

МЕТОДИ ВИЗНАЧЕННЯ НЕРОЗМИВНИХ ШВИДКОСТЕЙ ПРИ РОЗРАХУНКАХ ДЕФОРМАЦІЙ НА ЗАПЛАВНИХ ДІЛЯНКАХ

METHODS FOR DETERMINING NON-WASHING OUT VELOCITIES IN THE CALCULATION OF DEFORMATIONS IN THE MELTING ZONES



Цинка Анатолій Олександрович, Державне підприємство «Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М. П. Шульгіна», перший заступник директора, anatoliy.tsynka@gmail.com, +38097 737 98 43,

<http://orcid.org/0000-0002-0357-2325>

Анотація. В роботі проведено аналіз причини виникнення деформацій на заплавних ділянках. Розвиток деформаційних процесів починається з затоплення заплави водою, супроводжується збільшенням середньої швидкості потоку, при якій відбувається розмив рослинного шару, поки не відбудеться злиття русла з заплавою. Дослідження показують, що середня нерозмивна швидкість, яка формується русловим потоком після закінчення розмиву підмостового русла, залежить від глибини потоку, діаметрів часток наносів, неоднорідності складу ґрунтів, питома витрати та турбулентного стану заплавного потоку. У авторів окремих залежностей не існує єдиного підходу до визначення умов граничної рівноваги часток ґрунту і нерозмивних швидкостей, що їм відповідають. Як правило, нерозмивна швидкість відповідає середній швидкості потоку, при якій частки на дні уже не переміщуються. Для визначення швидкості, при якій відбувається вже безперервний відрив окремих часток на дні, використовують перехідні коефіцієнти, а в якості характеристики крупності суміші неоднорідних наносів рекомендується приймати середньозважений діаметр. Наведений аналіз показує, що на сьогодні відсутній єдиний підхід до врахування впливу неоднорідності ґрунту на величину нерозмивної швидкості, а запропоновані підходи щодо визначення деформацій на заплавах не враховують розподіл рослинності в потоці.

Ключові слова: мостовий перехід, нерозмивна швидкість, заплавний потік, розмиви на заплавах.

Вступ. В період весняних паводків виникає небезпека виведення з ладу мостових переходів за рахунок руслових деформацій та розвитку ям розмиву на заплавних ділянках. Посилений винос частинок ґрунту – розмив на одній з ділянок, в руслі або на заплаві, або одразу на обох ділянках, обумовлений збільшенням витрат води та відповідним зростанням швидкостей течій. Розмиви на цих частинах отвору мосту відбуваються з різних причин. Прогноз глибин у руслі після розмиву визначають за рівнянням балансу приносу – виносу наносів. На заплавних ділянках, після перекриття частини заплави по ширині насипами підходів, ці процеси відбуваються за рахунок територіального перерозподілу водного потоку. Величина розмиву в такому випадку залежить від співвідношення швидкості заплавного потоку до нерозмивної швидкості для ґрунтів, що складають цю ділянку.

Мета і методи. Руслоформуючі фактори та транспорт наносів, що відбуваються в руслі та на заплаві річок детально розглянуто в роботі [1], що дозволяє проаналізувати деформаційні процеси на цих ділянках. Визначення гідравлічної шорсткості заплави запропоновано в роботі [2], де затоплений водою об'єм рослинності приймається за характерний узагальнений параметр. Процес виходу руслового потоку на заплаву, проаналізований в роботі [3], поділено на два періоди, які відповідно характеризуються зменшенням швидкості під впливом рослинного покриву та взаємодією за рахунок постійного обміну енергією між русловим та заплавним потоками. А формування поля мутності за рахунок обміну між руслом і заплавою – на три фази: донасичення, транспортування, осідання. Наноси, що

осіли з часом на заплаві, у результаті підвищення рівня води або руйнування річкою берегового заплавної уступу повертаються назад у річку. Але чітко визначити різницю між зворотними і незворотними деформаціями на заплаві важче, ніж у руслі, оскільки обмін наносами між заплавою і руслом може бути як урівноваженим, так і навпаки. Елементи рельєфу заплави можуть не відповідати сучасному режиму річки. Крупні фракції у вигляді окремих невеликих скупчень виявляються на поверхні заплави в окремих місцях, де під час повені виникають місцеві значні швидкості течії. Дрібні фракції, занесені на заплаву у паводок в зваженому стані переносяться у глиб заплави та покривають донні наноси.

Враховуючи особливості деформаційних процесів, що можуть розвиватися на заплавах, метою даної роботи є проведення аналізу методів визначення нерозмивних швидкостей при визначенні величини розмивів на заплавах ділянках. Задача проведення досліджень: встановити функцією яких величин є середня нерозмивна швидкість, що формується русловим потоком після закінчення розмиву підмостового русла.

Результати і пояснення. При розрахунку деформацій необхідно враховувати різні причини їхнього виникнення для руслових і заплавної ділянок. Швидкості на заплаві значно менші ніж в руслі через меншу витрату, заплави мають значний рослинний покрив, різняться геологічна та геометрична будови русла і заплави. Розмив русел відбувається через порушення балансу наносів, розмив заплавної ділянок відбувається при перевищенні нерозмивної швидкості над швидкістю в потоці. Розвиток деформаційних процесів починається з затоплення заплави водою, супроводжується збільшенням середньої швидкості потоку, яка стає достатньою для того, щоб розмивати рослинний шар та вимивати рослини. А коли нижні шари опиняться оголеними, розмив буде тривати інтенсивніше, швидкість зростатиме поки не відбудеться злиття русла з заплавою. Тому глибину потоку на заплаві після розмиву визначають за формулою

$$h^{n+1} = \frac{h^n \beta_{\Pi} \langle U_{SL} \rangle_{i,j}^n}{(1 - \lambda) U_{\text{нерозм}}}, \quad (1)$$

де $\langle U_{SL} \rangle_{i,j}^n$ – середні за глибиною (на вертикалі) значення швидкості потоку на часовому шарі n ,

$$\langle U_{SL} \rangle_{i,j}^n = \frac{1}{h} \int_{z_0}^H (U)_{i,j}^n dx_3, \text{ м/с};$$

β_{Π} – степінь стиснення заплавної потоку;

B_{pier} – дширина опори, м;

λ – відносна ширина опори, $\lambda = B_{\text{pier}} / l_{\text{np}}$, l_{np} – довжина прольоту мосту, м.

Дослідження показують, що середня нерозмивна швидкість, яка формується русловим потоком після закінчення розмиву підмостового русла, є функцією наступних величин:

$$U_{\text{нерозм}} = f(\rho_S^o, \rho_L^o, h, D, \varphi, S, T, \dots, M), \quad (2)$$

де ρ_S^o – густина частки наносів, що складають русло та заплаву, $\rho_S^o = 2650 \text{ кг/м}^3$;

ρ_L^o – густина води, $\rho_L^o = 1000 \text{ кг/м}^3$;

h – глибина потоку, м;

D – діаметри частки наносів, м.

φ – коефіцієнт, який враховує неоднорідність складу ґрунтів;

$S = \frac{Q_S}{Q}$ – мутність потоку (відносний вміст наносів у потоці);

Q_S – питома витрата наносів;

Q – питома витрата води;

T – параметр, який характеризує турбулентність потоку;

M – інші величини.

У авторів окремих формул не було єдиного підходу до визначення умов граничної рівноваги часток ґрунту і нерозмивних швидкостей, що їм відповідають. В.С. Кнороз [4] у своїх дослідях за нерозмивну швидкість прийняв середню величину з двох швидкостей, які відповідають першим переміщенням часток і їх масовому рухові по всій ширині лотка:

$$\frac{U_{\text{нерозм}}}{\sqrt{gD}} = 1,3 \lg \frac{14,7h}{D^{0,75}}. \quad (3)$$

У формулі (4) В.Н. Гончарова нерозмивна швидкість відповідає середній швидкості потоку, при якій частки на дні уже не переміщуються. Для переходу до їх так званої зриваючої швидкості, при якій відбувається вже безперервний відрив окремих часток на дні, він рекомендує коефіцієнт 1,4. Формула В.Н. Гончарова [5, 6]:

$$\frac{U_{\text{нерозм}}}{\sqrt{gD}} = 0,95 \lg \frac{8,8h}{D}. \quad (4)$$

Г.І. Шапов [7] за нерозмивну швидкість $U_{\text{нерозм}}$ приймає середню швидкість, при якій починається рух наносів. Крім того, він вводить поняття нижньої граничної швидкості потоку $u_{\text{н.г.}} = \frac{U_{\text{нерозм}}}{1,2}$, при якій припиняється рух наносів, і верхньої граничної швидкості $u_{\text{в.г.}} = 1,3U_{\text{нерозм}}$, при якій починається масовий рух наносів:

$$\frac{U_{\text{нерозм}}}{\sqrt{gD}} = 1,47 \left(\frac{h}{D} \right)^{\frac{1}{6}}. \quad (5)$$

В дослідях А.М. Мухамедова [8] за нерозмивну швидкість прийнято її значення, яке відповідає рухові лише окремих часток по всій довжині лотка, а в дослідях Б.І. Студеничкова [9], – яке відповідає припиненню руху наносів після змиву деякого нестійкого шару часток ґрунту:

$$\frac{U_{\text{нерозм}}}{\sqrt{gD}} = 1,15 \left(\frac{h}{D} \right)^{0,25}. \quad (6)$$

В.Н. Гончаров [6, 10, 11] в якості характеристики крупності суміші неоднорідних наносів рекомендує приймати середньозважений діаметр. Вплив же ступеню неоднорідності ґрунту на нерозмивну швидкість в ранній своїй роботі [11] В.Н. Гончаров пропонує враховувати коефіцієнтом неоднорідності

$$\varphi = \frac{D_{\text{сеп}}}{D_{\text{max}}}, \quad (7)$$

де $D_{\text{сеп}}$ – середньозважений діаметр часток;
 D_{max} – діаметр найбільших часток в суміші,
 і розрахунок нерозмивної швидкості для неоднорідних ґрунтів виконувати за наступною формулою:

$$U_{\text{нерозм}} = 3,9h^{0,2}\varphi^{0,2}(D_{\text{сеп}} + 0,0014)^{0,3}. \quad (8)$$

Г.І. Трофимов [12] за матеріалами натурних спостережень встановив, що можливі випадкові відхилення D_{max} призводять до того, що значення швидкостей за формулою (8) виходять в 1,5-2 рази меншими, ніж в дійсності. Таку розбіжність він пояснював більшою неоднорідністю природних ґрунтів

у порівнянні з тими, які випробовувались в лабораторії, і вважає більш правильним коефіцієнт неоднорідності приймати у вигляді наступного відношення:

$$\varphi = \frac{D_{\text{сер}}}{D_{90}}, \quad (9)$$

де D_{90} – діаметр часток, який відповідає 90% за кривою гранулометричного складу.

У своїх більш роботах [6, 10] В.Н. Гончаров відмовився від урахування неоднорідності ґрунту за допомогою коефіцієнту φ . Вважаючи, що при змішаному складі ґрунту висота виступів шорсткості визначається не середніми, а найбільш крупними частками D_5 , частка яких складає 5%, він ввів у знаменник логарифма формули (4) замість $D_{\text{сер}}$ крупність D_5 , подаючи її в наступному вигляді:

$$U_{\text{нерозм}} = 0,95 \sqrt{g D_{\text{сер}}} \lg \frac{8,8h}{D_5}, \quad (10)$$

де D_5 – середній розмір найбільш крупних часток, які складають 5% у суміші.

І.І. Леві [13] в якості середнього розміру, який визначав крупність неоднорідних ґрунтів, пропонував приймати також $D_{\text{сер}}$. Вплив же ступеню неоднорідності суміші на нерозмивну швидкість враховував як введенням у логарифм формули для нерозмивної швидкості замість середнього розміру часток $D_{\text{сер}}$ більш крупного діаметру D_{90} , так і врахуванням коефіцієнту неоднорідності φ . Його розрахункова формула для неоднорідних ґрунтів має такий вигляд:

$$U_{\text{нерозм}} = 1,4 \sqrt{g D_{\text{сер}}} \varphi^{0,1} \lg \frac{12h}{D_{90}}, \quad (11)$$

де $\varphi = D_{\text{сер}} / D_{\text{max}}$, тобто за рекомендаціями В.Н. Гончарова [11].

У своїй роботі К.В. Гришанін [14] пропонував за характеристики крупності неоднорідних ґрунтів приймати не середньозважений діаметр $D_{\text{сер}}$, а медіанний D_{50} , який відповідає 50% за кривою гранулометричного складу. В якості розрахункової формули нерозмивних швидкостей для неоднорідних ґрунтів ним була рекомендована формула І.І. Леві в наступному вигляді:

$$U_{\text{нерозм}} = 1,3 \sqrt{g D_{50}} \varphi^n \lg \frac{12h}{D_{90}}, \quad (12)$$

де $\varphi = D_{50} / D_{90}$;

$n=0,2$ за В.Н. Гончаровим і $n=0,1$ за І.І. Леві.

П.В. Єгіазаров [15] формулу нерозмивної швидкості представив в наступному загальному вигляді:

$$U_{\text{нерозм}} = \sqrt{f_0 a_{SL} g D} \sqrt{\frac{2}{\lambda}}, \quad (13)$$

де $a_{SL} = \frac{\rho_S^o - \rho_L^o}{\rho_L^o}$ – відносна щільність часток;

f_0 – коефіцієнт опору рухливого русла в умовах граничної стійкості наносів:

$$f_0 = \frac{0,06 \Phi}{C_x \lg \left(19 \frac{D_{50}}{D_r} \right)}, \quad (14)$$

де Φ – коефіцієнт форми зерен;

C_D – коефіцієнт опору частки, залежить від форми частки та умов її руху;

D_r – розмір виступів шорсткості.

Так як для неоднорідних ґрунтів $D_{50} < D_r$, то нерозмивна швидкість для цих ґрунтів за рекомендаціями І.В. Єгіазарова отримується більшою, ніж для однорідних ґрунтів.

В.Ф. Толмаза [16] також вважав, що нерозмивні швидкості для неоднорідних ґрунтів збільшуються, вводячи в розрахункову формулу коефіцієнт неоднорідності у вигляді:

$$\varphi = \left(\frac{D_r}{D_{\text{сеп}}} \right)^{\frac{1}{4}}. \quad (15)$$

Спираючись на ряд експериментальних досліджень процесу розмиву на моделі лабораторної річки з мостовим переходом, В.Я. Савенко в своїй роботі [17] рекомендує для визначення нерозмивної швидкості використовувати отримані В.С. Кнорозом вирази. Це формули, які відповідають трьом відомим випадкам гідравлічного опору при турбулентному русі рідини: для автомодельної області, де опір дна потоку не залежить від в'язкості води; для перехідної області, де опір залежить від шорсткості дна та від в'язкості води; для області гладкостінного опору, де опір дна не залежить від шорсткості дна.

Для автомодельної області, при $D > 1,5$ мм, формула має вигляд:

$$U_{\text{нерозм}} = 1,3 \sqrt{gh} \lg \frac{12h}{\Delta_a}, \quad (16)$$

де Δ_a , згідно рекомендацій [17], слід приймати рівній діаметру часток, забезпеченому на 90%, тобто $\Delta_a = D_{90}$.

У перехідній області, при $1,5 > D > 0,25$ мм,

$$U_{\text{нерозм}} = 32 D^{0,25} \left(\lg \frac{7,5h}{D} - 5,5 D \right). \quad (17)$$

В області гладкостінного опору, при $D < 0,25$ мм,

$$U_{\text{нерозм}} = \frac{90 D^{0,05} h^{0,125}}{\sqrt{h^{0,25} + 7,5}}. \quad (18)$$

Таким чином значення нерозмивної швидкості обумовлене не тільки глибиною потоку, а залежить від фракції часток придонного ґрунту на заплаві.

Висновки та рекомендації. Геоморфометрична будова заплавної ділянки характеризується наявністю значної рослинності різного походження, крупними фракціями ґрунту, покритими намулками від попередніх повенів та паводків і суттєво генетичною несхожістю з руслами. Наведений короткий огляд робіт показує, що на сьогодні відсутній єдиний підхід до врахування впливу неоднорідності ґрунту на величину нерозмивної швидкості, що свідчить про складність оцінки критерію граничної стійкості неоднорідної за крупністю суміші часток, які складають русло та заплаву. Запропоновані підходи щодо визначення деформацій на заплавах не враховують розподіл рослинності в потоці, що в кінцевому результаті не дозволяє визначити реальний розподіл швидкісної структури та відповідні параметри розмивів.

Перелік посилань

1. Кондратьев, Н.Е. Основы гидроморфологической теории руслового процесса [Текст] / Кондратьев, Н.Е., Попов, И.В., Сущенко, Б.Ф. Л.: Гидрометеиздат, 1982. – 272 с.
2. Симонов, В.В. Модель приповерхностного турбулентного потока при наличии проницаемых препятствий [Текст] / Симонов, В.В. // Физика пограничного слоя. - Труды ГГО. – 1984, вып.483. С. 22-35.

