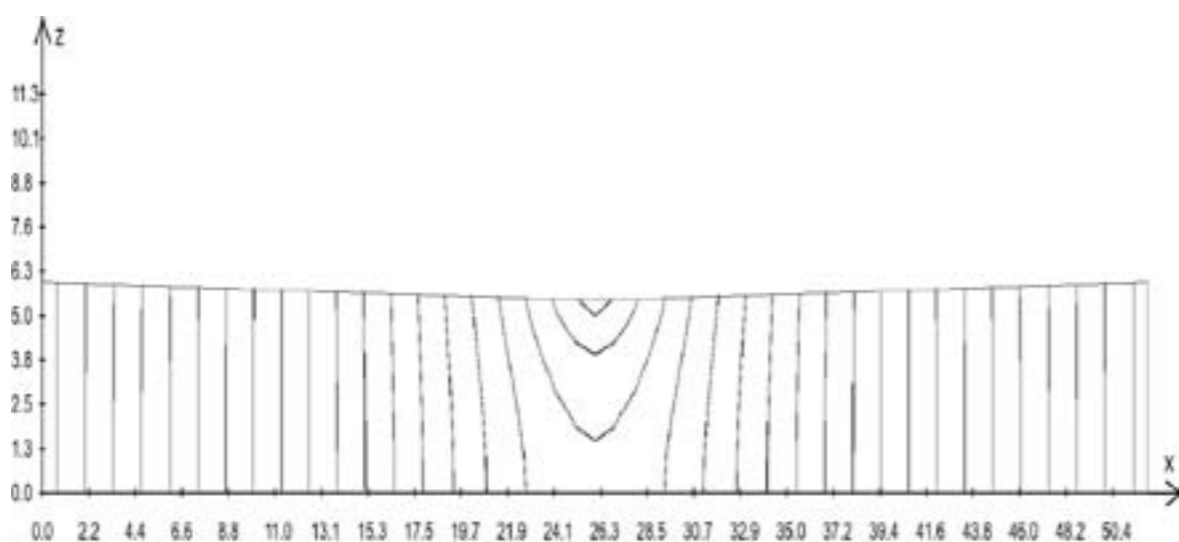


Рисунок 3 – Лінії рівних напорів у кінцевий момент часу

Результати обчислень наведені в таблиці 1. В таблиці 1 наведена висота поверхні ґрунту  $l_t$  в кінцевий момент часу (у початковий момент часу  $l(x, 0) = 7,3 м$ ).

Таблиця 1 – Значення зміщень верхньої межі ґрунтового масиву

$x, м$	0,0000	1,0829	2,1399	3,1895	4,2333	5,2719
$l(x, t_1), м$	7,2392	7,2380	7,2368	7,2356	7,2344	7,2332
$x, м$	6,3057	7,3349	8,3595	9,3796	10,3952	11,4064
$l(x, t_1), м$	7,2320	7,2308	7,2297	7,2285	7,2273	7,2261
$x, м$	12,4131	13,4153	14,4130	15,4063	16,3952	17,3795
$l(x, t_1), м$	7,2249	7,2237	7,2225	7,2213	7,2202	7,2190
$x, м$	18,3594	19,3347	20,3055	21,2716	22,2329	23,1889
$l(x, t_1), м$	7,2178	7,2166	7,2155	7,2144	7,2133	7,2123
$x, м$	24,1390	25,0800	26,0004	26,9209	27,8619	28,8120
$l(x, t_1), м$	7,2116	7,2110	7,21000	7,21080	7,2121	7,2126
$x, м$	29,7680	30,7293	31,6954	32,6661	33,6415	34,6213
$l(x, t_1), м$	7,2135	7,2145	7,2155	7,2167	7,2178	7,2190
$x, м$	35,6056	36,5944	37,5877	38,5854	39,5876	40,5942
$l(x, t_1), м$	7,2202	7,2213	7,2225	7,2237	7,2249	7,2261
$x, м$	41,6053	42,6209	43,6409	44,6655	45,6946	46,7284
$l(x, t_1), м$	7,2273	7,2285	7,2297	7,2308	7,2320	7,2332
$x, м$	47,7670	48,8107	49,8603	50,9171	52,0000	
$l(x, t_1), м$	7,2344	7,2356	7,2368	7,2380	7,2392	

Чисельний експеримент проведено після повної стабілізації рівня ґрунтових вод, тобто коли пройшло повне осушення ґрунтового масиву.

Висновок. Отримані розв'язки дають можливість визначити вертикальні зміщення поверхні землі водонасиченого ґрунтового масиву в процесі його осушення. Достовірність отриманих розв'язків підтверджено на конкретному прикладі. Подальшими дослідженнями можуть бути отримання відповідних розв'язків для багаточасткового ґрунтового масиву.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов / П.Л. Иванов.– М.: Высш. шк., 1991.– 447 с.
2. Сергиенко И.В. Математическое моделирование и исследование процессов в неоднородных средах / И.В. Сергиенко, В.В. Скопецкий, В.С. Дейнека.– К.: 1991.– 432 с.
3. Власюк А.П. Автоматическое построение конформных и квазиконформных отображений

4. Thompson J.F. Automatic numerical generation of body-fitted curvilinear coordinate system for field containing any number of arbitrary two-dimensional bodies / J.F. Thompson, Z.U.A. Warsi, C.W. Mastin // J. Comp. Phys.– 1974.– 15.– P. 299-319.

УДК 625.7

А.С. Литвиненко, зав. лабораторії ґрунтів та земляного полотна (ДерждорНДІ)

**ПРО НЕДОЦІЛЬНІСТЬ ВИКОРИСТАННЯ ПРИЛАДУ В.С. СИРАЛЄВА ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ КОЕФІЦІЄНТА ФІЛЬТРАЦІЇ ПІСКІВ У ДСТУ Б В.2.1-23:2009, ТА НЕОБХІДНІСТЬ ВІДМОВИ ВІД ВЛАШТУВАННЯ "ДРЕНУЮЧИХ" ПІЩАНИХ ШАРІВ В ОСНОВІ ДОРОЖНІХ ОДЯГІВ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ**

**Анотація.** Багаторічний досвід лабораторного визначення коефіцієнта фільтрації піщаних ґрунтів приладом КФ-00М свідчить, що цей прилад є найкращим і не потребує заміни для будь-яких лабораторних випробувань, а використання піщаних ґрунтів і навіть щебеню в основі дорожніх одягів автомобільних доріг більше шкодить їх міцності і надійності, ніж захищає ґрунтову основу від небажаного зволоження.

**Ключові слова:** піски, коефіцієнт фільтрації, прилади, дорожній одяг, дренаж, міцність, надійність.

**Аннотация.** Многолетний опыт лабораторного определения коэффициента фильтрации песчаных грунтов прибором КФ-00М свидетельствует, что этот прибор является наилучшим и ему не нужна замена для любых лабораторных испытаний, а использование песчаных грунтов и даже щебня в основании дорожных одежд автомобильных дорог больше вредит их прочности и надежности, чем защищает грунтовое основание от нежелательного увлажнения.

**Ключевые слова:** песок, коэффициент фильтрации, приборы, дорожная одежда, дренаж, прочность, надежность.

**Annotation.** Years of laboratory filtration coefficient determination experience of sandy soils by use of device 'КФ-00М', proves this apparatus to remain the best in his grade, and needs no other device to replace for any laboratory test. In addition, it needs to be mentioned, that the use of sandy ground and crushed stones at the base of road construction has rather greater negative influence on its durability and reliability, than protects the soil basis from the undesirable moistening.

**Keywords:** sand, filtration coefficient, measuring devices, road construction, clothes drainage, durability, reliability.

**ВСТУП**

Як показав порівняльний аналіз змісту ДСТУ Б В.2.1-23:2009 [1], ГОСТ 25584-90 [2] та ГОСТ 25584-83 [3] найбільш простим і зручним для користування є саме ГОСТ 25584-83, а особливо для дорожнього будівництва, де у досить великих об'ємах піщані ґрунти використовують як для спорудження земляного полотна, так і «дренуючих» шарів дорожніх одягів.

**ОСНОВНА ЧАСТИНА**

Найбільша незгодженість між першими та останньою редакціями методик цього стандартного випробування стосується невизначеності у них поняття: «... в предельно плотном состоянии». Про цей стан у різний час згадують багато знаних авторів, але ніхто з них не дає йому вичерпного опису. Також досить давно відомо (1933) і про таке поняття як «максимальна щільність», що визначається за ДСТУ Б В.2.1-12:2009 [4] та у ряді стандартів, які передували цій останній редакції такого стандартного випробування упродовж багатьох десятиріч. Особливо гостро це протиріччя виявляється у ДСТУ Б В.2.1-23:2009, де одночасно фігурують поняття і «гранично щільного стану» (п. 6.1.1.5) і «максимальної щільності» (п. 6.2) Така невизначеність і незгодженість цих понять зберігається навіть у ДСТУ Б В.2.1-2-96 [5], де задекларований показник ступеню щільності пісків  $I_d$  (табл. Б.19) який невідомо як визначати через невизначеність поняття «в предельно плотном состоянии». Тому, так би мовити «за мовчазною згодою», будемо розглядати «предельно плотное состояние» як таке, що відповідає значенню саме «максимальної щільності» за лабораторним стандартним ущільненням.

Виходячи із цього бачимо, що прилад КФ-00М є цілком придатним і достатнім для визначення коефіцієнта фільтрації при «максимальній щільності», причому навіть із своїми відносно слабкими пластмасовими денцями, що перевірено нами неодноразово. Не викладаючи тут, через брак місця, повністю всієї методики такого випробування зауважимо лише, що найбільшим недоліком приладної бази у цьому разі є тільки відсутність промислово виготовленої трамбівки для ущільнення піску у фільтраційному циліндрі приладу. Але цей недолік досить просто виправляється її додатковим виготовленням у виробничих умовах. Якщо ж ще виготовити пристрій показаний на рис. 1, та до того ж значно збільшити масу трамбівки, то для фільтраційних випробувань можна готувати зразки пісків з коефіцієнтом ущільнення  $K_{ум}=1,01-1,10$ , що значно розширює можливості визначення фільтраційних властивостей пісків аж до гравіюватих, за ґрунтовою класифікацією [5].

Беручи ж до уваги, що в більшості виробничих підрозділів на цей час практично відсутній прилад запропонований в свій час В.С. Сиралєвим (рис. 2) [6], та знаючи всі незручності роботи із ним слід наголосити на недоцільності реанімації цього ретроприладу для практичної діяльності, оскільки стандартні випробування, і не

тільки цього показника, а і взагалі будь-яких, не повинні ускладнювати роботу персоналу виробничих лабораторій і не повинні невинувато збільшувати об'єм відповідних державних стандартів (ДСТУ).



Рисунок 1 – Пристрій для ущільнення піску у фільтраційному циліндрі приладу КФ-00М



Рисунок 2 – Прилад конструкції В.С. Сиралєва для фільтраційних випробувань ущільнених зразків піску

Якщо тепер перейти до аналізу конкретних значень коефіцієнтів фільтрації піщаних ґрунтів, що відповідають не тільки максимальній щільності пісків, а і зразкам із коефіцієнтами ущільнення  $K_{ум} \geq 1,0$  (табл. 1, рис. 3), а саме таку щільність піски повинні мати у дорожніх одягах, не важко бачити, що навіть для середньозернистих та гравіюватих пісків значення коефіцієнтів фільтрації не перевищують  $K_f=5,0-10,0$  м/доб. А довести саме це і було метою досліджень Р.Р. Проктора при спорудженні високо напірних ґрунтових гребель для створення водосховищ з постачання водою міста Сан Франциско у штаті Каліфорнія [7]. Що ж стосується дрібнозернистих пісків, то переважна їх більшість крім деяких однорідних для яких кількість частинок розміром  $<0,1$  мм не перевищує 2 %, то вони при таких щільностях будуть мати зазвичай коефіцієнт фільтрації  $K_f < 0,5$  м/доб. Тому намагаючись врятувати можливість використання дрібнозернистих пісків у дорожніх одягах і декларуючи у ДБН В.2.3-4:2007 (п.6.2.8) [8], що до дренованих ґрунтів можна віднести вже всі піски з  $K_f > 0,5$  м/доб ми тільки робимо галузі медвежу послугу, замість відверто визнати, що більш менш дренованими в добре ущільненому стані можуть бути тільки піски з коефіцієнтом фільтрації  $\geq 5,0$  м/доб.

Таблиця 1 – Вид і стан пісків при виробовуванні на фільтрацію

№ ґрунту	Гранулометричний склад						Ступінь неоднорідності $C_v$	$\rho_{d \max}$ , ДСТУ, г/см <sup>3</sup>	Стан при фільтрації		Характеристика фільтрації			
	2-5	1-2	0,5-1	0,25-0,5	0,1-0,25	<0,1			$\rho_d$	e	$K_{ф}$ , м/доб	S, м/доб	$K_v$ , %	Кількість визнач., n, од.
1 (Д.3)	0,4	0,8	9,6	32,9	48,4	7,9	1,84	1,844 (1,00)	0,44	0,9	0,05	5,6	12	
2 (С.3)	0,9	4,5	11,7	33,5	36,4	13,0	1,87	1,902 (1,02)	0,39	0,2	0,02	5,9	11	
3 (С.3)	4,8	4,7	16,0	50,4	22,2	1,9	1,82	1,844 (1,01)	0,44	7,1	0,30	4,3	17	
4 (гр.)	37,1	29,6	14,6	16,2	1,0	1,5	1,81	1,845 (1,02)	0,44	10,8	0,52	4,8	12	
5 (Д.3)	-	0,6	6,1	43	48,9	1,4	1,78	1,80 (1,01)	0,47	6,5	0,41	6,4	12	

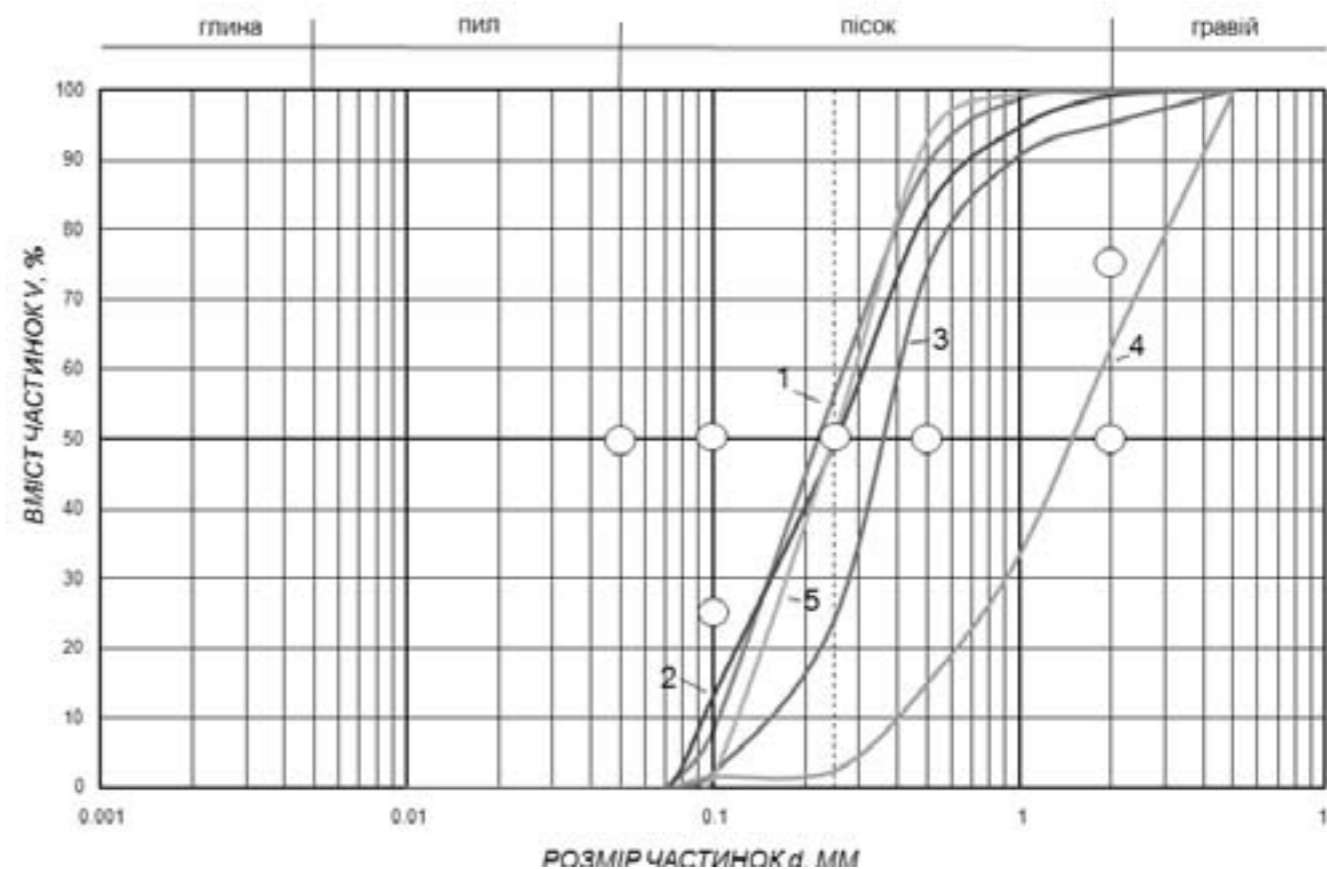


Рисунок 3 – Гранулометричний склад піщаних ґрунтів, що досліджувались

Як засвідчує світовий досвід, то і такі значення коефіцієнтів фільтрації слід вважати недостатніми. Так Г.Р. Седергер [9 ст. 97-99] ще у шістдесятих роках двадцятого століття доводив, що дренаючі шари дорожніх одягів, для забезпечення тривалої і надійної роботи останніх, повинні мати коефіцієнти фільтрації у межах 1500-3000 м/доб. А для швидкого відведення із них дощової і талої води необхідно влаштовувати спеціальні водовідвідні труби замість «піщаних ліжок». Стосовно ж пісків і гравію він писав, що: «Практика використання плотних смесей песка и гравия для дренажирования дорожного покрытия идет в разрез с опытом, который накоплен в некоторых других важных областях гражданского строительства», а: «Данные приведенные в табл. 3.2 [9], свидетельствуют об ошибочности мнения, что материалы с коэффициентом фильтрации в несколько футов в сутки ( $K_f \leq 3,0$  м/доб) могут эффективно использоваться для отвода воды из под покрытия».

Якщо взяти до уваги згадане раніше, виникає необхідність переходу до нової концепції проектування дорожнього водовідведення згідно якої в основі дорожніх одягів, по можливості, взагалі не повинно бути будь-яких пористих шарів дорожньо-будівельних матеріалів в т.ч. і щебеню, а всю увагу слід приділити саме «транзитній зоні» відведення води, що проходить під узбіччями. Для цього тут необхідно влаштовувати не окремі елементи водовідведення, зокрема і так звані «дренажні лійки», а укласти суцільний шар щебеню товщиною 4-6 см на всю ширину узбіч, по всій довжині дороги із випуском води на укуси. Зрозуміло це вимагає значно більшої уваги до ущільнення ґрунтів земляного полотна на узбіччях, особливо з огляду можливого змішування щебеневого шару з ґрунтом. Але сучасні можливості дозволяють використовувати для запобігання цьому ще і відповідні геосинтетичні матеріали, та навіть спеціальні різновиди геосинтетиків типу Enkadrain та Ізоліт, які з успіхом можуть замінити і щебінь. Незважаючи на певну відносно велику вартість таких геосинтетиків вона може бути компенсована економією великої кількості щебеню як в основах дорожніх, одягів так і в транзитній зоні під укусами в т.ч. і з урахуванням транспортних витрат, та спрощення технології виконання таких робіт. Пропоновані нові конструкції дренажування дорожніх одягів показані на рис. 4.



Рисунок 4 – принципова схема дренавання основи дорожніх одягів і узбіч за новою концепцією

### ВИСНОВКИ

1. В ДСТУ Б В.2.1-23:2009 слід скасувати розділ 6.2 як такий, що ускладнює роботу виробничих лабораторій і не дає більш-менш стабільних результатів випробувань. До того ж згадуваний у ньому прилад практично відсутній у більшості таких лабораторій, а його спеціальне виготовлення недоцільне.
2. Для забезпечення стійкості і надійності дорожніх одягів автомобільних доріг і аеродромів слід якомога більше обмежувати об'єм пористих «дренуючих» шарів у їх основі де постійно виникає великий тиск у поровій воді від важких транспортних засобів, а також сезонно діють значні від'ємні температури. Одночасно, необхідно покращити дреноуючі властивості конструкцій для відведення води під узбіччями і збільшити їх поперечні ухили. Для влаштування таких конструкцій можна використовувати як прошарки щебеню разом із геосинтетичними матеріалами для запобігання змішування із ґрунтом основи, так і конструкції суто із геосинтетичних матеріалів типу Enkadrain та Ізоліт, чи інших подібних до них.

### ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ Б В.2.1-23:2009 Основи і підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення коефіцієнта фільтрації. Мінрегіонбуд Київ 2010.
2. ГОСТ 25584-90 Ґрунты. Методы лабораторного определения коэффициента фильтрации. Госстрой СССР, М., 1990.
3. ГОСТ 25584-83 Ґрунты. Методы лабораторного определения коэффициента фильтрации. Госстрой СССР, М., 1983.
4. ДСТУ Б В.2.1-12:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Метод лабораторного визначення максимальної щільності. Мінрегіонбуд Київ 2010.
5. ДСТУ Б В.2.1-2-96 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація. Держкоммістобудування Київ 1997
6. В.С. Сыралев Определение коэффициента фильтрации песков при максимальной плотности. Труды межвузовской конференции 31 марта – 2 апреля 1959 г. вып. 23 Изд ХАДИ, Харьков 1960. стр. 71-76
7. Proctor R.R. Description of Field and Laboratory Methods Engineering News-Record № 10, New York, September 7, 1933.
8. ДБН В.2.3-4:2007 Споруди транспорту «Автомобільні дороги. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво» Мінрегіонбуд Київ 2007
9. Седерген Г.Р. «Дренаж дорожных одежд и аэродромных покрытий перевод с англ.» «Транспорт» М.1981

УДК 624.21

Малахов А.В., Рублев А.В., Старостин С.Н.

### ОЦЕНКА КАВИТАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК ПОВОРОТНЫХ РЕГУЛЯТОРОВ РАСХОДА

**Аннотация.** Проанализирована экспериментально зависимость числа кавитации та конструкції регуляторасхода потока рідини. Запропоновано вирази для оцінки розмірів каверни.

**Ключові слова:** зона кавитации, витрата потока, каверна, суперкаверна.

**Аннотация.** Проанализирована экспериментально зависимость числа кавитации и конструкции регуляторасхода потока жидкости. Предложены выражения для оценки размеров каверны.

**Ключевые слова:** зона кавитации, расход потока, каверна, суперкаверна.

**Annotation.** Eksperimentalno analyzed variation in the number of cavitation and design regulatoraskhoda fluid flow. Expression proposed to estimate the size of the cavity.

**Keywords:** cavitation zone, flow, cavities, supercavity.

При работе различных констркций регуляторов расхода потока жидкости возникают зоны кавитации, приводящие к снижению расходно-напорных характеристик гидролиний. Анализ получаемой внутри рабочего канала зоны устойчивой суперкавитационной каверны может осуществляться при помощи экспериментальных данных работы [1]. Пример поворотного затвора показан на рисунке 1, а графическое отображение границ зоны устойчивой кавитации за клапанами дискового, шарового и пробкового типа в зависимости от степени их открытия показано на рисунке 2 [1].

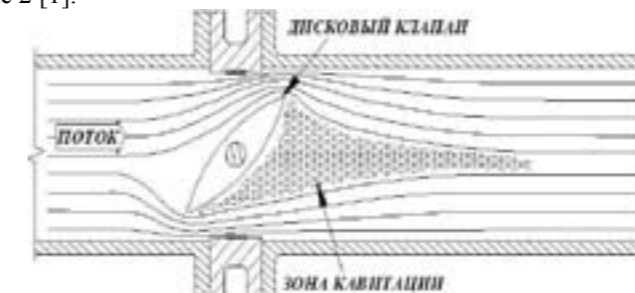


Рис. 1 Поворотный затвор. Взято из [1]

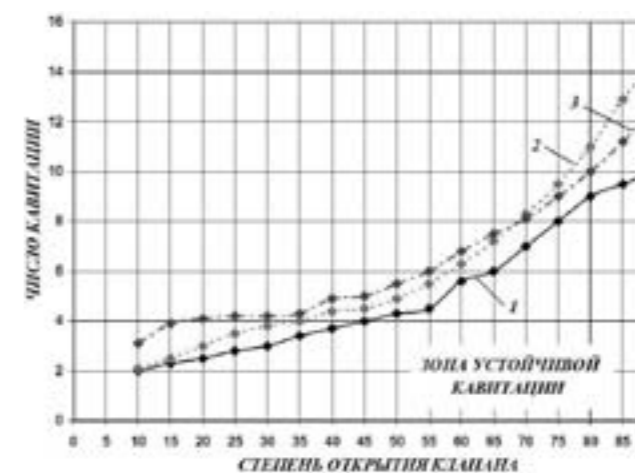


Рис. 2 Характеристики зоны устойчивой кавитации за клапанами.

1 - пробковый кран; 2 - дисковый клапан; 3 - шаровый клапан

Анализ графика показывает, что вне зависимости от конструкции клапана и его геометрического положения по отношению к стенкам трубопровода верхняя граница зоны устойчивой кавитации соответствует числу кавитации равному  $\Omega=2$ . Именно это значение при проведении исследований должно ограничивать скоростной диапазон движения потока.

Разрушение кавитационной каверны внутри гидравлического регулятора неизменно приводит к пульсирующему характеру движения потока. По этой причине необходимо давление в регуляторе всегда поддерживать выше величины давления насыщенного пара. Полученная экспериментальным путем зависимость величины давления, при котором поток начнет кипеть от числа кавитации показана на графике, изображенном на рисунке 3. На нем видно, что при переходе на меньшие скорости (с ростом числа кавитации) входа потока в регулятор величина давления парообразования повышается. Приведенные экспериментальные результаты

были получены для потока воды, движущегося в цилиндрическом трубопроводе при температуре нагрева 60 °С.

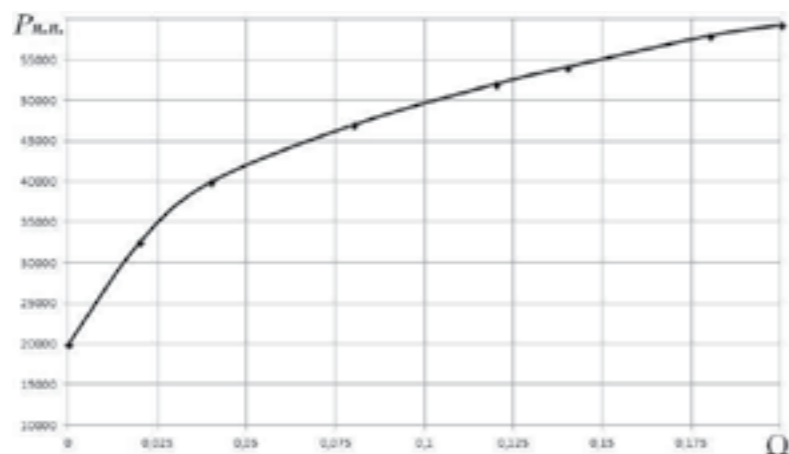


Рис. 3 Зависимость давления кипения от числа кавитации

В случае, когда за поворотным регулятором расхода возникает кавитация оценка размеров кавитационной суперкаверны может быть выполнена по выражениям [2]:

- относительная ширина каверны 
$$\frac{H_{\max}}{H} = \sqrt{\frac{C_x(1+\Omega)}{k\Omega}} \quad (1)$$

- относительная длина каверны 
$$\frac{L}{H} = \frac{1,667}{\Omega} \quad (2)$$

При суперкавитации, для оценки величины давления потока внутри поворотного регулятора, можно использовать уравнение вида

$$P_k = P_0 - \Omega \frac{\rho v_0^2}{2} \quad (3)$$

где P<sub>0</sub> – статическое давление внутри кавитационной каверны; V<sub>0</sub> – скорость потока на входе в регулятор расхода.

**ЛИТЕРАТУРА**

1. Rahmeyer, William J., Journal AWWA, November 1986. "Test Procedures for Determining Cavitation Limits in Control Valves," pp 55-58.  
 2. И.Т.Егоров, Ю.М.Садовников, И.И.Исаев, М.А.Басин. Искусственная кавитация. Изд-во "Судостроение". Ленинград. 1971. 280 с.

УДК 624.21

Неїло Я.В.

**ВПЛИВ ФОРМИ ГІДРОГРАФУ НА ЗАГАЛЬНИЙ РОЗМИВ ПІД МОСТОВИМИ ПЕРЕХОДАМИ**

**Анотація.** Відсутність систематичного спостереження за річками вимагає від проектувальника мостових переходів використовувати інші доступні методи моделювання гідрографів для визначення розрахункових значень загального розмиву. Визначення впливу форми гідрографу на загальний розмив дасть змогу використовувати найкращу модель схематизації гідрографу та прискорити процес проектування.

**Ключові слова:** паводок, гідрограф, загальний розмив.

**Аннотация.** Отсутствие систематического наблюдения за реками требует от проектировщика мостовых переходов использовать другие доступные методы моделирования гидрографов для определения расчетных значений общего размыва. Определение влияния формы гидрографа на общий размыв даст возможность использовать наилучшую модель схематизации гидрографа и ускорит процесс проектирования.

**Ключевые слова:** паводок, гидрограф, общий размыв.

**Annotation.** Lack of systematic monitoring of rivers requires the designer bridges use other available modeling techniques to determine hydrographs calculated values of total washout. Determine the impact on the overall hydrograph shape erosion will draw on the best model schematic hydrograph and speed up the design process.

**Keywords:** flood, hydrograph, total washout.

**ВСТУП**

При проектуванні мостових переходів та інших споруд на річках, для їх розрахунку, необхідно знати гідрографи можливого притоку води до споруди в період весняного сніготанення та дощових паводків.

Весняні паводки на річках колишнього Радянського Союзу розділяються на снігові, сніго-дощові та змішані. Снігові паводки обумовлені майже виключно таненням снігу при невеликій кількості дощових вод (до 5-10%). На території України зустрічаються переважно річки змішаного типу (з участю дощових вод до 30-40%).

По кількості піків паводки можуть бути однопікові, двопікові, трипікові та багатопікові. Однопікові бувають, як правило, на рівнинних річках. Двопікові та трипікові бувають восени, якщо має місце повернення морозів або при неодноточасному надходженню талих вод з різних частин басейну. Багатопікові паводки зустрічаються на гірських річках, в басейні яких спостерігаються вертикальна зональність сніготанення.

Існують наступні методи побудови розрахункових гідрографів [2]:

- 1) по натурних гідрографів;
- 2) схематизація по геометричним фігурам та рівнянням;
- 3) по ходу водовіддачі чи дощу та графіку розподілення одиничних площ – генетичний метод.

На території України багато річок, за якими не ведеться систематичного гідрологічного спостереження, а отже і відсутні натурні гідрографи. Під час проектування мостових переходів через такі річки, визначають розрахункові значення загального розмиву при проходженні паводків певної ймовірності перевищення. Для визначення загального розмиву необхідно знати інтегральну функцію гідрографу (ІФГ), яка знаходиться за даними розрахункових гідрографів. Оскільки дані натурних спостережень за річками відсутні, постає питання про їх аналітичне моделювання за допомогою схематизації за геометричними фігурами та рівняннями. Генетичний метод побудови гідрографу не розглядається через недостатність розроблених простих та надійних методів побудови ізохрон та визначення одиничних площ стікання.

**ОСНОВНА ЧАСТИНА**

Літературний огляд показав, що дослідження впливу форми гідрографу, схематизованих за геометричними фігурами та рівняннями, на загальний розмив, не проводилися, а отже необхідно:

- дослідити, як форма гідрографу впливає на значення загального розмиву;
- визначити теоретичну модель форми гідрографу придатної до використання на річках з відсутніми систематичними спостереженнями.

При дослідженні були використані форми гідрографів запропоновані Д.І. Кочериним, Д.Л. Соколовським та Г.А. Алексеевим. Для кращого розуміння різниці між натурним гідрографом та теоретичною моделлю показано порівняльний рисунок на прикладі р. Горинь.

Д.І. Кочериним було запропоновано схематизувати гідрограф у вигляді трикутника, з вершиною рівною часу підйому паводку та основою рівною часу паводку. Формули для побудови:

для гілки підйому

$$Q_n(t) = Q_{\max} \cdot \frac{t_a}{t_m}$$

для гілки спаду

$$Q_c(t) = Q_{\max} \cdot \frac{t_c - t_a}{t_c}$$



де  $Q_{max}$  — максимальна розрахункова витрата;  $t_n$  та  $t_c$  — відповідно тривалість підйому та спаду паводку.

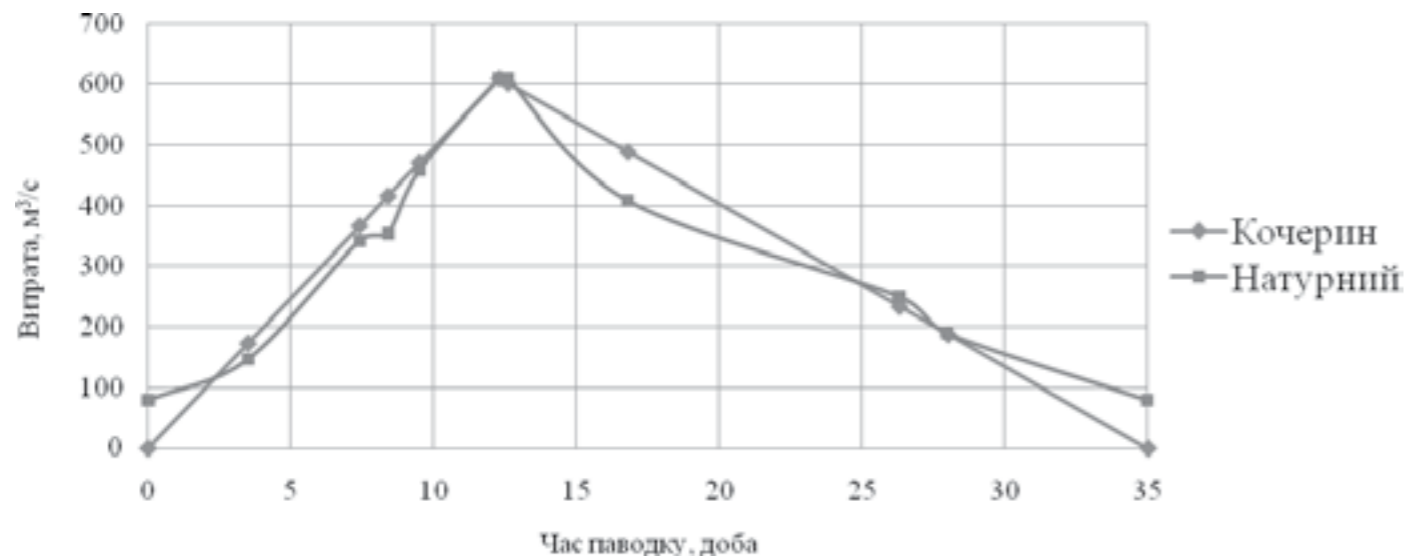


Рис. 1. Порівняння теоретичної моделі Д.І. Кочерина з натурним гідрографом

Д.Л. Соколовський запропонував схематизувати одновіршинний гідрограф за параболічними кривими. Ординати гідрографа знаходяться за формулами:

$$Q_n(t) = Q_{max} \cdot \left(\frac{t_i}{t_n}\right)^m$$

для гілки підйому

$$Q_c(t) = Q_{max} \cdot \left(\frac{t_c - t_i}{t_c}\right)^n$$

де  $m$  і  $n$  — показники степені кривих підйому та спаду. Для весняних повеней  $m = n = 2$ ; для дощових паводків  $m = 2, n = 3$ .

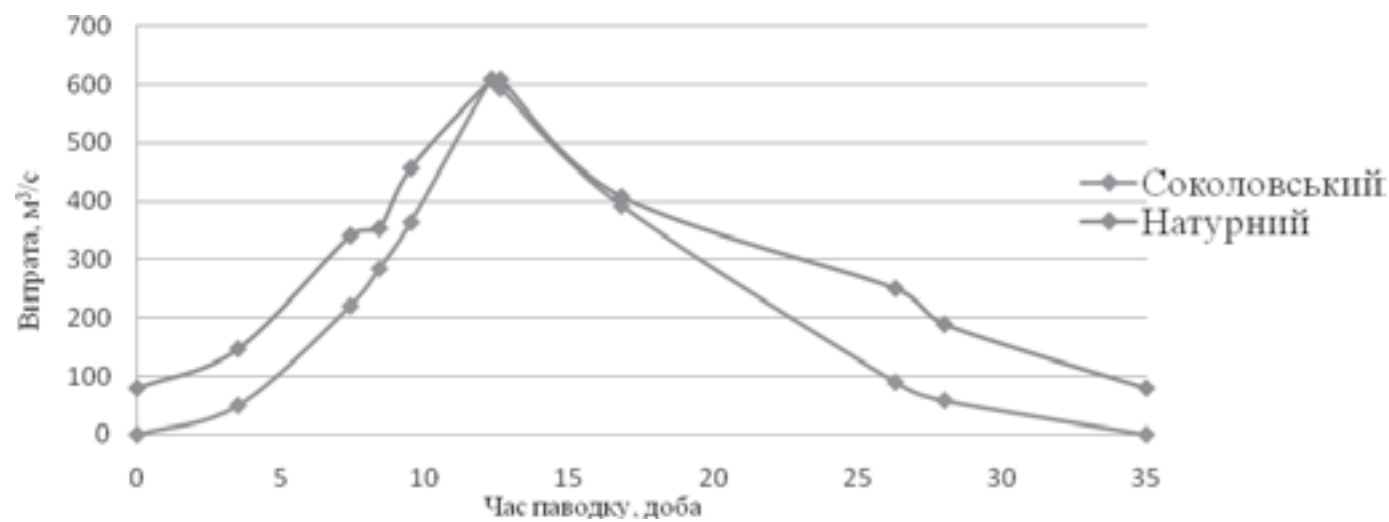


Рис. 2. Порівняння теоретичної моделі Д.Л. Соколовського з натурним гідрографом

Г.А. Алексєєв, використавши рівняння кривої Гудрича, схематизував гідрограф у вигляді показникового рівняння:

$$Q(t) = Q_{max} \cdot 10^{-\alpha \frac{(1 - \frac{t_i}{t_n})^2}{t_i}}$$

де  $\alpha$  — параметр, що характеризує форму гідрографу і залежить від коефіцієнту несиметричності.

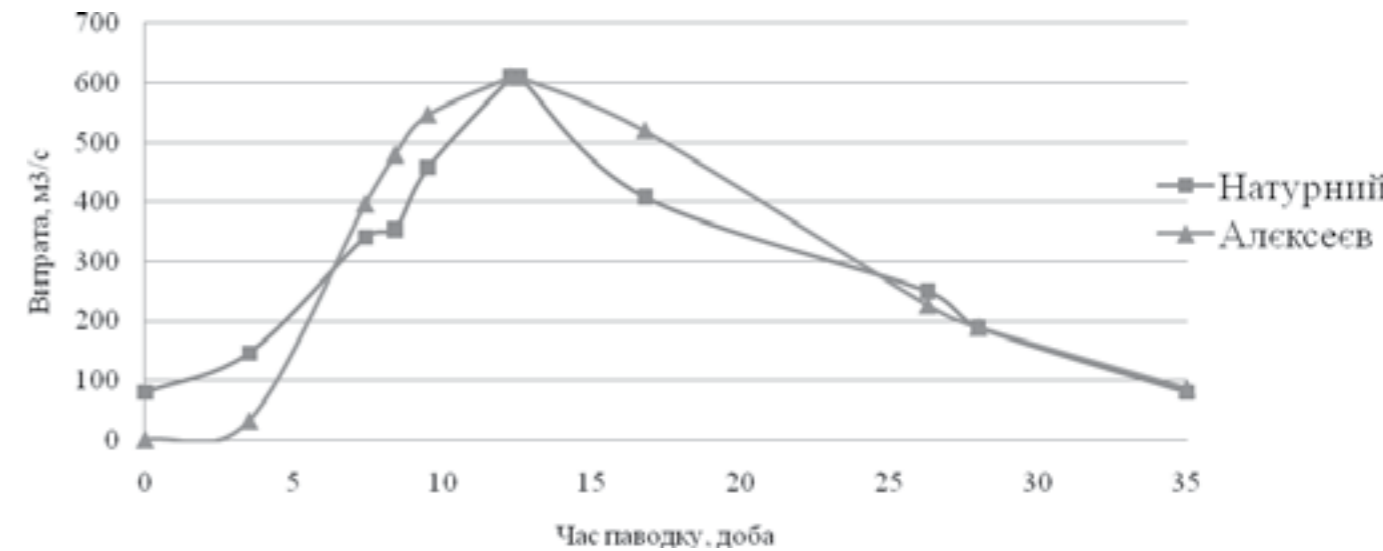


Рис. 3. Порівняння теоретичної моделі Г.А. Алексєєва з натурним гідрографом.