3. Славінська, О. С. Теоретичні засади розвитку деформацій на заплавах ділянках в зоні впливу мостових переходів / Славінська, О. С., Бабич, Ю.Д. / Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – 2010. – вип. 78. – с. 3-8. Режим доступу: http://publications.ntu.edu.ua/avtodorogi_i_stroitelstvo/78/003-008.pdf
4. Кнороз, В.С. Неразмывающие скорости для несвязных грунтов и факторы, ее определяющие [Текст] / Кнороз, В.С. / Известия ВНИИГ., т. 59., 1958.
5. Гончаров, В.Н. Динамика русловых потоков [Текст] / Гончаров, В.Н. / М.: Гидрометеиздат. Моск.отд-ние, 1962. - 374 с.
6. Гончаров, В.Н. Основы динамики русловых потоков [Текст] / Гончаров, В.Н. Гидрометеиздат, Л., 1954.
7. Шамов, В.И. Формула для определения предельной скорости и расхода донных наносов [Текст] / Шамов, В.И. / Труды ГГИ, вып. 36, 1952.
8. Мухамедов, А.М. К вопросу оценки размывающей способности потока [Текст] / Мухамедов, А.М., Ирмухамедов, Х.А., Каюмов, О.А. / Труды САНИИРИ, вып. 117, 1968.
9. Студеничников, Б.И. Размывающая способность потока и методы русловых расчётов [Текст] / Студеничников, Б.И. / Изд. литературы по строительству. М., 1964.
10. Гончаров, В.Н. Динамика русловых потоков [Текст] / Гончаров, В.Н. / Л.: Гидрометеиздат, 1962. – 376 с.
11. Гончаров, В.Н. Движение наносов. ОНТИ, главная редакция строительной литературы [Текст] / Гончаров, В.Н./ М.-Л., 1938.
12. Трофимов, Г.И. «О неразмыывающей скорости для песчаных грунтов» [Текст] / Трофимов, Г.И./ Гидротехническое строительство, № 1, 1956.
13. Леви, И.И. Динамика русловых потоков [Текст] / Леви, И.И./ Госэнергоиздат. М.-Л., 1957.
14. Гришанин, К.В. Теория руслового процесса [Текст] / Гришанин, К.В./ М.:Транспорт, 1972. – 216с.
15. Егиазаров, И.В. Горный русловой и селевой процесс. Классификация и расчёт. Сб. «Селевые потоки и горные русловые процессы» [Текст] / Егиазаров, И.В./ Изд-во АН Арм. ССР, Ереван, 1968.
16. Талмаза, В.Ф. Гидроморфометрические характеристики горных рек [Текст] / Талмаза, В.Ф., Крошкин, А.Н. / Изд-во «Кыргызстан», Фрунзе, 1968.
17. Савенко, В.Я. Математические модели и методы расчета квазитрёхмерных безнапорных потоков [Текст] / Савенко, В.Я./ К.: Техніка, 1995. – 184 с.

METHODS FOR DETERMINING NON-WASHING OUT VELOCITIES IN THE CALCULATION OF DEFORMATIONS IN THE MELTING ZONES

Tsynka Anatolii, State Enterprise «M.P. Shulgin State Road Research Institute State Enterprise», first deputy director, anatoliy.tsynka@gmail.com, +38097 737 98 43, <http://orcid.org/0000-0002-0357-2325>

Abstract. The analysis of the causes of deformations in the flood plains was carried out. The development of deformation processes begins with flooding with water, and is accompanied by an increase in the average flow rate at which the vegetation layer is eroded until the channel merges with the floodplain. Studies show that the average non-washing out velocity is formed by a channel stream after the end of the erosion of the underbed, depends on the depth of flow, the diameter of the sediment particles, the heterogeneity of soil composition, the specific cost and the turbulent state of the floodplain flow. The authors of individual dependencies do not have a uniform approach to determining the conditions of the maximum equilibrium of soil particles and the non-washing out velocities corresponding to them. In general, the non-washing out velocity corresponds to an average flow rate at which particles on the bottom are no longer moved. Transition coefficients are used to determine the rate at which individual particles are already continuously separated at the bottom, a weighted average diameter is recommended as a characteristic of the heterogeneous sediment mixture. The above analysis shows that there is currently no uniform approach to considering the non-washing out velocity impact of soil heterogeneity, and the proposed approaches to the delineation of deformations on grasslands do not take into account the distribution of vegetation in the stream.

Key words: bridge crossing, indelible speed, floodplain flow, floodplain erosion

References

18. Kondrat'yev, N.Ye., Popov, I.V., Snishchenko, B.F. (1982) Osnovy gidromorfologicheskoy teorii ruslovogo protsessa. - L.:Gidrometeoizdat, 272 p.
19. Simonov, V.V. (1984) Model' pri poverkhnostnogo turbulentnogo potoka pri nalichii pronitsayemykh prep'yatstviy // Fizika pogranichnogo sloya. - Trudy GGO, vol. 483. p.22-35.
20. Slavinska O. S., Babich, Y.D. (2010), Theoretical bases for the development of deformations on flood plains in the area affected by bridge crossings / Roads and road construction, vol. 78, p. 3 – 8. http://publications.ntu.edu.ua/avtodorogi_i_stroitelstvo/78/003-008.pdf
21. Knoroz, B.C. (1958) Velocities for unrelated soils and its determinants. VNIIG news., t. 59.
22. Honcharov, V.N. (1962) Dynamics of Channel Flows. - M.: Hydrometeorological Produces. Moscow department, 374 p.
23. Honcharov, V.N. (1954) Fundamentals of flow dynamics. Hydrometeorological Produces, L.
24. Shamov, V.I. (1952) Formula for determining limit speed and bottom sediment flow. Writings of the GGI, vol. 36.
25. Mukhamedov, A.M., Irmukhamedov, X.A., Kayumov, O.A. (1968) On the assessment of the dilution capacity of the flow. Works of SANIIRI, vol. 117.
26. Studenichnikov, B.I. (1964) Diluting the Flow and Methods of Channel Calculations. Publishing House. Construction Literature. M.
27. Honcharov, V.N. (1962) Dynamic in channel flows. – L.: Hydrometeorological Produces. 376 p.
28. Honcharov, V.N. (1938) Sediment movement. ONTI, Main Edition of Construction Literature, M.-L.
29. Trophimov, H.I. (1956) «About the inexhaustible velocity for sandy soils». Hydrotechnical Construction, № 1.
30. Levi, I.I. (1957) Dynamic in flows of streams. Gosenergo publishing. M.-L.
31. Grishanin, K.V. (1972) Channel process theory. - M.: Transport, 216 p.
32. Egiazarov, I.V. (1968) Mountain Channel and Mud Process. Classification and Calculation. Collection. «Mudflows and Mountain Channel Processes». AS Arm. SSR Publishing House, Yerevan.
33. Talmaz, V.F., Kroshkin, A.N. (1968) Hydromorphometric characteristics of mountain rivers. Izd-vo «Kyrgyzstan», Frunze.
34. Savenko, V.Y. (1995) Mathematical models and methods for calculating quasi-beam-free flows. - K.: Technology, 184 p.

КЛАСИФІКАЦІЯ ТЕХНОЛОГІЙ ГАРЯЧОГО РЕСАЙКЛІНГУ ДОРОЖНЬОГО АСФАЛЬТОБЕТОНУ МЕТОДАМИ “IN PLACE”

CLASSIFICATION OF TECHNOLOGIES OF HOT RECYCLING OF ASPHALT CONCRETE BY “IN PLACE” METHODS



Савенко В'ячеслав Якович, Національний транспортний університет, доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри транспортного будівництва та управління майном, svi1310@ukr.net, +38050 657 20 08,

<https://orcid.org/0000-0001-8174-7728>



Ілляш Сергій Іванович, Державне підприємство «Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М.П. Шульгіна (ДП «ДерждорНДІ»)), завідувач відділу нормативно-технологічного забезпечення дорожніх робіт, vtldr@ukr.net, +38067 943 25 33, <https://orcid.org/0000-0002-3001-8012>

Терещенко Тетяна Анатоліївна, Державне підприємство «Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М.П. Шульгіна (ДП «ДерждорНДІ»)), кандидат хімічних наук, провідний науковий співробітник відділу нормативно-технологічного забезпечення дорожніх робіт, chemistry@dorndi.org.ua.

<https://orcid.org/0000-0001-7584-9031>

Анотація. Технології гарячого ресайклінгу дорожнього асфальтобетону методами “in place” відносяться до ефективних методів усунення дефектів асфальтобетонного покриття на глибину до 60 мм та дозволяють забезпечувати потрібний техніко-експлуатаційний стан покриття а також підвищити строк служби нежорстких дорожніх одягів за мінімальних витрат матеріалів та обсягу робіт, з мінімальними обмеженнями руху. У статті виконано огляд технологій гарячого ресайклінгу асфальтобетону методами “in place”, а також проаналізовано особливості та переваги таких методів відповідно до їх класифікації. Розглянуто основні положення гарячого ресайклінгу асфальтобетону методами “in place”, а також питання забезпечення якості матеріалів та робіт.

Ключові слова: асфальтобетонне покриття, регенерація, гарячий ресайклінг асфальтобетону, методи “in place”, класифікація гарячого ресайклінгу асфальтобетону методами “in place”

Вступ

Автомобільні дороги мають важливе стратегічне та соціально-економічне значення для сталого розвитку держави. Стан мережі автомобільних доріг характеризує загальний економічний рівень країни та перспективи його подальшого зростання. Розвинене дорожнє господарство дає можливості здешевлення вантажних та пасажирських перевезень, підвищення безпеки та швидкості руху. Упродовж останніх десятиріч вантажопідйомність автомобілів збільшилась практично у два рази та, відповідно, підвищилися розрахункові навантаження. Значну кількість автомобільних доріг України було побудовано понад 40 років тому, і з усієї мережі сучасним вимогам відповідають лише 2 % доріг.

Поряд з цим, існує проблема несвоєчасного виконання ремонтів – у зв'язку з обмеженим фінансуванням близько 90 % автомобільних доріг загального користування не ремонтуються своєчасно. Відтак автомобільні дороги загального користування (169,6 тис. км) не відповідають сучасним вимогам як за міцністю (39,2%) так і за рівністю (51,1%) [1].

В умовах недостатнього фінансування для приведення транспортно-експлуатаційних показників покриттів нежорстких дорожніх одягів автомобільних доріг до потрібного рівня на певному етапі експлуатації найкраще підходить гарячий ресайклінг асфальтобетону методом «*in place*» (Рис. 1).

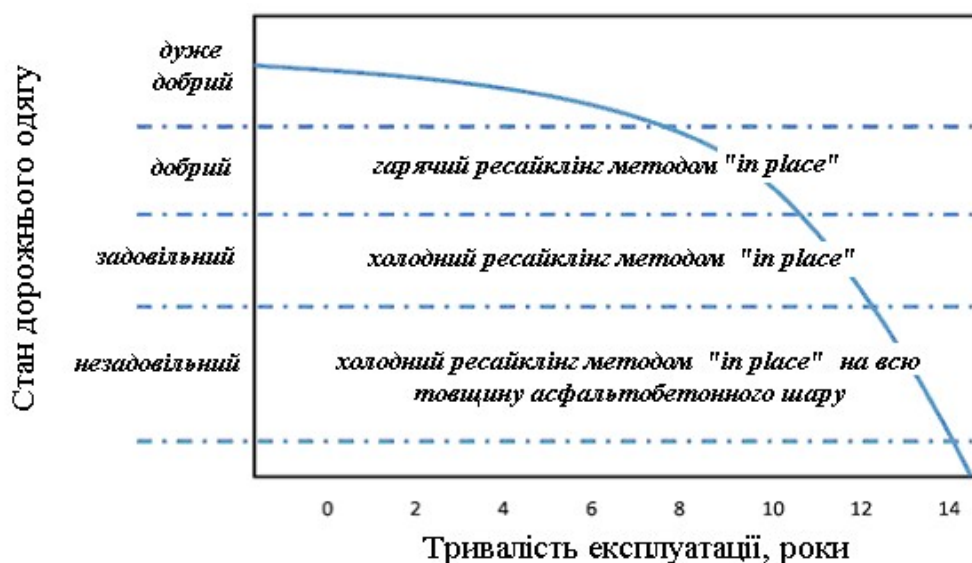


Рисунок 1 – Залежність ефективності методів регенерації дорожніх одягів від стану та тривалості експлуатації

Figure 1 – Dependence of efficiency of methods of rehabilitation of road pavements on the condition and duration of operation

Технології гарячого ресайклінгу асфальтобетону методами “*in place*” (англомовний термін “*Hot In-Place Recycling*”) дозволяють ефективно усувати дефекти асфальтобетонного покриття, такі як: колійність та інші нерівності, тріщинуватість, виступання бітуму та викришування кам'яних матеріалів, а також дозволяють коригувати профіль покриття та підвищувати шорсткість поверхні [2]. Роботи за технологіями гарячого ресайклінгу методами “*in place*” виконуються у стислі строки, з мінімальними обмеженнями руху, що дозволяє адаптувати ці технології для регенерації асфальтобетонних покриттів у населених пунктах [3]. Суттєвою перевагою технологій гарячого ресайклінгу дорожнього асфальтобетону, у порівнянні з технологіями холодного ресайклінгу, є збереження стратегічно важливої сировини – бітуму [4]. Поряд з цим, методи гарячого ресайклінгу “*in place*” забезпечують повне використання матеріалів існуючого асфальтобетонного покриття [5].

Відповідно до викладеного вище, у статті виконано огляд технологій гарячого ресайклінгу асфальтобетону методами “*in place*”, а також проаналізовано особливості та переваги таких методів відповідно до їх класифікації.

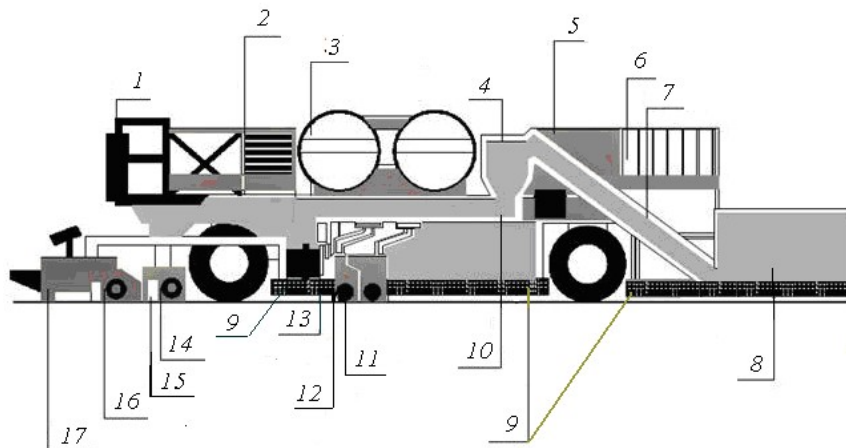
Основні положення технологій гарячого ресайклінгу асфальтобетону методами “*in place*”

Гарячий ресайклінг методами “*in place*” призначають для регенерації верхнього шару асфальтобетонного покриття з усуненням дефектів переважно на глибину від 20 мм до 50 мм за максимального значення у 80 мм.

Процес гарячого ресайклінгу методами “*in place*” складається зі стадій розігрівання шару покриття, рихлення розігрітого шару, механічної переробки розрихленої асфальтобетонної суміші зі зміною або без зміни складу, укладання і ущільнення без винесення будь-якої з цих технологічних операцій за межі дорожньої ділянки. До обсягу робіт включають обстеження стану дорожнього одягу, аналіз і випробування матеріалів, отриманих із зразків-кернів асфальтобетонного покриття та, за необхідності, підбір складу асфальтобетонних сумішей.

Методи гарячого ресайклінгу “*in place*” застосовують при виконанні робіт з ремонту і відновлення асфальтобетонних покриттів дорожніх конструкцій, строк служби яких не перевищує 10 років і стан яких оцінюється як «задовільний» (Рис. 1), за умов структурної цілісності нижче розташованих шарів дорожнього одягу.

Роботи виконують з застосуванням комплексу машин для гарячого ресайклінгу, де основними є самохідний асфальторозігрівач інфрачервоного опромінювання панельного типу (для попереднього розігріву), ресайклер, котки – вібраційний і на пневматичних шинах. Схему розташування основних операційних блоків ресайклера наведено на Рис. 2¹.



Умовні позначки: 1 – пост управління; 2 – двигун приводу; 3 – ємкості для газу;
4 – дозувальний бункер; 5 – бак дизельного палива; 6 – бак для бітуму; 7, 10 – транспортер;
8 – приймальний бункер для асфальтобетонної суміші; 9 – панелі інфрачервоного розігріву покриття;
11 – фрезерний барабан; 12 – відвал; 13 – камера поздовжнього двохвальцевого змішувача примусової дії; 14 – перший розподільчий шнек; 15 – вигладжувальна плита; 16 – другий розподільчий шнек;
17 – трамбувальний брус та вигладжувальна плита

Рисунок 2 – Схема розташування основних операційних блоків ресайклера

Figure 2 – The layout scheme of the main operating blocks of the recycler

Покриття розігрівають до температури не вище ніж 180 °С (переважно (140÷170) °С), що забезпечує необхідну глибину рихлення асфальтобетону за допомогою фрезерувального агрегату. Максимальна товщина шару регенованого асфальтобетону становить 60 мм при застосуванні одного комплексу обладнання для інфрачервоного розігрівання і 80 мм при застосуванні двох комплектів такого обладнання.

Розрихлений асфальтобетон змішується з регенеруючою добавкою², яку подають безпосередньо на фрезерувальний агрегат, та, якщо потребується зміна складу суміші, з новим бітумом і мінеральними матеріалами.

При виконанні робіт без зміни складу перемішування розрихленого асфальтобетону здійснюється фрезерувальним агрегатом; стадія укладання суміші відсутня. При виконанні робіт зі

¹ Наведено на прикладі ресайклера “Wirtgen 4500”.

² Продукт на основі важких нафтових олів, або іншого складу, введення якого забезпечує відновлення властивостей дорожніх асфальтобетонів переважно шляхом зміни групового складу бітуму за рахунок підвищення відносного вмісту мальтенових складових. Наявність інших технічних ефектів визначається складом добавки. Дозволяється використовувати в якості добавки бітум з високим значенням показника пенетрації.