В якості вхідних даних було взято чотири рівнинні річки та було розраховано морфоствор морфометричним методом, визначені максимальні рівні та витрати води при 1%, 2% та 4% повенях, побудовані натурні водомірні графіки та гідрографи, визначено загальний розмив.

Далі, для кожної річки побудовані гідрографи за теоретичними моделями та розраховані інтегральні функції гідрографів і загальний розмив.

Результати порівняння отриманих результатів показано в таблиці 1.

Таблиця 1 – Порівняння отриманих результатів.

Модель Кочерина	р. Південний Буг	р. Ольшанка	р. Горинь	р. Дон
ІФГ	383	141	125	96
Загальний розмив	121	111	103	96

Модель Соколовського	р. Південний Буг	р. Ольшанка	р. Горинь	р. Дон
ІФГ	227	82	80	55
Загальний розмив	112	96	95	84

Модель Алексєєва	р. Південний Буг	р. Ольшанка	р. Дон	р. Горинь
ІФГ	379	197	170	151
Загальний розмив	124	122	108	108

Вплив форми гідрографу на загальний розмив – нелінійний. Великі перевищення інтегральної функції гідрографу мало впливають на значення загального розмиву. І навпаки, значення інтегральної функції гідрографу, що близькі до натурних значно впливають на загальний розмив.

Як видно, найбільш точні результати отримані за моделями Д.І. Кочерина та Д.Л. Соколовського. Модель Д.І. Кочерина дає трохи завищені результати, але це йде в запас. І навпаки, модель Д.Л. Соколовського дає занижені результати, що негативно впливатимуть на розрахунки.

Річка Південний Буг рівнинна, але в неї впадають гірські річки, тому вона має стрімке зростання і спадання гілок гідрографу. Модель Д.Л. Соколовського краще описує таку форму гідрографу ніж модель Д.І. Кочерина, тому і дає кращий результат.

Модель Г.А. Алексеева дала найгірші результати і є більш складною для побудови ніж інші моделі схематизації гідрографів.

Оскільки найкращі результати отримані за моделями Д.І. Кочерина та Д.Л. Соколовського, в рамках дослідження були виведені формули розрахунку інтегральної функції гідрографу: за моделлю Д.І. Кочерина

$$\Gamma = \Gamma_n + \Gamma_c = 17280 \cdot Q_{max}^4 \cdot \left( \tau_n + \left( \tau_c - \tau_c \cdot \left( 1 - \frac{\tau_i}{\tau_c} \right)^5 \right) \right) \quad (1)$$

за моделлю Д.Л. Соколовського (загальний випадок)

$$\Gamma = \Gamma_n + \Gamma_c = 86400 \cdot \frac{Q_{max}^4}{4m+1} \cdot \left( \tau_n + \left( \tau_c - \tau_c \left( 1 - \frac{\tau_i}{\tau_c} \right)^{4m+1} \right) \right) \quad (2)$$

за моделлю Д.Л. Соколовського (весняний паводок  $m = n = 2$ )

$$\Gamma = \Gamma_n + \Gamma_c = 9600 \cdot Q_{max}^4 \cdot \left( \tau_n + \left( \tau_c - \tau_c \left( 1 - \frac{\tau_i}{\tau_c} \right)^9 \right) \right)$$

де  $\tau_i$  — будь-який час на спаді паводку на момент якого визначається інтегральна функція гідрографу.

#### ВИСНОВКИ

1. Вплив форми гідрографу на значення загального розмиву – нелінійний.
2. Для рівнинних річок рекомендовано використовувати схематизацію гідрографу за моделлю Д.І. Кочерина. Для гірських та передгірських річок краще застосовувати модель Д.Л. Соколовського.
3. Використовуючи моделі Д.І. Кочерина чи Д.Л. Соколовського можливо визначити значення ІФГ за допомогою аналітичних формул 1-2 в будь-який час повені.
4. В подальших дослідженнях необхідно визначити параметри використання моделей схематизації гідрографів для різних типів річок.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. Ткачук С.Г. Теорія розмивів на мостових переходах. – Донецьк: АТЗТ «Видавництво «Донеччина», 2009. – 200 с.
2. Горошков И.Ф. Гидрологические расчеты. – Ленинград: Гидрометеиздат, 1979. – 432 с.
3. Ткачук С.Г. Прогнозування руслових деформацій на мостових переходах. Частина 3 і 4. Навчальний посібник. К., 2004. – 98 с.

УДК 625.7/8

Osiaiev Iu.M. Candidate of Technical Sciences, Bryk Douglas (Canada)

#### THE USE OF THE DIRICHLET DISTRIBUTION IN PROBABILITY STATISTIC METHODS OF RESEARCH

**Анотація.** У статті розглянуто основні методи обробки статистичних даних за допомогою бета-розподілу, узагальненням якого є розподіл Діріхле.

**Ключові слова:** оцінка новітніх технологій при будівництві та ремонтах автомобільних доріг, бета – розподіл, розподіл Діріхле.

**Аннотация.** В статье рассмотрены основные методы обработки статистических данных с помощью бета-распределения, обобщением которого является распределение Дирихле

**Ключевые слова:** оценка новых технологий при строительстве и ремонтах автомобильных дорог, бета – распределение, распределение Дирихле.

**Annotation.** The article considers the basic methods of statistic data procession with the help of the beta-distribution, the generalization of which is the Dirichlet distribution.

**Keywords:** evaluation of new technologies in automotive road construction and repair, beta - distribution, Dirichlet distribution.

**Stating the problem.** One of the current directions in the field of conducting applied research is the substantiation of the possibility to apply relevant mathematical knowledge to solve technical and economic tasks with the purpose of the increase in the objectiveness of the results of research.

**The essence of the problem.** High information uncertainty in the period of the new technologies introduction in automotive road construction and repair and the forecast of the determination of the relevant criteria of efficiency.

**The objective of the article.** The possibility to apply relevant mathematical knowledge, in particular the beta-distribution, to solve technical and economic tasks with the purpose of the increase in the objectiveness of results. It becomes especially important in the evaluation of the new technologies introduction in automotive road construction and repair.

**The exposition of the main material.** One of the current directions in the field of conducting applied research is the substantiation of the possible application of relevant mathematical knowledge to solve technical and economical tasks with the purpose of increasing efficiency. The application of relevant mathematical knowledge is becoming especially important in the evaluation of modern technologies in automotive road construction and repair as high information uncertainty in the period of the modern technologies introduction admits a possibility of different forecasts of technical and economic indicators.

In the theory of probability and mathematical statistics the Dirichlet distribution, often denoted as Dir ( $\alpha$ ), is a family of continuous multivariate probability distributions parametrized by a vector  $\alpha$  of positive reals. The Dirichlet distribution is the multivariate generalization of the beta-distribution. That is, its probability density function returns the belief that the probabilities of K rival events are  $x_j$  given that each event has been observed  $\alpha_j-1$  times.

The probability density function for the Dirichlet distribution of order K is:

$$f(x_1, \dots, x_{k-1}; \alpha_1, \dots, \alpha_k) = \frac{1}{B(\alpha)} \prod_{i=1}^k x_i^{\alpha_i-1}, \quad (1)$$

where,  $x_i \geq 0, \alpha_i \geq 0, \sum_{i=1}^k x_i = 1$

Let  $X=(X_1, \dots, X_k) \sim \text{Dir}(\alpha)$  i  $\alpha_0 = \sum_{i=1}^k \alpha_i$ , then

$$E[X_j|\alpha] = \frac{\alpha_j}{\alpha_0} \quad (2)$$

$$\text{Var}[X_j|\alpha] = \frac{\alpha_j(\alpha_0 - \alpha_j)}{\alpha_0^2(\alpha_0 + 1)} \quad (3)$$

$$\text{Cov}[X_i, X_j|\alpha] = \frac{-\alpha_i \alpha_j}{\alpha_0^2(\alpha_0 + 1)}$$

The mode of the distribution is the vector  $x = (x_1, \dots, x_k)$  with

$$x_i = \frac{\alpha_i - 1}{\alpha_i - K} \quad \alpha_i > 1 \quad (4)$$

The Dirichlet distribution is the conjugate prior distribution of the multinomial distribution, that is: if

$$\beta|X = (\beta_1, \dots, \beta_k) | X \sim \text{Mult}(X) \quad (5)$$

where  $\beta_i$  – the number of entries  $i$  in the sample from  $n$  points of the categorical distribution on  $\{1, \dots, K\}$  determined through  $X$ , then

$$X|\beta \sim \text{Dir}(\alpha + \beta) \quad (6)$$

This relationship is used in Bayesian statistics to estimate the underlying parameters,  $X$ , of the discrete probability distribution given a collection of  $n$  samples. Obviously, if the prior distribution denoted as  $\text{Dir}(\alpha)$ , then  $\text{Dir}(\alpha + \beta)$  is the posterior distribution after a number of observations with histogram  $\beta$

The normal law is most often used in studying the distribution of technical and economical parameters. But the given approach is not always grounded and, as a result, may lead to approximate evaluations. Besides, many researchers admit the existence of a big mass of initial data, which is not always possible with a limited number of objects being studied. In a number of works, the beta-distribution is said to be possibly accepted as the typical distribution of certain parameters in time. [1,3].

Thus, in the forecast of specific technical and economical parameters with the substantiation of the algorithm of determining the numerical values of its statistic characteristics. It is known that a random quantity has the beta-distribution with parameters  $(\alpha, \beta)$  ( $\alpha > 0, \beta > 0$ ), if

$$f(t) = \frac{\Gamma(\alpha+\beta)}{\Gamma(\alpha)\Gamma(\beta)} t^{\alpha-1}(1-t)^{\beta-1} \quad (7)$$

where  $t \in [0,1]; 0, t \in [0,1]$

With the use of the normalized quantity of the parameter being studied  $t$  (in the interval of changes  $[0; 1]$ ) the probability density of the forecast parameter looks:

$$f(t) = ct^{\alpha-1}(1-t)^{\beta-1} \quad (8)$$

where  $\alpha, \beta$  – statistic parameters of the distribution,  
 $c$  – constant

the quantity of the constant can be determined with the help

$$c = \frac{\Gamma(\alpha+\beta)}{\Gamma(\alpha)\Gamma(\beta)} \quad (9)$$

$$\text{де } \Gamma(n) = (n-1)!, \quad (10)$$

denote 
$$\frac{\Gamma(\alpha)\Gamma(\beta)}{\Gamma(\alpha+\beta)} = B(\alpha, \beta). \quad (11)$$

Then

$$f(t) = \frac{1}{B(\alpha, \beta)} t^{\alpha-1}(1-t)^{\beta-1}, \quad (12)$$

and

$$\int_0^1 f(t) dt = 1$$

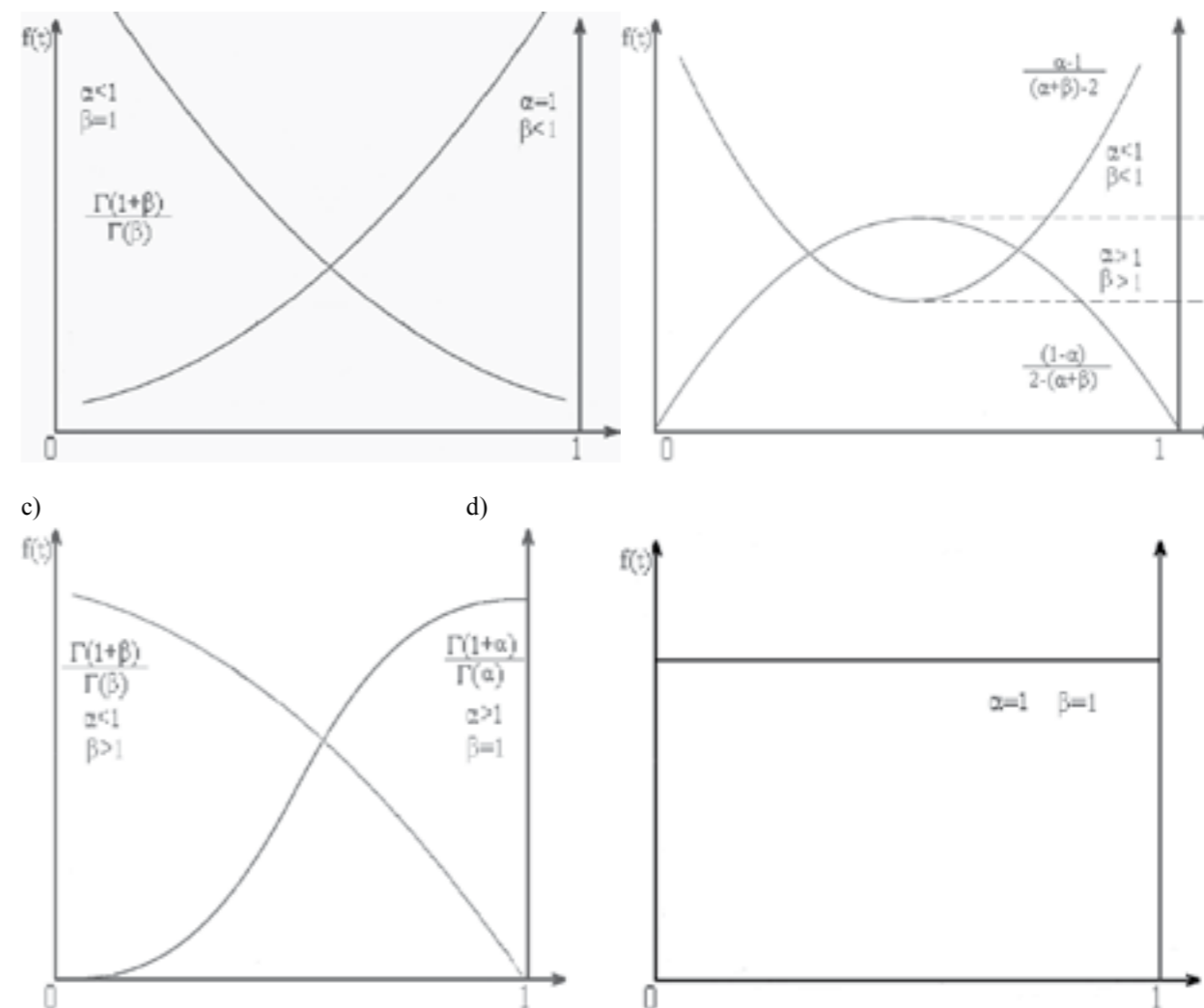
The expectation value and variance of the random quantity in this case equal to

$$M(t) = \frac{\alpha}{\alpha+\beta} \quad (13)$$

$$D(t) = \frac{\alpha\beta}{(\alpha+\beta)^2(\alpha+\beta+1)} \quad (14)$$

In picture. 1 there are examples of the curved functions of the beta-distribution density with different values of its statistic parameters:

- a)
- b)



Picture. 1 Density of the beta-distribution

Let us look at the change of the parameter being studied in the interval  $[a,b]$  that is  $a \leq x \leq b$ . In this case:

$$t = \frac{x-a}{b-a}, \quad x = a + (b-a) \cdot t$$

$$f(x) = \frac{1}{(b-a)^{\alpha+\beta-1} B(\alpha, \beta)} (x-a)^{\alpha-1} (b-x)^{\beta-1} = c(x-a)^{\alpha-1} (b-x)^{\beta-1}, \quad (15)$$

That is determining the constant of the beta-distribution is conducted as

$$c = \frac{1}{(b-a)^{\alpha+\beta-1} B(\alpha, \beta)}, \quad (16)$$

$$M(x) = a + (b-a)$$

$$M(t) = a + (b-a) \frac{\alpha}{\alpha+\beta} = \frac{a\beta + b\alpha}{\alpha+\beta} \quad (17)$$

The variance of the random quantity is:

$$D(x) = (b-a)^2 \quad D(t) = \frac{2\beta(b-a)^2}{(\alpha+\beta)^2(\alpha+\beta+1)} \quad (18)$$

Given that  $M(x) = \bar{x}_b, D(x) = \sigma_b^2$  (where  $\bar{x}_b$  and  $\sigma_b^2$  - respectively the parameter evaluation, its variance which can be found on the data of the selective totality). Evaluations of statistic parameters  $\alpha, \beta$  can be received by solving the system of equation:

$$\begin{cases} \frac{\alpha\beta + b\varphi}{\varphi + \beta} = \bar{x}_b \\ \frac{\alpha\beta(b-a)^2}{(\alpha+\beta)^2(\alpha+\beta+1)} = \sigma_b^2 \end{cases} \quad (19)$$

Besides, accepting, on the empirical data, the type of the curved line of the beta-distribution density and giving different values of the parameters  $\alpha$  і  $\beta$  (picture.1), it is possible to determine the quantity of the distribution constant with the formula (16) and check the relevance of the empirical distribution to the theoretical assumption with the help of the known criteria of mathematical statistics.

Thus, in studying the distribution of technical and economic parameters of the modern technologies being studied it is possible to study the beta-distribution with the probability density determined by the dependence (15), where  $a$  - the minimal evaluation of the parameter, and  $b$  - the maximum evaluation of the parameter.

### CONCLUSIONS

1. The beta-distribution ( the Dirichlet distribution ) can be accepted as the typical distribution in studying technical and economic parameters of modern technologies in time in automotive road construction and repair, which allows to receive the probability density function of the parameter being studied with the absence of a meaningful mass of initial data and to objectively determine its evaluations.

2. Determining specific statistic characteristics of the distribution being studied can be conducted on the basis of the estimation stated in the article, and also with the help of the analysis of the empirical data distribution form and the further analysis with the help of the statistic criteria of the empirical and theoretical distributions relevance.

3. The considered research method expands the possibilities of the application of the probability methods of the evaluation of technical and economic processes and indicators, which leads to the increase of the objectiveness and substantiation of the received results.

### LITERATURE

1. Hovanov N., Kornikov V., Seregin I. Multicriteria estimation under uncertainty // Proceedings of the International Conference Signals, Data, Systems. Heiderabad (India). December 12-14, 1994. Vol. 1. Heiderabad: AMSE Press, 1994. P. 83–91
2. Годенко Д.И. Статистические методы в экономических системах. – М. “Статистика”, 1970 – С.320
3. Мізіна О.В. Прогнозування техніко-економічних параметрів на основі бета – розподілу. Научные труды ДонНТУ. 2004. – Выпуск 87- С.125 – 134
4. Грушко И.М., Сиденко В.М. Основы научных исследований. 3-е изд. – Харьков: Вища школа. Изд-во при Харьк.ун-те, 1983. - 224с.
5. Ковалев Д., Плетникова И. Количественная оценка уровня экономической безопасности предприятия // Экономика Украины. 2001. - №4 – С.35-40

УДК 556.16.45

Петрович В.В., канд., техн., наук, Артеменко В.А.

### До оцінки синхронності коливань річного стоку річок

**Анотація.** Досліджені загальні тенденції у поведінці часових рядів середньорічних витрат води річок на достатньо значних інтервалах часу.

**Ключові слова:** гідрологічні часові ряди, аналіз коливань річного стоку.

**Аннотация.** Исследованы общие тенденции в поведении временных рядов среднегодовых расходов воды рек на достаточно крупных интервалах времени.

**Ключевые слова:** гидрологические временные ряды, анализ колебаний годового стока.

**Annotation.** Investigated general trends in the behavior of the time series of average annual water flow of rivers to sufficiently large time intervals.

**Keywords:** hydrological time series analysis of fluctuations in annual runoff.

Гідрологічні часові ряди, як правило, мають короткий період спостережень, характеризуються значними похибками вимірювань та наявністю пропусків, у зв'язку з чим виникають певні труднощі при їх прогнозуванні. Тому при недостатній гідрологічній характеристиці об'єкта прогнозування досить часто використовують дані по річках-аналогах [1-3], що вимагає сумісного аналізу поведінки часових рядів гідрологічного режиму річок та оцінки їх синхронності. З цією метою широко використовують статичні підходи для оцінки синхронності коливань річного стоку, оскільки річний сток характеризується значною мінливістю розподілу як за часом, так і у просторі [4-6].

Метою даного дослідження є спроба показати загальні тенденції у поведінці часових рядів середньорічних витрат води річок на достатньо значних інтервалах часу. Були використані спеціальні методи обробки часових гідрологічних рядів та способи оцінки когерентності витрат води.

Це дозволить одержати більш повну та наочну картину синхронності коливань річного стоку.

У даному дослідженні ми припускали, якщо, наприклад, середньорічні витрати води можуть бути індивідуальними для кожної річки ( як, відповідно, і витрати на менших часових інтервалах), то на достатньо значних інтервалах часу ( десятиріччя або більше ) вже можлива більша «усереднена» узгодженість у поведінці окремих річок внаслідок схожості цілого ряду зовнішніх факторів.

Далі розглянемо оцінку схожості поведінки гідрологічних рядів саме на значних інтервалах часу.

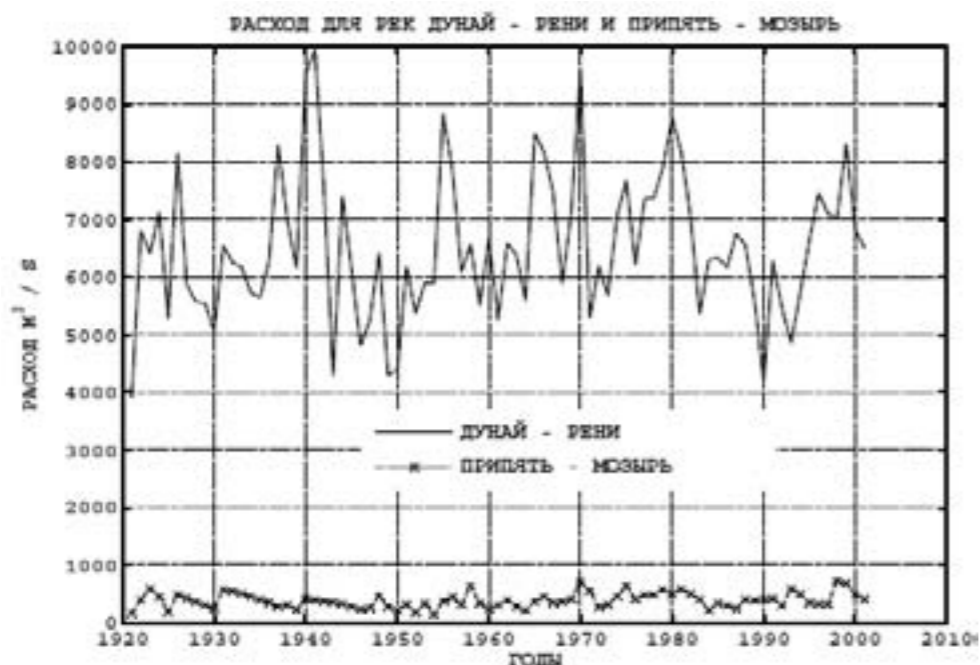
Слід зазначити, що аналіз коливань річного стоку традиційно виконується за даними по великих річках, стік яких формується в декількох географічних зонах. У цьому зв'язку у якості приклада проаналізуємо поведінку гідрологічних рядів середньорічних витрат води р. Дунай (п.Рені) та р. Прип'ять (п. Мозирь) за період з 1921 по 2001р. (рядів довжиною 81 значення).

Дані по витратам води наведені в [7].

Ці часові ряди мають відповідні характеристики, що відрізняються приблизно на порядок, тобто на першому етапі досліджень стверджувати, що це прямі аналоги.

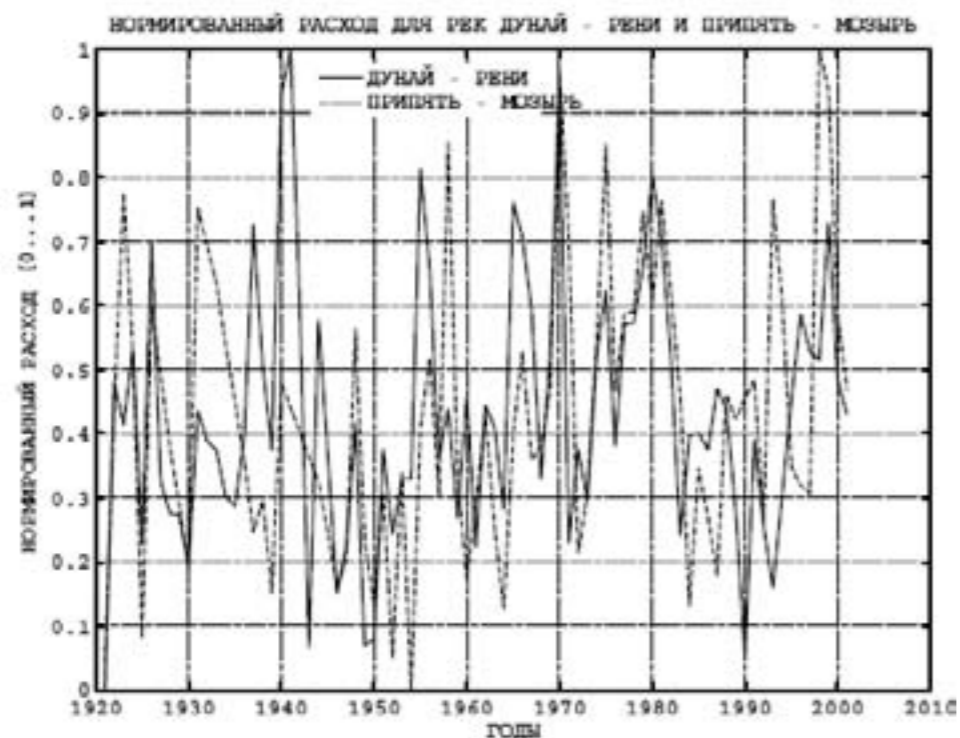
На рис.1 наведені графіки витрат води обох річок. Як видно суттєві відмінності у величинах витрат значно утруднюють сумісний аналіз поведінки цих рядів.

Зважаючи на це, попередньо про нормуємо кожний ряд, що досліджується, у відповідний ряд, значення якого будуть у межах [0;1].



Вже попередній аналіз графіків витрат води на рис.2 свідчать про те, що незважаючи на конкретну індивідуальну поведінку кожного ряду, існує така певна узгодженість у поведінці обох рядів.

Як відомо, найбільш простий спосіб оцінити «усереднену» поведінку рядів на певному часовому інтервалі, наприклад, за 10 років,- це зробити відповідне усереднення по 10 точкам.



У даному випадку це означає, що по ряду довжиною 81 значення аналізуємо ряд довжиною 8 значень, або точок (останню точку ряду можна виключити).

При такому підході на часовому інтервалі усереднення у 20 років будемо вже аналізувати ряд довжиною тільки 4 значення, і т.п.

Таким чином, існує істотний недолік такого підходу при дослідженні, пов'язаний перш за все із скороченням числа значень (точок) у відповідних рядах при зростанні «часу усереднення».

У цьому ряді одержуємо істотні переваги, наприклад можливість наочно спостерігати трансформацію ряду. Слід зазначити, що не слід обмежувати лише певним методом при порівнянні поведінки рядів на різних часових масштабах усереднення, оскільки при цьому можуть у значній мірі домінувати особливості конкретного методу, що не дозволить зробити адекватні у повній мірі висновки щодо результатів проведеного дослідження. Тому у даній роботі були використані три різних метода «усереднення за часом». Але незважаючи

на те, що ці методи різні, всі вони можуть бути розглянуті з позиції роботи фільтрів, тому що всі вони у даному разі виступають як «фільтрові» методи.

Фур'є-фільтрація. Скористатися методом Фур'є аналіза, що одержав широке застосування при дослідженні часових рядів [8].

Застосування Фур'є-фільтрації вихідних рядів, а саме використання фільтру низких частот (ФНЧ), що усуває частоти вищі, може бути розглянуто також і з точки зору «усереднення» часового ряду за певних часових інтервалів.

«Час усереднення» при такому підході можна знайти, знаючи довжину ряду, шаг за часом, а також номер найвищих  $\cos(\ )$  та  $\sin(\ )$  – гармонік, які ще пропускаються цим ФНЧ.

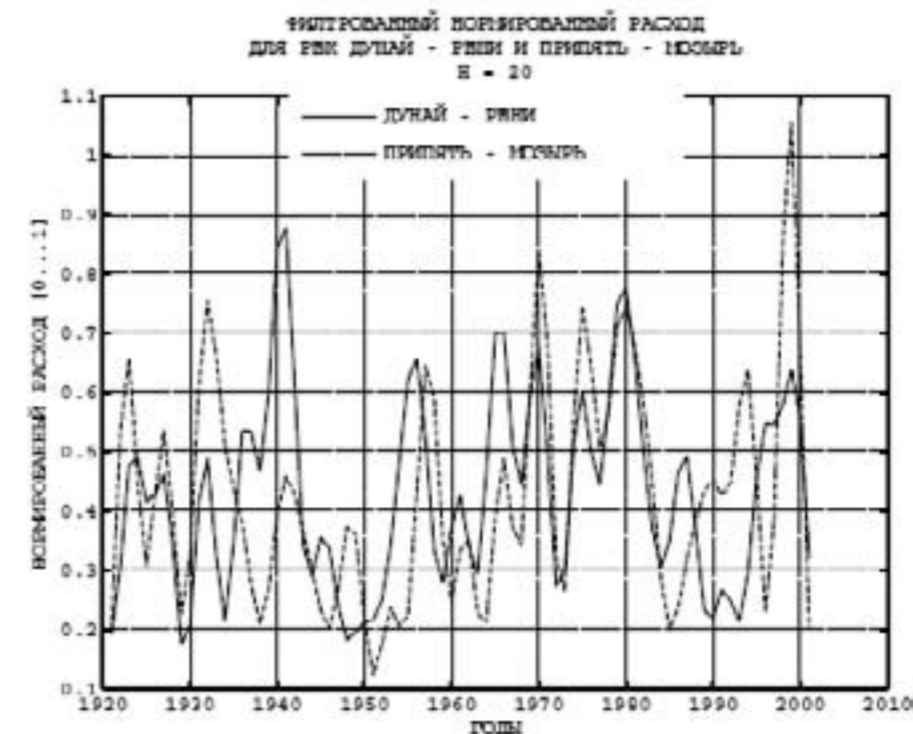
Оскільки фільтрування ФНЧ включає у себе відповідно дві процедури (пряма та зворотне перетворення Фур'є), спочатку виконується пряме перетворення, де ряд вихідний – це ряд  $\cos(\ )$  та  $\sin(\ )$  – коефіцієнтів.

При цьому максимальне число коефіцієнтів залежить від довжини ряду та визначається як ціла частка із округленням «вниз» від значення  $\frac{1}{2}$  довжини вихідного ряду.

Далі всі  $\cos(\ )$  та  $\sin(\ )$  – коефіцієнти, номери яких вище граничних, вважаються рівними нулю.

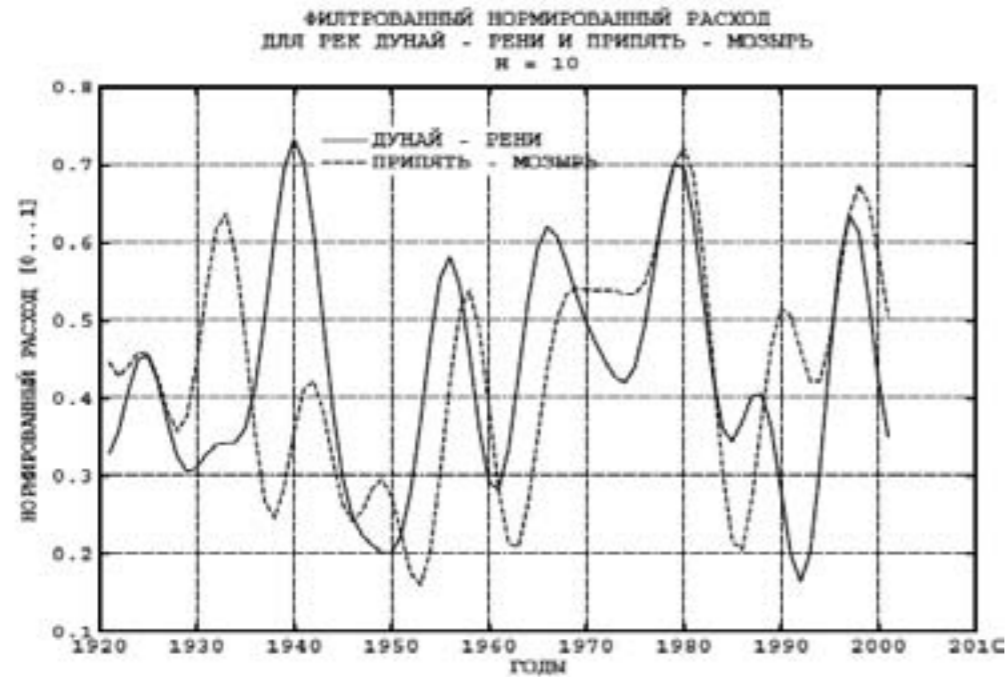
При зворотньому перетворенні Фур'є із  $\cos(\ )$  та  $\sin(\ )$  – коефіцієнтів знову формується ряд, який і буде фільтрованим вихідним рядом.

Ще раз зазначимо, що у даній роботі ми оперуємо виключно із нормованими у діапазоні [0;1] рядами.

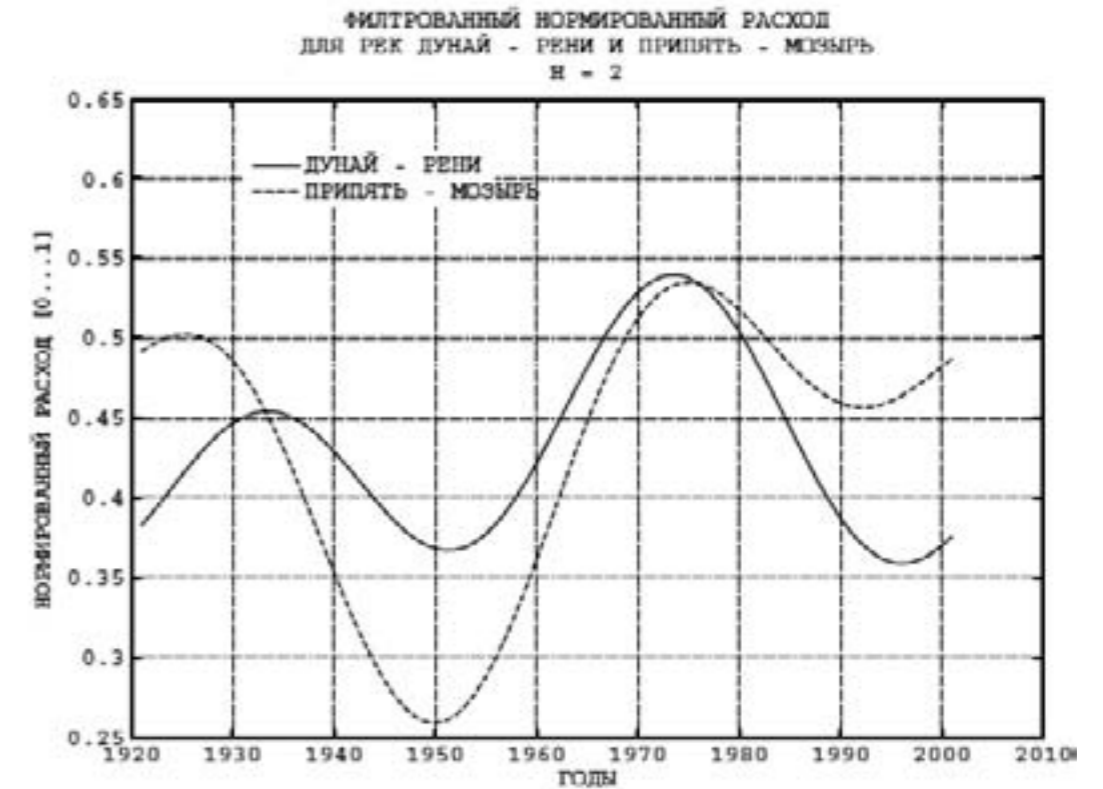


На рис. 3 наведені Фур'є – фільтровані після нормування ряди середньорічних витрат води р. Дунай (пункт Рені) та р. Прип'ять (пункт Мозирь) при параметрі фільтра  $N=20$ . У даному разі позначення  $N=20$  ( тут і далі  $N$ - ціле число) означає, що всі  $\cos(\ )$  та  $\sin(\ )$  коефіцієнти, номери яких більше 20 (21; 22; 23 ... і т.д.), дорівнюють нулю.

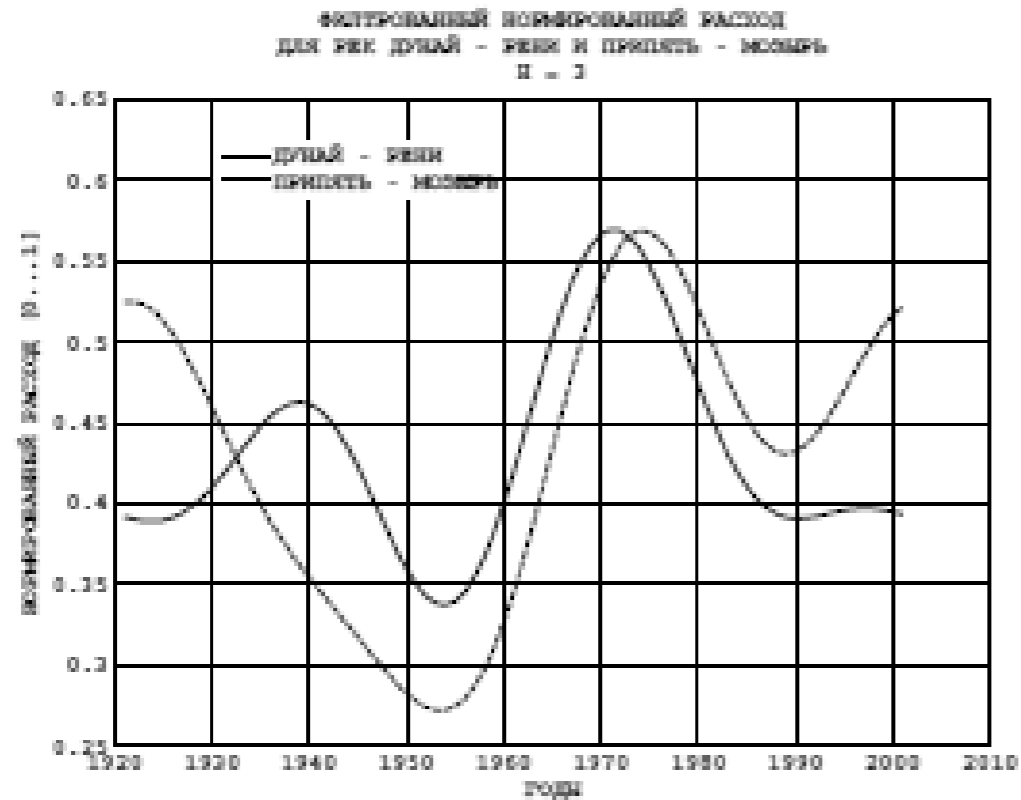
Як видно, застосування навіть слабкої Фур'є-фільтрації дуже полегшує порівняння рядів при виявленні схожості їх сумісної поведінки.



На рис. 4 наведений результат більш сильної фільтрації ( $N=10$ ) гідрологічних рядів цих річок. Далі, при подальшому підвищенні ступеня фільтрації ( $N=3$ ) вже досить виразно спостерігається певна спільність у поведінці обох рядів (див. рис. 5).