зміною складу перемішування здійснюють за допомогою змішувача примусової дії в складі ресайклера. Регеновану суміш (РГС) укладають, вирівнюють з дотриманням вимог щодо профілю поверхні та ущільнюють. Попереднє ущільнення здійснюють за допомогою ущільнювального бруса в складі ресайклера і котка на пневматичних шинах. Подальше ущільнення здійснюють з застосуванням вібраційного котка. Попереднє ущільнення має бути завершеним за температури не нижчій ніж 105° С.

Потрібні значення температур забезпечують відповідною температурою розігрівання покриття, яку регулюють шляхом послідовної зміни:

- відстані між панелями розігріву і поверхнею покриття;
- швидкості руху;
- тиску в газовій системі пальників нагрівальних панелей.

Методи гарячого ресайклінгу “*in place*” дозволяють виправляти поперечний похил покриття на величину до $\pm 1,5\%$, для забезпечення більших значень потрібно виконувати попереднє холодне фрезерування.

Методи гарячого ресайклінгу “*in place*” не застосовують, якщо:

- відбулася значна зміна властивостей бітумного в'язучого в покритті в процесі експлуатації (прийнято оцінювати за зниженням показника пенетрації);
- спостерігається значна варіація товщини асфальтобетонного покриття вздовж ділянки робіт;
- у покритті наявний будь-який з матеріалів з переліку: гумова крихта, полімерні добавки, геотекстиль.

За результатами обстежень стану покриття і випробувань матеріалу зразків-керна асфальтобетону вибирають один з чотирьох методів гарячого ресайклінгу “*in place*”, як описано нижче.

Класифікація технологій гарячого ресайклінгу асфальтобетону методами “*in place*” та особливості методів

Метод “*Reshape*”

Метод “*Reshape*” (інша назва – метод “*Reform*”) застосовують для усунення дефектів асфальтобетонного покриття переважно на глибину (20 – 25) мм зі зміною, за необхідності, поперечного профілю, без зміни складу асфальтобетонної суміші, у зв'язку з чим цей метод може бути охарактеризовано як метод відновлення асфальтобетонного покриття.

При виконанні робіт за цим методом рекомендовано застосування регенеруючої добавки в кількості, що забезпечує збереження температури розм'якшення або показника пенетрації з дотриманням усіх показників якості бітуму у межах даної марки. Застосування регенеруючих добавок у випадках, коли властивості вторинного бітуму³ відповідають нормативним вимогам, є превентивним заходом, оскільки в процесі розігрівання покриття відбувається зміна властивостей бітуму.

Відновлення асфальтобетонного покриття методом “*Reshape*” з наступним укладанням шару нової асфальтобетонної суміші є ефективним шляхом запобігання утворенню відображених тріщин. Висока ефективність такого виду ремонту досягається при укладанні гарячого шару нової суміші на свіжоукладений гарячий шар РГС, у два проходи.

Метод “*Repave*”

Метод застосовують для усунення дефектів асфальтобетонного покриття переважно на глибину від 25 мм до 50 мм без зміни складу суміші з одночасним укладанням шару зносу і ущільненням двох шарів в один прохід з коригуванням, за необхідності, поперечного профілю покриття. Метод “*Repave*” призначають, коли застосування методу “*Reshape*” не забезпечує належний стан покриття або улаштування окремого нового шару є недоцільним.

При виконанні робіт за методом “*Repave*” для укладання і вирівнювання шару нової асфальтобетонної суміші використовують додаткові розподільчий шнек і вирівнювальний брус у складі ресайклера.

Рихлення і перемішування асфальтобетонної суміші після розігрівання виконують за допомогою фрезерувального агрегату. Розподілений шар розрихленої, обробленої регенеруючою добавкою і перемішаної РГС вирівнюють брусом і на вирівняній поверхні за допомогою додаткового шнеку розподіляють нову асфальтобетонну суміш для шару зносу. Укладання шару зносу здійснюють за температури регенованого шару не нижче ніж 105 °С. Після розподілення обидва шари попередньо ущільнюють за допомогою віброплити і укочують котком на пневматичних шинах і вібраційним котком.

³ Бітум у складі асфальтобетону існуючого покриття.

Метод “Remix”

Метод застосовують для усунення дефектів асфальтобетонного покриття на глибині до 50 мм зі зміною складу суміші.

Склад суміші змінюють шляхом додавання нових мінеральних матеріалів, бітуму або нової асфальтобетонної суміші до розрихленого асфальтобетону існуючого покриття. Нові матеріали додають з метою компенсації втрат матеріалу покриття внаслідок зносу та з метою коригування складу суміші у випадку невідповідності вимогам чинних нормативних документів.

При компенсації втрат матеріалу покриття кількість нових матеріалів обмежують величиною цих втрат. Відносний уміст нових матеріалів за необхідності може бути підвищений шляхом попереднього фрезерування і часткового видалення існуючого асфальтобетонного покриття на розрахункову глибину.

Розігрівання і рихлення асфальтобетону виконують відповідно до основних положень; залежно від обраного методу пластифікації асфальтобетонної суміші на фрезерувальний барабан через форсунку дозатора подають регенеруючу добавку або розігрітий бітум. Після обробки добавкою/бітумом та перемішування суміш за допомогою відвалу подають до змішувача примусової дії. Після перемішування РГС вивантажується до розподільчого шнеку і розподіляється на прогрітій інфрачервоною панеллю 3 (Рис. 2) поверхні покриття. Температура РГС у розподільчому шнеку повинна становити 120 °С. Розподілений шар ущільнюють за допомогою віброплити і укочують вібраційним котком і котком на пневматичних шинах.

Технологічну схему виконання робіт методом “Remix” наведено на рис. 3.

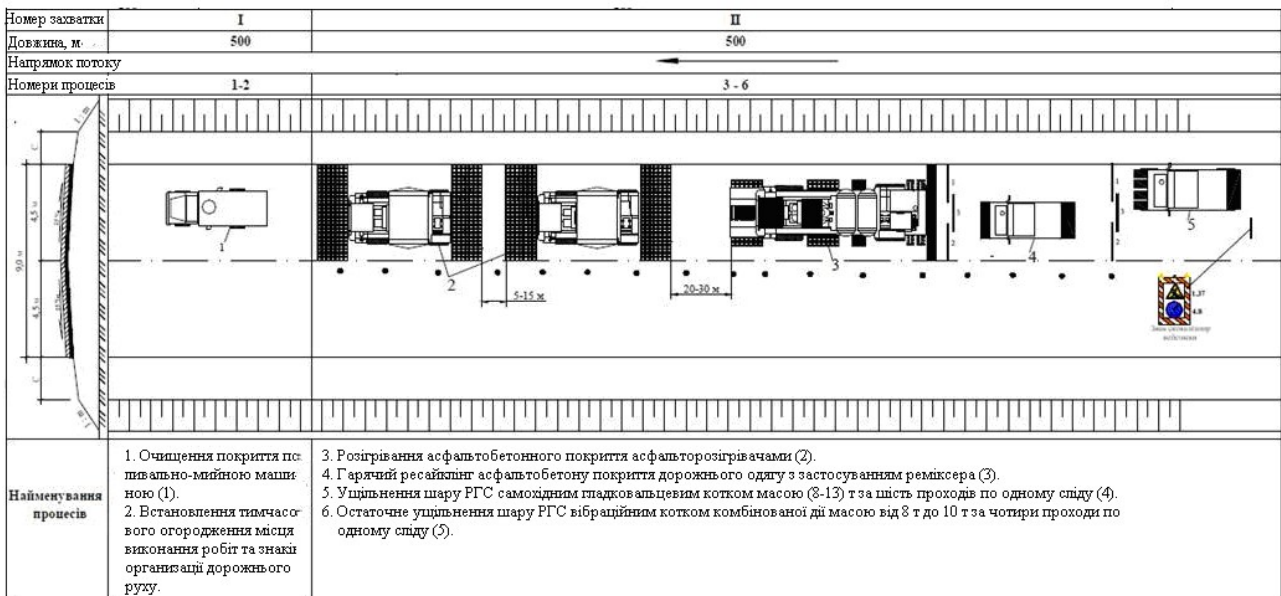


Рисунок 3 – Технологічна схема виконання робіт з регенерації асфальтобетонного покриття за технологією гарячого ресайклінгу методом “Remix”

Figure 3 – Technological scheme for performing works on the rehabilitation of asphalt concrete pavement by hot recycling technology by the method “Remix”

Метод “Remix Plus”

Метод застосовують для усунення дефектів асфальтобетонного покриття на глибину від 25 мм до 50 мм зі зміною складу суміші, з одночасним нанесенням шару нової асфальтобетонної суміші і ущільненням двох шарів в один прохід. Товщина шару нового асфальтобетону (накладний шар) становить від 25 мм до 60 мм. Мінімальна сумарна товщина шару РГС та накладного шару становить 70 мм [6].

Метод “Remix Plus” призначають у випадку, коли застосування інших методів гарячого ресайклінгу “in place” не дозволяє забезпечити належний стан покриття.

При виконанні робіт використовують додатковий комплект обладнання в складі ресайклера. Розігрівання і рихлення асфальтобетону, виготовлення, вивантаження і розподілення РГС виконують

відповідно до основних положень; температура РГС у валику перед першим розподільчим шнеком повинна становити не нижче ніж 120 °С. Розподілену РГС вирівнюють брусом і на вирівняній поверхні розподіляють нову асфальтобетонну суміш за температури нижнього шару не нижче ніж 105 °С. Після розподілення обидва шари ущільнюють за допомогою віброплити і укочують вібраційним котком і котком на пневматичних шинах.

Технологічну схему виконання робіт методом “Remix Plus” наведено на Рис. 4.

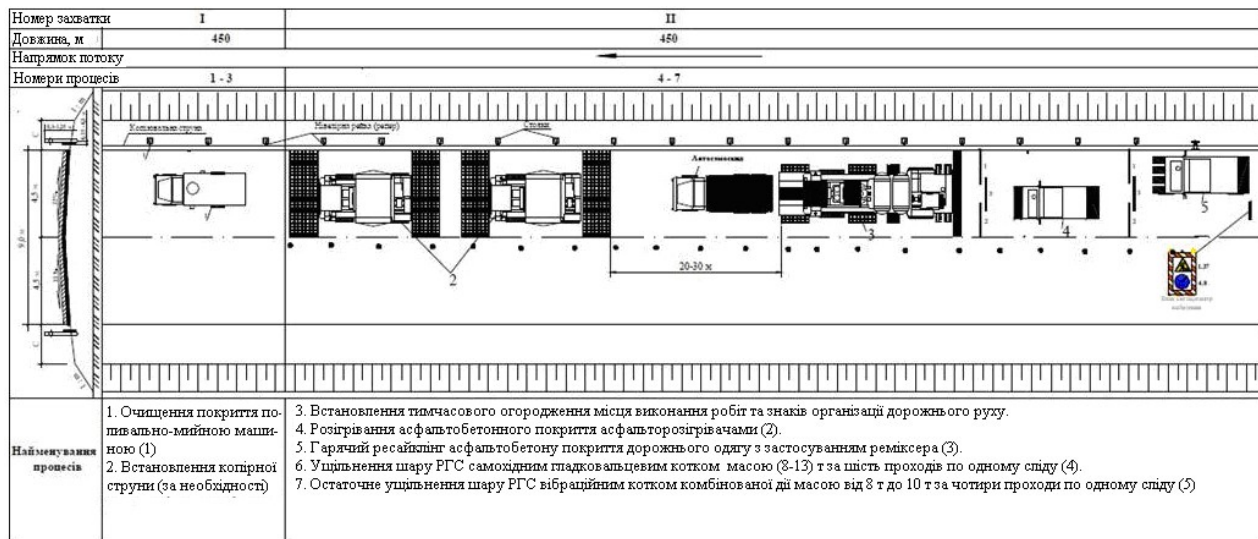


Рисунок 4 – Технологічна схема виконання робіт з регенерації асфальтобетонного покриття за технологією гарячого ресайклінгу методом “Remix Plus”

Figure 4 – Technological scheme for performing works on the rehabilitation of asphalt concrete pavement by hot recycling technology by the method “Remix Plus”

Забезпечення якості матеріалів та робіт при регенерації асфальтобетонного покриття методами гарячого ресайклінгу “in place”

Щоб забезпечити потрібну якість матеріалів та робіт, необхідно дотримуватися вимог як на етапі проєктування складу РГС, так на етапі влаштування покриття. Тому необхідно удосконалювати технологічний процес і проводити контроль при його виконанні. Велике значення має культура виготовлення вихідного матеріалу, виходячи з цього потрібно оновлювати та модернізувати застаріле обладнання [7].

Підготовчі роботи складаються з огороження місця виконання робіт, зняття розмітки, видалення сторонніх предметів та очищення покриття. На ділянках з розвинутою сіткою тріщин необхідно додатково ущільнити незв'язний шар основи з попереднім видаленням шару асфальтобетону. На ділянках з тріщиноутворенням за потреби виконують герметизацію тріщин на глибину, що перевищує глибину ресайклінгу. За потреби виконують холодне фрезерування з видаленням частини матеріалу для досягнення проєктної товщини. Покриття очищають від пилу та бруду поливально-мийними та очисними машинами і встановлюють копірну струну. Перед роботою заповнюють робочі ємкості ресайклера і встановлюють робочі органи в робоче положення згідно з інструкціями. До систем автоматичного контролю вводять дані щодо витрат матеріалу, глибини та ширини рихлення та ущільнення, налаштовують датчики подачі матеріалів та налаштовують системи забезпечення рівності. Нагрівальні елементи налаштовують на необхідну ширину та відстань від покриття [8, 9].

При виконанні робіт методами гарячого ресайклінгу “in place” здійснюють вхідний, операційний та приймальний контроль. Результати реєструють у виконавчій документації.

На етапі вхідного контролю перевіряють відповідність партій дорожньо-будівельних матеріалів вимогам нормативних документів.

Під час операційного та приймального контролю перевіряють якість матеріалів та робіт, геометричні параметри шару, що влаштовується.

Ширину шару вимірюють мірною стрічкою, товщину неущільненого шару – промірами щупом; рівність поверхні перевіряють за допомогою металевої рейки довжиною 3 м на відстані 1 м від кожної крайки в п'яти контрольних точках, розташованих на відстані 0,5 м одна до одної та від кінців рейки. Поперечний похил контролюють рейкою з рівнем.

Однорідність РГС контролюють візуально – суміш має бути однорідною, без згустків в'язучого та необроблених грудок матеріалу. Випробування РГС здійснюють для матеріалу, отриманого протягом однієї зміни у процесі ресайклінгу асфальтобетонного покриття однакового складу. Шляхом ретельного перемішування точкових проб готують об'єднану пробу. Для приготування відбирають не менше ніж чотири точкові проби РГС. Точкові проби РГС відбирають із змішувача ресайклера на одній або суміжних захватках.

При випробуваннях РГС визначають склад суміші, гранулометричний склад мінеральної частини, а також температуру розм'якшення і показник пенетрації бітуму.

При випробуваннях кернів визначають товщину шару асфальтобетонного покриття, водонасичення регенованого асфальтобетону та зчеплення шарів. При випробуваннях переформованих зразків регенованого асфальтобетону визначають границю міцності при стиску за температури 0 °C, 20 °C і 50 °C, та коефіцієнт ущільнення.

Контроль якості матеріалів та робіт при виконанні гарячого ресайклінгу асфальтобетону методами *“in place”* здійснюють відповідно до Табл. 1.

Таблиця 1 – Параметри контролю якості матеріалів та робіт при виконанні гарячого ресайклінгу асфальтобетону методами *“in place”*

Table 1 – Parameters of quality control of materials and works during the execution of hot recycling of asphalt concrete by *“in-place”* methods

Параметр, що контролюється	Періодичність контролю; місце вимірів та/або випробувань	Допустимі відхили
Висотні відмітки	Не менше ніж одне вимірювання на 100 м	Не більше ніж 10 % результатів – відхили у межах ± 20 мм, решта ± 10 мм
Ширина шару (регенерованого і накладного шару – метод <i>“Remix Plus”</i>)	Не менше ніж одне вимірювання на 100 м	Не більше ніж 10 % результатів – відхили в бік зменшення до 50 мм, решта – мінус 10 мм
Товщина регенованого шару	Не менше ніж на кожних 3000 м ² у трьох точках: по смузі накату та на відстані $\geq 1,0$ м від крайки покриття	За товщини шару до 5 см включно: не більше ніж 10 % відхилів у бік зменшення в межах 20 % товщини, решта – до 10 %. За товщини шару понад 5 см: не більше ніж 10 % відхилів у бік зменшення в межах 10 % товщини, решта – до 5%. Середнє значення товщини – не менше ніж проєктне значення.
Товщина накладного шару	Не менше ніж на кожних 9000 м ² у трьох точках: по смузі накату та на відстані $\geq 1,0$ м від крайки покриття	Те саме
Поперечний похил поверхні	Не менше ніж одне вимірювання на 100 м	Не більше ніж 10 % результатів вимірів можуть мати відхил від проєктних значень у межах: від мінус 5 ‰ до плюс 15 ‰, решта ± 5 ‰
Температура РГС; температура поверхні, що розігрівається; температура поверхні, на яку вкладається шар	Постійно	Відхили не допускаються

Кінець табл. 1

End of tabl. 1

Параметр, що контролюється	Періодичність контролю; місце вимірів та/або випробувань	Допустимі відхилення
Якість ущільнення	У трьох точках поперечного профілю через кожних 100 м по осі дороги і на відстані $\geq 1,0$ м від крайки покриття	Коефіцієнт ущільнення $K_{уш}$ має бути не менше ніж 0,99. Відхилення до 0,97 включно допускаються не більше ніж для 10 % результатів, а малих ділянках до 3 км – не більше одного випадку, решта – не нижче за нормативне значення
Склад і фізико-механічні властивості регенерованих асфальтобетонів	Не менше ніж три керни один раз за зміну, та на кожній ділянці з однаковим складом РГС, за однакових технологічних процесів. Відбір кернів здійснюють на відстані $\geq 1,0$ м від крайки покриття, не раніше ніж через 1 добу після ущільнення.	Відхилення від проектної документації (нормативних вимог) не допускаються
Зчеплення шарів	Не менше ніж три керни на кожні 3000 м ² покриття	Відхилення від нормативних вимог не допускаються.

Висновки та рекомендації

Технології гарячого ресайклінгу дорожнього асфальтобетону методами “*in place*” відносяться до ефективних методів усунення дефектів асфальтобетонного покриття на глибину до 60 мм та дозволяють забезпечувати потрібний техніко-експлуатаційний стан покриття а також підвищити строк служби нежорстких дорожніх одягів за мінімальних витрат матеріалів та обсягу робіт, з мінімальними обмеженнями руху.

Суттєвою перевагою технологій гарячого ресайклінгу дорожнього асфальтобетону є збереження стратегічно важливої сировини – бітуму. Поряд з цим, методи гарячого ресайклінгу “*in place*” забезпечують повне використання асфальтобетону існуючого покриття при його регенерації.

Висока якість матеріалів та робіт при виконанні гарячого ресайклінгу асфальтобетону методами “*in place*” забезпечується як на етапі проектування складу РГС, так на етапі влаштування покриття, у зв'язку з чим необхідно удосконалювати технологічний процес, оновлювати та модернізувати обладнання.

Перелік посилань

1. Технічний стан автомобільних доріг загального використання [Електронний ресурс]. – Режим доступу: URL: <https://mtu.gov.ua/content/tehnichniy-stand-avtomobilnih-dorig-avtomobilnih-dorig-zagal-nogo-vikoristannya.html> (дата звернення 23.01.2019).
2. Термопрофилирование [Електронний ресурс]. – Режим доступу: URL: <http://www.unidorstroy.kiev.ua/wiki-asphalting/termoprofilirovaniye-hot-recycling.html> (дата звернення 23.01.2019).
3. Ресайклінг асфальтобетона. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: URL: <https://kladembeton.ru/montazh/prisposobleniya/retsikler-asfaltobetona.html> (дата звернення 23.01.2019).
4. Терещенко, Т.А. Шляхи розвитку технологій гарячого ресайклінгу дорожнього асфальтобетону / Т.А. Терещенко // Автошляховик України. – 2014. – № 2 – С. 42-48.
5. Всесвітня дорожня асоціація. Технічний комітет С7/8 «Дорожні покриття». Рециклювання дорожніх одягів. Частина 3. Посібник з гарячого рециклювання асфальтобетону зі старих покриттів на заводі / Пер. з рос. В. Жданюка. Під заг. ред. В. Жданюка і Д. Сибільського. – Х.: Вид-во ХНАДУ, 2006. – 52 с.

6. Ілляш С.І. Технологічні та вартісні аспекти впровадження гарячого ресайклінгу асфальтобетону на дорозі // Автошляховик України. – 2014. – №2. – С.40-43.
7. Технология производства асфальтового бетона. Л.Б. Гезенцевей. Издательство министерства коммунального хозяйства РСФСР, 1955 – 327 с.
8. Р В.2.3-37641918-899:2018 Рекомендації з регенерації шарів асфальтобетонного покриття за технологією гарячого ресайклінгу на дорозі без зміни та зі зміною складу асфальтобетону Київ, Державне агентство автомобільних доріг України, 2018, протокол від 12.12.2018 № 2, 38 с.
9. Автомобильные дороги. Ремонт асфальтобетонных покрытий автомобильных дорог. Часть 3. Восстановление изношенных покрытий. СТО НОСТРОЙ 2.25.49 – 2011 – Москва, Национальное объединение строителей, 2011. – 17 с. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: URL: http://nostroy.ru/departament/metodolog/otdel_tehnicoskogo_regulir/sto/СТО%20НОСТРОЙ%202.25.49-2011.pdf (дата звернення 23.01.2019).

CLASSIFICATION OF TECHNOLOGIES OF HOT RECYCLING OF ASPHALT CONCRETE BY “IN PLACE” METHODS

Savenko V.Y., National Transport University, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of Department of Transport Construction and Property Management, svi1310@ukr.net, +38050 657 20 08, <https://orcid.org/0000-0001-8174-7728>

Illiash S.I., M.P. Shulgin State Road Research Institute State Enterprise - DerzhdorNDI SE, Kyiv, Ukraine, Head of Department, vtldr@ukr.net, +38067 943 25 33, <https://orcid.org/0000-0002-3001-8012>

Tetiana Tereshchenko, Ph.D., M.P. Shulgin State Road Research Institute State Enterprise - DerzhdorNDI SE, Kyiv, Ukraine, Senior Research Officer, chemistry@dorndi.org.ua, <https://orcid.org/0000-0001-7584-9031>

Introduction

Hot recycling of road asphalt concrete plays a significant role as a resource-preserving technology to save raw bitumen. Technologies of hot recycling of asphalt concrete could be performed by so-called “in place” method (Hot in-place Recycling, HIR) realized by hot recycler with infrared heater in complex with other road technique. Rehabilitation of asphalt pavement by HIR allows to correct surface distresses not caused by structural inadequacy and could be done at short time, at minimum restriction of trafficking.

This article reviews various methods of HIR and analyzes their classification-related performance.

Basics of hot asphalt concrete recycling technologies by in-place methods.

As reviewed in this article, the process of hot in-place recycling consists of the stages of heating the coating layer, milling the heated layer, mechanical processing of the milled asphalt concrete with or without changing its composition, laying and sealing without taking any of these technological operations outside the rehabilitated road section.

Classification and features of hot recycling technologies for asphalt concrete by in-place methods

The four methods reviewed were classified as those are performed with and without changing the composition of asphalt concrete. The methods without changing of asphalt concrete composition, method “*Reshape*” and method “*Repave*”, are used to eliminate defects of asphalt pavement preferably to a depth of (20 - 25) mm. More complicated methods of hot in-place recycling with changing of composition of asphalt concrete, methods “*Remix*” and “*Remix Plus*”, are used to eliminate defects of asphalt pavement at a depth up to 50 mm. New materials should be added to compensate for the loss of asphalt concrete and to adjust the composition of the asphalt concrete to the standard requirements in the case of a non-compliance. Among the reviewed methods, methods “*Repave*” and “*Remix Plus*” are performed with simultaneous laying of two layers: a recycled layer and a new asphalt concrete layer with compaction of two layers in one passage.

Quality assurance of materials and works for rehabilitation of asphalt pavement by hot in-place recycling methods

The high quality of materials and works by hot in-place recycling of asphalt concrete is ensured both at the stage of design of composition of a recycled asphalt concrete and at the stage of road works, which necessitates improvement of technological process and modernization of equipment.

Conclusions and Recommendations

Hot in-place recycling of asphalt concrete are effective technology for rehabilitation of asphalt concrete pavement to a depth of up to 60 mm and allows to provide the required technical and operational condition of wearing asphalt concrete layer and to increase the service life of flexible road pavement with minimal material costs and with minimal traffic restrictions.

A significant advantage of hot in-place recycling of asphalt concrete is the conservation of strategically important raw materials - bitumen. In addition, hot in-place recycling techniques ensure that existing asphalt concrete is fully utilized during the rehabilitation process.

Key words: asphalt pavement, rehabilitation, hot asphalt concrete recycling, “in-place” methods, classification of hot in-place recycling methods

References

1. Tekhnichnyy stan avtomobil'nykh dorih zahal'noho vykorystannya (Technical condition of public motor roads). URL: <https://mtu.gov.ua/content/tehnichniy-stan-avtomobilnih-dorig-avtomobilnih-dorig-zagalnogo-vikoristannya.html> (Last accessed 23.01.2019).
2. Termoprofilyrovanye (Hot Planning). URL: <http://www.unidorstroy.kiev.ua/wiki-asphalting/termoprofilirovaniye-hot-recycling.html> (Last accessed 23.01.2019).
3. Resayklynh asfal'tobetona (Asphalt Concrete Recycling). URL: <https://kladembeton.ru/mon-tazh/prisposoblenia/retsikler-asfaltobetona.html> (Last accessed 23.01.2019)
4. Tereshchenko T.A. Shlyakhy rozvytku tekhnolohiy haryachoho resayklinhu dorozhn'oho asfal'tobetonu (Ways of development of technologies of hot recycling of road asphalt concrete) / A Scientific and Industrial Journal the Avtoshliakhovyk Ukrayiny. – 2014. № 2 – P. 42-48 [in Ukrainian].
5. V. Zhdanyuk, D. Sybyl'skyy Vsesvitnya dorozhnya asotsiatsiya. Tekhnichnyy komitet S7/8 «Dorozhni pokryttya». Retsyklyuvannya dorozhnikh odyahiv. [PIARC World Road Association, PIARC Committee on C7/8 “Road Pavements”. Recycling of Road Pavements] Kharkiv, KHNADU, 52 p. [in Ukrainian].
6. Illiash S.I. Tekhnolohichni ta vartisni aspekty vprovadzhennya haryachoho resayklinhu asfal'tobetonu na dorozhi (Technological and cost aspects of implementing hot recycling of asphalt concrete on the road) / A Scientific and Industrial Journal the Avtoshliakhovyk Ukrayiny. – 2014. № 2 – P. 40-43 [in Ukrainian].
7. Gezentsway L. Tekhnolohyya proyzvodstva asfal'tovoho betona (Asphalt concrete production technology), 1955. – 327 p [in Russian].
8. R V.2.3-37641918-899:2018 Rekomendatsiyi z reheneratsiyi shariv asfal'tobetonnoho pokryttya za tekhnolohiyeyu haryachoho resayklinhu na dorozhi bez zminy ta zi zminoyu skladu asfal'tobetonu (Recommendations on rehabilitation of asphalt pavement layers using hot in-place recycling technology without changing and with the change of asphalt concrete composition). Kyiv, 2018. 38 p. (Information and documentation) [in Ukrainian].
9. Avtomobyl'nye dorohy. Remont asfal'tobetonnykh pokrytyy avtomobyl'nykh doroh. Chast' 3. Vosstanovlenye yznoshennykh pokrytyy. STO NOSTROY 2.25.49. – 2011. URL: http://nostroy.ru/depart-ment/metodolog/otdel_tehnicoskogo_regulir/sto/СТО%20НОСТРОЙ%202.25.49-2011.pdf (Last accessed 23.01.2019).

STUDY OF THE PROCESSES OF TERRITORIAL FUND DEVELOPMENT OF THE CITY OF UKRAINE

ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСІВ РОЗВИТКУ ТЕРИТОРІАЛЬНОГО ФОНДУ МІСТ УКРАЇНИ



Wen Mingming, PhD, Dean of the Human resource management Department, China, 163319, Daqing, Road Xinfeng, 5.



Kvataдзе Alina Irodionivna, postgraduate student, National Transport University, postgraduate student of the department of transport construction and property management, e-mail: kvatadze_alina@ukr.net, tel.: +380662100191, Ukraine, 01010, Kyiv, Omelyanovicha – Pavlenko str., 1,

<http://orcid.org/0000-0003-3320-3798>

Summary. The work examines the development and increase of efficiency of use of urban territories in the preparation of planning projects and land use documentation. Of the analysis of modern condition of legal and methodological support of the processes of research territorial Fund of Ukrainian cities and compare its use with foreign countries. Analyzed and mapped the approaches to the creation of design projects for solving problems in the field of territorial development of cities. The analysis of the current state of legal and methodological support of the processes of development of territorial Fund of cities of Ukraine.

Key words: cadaster, land management, urban agglomeration, urban planning, land use and development.

Introduction. The growth of urban territory is affected by migration, which is characterized by two main directions. In fact, one migration stream comes to the city from the outside, and another migration stream is sent from the central parts of the city to the periphery. One of the consequences of the second wave of migration may be the emergence of low-rise buildings on land previously used for agricultural purposes. This process is called urban agglomeration. However, this does not mean that such, spontaneously occurring low-rise construction, more or less integrated into the environment, arises beyond the limits of state control. Such processes are carefully planned, provide for control over the expansion of territories and the development of infrastructure, inherent in most European countries.

The aim of this article is to study the foreign experience of state regulation of the design and implementation of small-scale development projects and urban development projects in such territories, where objects of land ownership are presented in a separate form.

To achieve this goal in the work set the following tasks:

- to study the theoretical foundations of the planning of the territory;
- to identify the role of small planning projects in the development of urban areas;
- to analyze the policy in the field of land relations of European and domestic cities;
- to analyze the land relations in modern conditions;
- to consider the foreign experience of increasing the efficiency of the use of urban areas;
- on the basis of the analysis carried out to develop a concept for the creation of design solutions for the rational planning and use of urban areas.

Materials and Methods. In many countries, many studies were conducted analyzing the development of suburban areas in terms of planning and the prospects for their practical implementation [1-3]. Such large-scale expansion of territories can be managed by coordinated efforts, implemented jointly by municipalities, developers, authorities, financiers, etc., and this process can be based on national standards. The study of the implementation of these processes can be carried out on an example of agreements, formal plans of different

levels. Projects of the organization of the territory of land shares (shares) are developed in accordance with the Law of Ukraine "On the procedure for the allocation of land plots to the owners of land shares (shares)" dated June 5, 2003, No. 899-IV and Methodological recommendations regarding the procedure for the transfer of land parcels (share) in kind from the lands of collective ownership to the members of the KSP, the order of the State Committee of Ukraine for Land Resources, the Ministry of Agriculture and Food of Ukraine, the Ukrainian Academy of Agrarian Sciences of 04.06.1996, No. 471/172/48.

Land management projects for the regulation of the territory of settlements are developed on the basis of Article 53 of the Law of Ukraine "On Land Management", in line with the drafting of the plan of land and economic arrangement of the settlement, the order of the Ministry of Construction and Architecture and the State Land Committee of Ukraine dated September 24, 1993 No. 158/61.

Land-use work projects are made for the implementation of measures provided for schemes of use and protection of land, land management projects [1 - 3].

Work projects related to construction and earthworks are made in accordance with the State Construction Standards of Ukraine (DBN), the Procedure for Conservation of Land (Order of the State Committee of Ukraine for Land No. 175 dated 17.10.2002).

The technical documentation on land management regarding the establishment of the boundaries of the land plot in kind (on the ground) is developed in accordance with Art. 55 of the Law of Ukraine "On Land Management" in compliance with the requirements of normative acts on topographical and geodetic activities and Instructions on the procedure for the compilation, issue, registration and storage of state acts on the right of ownership of a land plot and the right to permanent use of land and land lease agreements.

The technical documentation on land management regarding the drawing up of documents certifying the right to land is developed in accordance with Art. 56 of the Law of Ukraine "On Land Management" and Instructions on the procedure for the compilation, issue, registration and storage of state acts for the right to own land and the right to permanent use of land, land lease agreements (Order of the State Committee of Ukraine for Land Resources of Ukraine of May 04, 1999 No. 43 as amended). Special thematic maps and atlases on land use and their use shall be drawn up in accordance with the Law of Ukraine "On Land Management", taking into account the provisions of the Law of Ukraine "On Topographic and Geodetic and Cartographic Activity" on the basis of surveys according to the Procedure for the Implementation of Natural-Agricultural, Ecological, Anti-erosion and Other Species zoning (zonation) of land, approved by the Resolution of the Cabinet of Ministers of Ukraine dated May 26, 2004 No. 681 and Methodical recommendations for the implementation of erosion zoning (zoning lands), approved by the order of the State Committee of Ukraine of 28.12.2004 number 420 [1-4].

Results and Discussion. In this article, the study of foreign experience of state regulation of designing and implementation of small-scale development projects and urban development projects in such territories, where objects of land ownership are presented in a separate form, are being studied. This study can be carried out by comparing construction processes in the example of four countries. The first two countries considered have a large and extensive experience of private construction on fragmented land plots, while the other two countries are in the process of transition from centralized regulation to a market economy, one of which is in the European Union, and the other is a candidate for membership. European Union [4-9].

The first two countries analyzed are England and Sweden. England is a country with a discrete design system oriented to a landowner or developer who must submit a detailed construction plan to obtain the so-called design permit. Local authorities (hereinafter - the municipality) or grant the right to design according to the submitted documents, which represents the right to continue the design according to the necessary conditions, or refuses to design. Among all the UK territories, it was decided to focus on England in order not to delve into the study of the various legislative options on which the design and construction procedures are based in accordance with the various jurisdictions of the United Kingdom. Of particular relevance to the choice of this country comes in the period of its exit from the EU.

On the example of Sweden, you can study the design system in which the municipalities require a strict, detailed plan for the right to design, and also imposes obligations on landowners. This preliminary plan contains additional regulatory requirements for the various parts of the project.

Two countries in the transition period are Macedonia and Poland. Both countries have a common history of development in a planned economy, in both countries rural territory could belong to private individuals. Nevertheless, the processes of design and construction until 1989 did not concentrate on dispersed construction activities outside of urban areas. Currently, the conditions for designing and implementing the project are gradually changing due to the new political situation, as well as the improvement of the economic situation for some groups of people.

A comparative study is difficult to carry out without posing a task. We will analyze the approaches used to plan the territories based on the selection of the most important criteria within the existing standards, including planning for the main construction processes: design, implementation of the project and management of the object. These processes, taking into account such criteria, can be attributed to any country, including Ukraine [5]. However, there are different ways of designing, implementing a project, and managing an object.