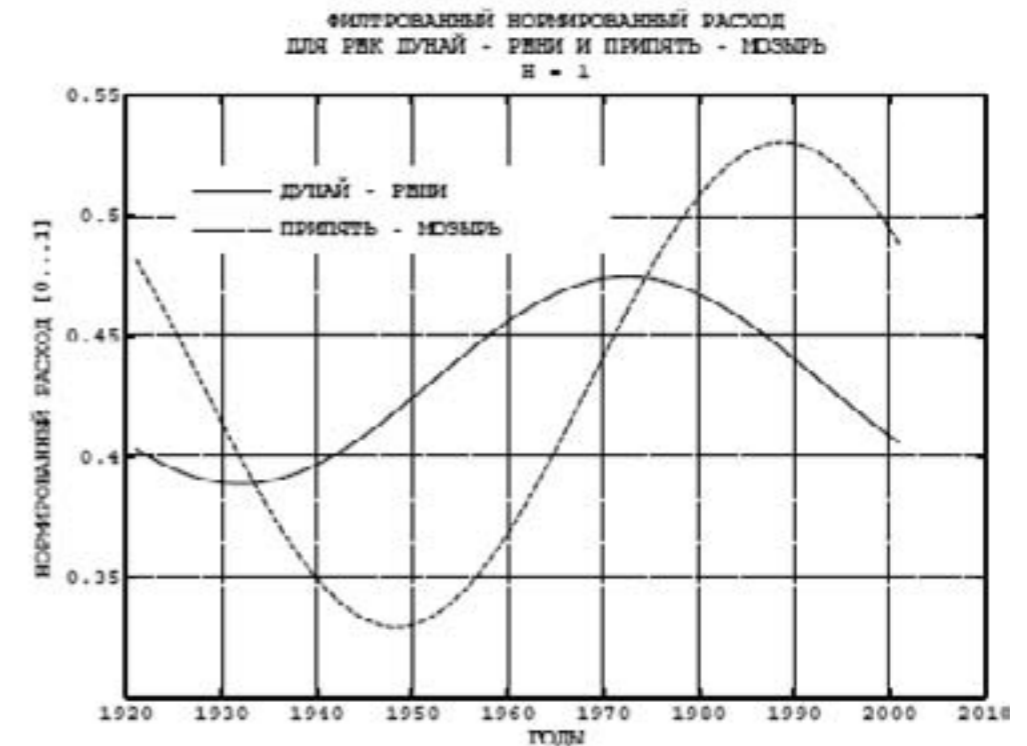


На рис.6 наведений результат дуже сильної фільтрації рядів при значенні  $N=2$ . У цьому випадку спостерігається спільність поведінки рядів на досить значному інтервалі часу. Одна зазначимо, що надлишкова фільтрація вже шкідлива (приводить до значення синхронності).



Таким чином, підвищення ступеня фільтрації у даному разі буде еквівалентно усередненню поведінки ряду за все більшими та більшими інтервалами часу.

Тобто при Фур'є-фільтрації параметр  $N$  у даному разі пов'язаний із глибиною фільтрації наступним чином: чим більше величина  $N$ , тим вихідний ряд зазнає меншої фільтрації (тобто розглядається усереднена поведінка ряду при невеликих значеннях часу «усереднення»), і навпаки, чим менша буде величина  $N$ , тим вихідний ряд буде зазнавати більшої фільтрації (буде розглядатися усереднена поведінка ряду при значних проміжних часу «усереднення»).



Так на рис.7 наведені результати розрахунків, що одержані при граничному значенні величини  $N$  (залишимо по одній  $\cos()$  та  $\sin()$  – гармоніці та постійну складову).

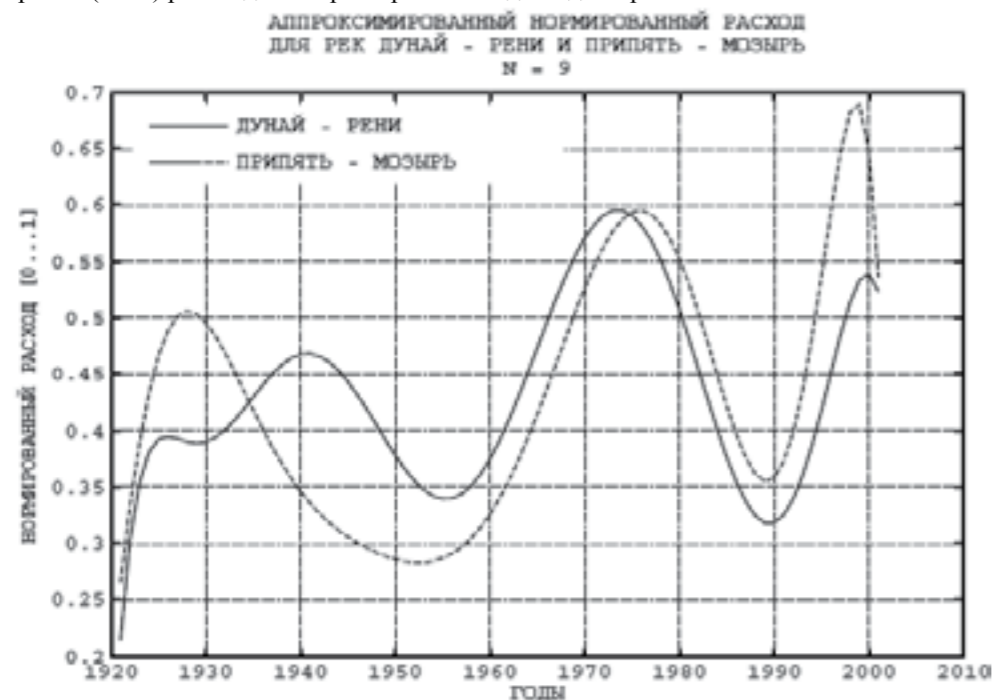
У цьому випадку вже неможливо оцінювати ефект синхронності (усереднення на значних інтервалах часу), а даний графік слід розглядати скоріше із позицій фазових співвідношень у поведінці цих рядів.

Метод поліноміальної апроксимації. Як відомо, Фур'є-фільтрація може бути також розглянута із позиції апроксимації вихідного ряду  $\cos()$  або  $\sin()$  – рядом.

Зважаючи на це, застосуємо при дослідженні також інший метод апроксимації вихідних нормованих рядів, наприклад, відомий метод поліноміальної апроксимації.

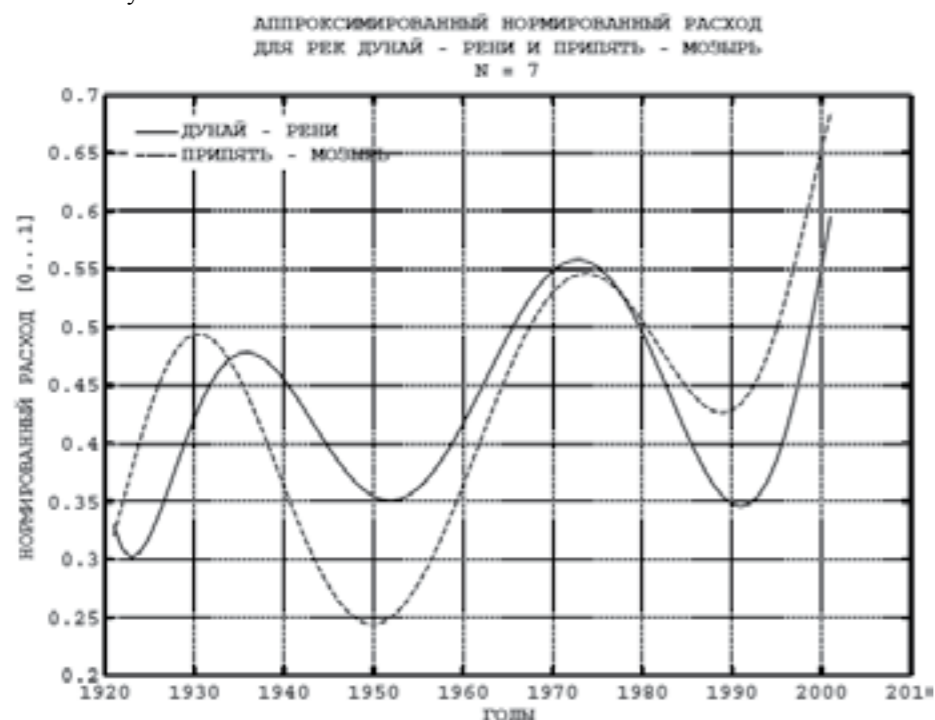
При такій постановці задача апроксимації звичайно розв'язується за допомогою метода найменших квадратів (МНК).

Також враховувати проблеми, що виникають при використанні при апроксимації вихідних рядів поліномів високих ступенів. Тому при дослідженні були застосовані методи, що базуються на використанні сингулярного (SVD) розкладення при вирішенні відповідних рівнянь.



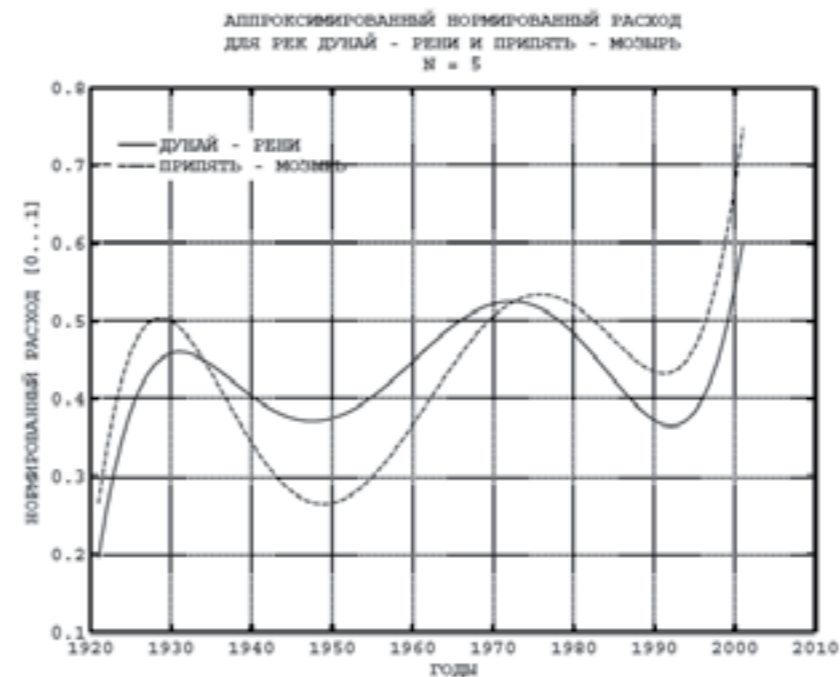
На рис.8 наведений результат наближення вихідних нормованих рядів МНК. Був використаний поліном 9-го ступеня (N=9). Із деяких позицій таке наближення еквівалентне Фур'є-фільтрації фільтром N=3 (див. рис. 5).

Аналізуючи рис.8, можна стверджувати, що поведінка рядів за період 1940...1990 роки у достатній мірі схожа. Далі будемо збільшувати часовий інтервал, на якому розглядається «усереднена поведінка» даних рядів, поступово зменшуючи значення величини N.

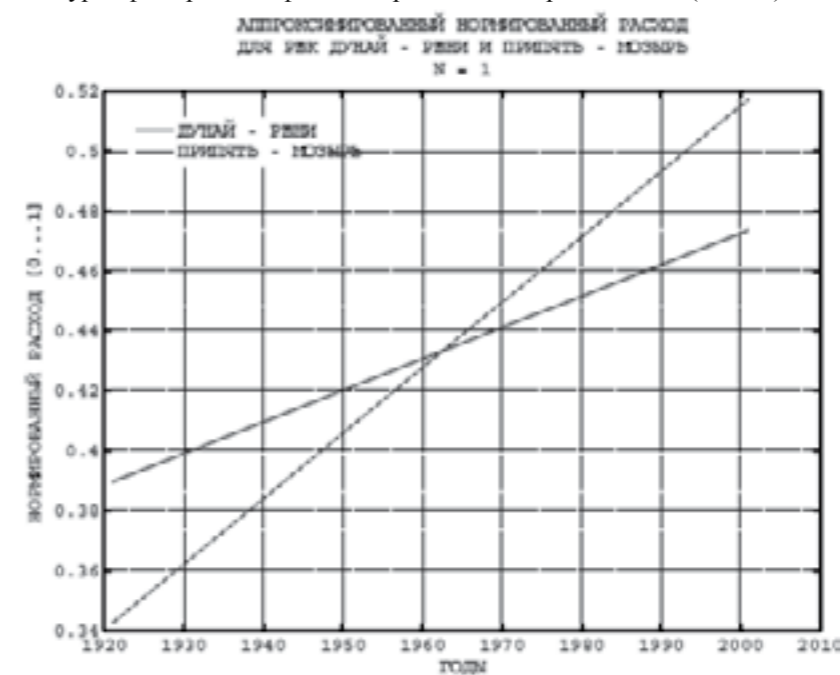


На рис.9 при значенні N=7 вже більш чітко спостерігається схожість у поведінці рядів.

Подальше зменшення величини N до зволяє оцінювати сумісну поведінку рядів на все більшому та більшому часовому інтервалі (див. рис.10).



Зрозуміло, що зменшення величини N до граничних значень призводить до такого ж результату, як і для величини Фур'є-фільтрації – ефект синхронності не проявляється (зникає).



Так, на рис.11 наведений граничний випадок (N=1). Можливо тільки стверджувати, що нормовані витрати води для обох річок на всьому часовому інтервалі постійно зростають.

Застосування дискретного лінійного фільтра. Далі розглянемо результати, що одержані при застосуванні дискретного лінійного фільтра, який перетворює часовий нормований ряд у ряд фільтрований.

Фільтр виду:

$$SS(J) = \frac{S(J-2) + S(J-1) + S(J+1) + S(J+2)}{4}$$

також зберігає довжину вихідного ряду після фільтрування, не змінюючи (не фільтруючи) при цьому перші дві та останні дві точки вихідного ряду.

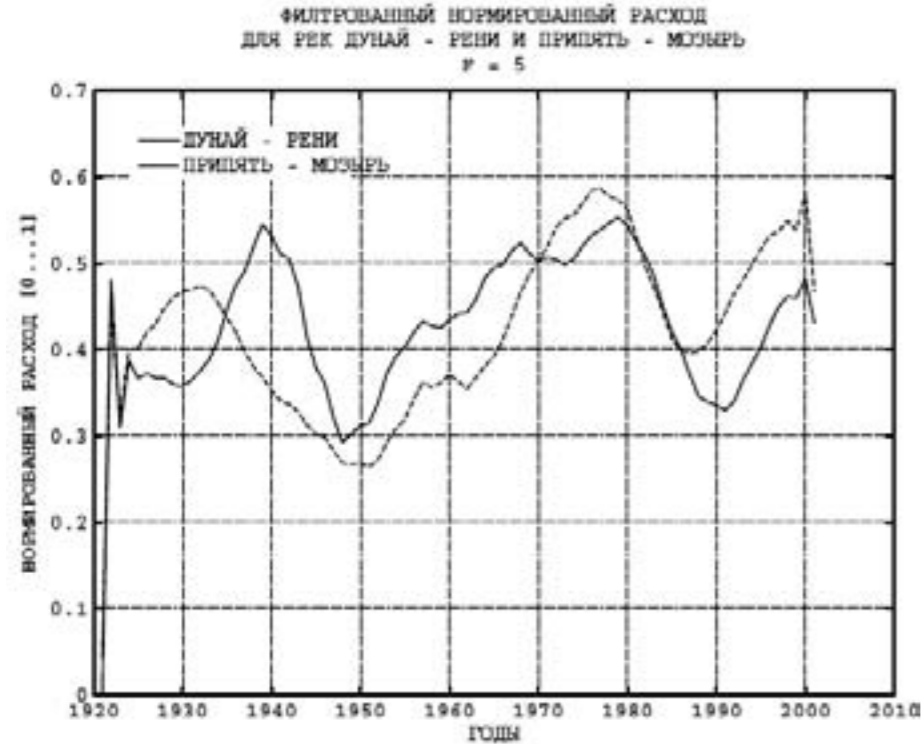
У даному разі SS(J) – значення профільованого ряду;

S( ) – відповідне значення вихідного ряду.

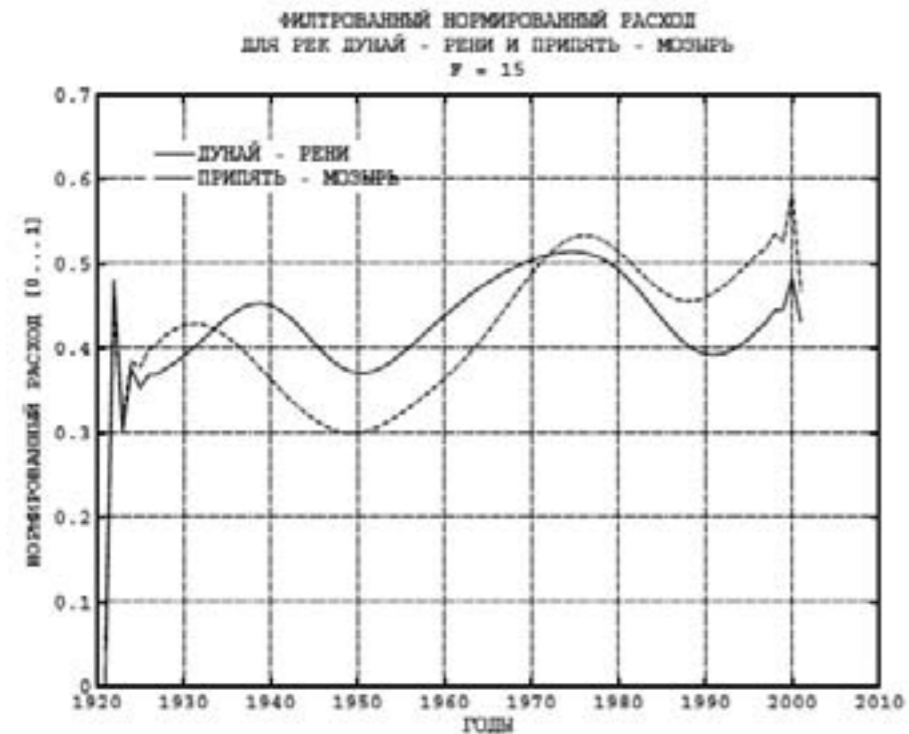
Фільтр застосовувався послідовно F раз, тобто фільтрували вихідний ряд, після чого фільтрували результат першої фільтрації і так далі.

Процедура була організована у циклі типу FOR... END FOR із числом повторення F, тобто ступінь фільтрації була тим більше, чим більше значення F.

У даному випадку “час усереднення” зростає із зростанням величини  $F$ .

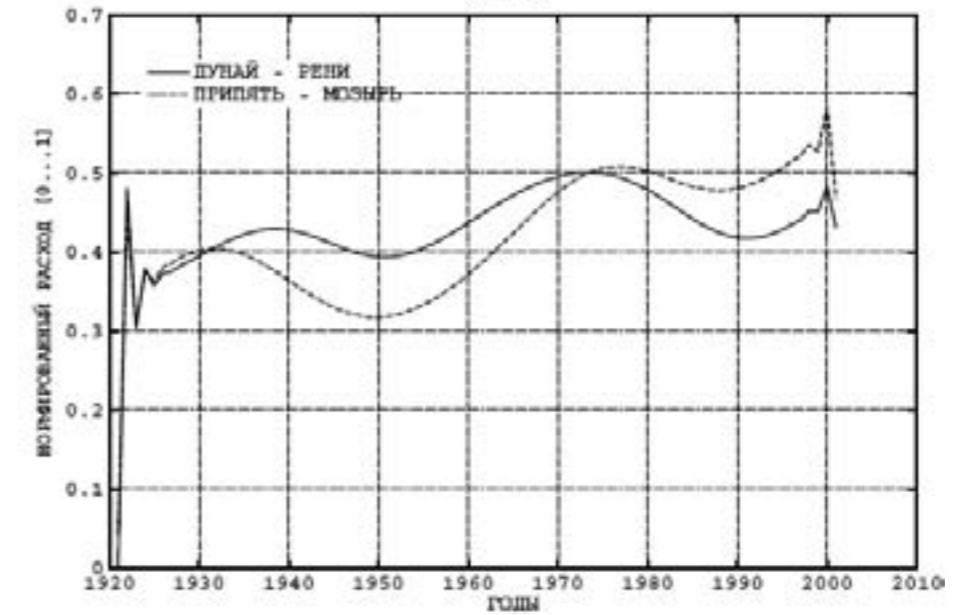


На рис.12 наведені результат фільтрації, що одержаний при значенні  $F=5$ . Спостерігається схожа поведінка гідрологічних рядів на часовому інтервалі 1950...2000 роки.



При 15-кратному застосуванні процедури фільтрування ( $F=15$ ) до вихідних нормованих рядів спостерігаємо схожість у поведінці рядів вже на часовому інтервалі приблизно 1940...2001 роки (див. рис. 13).

ФИЛЬТРОВАННЫЙ НОРМИРОВАННЫЙ РАСХОД  
ДЛЯ РЕК ДУНАЙ - РЕНИ И ПРИПЯТЬ - МОЗЫРЬ  
 $F = 25$



При значенні  $F=25$  (рис.14) виявляємо значну схожість у поведінці рядів практично на всьому часовому інтервалі 1921...2001 роки.

Таким чином, застосування методів “усереднення” гідрологічних рядів за часом (у деякому часовому діапазоні) дозволяє виявляти певну узгодженість (синхронність) у поведінці таких рядів.

Результати застосування запропонованих методів також добре погоджуються між собою, що свідчить про надійність таких методів аналізу синхронності коливань стоку.

Проведені дослідження дозволять розширити рамки оцінки синхронності коливань річкового стоку.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. Андреев О.В., Журавлев М.М., Рассказов О.А. Вопросы мостовой гидравлики и гидрологии – М.: “Транспорт”. – 1967.-200с.
2. Кузин П.С., Бабкин В.И. географические закономерности гидрологического режима рек.-Л.: Гидрометеиздат. 1979.-200с.
3. Пространственно-временные колебания стока рек СССР // Под ред. А.В.Рождественского. – Л. : Гидрометеиздат. – 1988.-376с.
4. Пособие по определению расчетных гидрологических характеристик. – Л.: Гидрометеиздат. – 1984.-448с
5. Смирнов Н.П., Скляренко В.Л. Методы многомерного статистического анализа в гидрологических исследованиях. – Л.: Изд-во ЛГУ. – 1986.-192с.
6. Лобода Н.С. Расчеты и обобщения характеристик годового стока рек Украины в условиях антропогенного влияния. – Одесса, “Экология”. – 2005.-207с.
7. Вишневський В.І., Косовець О.О. Гідрологічні характеристики річок України. – К.: “Ніка-Центр”. – 2003-324с.
8. Павлов А.Н. Методы анализа сложных сигналов. – Саратов: “Научная книга”. – 2008.-120с.

УДК 625.731

Савенко В.Я., д-р техн.наук, Славінська О.С., д-р техн.наук, Усиченко О.Ю канд.техн.наук, Стюжка В.В.

#### ОСОБЛИВОСТІ УРАХУВАННЯ НАДХОДЖЕННЯ КІЛЬКОСТІ ВОЛОГИ В ДРЕНАЖНІ КОНСТРУКЦІЇ ПРИ ВІДТАВАННІ ҐРУНТУ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

**Анотація.** У статті наведено результати розрахунків надходження вологи у дренажну конструкцію при відтаванні ґрунту земляного полотна для вибраної дорожньої конструкції для кліматичних умов м. Києва, проаналізовано відповідність отриманих результатів вимогам нормативних документів.

**Ключові слова:** автомобільна дорога, вологість ґрунту, дренаж, питомий надлишок води.



**Анотация.** В статье приведены результаты расчетов надходження влаги в дренажную конструкцию при оттаивании грунта земляного полотна для выбранной дорожной конструкции для климатических условий г. Киева, проанализированы соответствие полученных результатов требованиям нормативных документов.

**Ключевые слова:** автомобильная дорога, влажность почвы, дренаж, удельный избыток воды.

**Anotattion.** The results of calculations nadzhodzhennya moisture drainage design in thawing soil subgrade for the selected road construction for the climatic conditions of Kyiv, analyzed the results match the requirements of regulations.

**Keywords:** road, soil moisture, drainage, specific excess water.

Земляне полотно автомобільної дороги є основою для проїзної частини автомобільної дороги. Земляне полотно повинне бути стійким в різні періоди року і впродовж всього терміну служби. Причиною виникнення деформацій дорожніх одягів у більшості випадків є зниження міцності ґрунту земляного полотна. Основною причиною зниження міцності ґрунту є його перезволоження. З перевищенням реальною вологістю оптимальної знижується міцність ґрунту до 2 разів. Досить поширеним і простим способом регулювання водно-теплого режиму верхньої частини земляного полотна та дорожнього одягу є влаштування дренажної конструкції мілкового закладання.

Іноді вартість дорожніх одягів з незадовільним дренажем може у 2-3 рази перевищити вартість їх будівництва з правильно розрахованою, ефективно працюючою впродовж багатьох років дренажною конструкцією.

Ефективність осушення земляного полотна залежить від природних умов місцевості, поперечного та поздовжнього профілів автомобільної дороги, якості піску і конструкції самого дренажу.

Дренажі мілкового закладання використовуються у виїмках, на ділянках малих насипів, в «нульових» місцях у випадку значного притоку води в активну зону земляного полотна. Особливістю є те, що вони розташовуються в зоні промерзання і призначені для видалення води з верхньої частини дорожньої конструкції у теплий період або в період відтаювання. Їх застосовують для просушування дренажного прошарку, який забезпечує фільтрацію води в капілярному вигляді. Дренажі мілкового закладання (рис.1) необхідно передбачати у випадку, коли кількість води, яка надходить в основу проїзної частини в окремі періоди, більша, ніж може розміститися в порах нижніх шарів одягу та підстиляючому ґрунті без значного зниження їх опору автомобільним навантаженням [1].

Ці дренажі мають такі переваги:

- виключають необхідність видалення полоїв (намерзлого льоду);
- мають порівняно невелику будівельну вартість;
- влаштовуються з високим рівнем механізації робіт;
- мають тривалий термін служби;
- ефективно осушують робочу зону земляного полотна.

Проектування дренажів взагалі та, зокрема, дренажів мілкового закладання в більшості випадків передбачає використання типових проектів, які були розроблені десятиріччя тому. В найбільш поширених методиках для розрахунку дренажних систем мало уваги приділено зниженню пропускної здатності піщаного шару з часом внаслідок доущільнення та проникнення пилуватих часток; врахуванню інфільтраційної вологи від атмосферних опадів при визначенні питомого надлишку води, яка проникає до активної зони земляного полотна. Тому товщина дренажного шару, визначена такими розрахунками може бути дещо заниженою, що в майбутньому призведе до передчасного виходу з ладу дренажної системи

Одним із суттєвих і небезпечних джерел зволоження верхньої частини земляного полотна та шарів дорожнього одягу є вода, яка звільняється при відтаванні ґрунту активної зони земляного полотна [1-4].

Відповідно до [1] об'єм води (м<sup>3</sup>/доба на 1 м<sup>2</sup> проїзної частини), що звільняється при відтаванні ґрунту під проїзною частиною та узбіччями, визначається за формулою:

$$Q_1 = h_1 \times (W_{вес} \times \rho_{вес} - \beta \times W_T \times \rho_d) \times K_{II} \times K_T, \quad (1)$$

де  $h_1$  - товщина шару ґрунту, в якому розтає лід за одну добу в активній зоні земляного полотна, м (формула 2);

$W_{вес}$  - розрахункова весняна вологість ґрунту земляного полотна, яка залежить від характеру вологонакопичення за осінньо-зимовий сезон в певних умовах, в долях одиниці по вазі;

$\rho_{вес}$  - щільність скелету ґрунту при розрахунковій вологості, г/см<sup>3</sup>;

$\rho_d$  - те саме при вологості, що дорівнює  $\beta W_T$ , г/см<sup>3</sup>;

$\beta$  - коефіцієнт, що показує, яка кількість води утримується в порах ґрунту, ущільненого до потрібної щільності, в долях від вологості при межі текучості ґрунту: для супісків приймається рівним 0,7, а для суглинків і глинистих ґрунтів - 0,75;

$W_T$  - вологість, яка відповідає межі текучості ґрунту, в долях одиниці по вазі;

$K_{II}$  - коефіцієнт, що враховує неусталений режим припливу води через нерівномірне розтавання та випадання атмосферних опадів згідно з табл. 5.3 [5];

$K_T$  - коефіцієнт гідрологічного запасу, що враховує пониження фільтруючої спроможності дренажного шару в процесі експлуатації дороги згідно з табл. 5.3 [5].

Надходження води в дренауючий шар при відтаванні ґрунту узбіччя визначається також по наведеній вище формулі, але із введенням в неї множника  $2l/b$  ( $l$  - ширина узбіччя,  $b$  - ширина проїзної частини). Надходження води при цьому також, як і для ґрунту під проїзною частиною, отримують в м<sup>3</sup> за добу з 1 м<sup>2</sup> проїзної частини.

$$h_1 = \sqrt{\frac{\lambda \times T \times (t_B - t_{Л})}{\rho \times W \times \delta_1} + 0,25 \times (R_{II} + R_0)^2 \times \lambda^2 - 0,5 \times (R_{II} + R_0) \times \lambda}, \quad (2)$$

де  $\lambda$  - коефіцієнт теплопровідності талого ґрунту, ккал/м·г·град;

$T$  - тривалість відтавання ґрунту, год;

$t_B$  - температура повітря, °С;

$t_{Л}$  - температура льодоутворення, °С;

$\rho$  - схована теплота льодоутворення, яка дорівнює 80 ккал/кг;

$W$  - вологість ґрунту, у долях одиниці;

$\delta_1$  - щільність ґрунту, кг/м<sup>3</sup>;

$R_{II}$  - величина, яка залежить від швидкості вітру, град·м<sup>2</sup>·г/ккал;

$R_0$  - тепловий опір дорожнього одягу, град·м<sup>2</sup>·г/ккал, визначається за формулою:

$$R_0 = \frac{h_1}{\lambda_1} + \frac{h_2}{\lambda_2} + \dots + \frac{h_n}{\lambda_n}, \quad (3)$$

де  $h_1, h_2, \dots, h_n$  - товщина шарів конструкції дорожнього одягу, м;

$\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_n$  - коефіцієнт теплопровідності відповідних шарів конструкції дорожнього одягу, ккал/м·г·град.

Отже, одним із факторів, які впливають на кількість надходження вологи від розмерзання дорожньої конструкції є товщина шару ґрунту, в якому розтає лід за одну добу в активній зоні земляного полотна, тобто швидкість розмерзання.

Порівняємо, як змінювалася ця величина, починаючи з 1981 року. Скористаємося статистичними даними Українського гідрометеорологічного центру за 1981, 1991, 2001 та 2011 роки для м. Києва.

Для розрахунку приймемо такі вихідні дані:

- ґрунт земляного полотна - важкий суглинок;
- середня за розрахунковий період вологість ґрунту ( $W$ ) - 27 %;
- щільність ґрунту в розрахунковий період ( $\delta_1$ ) - 1400 кг/м<sup>3</sup>;
- конструкція дорожнього одягу: а/б дрібнозернистий,  $h_1 = 4$  см; а/б крупнозернистий,  $h_2 = 8$  см; шар гранітного щебеню,  $h_3 = 20$  см; підстильний шар основи з піску,  $h_4 = 25$  см.

Зрозуміло, що ґрунт буде віддавати вологу до тих пір, поки не розмерзнеться повністю. Значення нормативної глибини промерзання можна отримати з діючої нормативної бази [5]. Для Київської області воно складає 90-95 см.

Розрахунок виконаємо до повного розмерзання ґрунту на глибину його нормативного промерзання, починаючи зі встановлення стабільних додатних середньодобових температур повітря. Для 1981 року - з 18 березня, 1991 - з 1 березня, 2001 - з 3 березня, 2011 - з 12 березня.

Визначаємо спочатку товщину шару ґрунту активної зони, який розтає за кожен із розрахункових проміжків часу, а потім - товщину шару ґрунту, в якому розтає лід за одну добу для кожної доби, як різницю між даними за наступний та попередній проміжки часу.

Зобразимо графічно процес розтавання ґрунту в часі (рис. 1-4).

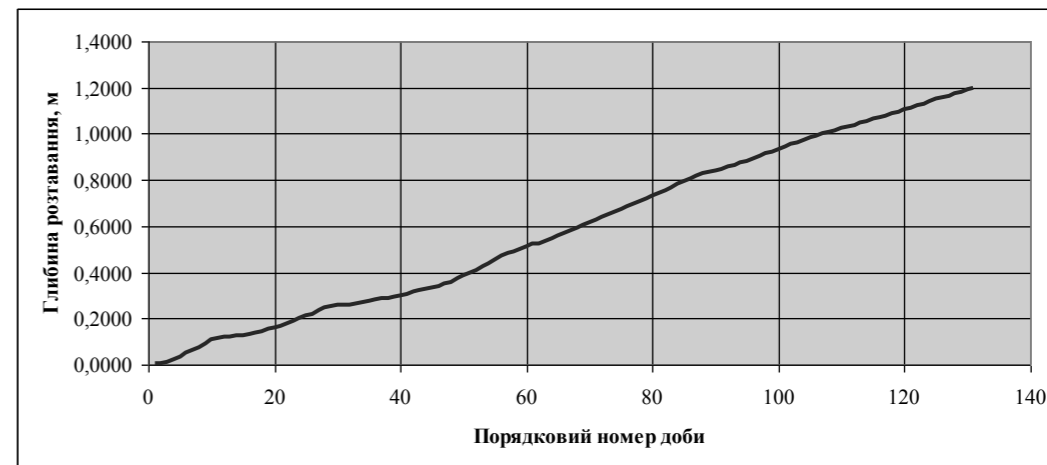


Рисунок 1 - Графік розтавання шару ґрунту протягом розрахункового періоду в 1981 році

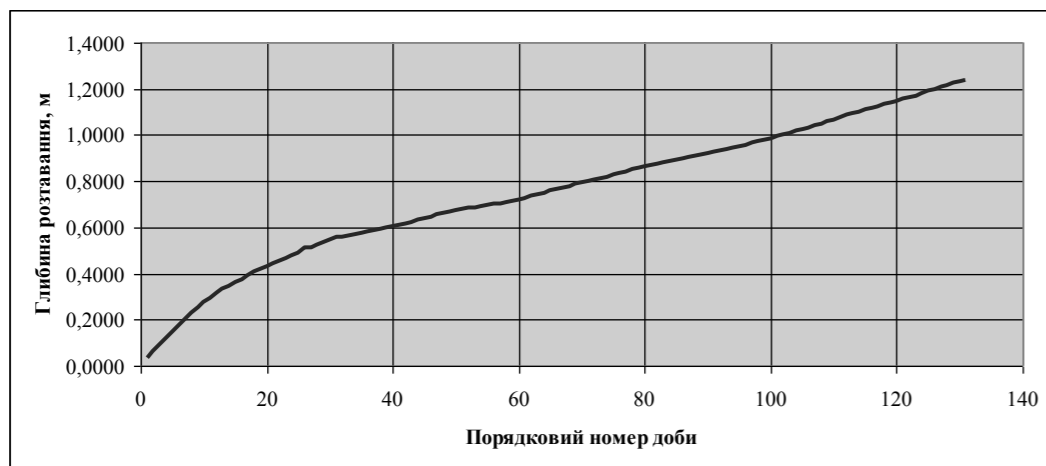


Рисунок 2 – Графік розтавання шару ґрунту протягом розрахункового періоду в 1991 році

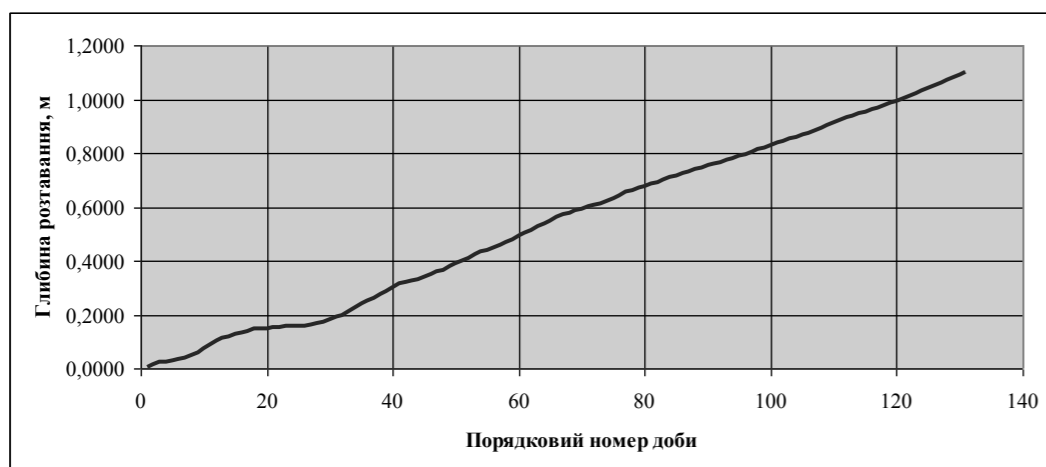


Рисунок 3 – Графік розтавання шару ґрунту протягом розрахункового періоду в 2001 році

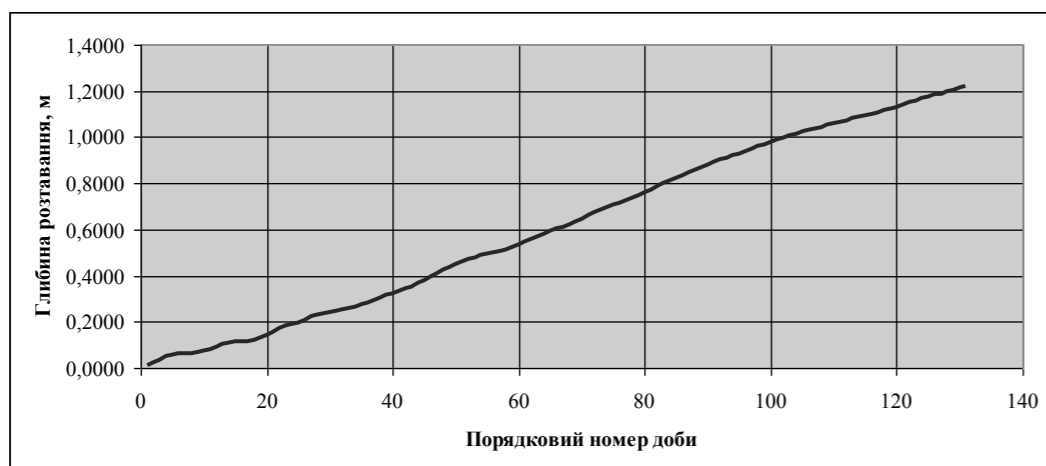


Рисунок 4 – Графік розтавання шару ґрунту протягом розрахункового періоду в 2011 році

Проаналізувавши результати розрахунків, можна зробити висновок, що ґрунт розтавав на розрахункову глибину за різні проміжки часу – від 87 до 109 діб, а початок розмерзання кожного з років був різним.

Як бачимо на прикладі 1991 року, бувають періоди стрімкого вивільнення вологи за незначний проміжок часу, що небезпечно з точки зору забезпечення достатньої міцності дорожньої конструкції.

Розрахуємо об'єм води (м<sup>3</sup>/доба на 1 м<sup>2</sup> проїзної частини), що звільняється при відтаванні ґрунту під проїзною частиною за залежністю [6]:

$$Q_1 = h_1 \times (W_{вес} \times \rho_{вес} - \beta \times W_T \times \rho_d) \times K_{II} \times K_G, \quad (3)$$

де  $W_{вес}$  – розрахункова весняна вологість ґрунту земляного полотна, яка залежить від характеру вологонакопичення за осінньо-зимовий сезон в певних умовах, в долях одиниці по вазі;

$W_T$  – вологість, яка відповідає межі текучості ґрунту, в долях одиниці по вазі;

$\beta$  – коефіцієнт, що показує, яка кількість води утримується в порах ґрунту, ущільненого до потрібної щільності, в долях від вологості при межі текучості ґрунту: для супісків приймається рівним 0,7, а для суглинків і глинистих ґрунтів – 0,75;

$\rho_{вес}$  – щільність скелету ґрунту при розрахунковій вологості, г/см<sup>3</sup>;

$\rho_d$  – те саме при вологості, що дорівнює  $\beta W_T$ , г/см<sup>3</sup>;

$K_{II}$  – коефіцієнт, що враховує неусталений режим припливу води через нерівномірне розтавання та випадання атмосферних опадів згідно з [5];

$K_G$  – коефіцієнт гідрологічного запасу, що враховує пониження фільтруючої спроможності дренажного шару в процесі експлуатації дороги згідно з [5].

Оскільки розрахунки проводимо з використанням фактичних даних погодних показників, коефіцієнти  $K_{II}$  та  $K_G$  з формули 3 не враховуємо.