The most difficult from a legislative point of view is the planning and construction process [6] in small residential areas, with a host of owners and large conglomerates on the periphery. In this case, small companies and private individuals carry out construction. These projects, mostly of an individual nature, are, nevertheless, under the control of the municipalities. Therefore, developers should carry out the design and construction of the territory in strict accordance with the current legislation [7].

At this micro level of construction, a detailed plan is a joint product of technical, ecological, and economic processes that meet the most sought after land use needs, and fully complies with construction standards. Determine this aspect in more detail in order to understand how the formal construction project is implemented in practice, how the design of territories is carried out in accordance with the conditions of the local infrastructure. Let's also address the issues of long-term management of local infrastructure objects.

In order to show the process of project implementation, the following is a fragment of the conditional map. This card is used to more clearly identify elements of the analysis of the construction process in the countries under study. The basic assumption is that in a rural area where the land is owned by different small-holders (for example, five owners), it is necessary to create a number of land plots to which new roads, water pipes and sewage pipes will fit, and other necessary infrastructure. Part of the land will be used for green plantations and for the construction of a children's playground. All land parcels will be easily accessible, thanks to a specially created system of roads, which will be equipped with a properly designed infrastructure for water, sewage, various types of cables. Note that, for example, in Poland, this infrastructure is not located underground, but laid along the land.

A large plot on the left side of the drawing will be used in accordance with the example described. Parts of the existing property will be distributed to the public green space, for the construction of a children's playground and roads. To the right of the map are three land plots. The first one will be used for two construction sites and road construction. The other two plots will remain in the same form, but they will be changed by redevelopment (changing the boundaries along existing land holdings) [4].

Thus, a designated number of construction sites will be located in the allocated area for the construction of houses, and part of this zone will be used to create public roads and build local infrastructure in suitable places, as well as to create a green space. Next, part of the lines of property boundaries must be redefined. As a result, we are dealing with a combination of several processes of reorganization of land: crushing, redistribution, allocation of land for road construction, creation of public space and other necessary local infrastructure. These activities are considered through the prism of their interaction in the design and construction according to a hypothetical building scheme (Fig. 1).



Figure 1 – An example of detailed design and implementation of a project in a small area
Рисунок 1 – Приклад детального проектування та реалізації проекту на невеликій території

Before describing the differences in each of the countries presented, give a brief description of the relevant design systems. This is especially true in connection with the fact that the English system is quite

different from the others. This system is characterized mainly by the fact that it determines the possible boundary of the territory, but the landowner or developer must submit proposals for the development project. It is important to note that in England there is planning at the national level.

The Documentation on the Basis of Project Policy 2012 (abbreviated as NPPF) is the main regulatory document for local authorities. In England, there is no state master plan for land use, as it has been developed in most other European states, although in England there are specially designated lands for which it is very unlikely to be approved for design, they are strictly controlled. In England there are documents that regulate land use planning, they operate locally. In England, in some areas, project control is strictly limited, but they do not belong to the objects of study in this paper. The nominal procedure for any applicant is to conduct a number of basic inspections prior to applying for design to determine whether it is possible to obtain a generic development permit (short for GPDO), and most importantly - to find out if other Applications for prior authorization in accordance with the norms of city and state planning since 1995 - General Packet Development. It is important to find out whether the territory of the foreseen building is not covered by the law on conservation, or there are orders to preserve trees at the site of the construction site. Such information is available through the Local Planning Authority (LPA). If the site of the selected construction site does not contain any of the above restrictions, then you can contact the authorities (LPA) according to the procedure described. Landowner or developer can then apply for construction of buildings and infrastructure on a territory suitable for construction work. The application should contain all possible design information, even if several persons own the construction site at the time of submission of the application. If the applicant receives an application from the LPA, the application is considered approved, although it may be necessary to agree on several criteria before obtaining full approval. As soon as the permit is received, no other documents are required, but all facilities and infrastructure must comply with existing building legislation. In this regard, the English system is more oriented towards developers involved in large-scale development of territories, and separate private land owners may find it rather difficult to obtain individual building permits.

Unlike England, a general construction plan is needed for a lower level of design coordination in Macedonia and Poland. This condition does not apply to Sweden, where the government provides a degree of freedom in terms of developing and adopting detailed projects. The answer to the proposal for the development of the territory here may be obtained faster than in countries with mandatory general plans of development. Urban development may be adapted to local needs, which were not identified when a general plan was adopted. In this respect, there is some similarity to the English approach.

Conclusions and Recommendations. Thus, the role of general plans for the development of territories in most continental European countries is to serve as the basis for the formation of local detailed plans; A similar National Planning Policy Framework is implemented in England, but on a more situational basis. In this case, it is possible to fully reflect the prospects for the development of urban areas on the general master plan, or, as in England, through the adoption and strict implementation of the local land use plan (Local Land Use Plan). Similarly, it is possible to develop small areas, as is done in Sweden, even in the absence of the necessary data on the master plan.

The following tasks were solved in the work:

- the theoretical bases of the planning of the territory are studied;
- the role of small planning projects in the development of the territories of cities was explored;
- analyzed the policy in the field of land relations of European and domestic cities;
- analysis of land relations in modern conditions;
- foreign experience of improving the use of urban areas is considered;
- on the basis of the conducted analysis the concept of creation of design decisions on rational planning and use of urban areas has been developed.

Successful implementation of the measures envisaged by this article will significantly improve the design planning decisions of Ukrainian cities and will provide the opportunity for their development and growth of investment flows.

The main results obtained in the development of this article are the implementation of elements of the study of the effectiveness of planning the territories of Ukrainian cities. Thus, the goals set in the article are achieved.

References

1. Ofitsiynyy sayt Departamentu mistobuduvannya ta arkhitektury m. Kharkova [Official site of the Department of Urban Development and Architecture of Kharkiv]. Available at: <http://www.dma.kh.gov.ua/planning/kadastr> [in Ukrainian].
2. Derzhavni budivel'ni normy Ukrainy. Sklad ta zmist mistobudivnoho kadastru DBN B 1.1-16:2013 [State building regulations of Ukraine. Composition and content of the city cadaster] [in Ukrainian].
3. Zakon Ukrainy «Pro rehulyuvannya mistobudivnoyi diyal'nosti» [Law of Ukraine "On Regulation of Urban Development"], Verkhovna Rada Ukrainy: Zakon vid 17.02.2011 № 3038-VI. – Supreme The Council of Ukraine: Law No. 3038-VI dated February 17, 2011 [in Ukrainian].
4. Enemark, S. (1998). Updating digital cadastral maps – The Danish experience. FIG congress. Brighton. [in English].
5. Williamson, I. (1997). The justification of cadastral systems in developing countries. Geomatica, 51, 1, 21-36. [in English].
6. UNATED NATIONS: Inventory of Land Administration Systems in Europe and North America / Forth Edition, Produced and published by HM Land Registry, London, on behalf of the UNECE Working Party on Land Administration, July, 2005.
7. Lykhohrud, M. H. (2000). Struktura y osoblyvosti formuvannya kadaastrovoho nomera zemel'noyi dilyanky ta inshoyi nerukhomosti [Structure and peculiarities of the formation of the cadastral number of land and other real estate]. Zemlevporyadnyy visn – Land survey, 4, 64—68. [in Ukrainian].
8. Ho, S., Rajabifard, A., Stoter, J., Kalantari, M. (2013). Legal barriers to 3D cadastre implementation: What is the issue?, Land Use Policy, 35, 1, 379-387 [in English].

ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСІВ РОЗВИТКУ ТЕРИТОРІАЛЬНОГО ФОНДУ МІСТ УКРАЇНИ

Вень Мінмін, кандидат економічних наук, Хэйлунцзянський Бауи аграрний університет, декан факультету управління людських ресурсів, Китай, 163319, м. Дачин, вул. Синфон, 5.

Кватадзе Аліна Іродіонівна, асистент, Національний транспортний університет, асистент кафедри транспортного будівництва та управління майном, e-mail: kvatadze_alina@ukr.net, тел.: +38066210019, Україна, 01010, Київ, вул. Омеляновича – Павленка 1, <http://orcid.org/0000-0003-3320-3798>.

Анотація. В роботі досліджені питання розвитку та підвищення ефективності використання міських територій при складанні планувальних проєктів та проєктів землепорядної документації. Проведений аналіз сучасного стану правового та методичного забезпечення процесів дослідження територіального фонду міст України та порівняння його використання з зарубіжними країнами. Проаналізовані та порівняні підходи до створення планувальних проєктів для вирішення проблем в галузі територіальної забудови міст. Проведений аналіз сучасного стану правового та методичного забезпечення процесів розвитку територіального фонду міст України.

Ключові слова: кадастр, землеустрій, міська агломерація, генеральний план, правила землекористування і забудови.

Перелік посилань

1. Офіційний сайт Департаменту містобудування та архітектури м. Харкова <http://www.dma.kh.gov.ua/planning/kadastr>.
2. Державні будівельні норми України. Склад та зміст містобудівного кадастру ДБН Б 1.1-16:2013.
3. Закон України «Про регулювання містобудівної діяльності». Верховна Рада України; Закон від 17.02.2011 № 3038-VI.
4. Enemark, S, Updating digital cadastral maps – The Danish experience / FIGcongress, Brighton 1998.
5. Williamson, I., The justification of cadastral systems in developing countries / Geomatica. – 1997. – Vol. 51, № 1. – p. 21-36.
6. UNATED NATIONS: Inventory of Land Administration Systems in Europe and North America / Forth Edition, Produced and published by HM Land Registry, London, on behalf of the UNECE Working Party on Land Administration, July, 2005.
7. Лихогруд М. Г. Структура й особливості формування кадастрового номера земельної ділянки та іншої нерухомості. // Землепорядний вісн. – 2000. – № 4. – С. 64—68.
8. Ho S., Rajabifard A., Stoter J., Kalantari M. Legal barriers to 3D cadastre implementation: What is the issue? [Text] / S. Ho, A. Rajabifard, J. Stoter, M. Kalantari // Land Use Policy. 2013. – Vol. 35, N. 1. – P. 379-387.

NALYSIS OF SPATIAL VISIBILITY ON THE ROADS ON THE BASIS OF VISIBILITY COEFFICIENTS

АНАЛІЗ ПРОСТОРОВОЇ ВИДИМОСТІ НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ НА ОСНОВІ КОЕФІЦІЄНТІВ ВИДИМОСТІ



Bets Svitlana Oleksandrovna, National Transport University, Omelyanovich Pavlenko St. 1, Kiev, Ukraine 01010, graduate student of road design, surveying and land management, e-mail: svetuk2009@ukr.net, тел. +380677182879, Number ORCID: orcid.org/0000-0002-3855-3490.

Summary. The approach for estimating spatial visibility and improving the methods for determining visibility on roads is proposed. The main factors influencing visibility and methods for determining the visibility in the plan and profile are considered. The analysis of these methods has been carried out and deficiencies that can be solved by considering the visibility in space have been identified.

One of the conditions of road safety is visibility in plan, longitudinal profile and space. The analysis of spatial visibility based on the coefficients of visibility offered in the article enables to identify areas of the road with insufficient visibility due to the simultaneous combination of geometric elements of the road in plan and profile. This method provides the most accurate results with minimal time consuming inputs for definition coordinates (x, y, z). This method can be used in the design of roads, the analysis of conditions for safe traffic of cars, as well as in solving the need for partial or complete reconstruction of the road.

The results of the research can be implemented in design institutes and road maintenance services to determine the transport and operational status and to resolve reconstruction issues.

Keywords: road, spatial visibility, visibility schedule, graph of coefficients of visibility.

Introduction (Вступ).

Visibility on the road is an essential indicator of its transport and operational qualities and traffic safety.

Visibility is the maximum distance from which the driver can clearly identify the limits of the elements of the road and the placement of traffic participants, enabling the driver to orientate while driving, choose safe speed and distance and carry out safe maneuver.

The main factors influencing the distance visibility on the road are: the arrangement of the road strip, the geometric characteristics of the longitudinal and transverse profile, the speed of the vehicle, the range and efficiency of lighting by light means in vehicles, meteorological conditions, etc. One of the main factors is the geometric characteristics of the road and the speed of vehicles.

Materials and methods (Матеріали та методи). The article used methods of mathematical modeling, the relationship between the parameters of the road and visibility, experimental research to determine the range of spatial visibility.

Results and Discussion (Результати і пояснення).

Classic methods allow you to check the visibility of the oncoming vehicle separately:

- In the conditions of the horizontal curve must ensure the mutual visibility of two oncoming vehicle at a distance of two brake tracks:

$$S_{safe\ viz.} = S_{safe1} + S_{safe2} \quad (1)$$

where $S_{safe\ viz.}$ – visibility distance, m;

S_{safe1}, S_{saf} – the size of the braking way of the oncoming vehicles, m.

Visibility is considered secured, if there is no obstacle in the driver's field of view in each direction.

On curves with small radii of sufficient visibility can be provided by way cutting slopes, felling of trees and shrubs, demolition of fences and buildings on the inside side the visibility curve. A graphic method is usually used to determine the boundary of visibility within the curve zone. If the trajectory of the vehicle's motion is divided into segments that are equal to the distance of visibility, by drawing a straight line connecting

the ends of the range of the visibility distance along the curve, then the curve (parabola), carried out through the points of intersection of the direct rays from the inside of the curve, will be the boundary of visibility [1]. The area inside this curve, called the visibility area, must be cleared from obstacles that obstruct visibility.

- Visibility for stopping a car in front of an obstacle is considered assured if the driver is able to see him the road and the surrounding situation in front of at some distance, sufficient for braking the car, or bypass obstacles on the road.

In order to ensure traffic safety, the driver of a car must see the road and the surrounding situation on the road in front of him.

The estimated distance of visibility of the road surface is determined, based on the possibility of a complete stop of the car before the obstacle [2]

$$S = \frac{V_p}{3,6} + \frac{K_9 \cdot V_p^2}{254 \cdot (\varphi \pm i)} + l_0 \quad (2)$$

where V_p - estimated speed of movement for a vehicle, km / h;

K_9 - coefficient taking into account the effectiveness of the brake action (for cars and trucks are taken equal 1,2-1,3);

φ - coefficient of longitudinal grip on the net cover (take 0,4);

i - longitudinal slope of the road;

l_0 - stock for safety (take 5-10 m).

- The side visibility is provided when the vehicle which moving in the transverse direction notable at such a distance that enables the driver to adequately assess the situation and braking in time without collision.

The main condition of the accident-free crossing of the other traffic flows in the same level is the mutual visibility of vehicles approaching the intersection (adjoining) from the transverse direction.

The distance at which the transversal vehicle must be seen should be sufficient to enable the driver to adequately assess the situation and braking in time without collision [3]:

$$S = \frac{(t_1 + t_2)V_{85\%}}{3,6} + \frac{V_{85\%}^2}{254\varphi} \quad (3)$$

where S – estimated distance of visibility of road surface;

t_1 – estimated time of the driver's reaction (2,5 s);

t_2 – time required to complete the vehicle maneuver;

$V_{85\%}$ – estimated speed on the road section, km / h;

φ – coefficient of longitudinal adhesion of the car wheel with coating - 0,3;

Visibility is considered to be secured if none of the elements of the terrain located within the field of vision concentration of the drivers at a distance S_{side} from each direction does not overlap the visibility of the transverse transport.

- In the presence of a convex vertical curve in the longitudinal profile.

The limitation of the visibility of the oncoming vehicle in the longitudinal profile depends on the magnitude of the difference between the mark of the travel section on the vertex of the convex vertical curve (the points of the fracture of the ascent and descent) and the mark of the travel part of the distance from the summit [4], in accordance S_{safe1} and S_{safe2} .

$$H_B - H_{S1} < 1,2 \quad \text{or} \quad H_B - H_{S2} < 1,2 \quad (4)$$

where H_B - mark the surface of the travel section on the vertex of the convex vertical curve, or the point of the turning point lift - descent;

H_{S1} – a mark the surface along the axis of the travel part at a distance S_{safe1} , m;

H_{S2} – a mark the surface along the axis of the travel part at a distance S_{safe2} , m;

The greatest safety of movement is provided at a distance of not less than 700 m. If the visibility of the oncoming vehicle in the longitudinal profile is less than 300-350 m, and in the plan - 250 m, the safety of the vehicle from the condition of braking before the obstacle is not ensured [1].

- In the presence of a convex vertical curve in the longitudiale.

The visibility conditions of the vertical curves significantly deteriorate at night. On convex curves, the headlights shine above the road surface, and on concave curve, the headlights lights the road only near the car. Therefore, the minimum radius of concave curves is calculated from the condition of visibility at night [5]:

$$R_U = \frac{S^2}{2 \cdot (h_\phi + S \cdot \sin \frac{\alpha}{2})} \quad (5)$$

where h_ϕ - distance from the surface of the travel part to the vehicle headlights (take 0,7 m);

α - angle of diffusion of headlights (take 3°)

In addition, when move a concave curve on the car operates a centrifugal force, which presses it to the travel part.

All these visibility checks do not give unambiguous results when combining the horizontal and vertical elements of the road on a particular site.

Spatial visibility combines visibility into plan and profile at the same time. This is necessary to detect visibility in areas where there is a combination of curves or inclination in the profile and plan at the same time. This is done using the method of "cones" [6].

This method can have a graphical and analytical expression.

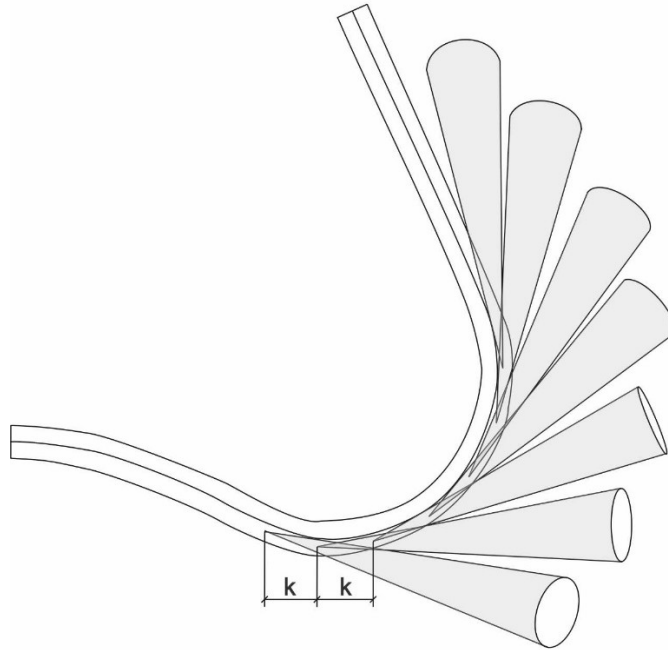
In graphical form, the method is used in this way. To begin with, you need to create a spatial model of terrain and road. This can be done using the Civil 3D software and functions to load coordinates and to create a terrain model with GoogleEarth software. For a more precise definition of visibility, it is necessary that in the model of the terrain, besides the relief, there are still objects that can create obstacles for visibility: buildings, trees, bushes, road signs, etc. At the driver's level of vision, the cone of the concentration distribution of the driver's vision is set. Its direction depends on the position of the spatial vector, which consists of the sum of the horizontal and vertical vectors of vision. The cone moves along with the vehicle's movement along the spatial model of the road. Thus, you can visually estimate the boundary of visibility - everything that is placed in the middle of the cone falls into the visibility zone.

In an analytical form, this method is described by the equation of the cone in space.

$$\begin{cases} (x - x_2)^2 + (y - y_2)^2 + (z - z_2)^2 = d^2 \cdot tg^2 6^\circ \\ (x_2 - x_1)(x - x_2) + (y_2 - y_1)(y - y_2) + (z_2 - z_1)(z - z_2) = 0 \\ \frac{x - x_1}{m} = \frac{y - y_1}{n} = \frac{z - z_1}{1} \end{cases} \quad (6)$$

This cone is set at the level of the driver's vision, where the cone base is at the maximum visibility distance for this speed. The direction of the installation of the cone is determined by the spatial vector [7], which is described as follows: Let's represent the road in the form of the hodograph of the vector-function, which represents the set of vectors coming out of a fixed point in space and varying depending on the scalar argument. For the scalar argument we adopt the widespread factor in road practice - the length of the horizontal laying of the road. Having defined the vector-function, we have the opportunity to study its properties, and hence the properties of the road axis, by the methods of differential geometry.

Depending on the character locality and the road, the step of displacement of the cone is determined. If the terrain is hilly and the track has many angles of rotation, the step should be smaller (10 - 20 m), If the terrain is plain, the step may be slightly larger and amount to 25-50 m.



k – step of displacement of the cone of spatial visibility

Figure 1 – Placement of cones

Рисунок 1 – Розміщення конусів

By determining step of displacement of the cone, you can build a visibility chart. The actual visibility range is defined as follows. Using the methods of gathering information (GPS technology, satellite maps, laser scanning of terrain), three-dimensional coordinates are defined, which are the source data for building a three-dimensional model of the road and terrain. With the help of computer programs, a spatial model of a road with three-dimensional coordinates along the road axis and the edge of the travel section is being constructed. On the traffic lane a cone of visibility is established, the characteristics of which depend on the speed of vehicles. At the intersection of the lateral face of the cone with the edge of the travel section a point is determined which has three-dimensional coordinates (x, y, z) , the difference between the coordinates of the vertex of the cone and the point found will give the range of visibility (fig. 2).

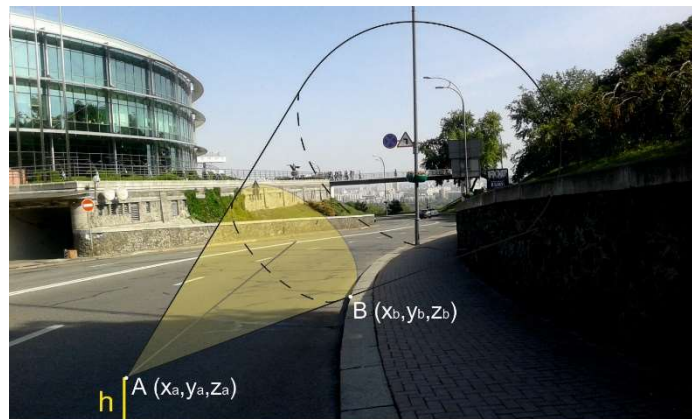


Figure 2 – Determination of visibility range

Рисунок 2 – Визначення дальності видимості

According to this data, a graph of visibility of the road is constructed in the forward and reverse directions. Where the axis of abscissa is set aside distance along the route, axis the ordinates - the distance of visibility at the corresponding point on the road.

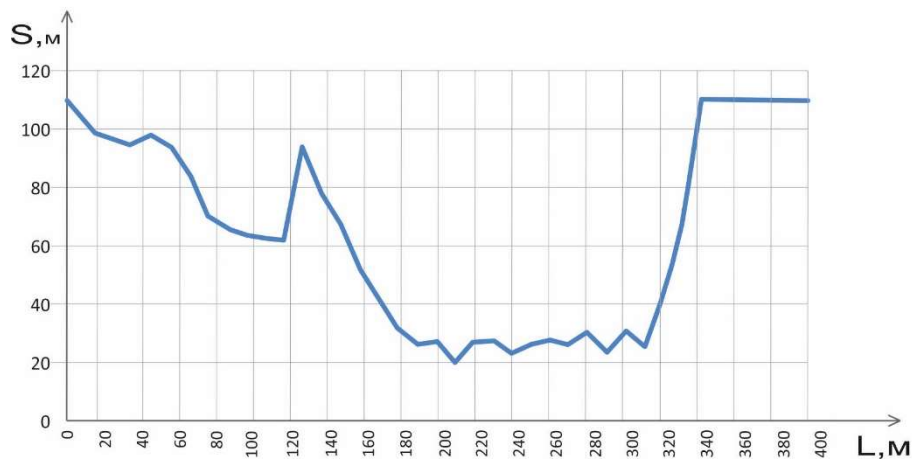


Figure 3 – Schedule of visibility in the forward direction
 Рисунок 1 – Графік видимості в прямому напрямку

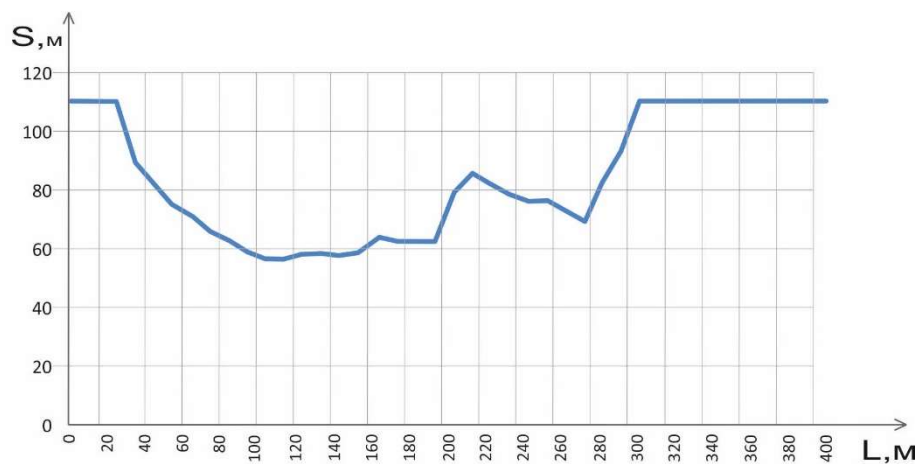


Figure 4 – Schedule of visibility in the opposite direction
 Рисунок 4 – Графік видимості в зворотному напрямку

This graph describes the visibility range at any point in the road plot. Depending on the category of the road and the speed of movement, the permissible range of visibility is determined on the plot under study.

On the basis of definite admissible and real visibility, construct a graph of visibility coefficients in the forward and reverse directions.

$$K_B = \frac{S}{S_{perm}} \quad (9)$$

where S – the value of actual visibility at any point on the road section, m;

S_{perm} – permissible visibility on the road section, m.

Actual visibility is determined by the method of cones by the three-dimensional coordinates shown in Fig.2. The permissible visibility on the section of the road depends on the speed and is taken in accordance with the DBN V.2.3-5:2017 [8] табл. 5.7.

If the value of the coefficient is greater than 1.0, then visibility is considered to be secured.

On the basis of the graphs of the coefficients of visibility, it is possible to estimate the areas where visibility is not provided and to analyze them in more detail. The analysis shows where visibility is not provided – in a horizontal or vertical plane. After analyzing charts, measures are taken to improve the visibility conditions. Depending on the analysis of the charts, the following steps can be taken to improve the visibility conditions:

1. Limitation the speed of vehicles in areas with insufficient visibility.
2. Increase the radius of horizontal curves.

3. Reduce longitudinal slope.
4. Designing a longitudinal profile - a block with two transition curves.

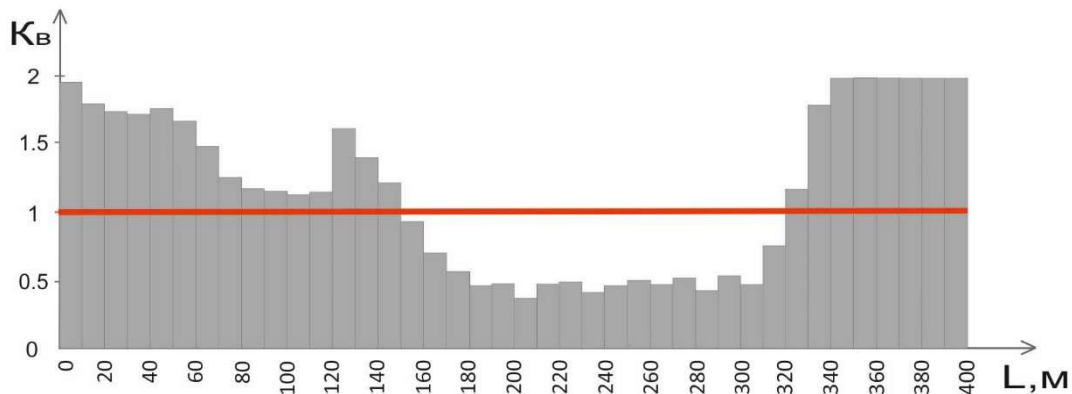


Figure 5 – The graph of the coefficients appears in the forward direction
Рисунок 5 – Графік коефіцієнтів видимостів прямому напрямку

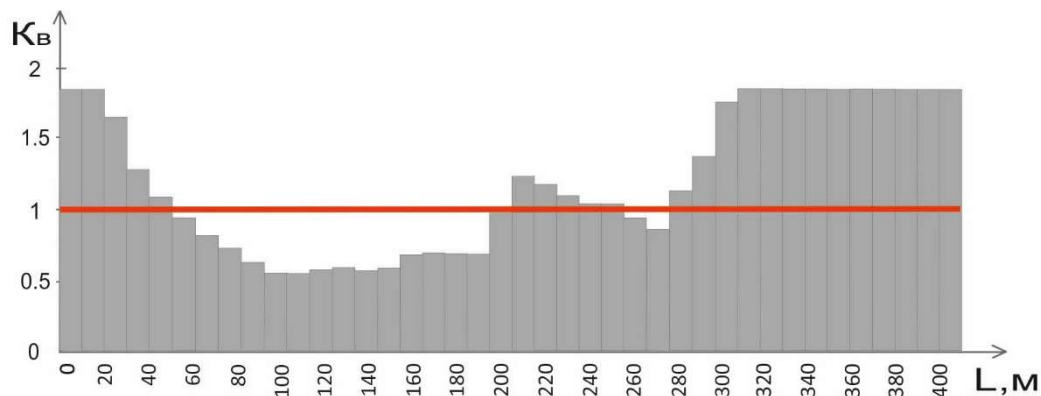


Figure 6 – The graph of the coefficients appears in the opposite direction
Рисунок 6 – Графік коефіцієнтів видимості в зворотному напрямку

Results and Discussion (Висновки та пояснення).

The article contains new approaches of determining the spatial visibility on the road. The result of the work is the development of a method for analyzing spatial visibility based on visibility coefficients and developing measures to increase it.

This technique can be used in the analysis of conditions of safe traffic of vehicles, as well as in the feasibility studies of the need for highway reconstruction.

References

1. Kamenetskiy B. F. "Roads" / BF Kamyantsky, I.V. Koshkin - M.: Transport, 1979. – 332p.
2. Boychuk V.S. Road guide directory / V. S. Boychuk - K.: Harvest, 2002. – 557p.
3. Passport of the roads. SOY 42.1-37641918-038: 2011. - K.: Ukravtodor, 2011. - 115s.
4. Identification of potentially hazardous areas of roads. SOY 42.1-37641918-038: 2016. - K.: Ukravtodor, 2016. – 133p.
5. Andreev O.V. Directory of road engineer. Reconstruction of highways / Ed. O.V. Andreeva - M: Transport, 1977. – 559p.
6. Savchuk S.O., Determining spatial visibility on the roads// Visnyk NationalTransportUniversity. Series «Technical sciences».Scientific and Technical Collection.– Kyiv: National Transport University, 2017. – Issue 1 (37). – P. 358-362.
7. D.O. Pavluk, S.S. Kizima. The geometrical characteristics of the track road as spatial curve.: UDK 625.724.
8. DBN V.2.3-5: 2017. Streets and roads of settlements.

АНАЛІЗ ПРОСТОРОВОЇ ВИДИМОСТІ НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ НА ОСНОВІ КОЕФІЦІЄНТІВ ВИДИМОСТІ

Бетц Світлана Олександрівна, аспірант кафедри проектування доріг, геодезії, картографії та землеустрою, Національний транспортний університет, вулиця Омеляновича - павленко 1, Київ, Україна, 01010, e-mail: svetuk2009@ukr.net, тел. +380677182879, Number ORCID: orcid.org/0000-0002-3855-3490.

Анотація (Summary). Запропоновано підхід, щодо оцінки просторової видимості та удосконалення методів визначення видимості на автомобільних дорогах. Розглянуто основні фактори, які впливають на видимість (облаштування придорожньої смуги, геометричні характеристики поздовжнього та поперечного профілю, швидкість руху транспортного засобу, дальність та ефективність освітлення світловими засобами на автомобілях, метеорологічні умови та ін.) та методи визначення видимості в плані і профілі. Проведений аналіз цих методів. Розглянуто визначення відстані видимості на горизонтальних та вертикальних (увігнутих та опуклих) кривих. В результаті аналізу виявлені недоліки, які можна вирішити, розглядаючи видимість в просторі.

Одним із факторів забезпечення безпеки дорожнього руху є достатня видимість у плані, поздовжньому профілі та просторі. Запропонований у статті аналіз просторової видимості на основі коефіцієнтів видимості дає можливість виявити ділянки автомобільної дороги з недостатньою видимістю за рахунок одночасного поєднання геометричних елементів дороги в плані і профілі. Такий підхід забезпечує максимально точні результати при мінімальних витратах часу на отримання вихідних даних (координат x , y , z) використовуючи супутникові технології та наземні технології лазерного сканування. Даний метод може використовуватися при проектуванні автомобільних доріг, аналізі умов безпечного руху автомобілів, а також при вирішенні необхідності часткової або повної реконструкції автомобільної дороги.

Результати дослідження можуть бути впроваджені у проектних інститутах та експлуатаційних службах доріг для визначення транспортно-експлуатаційного стану і вирішення питань реконструкції.

Ключові слова (Keywords): автомобільна дорога, просторова видимість, графік видимості, графік коефіцієнтів видимості.

Перелік посилань

1. Камянецкий Б.Ф. «Автомобильные дороги» / Б.Ф. Камянецкий, И.В. Кошкин. – М.: Транспорт, 1979. – 332 с.
2. Бойчук В.С. Довідник дорожника/ В.С. Бойчук. – К.: Урожай, 2002. – 557 с.
3. Бабков В.Ф. Проектирование автомобильных дорог: учеб. пособ. / Бабков В.Ф., Андреев О.В. Изд. 2-е, перераб. и доп. – М.: Транспорт, 1987. – 368 с.
4. Визначення потенційно небезпечних ділянок доріг. СОУ 42.1-37641918-038:2016. – [Чинні від 2016–03–01]. – К.: Укравтодор, 2016. – 133 с.
5. Андреев О.В. Справочник инженера-дорожника. Изыскание автомобильных дорог/ Под ред. О.В. Андреева – М: Транспорт, 1977. – 559 с.
6. Савчук С. О. Визначення просторової видимості на автомобільних дорогах // Вісник Національного транспортного університету: наук.-техн. зб. – К. : НТУ, 2017. – Вип. 1(37). – С. 358-362.
7. Павлюк Д.О., Кизима С.С. Геометричні характеристики траси автомобільної дороги як просторової кривої : УДК 625.724. Вулиці та дороги населених пунктів. ДБН В.2.3-5: 2018. – [Чинні від 2018–09–01]. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2018. – 55 с.

СУЧАСНІ СТАТИСТИЧНІ МЕТОДИ ОБРОБКИ ЕКОЛОГІЧНИХ ДАНИХ

MODERN STATISTICAL METHODS OF ENVIRONMENTAL DATA PROCESSING



Артеменко Владислав Андрійович, Український гідрометеорологічний інститут Державної служби України з надзвичайних ситуацій та Національної академії наук України, науковий співробітник відділу гідрохімії, e-mail: artemenko@uhmi.org.ua, тел.. 380936011250, Україна, 03028, м. Київ, просп. Науки 37, к.34.