Для зручності порівняння результатів побудуємо діаграми (рис. 5-8)

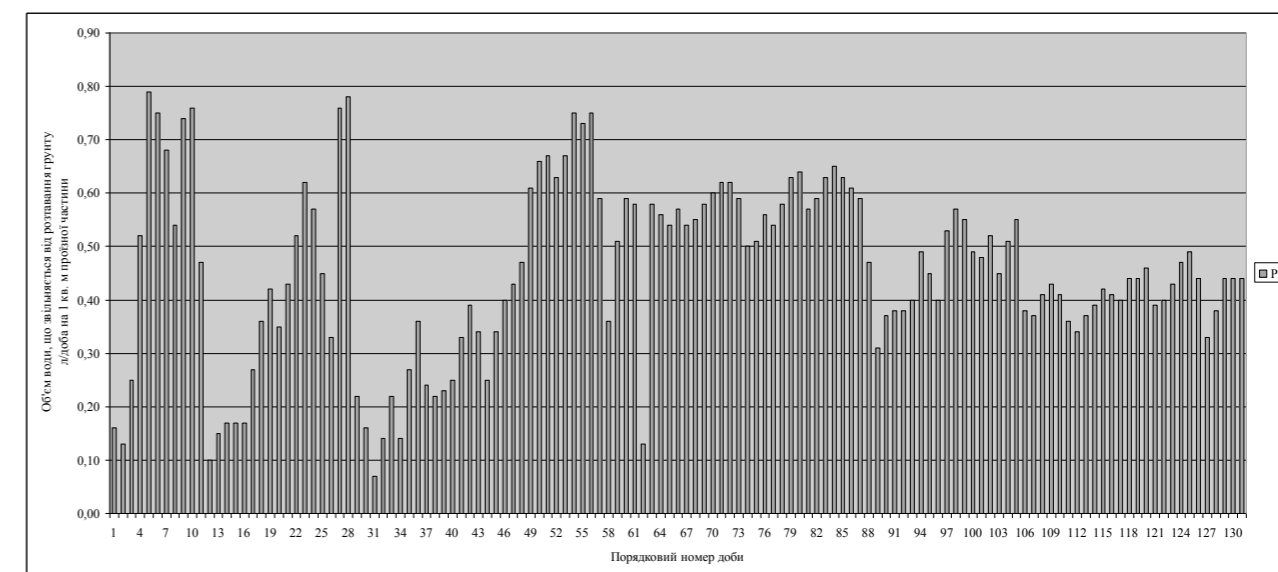


Рисунок 5 – Об'єм води, що звільняється при відтаванні ґрунту під проїзною частиною у 1981 році

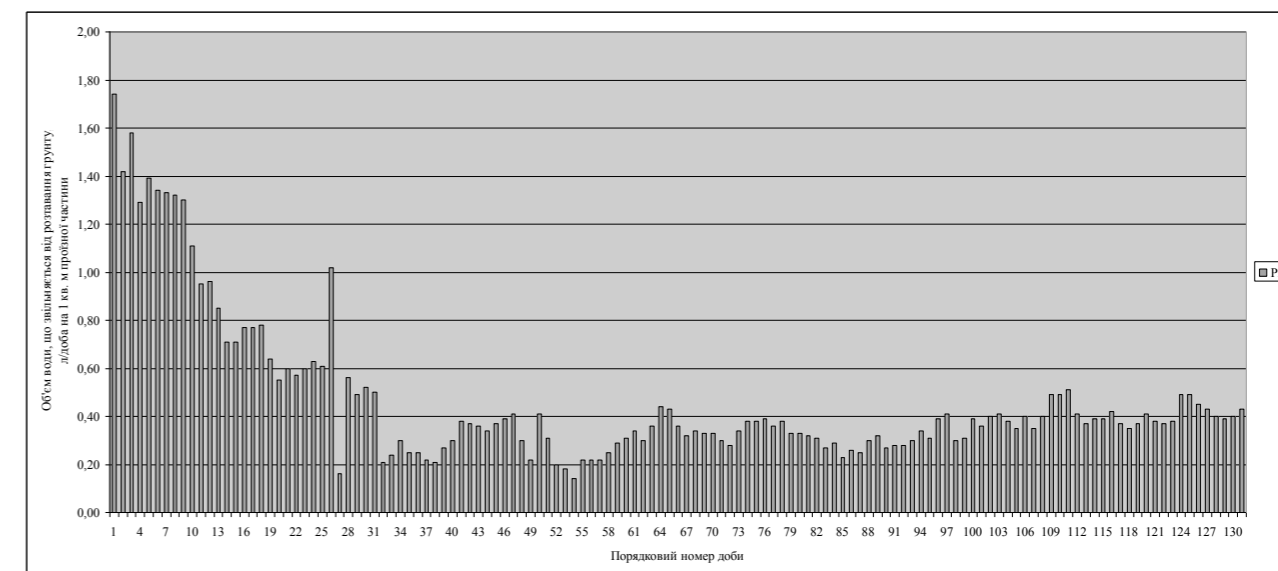


Рисунок 6 – Об'єм води, що звільняється при відтаванні ґрунту під проїзною частиною у 1991 році

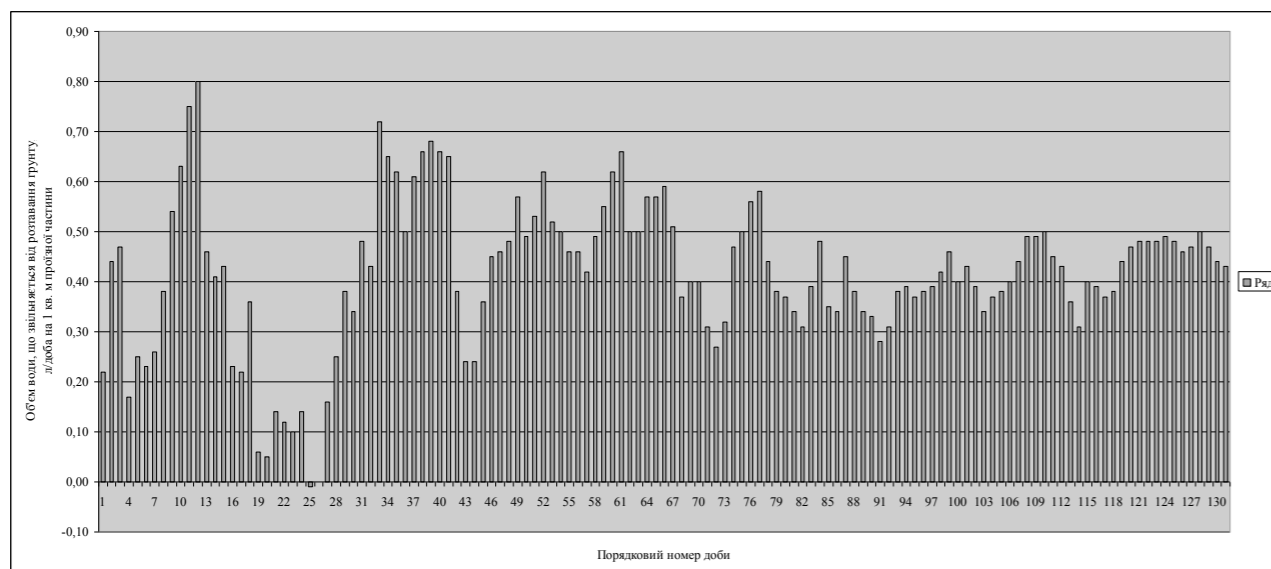


Рисунок 7 – Об'єм води, що звільняється при відтаванні ґрунту під проїзною частиною у 2001 році

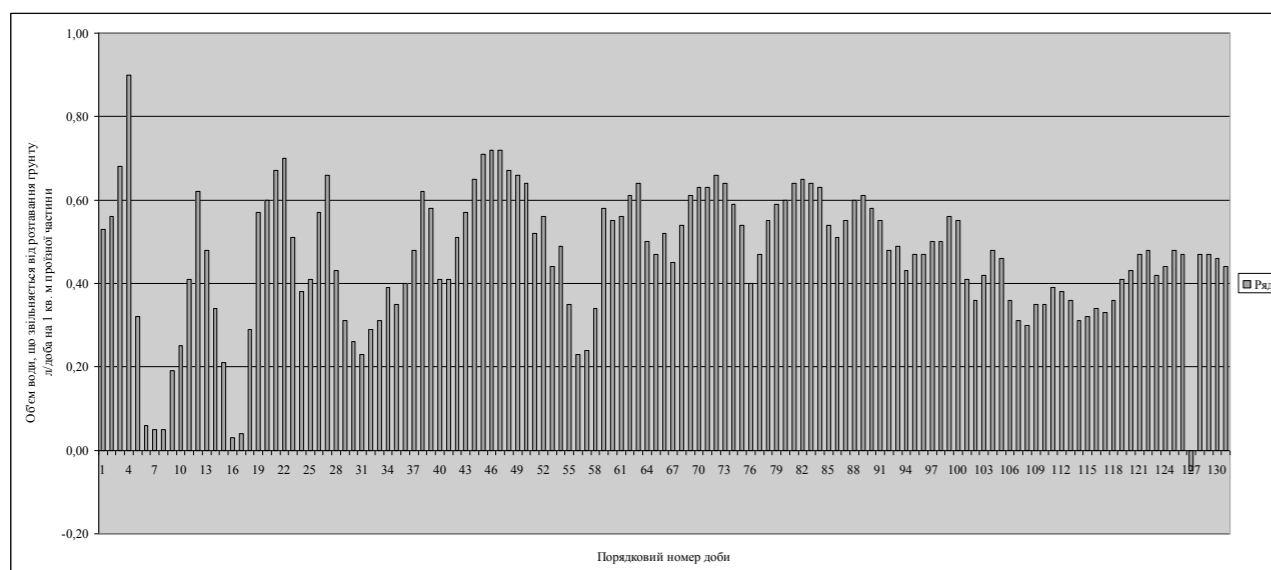


Рисунок 8 – Об'єм води, що звільняється при відтаванні ґрунту під проїзною частиною у 2011 році

### ВИСНОВОК

Відповідно до нормативного документу, в якому регламентується величина загального припливу води в основу традиційної конструкції, що припадає на 1 м<sup>2</sup> проїзної частини за добу [5], цей показник для Північної дорожньо-кліматичної зони становить від 2,0 до 5,0 л/м<sup>2</sup> за добу.

Як показав розрахунок, фактична величина надходження води, що звільняється при відтаванні ґрунту під проїзною частиною в 1981, 2001 та 2011 роках не перевищувала 1 л/м<sup>2</sup> за добу, в 1991 році ця величина досягала позначки близько 1,8 л/м<sup>2</sup> за добу.

З проведених розрахунків можна зробити висновок, що волога, яка звільняється при відтаванні ґрунту під проїзною частиною не є визначальною при формуванні несприятливого водно-теплого режиму земляного полотна, або ж розрахункові значення, які сьогодні використовуються у проектуванні є значно завищеними.

Для перевірки сказаного вище слід виконати розрахунок кількості вологою, яка надходить від інших джерел зволоження. У першу чергу – це інфільтраційна волога від розтавання снігу та льоду на узбіччях і розділювальній смугі та інфільтраційна волога від атмосферних опадів.

Якщо величина надходження інфільтраційної вологою перевищить кількість води, що звільняється при відтаванні ґрунту під проїзною частиною, постає питання перегляду традиційно прийнятих розрахункових періодів у залежності від сучасного режиму дощів.

### ЛІТЕРАТУРА

1. М 218-02070915-684:2011 Методика визначення пропускної здатності дренажної конструкції мілкового залягання з урахуванням річного циклу роботи.
2. Тулаев А.Я. Конструкция и расчет дренажных устройств. – М.: Транспорт, 1980. – 191 с.
3. Водно-тепловой режим земляного полотна и дорожных одежд / Н.А.Пузаков, И.А. Золотарь, В.М. Сиденко, А.Я. Тулаев и др.; Под. ред. И.А. Золотаря, Н.А. Пузакова, В.М. Сиденко / М.: Транспорт, 1971. – 413 с.
4. Славінська О.С., Стьожка В.В. Дослідження процесів вологонакопичення в дорожніх конструкціях з дренажними прошарками // Вісник Національного університету водного господарства та природокористування. – Рівне, 2009. – Ч. 1. – Вип. 3 (47). – с. 488 – 495.
5. ВБН В.2.3-218-186-2004 Споруди транспорту. Дорожній одяг нежорсткого типу.
6. Методические рекомендации по осушению земляного полотна и оснований дорожных одежд в районах избыточного увлажнения и сезонного промерзания грунтов / Государственный всесоюзный дорожный научно-исследовательский институт (Союздорнии). М

УДК 625.7/8

Савенко В. Я., д-р техн. наук, Славінська О. С., д-р техн. наук, Козарчук І. А.

### МАТЕМАТИЧНА МОДЕЛЬ РОЗГАЛУЖЕНОГО ПОТОКУ В ЗОНІ ВПЛИВУ МОСТОВОГО ПЕРЕХОДУ З ГРУПОВИМИ ОТВОРАМИ

**Анотація.** В статті проаналізовані проблеми математичного моделювання гідродинаміки відкритих потоків. Авторами запропонована двовимірна модель гідродинаміки розгалужених річкових потоків. Досліджується метод розрахунку вторинних течій поперечної циркуляції в зоні розгалуження на основі двовимірної моделі руху рідини. Пропонується використовувати  $k-\epsilon$  модель для замикання рівнянь переносу двовимірної моделі. Робиться висновок про доцільність використання алгебраїчних співвідношень для турбулентних напружень.

**Ключові слова:** річковий потік, мостовий перехід, біфуркація, поперечна циркуляція, загальний розмив, математична модель турбулентності.

**Аннотация.** В статье проанализированы проблемы математического моделирования гидродинамики открытых потоков. В статье предложена двумерная модель гидродинамики разветвленных речных потоков. Исследуется метод расчета вторичных течения поперечной циркуляции в зоне разветвления на основе двумерной модели движения жидкости. Предлагается использовать  $k-\epsilon$  модель для замыкания уравнений переноса двумерной модели. Делается вывод о целесообразности использования алгебраических соотношений для турбулентных напряжений.

**Ключевые слова:** речной поток, мостовой переход, бифуркация, поперечная циркуляция, общий размыв, математическая модель турбулентности.

**Annotation.** The mathematical modeling problems of open streams hydrodynamics are analyzed in the article. A two-dimensional model of branched river flows hydrodynamics is proposed by the authors in the article. The calculation method of the secondary flow transverse circulation in the branching area is researched based on the two-dimensional model of the fluid motion. It is suggested to use the  $k-\epsilon$  model to close transfer equations of the two-dimensional model. The conclusion about the reasonability of using algebraic relations for the turbulent stresses is made.

**Keywords:** river stream, bridge, bifurcation, transverse circulation, general scour, mathematical model of turbulence.

**Постановка проблеми.** Річковий потік може розгалужуватися під дією тих чи інших топографічних і геологічних чинників. Наприклад, ділянки біфуркації утворюються в зоні впливу мостових переходів з груповими отворами, при обтіканні течією мостових опор і струменеспрямовуючих дамб тощо. Одним з важливих питань при гідравлічних розрахунках інженерних споруд є питання розділення і з'єднання потоків в зонах впливу мостових переходів з груповими отворами.

Використовуючи математичну модель, можливо визначити гідродинамічне поле швидкостей і тисків водотоку, що, в свою чергу, дозволить правильно розрахувати розподіл витрат і розмив при біфуркації потоку. Однак, незважаючи на значний досвід накопичений в галузі моделювання безнапірних потоків, дослідження ускладнюються тим, що досі не сформульована загальна замкнута система рівнянь турбулентного руху.

Основою для розробки математичної моделі руху річкового потоку в зоні впливу мостового переходу повинні бути рівняння динаміки реальної рідини в «напруженнях», тобто рівняння Нав'є-Стокса. Однак існуючі

аналітичні і чисельні методи вирішення цих рівнянь розроблені лише для найпростіших задач, які мають обмежене практичне застосування, – для ламінарного руху рідини [13].

Проте течія в зоні впливу мостового переходу – це випадок турбулентного режиму руху рідини, який характеризується тим, що при заданих граничних умовах швидкості і тиски в потоці є не визначеними, а випадковими функціями координат і часу. Визначеними функціями є тільки математичні очікування. Випадкові функції, які виражають миттєві швидкості і тиски, а також їх математичні очікування (які зазвичай називаються осередненими швидкостями і тисками) неможливо знайти з рівнянь Нав'є-Стокса за сучасних методів вирішення цих рівнянь [4, 6].

Система рівнянь турбулентного руху, які описують гідродинамічні поля швидкостей і тисків у водотоках, є незамкнутою. Це значить, що її інтегрування викликає значні труднощі, пов'язані з нелінійністю рівнянь руху, а також складністю апроксимації в кінцевих різницях на досить дрібній сітці з великою кількістю вузлів. Тому для вирішення прикладних задач гідродинаміки використовують наближені математичні моделі течій, в яких не враховують тільки головні фактори, а другорядними нехтують [13].

Таким чином, **мета роботи** полягає в розробці математичної моделі розгалуження річкового потоку в зоні впливу мостового переходу з груповими отворами.

**Аналіз досліджень і публікацій.** В результаті поділу і злиття потоків різко змінюється гідродинамічна структура і транспортуюча здатність потоків, яка обумовлена: помітним викривленням планових струменів; утворенням значних (по відношенню до планових розмірів взаємодіючих потоків) рециркуляційних зон; появою значних швидкостей вторинних течій поперечної циркуляції; відповідно трансформацією епюр розподілу швидкостей як по глибині, так і по ширині потоку; наявністю відривних течій аперіодичного характеру, які призводять до істотного підвищенням пульсаційних складових швидкостей та виникнення розмивів і намівів в руслі.

Дослідження проблем гідродинаміки ґрунтується на використанні рівнянь руху, енергії, нерозривності і переносу рідкого середовища. Ці рівняння виражають фундаментальні закони механіки і встановлюють співвідношення між кінематичними і динамічними характеристиками течії рідини та її фізичними властивостями.

Однак вирішення гідродинамічних задач пов'язане не тільки з подоланням математичних труднощів, а, головним чином, з проблемою турбулентності. Рух рідини в реальних водотоках характеризується безперервною пульсацією швидкостей і тисків.

Тому найбільш перспективним шляхом вирішення даної проблеми є використання диференціальних рівнянь осередненого руху, які мають практичне застосування. Ці рівняння отримані Рейнольдсом з рівнянь Нав'є-Стокса на основі прийнятого ним припущення, що дійсний (актуальний) рух, незважаючи його нерегулярний і випадковий характер, все ж описується цими рівняннями.

Система рівнянь Рейнольдса є незамкнутою, внаслідок чого її інтегрування викликає значні труднощі. Тому для вирішення прикладних задач використовують наближені математичні моделі, в яких враховують тільки головні фактори.

Рівняння двовимірної моделі також повинні виражати фундаментальні закони механіки з урахуванням наближень, обумовлених тим, що реальні тривимірні течії розглядаються в двовимірній плановій ідеалізації. Припущення при використанні планової ідеалізації тривимірних течій в руслах можна аналізувати, якщо рівняння двовимірної моделі отримати внаслідок осереднення по глибині загальних рівнянь тривимірного турбулентного руху рідини [17].

**Основна частина дослідження.** Задачі розрахунку гідродинамічних полів швидкостей і тисків в природних і штучно стиснутих руслах відносяться до задач теорії мілкої води, тобто коли глибина потоку значно менша за горизонтальні планові розміри. Це дозволяє розраховувати розподіл середніх за глибиною швидкостей в плані.

У зв'язку з цим авторами [12, 13, 14, 17] пропонується виведення рівнянь двовимірної моделі гідравліки з рівнянь осередненого тривимірного турбулентного руху в декартових координатах. Рівняння двовимірної моделі при цьому отримуються шляхом інтегрування тривимірних рівнянь Рейнольдса по вертикалі від відмітки дна до вільної поверхні, тобто по глибині потоку.

Під час інтегрування приймаються наступні припущення:

- рух приймається усталеним;
- нехтують складовими, які враховують вклад вторинних течій поперечної циркуляції;
- проекція об'ємної сили на вертикальну вісь  $z$  дорівнює  $X_z = -g$ , а на горизонтальні осі  $x$  та  $y$   $X_x = X_y = 0$ ;
- при оцінці порядку складових нехтують складовими вищого порядку малості порівняно з основними складовими;
- значення тиску на вільній поверхні потоку  $P_H$  приймається постійним, тобто не розглядаються барокліні течії;
- при інтегруванні нелінійних конвективних складових нерівномірність розподілу швидкостей по вертикалі враховується за допомогою коефіцієнта  $\alpha$ .

Таким чином після інтегрування загальні рівняння руху двовимірної моделі матимуть вигляд:

$$\frac{\partial U_x}{\partial t} + \alpha_h \left( \frac{\partial U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial U_x U_y}{\partial y} \right) = -g \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x} (\langle \bar{v}_x'^2 \rangle - \langle \bar{v}_z'^2 \rangle) - \frac{\partial}{\partial y} \langle \bar{v}_x' \bar{v}_y' \rangle + \frac{1}{\rho h} (\tau_{xH} - \tau_{xz0}); \quad (1)$$

$$\frac{\partial U_y}{\partial t} + \alpha_h \left( \frac{\partial U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial U_y^2}{\partial y} \right) = -g \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\partial}{\partial y} (\langle \bar{v}_y'^2 \rangle - \langle \bar{v}_z'^2 \rangle) - \frac{\partial}{\partial x} \langle \bar{v}_x' \bar{v}_y' \rangle + \frac{1}{\rho h} (\tau_{yH} - \tau_{yz0}); \quad (2)$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial U_x h}{\partial x} + \frac{\partial U_y h}{\partial y} = 0. \quad (3)$$

При русі річкового потоку виникають вторинні течії поперечної циркуляції двох видів [4, 9, 13, 14, 16]: вторинні течії першого виду, обумовлені відцентровими силами на повороті русла, і вторинні течії другого виду, що виникають як у скривленому, так і в прямолінійному потоці, обумовлені нерівномірністю розподілу турбулентних напружень по живому перерізу русла, а саме нестійкістю основного осередненого руху потоку. Перший вид циркуляції виникає не тільки на ділянках природних заокруглень потоку, а й у штучно стиснутих руслах, біля голови струмененапрямних дамб, а другий – при різномірній шорсткості і при різких змінах форми русла в поперечному перерізі. Роль вторинних течій у формуванні русла, перенесенні наносів в природних і штучно стиснутих руслах досить суттєва, що підтверджується теоретичними і експериментальними дослідженнями [1, 2, 3, 5, 7, 19, 20]. Ці течії також здійснюють поперечне перенесення імпульсу в плані і при інтенсивній поперечній циркуляції, яка відбувається в зоні впливу мостових переходів та інших гідротехнічних об'єктів, цей ефект необхідно враховувати при вирішенні рівнянь двовимірної моделі [13].

Внаслідок викривлення потоку, що відділяється, в ньому розвивається поперечна циркуляція, що відхиляє поверхневі струмені від входу у відповідне русло і направляє донні струмені у відвід.

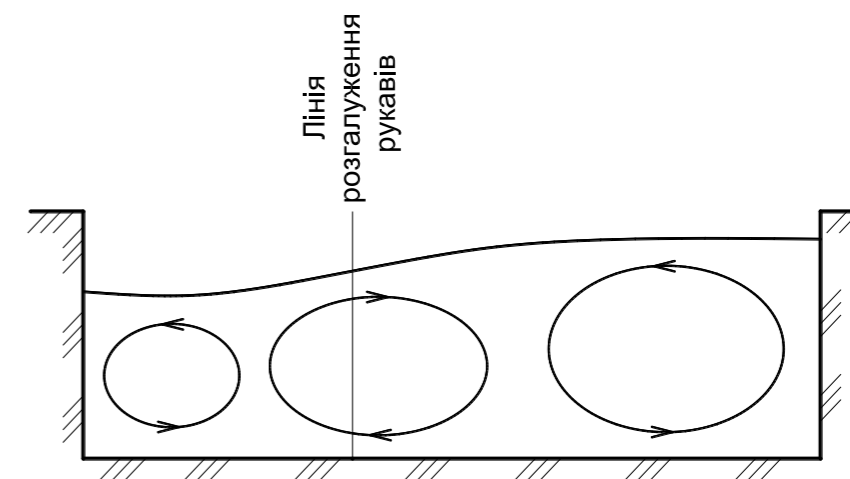


Рисунок 1 – Схема поперечної циркуляції при розгалуженні відкритого потоку

На рис. 1 зображений тип поперечної циркуляції, властивий річкам, які мають тенденцію до розпадання на рукави. При цьому типі потік розпадається на дві чи навіть три частини з утворенням стрижневих ліній у місцях низхідного руху струменів. Тут відбувається розмив наносів і, як наслідок, поглиблення дна. І, навпаки, в місцях з'єднання обох частин потоку, де мають місце висхідні течії води, відбувається часткове відкладення донних наносів [18].

При розрахунку поперечної циркуляції в природних і штучно стиснутих руслах необхідно брати до уваги, що кривизна потоку в плані непостійна і змінює свій знак. Тобто буде відбуватися накладення поперечної циркуляції, яка «надходить» з вище розташованої ділянки, на поперечну циркуляцію, яка виникає на ділянці, що розглядається. В роботі [17] запропоновано математичний опис механізму поперечної циркуляції, який враховує «передісторію» осередненого руху в руслі, в тому числі і поперечну циркуляцію вище за течією.

Для визначення вкладу поперечної циркуляції [12, 13] при інтегруванні по глибині нелінійних складових

рівнянь Рейнольдса виду  $\frac{\partial}{\partial t} \bar{v}_i \bar{v}_j$  в локальній поперечній швидкості виділяють складові вторинних течій

поперечної циркуляції  $u$ , та  $u_z$ , тобто  $\bar{v}_y$  і  $\bar{v}_z$  представлені у вигляді:

$$\bar{V}_y = U_y + u_y; \quad \bar{V}_z = u_z \quad (4)$$

При інтегруванні по глибині з виконанням умов:

$$\langle u_y \rangle \equiv 0; \quad u_z \Big|_{z=H} = u_z \Big|_{z=z_0} = 0 \quad (5)$$

складові виду  $\frac{\partial}{\partial z} \bar{V}_i \bar{V}_m$  ( $i = x, y$ ) перетворюються на нуль.

Отже, рівняння двовимірної моделі з урахуванням впливу поперечної циркуляції:

$$\begin{aligned} \frac{\partial U_x}{\partial t} + \alpha_n \left( \frac{\partial U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial U_x U_y}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial y} (\bar{V}_x u_y) = \\ = -g \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x} (\langle \bar{V}_x'^2 \rangle - \langle \bar{V}_z'^2 \rangle) - \frac{\partial}{\partial y} (\bar{V}_x' \bar{V}_y') + \frac{1}{\rho h} (\tau_{xH} - \tau_{xz_0}); \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial U_y}{\partial t} + \alpha_n \left( \frac{\partial U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial U_y^2}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial x} (\bar{V}_x u_y) + \frac{\partial}{\partial y} (u_y^2) = \\ = -g \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\partial}{\partial y} (\langle \bar{V}_y'^2 \rangle - \langle \bar{V}_z'^2 \rangle) - \frac{\partial}{\partial x} (\bar{V}_x' \bar{V}_y') + \frac{1}{\rho h} (\tau_{yH} - \tau_{yz_0}); \end{aligned} \quad (7)$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial U_x h}{\partial x} + \frac{\partial U_y h}{\partial y} = 0. \quad (8)$$

де  $\frac{\partial}{\partial y} \langle \bar{V}_x u_y \rangle, \frac{\partial}{\partial x} \langle \bar{V}_x u_y \rangle, \frac{\partial}{\partial y} \langle u_y^2 \rangle$  – складові, які враховують вплив поперечної циркуляції.

$\langle \bar{V}_x u_y \rangle$  характеризує конвективне перенесення імпульсу вторинними течіями, може бути представлений у вигляді:

$$\langle \bar{V}_x u_y \rangle = \frac{U_x}{h} \int_{z_0}^H u_y dz \quad i \quad \langle u_y^2 \rangle = \int_{z_0}^H u_y^2 dz \quad (9)$$

При цьому також повинна виконуватися умова (5).

Система рівнянь двовимірної моделі (1)-(3) незамкнута, тобто в рівняннях руху присутні дотичні і нормальні турбулентні напруження. Наявність в рівняннях цих напружень призводить до необхідності апроксимації членів турбулентного перенесення за допомогою певної моделі турбулентності. Виділяється два основних методи описання моделей турбулентності: інтегральні і диференційні. Для відповідності моделі турбулентності рівнянням двовимірної моделі для замикання цієї системи необхідно використовувати моделі, які займають проміжне положення між вищезазначеними двома моделями [13].

Згідно з даними численних досліджень [11, 13, 21, 22] для обчислення осереднених по глибині величин доцільно використовувати модифіковану  $k-\epsilon$  модель турбулентності. Використовуючи підхід, запропонований А. Растоджі та В. Роді [22], зміну осередненої за глибиною кінетичної енергії турбулентності і швидкості її дисипації можна описати наступними рівняннями перенесення [15]:

$$\frac{\partial \bar{k}}{\partial t} + \bar{U}_x \frac{\partial \bar{k}}{\partial x} + \bar{U}_y \frac{\partial \bar{k}}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \bar{v}_t \frac{\partial \bar{k}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \bar{v}_t \frac{\partial \bar{k}}{\partial y} \right) + P_{2d} - \bar{\epsilon}, \quad (10)$$

$$\frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial t} + \bar{U}_x \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial x} + \bar{U}_y \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \bar{v}_t \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \bar{v}_t \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial y} \right) + c_{\epsilon 1} \frac{\bar{\epsilon}}{\bar{k}} P_{2d} - c_{\epsilon 2} \frac{\bar{\epsilon}^2}{\bar{k}}, \quad (11)$$

Запропонована  $k-\epsilon$  модель ґрунтується на понятті коефіцієнта турбулентної в'язкості  $\nu_t$ . Складність аналізу турбулентності призвела до дослідження з простішою схемою руху, а саме до прийняття коефіцієнта турбулентної в'язкості скалярною величиною, тобто ізотропною. Введення поняття однорідної й ізотропної турбулентності, як окремого випадку турбулентних течій, спростило математичний аналіз рівнянь турбулентного руху. Але модель однорідної й ізотропної турбулентності не може описати реальні турбулентні течії, зокрема внутрішні течії. Згідно з рядом незалежних експериментальних досліджень турбулентного потоку було встановлено, що турбулентна в'язкість є анізотропною характеристикою [10], а саме: уздовж вторинної течії вона менша, ніж в напрямку основної течії, приблизно на 30-40 %.

Анізотропна природа турбулентної в'язкості більш повно розкрита в моделях рейнольдсових напружень, де відсутнє обмеження, що накладається прийняттям гіпотези Буссінеска про зв'язок турбулентних напружень з середньою швидкістю деформації. Але моделі рейнольдсових напружень в модельній формі містять найбільшу кількість рівнянь і констант, що незручно використовувати як засіб вирішення інженерних задач. Проте ці рівняння є основою, з якої були отримані алгебраїчні вирази для перенесення компонентів турбулентних напружень.

Алгебраїчні вирази широко апробовані при використанні модельних апроксимацій, які дозволяють виключити похідну за часом і спростити дифузійний та дисипативний члени і член кореляції пульсацій тиску зі швидкостями деформацій. Такий підхід спрощення до алгебраїчної форми дає можливість не вирішувати диференційні рівняння для рейнольдсових напружень, а використовувати їх в якості коригуючих співвідношень, що дозволяють зняти деякі обмеження, властиві простішим моделям. При використанні алгебраїчних співвідношень зберігаються фундаментальні властивості рівнянь для рейнольдсових напружень і, відповідно, коефіцієнт турбулентної в'язкості розглядається як неізотропна величина, чому сприяє також наявність зміни гідравлічних опорів на стінках у розрахунковій області. Тобто скалярний коефіцієнт в'язкості замінюється турбулентною в'язкістю, в якій враховується анізотропія турбулентності [14].

Внаслідок того, що впливом архімедових сил в даній задачі можна нехтувати, алгебраїчні співвідношення, які описують перенесення турбулентних напружень величини  $\bar{V}_x' \bar{V}_y', \bar{V}_x' \bar{V}_x', \bar{V}_y' \bar{V}_y'$ , для випадку двовимірної ідеалізації можна привести до вигляду:

$$\begin{aligned} \langle \bar{V}_x' \bar{V}_y' \rangle &= \bar{k} \left[ \frac{(1-\gamma) \left( \frac{P_{xy}}{\bar{\epsilon}} \right)}{c_1 + \frac{P_{2d}}{\bar{\epsilon}} - 1} \right] \\ \langle \bar{V}_x' \bar{V}_x' \rangle &= \bar{k} \left[ \frac{2}{3} + \frac{(1-\gamma) \left( \frac{P_{xx}}{\bar{\epsilon}} - \frac{2}{3} \frac{P_{2d}}{\bar{\epsilon}} \right)}{c_1 + \frac{P_{2d}}{\bar{\epsilon}} - 1} \right] \\ \langle \bar{V}_y' \bar{V}_y' \rangle &= \bar{k} \left[ \frac{2}{3} + \frac{(1-\gamma) \left( \frac{P_{yy}}{\bar{\epsilon}} - \frac{2}{3} \frac{P_{2d}}{\bar{\epsilon}} \right)}{c_1 + \frac{P_{2d}}{\bar{\epsilon}} - 1} \right]. \end{aligned} \quad (12)$$

де  $\bar{k}$  – турбулентна кінетична енергія;

$\bar{\epsilon}$  – дисипація кінетичної енергії;

$\gamma$  – параметр релаксації;

$P_i$  – члени генерації турбулентності;

$c_i$  – емпіричні константи.

## ВИСНОВКИ

Для широкого кола практичних задач доцільним є застосування двовимірної моделі руху розгалуженого річкового потоку, що враховує головні фактори, які впливають на формування поля швидкостей і тисків потоку. При розрахунку природних і штучно стиснутих русел необхідно також враховувати вплив вторинних течій поперечної циркуляції, оскільки вони відіграють важливу роль у формуванні русла і транспортуванні наносів.

Для замикання двовимірних рівнянь руху турбулентного потоку доцільно використовувати  $k-\epsilon$  модель, яка є досить популярною завдяки своїй універсальності і відносній простоті. За допомогою цієї моделі було розраховано велику кількість різноманітних течій, в тому числі течії з рециркуляційними зонами. Алгебраїчні співвідношення для рейнольдсових напружень дозволяють спростити модель, не вирішуючи диференційні рівняння для цих напружень, і в той же час вони дають змогу врахувати анізотропний стан турбулентного потоку при розгалуженні в зонах впливу мостових переходів з груповими отворами.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Андреев О. В. Регулирование рек затопляемыми сооружениями: Сообщение №11. – М.: Трансжелдориздат, 1950. – 20 с.
2. Болдаков Е. В. Переходы через водотоки. – М.: Транспорт, 1965. – 422 с.
3. Караушев А. В. Речная гидравлика. – Л.: Гидрометеиздат, 1969. – 416 с.
4. Картвелишвили Н. А. Потоки в недеформируемых руслах. – Л.: Гидрометеиздат, 1973. – 280 с.
5. Курганович А. А., Товбич О. В. Поперечная циркуляция и деформация русла у струенаправляющих дамб мостовых переходов // Гидротехн.стр-во., 1990. - №5. – С. 45-46.
6. Ламли Дж. Модели второго порядка для турбулентных течений // Методы расчета турбулентных течений. – М.: Мир, 1984. – С. 7-34.
7. Латышенков А.М. Струенаправляющие дамбы. – М.: ВНИИВОДГЕО, 1956. – 196 с.
8. Лойцянский Л. Г. Механика жидкости и газа. – М.: Наука, 1987. – 840 с.
9. Прандтль Л. Гидроаэромеханика. – М.: ИЛ, 1951. – 576 с.
10. Риминг И. Л., Фаннелоп Т. К. Закон стенки для трехмерных течений, учитывающий влияние скоса и шероховатости. // Трехмерные турбулентные пограничные слои. – М.: Мир, 1985. – С. 316-330.
11. Роди В. Модели турбулентности окружающей среды // Методы расчета турбулентных течений. – М.: Мир, 1984. – С. 227-322.
12. Рутковская И. А. Двумерная математическая модель и метод расчета течения жидкости в узлах разветвления открытых потоков. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. – К.: 2000.
13. Савенко В. Я. Математичні моделі і методи розрахунку квазітрехмірних безнапірних потоків. – К.: Техніка, 1995. – 188 с. Мова рос.
14. Савенко В. Я., Славинская Е. С. Моделирование процессов развития внутренних течений с учетом анизотропии открытых турбулентных потоков. – К.: НТУ, 2004. – 176 с.
15. Савенко В. Я., Славинська О. С., Козарчук І. А. Математичне моделювання течій в зонах розгалуження річкового потоку // Современные компьютерно-инновационные технологии проектирования, строительства, эксплуатации автомобильных дорог и аэродромов. – Х.: ХНАДУ, 2012. – С. 275-284.
16. Фидман Б. А. Гидродинамика речных течений // Динамика и термика речных потоков. – М.: Наука, 1972. – С. 5-15.
17. Шеренков И. А. Прикладные плановые задачи гидравлики спокойных потоков. – М. Энергия, 1978. – 240 с.
18. Щукин И. С. Общая геоморфология. Том 1. – М.: Издательство Московского университета, 1960. – 616 с.
19. Fisher H. B. Longitudinal dispersion and turbulent mixing in open channel flow // Ann.Rev.Fluid Mech., 1973 – Vol.5. – P. 59-78.
20. Fukuoka S., Sayre W. W. Longitudinal dispersion in sinuous channels // J.Hydr.Div.Proc.ASCE, 1973. – Nr, HY1. – P. 195-217.
21. Li Fu-tian, Ni Hao-ging. Application and development of turbulence model for engineering practice // Journal of hydraulic engineering, 2001. – N5. – P. 22-31.
22. Rastogi A. K., Rodi W. Predictions of heat and mass transfer in open channels // J.Hydr.Div., ASCE, 1978. – №HY3. – P. 397-420.

УДК 625.7/8

Сліпець О.В.

## ВИЗНАЧЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ВИКОРИСТАННЯ ГЕОТЕКСТИЛЮ В ДОРОЖНЬОМУ БУДІВНИЦТВІ ЗА ДОПОМОГОЮ РОЗПОДІЛУ ДІРІХЛЕ.

**Анотація.** У статті розглянуто основні методи обробки статистичних даних характеристик геотекстильного матеріалу та запропоновано метод, який оснований на використанні багатопараметричного розподілу Діріхле.

**Ключові слова:** геотекстиль, ефективність, нормальний розподіл, розподіл Стюдента, розподіл Діріхле, гамма- розподіл.

**Аннотация.** В статье рассмотрены основные методы обработки статистических данных характеристик геотекстильного материала и предложен метод, основанный на использовании многопараметрического распределения Дирихле.

**Ключевые слова:** геотекстиль, эффективность, нормальное распределение, распределение Стюдента, распределение Дирихле, гамма- распределение.

**Abstract.** The article discusses the basic methods of statistical data processing geotextile material characteristics and proposed method based of the using of multivariate Dirichlet distribution.

**Keywords:** geotextile, efficiency, normal distribution, the distribution Styudenta, Dirichlet distribution, gamma distribution.

**Постановка проблеми.** В дорожньому господарстві за останні роки свого існування геотекстиль набув неабиякого попиту. Таке впровадження новітнього матеріалу передбачає вивчення інноваційних механізмів планування та організації, удосконалення та створення технологій застосування, за якими використання геотекстилю мало б найбільшу ефективність та значущість в галузі.

**Сутність проблеми.** Проблема визначення ефективності використання геотекстилю пов'язана з визначенням відповідного критерію ефективності і формуванням системи показників. Визначення загальної ефективності вимагає врахування багатьох чинників та параметрів, а головне – їх оцінки, що дозволить обрати найкращий варіант матеріалу в окремих умовах експлуатації.

**Мета статті.** Розглянути існуючі методи оцінки розрахункових характеристик геотекстилю та запропонувати новий метод, який би визначив ефективність використання матеріалу з точки зору його багатопараметричності.

**Виклад основного матеріалу.** Ринок будівельних матеріалів безперервно поповнюється різного роду новинками. Встежити за розвитком матеріалів, застосовуваних у тій чи іншій сфері, дуже складно, тим більше в наш час, коли інновації впроваджуються досить-таки швидко. Геотекстиль - порівняно новий матеріал, і на сучасному ринку геосинтетичні дорожньо-будівельні матеріали представлені досить широким вибором типів і марок, здатних значно збільшити експлуатаційні можливості навіть найслабших і неякісних ґрунтів в складних експлуатаційних умовах.