Петрови́ч Володи́мир Васи́льович, кандидат технічних наук, професор, старший науковий співробітник, професор кафедри транспортного будівництва та управління майном Національного транспортного університету. e-mail: petrovichvv60@ukr.net, тел. +380442807338, Україна, 01010, м. Київ, вул. М. Омеляновича-Павленка, 1, к. 138.,

<https://orcid.org/0000-0003-0422-2535>

Анотація. Розроблена сучасна парадігма обробки екологічних даних, яка базується на непараметричних методах статистики.

Наведені істотні переваги запропонованої парадігми.

Ключові слова: екологічні дані, обробка даних, часові гідрохімічні ряди, непараметричний метод статистики.

Вступ

Звичайно при аналізі будь-якої екологічної інформації використовують параметричні методи обробки даних.

При застосуванні таких статистичних методів необхідним є виконання наступних умов [1]:

- розподілення даних повинно бути близьким до одного із широко відомих розподілень (на практиці застосовують переважно нормальний закон розподілення);

- вибірка повинна бути значною (не менш ніж 30 спостережень);

- всі дані – тільки інтервальні та безперервні.

На сучасному рівні досліджень вихідні дані розглядають переважно із позицій часових рядів.

Застосовуючи нормальне розподілення, тим самим приймають за основу повну випадковість процесу слідування даних.

Але ігноруючи порядок слідування, тим самим не враховують фактор сезонності та інші важливі прояви такого типу даних, як природний часовий ряд (наявність аномальних значень та різного роду вибросів, та інше).

Незважаючи на безліч критичних зауважень відносно застосування параметричних методів, сучасна парадігма обробки та аналізу екологічних даних не розроблена.

Для адекватної обробки вихідних даних доцільно використовувати непараметричні методи [2]. В статті наведені основи сучасної парадігми обробки екологічних даних, яка базується переважно на непараметричних методах статистики.

Вихідні дані

Екологічні процеси залежно від типу задач характеризують за допомогою різних часових рядів. Розглянемо у даному випадку часові гідрохімічні ряди.

Для виконання розрахунків були використані дані по річці Десна (створ с. Літки) за період з 1995 по 2010 рік включно (без пропусків). З метою спрощення обчислень значення даних за 29 лютого високосних років із розглянутих рядів виключалися.

Дані являють собою концентрації речовин, які виражають в $мг/л$ ($мг/дм^3$) або $мкг/л$ ($мкг/дм^3$).

Як відомо, збір та оперативна обробка гідрохімічної інформації у “ручному режимі” може виконуватись переважно один раз на добу.

На підставі такої інформації далі знаходять середньомісячні, або “істинні” показники.

Звісно, що збір інформації можливо виконувати також один раз за сезон.

Однак при такому гранично рідкому заборі річкової води маємо значну втрату корисної інформації. У цьому зв'язку певний оптимум досягається при зборі інформації один раз на місяць (можливо у довільні дні цього місяця). У результаті такого збору інформації одержують так звані “квазісередньомісячні” гідрохімічні показники.

Проведене порівняння “істинних” та “квазісередньомісячних” показників для цих та багатьох інших водних об'єктів дало можливість встановити, що різниця між ними звичайно не перевищує 10% ... 20% (середнє значення 15%).

Глобальної втрати точності розрахунків при цьому не спостерігається. В той же час проводити відповідні аналізи стало швидше та дешевше.

На рис. 1а наведений графік ряду “квазісередньомісячних” (далі середньомісячних) концентрацій аммонійних іонів, на рис. 1б – графік ряду середньомісячних концентрацій кисню, що розчинений у річковій воді.

Застосування методів непараметричної статистики при аналізі природних часових рядів.

Звичайно вихідні дані аналізують із позицій природних часових рядів, які проявляють одночасно властивості як детермінованості, так частково також і властивості випадковості [3].

Тобто із практичної точки зору природні часові ряди не є рядами детермінованими, але, в то же час, вони не будуть і повністю випадковими.

На сучасному рівні знань прийнято розглядати такі ряди як “ряди невизначені”. Аналізуючи вихідні дані із таких позицій, тим самим допускають застосування до цих рядів спеціальних методів дослідження.

Для адекватної обробки даних у цьому випадку використовують непараметричні методи статистики.

Як відомо, одна із головних переваг непараметричних методів полягає у тому, що встановлювати закон (законо) розподілення вихідних даних не потрібно.

Існує однастадійний підхід, за допомогою якого можливе використання практично всіх методів непараметричної статистики із єдиних позицій – метод непараметричного бутстрепа [4].

Більш того, це єдиний метод, що дозволяє використання відносно незначних модифікацій при проведенні будь-якого статистичного теста. Таким чином, виконання непараметричних досліджень можливо проводити за єдиною загальною схемою!

Метод непараметричного бутстрепа дозволяє легко виконувати складні числові дослідження, одержуючи при цьому не тільки значення певної статистики, але також знаходити різні довірчі інтервали: для квантиля будь-якого рівня, для коефіцієнтів різного типу регресій, різного виду кореляцій та ін.

Якщо є необхідність, можливе одержання значення “p-value” без застосування спеціальних математичних функцій (як це має місце у випадку застосування параметричних методів).

Аналіз на нормальність розподілення гідрохімічних даних.

Перевірялась погодженість гідрохімічних даних із нормальним розподіленням.

Використовувались середньомісячні дані за 20-річний період для крупної рівнинної річки України (р. Десна).

Згідно [1], критерій Шапіро – Уїлка є одним із найбільш ефективних критеріїв перевірки нормальності розподілення величин. У дослідженні у першу чергу був використаний цей критерій та значення $p=0.05$ ($p=5\%$).

Як показали результати, тільки один показник із 15 досліджуваних можливо вважати нормально розподіленим (кисень, що розчинений у воді).

Всі інші показники нормальному розподіленню не підлягали.

Зважаючи на те, що наведений вище аналіз на нормальність буде явно недостатнім, була значно підвищена кількість відповідних тестів [1, 5].

Використовували критерії асиметрії, Колмогорова – Смірнова та інші (порядка 10 критеріїв).

При цьому одержали подібні результати.

Якщо прийняти таку аналогію і для інших водних об'єктів, це може бути достатньо переконливим узагальненням, що має безпосередню практичну цінність.

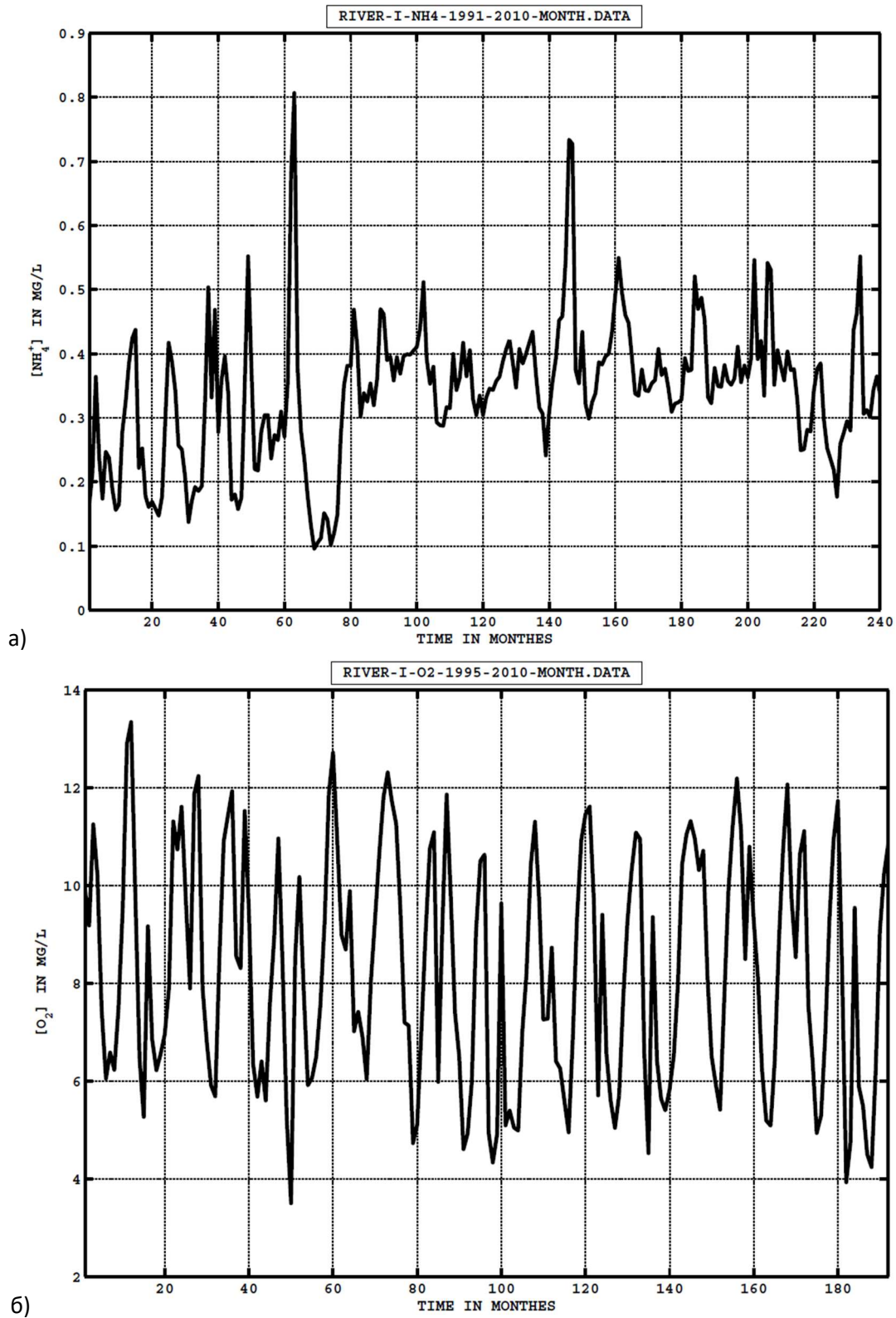


Рисунок 1 – Графік ряду середньомісячних концентрацій амонійних іонів (а) та кисню, що розчинений у річковій воді (б).

Figure 1 - Graph of a number of average monthly concentrations of ammonium ions (a) and oxygen dissolved in river water (b).

Розглянемо адекватність положення, що гідрохімічний часовий ряд залежить від попередніх складових цього ряду.

Дослідження виконувались за допомогою автокореляційної функції ряду (ACF).

З цією метою дві копії ряду зсувались на 1;2;3; ... точки ряду відносно одна від іншої, отримуючи таким чином так званий LAG.

Далі для кожного зсуву визначали коефіцієнт кореляції. Маючи достатню кількість точок, що відповідали коефіцієнту кореляції при певному значенні зсуву, з'єднували точки відрізками прямих, одержуючи остаточно графік ACF (див. рис.2а та рис 2б). Як видно, при значеннях LAG, що дорівнює одному – двум місяцям, “падіння” на графіках для нітратних іонів та кисню відносно невелике, тобто зберігаються достатньо високі значення коефіцієнта кореляції. Тому можливо говорити, що для цих рядів існує взаємозв'язок певної частини ряду із попередніми значеннями цього ряду. Тобто дані не можна вважати незалежними у цьому сенсі. Щодо амонійних та нітритних іонів, то такі взаємозв'язки у ряді виражені значно слабше.

У дослідженні був використаний рівень значущості 0,05(5%), що є звичайним значенням у гідрохімії. Тому коефіцієнти кореляції, більші по модулю ніж 0,15, розглядались як значущі.

Але, як відомо, така класично виконана автокореляція базується на лінійній кореляції Пірсона, що припускає нормальне розподілення даних [6].

Тому реалізацію автокореляційної функції ряду (ACF) визначали також із застосуванням непараметричних кореляцій Кенделла та Спірмена [4].

При порівнянні графіків, що були одержані із використанням метода непараметричної кореляції, із графіками “класичної” кореляції з'ясувалось, що загальний вид графіків та відповідні статистики змінювались мало (значно менше, ніж ми припускали).

У цьому зв'язку оцінка залежності ряду від його певної попередньої складової за допомогою метода непараметричної кореляції та “класичним” методом можуть бути рівнозначно використані при гідрохімічних розрахунках. При цьому “класичний” метод оцінки функції повинен бути попередньо ретельно перевірений, особливо при наявності аномальних значень у вихідних даних.

Враховуючи, що гідрохімічні дані являють собою природні часові ряди, розглянемо далі таку важливу їх властивість як сезонність. Для цього використаємо дискретне перетворення Фур'є.

Фур'є – спектри потужності деяких гідрохімічних даних наведені відповідно на рис. 3а та рис. 3б.

Як показує наш досвід аналізу таких даних, графік Фур'є – спектра стає більш очевидним, якщо по горизонтальній вісі відкладати номер гармоніки. Приймаючи рівень значущості 5% та застосовуючи метод непараметричного бутстрепа, знаходимо значущі гармоніки для $[NH_4^+]$, $[NO_2^-]$, $[NO_3^-]$ та $[O_2]$.

Так, для $[NO_3^-]$ та $[O_2]$ виявляємо три такі гармоніки. Для $[NO_3^-]$ це буде 17-та, 20-та та 40-ва гармоніки, що відповідає періоду коливань

$240/17 \approx 14,1$ (місяця),

$240/20 \approx 12$ (місяців),

$240/40 \approx 6$ (місяців).

Для $[O_2]$ це відповідно 16-та, 32-а та 48-а гармоніки, що відповідає періоду коливань

$192/16 \approx 12$ (місяців),

$192/32 \approx 6$ (місяців),

$192/48 \approx 4$ (місяці).

У даному випадку 240 та 192 – довжина відповідних рядів (у місяцях).

Як видно, 12 – місячна та 6 – місячна періодичність відмічається у обох випадках.

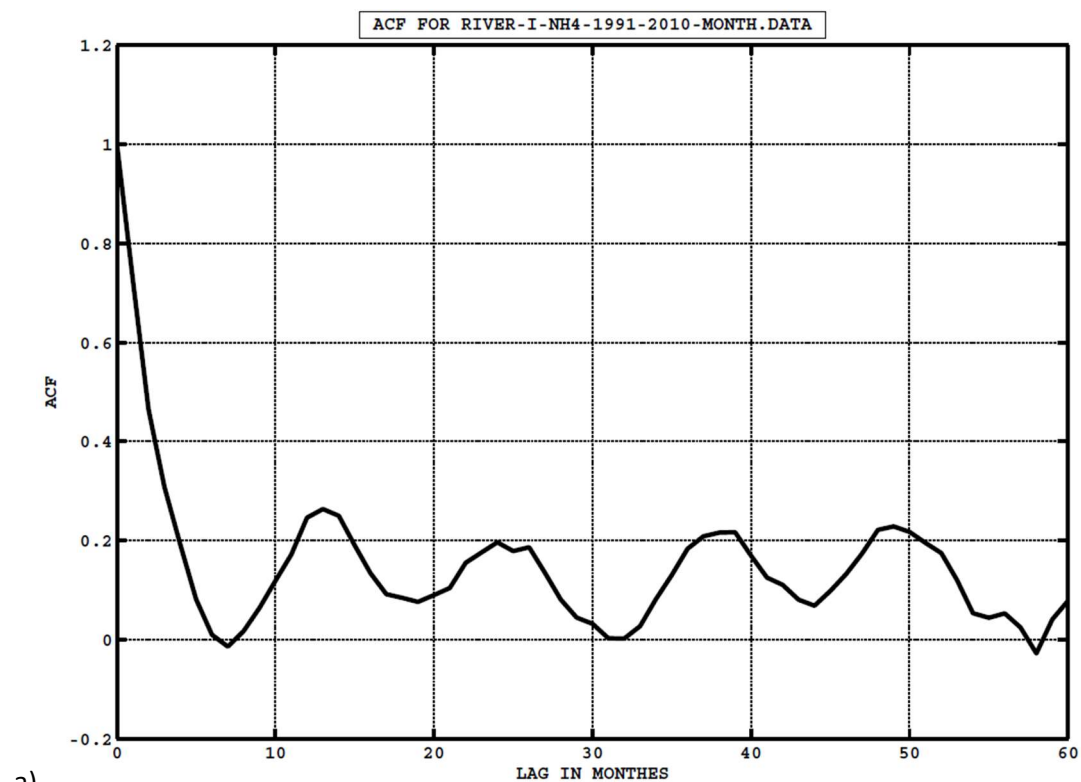
Крім того, для $[O_2]$ фіксується чітка 4 – місячна періодичність.

Для $[NH_4^+]$ та $[NO_2^-]$ значущих гармонік достатньо багато: для $[NH_4^+]$ буде 9, а для $[NO_2^-]$ – 6 значущих гармонік.