Для проектування дорожніх конструкцій з використанням геосинтетичних матеріалів (ГМ) виникає проблема вибору ГМ. Для цього, першу чергу, потрібні достовірні дані про значення характеристик фізико - механічних властивостей з різною забезпеченістю для конкретних випадків експлуатації; потрібні дані щодо якості матеріалу, яка має відповідати договірним вимогам, та немало важливі дані щодо вартості матеріалу. Враховуючи, що укладання геотекстилю пов'язана з додатковими капітальними вкладеннями, необхідно провести також оцінку ефективності цих вкладень.

Для здійснення вибору матеріалу для подальшого розвитку впровадження не завжди є достатньо даних, які б були обґрунтованими і формалізованими. Тому для контролю і управління параметрами інноваційного матеріалу необхідна модифікація існуючих методів і розробка нових. В наш час основними методами оцінки впровадження матеріалу є методи кваліметрії, які дозволяють дослідити його якість. Дослідження характеристик геотекстилю, таких як: фізичних, механічних, гідравлічних, технологічних, експлуатаційних - спрямоване на вирішення задачі вибору конкретної марки ГМ залежно від цілей, сфери застосування і призначення обґрунтованих конструктивно-технологічних рішень[1].

Вибір технічного рішення із застосуванням ГМ виконують, як правило, на основі техніко-економічного зіставлення варіантів. При цьому слід враховувати виникаючий в зіставленні з традиційними рішеннями технічний ефект, пов'язаний з підвищенням надійності дорожніх конструкцій, якості будівництва, що не завжди може бути оцінений кількісно.

Для встановлення розрахункових характеристик на сьогоднішній день використовують два методи з використанням різних законів розподілу випадкових величин: 1.нормального; 2. закону Стюдента[2].

Теоретичні щільності розподілу механічних характеристик апроксимуються нормальним законом [3]:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\bar{x})^2}{2\sigma^2}} \quad (1)$$

З параметрами математичного сподівання  $\bar{x}$  та дисперсії  $\sigma$ .  
Тоді як закон Стюдента описується рівнянням:

$$y(x) = \frac{\Gamma(\frac{n}{2})}{\sqrt{n}\sqrt{\pi-2}\Gamma(\frac{n-1}{2})\left(1+\frac{x^2}{n-1}\right)^{\frac{n}{2}}}, \quad (2)$$

де  $n$  – кількість вимірювань  $x_i$ ,  $\Gamma$  – гамма-функція.

В технічній документації [4], яка супроводжує геотекстиль від виробника, та в проектній документації, яка є основою для вибору геотекстиля, загальні (фізичні), класифікаційні та експлуатаційні характеристики матеріалів приведені як MinARV та MaxARV величини (Рис 1):

- MinARV (*Minimum Average Roll Value*) – мінімальне з середніх значень у серії лабораторних випробувань геотекстиля

$$MinARV = \bar{x} - 2\sigma \quad (3)$$

- MaxARV (*Maximum Average Roll Value*) – максимальне з середніх значень у серії лабораторних випробувань геотекстиля:

$$MaxARV = \bar{x} + 2\sigma \quad (4)$$

де  $\bar{x}$  - середнє значення;  $\sigma$  - дисперсія.

Відповідно до формули (1) середньоквадратичне відхилення:

$$\sigma = \frac{\bar{x} - MinARV}{2} \quad (5)$$

де *MinARV* – мінімальне значення характеристики матеріалу (наприклад, міцність на розрив).

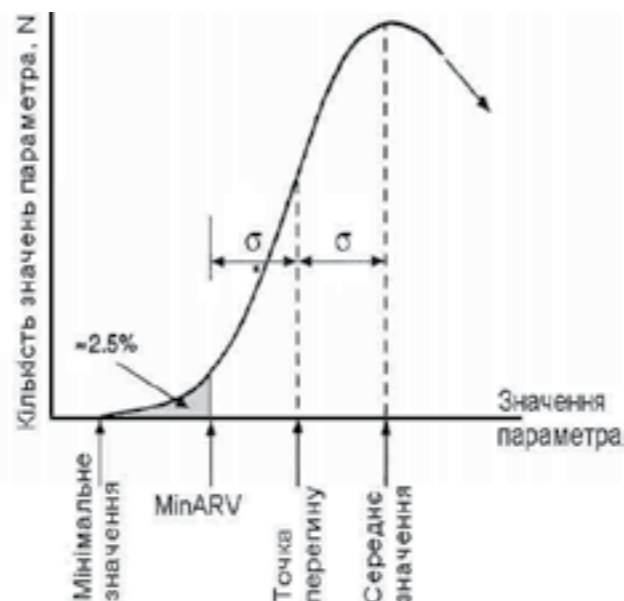


Рис.1 Геометрична інтерпретація номінальної характеристики геотекстилів MinARV

За статистикою значення MinARV вказує на те, що з серії випробувань кількість результатів, які менші за номінальне значення MinARV, становитимуть 2,5 %. Значення MaxARV вказує на межу, яку перевищить не більше ніж 2,5 % випробуваних зразків.

Досліджуючи процеси [7], пов'язані з поступовим пониженням якості параметрів (погіршення властивостей матеріалу в часі, деградація конструкції, процеси старіння, амортизація техніки та ін.), застосовують закон гама розподілу (рис.2):

$$f(x) = \frac{\lambda^\alpha}{\Gamma(\alpha)} x^{\alpha-1} e^{-\lambda x} \quad (6)$$

Де  $\lambda, \alpha$  – параметри. Якщо  $\alpha=1$ , гамма – функція перетворюється в показниковий закон:

$$f(x) = \lambda e^{-\lambda x} \quad (7)$$

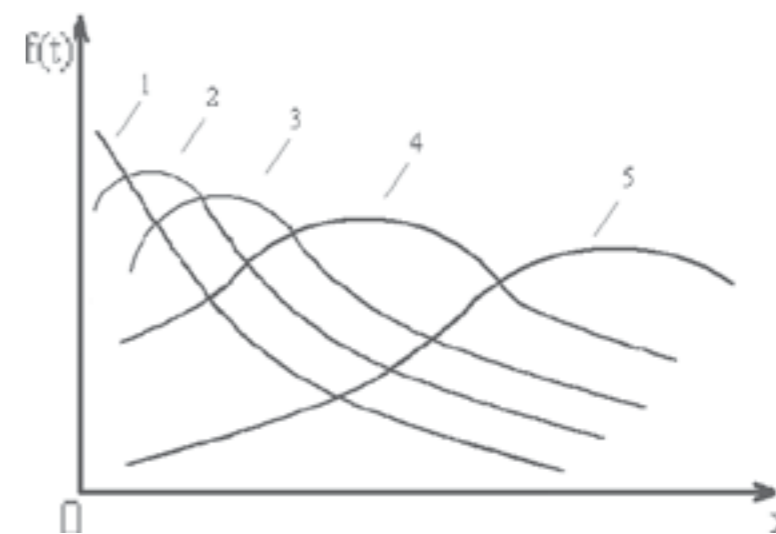


Рис. 2 Загальний вид кривих гамма – розподілу:

$$1 - \alpha = 1; \lambda = 1; 2 - \alpha = 3; \lambda = 1; 3 - \alpha = 4; \lambda = 1,5; 4 - \alpha = 5; \lambda = 2; 5 - \alpha = 6$$

Названі вище методи обробки даних властивостей геотекстилю орієнтовані в основному тільки на один показник, будь то поверхнева щільність, товщина геосинтетичного полотна чи ін. і лише гамма - розподіл розглядає двопараметричний випадок. Тоді як для визначення ефективності використання обраного матеріалу, потрібно оцінити геотекстиль з точки зору різних параметрів.

Щоб охопити повний спектр значень характеристик геотекстилю та оцінити їх взаємодію, потрібно використати такий метод, який би описав наш багатовимірний випадок.

Найбільш перспективним підходом є метод з використанням закону розподілу випадкових величин на багатовимірний випадок, а саме розподіл Діріхле (Dirichlet distribution).

Цей розподіл часто позначається  $Dir(\alpha)$  - це сімейство безперервних багатовимірних імовірнісних розподілів параметризованих вектором  $\alpha$  невід'ємних дійсних чисел [5].

Розподіл Діріхле розмірності  $K \geq 2$  з параметрами  $\alpha_1, \dots, \alpha_k > 0$  має функцію щільності імовірності щодо міри Лебега в евклідовому просторі  $R^k$  [6]:

$$f(x_1, \dots, x_{k-1}; \alpha_1, \dots, \alpha_k) = \frac{1}{B(\alpha)} \prod_{i=1}^k x_i^{\alpha_i-1} \quad (8)$$

в будь – якій точці симплексу  $S_k = \{(x_1, \dots, x_k): x_i \geq 0, i = 1, \dots, k, \sum_{i=1}^k x_i \leq 1\}$  і рівною нулю в інших точках  $R^k$ .

$B(\alpha)$  - бета –функція, представлена формулою :

$$B(\alpha) = \frac{\prod_{i=1}^k \Gamma(\alpha_i)}{\Gamma(\sum_{i=1}^k \alpha_i)} \quad (9)$$

Де  $\Gamma$  – гамма-функція,  $\alpha = (\alpha_1, \dots, \alpha_k)$ .

Підставивши формулу (9), отримаємо, що функція щільності імовірності матиме вигляд:

$$f(x_1, \dots, x_{k-1}; \alpha_1, \dots, \alpha_k) = \frac{\Gamma(\sum_{i=1}^k \alpha_i)}{\prod_{i=1}^k \Gamma(\alpha_i)} \prod_{i=1}^k x_i^{\alpha_i-1} \quad (10)$$

Далі визначаємо характеристики розподілу ймовірності, а саме математичне сподівання  $\mu(x_i)$ , дисперсію  $\sigma^2(x_i)$  та коваріацію  $\sigma(x_i, x_j)$  за формулами :

$$\mu(x_i) = \frac{\alpha_i}{\alpha_1 + \dots + \alpha_{k+1}}, \quad i = 1, \dots, k \quad (11)$$

$$\sigma^2(x_i) = \frac{\alpha_i(\alpha_1 + \dots + \alpha_{k+1} - \alpha_i)}{(\alpha_1 + \dots + \alpha_{k+1})^2 (\alpha_1 + \dots + \alpha_{k+1} + 1)}, \quad i = 1, \dots, k \quad (12)$$

$$\sigma(x_i, x_j) = - \frac{\alpha_i \alpha_j}{(\alpha_1 + \dots + \alpha_{k+1})^2 (\alpha_1 + \dots + \alpha_{k+1} + 1)} \quad i \neq j = 1, \dots, k \quad (13)$$

Застосування розподілу Діріхле дозволяє повноцінно проаналізувати багатопараметричність характеристик геотекстилю, знайти такі значення даних, за яких використання цього матеріалу мало б найбільшу ефективність та значущість для дорожнього будівництва.

### ВИСНОВОК

Використання багатовимірної оцінки, а саме розподілу Діріхле, становить багате джерело інформації про досліджуваній об'єкт. По суті, за допомогою великої кількості даних, що описують геотекстиль, можна подати класифікацію, виділяючи найкращий тип чи марку, або визначити ті, які для конкретних умов використання та експлуатації мали б найбільший ефект.

Багатопараметричний розподіл використовується для оцінки ступеня реалізації концепції розвитку в досліджуваних об'єктах та як інструмент оцінки показників, що описують процес впровадження геотекстилю.

### ЛІТЕРАТУРА

1. Головань Д.М. Моделі методи контролю якості в проектах розробки інноваційної продукції: дис.канд. тех.наук: 05.13.22/ Національний аерокосмічний ун-т ім.М.С. Жуковського «Харківський авіаційний ін-т» - Х., 2006 -168 с.
2. Гамеляк І.П., Журба Г.В., Шкунов С.В. Встановлення розрахункових характеристик геосинтетичних матеріалів. - Науково – виробничий журнал «Автошляховик України» №2 (220) березень – квітень 2011р.
3. Сиденко В.М., Рокас С.Ю Управление качеством в дорожном строительстве. – М.: Транспорт, 1981. – 256с.
4. СОУ 45.2-00018112-025:2007. Метериали геосинтетичні. Методи випробувань.
5. Жук С.Н., Евстратчик С.В. Приминение байэсовской модели для оценивания вероятностей альтернатив в условиях неопределенности с использованием нечисловой, неточной и неполной экспертной информации. - Журнал «Труды СПИИРАН» №2(21), 2012г.
6. Уилкс С. Математическая статистика. - М.: Наука, 1967 - 632 с.
7. Грушко И.М., Сиденко В.М. Основы научных исследований. 3-е изд. – Х: Вища школа. Изд-во при Харьк.ун-те,1983.- 224с.

УДК 625.72

Сорочук Н.И.

### АНАЛІЗ МЕТОДІВ ОЧИЩЕННЯ СТІЧНИХ ВОД З ПОВЕРХНІ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ В ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУДАХ

**Анотація.** У статті розглянуті механічні, хімічні, фізико-хімічні та біохімічні методи очищення стічних вод з поверхні автомобільних доріг, які широко застосовуються в даний час в Україні та зарубіжних країнах. Проаналізовано переваги та недоліки методів очищення поверхневих стоків, взаємодія споруд для очищення стічних вод з навколишнім природним середовищем, з природним ландшафтом. Пропонуються заходи, які забезпечують екологічну безпеку та експлуатаційну надійність автомобільних доріг в умовах утворення поверхневих стічних вод.

**Ключові слова:** автомобільні дороги, поверхневий стік, очисні споруди, екологічний баланс, механічна очистка, фізико-хімічні методи очищення, біохімічні методи очищення.

**Аннотация.** В статье рассмотрены механические, химические, физико-химические и биохимические методы очистки сточных вод с поверхности автомобильных дорог, которые широко применяются в настоящее время в Украине и зарубежных странах. Проанализированы преимущества и недостатки методов очистки поверхностных стоков, взаимодействие сооружений для очистки сточных вод с окружающей природной средой, с естественным ландшафтом. Предлагаются мероприятия, которые обеспечивают экологическую безопасность и эксплуатационную надежность автомобильных дорог в условиях образования поверхностных сточных вод.

**Ключевые слова:** автомобильные дороги, поверхностный сток, очистные сооружения, экологический баланс, механическая очистка, физико-химические методы очистки, биохимические методы очистки.

**Abstract.** The paper deals with mechanical, chemical, physical and biochemical methods of sewage treatment on the surface of highways. The methods are widely applied in Ukraine and abroad. The advantages and disadvantages of

the methods of superficial drainpurification, interactionbetween sewage treatment facilities and environment, and natural landscape are analyzed. The activities which can ensure ecological safety and operational reliability of highways in the conditions of road of surface sewage are offered.

**Keywords:** highway, sewage treatment, environment, mechanical treatment, physical and chemical methods of treatment, biochemical method of treatment, drainpurification.

В настоящее время на территории Украины и зарубежных стран существуют следующие мероприятия по очистке стоков с поверхности автомобильных дорог: механическая очистка, химическая очистка, физико-химические и биохимические методы очистки. При выборе очистного сооружения необходимо руководствоваться экологическими требованиями по степени очистки поверхностных стоков, учитывать надежность сооружения, степень его аprobации, а также природно-климатические, гидрологические и грунтовые условия территории строительства. Вопрос о применении очистных сооружений необходимо решать с учетом целого комплекса показателей условий строительства, а также выбранной системы водоотвода, надежности сопряжения с ней очистных сооружений и эффективности функционирования как водоотводных, так и очистных конструкций[1].

Механическая очистка сточных вод предполагает удаление нерастворимых крупных примесей, а также загрязнений, находящихся в коллоидном состоянии, из поверхностных стоков. К сооружениям механической очистки относятся решетки, сита, песколовки, отстойники, нефтеловушки, фильтры, гидроциклоны, растительные полосы и др.

Решетки применяются для удаления крупных взвешенных частиц и устанавливаются на пути движения сточных вод. Для удаления более мелких взвешенных частиц применяют сита, отверстия которых зависят от улавливаемых примесей и составляют 0,5 - 1 мм. Решетки подразделяются по способу их очистки от осевших на них загрязнений на простейшие, которые очищаются ручным способом, и механические, очистка которых производится с помощью механических приспособлений.

Песколовки или песчаные фильтры, принцип действия которых основан на изменении скорости движения твердых тяжелых частиц в потоке жидкости, предназначены для удаления из сточных вод механических примесей размером более 0,25 мм (песка, окалины). Песчаные фильтры устраиваются на поверхности и под землей, при этом обязательным является устройство конструкции для предварительной очистки поверхностных стоков от взвешенных частиц и нефтяных пленок. Песколовки или песчаные фильтры могут быть горизонтальными, с прямолинейным и круговым движением воды, вертикальными и с винтовым движением воды (тангенциальные и азрируемые). В настоящее время в Украине и странах СНГ чаще всего применяются горизонтальные песколовки. Как показывает опыт применения, песколовки способны задерживать 65-75% всех минеральных загрязняющих веществ, содержащихся в сточных водах [2]. Азрируемые песчаные фильтры, в которых возникает винтовое движение жидкости, а в качестве азраторов применяются перфорированные трубы с отверстиями 3-5 мм или фильтрующие пластины, широко применяются в Европе и США. На рис. 1 представлена песколовка, удачно вписывающаяся в любой природный ландшафт и применяемая на автомобильных дорогах США.

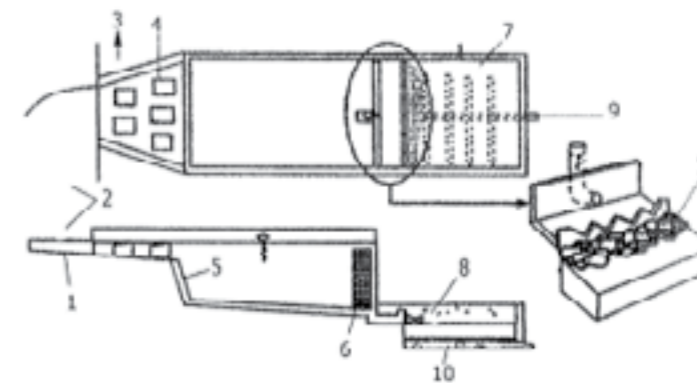


Рисунок 1- Песколовка, применяемая в США: 1 - канал для пропуска стока; 2 - канал для стока; 3 - сток в испарительный бассейн; 4 - рассеиватели потока; 5 - входное отверстие; 6 - перфорированный коллектор с решеткой для задержания мусора; 7 - фильтрационный бассейн; 8 - песок; 9 - выходное отверстие; 10 – подземный дренаж с применением труб; 11 - каменная наброска

Отстойники или аккумулярующие резервуары, которые устраиваются как самостоятельные сооружения (рис. 2), заполняются стоками в период выпадения осадков и применяются для сбора поверхностных стоков на определенный промежуток времени (не менее суток), в течение которого отдельные загрязняющие вещества выпадают в осадок. Степень очистки поверхностных стоков в таких отстойниках низкая, из-за этого их чаще всего применяют для сброса непредвиденных объемов воды во избежание избыточного затопления территории.



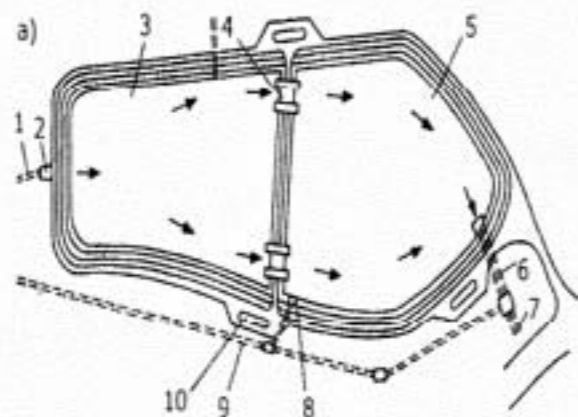


Рисунок 2 - Использование отстаивания для очистки поверхностного стока с автомобильной дороги  
а - пруд-отстойник произвольной формы; 1 - подводный коллектор; 2 - вход в первую секцию; 3 - первая секция; 4 - водосброс; 5 - вторая секция; 6 - выход из второй секции; 7 - отводящий коллектор; 8 - вход во вторую секцию; 9 - обгонный коллектор; 10 - маслонефтесборники

Своевременное осушение отстойников крайне затруднительно, поэтому часто во время выпадения дождевых осадков, загрязняющие вещества от стоков, образовавшихся во время предыдущих дождей, просто вымываются и разливаются по прилегающей территории, приводя к ее дополнительному загрязнению. Существуют также отстойники, применяемые для предварительной очистки сточных вод в случае, если требуется дальнейшая биологическая очистка стоков.

По назначению отстойники данного типа подразделяются на первичные, устанавливаемые до сооружения биологической очистки, и вторичные, которые устанавливаются после сооружений биологической очистки. По конструктивным особенностям отстойники делятся на горизонтальные (сток движется вдоль отстойника, почти горизонтально), вертикальные (сток движется снизу вверх) и радиальные (сток движется от центра к периферии).

Нефтеловушки предназначены для удаления пленок нефтяных продуктов и смазочных материалов из поверхностных стоков. Скорость движения сточных вод в нефтеловушке составляет 0,005 - 0,01 м/с, при этом всплывает 96 - 98% частиц размером 80 - 100 мкм.

Нефтеловушки представляют собой устройство для сбора всплывающих на поверхности воды нефтяных и масляных пленок. Они применяются на участках выпуска стоков из отстойников. На рис. 3 представлена конструкция нефтеловушки, действующей по следующему принципу: стоки, проходя через щелевую перегородку, поступают в отстойную камеру, в которой нефтепродукты всплывают на поверхность; нефтепродукты собираются в начале и в конце секции щелевыми поворотными трубами.

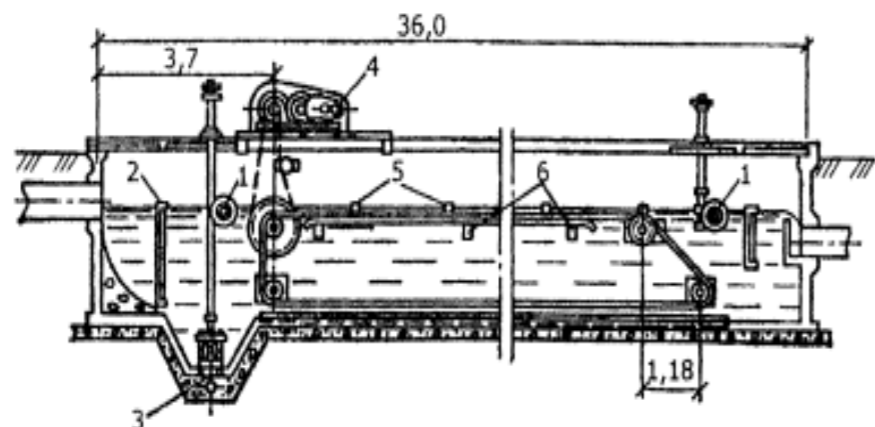


Рисунок 3 - Нефтеловушка: 1 - нефтесборная труба; 2 - щелевая распределительная перегородка; 3 - донный клапан; 4 - механизм передвижения скребков; 5 - скребки; 6 - кронштейны

К способам механической очистки сточных вод также относятся фильтрование и пропуск стоков через гидроциклоны.

Фильтрование применяется для выделения из сточных вод тонкодисперсных твердых и жидких частиц, которые не обладают способностью выпасть в осадок. В качестве фильтрующих материалов используются металлические сетки, тканевые фильтры (хлопчатобумажные, из стекловолокна), керамические, иногда используются зернистые материалы - песок, гравий, торф, уголь и др. (рис.4). Нетканые материалы, благодаря своей структуре, являются хорошей основой как для создания фильтрующих элементов, так и для использования в качестве сорбентов, при этом сорбционный способ позволяет предотвратить попадание

нефтепродуктов в ливневые стоки с автомобильных дорог, стоянок автомобилей и автозаправочных комплексов [3]. Объемно-пористая структура нетканого фильтра позволяет снизить концентрацию взвешенных веществ в сточных водах на три порядка и нефтепродуктов на один порядок по сравнению с исходной.

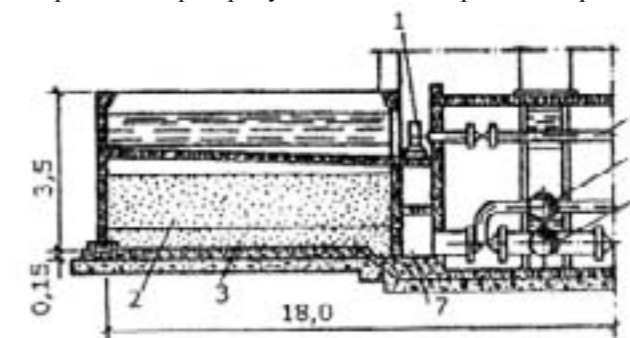


Рисунок 4 - Двухслойный фильтр: 1 - донный клапан; 2 - антрацитовая крошка; 3 - песок; 4 - подача воды на фильтрование; 5 - отвод профильтрованной воды; 6 - подача воды на промывку; 7 - переливные желоба

Гидроциклоны используются для очистки сточных вод от взвешенных частиц под действием центробежной силы. Принцип действия гидроциклона состоит в том, что вода с высокой скоростью по касательной подается в гидроциклон, при вращении в котором на частицы действуют центробежные силы, отбрасывающие тяжелые частицы к периферии потока, при этом, чем больше разность плотностей частиц, тем лучше разделение, которые очищают стоки от взвешенных веществ, органических материалов и примесей металлов. Построенные надлежащим образом растительные полосы способны удалять более 60% взвешенных частиц

С целью очистки стоков укрепление растительностью чаще всего производится на разделительной полосе (рис. 5) и в боковых резервах. Для предотвращения преждевременного разрушения растительной полосы на разделительной полосе необходимо устраивать укрепление вдоль ее кромки. [3].

Исследования эффективности действия боковых резервов как локальных очистных сооружений, проведенные в зарубежных странах, показали, что они способны на 30 - 90% снижать содержание твердых частиц и на 5-40% содержание фосфора в поверхностных стоках с автомобильных дорог.

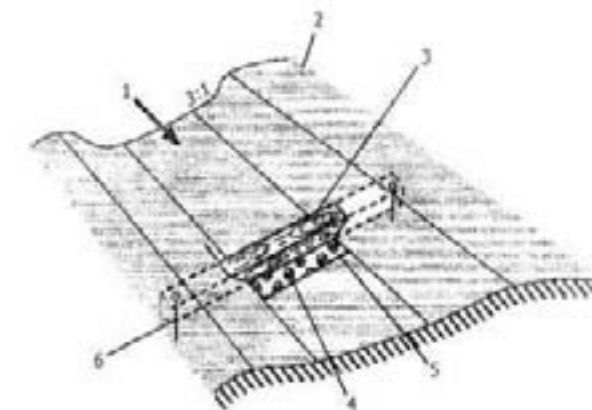


Рисунок 5 - Очистка стоков на разделительной полосе: 1 - направление потока; 2 - растительный слой повышенной плотности; 3 - задерживающая дамба из дерева; 4 - каменная наброска; 5 - геотекстиль; 6 - арматурный стержень

На степень очистки поверхностных стоков непосредственно влияет высота растительного покрова резерва, уклон дна резерва и показатели фильтрации грунтов, слагающих дно резерва. Боковые резервы, укрепленные растительностью, способны вызывать загрязнение грунтовых вод, поэтому в отдельных случаях их применение в качестве очистных сооружений не допускается. Для повышения очистной способности растительных полос необходимо своевременно убирать мусор, крупные каменные материалы с поверхности разделительных полос и из резервов окашивать растительность, а также засевать новой растительностью поврежденные участки резервов.

Химические методы очистки применяются главным образом для локальной очистки промышленных сточных вод. Их применение требует высоких эксплуатационных расходов и высоких трудозатрат, поэтому они крайне ограничено могут использоваться для обработки стоков с автомобильных дорог.

Физико-химические методы очистки стоков включают флотацию, адсорбцию, ионный обмен, экстракцию и др. Для обработки стоков с автомобильных дорог эти методы применяют довольно ограниченно.

Адсорбция. Одним из видов сооружений физико-химической очистки (используемых для очистки смывов с автодорог), действие которых основано на принципе фильтрации стоков через адсорбирующие материалы, являются инфильтрационные бассейны (рис. 6), инфильтрационные траншеи (рис. 7) и дренажные колодцы [4]. Инфильтрационные сооружения предназначены также для сброса больших объемов воды во время ливневого паводка; недопущения подтопления различных объектов, расположенных в нижнем бьефе; пополнения бассейна подземных вод, подземного питания близлежащих водоемов.

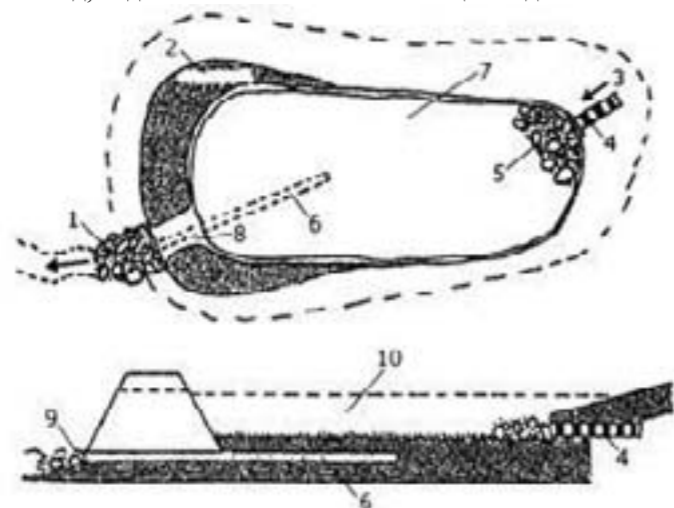


Рисунок 6 - Типовой инфильтрационный бассейн, применяемый в зарубежных странах: 1 - каменная наброска; 2 - вал; 3 - предварительно очищенный сток; 4 - входное отверстие; 5 - каменная наброска, через которую фильтруется сток при входе в инфильтрационное сооружение; 6 - резервная дренажная труба; 7 - горизонтальная поверхность с густой растительностью; 8 - аварийный водоспуск; 9 - задвижка; 10 - водохранилище избыточного стока

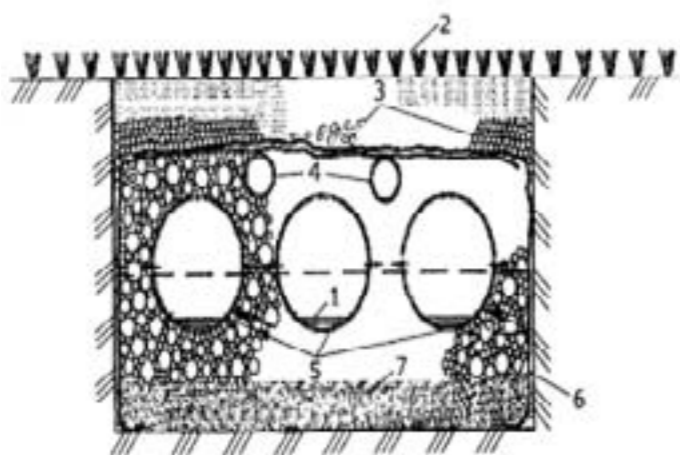


Рисунок 7- Инфильтрационная траншея: 1 - осадок; 2 - растительность; 3 - гравий; 4 - перфорированные трубы; 5 - гофрированные трубы; 6 - геотекстиль; 7 - песок

В инфильтрационные сооружения не допускается сброс поверхностных стоков с большим содержанием крупных взвешенных частиц во избежание их засорения. Одним из обязательных требований, обеспечивающих нормальное функционирование инфильтрационных сооружений, является использование грунтов и материалов с высоким показателем фильтрации, что, однако, делает конструкцию в целом неустойчивой и может привести к загрязнению грунтовых вод. Кроме того, осадок, образующийся на дне сооружения, необходимо своевременно удалять, а при засорении инфильтрационного сооружения его необходимо устраивать заново.

Альтернативным способом отведения поверхностных вод с покрытия автомобильной дороги и их последующей очистки являются дренажные водопроницаемые покрытия, которые устраиваются из пористой асфальтобетонной или цементобетонной смеси. Дренажные покрытия применяются во многих зарубежных странах и обладают определенными преимуществами, однако их применение на территории Украины ограничено [4].

Биохимические методы очистки сточных вод основаны на способности микроорганизмов использовать загрязняющие вещества в качестве питательного субстрата. Эти методы очистки могут проводиться в

естественных условиях (поля фильтрации, биологические пруды, испарительные бассейны и т.д.) и искусственным путем (биофильтры, аэротенки и т.д.).

Поля фильтрации представляют собой специально подготовленные земельные участки, предназначенные только для биологической очистки, без выращивания на них сельскохозяйственных культур. Лучшими для устройства полей фильтрации являются песчаные и супесчаные грунты. Подавать на поля фильтрации необходимо предварительно осветленные и освобожденные от взвешенных частиц стоки, что позволит повысить уровень очистки.

Биологические пруды или искусственные запруды представляют собой обычно 3-5-ступенчатый каскад прудов с естественной аэрацией (глубиной 0,5 - 1 м и заселенные водными организмами) и искусственной аэрацией (с механическим перемешиванием или продуванием воздуха), через которые движутся предварительно очищенные стоки. Очистка в биологических прудах основана на процессах, происходящих при самоочищении водоемов. Биологические пруды рассчитываются на нагрузку, зависящую от концентрации загрязнения стоков и температурных условий района расположения. На эффективность работы биологических прудов в качестве очистных сооружений влияет их местоположение. На рис. 8 представлена схема биологического пруда, имеющего форму траншеи [4].

Биологические пруды способны не только обеспечивать высокий уровень очистки сточных вод, но и пополнять бассейн подземных вод, питать водоносный горизонт и удачно вписываться практически в любой ландшафт. Недостатком биологических прудов является то, что они способны вызывать термальное загрязнение в водоемах, расположенных ниже по течению.

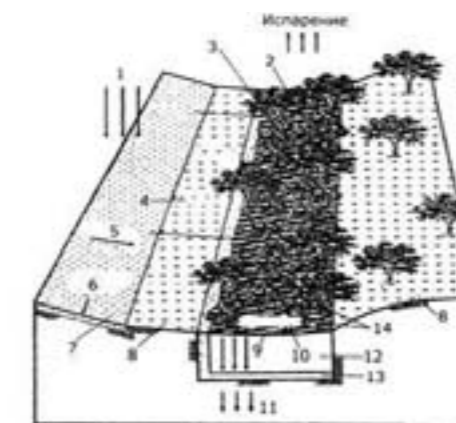


Рисунок 8- Биологический пруд: 1 - дождевые осадки; 2 - территория биологической очистки; 3 - слой стока; 4 - территория с густой растительностью; 5 - направление стока; 6 - избыточный сток; 7 - покрытие; 8 - торф; 9 - слой почвы; 10 - биологический пруд; 11 - инфильтрация; 12 - грунты; 13 - песчаный слой; 14 - территория пруда

Испарительные бассейны, наполняемые во время дождей (рис. 9), представляют собой еще один способ очистки поверхностных стоков от загрязнения. Наиболее предпочтительными являются длинные узкие испарительные бассейны или бассейны клиновидной формы, которые, кроме снижения влияния ветра и недопущения взбалтывания загрязненного осадка дна, позволяют контролировать преждевременные сбросы неочищенных вод во время интенсивных дождевых осадков.

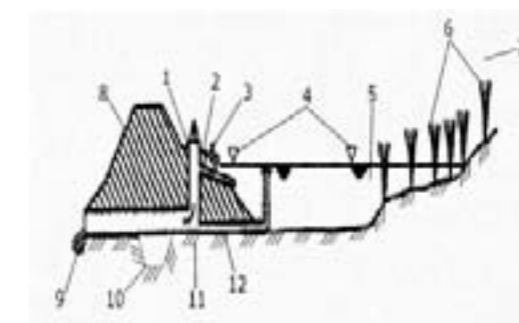


Рисунок 9 - Испарительный бассейн, устраиваемый на территории, прилегающей к автомобильной дороге: 1 - вертикальный стояк с решеткой для сбора мусора; 2 - труба с обратным уклоном для предотвращения заиливания; 3 - каменная наброска для защиты берега; 4 - уровень воды в бассейне; 5 - зона оседания загрязняющих веществ; 6 - водные растения; 7 - входное отверстие; 8 - аварийный водоспуск; 9 - каменная наброска; 10 - траншея под зуб плотины; 11 - цементобетон; 12 - труба для проверки состояния пруда и его технического обслуживания

Процесс очистки стоков в испарительных бассейнах включает оседание взвешенных частиц на дне бассейна; всплывание веществ с плотностью ниже, чем у воды, поглощение загрязняющих веществ микроорганизмами, растениями, водорослями; распад некоторых загрязнителей. Испарительные бассейны также обладают способностью аккумулировать растворенные в воде углерод, кислород, азот, калий, фосфор, что является важной характеристикой для защиты озер, рек и их устьев от загрязнения бурно развивающимися планктоном и водорослями. Испарительные бассейны требуют регулярного осмотра, очистки, ремонта входных и выходных отверстий, а также контроля за насекомыми.

Недостатком таких бассейнов является то, что они так же, как и биологические пруды, способны вызывать термальное загрязнение в водоемах, расположенных ниже по течению, что значительно ограничивает их применение вблизи особо охраняемых водоемов с чувствительной водной флорой и фауной.

## ВЫВОДЫ

Для очистки поверхностных сточных вод с автомобильных дорог в настоящее время используют, главным образом, механические, физико-химические и биохимические методы;

1. сооружения для обработки сточных вод с поверхности проезжей части автомобильных дорог и разделительных полос легко вписывается в окружающую обстановку и становится элементом ландшафта;  
2. экологическую безопасность и эксплуатационную надежность автомобильных дорог в условиях образования поверхностных сточных вод можно обеспечить только в результате взаимодействия различных мероприятий:

- своевременного сбора и отведения загрязненного стока с поверхности автомобильной дороги и мостового полотна на очистные сооружения;
- эффективной очистке;
- защите откосов земляного полотна и склонов прилегающей территории;
- сухой очистке поверхности дорог, мостов, путепроводов;
- ограничению количества стоянок автомобилей на дорогах и мостах;
- регулярной очистке дорожных поверхностей поливомоечными машинами;
- удаления бензоколонок от участков дорог, мостов и путепроводов,
- исключения загрязнения поверхностными стоками водоемов и подземных вод.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Ильина А.А. Влияние автомобильного транспорта на загрязнение поверхностных стоков с автомобильных дорог и мостов - М, 2004.
2. Ильина А.А. Экологические аспекты очистки поверхностных стоков с автомобильных дорог. - М., 2004.- (Сб. науч.-метод. работ по повышению уровня обоснованности проектов автомоб. дорог и сооружений на них / Союздорпроект; Вып. 7)
3. Есенкова Н.П., Бачерникова С.Г., Михалькова А.И. Нетканые материалы -против загрязнения. Нетканые превентивные средства - новый подход к обеспечению экологической безопасности при эксплуатации дорог и автосервисных комплексов // СтройПРОФИль. - 2002. - № 5.  
Ильина А.А. Дренарующий асфальтобетон и его работоспособность в системе поверхностного водоотвода автомобильных дорог // Автомоб. дороги: Информ. сб. / Информавтодор. - М., 2002. - Вып. 3.

УДК 625.745

Ткачук С.Г., докт. техн. наук, Башкевич І.В.

### КРИТЕРИАЛЬНЕ РІВНЯННЯ ЗАЛИШКОВОГО РОЗМИВУ

**Анотація.** В даній роботі представлені рекомендації щодо визначення довжини зони стиснення у верхньому б'єфі мостового переходу та коефіцієнту стиснення потоку під мостом для залишкового розмиву.

**Ключові слова:** мостовий перехід, залишковий розмив, довжина зони стиснення, коефіцієнт стиснення потоку під мостом.

**Аннотация.** В данной работе представлены рекомендации по определению длины зоны сжатия в верхнем бьефе мостового перехода и коэффициента сжатия потока под мостом для остаточного размыва.

**Ключевые слова:** мостовой переход, остаточный размыв, длина зоны сжатия, коэффициент сжатия потока под мостом.

**Abstract.** This work provides guidelines for determining the length of the compression zone in the upstream of the bridge and the compression ratio of flow under the bridge for the residual washout.

**Keywords:** bridge, residual washout, the length of the compression zone, the compression ratio of flow under the bridge.

### Постановка проблеми

Процес загального розмиву на мостових переходах починається з виходом паводкового потоку на заплави і досягає свого максимуму не на піку, а на спаді паводку. Коли річка знову входить в брівки русла, відмітки дна під мостом зазвичай не відновлюються і залишаються меншими за природні. Різниця між цими відмітками являє собою залишковий розмив, який тим більший, чим більша висота паводку і коефіцієнт стиснення потоку під мостом при розрахунковому рівні високої води (РРВВ).

Увага до залишкового розмиву виникла з появою в будівельних нормах (СНиП 2.05.03.-84 (Мости и трубы) та ДБН В.2.3-14:2006 Мости та труби. Правила проектування) зобов'язання щодо прогнозування загального розмиву за багаторічний період. В цьому разі, пропускаючи кожний черговий паводок, треба знати величину загальних руслових деформацій, залишених попередніми паводками.

За явною залежністю [1] можна обчислити загальний розмив під мостом і в будь-якому створі зони впливу мостового переходу  $l_{3,в}$  при рівнях води вище середньої відмітки заплав:

$$h_j = h_{j-1} \left[ 0,5 + \sqrt{0,25 + \frac{20AG \beta_M^4 (\beta_M - 1)}{\ell_c B_p^4 h_{j-1}^5}} \right]^{0,2} \quad (1)$$

де  $h_{j-1}$  – залишкова глибина в руслі, яка для першого паводку дорівнює природній глибині в брівках русла  $h_{pn}$ , а для наступних паводків обчислюється за наведеною вище формулою (1);  $A$  – коефіцієнт залежний від крупності наносів;  $B_p$  – ширина русла;  $G = \int (Q_{pn})^4 dt$  – інтегральна функція гідрографа природної руслової витрати;  $\beta_M$  – коефіцієнт стиснення потоку під мостом;  $\ell_c$  – довжина зони стиснення.

Проблема залишкового розмиву полягає в обґрунтуванні його критеріїв, тобто у визначенні коефіцієнта стиснення  $\beta_M$  і довжини зони стиснення  $\ell_c$  на момент звільнення заплав від води, коли  $\beta_M = 1$ , а  $\ell_c = 0$ . Але при таких критеріях залишкового розмиву формула (1) стає невизначеною. Тому для здійснення довгострокового прогнозування загального розмиву значення цих величин повинні бути щонайменшими, але більшими за граничні, які виводяться з таких міркувань.

Коефіцієнт стиснення потоку під мостом обмежується точністю вимірювання витрати води гідрометричним методом, яка становить 2 – 3%. Отже значення коефіцієнта стиснення потоку під мостом не повинно бути меншим  $\beta_M \geq 1,02$ .

З коефіцієнтом стиснення  $\beta_M$  пов'язана довжина зони стиснення  $\ell_c$  і протяжність загалом всієї зони впливу мостового переходу  $l_{3,в}$ . Теоретична залежність між цими величинами така [1]:

$$\frac{\ell_c I_0}{\xi h_{p,3}} = \frac{\left( \frac{\beta_M^2}{2\beta_M - 1} \right)^{0,3} - 1}{(\beta_M - 1)} \quad (2)$$

де  $I_0$  – поздовжній похил вільної поверхні потоку;  $h_{p,3}$  – глибина русла в брівках;  $\xi = \ell_c / l_{3,в}$  – відносна довжина зони стиснення. На момент залишкового розмиву залежність (2) набуває сенсу критеріальної, бо визначає критерій його реалізації. Права частина цієї залежності є функція тільки коефіцієнта стиснення  $F(\beta_M)$ , величина якої легко обчислюється, або знаходиться по графіку, рис.1.

Для обчислення лівої частини залежності (2) треба задатись довжиною зони стиснення  $\ell_c$  та її відносною величиною  $\xi$ . Решта величин, що входять до лівої частини  $I_0$  та  $h_{p,3}$ , становлять вихідну інформацію.

З огляду на обставини формування залишкового розмиву, найменшою довжиною стиснення може бути тільки довжина верхових струмененапрямних дамб  $\ell_c = \ell_{в,д}$ . На мостових переходах без струмененапрямних дамб, що свідчить про малопотужні заплави і малі стиснення потоку, залишковими розмивами можна знехтувати.

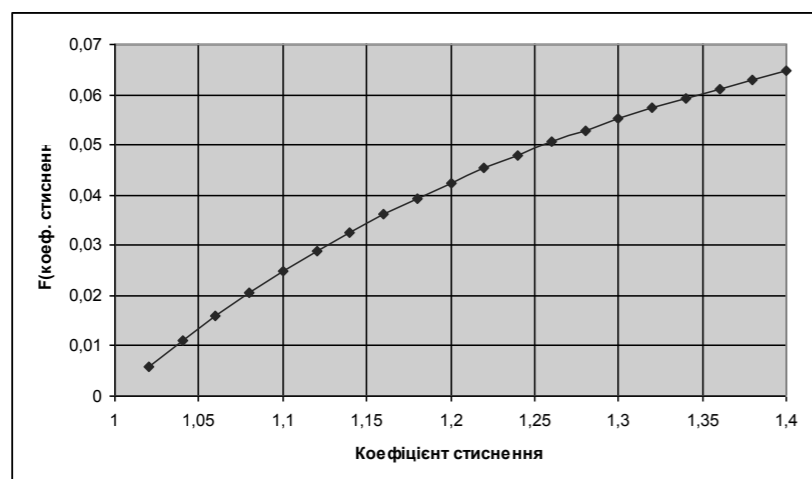


Рис. 1. Графік функції F(β<sub>m</sub>)

Значення відносної довжини зони стиснення ξ, посилаючись на натурні спостереження М.В.Михайлова [4] становлять 0,33, тобто  $l_{з.в} = 3 \ell_c$ . Наші теоретичні дослідження показали, що величина ξ при значеннях β<sub>m</sub> ≥ 1,4 практично не залежать від коефіцієнта стиснення, але виявляє чітку залежність від числа Фруда Fr (параметра кінетичності), рис.2

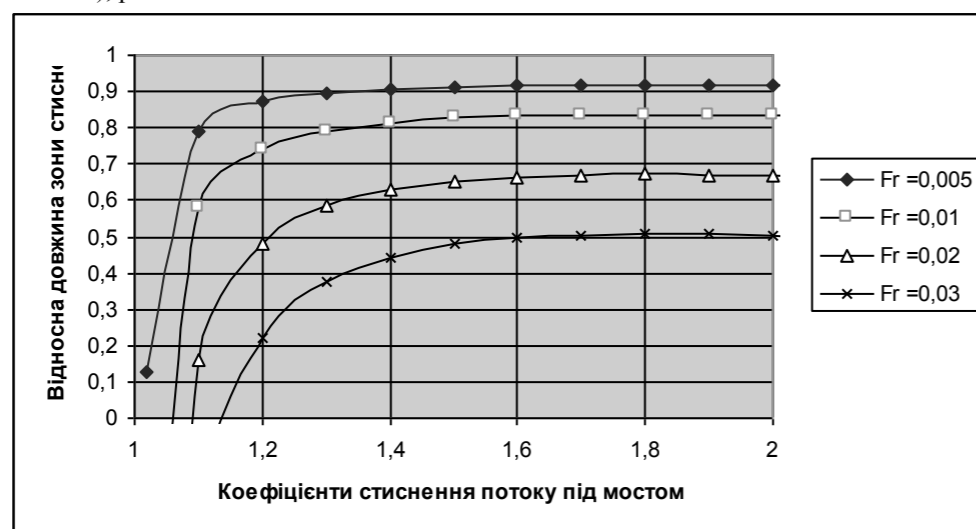


Рис. 2. Залежність ξ від β<sub>m</sub> та Fr

Із зменшенням β<sub>m</sub> < 1,4 відносна довжина зони стиснення ξ стрімко зменшується і навіть стає від'ємною, що безумовно суперечить природі протікання потоку на мостовому переході. Причина такого явища криється в динамічній не лінійності, яку неможливо врахувати методами одновимірної гідравліки. Тому для визначення ξ при різних числах Fr наводиться графік їх залежності при сталому значенні β<sub>m</sub> = 1,4, рис.3,

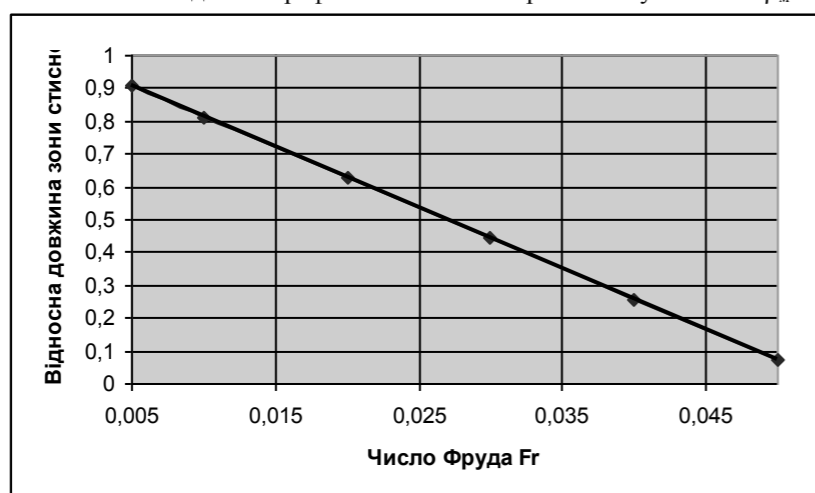


Рис. 3. Залежність відносної довжини зони стиснення ξ від Fr

Апроксимація графіку на рис. 3 виразиться емпіричною залежністю

$$\xi = 1 - 18,5Fr \quad (3)$$

### ВИСНОВКИ

Розв'язання критеріального рівняння залишкового розмиву (2) пропонується здійснювати в такий спосіб. Починати треба з обчислення лівої частини рівняння. Для цього, при відомих  $l_0$  та  $h_{p,з}$ , необхідно підставити замість  $\ell_c$  довжину верхових струмененапрямних дамб і в залежності від числа Fr знайти відносну довжину зони стиснення ξ. Тоді по графіку (див. рис. 1), або безпосередньо з рівняння (2) знаходиться коефіцієнт стиснення потоку під мостом на момент залишкового розмиву. Далі, користуючись формулою (1), визначається розрахункова величина залишкового розмиву.

### ЛІТЕРАТУРА

- 1.Ткачук С.Г. Теорія розмивів на мостових переходах. - Донецьк: АТЗТ «Видавництво «Донеччина», 2009.-200 с.
2. Михайлов М.В. Подпор и поперечные уклоны воды в районе мостового перехода. Бюллетень Союзтранспроекта, 1940, № 3,4.

УДК 624.15

**ТКАЧУК С.Г.**, докт. техн. наук, **ЄВСЕЙЧИК Ю.Б.**, канд. ф.-м. наук,  
**МЕДВЕДЕСВ К.В.**, канд. ф.-м. наук

### ОСОБЛИВОСТІ ВРАХУВАННЯ ГІДРОСТАТИЧНОГО ТИСКУ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ФУНДАМЕНТІВ МОСТОВИХ ОПОР

В роботі на основі двофазної моделі ґрунту К.Терцагі показано, що при розрахунку фундаменту мостових опор, які стоять на водо насичених ґрунтах вплив виштовхувальної сили води (сили Архімеда), що діє на підшву фундаменту опори враховувати слід тільки при певних умовах, наведених у статті.

**Ключові слова:** опори мостів, виштовхувальна сила води, врахування сили Архімеда, розрахунок фундаменту мостових опор, двофазна модель ґрунту К.Терцагі.

В работе на основе двухфазной модели грунта К.Терцаги показано, что при расчете фундаментов мостовых опор, которые стоят на водонасыщенных грунтах влияние выталкивающей силы воды (силы Архимеда), действующей на подошву фундамента опоры учитывать следует только при определенных условиях, приведенных в статье.

**Ключевые слова:** опоры мостов, выталкивающая сила воды, учет силы Архимеда, расчет фундамента мостовых опор, двухфазная модель грунта К.Терцаги.

On the basis of two-phase soil model K.Tertsagi shown that the calculation of foundation piers that stand in the saturated soil water effects buoyancy (Archimedes force), acting on the foundation base of support should be taken into account only under certain conditions specified in the article.

**Keywords:** supports of bridges, up thrust of water, account of force of Archimedes, calculation of foundation of bridge supports, diphasic model of ground K.Tertsagy.

В переліку навантажень і дій впродовж щонайменше півстоліття переходить із норм в норми настанова щодо врахування при розрахунку фундаментів мостових опор «гідростатичного тиску води». Через відсутність докладних пояснень як це треба робити виникає багато дошкульних непорозумінь. Головне питання, довкола якого і досі точаться дискусії, полягає в доведенні необхідності врахування виштовхувальної сили, якщо під підшоною фундаменту залягає водонасичений ґрунт, вода в порах якого становить єдиний масив з акваторіальною. Варто наголосити, що сила гідростатичного тиску при вертикальних гранях опори і фундаменту може діяти тільки на підшву фундаменту та на верхній і нижній обрізи плити ростверку, тому що на їх бічних поверхнях гідростатичний тиск само врівноважується. Різниця сил гідростатичного тиску, що діють на обрізи плити ростверку, може створювати виштовхувальну силу Архімеда, але вона не може бути значною, внаслідок малих площ змочених водою рис. 1.

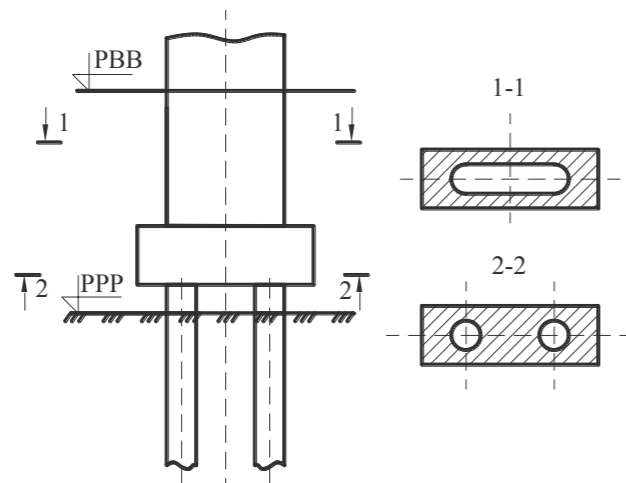


Рис. 1. Площі обрізів ростверку (заштриховані), на які діє сила гідростатичного тиску

Якщо опора нециліндрична (рис. 2), то на її нахилені поверхні буде діяти виштовхувальна сила, що дорівнює:

$$P = \rho g \int_0^h (\omega_2 - \omega_1) dh \quad (1)$$

де  $\omega_2$  - повна площа поперечного перерізу опори, яка змінюється по висоті опори,  $\omega_1$  - частина площі поперечного перерізу опори, яка обмежена вертикальною площиною, постійна по висоті опори.

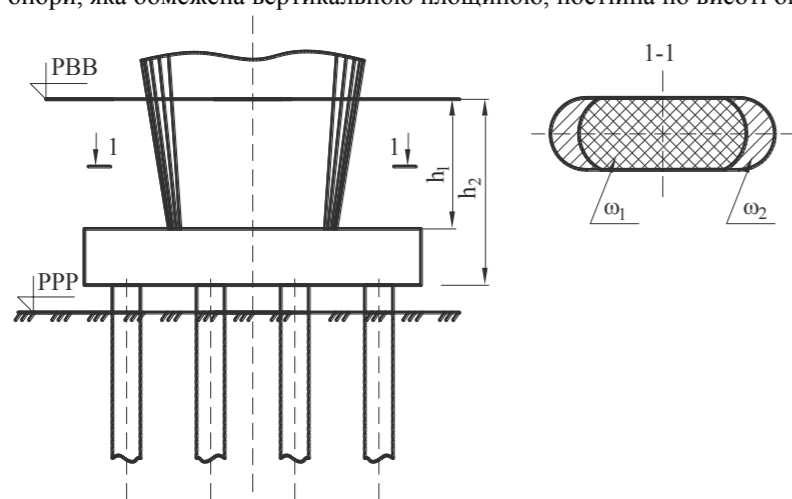


Рис. 2. Нециліндрична опора, на яку діє виштовхувальна сила

Коли опора звужується від ростверку до ригеля (рис. 3), то на неї буде діяти сила гідростатичного тиску обчислювана за формулою (1), але в цьому випадку вона направлена вертикально вниз і буде привантажувати опору.

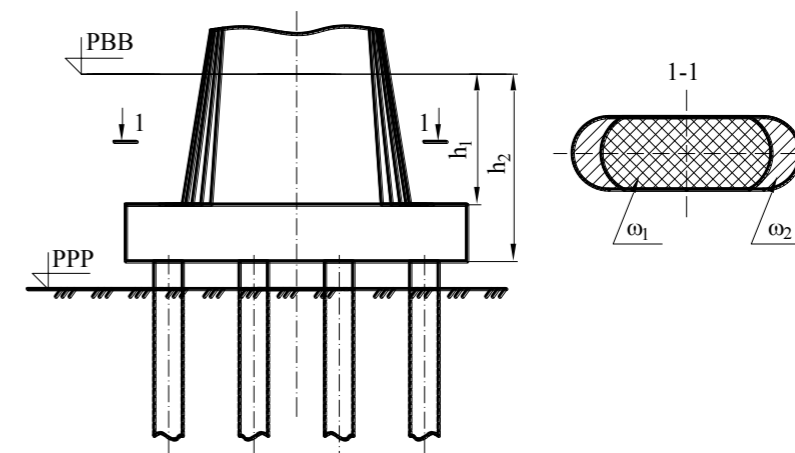


Рис. 3. Нециліндрична опора, яка сприймає гідростатичний тиск

Для з'ясування наявності гідростатичного тиску на фундамент у водонасичених ґрунтах застосовується фазова модель ґрунту, яка була запропонована К.Терцагі ще у 1925 році [1]. Він прийняв кістяк ґрунту і воду в його порах такими, що не стискаються. Отже зміни об'єму ґрунту можуть відбуватися тільки внаслідок зміни в ньому об'єму кількості фаз. При стисненні об'єм пор зменшується і на стільки ж збільшується об'єм кістяка (на одиницю об'єму ґрунту). Якщо пори ґрунту заповнені водою, то ущільнення супроводжується витискуванням з пор відповідної її кількості. Отже зміна об'єму ґрунту дорівнює зміні об'єму рідкої фази. Задля наочності М.Н.Гольдштейн [2] запропонував розглянути такий дослід. В ємність, на дно якої насипано шар піску, заливається вода, рис. 4.

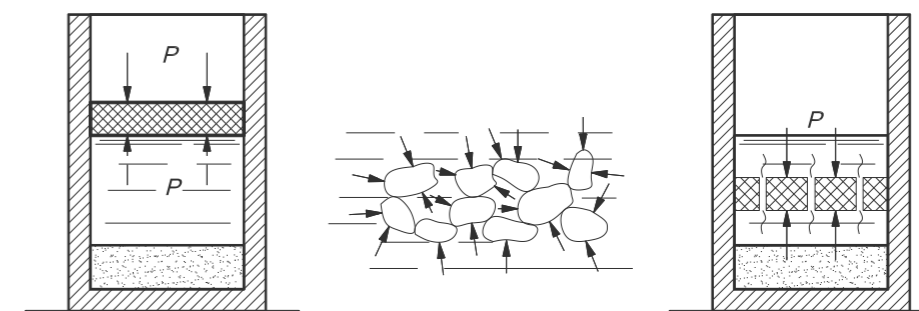


Рис. 4. Схема дослід М.Н.Гольдштейна

Через поршень на воду прикладається тиск  $p$ . Цей тиск замість поршня з навантаженням можна відтворити також додатковою кількістю води з висотою стовпа, що становить:

$$h = \frac{p}{\rho g}, \quad (2)$$

де:  $\rho$  – густина води;  $g$  – прискорення вільного падіння.

До речі, останній варіант ближчий до природних умов на акваторії мостового переходу. Додатковий тиск  $p$  в рідині від навантаження на поршень буде діяти і в рідині, що знаходиться в порах піску. При цьому кожна піщинка отримує додатковий всебічний рівномірний тиск  $p$ , але це не призведе до їх деформацій, тому що у фазовій моделі ґрунту вони приймаються абсолютно жорсткими. Якщо уявити, що в поршні є малі отвори, через які буде протискуватися вода і він зможе поступово опускатися, поки не торкнеться піщаного шару. Впродовж всього часу руху поршня напружений стан піску не буде змінюватися, і деформації його будуть відсутні, хоча у воді буде існувати деякий тиск, який можна прийняти як і раніше  $p$ . Коли поршень опуститься на піщаний шар, почнеться його обтиснення, супроводжене зменшенням пористості і вичавлюванням з нього води (явище консолідації ґрунту). Для наочного представлення явищ, що відбуваються в двофазній системі, К.Терцагі запропонував механічну модель, зображену на рис. 5.

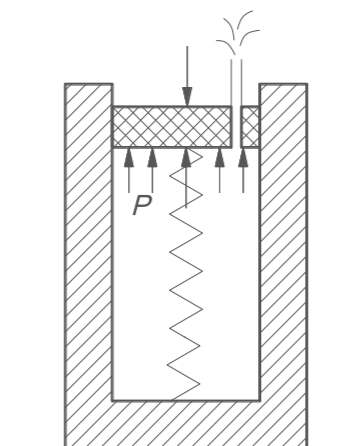


Рис. 5. Модель Терцагі

В ній роль шару ґрунту на дні ємності грає сталевая пружина, а роль води в порах – вода, що оточує пружину, причому остання може стискатися лише при зменшенні об'єму води в циліндрі.

При стисненні пружини буде збільшуватися її реакція і відповідно зменшуватися тиск на воду. Тиск у воді  $p$  дорівнюватиме тиску на поршень за винятком реакції пружини, яка моделює реакцію кістяка ґрунту. Коли пружина стиснеться на стільки, що її реакція повністю врівноважить тиск на поршень, тиск у воді  $p$  дорівнюватиме нулю. Таким чином, в процесі деформації моделі відбувається безперервний перерозподіл зусиль між водою і пружиною. В початковій стадії все навантаження сприймається водою, а в кінцевій – пружиною. Аналогічно до цієї моделі у двофазному середовищі (ґрунт насичений водою) в перший момент після навантаження весь тиск сприймається водою в порах, в кінці – кістяком ґрунта.

Якщо позначити напруження в кістяку через  $R$ , напруження в рідині через  $p$ , а загальне напруження через  $\sigma$ , то для двофазної моделі К.Терцагі має виконуватися умова:

$$\sigma = R + p \quad (3)$$

Причому в першу мить після прикладення навантаження ( $t = 0$ )  $\sigma = p$ , а наприкінці процесу

деформування ( $t = \infty$ )  $\sigma = R$ .

Подібний процес відбувається і під підшоною фундаменту у водонасичених ґрунтах. Тому можна стверджувати, що у випадках, коли розрахунковий опір ґрунту  $R$  під підшоною більший за гідростатичний тиск  $p$ , виштовхувальна сила Архімеда дорівнює нулю і не має жодних підстав для її врахування.

В сучасній методиці визначення розрахункового опору ґрунту останній розглядається як пружна основа типу Фусса-Вінклера, що характеризується величиною коефіцієнта постілі  $C_n$ . Переміщення кожної точки такої пружної основи пов'язано з інтенсивністю розподілених по її поверхні навантажень, які прикладено до цієї точки і не залежать від навантажень, що діють на інші точки поверхні. Це означає, що за межами завантаженої ділянки переміщення точок поверхні пружної основи дорівнюють нулю.

Таким чином, реакція основи типу Фусса-Вінклера на переміщення  $w$  точок її поверхні дорівнює

$$R = C_n w, \quad (4)$$

де  $C_n$  – коефіцієнт постілі пружної основи, що дорівнює тиску, який призводить до переміщення точок на її поверхні по нормалі на одиницю.

Коефіцієнт  $C_n$  під підшоною оболонки або стовпа визначається за формулою

$$C_n = \frac{5K_n h_1}{d_n}, \quad (5)$$

де:  $K_n$  – коефіцієнт пропорційності, наведений в табл. 1;  $h_1$  – глибина закладення фундаменту від розрахункового рівня розмиву (РРР);  $d_n$  – діаметр підшоши оболонки чи стовпа, а при поширенні – найбільший діаметр поширення.

Таблиця 1 Значення коефіцієнтів пропорційності [3]

Ґрунти	$K_n$ для паль, кН/м <sup>4</sup>	$K_n$ для оболонок і бурових паль кН/м <sup>4</sup>
Текучопластичні глини і суглинки ( $0,75 < J_L \leq 1$ )	650-2500	500-2000
М'якопластичні глини і суглинки ( $0,5 < J_L \leq 0,75$ ); пластичні супіски ( $0 < J_L \leq 1$ ); пилуваті піски ( $0,6 < J_L \leq 0,8$ )	2500-5000	2000-4000
Тугопластичні і напівтверді глини і суглинки ( $0 < J_L \leq 0,5$ ); тверді супіски ( $J_L \leq 0$ ); піски дрібні ( $0,6 < e \leq 0,75$ ) і середньої крупності ( $0,55 < e \leq 0,7$ )	5000-8000	4000-6000
Тверді глини і суглинки ( $J_L \leq 0$ ); піски крупні ( $0,55 < e \leq 0,7$ )	8000-13000	5000-10000
Піски гравелісті ( $0,55 < e \leq 0,7$ ) і галька з піщаним заповненням		10000-20000

Отже, якщо розглянути відношення розрахункового опору ґрунту до гідростатичного тиску на рівні підшоши фундаменту

$$\frac{R}{p} = \frac{5K_n}{\rho g d_n} \frac{l}{l + \eta}, \quad (6)$$

де  $\eta = h/h_1$  а  $h$  – глибина води біля опори;

На підставі викладеного вище, при  $R/p \geq 1$  гідростатичний тиск під опорою і як наслідок виштовхувальна сила будуть відсутні.

На рис. 6 пс

= 1,2 м.

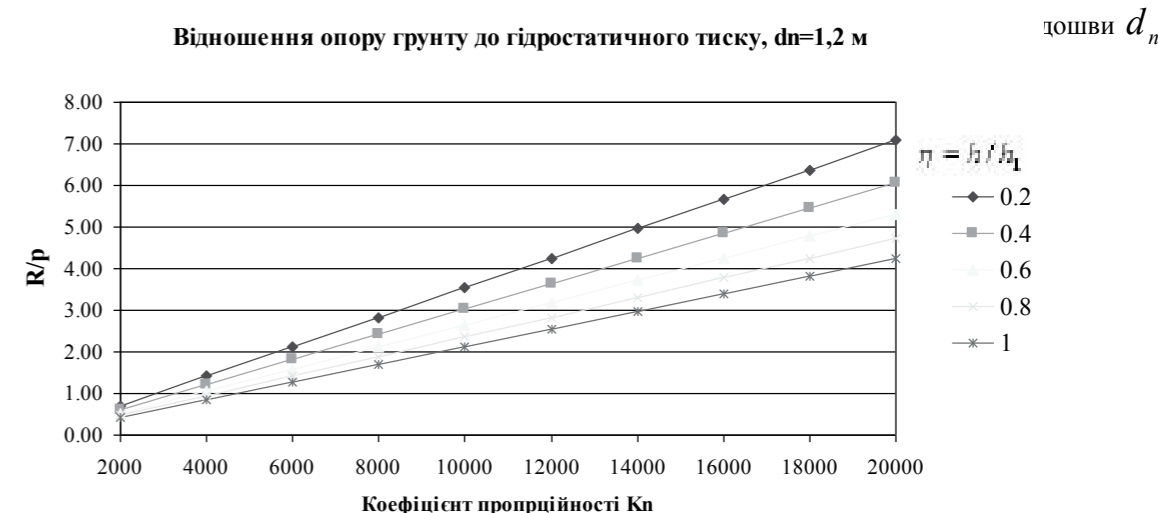


Рис. 6. Відношення опору ґрунту до гідростатичного тиску під підшоною фундаменту.

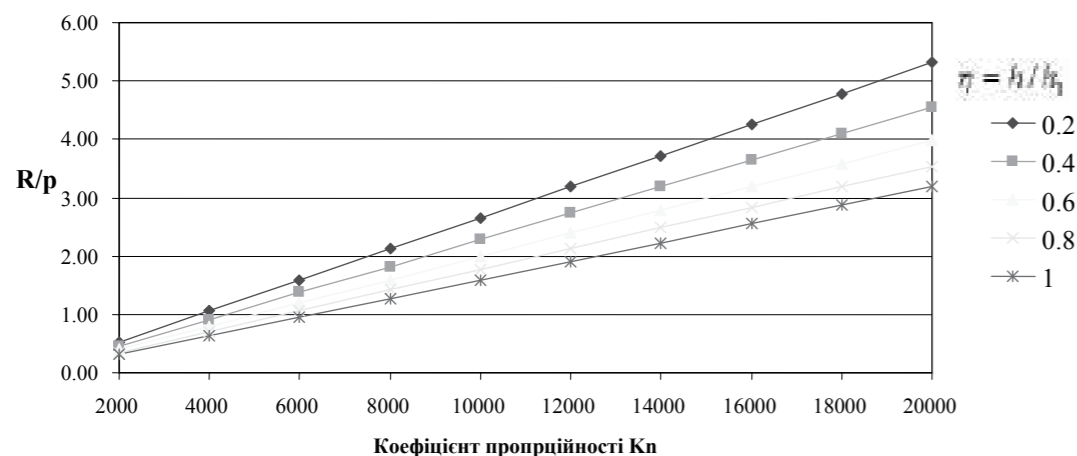
Для оболонок і стовпів  $d_n = 1,2$  м відношення  $R/p < 1$  зосереджені в дуже малій області зміни відносних глибин  $\eta$  і типів ґрунтів, представлених на графіках коефіцієнтами пропорційності. Врахування гідростатичного тиску під підшоною таких фундаментів може бути доцільним лише при відносних глибинах  $\eta > 0,4$  і для ґрунтів з  $K_n < 4000$ . При цьому виштовхувальна сила  $A$  визначатиметься за формулою

$$A = (p - R)\omega_n, \quad (7)$$

де  $\omega_n$  – площа підшоши фундаменту.

Подібні графіки отримані також для фундаментів глибокого закладення (оболонок, стовпів, бурових паль) з діаметрами підшоши  $d_n = 1,6$  м (рис. 7) та для  $d_n = 3$  м (рис. 8).

Відношення опору ґрунту до гідростатичного тиску,  $d_n=1,6$  м



Відношення опору ґрунту до гідростатичного тиску,  $d_n=3,0$  м

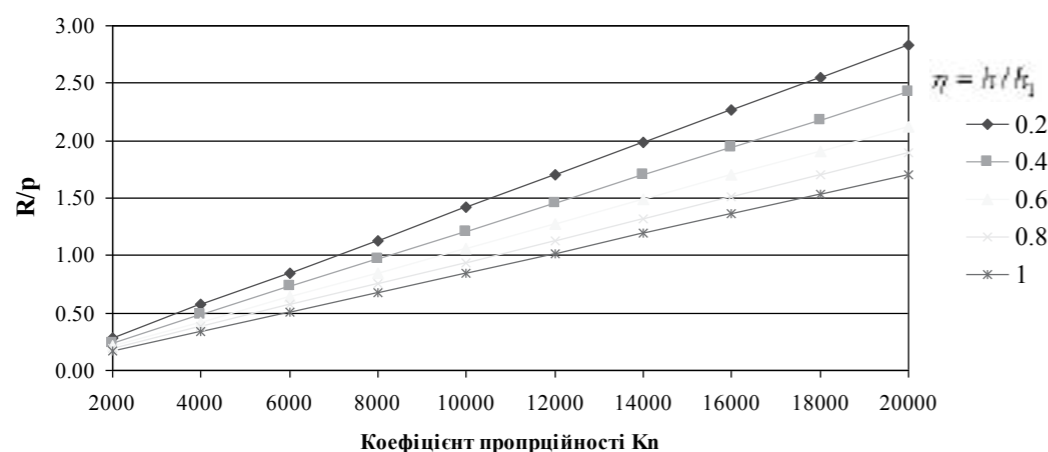


Рис. 8. Відношення опору ґрунту до гідростатичного тиску під подошвою фундаменту  $d_n = 3$  м.

Зіставлення графіків для різних діаметрів дозволяє зробити висновок, що при збільшенні діаметра паль розширює область відносних глибин і ґрунтів, коли може виявитись доцільним врахування гідростатичного тиску і виштовхувальної сили за формулою (7).

Список посилань:

1. Terzaghi K. Tffect jf Vinor Geologic Details jn the Safety of Dams. "Amer. Inst. Min. and Metal. Eng.," TP 215? 1929.
2. Гольдштейн М.Н. Механические свойства ґрунтов – М.: Стройиздат, 1971. – 366 с.
3. Глотов Н.М., Соловьев Г.П., Файнштейн И.С. Основания и фундаменты мостов: Справочник/ Под ред. К.С.Силина. – М.: Транспорт, 1990. – 240 с.

УДК 624.2

Ткачук С.Г., д-р техн. наук, Матвєєва К.Ю.

### ВИДИ ХВИЛЬ І ПОБУДОВА КРИВОЇ ВІЛЬНОЇ ПОВЕРХНІ ПРИ ПРОРИВІ ГРЕБЛІ

**Анотація.** В даній статті розглядаються різні види хвиль, їх відмінні особливості та характер розповсюдження, і наведено приклади випадків, коли можуть виникати деякі з них. Запропоновано метод побудови графіку кривої вільної поверхні при прориві греблі та наведено приклад.

**Ключові слова:** крива вільної поверхні, прорив греблі, створ збурення.

**Аннотация.** В данной статье рассматриваются разные виды волн, их отличительные особенности и характер распространения, также приведены примеры случаев, когда некоторые из них могут возникать. Предложен метод построения графика кривой свободной поверхности при прорыве дамбы и приведён пример.

**Ключевые слова:** кривая свободной поверхности, прорыв дамбы, створ возмущения.

**Annotation.** This article discusses the various types of waves, their distinctive features and nature of the distribution, and are examples of cases that may arise some of them. A method of constructing graph the curve of the free surface during the breakthrough of the dam and the example is given.

**Keywords:** the curve of the free surface, the breakthrough of the dam, the area of disturbance.

В деяких випадках варіант траси автомобільної дороги може перетинати водотік в нижньому б'єфі водосховища.

При руйнуванні гребель та спорожненні водосховищ формується хвиля прориву, яка має значну руйнівну силу. Рух великих мас води з високою швидкістю призводить до утворення значних розмивів, що викликає необхідність виконання прогнозу руслових деформацій під мостом за умов руйнування і прориву греблі.

Для здійснення розрахунків стосовно визначення загального розмиву треба знати не тільки вихідні гідравлічні параметри водотоку, але ще параметри хвилі прориву, а саме: водомірний графік, криву витрат, гідрограф, інтегральну функцію гідрографу, криву вільної поверхні.

Порушення природно усталеного руху на водотоці може відбутися в результаті зміни витрати в деякому створі, який називається створом збурення.

Створ збурення є джерелом хвилі або цілого ряду хвиль, тому неусталений рух часто називають хвильовим рухом.

Відмінною особливістю таких хвиль є їх здатність переносити значні об'єми води за напрямком руху хвилі, тому ці хвилі називають *хвилями переміщення*.

Хвилі переміщення поділяються на *безперервні* (довгі) та *переривчасті* (короткі), а сам неусталений рух ділиться відповідно на *повільно змінний* та *швидко змінний*.

Неусталений рух, за якого спостерігається просте підвищення рівня (без подальшого зниження) або просте зниження рівня (без подальшого підвищення), наживається хвилею одного напрямку.

Якщо хвиля, яка виникла, поширюється вниз за течією, то вона називається *прямою* (низхідна хвиля); в протилежному випадку хвиля називається *зворотною* (висхідна хвиля). При збільшенні рівня хвилю прийнято називати *додатною* (хвиля підвищення), при зменшенні рівня — *від'ємною* (хвиля зниження). Як додатна, так і від'ємна хвилі можуть бути прямою та зворотною.

Комбінація двох напрямків та двох знаків хвиль дозволяють виділити декілька типів хвиль.

Типи хвиль, що розглядалися раніше можна віднести до простих хвиль. Хвилі, які спостерігаються на річках (паводки, попуски, повені, нагони, приливи), як правило, є складними, тобто складаються з двох хвиль одного напрямку — додатної та від'ємної. Наприклад, *хвиля попуску* в найпростішому випадку складається з хвилі наповнення та хвилі відливу. Такий же характер мають так звані *паводкові хвилі*.

Неусталена течія в низинах річок являє собою хвилі підпору та виливу, які чергуються між собою, причиною виникнення яких є періодичні зміни рівня води (*приливи* та *відливи*) в морі чи океані, куди впадає ріка. «Лоб» хвилі підпору при сильних приливах може сягати висотою декількох метрів та розповсюджуватися вверх за течією з великою швидкістю. При розповсюдженні хвилі виливу відбувається зниження рівнів води у водотоці, збільшення похилів водної поверхні та швидкостей течії.

Зазначимо ще один характерний вид хвиль переміщення — *хвилі прориву*. Ці хвилі переривчасті і характеризуються різкою не стаціонарністю потоку. Вони з'являються на водотоках та суходолі як наслідок руйнування запруд, гребель, штучних та природних перемичок. Для хвилі прориву характерна наявність різкого фронту у вигляді валу, що рухається з великою швидкістю та великою руйнівною силою. Хвиля прориву є різновидом хвиль наповнення.

Границя на вільній поверхні потоку, по якій в даний момент проходить порушення попереднього (усталеного чи неусталеного) режиму хвилею, що розглядається, називається *фронтом хвилі*. Ділянка хвилі ВД називається «*лобом*» хвилі. За *гребенем хвилі* (точка В на рис.1) слідує *тіло хвилі* (ділянка АВ), в якому зміни параметрів потоку відбуваються повільніше, ніж у лобовій частині.

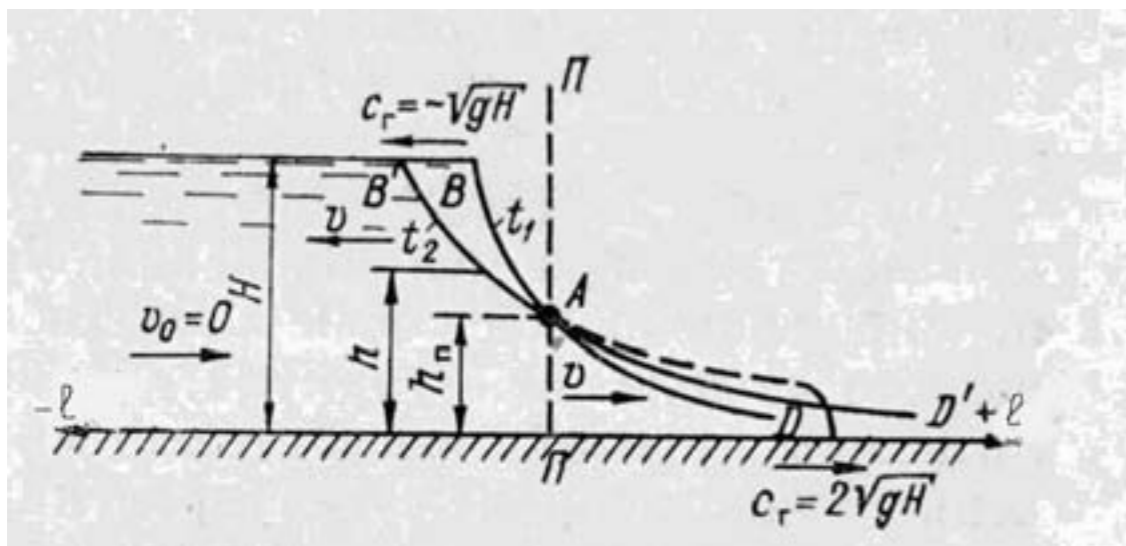


Рисунок 1. Профіль вільної поверхні при руйнуванні греблі.

При пориві греблі (створ П-П, рис.1) із водосховища глибиною  $H$  у верхньому б'єфі з'являється зворотна від'ємна хвиля (хвиля виливу), а у нижньому б'єфі — пряма додатна хвиля (хвиля наповнення).

Для побудови кривої вільної поверхні необхідно виконати наступні розрахунки.

Об'єм водосховища  $W$  отримують в організації, що експлуатує греблю, або розраховують за формулою[1]:

$$W = \frac{1}{4} \cdot B_G \cdot H \cdot L_B \quad (1)$$

де  $H$  — напір над рівнем природного паводку, м;

$B_G$  — ширина греблі, м;

$L_B$  — довжина водосховища, м.

Додаткова витрата прориву обчислюється за наступною формулою[2]:

$$Q_{np} = B_G \cdot H^{\frac{3}{2}} \cdot k_{np} \quad (2)$$

де  $B_G$  — ширина греблі по урізу води у верхньому б'єфі при граничному заповненні водосховища, м;

$H$  — напір (різниця відміток рівнів води у верхньому та нижньому б'єфах до прориву греблі), м;

$k_{np}$  — коефіцієнт, що враховує відношення можливої ширини прориву до довжини греблі, який приймається[3]:

— для нових земляних гребель V класу, що знаходяться в задовільних умовах експлуатації  $k_{np} = 0,50$ ;

— для старих земляних гребель, що не мають класу (при млинах тощо), а також гребель V класу в незадовільному стані  $k_{np} = 0,75$ .

Мінімальна відстань, на якій витрата від прориву не перевищуватиме природну паводкову з похибкою не більше 5% становить[4]:

$$x_{min} = \frac{19 \cdot W}{Q_{np} \cdot \tau} \quad (3)$$

де  $\tau$  — множник, що характеризує умови проходження хвилі прориву в нижньому б'єфі, с/м.

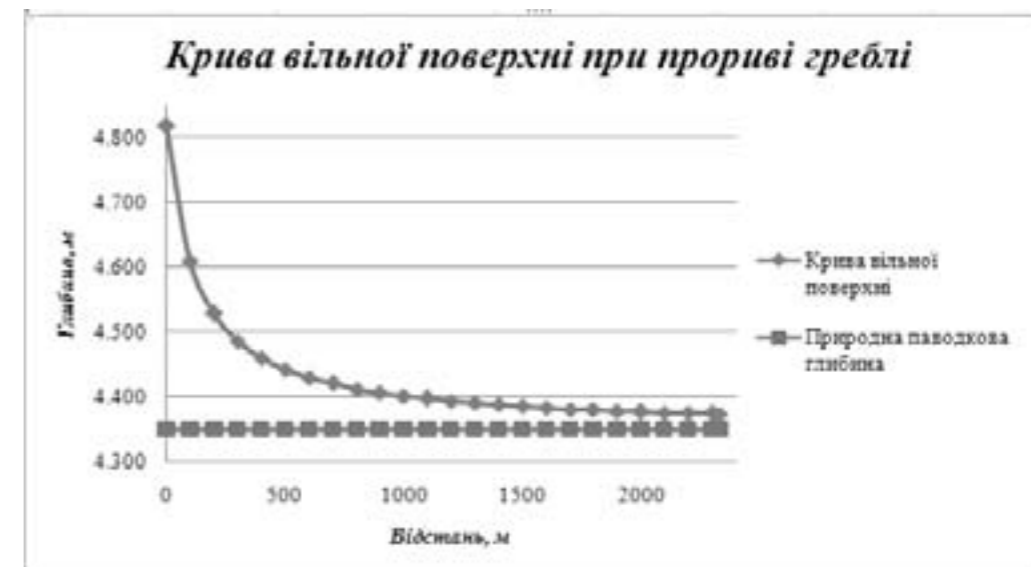


Рисунок 2. Графік кривої вільної поверхні при прориві греблі.

Час за який напір зміниться від напору прориву  $H_{np}$  до напору рівня паводку  $H_{pn}$  дорівнюватиме :

$$t = \frac{2 \cdot W}{k_{np} \cdot B_G} \cdot \left( \frac{1}{\sqrt{H_{pn}}} - \frac{1}{\sqrt{(H + H_{pn})}} \right) \quad (4)$$

На відстані  $x$  додаткова витрата становитиме:

$$Q = \frac{W \cdot Q_{np}}{W + Q_{np} \cdot x \cdot \tau} \quad (5)$$

де  $x$  — відстань розрахункового створу від греблі, м.

Висота хвилі дорівнюватиме:

$$\xi = \frac{Q}{B_G \cdot \sqrt{g \cdot H_{pn}}} \quad (6)$$

Загальна глибина на даній відстані становитиме:

$$h = H_{pn} + \xi \quad (7)$$

Для побудови кривої вільної поверхні хвилі прориву у нижньому б'єфі водосховища відстань  $x_{min}$  розбивається на різні проміжки і для кожного з них обчислюється додаткова витрата прориву, висота хвилі і загальна глибина.

Графік кривої вільної поверхні при прориві греблі (рис.2) було побудовано на прикладі річки Сукіль, що протікає у Івано-Франківській області.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. Спицын И.П., Соколова В.А. Общая и речная гидравлика. — Ленинград: Гидрометеиздат, 1990. — 359с.
2. Ивановская К.М., Плешкова Т.М. Наставления по изысканиям и проектированию железнодорожных и автодорожных мостовых переходов через водотоки. ЦНИИС— Главтранспроект Министерства транспортного строительства СССР: Транспорт, 1972. — 280с.
3. Пособие к СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы» по изысканиям и проектированию железнодорожных и автодорожных мостовых переходов через водотоки. — ГУПиКС Минтрансстроя СССР: Москва, 1992. — 111с.
4. Андреев О.В. Проектирование мостовых переходов.— М.: Транспорт, 1980. — 215с.



УДК 625.745.2

Чечуга О.С., канд. техн. наук, Каськів В.І., канд. техн. наук, Каськів С.В.

**РЕЗУЛЬТАТИ МАТЕМАТИЧНОГО ТА ЧИСЛОВОГО МОДЕЛЮВАННЯ НАВАНТАЖЕНЬ НА КРУГЛІ ВОДОПРОПУСКНІ ТРУБИ В ЗЕМЛЯНОМУ ПОЛОТНІ**

**Анотація.** Виконано моделювання роботи залізобетонної водопропускної труби в тілі насипу за допомогою математичного і числового моделювання. Встановлено раціональні конструкції труб (на жорсткій чи нежорсткій основі) залежно від висоти насипу і виду ґрунту, запропоновано способи покращення напружено-деформованого стану конструкції «насип – труба – основа» для високих насипів автомобільних дорог.

**Ключові слова:** автомобільна дорога; насип; кругла залізобетонна водопропускна труба.

**Аннотация.** Выполнено моделирование работы железобетонной водопропускной трубы в теле насыпи при помощи математического и численного моделирования. Определены рациональные конструкции труб (на жестком и нежестком основании) в зависимости от высоты насыпи и вида грунта, предложены способы улучшения напряженно-деформированного состояния конструкции «насыпь – труба – основание» для высоких насыпей автомобильных дорог.

**Ключевые слова:** автомобильная дорога; насыпь; круглая железобетонная водопропускная труба.

**Annotation.** Modeling of concrete culverts into the embankment using mathematical and numerical modeling. Established rational design of culvert (on a rigid or nonrigid basis) depending on the height of the embankment and the type of soil, suggested ways to improve the stress-strain state structures «embankment – culvert – base» for high embankment road.

**Key words:** road, embankment, culvert.

**ВСТУП**

Досвід усіх країн з неспростовною переконливістю свідчить, що автомобільні дороги є важливим фактором економічного і соціального розвитку суспільства. Мережа автомобільних шляхів є невід’ємною складовою частиною автомобільно-дорожнього комплексу. Від транспортно-експлуатаційного стану доріг в значній мірі залежать витрати на перевезення вантажів та пасажирів, економічні втрати від дорожньо-транспортних пригод. Транспортні витрати збільшують собівартість вітчизняної продукції; зменшують її конкурентоспроможність на внутрішньому та зовнішніх ринках. Цілком зрозуміло, що стан доріг прямо пов’язаний зі станом економіки держави.

Немаловажну роль у забезпеченні надійної роботи автомобільних доріг відіграють штучні споруди на них. Однією з обов’язкових вимог, яка забезпечує безперебійний рух транспорту по дорогах, є їх безаварійна робота, зокрема – водопропускних труб.

Історія дорожнього будівництва і сучасна статистика свідчать, що водопропускні труби під насипами є найбільш масовим видом споруд на автомобільних дорогах і залізницях, що пов’язано не тільки із зростанням транспортної мережі в цілому, але і зі збільшенням їх частки у загальному обсязі малих штучних споруд.

На нашу думку однією із причин деформації водопропускних труб на автомобільних дорогах слід вважати те, що в практиці проектування і будівництва прийнято розглядати насип і трубу в ньому, як різні об’єкти. І хоча ці конструктивні елементи є різномірними, без сумніву, їх необхідно розглядати тільки у взаємозв’язку, тобто в конструкції «насип – труба – основа».

Основна трудність, що тут виникає, це створити адекватний механізм відображення і розрахунку цієї системи.

**ОСНОВНА ЧАСТИНА**

У роботі [1] розроблена математична модель (1), яка пов’язує компоненти напружень, згинаючі моменти, нормальні сили і переміщення, що виникають при взаємодії автодорожнього насипу, водопропускної труби і основи.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= p_{0v} + p_1 \cos \theta + p_{2v} \cos 2\theta + p_3 \cos 3\theta; \\ \tau_{r\theta} &= -p_1 \sin \theta + t_2 \sin 2\theta + p_3 \sin 3\theta; \\ M &= \frac{R^2}{6} [(2p_{2v} + t_2) \cos 2\theta + p_3 \cos 3\theta]; \\ N &= \frac{R}{6} [2(p_{2v} + 2t_2) \cos 2\theta + 3p_3 \cos 3\theta - 6p_{0v}]; \\ u^R &= \frac{p_{0v} R^2}{E_0 s} + \frac{R^4 (1 - \nu_0^2)}{E_0 s} \left[ \frac{4}{3} \left( p_{2v} + \frac{t_2}{2} \right) \cos 2\theta + \frac{1}{4} p_3 \cos 3\theta \right]; \\ v^R &= \frac{2R^4 (1 - \nu_0^2)}{E_0 s^3} \left[ \frac{1}{3} (p_{2v} - 2t_2) \sin 2\theta + 8p_3 \sin 3\theta \right]. \end{aligned} \right\} (1)$$

де  $\sigma_r, \tau_{r\theta}$  – нормальні радіальні напруження і тангенціальні зусилля по контуру труби;

$M, N$  – згинаючі моменти і нормальні сили;

$u^R, v^R$  – радіальні і тангенціальні переміщення;

$\theta$  – кут між вертикальною віссю труби і вектором;

$s$  – товщина стінки труби.

На основі розроблених залежностей (1) було виконано серію розрахунків з різними вихідними даними, а також виконано числове моделювання роботи конструкції «насип – труба – основа».

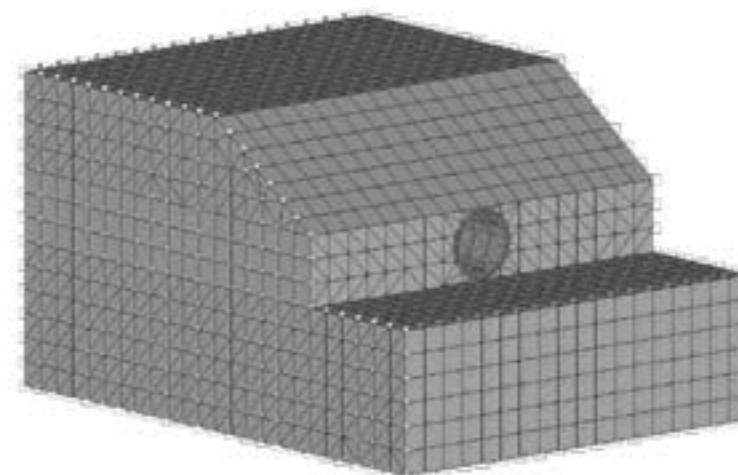
Вихідні дані для математичного моделювання:

- а) розрахунки велись з врахуванням зовнішнього навантаження – НК-80 і НК-100 та без нього;
- б) ґрунт основи: супісок, суглинок;
- в) ґрунт засипки: пісок, супісок, суглинок та їх варіація;
- г) труба із залізобетонним фундаментом та без нього;
- д) діаметр труби, м: 0,75; 1,00; 1,25; 1,50;
- е) висота засипки (насипу), м: 0,50; 1,00; 1,50; 1,75; 2,00; 2,50; 5,00; 6,00; 10,00; 12,00.

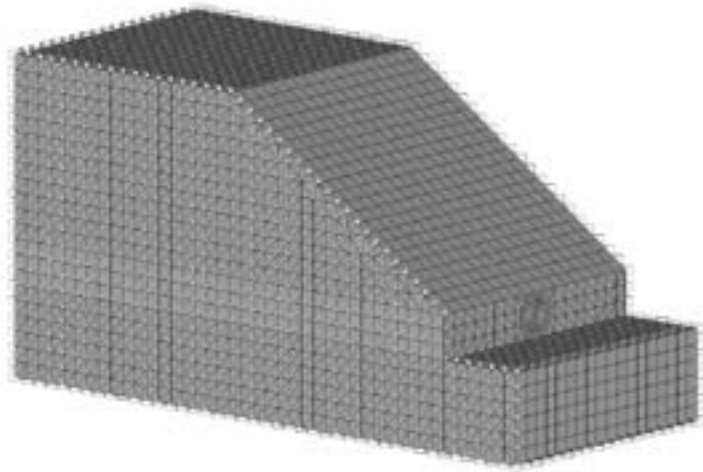
Розрахунки виконували у програмі Mathcad.

Числове моделювання виконували методом скінчених елементів за допомогою програми SCAD.

Дискретизація в об’ємній постановці задачі наведена на рисунку 2.



а)



б) Рисунок 2 – Схема дискретизації розрахункової моделі для об'ємної моделі: а) низький насип; б) високий насип

Для числового моделювання приймали ті ж вихідні дані, що і для математичного моделювання (див. вище). Проте, зважаючи на більшу можливість числового моделювання та широке зростання, останніх два десятиліття, застосування геосинтетичних матеріалів у дорожньому будівництві, нами було виконано:

- а) врахування дорожнього одягу;
- б) розрахунки обсіпки і засипки труби різними видами ґрунтів;
- в) розрахунки обсіпки труби піском на висоту від 0,50 м до 1,00 м з кроком 0,10 м при інших ґрунтах насипу і основи;
- г) розрахунок армування насипу над трубою геосинтетичними полотнами із середніми показниками:  $\gamma_{гм} = 14 \text{ кН/м}^3$ ;  $E_{гм} = 8800 \text{ МПа}$ ;  $\nu_{гм} = 0,4$ ; товщина 0,002 м;
- д) розрахунок армування насипу над трубою геосинтетичними обоймами. Розрахункові показники геобойми визначали за залежностями [2, 3].

$$E_{\partial 1} = (E_f F_f + E_m F_m) / F_{\partial}, \quad (2)$$

де  $E_f$ ,  $E_m$  – модулі деформації армування і матриці відповідно;

$F_f$ ,  $F_m$  – площі, заняті армуванням і матрицею в обраному елементі площею  $F_{\partial}$ .

$$E_z = E_f E_m / (E_m V_f + E_f V_m), \quad (3)$$

де  $E_m$  – модуль на стиск ґрунту,

$E_f$  – модуль на розтяг армуючого прошарку,

$V_m$  – вміст в долях одиниці об'єму ґрунту в армованому шарі,

$V_f$  – те ж, армуючого прошарку.

е) врахування зміни товщини обойми в межах від 0,3 м до 0,5 м та її ширини в межах від  $3d$  до  $5d$  (де  $d$  – діаметр водопропускної труби);

є) розрахунок системи із закладання геосинтетичної обойми на різній висоті над трубою для насипів висотою від 2 м до 12 м;

ж) розрахунок із застосуванням декількох обойм;

з) розрахунок системи із заміною геосинтетичної обойми залізобетонною плитою товщиною.

Деякі результати розрахунку для об'ємної і плоскої задач наведені на рисунках 3 – 8.

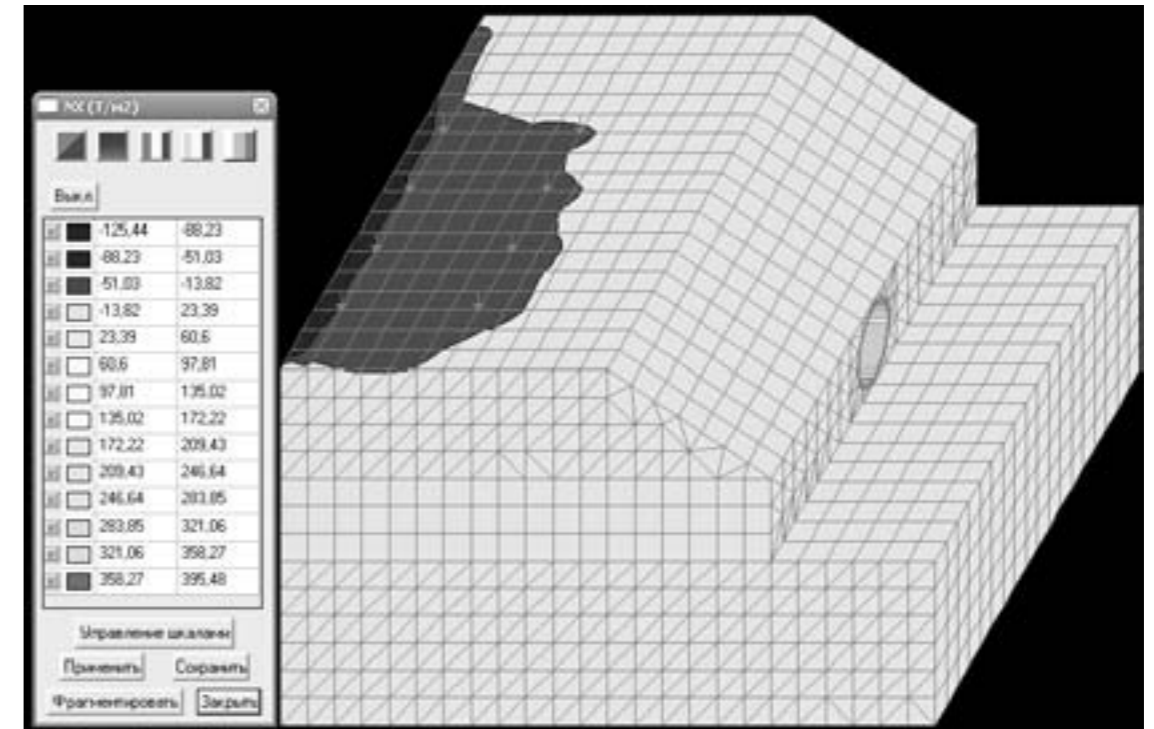


Рисунок 3 – Напруження по осі Z від навантаження НК-100, діаметр труби 1,0 м, висота насипу 2,0 м, ґрунт насипу суглинок

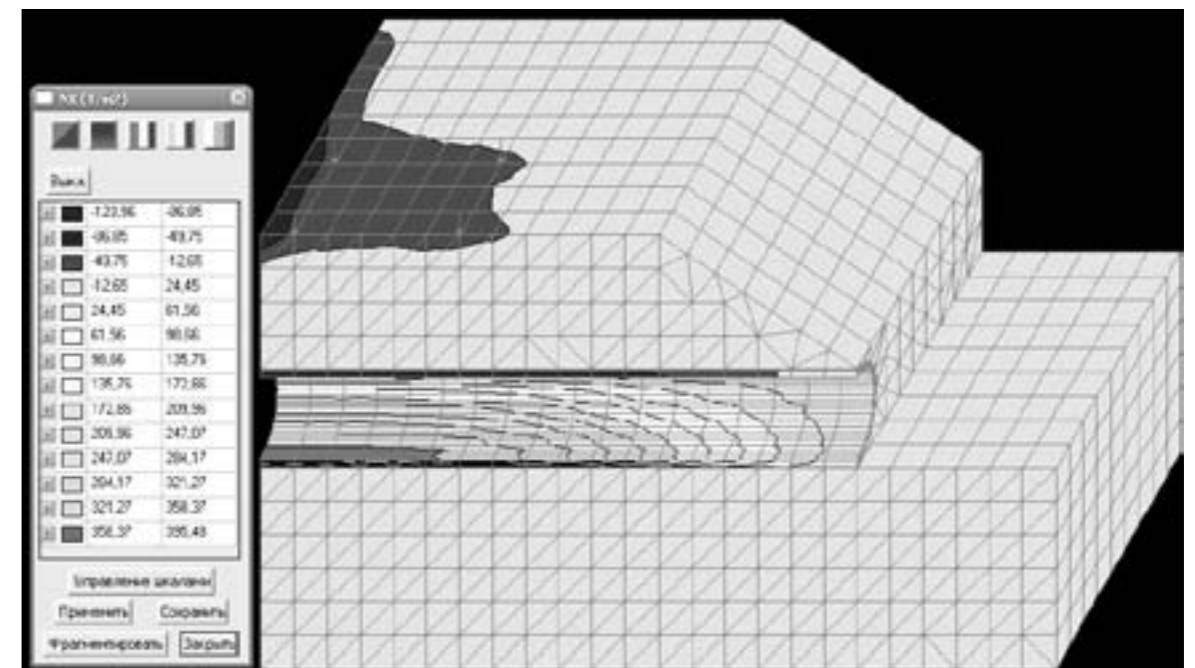


Рисунок 4 – Напруження по осі Z від навантаження НК-100 по перерізу труби

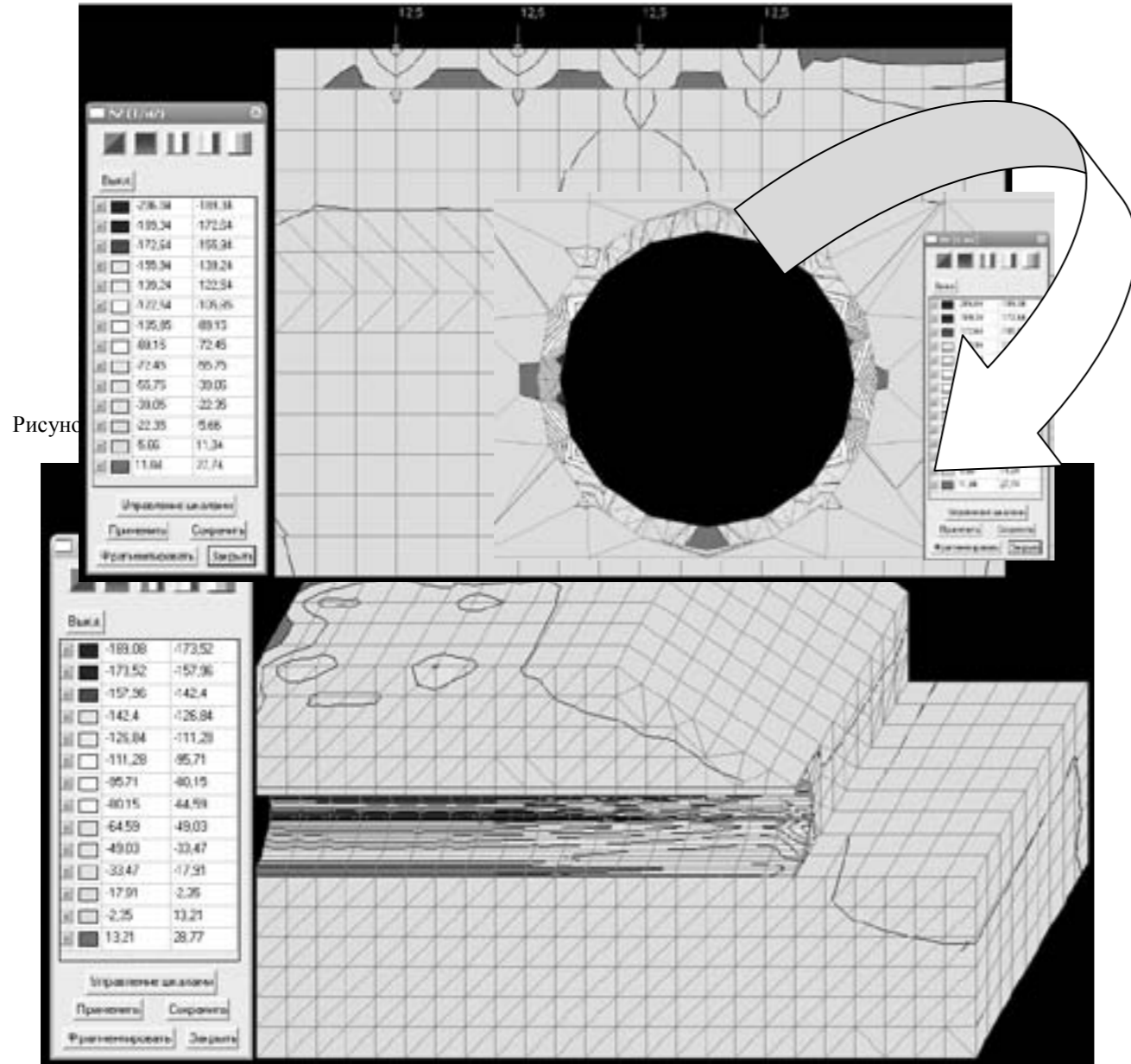


Рисунок 6

Рисунок 6 – Напруження по осі Z від навантаження НК-100, діаметр труби 1,0 м, висота насипу 2,0 м, армований геотекстилем, ґрунт насипу суглинок

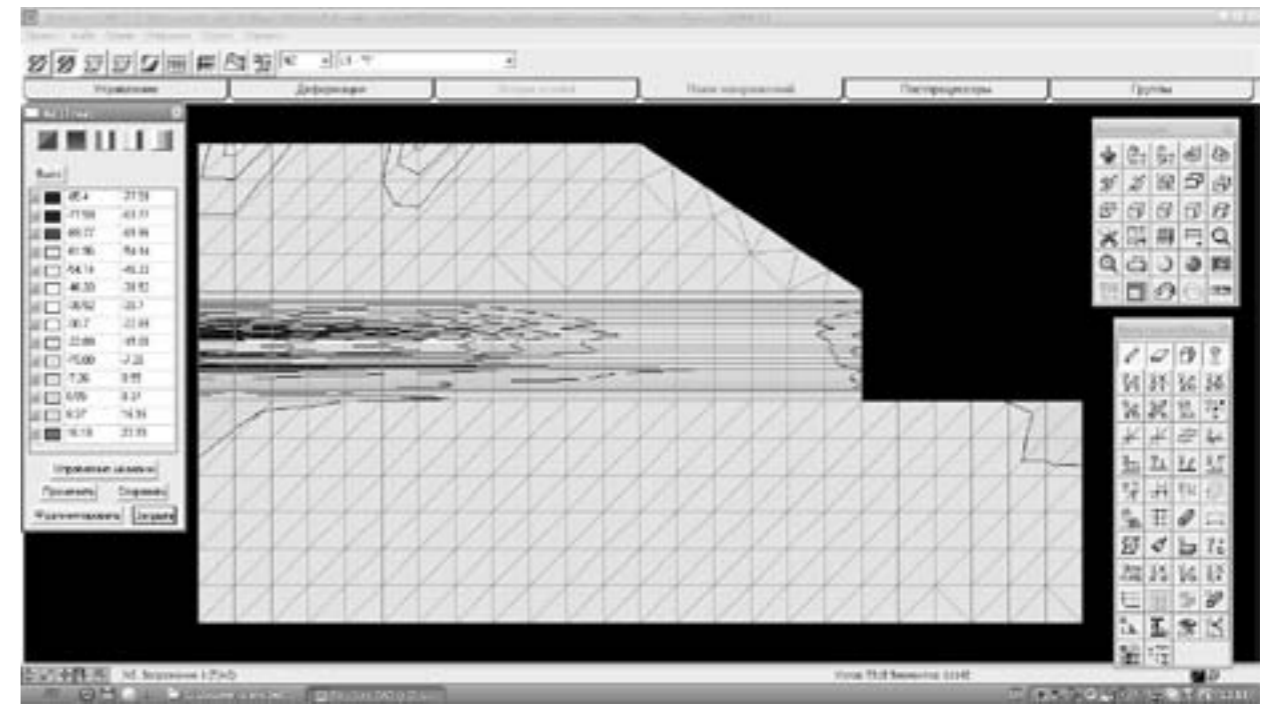


Рисунок 7 – Напруження по осі Z від навантаження НК-80, діаметр труби 1,0 м, висота насипу 2,0 м, ґрунт насипу суглинок (плоска задача)

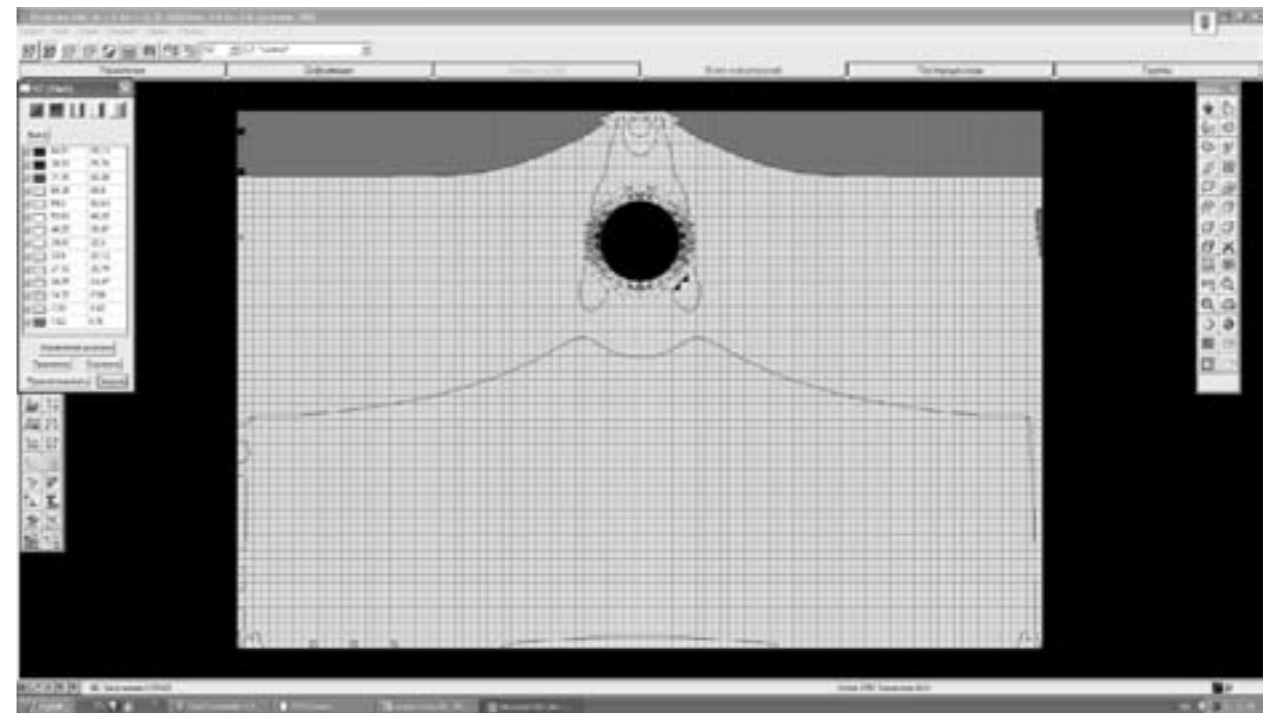


Рисунок 4 – Напруження по осі Z від навантаження НК-100, діаметр труби 1,0 м, висота насипу 2,0 м, ґрунт насипу суглинок (плоска задача)

### ВИСНОВКИ

За результатами математичного моделювання та з аналізу отриманих даних можна зробити такі висновки:

1. При зміні висоти засипки (висоти насипу) спостерігається, що природно, збільшення тиску на споруду, причому при збільшенні висоти з 0,5 м до 1,0 м всі показники (напруження, моменти в перерізі кільця, поперечні сили тощо) зростають майже у 1,5 рази, а при збільшенні від 1,0 м до 12 м величини цих показників

зростають майже на порядок і сягають для супіску напруження близько  $38 \text{ тс/м}^2$ ; згинаючий момент без врахування зовнішнього навантаження  $3,3 \text{ тсм}$ , при навантаженні НК-80 і НК-100 –  $4,5 \text{ тсм}$  при нормованому згідно з [4] – з умови міцності –  $6,58 \text{ тсм}$ , з умови розкриття тріщин –  $8,33 \text{ тсм}$ .

2. При одній і тій же висоті засипки труби з меншим діаметром знаходяться у кращому НДС (всі компоненти менші) порівняно із трубами більших діаметрів. Наприклад, для супіску напруження на трубу діаметром  $0,75 \text{ м}$  без врахування навантаження складає  $2,33 \text{ тс/м}^2$ , а для діаметра –  $1,5 \text{ м}$  –  $3,29 \text{ тс/м}^2$ .

3. При збільшенні діаметра труби і висоти засипки напруження навколо труби зростає більш плавно і в меншу кількість разів ніж моменти і нормальні сили.

4. Моменти, що виникають у трубі при  $0^\circ$  і  $90^\circ$ , майже однакові, але протилежні за знаком. Точка переходу зусиль через нуль лежить в перерізі біля  $45^\circ$ .

5. Напруження і моменти при збільшенні висоти засипки до  $1,0 \text{ м}$  зменшуються, а потім зростають. Нормальні сили, при збільшенні навантаження постійно зростають.

6. Глибина активної зони для навантаження НК (при умові  $z_{akt}=0,1\sigma_z$ ) складає близько  $4 \text{ м}$ , проте уже з глибини  $3 \text{ м}$  різниця між напруженнями, що створює НК-80 і НК-100 зменшується до  $2,5 \%$  і зменшується до нуля при збільшенні висоти засипки.

7. При нежорсткій основі зусилля в трубі залежать від її діаметра і зростають з його збільшенням (зростання не пропорційне). При жорсткій основі зусилля змінюються різкіше, але значення їх менші ніж при нежорсткій основі.

8. Нормальні зусилля при низьких насипах майже співрозмірні як при жорсткій, так і нежорсткій основах, а при високих насипах майже у  $2$  рази менші ніж при жорсткій основі. При невисоких насипах при жорсткій основі моменти, які виникають в трубі більші ніж при нежорсткій основі. При високих насипах вони майже однакові, але зростання при жорсткій основі більш плавніше ніж при нежорсткій. При жорсткій основі моменти при збільшенні насипу у  $5$  разів збільшуються у  $2$  рази, при нежорсткій основі – у  $6$  разів, тому при жорсткій основі труба працює у більш сприятливому напружено-деформованому стані.

9. Раціональним кутом обхвату труби при нежорсткій основі є кут  $180^\circ$  в незалежності від висоти насипу і діаметра труби. При жорсткій основі раціональним є кут обхвату близький до  $90^\circ$  і при цьому грунт засипки немає значення.

10. Для засипки труби краще використовувати грунт, що має більші модуль пружності (деформації) і кут внутрішнього тертя (наприклад пісок), про що свідчать менші величини компонентів НДС.

За результатами числового моделювання та з аналізу отриманих даних можна зробити такі висновки:

1. При зміні висоти засипки (висоти насипу) спостерігається та ж зміна зусиль, що і при математичному моделюванні.

2. Напруження при однаковій висоті засипки майже однакові для різних діаметрів.

3. При збільшенні висоти насипу, спостерігається та ж тенденція, що і при математичному моделюванні, спочатку напруження зменшуються при зміні висоти засипки від  $0,5 \text{ м}$  до  $4,0 \text{ м}$ , а потім зростають. Та ж тенденція спостерігається і для деформацій.

4. Аналіз трьох видів ґрунтів засипки свідчить (менші компоненти напруження), що раціональним ґрунтом для обсіпки є пісок.

5. Армвання обсіпки одиничним полотнами не покращує напружено-деформований стан системи.

6. Застосування геосинтетичної обійми покращує напружений стан системи, що видно із більш рівномірного розподілу ізоліній напружень і деформацій.

7. Зміна товщини обсіпки з  $0,3 \text{ м}$  до  $0,5 \text{ м}$  не призводить до суттєвого покращення НДС системи. Так само, як збільшення ширини обійми з трьох діаметрів труби до п'яти діаметрів труби.

8. Наявність геосинтетичної обійми дозволяє покращити розподіл деформацій при зростанні зовнішнього навантаження, у даному випадку від НК-80 до НК-100.

9. Застосування залізобетонної плити (товщиною  $0,2 \text{ м}$ ) над трубою на висоті  $0,5 \text{ м}$  дозволяє суттєво покращити НДС системи – рівномірні деформації і плавна зміна напружень. Проте, абсолютні значення цих компонентів зросли майже на  $30 \%$ . Ця закономірність стосується тільки насипів до  $5 \text{ м}$ .

10. Застосування двох геосинтетичних обійм товщиною  $0,3 \text{ м}$  і кроком  $0,5 \text{ м}$  призводить до однакового розподілу напружень, як і при застосуванні залізобетонної плити, але розподіл напружень гірший, тому їх застосування не є доцільним.

11. Для насипів висотою  $5 \text{ м}$  і вище не є доцільним застосування геосинтетичних обійм або залізобетонних плит над водопропускними трубами, оскільки вони не призводять до суттєвого покращення НДС системи.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Чечуга О.С. Удосконалення методу проектування круглих водопропускних труб на автомобільних дорогах: дис. ... канд. техн. наук: 05.22.11 / Чечуга Олександр Сергійович. – К., 2010. – 225 с.

2. Тимофеева Л.М. Армирование грунтов (теория и практика применения). Ч.1. Армирование основания и армогрунтовые подпорные стены / Тимофеева Л.М. – П.: ППИ. 1991. – 478 с.
3. Рубан О.А. Устойчивость слоистых грунтовых сооружений на деформируемом основании: Монография / Рубан О.А. – Днепропетровск: ПГАСиА, 2005. – 182 с.
4. Звенья железобетонные круглых и прямоугольных водопропускных труб под железные и автомобильные дороги. Технические условия: ОСТ 35-27.0-85. – Введ. 01.07.86 до 01.07.91 Группа ЖЗЗ. – М.: Минтранс СССР, 1986. – 32 с.

УДК 622.1 :625.745.2

Шилін І.В., канд. техн. наук, Грицук Ю.В., канд. техн. наук

## РОЗРОБКА АЛГОРИТМУ ПІДБОРУ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ВОДОПРОПУСКНИХ ТРУБ НА ТЕХНОГЕННО-ДЕФОРМОВАНИХ ТЕРИТОРІЯХ

**Анотація.** В статті розглянуто актуальну проблему підбору конструктивних елементів водопропускних труб при проектуванні автомобільних доріг на техногенно-деформованих територіях. Запропоновано алгоритм аналізу лінійних переміщень при розрахунку елементів системи «навантаження – насип – труба - основа»

**Ключові слова:** автомобільна дорога, водопропускна труба, зрушення земної поверхні, техногенно-деформовані території, метод скінчених елементів, переміщення, деформація

**Анотация.** В статье рассматривается актуальная проблема выбора конструктивных элементов водопропускных труб при проектировании автомобильных дорог на техногенно-деформированных территориях. Предложен алгоритм анализа линейных перемещений при расчете элементов системы «нагрузка – насыпь – труба - основание».

**Ключевые слова:** автомобильная дорога, водопропускная труба, сдвигание земной поверхности, техногенно-деформированные территории, метод конечных элементов, перемещение, деформация.

**Abstract.** The article deals with the problem of choosing design elements of culverts in the design of roads on techno-deformed areas. The algorithm for the analysis of linear displacement in the calculation of the elements of the system "load - mound - tube - foundation" is shown.

**Keywords:** road, culvert, land surface displacement, technologically-shaped territory, finite element method, the movement, deformation.

**Актуальність питання.** Згідно даних Державної служби автомобільних доріг України – Укравтодор, станом на 01.01.2009 року, кількість водопропускних труб на автомобільних дорогах України сягає  $129\ 631$  шт, тобто приблизно  $0,8$  труби на один погонний км автомобільної дороги. Більшість з них розташована на територіях із змінним рельєфом, що є також характерним для східної України.

В місцях розробки корисних копалин підземним способом (Донецька, Луганська обл.) відбувається техногенна деформація земної поверхні, яка призводить до значних змін в формі рельєфу, а відповідно і в умовах функціонування інженерних споруд [1, 2], що, в свою чергу, призводитиме до їх передчасного руйнування. Особливості конструкції водопропускних труб, які розташовані на автомобільних дорогах та підпадають під вплив зрушення товщі гірських порід внаслідок розробок корисних копалин підземним способом, пояснюють значні матеріальні витрати на відновлення робочого стану та досить тривалі терміни виконання цих робіт.

Таким чином, вибір оптимальної конструкції водопропускних труб, що розташовані на автомобільних дорогах на техногенно-деформованих територіях є актуальною задачею, яка потребує вирішення.

**Стан питання.** Питаннями захисту інженерних споруд на техногенно-деформованих територіях в тій чи іншій мірі займалися багато фахівців суміжних галузей будівництва. Однак, захист інженерних споруд на автомобільних дорогах, в наступний час, практично не має нормативного обґрунтування (виключенням є мостові споруди для яких є методики розрахунку та положення для проектування). Такий стан проблеми характеризується як об'єктивними так і суб'єктивними причинами.

Покращити стан захисту інженерних споруд на автомобільних дорогах, які розташовані на техногенно-деформованих територіях, можливо двома шляхами: методом паралельного переносу методик, які розроблені в суміжних областях будівництва або адаптацією сучасних математичних методів з використанням просторової схеми вирішення інженерних задач.

Таким чином метою статті є розробка алгоритму підбору конструктивних елементів водопропускної труби на автомобільній дорозі, яка підпадає під негативний вплив розробки корисних копалин підземним способом.

**Основний матеріал.** Форма процесу зрушення земної поверхні внаслідок розробки корисних копалин підземним способом відбувається за фізичними закономірностями, які описуються, з різним ступенем ймовірності, чисельними математичними рівняннями [3, 4]. Таким чином, прогнозування процесу деформації основи, з достатньою для інженерних розрахунків точністю, нормативно обґрунтоване та не визиває труднощів. Але, при проектуванні будівництва нових водопропускних труб на автомобільних дорогах або при реконструкції існуючих ці данні зазвичай не враховуються.

Також слід відзначити, що якимось чином впливати на процес розробки корисних копалин або на збереження охоронних ціликів під автомобільними дорогами не має можливості, тому єдиним можливим рішенням є розробка запобіжних мір (в тому числі і підбір конструктивних елементів за оптимальними геометричними розмірами), які б зменшили негативний вплив на працездатність споруд протягом всього терміну експлуатації.

До таких запобіжних засобів можливо віднести: підбір раціональних матеріалів; визначення раціонального розташування споруди; підбір найбільш раціональних за геометричними параметрами конструктивних елементів водопропускних труб (з метою зменшення лінійних параметрів деформацій - вертикального осідання ланок або їх горизонтального переміщення - стискання/розтягання тіла труби чи поворот ланок).

Згідно із вимогами [5] рекомендовано застосовувати фундаментну конструкцію під оголовками та ланками водопропускних труб на автомобільних дорогах.

Розрахункова схема деформації водопропускної труби на автомобільній дорозі, яка розташована на техногенно-деформованих територіях, наведена на рис. 1.

Розв'язання задачі здійснюватиметься в програмному комплексі SCAD з використанням методу скінчених елементів (МСЕ) у просторовому вигляді.

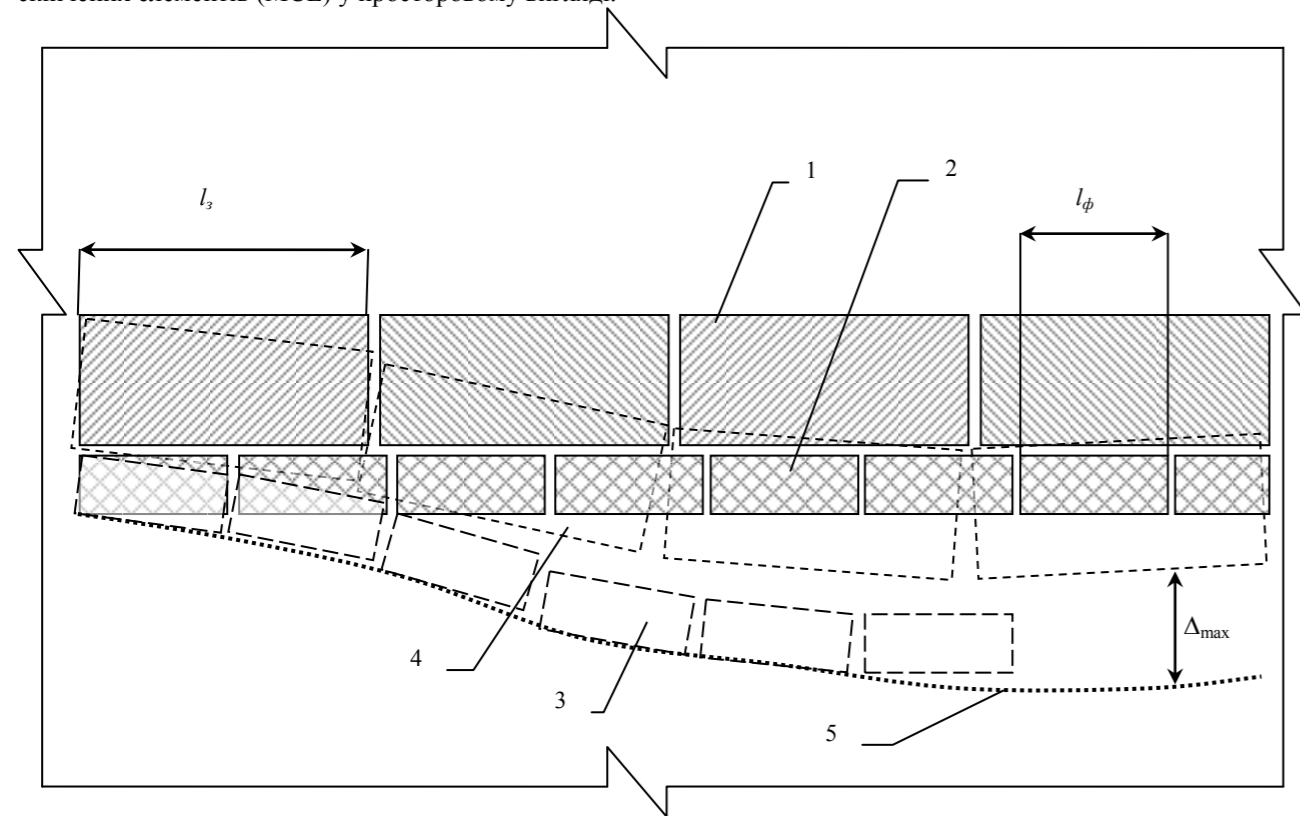


Рисунок 1 – Розрахункова схема деформації водопропускної труби внаслідок переміщення (зрушення) основи: 1 – проектне положення ланки труби; 2 – проектне положення блоку фундаменту; 3 – положення блоку фундаменту після переміщення; 4 – положення ланки труби після переміщення; 5 – очікувана лінія опису переміщення основи;  $l_s$  – довжина ланки труби;  $l_\phi$  – довжина блоку фундаменту;  $\Delta_{max}$  – максимальне значення вертикального переміщення на ділянці.

Для спрощення розрахунку приймаємо декілька припущень:

- в якості моделі зрушення земної поверхні прийнята симетрична муфта осідання;
- в розрахунках розглядаються деформації, що пов'язані із руйнуванням конструкцій труби та її цілісністю (зміна форми ланок труби, поздовжні та поперечні тріщини в ланках труби, руйнування захисного шару та оголення арматури в тілі труби, деформація або руйнування оголовків, випадки повного руйнування ланок труби, розтягнення ланок труби уздовж осі, просідання тіла труби відносно оголовків, просідання окремих кілець в тілі труби, просідання насипу над трубою);

- в розрахунках розглядаються тільки «жорсткі» труби (залізобетонні) – тобто для яких виконують розрахунки без урахування деформацій конструктивних елементів самої споруди;
- розрахунок виконується за другою групою граничного стану споруди – за деформаціями основ і фундаментів;
- в якості моделі основи прийнята модель реальної ґрунтової споруди або основи – це модель, що базується на чисельних методах, які дозволяють отримувати достатньо близькі до аналітичних рішення розподілу напружень під дією розподілених і зосереджених сил без розробки аналітичної залежності, в нашому випадку за допомогою МСЕ.

Факторами, які будять піддаватися варіюванню прийняті:

- висота засипки над трубою;
- довжина ланки труби;
- діаметр отвору ланки труби;
- форма оголовків ланки труби;
- довжина лекального блоку фундаменту труби;
- ширина лекального блоку фундаменту труби;
- товщина лекального блоку фундаменту труби;
- товщина щелевеної «подушки» під фундаментом ланок труби та оголовків.

Відомо [6], що розрахункова модель конструкції МСЕ складається з двох частин: розрахункової схеми і набору апроксимуючих функцій. За розрахункову схему можна вважати графічне або зорове представлення конструкції, складене з набору скінчених елементів (СЕ), зв'язків між ними, і граничних умов закріплення.

Напружений і деформований стан розрахункової моделі водопропускної труби розглядається як лінійна комбінація станів окремих елементів системи «навантаження – насип – труба – основа», що задовольняє умовам спільності деформації і рівноваги.

Загальний алгоритм складання розрахункової моделі системи для вирішення запропонованої задачі за допомогою МСЕ складається із конструктивного рішення у вигляді розрахункової схеми, кодування всієї інформації про розрахункову модель і одержання ряду числових масивів, кожен з яких має певний смисловий зміст:

1. загальний опис системи і задачі в цілому;
2. структура системи;
3. геометрія системи;
4. граничні умови;
5. характеристики матеріалів;
6. дані про навантаження;
7. дані для обробки результатів.

Для моделювання роботи підсистеми «основа – труба» застосовується модель пружного напівпростору, тобто, ґрунт є лінійно-деформованим середовищем, а конструктивні елементи водопропускної труби володіють властивостями залізобетону.

Алгоритм задавання лінійних переміщень для розрахунку підсистеми «основа - труба» виконується в наступній послідовності (рис. 2).

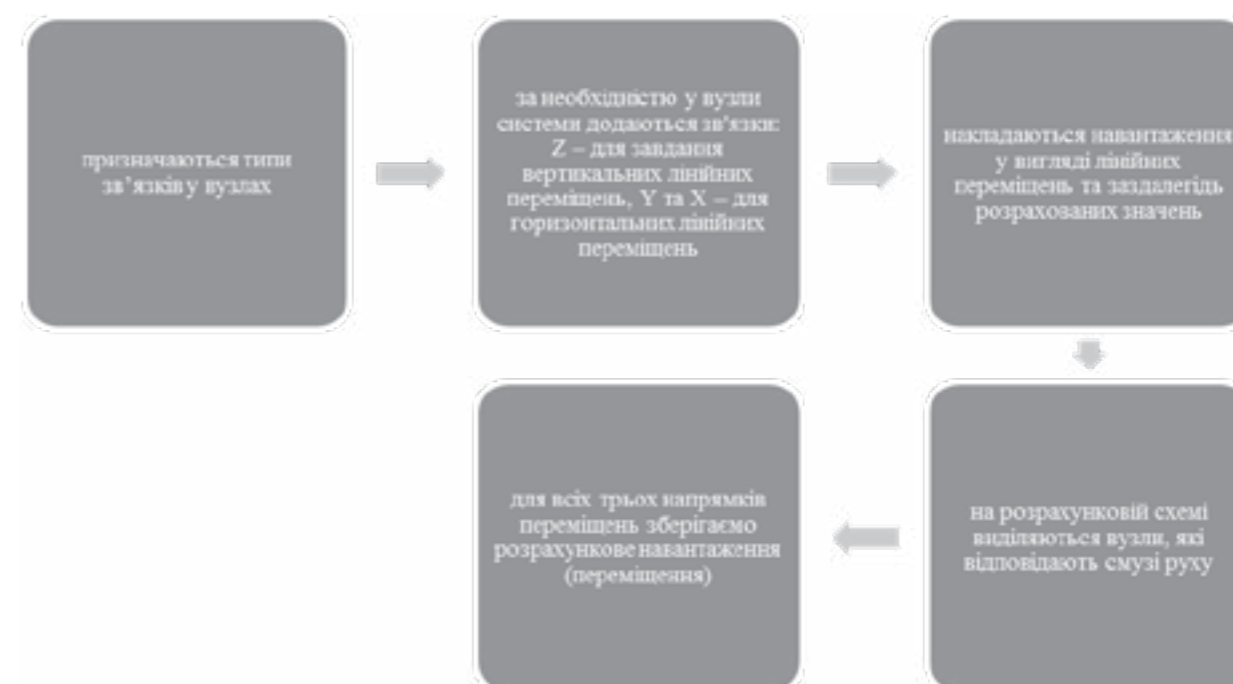


Рисунок 2 – Схема задавання лінійних переміщень для підсистеми «основа-труба».

Класична задача із використанням МСЕ основана на обмежені переміщень та кутів повороту вузлів, тобто забезпечується стабільність основи (її недеформативність). В постановці, що розглядається основною задачею є навпаки, відома деформативність основи (лінійні параметри зрушення в горизонтальній та вертикальній площині), що викликає певні труднощі при накладанні граничних умов при розрахунку ґрунтового напівпростору.

Таким чином, виникла необхідність використання МСЕ за відомими значеннями переміщень вузлів. Для розрахунку на задані зміщення зв'язків в SCAD передбачено використання нуль-елементів. Вони є комбінацією послідовно сполучених один з одним пружин додатної (С) та від'ємної (-С) жорсткості. Оскільки для послідовно сполучених елементів піддатливості 1/С і 1/(-С) підсумовуються, то отриманий елемент сумарної нульової піддатливості є абсолютно жорстким зв'язком по відношенню до взаємного зсуву його крайніх вузлів. Якщо в якості зовнішньої дії на систему необхідно прикласти примусове переміщення пари зовнішніх вузлів на величину Δ, відповідно буде достатньо прикласти до внутрішнього вузла нуль-елемента силу  $P = CΔ$  і зрівноважити її в іншому вузлі.

Отже, розрахунок на задане переміщення еквівалентний розрахунку на силу Р, прикладену у вузлі, за напрямком, співпадаючим з переміщенням Δ.

Ґрунтуючись на результатах досліджень [7] системи «основа-труба» за допомогою МСЕ, для подальшого розрахунку були прийняті прямокутні елементи з розміром сторін 10×10×10 см.

Після виконання наведеного алгоритму з'являється можливість виконання лінійного розрахунку та отримання ізолінії напружень.

В результаті варіантного підбору конструктивних елементів водопропускної труби (з урахуванням варіативних факторів) є можливість отримання оптимальної (за геометричною ознакою) конструкції, яка б враховувала параметри зрушення земної поверхні (деформативність основи) та містила мінімальні вертикальні та горизонтальні деформації.

*Висновки.* Запропонований алгоритм підбору конструктивних елементів водопропускних труб на автомобільних дорогах, розташованих на техногенно-деформованих територіях дозволить більш раціонально використовувати існуючі типові розміри елементів конструкції для зменшення негативних наслідків зрушення земної поверхні внаслідок підземних гірничих робіт, а в деяких випадках і повністю їх компенсувати.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. Иофис М.А. Сдвигение земной поверхности и охрана сооружений во Львовско-Волыньском бассейне/ М.А. Иофис// Уголь Украины.–Л.: 1962. – №12. – С.22-24.
2. Исследование сдвижений и деформаций горных пород и земной поверхности для рекомендаций по проектированию и строительству автомобильных дорог на подрабатываемых территориях.: Отчёт по НИР./ ГФ ДПИ -№ГР 75064881. –г. Горловка, 1980. – 203с.
3. Правила підробки будівель, споруд та природних об'єктів при видобуванні вугілля підземним способом: ГСТУ 101.00159226.001-2003. – [Чинний від 2003–11–22] – К. :Мінпаливенерго України, 2003. – 126 с.– табл. – (Національні стандарти України). – Текст: рос., укр.
4. Колбенков С.П. Аналитическое выражение типовых кривых сдвижения поверхности / С.П. Колбенков– Л.: сб. трудов ВНИМИ., 1961г. – вып. №43 – С.46-49.
5. Мости та труби. Основні вимоги проектування ДБН В.2.3-22:2009 – [Чинний від 20095-11-11]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 73 с– (Державний стандарт України)
6. Городецкий А.С. Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений / А.С. Городецкий, В.И. Запороцкий, А.И. Лантух-Лященко, А.О.Рассказов. – М.: Транспорт, 1981. – 144 с.
7. Попов А. Н. Характерні деформації водопропускних труб автомобільних доріг / А.Н.Попов, Б.І. Злочевський, А.Б. Ліневич – тр. СоюздорНДІ, 1972. – Вип. 59. – 180 с.

УДК 628.39

Юрченко В.А., д-р техн. наук, Михайлова Л.С., Ячник М.В.

#### ЗАЩИТА ПРИРОДНЫХ ЭКОСИСТЕМ ОТ ЗАГРЯЗНЕНИЯ ЛИВНЕВЫМИ СТОКАМИ С МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ НА ВОДОТОКАХ

**Анотація.** В експериментальних дослідженнях установили, що під час дощу зливові стоки з мостових споруджень у 2-6,4 рази підвищують концентрацію завислих речовин і нафтопродуктів у річковій воді. Механічна обробка (фільтрування через природні матеріали) не забезпечує очищення поверхневих стоків такого складу до нормативних вимог.

**Ключові слова:** зливовий стік з мостів, забруднення водотоків, охорона поверхневих вод, механічні методи очищення, фільтруючий патрон.

**Анотация.** В экспериментальных исследованиях установили, что во время дождя ливневые стоки с мостовых сооружений в 2-6,4 раза повышают концентрацию взвешенных веществ и нефтепродуктов в речной воде. Механическая обработка (фильтрация через природные материалы) не обеспечивает очистку поверхностных стоков такого состава до нормативных требований.

**Ключевые слова:** ливневой сток с мостов, загрязнение водотоков, охрана поверхностных вод, механические методы очистки, фильтрующий патрон.

**Abstract.** It has been found in experimental studies, that storm runoff from bridges increase the concentration of suspended solids and petrochemicals in the river water in 2-6,4 times in the rain. The mechanical processing (filtering through natural materials) does not provide cleaning of the surface runoff of this composition to the regulatory requirements.

**Keywords:** storm runoff from bridges, polluting of the watercourse, protection of surface water, mechanical cleaning methods, the filter cartridge.

К числу наиболее значимых социально-экономических последствий модернизации и развития сети автомобильных дорог в Украине можно отнести сокращение негативного влияния транспортно-дорожного комплекса на окружающую среду. Проблема очистки ливневых и талых вод с полотна шоссейных дорог вне города довольно мало изучена. Даже в развитых европейских странах вопрос о необходимости очистки поверхностного стока с шоссейных дорог, проходящих вне города, был поставлен на повестку дня только в последние годы. Вместе с тем при строительстве и эксплуатации шоссейных дорог первой категории при интенсивности транспортного потока 80000 – 100000 автомобилей в сутки загрязнение ливневых и талых сточных вод нефтепродуктами, взвешенными веществами, тяжелыми металлами достигает экологически опасных уровней. Особенно остро стоит вопрос по очистке ливневого стока с мостов и эстакад при пересечении рек и водоемов [1].

Основными загрязняющими компонентами поверхностного стока, формирующегося на поверхности автомобильных дорог, являются смываемые с поверхностей пыль, бытовой мусор, вымываемые компоненты дорожных покрытий, продукты истирания шин, а также нефтепродукты. Концентрации загрязняющих веществ в ливневых водах по разным источникам существенно отличается. Так, концентрации взвешенных веществ в поверхностных сточных водах по данным разных источников колеблются от 53 до 20000 мг/дм<sup>3</sup>, содержание нефтепродуктов – от 6 до 87,5 мг/дм<sup>3</sup> [1]. Большой диапазон разброса концентраций объясняется большим разнообразием условий загрязнения и отсутствием унифицированных методов измерений. Но при всех приведенных концентрациях сброс неочищенных ливневых вод с дороги в реки согласно «Правил охорони поверхневих вод від забруднення зворотними водами, затверджені постановою Кабінету Міністрів України від 25.03.99 № 465» [2] и «Рекомендацій по запобіганню забруднення довкілля поверхневими стоками з автомобільних доріг РБ 2.2-218-03450778-310-2004» [3] не допустим.

Цель данной работы – экспериментальная оценка загрязнения речных вод после мостовых переходов и прогнозная оценка предлагаемых способов очистки ливневого стока с мостов при пересечении рек и водоемов. Контроль химического состава речных вод выполняли согласно нормативным методикам по анализу поверхностных вод в Украине [4].

В настоящее время именно воздействием транспорта в значительной мере определяется качество вод пересекаемых водотоков [1, 5]. Как показали наши данные контроля состава речных вод (во время дождя) до и после моста в г. Харькове (табл.1), загрязнение воды в р. Харьков после пересечения трассы увеличивается и достигает значений, превышающих ПДК по всем контролируемым показателям (концентрации взвешенных веществ, нефтепродуктов, аммонийного азота и ХПК), что согласуется с данными российских специалистов [1]. Суммируя наши данные и данные [1], можно заключить, что концентрации взвешенных веществ и нефтепродуктов в речной воде после пересечения мостовых переходов повышаются в 2-6,4 раза.

Таблицы 1 – Влияние на состав речных вод пересечения с мостовыми переходами

Водные объекты и документы, нормирующие концентрации загрязнений при сбросе сточных вод в водоемы	Показатели							
	Взвешенные вещества.		Нефтепродукт-ты, мг/дм <sup>3</sup>		ХПК, мг/дм <sup>3</sup>		Азот аммонийный, мг/дм <sup>3</sup>	
	До моста	После моста	До моста	После моста	До моста	После моста	До моста	После моста
р.Харьков	21	53	0,2	0,4	30	80	0,8	1,4
р.Охта [1]			0,3	1,94				
ПДК для водоемов культурно-бытового назначения	+0,75		0,3		Не нормир.		2,0	

ПДК для водоемов рыбо-хозяйственного назначения	+0,75	0,05	Не нормир.	0,5
ПДК (приказ №451 Минагрополитики и продовольствия Украины) [6]	25 мг/дм <sup>3</sup>	Не нормир.	50	0,5-1,0

Одной из задач водоочистки является сокращение сброса загрязненных ливневых стоков с мостов автомобильных дорог. Для решения этой задачи необходимо предусматривать устройство соответствующих очистных сооружений при проектировании автодорожных мостов. Согласно исследованиям, проведенным ФГУП «РОСДОРНИИ», при строительстве и реконструкции мостов на территории РФ в настоящее время применяются несколько типов очистных сооружений (рис. 1).



Рисунок 1 - Сооружения, используемые при очистке ливневых стоков на мостовых переходах [7]

Для обработки смывов с мостовых переходов в первую очередь строятся очистные сооружения индивидуального проектирования из сборного и монолитного железобетона. Это вызвано тем, что в дорожной отрасли отсутствуют конкретные требования к очистным сооружениям, поэтому их проектирование и строительство выполняется по типу, используемому для промышленных предприятий [7].

Из приведенных на рис. 1 очистных сооружений наиболее простыми и экономными в исполнении являются устройства в виде комбинированного фильтрующего патрона. Тем не менее, они должны обеспечивать очистку поверхностных сточных вод с мостов до норм сброса в водоемы рыбохозяйственного значения. Применение фильтрующего патрона осуществляется при невозможности размещения очистного сооружения за пределами конструкции моста, с учетом результатов проведения технико-экономического обоснования. Установка фильтрующего патрона осуществляется, как правило, на опорах моста с двух сторон. Сточные воды по двухскатному поперечному профилю моста собираются на лотках вдоль проезжей части, где они стекают в водоприемные решетки, расположенные выше фильтрующего патрона. По водоприемному коллектору загрязненный сток попадает на подающий лоток, по которому стекает на фильтр очистки от крупных предметов и мусора фильтрующего патрона. Затем в среднюю часть фильтрующего патрона, где в процессе прохождения через синтетический или природный фильтрующий материал, происходит осаждение основной части взвешенных частиц и нефтепродуктов. Далее частично очищенные сточные воды поступают в сорбционный блок на основе угольных фильтров, где происходит более глубокое удаление из воды взвешенных веществ и нефтепродуктов. После прохождения фильтров, очищенные сточные воды через выпускной коллектор сбрасываются в водоем [7].

Очистные устройства в виде фильтрующего патрона устанавливаются на мостах в Украине, например в Черкасской области на р. Вильшанка (рис.2). Однако данный фильтрующий патрон содержит только

природные фильтрующие материалы (щебень, гравий, песок) и не содержит сорбционного блока, что снижает эффективность очистки от мелкодисперсных загрязнений.

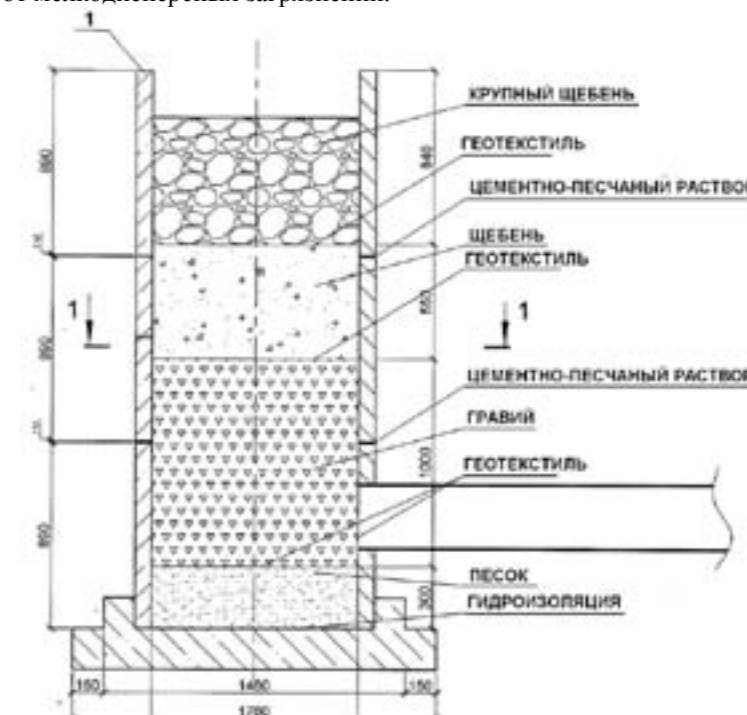


Рисунок 2 - Очистное устройство на мостах

Очистное устройство такого типа является сооружением механической очистки сточных вод, предназначенным для удаления из воды крупнодисперсных суспендированных веществ, в том числе взвешенных веществ и нефтепродуктов. В фильтрах с зернистой загрузкой предусматривается фильтрование сверху вниз, скорость фильтрования достигает 5-10 м/ч. При этом продолжительность использования нерегенерируемого фильтранта составляет не менее 3-4 месяцев. При эксплуатации такого устройства также необходимо предусмотреть решение вопроса утилизации отработанного материала [8]. Загрязнение смывов с автомобильных дорог, принимаемое при расчете и проектировании систем сбора, отведения и очистки поверхностного стока в Российской Федерации [5], составляет по взвешенным веществам - 1000-3000 мг/дм<sup>3</sup> и по нефтепродуктам - 20-25 мг/дм<sup>3</sup>. По данным наших измерений, в г. Харькове смывы с дорожного полотна на мосту в первые 20 мин дождя содержат 150-870 мг/дм<sup>3</sup> взвешенных веществ и 11-41 мг/дм<sup>3</sup> нефтепродуктов. Прогноз надежности защиты природных водоемов от загрязнения сточными водами такого состава с помощью только механических методов очистки (фильтрованием через природные материалы) весьма негативный. Эффект очистки на таких сооружениях составляет до 80% по нефтепродуктам и взвешенным веществам, что не обеспечит достижения нормативно допустимого уровня концентраций по этим загрязнителям. Остаточные концентрации взвешенных веществ и нефтепродуктов после такой обработки согласно расчетом будут составлять:

- 200-600 мг/дм<sup>3</sup> взвешенных веществ и 4-4,5 мг/дм<sup>3</sup> нефтепродуктов (если исходное загрязнение смывов принять по [5]);
- 30-174 мг/дм<sup>3</sup> взвешенных веществ и 2,2-8,2 мг/дм<sup>3</sup> нефтепродуктов (если исходное загрязнение смывов принять по данным наших измерений в г. Харькове).

Эти концентрации превышают допустимые при сбросе поверхностных сточных вод в водоемы культурно-бытового и тем более рыбо-хозяйственного назначения в Украине (25 мг/дм<sup>3</sup> по взвешенным веществам и 0,05- 0,3 мг/дм<sup>3</sup> по нефтепродуктам).

А для удаления специфических загрязняющих компонентов, растворяющихся в воде, - аммонийного азота - необходимо применять специальные методы очистки либо на завершающем этапе очистки, либо использование комбинированных сооружений, включающих сорбцию, биосорбцию или ионный обмен.

Проведенные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Во время дождя ливневые стоки с мостовых сооружений повышают концентрации взвешенных веществ, нефтепродуктов, аммонийного азота и ХПК в речной воде. Загрязнение воды в р. Харьков после пересечения трассы достигает значений, превышающих ПДК по всем контролируемым показателям.

2. Использование только механических методов очистки ливневых смывов с мостов (фильтрование через природные материалы) не позволит достичь ПДС по концентрации взвешенных веществ, нефтепродуктов и аммонийному азоту.

ЛИТЕРАТУРА

1. Леонов Е.А. Проблемы очистки сточных вод с поверхности автомобильных дорог на примере кольцевой автомобильной дороги вокруг Санкт-Петербурга. / Е.А. Леонов, М.С. Михайлова // Жизнь и безопасность. - 2002. - № 3. - С. 280-286.
2. Правила охорони поверхневих вод від забруднення зворотними водами, затвержені постановою Кабінету Міністрів України від 25.03.99 № 465.
3. Рекомендацій по запобіганню забруднення довкілля поверхневими стоками з автомобільних доріг РБ 2.2-218-03450778-310-2004.
4. Перелік атестованих та тимчасово допущених до використання методик визначення складу, властивостей та забруднюючих речовин проб природних та стічних вод.
5. Рекомендации по расчету систем сбора, отведения и очистки поверхностного стока с селитебных территорий, площадок предприятий и определению условий выпуска его в водные объекты. Федеральное Агентство Российской Федерации по строительству и жилищно-коммунальному хозяйству (РОССТРОЙ). ФГУП «НИИ ВОДГЕО». - Москва. – 2006.
6. Про затвердження Нормативів екологічної безпеки водних об'єктів, що використовуються для потреб рибного господарства. Міністерство аграрної політики та продовольства України. Наказ №471 від 30.07.2012. Зареєстровано в Міністерстві юстиції України 14 серпня 2012 за № 1369/21681.
7. Бобков А.В. Очистка загрязненных ливневоков на мостах автомобильных дорог / А.В. Бобков, О.А. Бобкова // ДОРОГИ И МОСТЫ. – М.: ФГУП «РОСДОРНИИ», 2011. – № 3. - С. 253 – 261.

З М І С Т

	стр.
<b>Бошота В.В.</b> Вплив площі басейну стоку на параметри ексфільтраційних траншей	5
<b>Гамеляк І.П.,Гордієнко А.С.</b> Протиерозійний захист при будівництві та реконструкції автомобільних доріг	11
<b>Дмитренко Л.А.,Гамеляк І.П.,Шатило Т.В., Строкач С.Л</b> Дослідження впливу швидкості навантаження та ширини зразка на механічні властивості термоскріпленого геотекстилю	18
<b>Дубик О.М.</b> Розрахунок на міцність захисних залізобетонних обойм безнапірних труб дощових мереж від дії дорожнього покриття і тиску тягача нк-80	23
<b>Єрмакова І.А.</b> Екологічний підхід при будівництві будівель і споруд на насипах	29
<b>Жук В.М., Павлишин В.Г.</b> Метод гідралічного розрахунку нестационарних гідралічних процесів у блочних очисних спорудах дощових стічних вод	35
<b>Льченко В.В.,Слінчук П.Б., Сергєєв О.С.</b> Аналіз стану штучних споруд на території полтавської області, збудованих на початку хх століття	41
<b>Кривенко Ю.М., Елятинський А. О., Кривенко А.Ю.</b> Про необхідність і спосіб контролю температури поверхні аеродромів та автошляхі	44
<b>Кузю М. Т.</b> Моделювання вертикальних зміщень ґрунтового масиву в процесі його осушення	49
<b>Литвиненко А.С.</b> Про недоцільність використання приладу В.С. Сиралева для визначення коефіцієнта фільтрації пісків у ДСТУ Б В.2.1-23:2009, та необхідність відмови від влаштування "дренуючих" піщаних шарів в основі дорожніх одягів автомобільних доріг	56
<b>Малахов А.В., Рублев А.В., Старостин С.Н.</b> Оценка кавитационных характеристик поворотных регуляторов расхода	61
<b>Неїло Я.В.</b> вплив форми гідрографу на загальній розмив під мостовими переходами	63
<b>Osiaiev Iu.M.,Bryk Douglas</b> The use of the dirichlet distribution in probability statistic methods of research	67
<b>Петрович В.В. Артеменко В.А.</b> До оцінки синхронності коливань річного стоку річок	71
<b>Савенко В.Я.,Славінська О.С., Усиченко О.Ю., Стьожка В.В.</b> Особливості урахування надходження кількості вологи в дренажні конструкції при відтаванні ґрунту земляного полотна	79
<b>Савенко В. Я., Славінська О. С., Козарчук І. А.</b> Математична модель розгалуженого потоку в зоні впливу мостового переходу з груповими отворами	85
<b>Сліпець О.В.</b> Визначення ефективності використання геотекстилю в дорожньому будівництві за допомогою розподілу діріхле	91
<b>Сорочук Н.И.</b> Анализ методов очистки сточных вод с поверхности автомобильных дорог в инженерных сооружениях	94
<b>Ткачук С.Г., Башкевич І.В.</b> Критеріальне рівняння залишкового розмиву	100
<b>Ткачук С.Г., Євсейчик Ю.Б., Медведєв К.В.</b> Особливості врахування гідростатичного тиску в проектуванні фундаментів мостових опор	103
<b>Ткачук С.Г., Матвєєва К.Ю.</b> Види хвиль і побудова кривої вільної поверхні при прориві греблі	109
<b>Чечуга О.С., Каськів В.І., Каськів С.В.</b> Результати математичного та числового моделювання навантажень на круглі водопропускні труби в земляному полотні	112
<b>Шилін І.В., Грицук Ю.В.</b> Розробка алгоритму підбору конструктивних елементів при проектуванні водопропускних труб на техногенно-деформованих територіях	119
<b>Юрченко В.А., Михайлова Л.С., Ячник М.В.</b> Защита природных экосистем от загрязнения ливневыми стоками с мостовых сооружений на водотоках	122



**Збірник наукових праць**

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ, МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ**  
*Національний транспортний університет*

***АВТОМОБІЛЬНІ ДОРОГИ  
І ДОРОЖНЄ БУДІВНИЦТВО***

Науково-технічний збірник

Заснований у 1964 р.

Випуск 87

Відп. редактор В.Я.Савенко

Комп'ютерна верстка: А.П.Яремов

***За стилістику і орфографію статей збірника несуть відповідальність автори***

Підписано до друку 20.03.2013

Формат 84<sup>h</sup>108/32. Папір офсетний №1

Гарнітура Антикwa. Друк офсетний.

Наклад 300. Зам. №

01103, м. Київ, вул. Кіквідзе, 39.

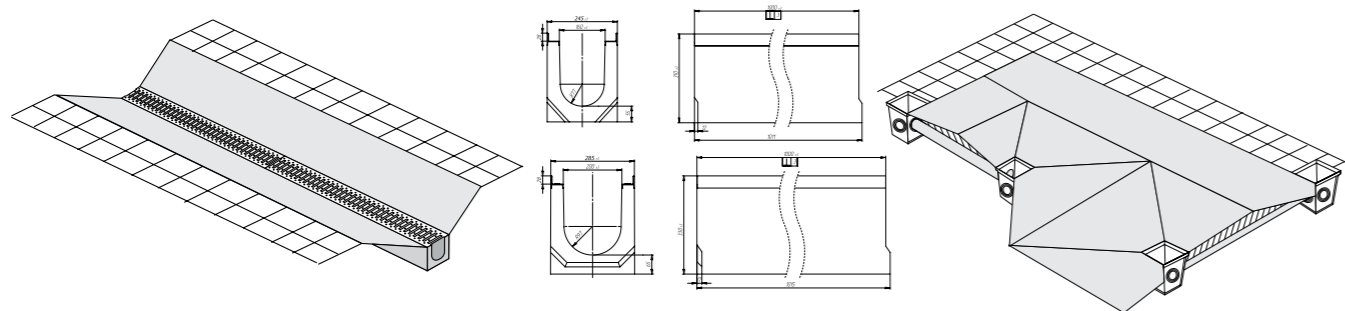
Редакційно-видавничий відділ НТУ, тел. (044) 284-26-26

## «Стандартпарк» — професійні системи водовідведення для промислового будівництва

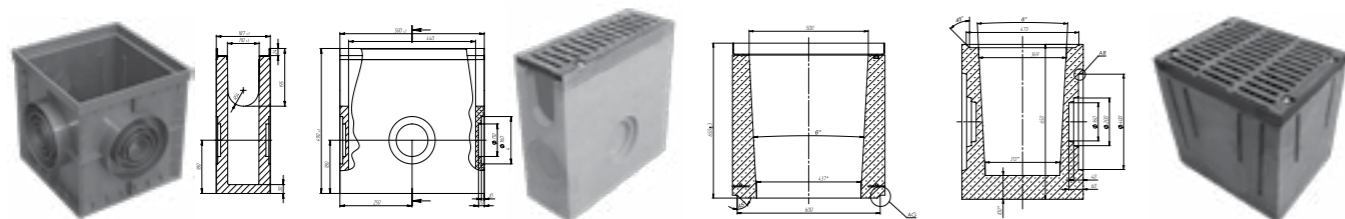
### Системи поверхневого водовідводу

Лінійний тип водовідведення

Точковий тип водовідведення

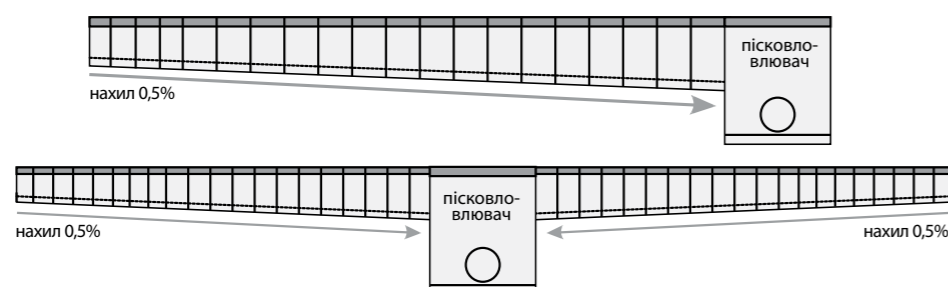


Матеріал	Клас навантаження	Довжина (mm)	Ширина (mm)	Висота (mm)	Вага (кг)	Пропускна здатність (л/с)
бетон, полімербетон, пластик	15-900 kN A-F (згідно EN 1433)	1 000	100-640	55-610	0,8-457	1,35-213,2



Матеріал	Клас навантаження	Довжина (mm)	Ширина (mm)	Висота (mm)	Вага (кг)	Пропускна здатність (л/с)
бетон, полімербетон, пластик	15-900 kN A-F (згідно EN 1433)	500	100-640	55-610	1,1-257	1,35-213,2

Схема монтажу лінії поверхневого водовідводу

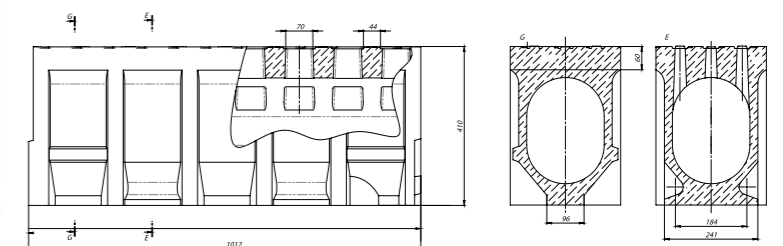
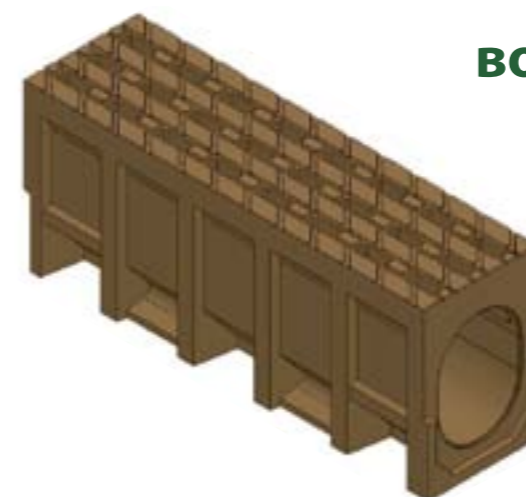


ТОВ «Центр Стандарт Парк»

03680, Україна, м. Київ, пров. Приладний, 10  
тел./факс: (044) 496-06-52; 496-06-53; 496-06-54  
www.standartpark.com.ua



### Блок монолітний водовідвідний СопроМах БМВ 20.29.34-П полімербетонний



# ПРОФЕСІЙНІ СТАНДАРТИ ВОДОВІДВЕДЕННЯ ДЛЯ ДОРОЖНЬОГО БУДІВНИЦТВА



 **standartpark<sup>®</sup>**

[www.standartpark.ua](http://www.standartpark.ua)

тел. (044) 496-06-52