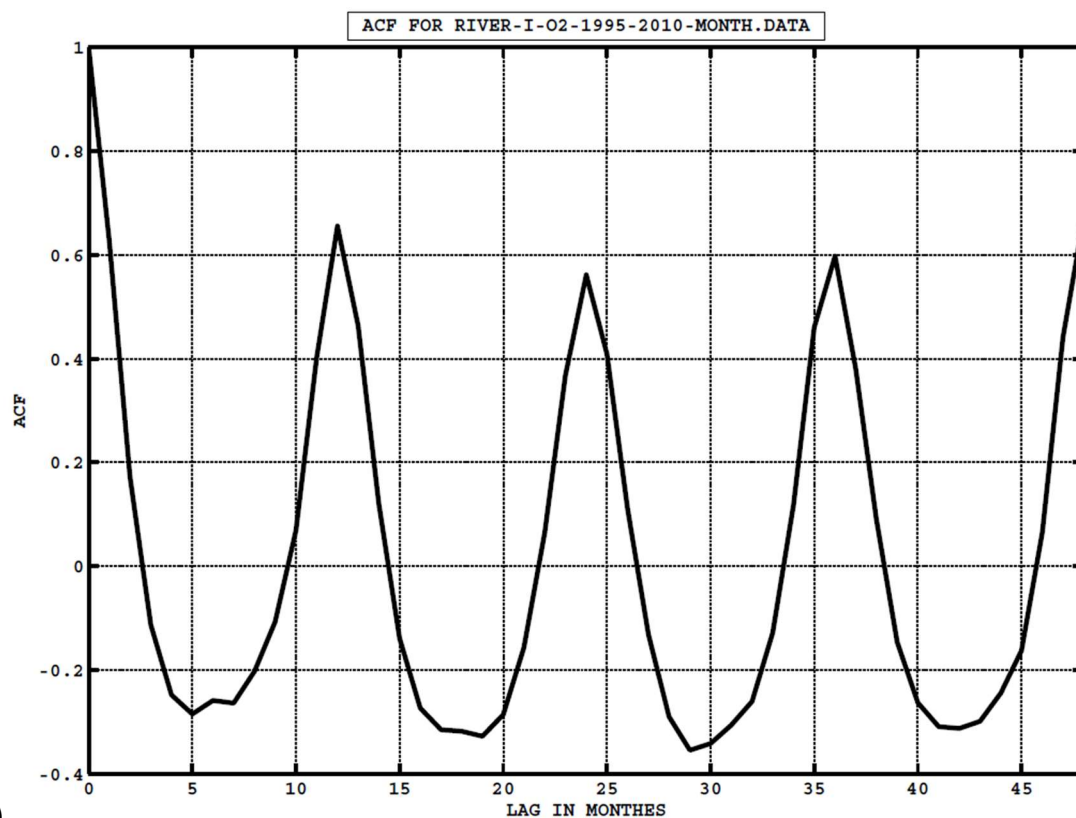
При цьому відмічаємо наявність коливань із періодом 12 місяців (1 рік).

У ряді $[NO_2^-]$ виділяємо також коливання із періодом 6 та 4 місяці.

Таким чином, часові гідрохімічні ряди можуть “розрізняти” сезони календарного року, що узгоджується із нашими попередніми дослідженнями[7].



a)



б)

Рисунок 2 – Графік класичної автокореляційної функції гідрохімічного ряду (ACF) для амонійних іонів (а) та кисню, що розчинений у річковій воді (б).

Figure 2 - Graph of the classical autocorrelation function of the hydrochemical series (ACF) for ammonium ions (a) and oxygen dissolved in river water (b).

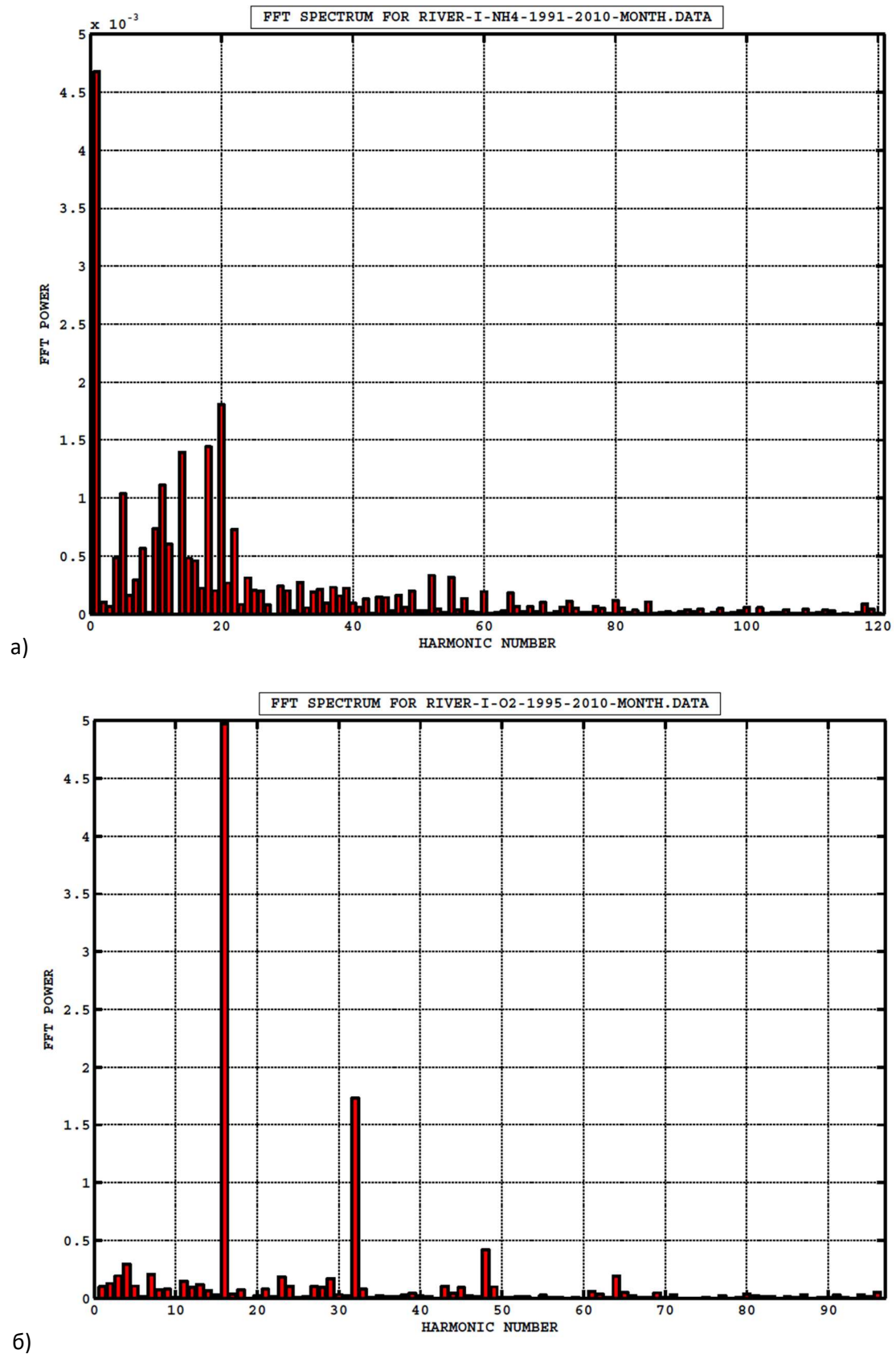


Рисунок 3 – Фур'є – спектри потужності гідрохімічного ряду амонійних іонів (а) та кисню, що розчинений у річковій воді (б).

Figure 3 - Fourier - power spectra of the hydrochemical series of ammonium ions (a) and oxygen dissolved in river water (b).

Далі розглянемо зміни у поведінці гідрохімічних рядів впродовж кожного місяця. Для цього виберемо із ряда середньомісячних гідрохімічних показників всі значення за 20-річний період, що відповідають січню.

Таким чином, будемо мати вибірку із 20 точок. Далі знаходимо середнє із цих даних та одержуємо одне число (одну точку).

Виконаємо таку операцію відповідно для лютих, березней, ... листопадів та грудней. У результаті маємо 12 точок, тобто по одній точці для кожного місяця.

Як відомо, у метеорології існує таке поняття як “середнє багаторічне”, або “метеонорма”.

Враховуючи, що у метеорології більшість часових рядів підпорядковується закону нормального розподілення, використання значення “середнього арифметичного” буде цілком допустиме.

В той же час гідрохімічні дані, навпаки, мають статистичні розподілення, які досить далекі від нормального.

У цьому зв'язку поняття “метеонорма” для гідрохімічних часових рядів повинне базуватись не на “середньому арифметичному”, а на значенні медіани.

Якщо все ж таки використати значення “середнього арифметичного”, відмінність не буде набувати катастрофічного характеру.

Згідно рис. 4а та 4б, у даному разі спостерігається істотна залежність “середнього значення” (у даному випадку це медіана) від місяця року.

Слід врахувати, що значення окремих показників можуть змінюватись у продовж року у декілька разів (іноді майже на порядок!). Наприклад, для нітратних іонів $[NO_3^-]$ максимум значень спостерігаємо у лютому (біля 4,5 мг/л), а мінімум – наприкінці травня (0,6 мг/л). Тобто концентрація речовини за цей період змінювалась майже у 8 разів.

Якщо надалі будемо мати у цьому випадку надлишкову концентрацію речовин (за травень-червень), можна вважати, що режим водного об'єкта змінюється у гірший бік.

Дослідження, наведені у статті, супроводжувались також визначенням довірчих інтервалів, або значеннями *p-value*, або того чи іншого разом.

Висновки

1. Показана неспроможність класичної парадигми обробки гідрохімічної інформації, яка базується на параметричних методах статистики.

2. Гідрохімічні дані слід обов'язково розглядати із позицій природних часових рядів. При цьому для гідрохімічних рядів вкрай важливим є порядок слідкування даних (у більшості випадків – за часом). Тобто окремі складові таких рядів не можна розглядати як повністю незалежні один від одного.

Певні складові гідрохімічних рядів залежать безпосередньо від попередніх складових ряда (спостерігається значна автокореляція). По-суті, це означає, що є певний закон, який для практичних застосувань можливо вважати детермінованим, і на базі якого по попереднім значенням може бути встановлене конкретне значення ряду. Тобто гідрохімічні часові ряди є більше або менше прогнозованими, що є надзвичайно важливим при їх практичному застосуванні.

3. Гідрохімічні дані можуть бути адекватно описані лише при умові використання непараметричних методів статистики, оскільки у більшості своїй такі дані не підкорюються закону нормального розподілення. Також, як було встановлено експериментально, гідрохімічні дані проявляють нестаціонарність і по відношенню до багатьох інших законів розподілення.

4. На противагу окремим індивідуальним параметричним методам був застосований універсальний підхід при проведенні статистичних досліджень на базі використання непараметричного бутстрепа. З'явилась можливість проведення статистичних досліджень за єдиною методикою, практично із використанням однієї універсальної процедури.

5. Як показали проведені дослідження, застосування непараметричного підходу дозволяє у тому числі розрізняти сезони та зміни у поведінці гідрохімічних часових рядів упродовж календарного року.

6. Одержані у різні роки висновки щодо надійності застосування виключно параметричного підходу при проведенні екологічних досліджень потребують всебічного критичного аналізу та пересмотру застарілої парадигми.

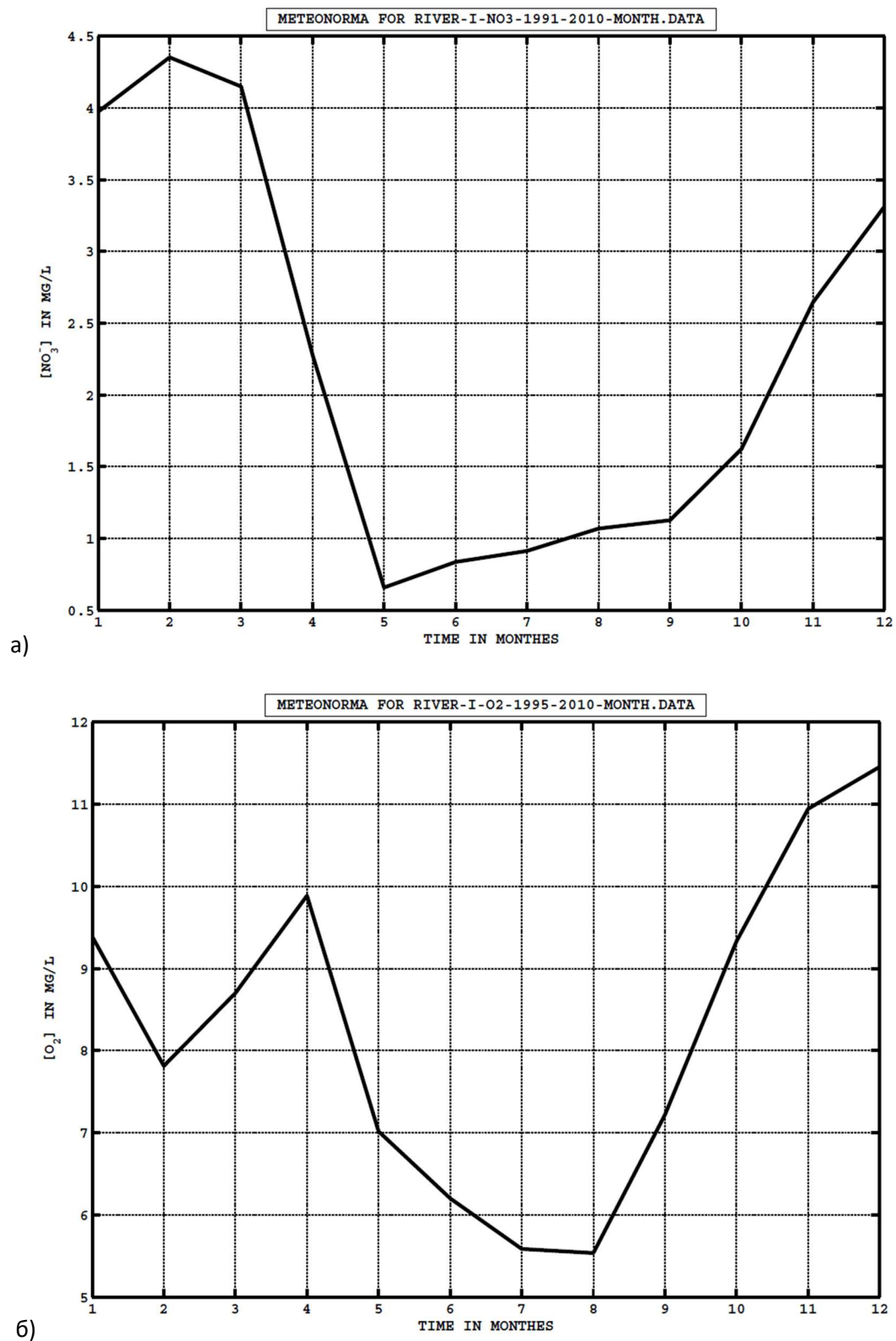


Рисунок 4 – Значення медіани для нітратних іонів (а) та іонів кисню, що розчинений у річковій воді(б).
 Figure 4 - Median value for nitrate ions (a) and oxygen dissolved in river water (b).

Перелік посилань

1. Кобзарь А.И. Прикладная математическая статистика. Для инженеров и научных работников. – М: ФИЗМАТЛИТ. –2006. – 816 с.
2. Мاستицкий С.Э., Шитиков В.К. (2014) Статистический анализ и визуализация данных с помощью R. – Электронная книга, адрес доступа: <http://r-analytics.blogspot.com>.
3. Малинецкий Г.Г. Современные проблемы нелинейной динамики/ Г.Г. Малинецкий, А.Б. Потапов -М.: Эдиториал УРСС, –2000. –336с.
4. Шитиков В.К. Рандомизация и бутстреп: статистический анализ в биологии и экологии с использованием R/ В.К. Шитиков, Г.С.Розенберг. – Тольятти: Кассандра. -2013. -314 с.
5. Дворкин В.И. Метрология и обеспечение качества количественного химического анализа. –М.: Химия. -2001. -263 с.
6. Андерсон Т. Статистический анализ временных рядов. –М.: Мир. -1978. -756 с.
7. Артеменко В.А. Сезонна динаміка біогенних речовин крупних водних об'єктів/ В.А. Артеменко, В.В. Петрович// Автомобільні дороги і дорожнє будівництво, вип. 104. –К.: Вид-во Націон. трансп. ун-ту. -2018. – С. 31-43.

Artemenko Vladislav A., Ukrainian Hydrometeorological Institute, State Service on Emergencies of Ukraine and National Academy of Science of Ukraine, Hydrochemical Research, Scientific Employee, e-mail: artemenko@uhmi.org.ua, tel. 380936011250, Nauki alenue, 37, Kyiv, Ukraine, 03028.

Petrovych Volodymyr V., Candidate of Technical Sciences, Professor, Senior Researcher, Professor of the Transportation Construction and Property Management Department, National Transport University. e-mail: petrovichvv60@ukr.net, tel. +380442807338, Ukraine, 01010, Kyiv, street M. Omelyanovicha-Pavlenka, 1, room 138, <https://orcid.org/0000-0003-0422-2535>

Abstract. A modern paradigm of environmental data processing is developed, which is based on non-parametric methods of statistics.

The significant advantages of the proposed paradigm are given.

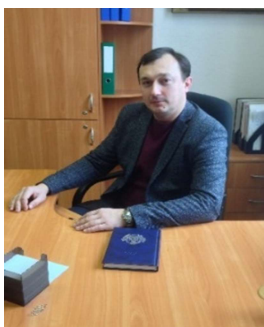
Keywords: ecological data, data processing, time hydrochemical series, nonparametric method of statistics.

References

1. Kobzar' A.I. Prikladnaya matematicheskaya statistika. Dlya inzhenerov i nauchnykh rabotnikov. – М: FIZMATLIT. –2006. – 816 s.
2. Mastitskiy S.E., Shitikov V.K. (2014) Statisticheskii analiz i vizualizatsiya dannykh s pomoshch'yu R. – Elektronnaya kniga, adres dostupa: <http://r-analytics.blogspot.com>.
3. Malinetskiy G.G. Sovremennyye problemy nelineynoy dinamiki/ G.G. Malinetskiy, F.B. Potapov -M.: Editornal URSS, –2000. –336s.
4. Randomizatsiya i budestrep: statisticheskii analiz v biologii i ekologii s ispol'zovaniyem R/ V.K. Shitikov, G.S.Rozemnsberg. – Tol'yatti: Kassandra. -2013. -314 s.
5. Dvorkin V.I. Metrologiya i obespecheniye kachestva kolichestvennogo khimicheskogo analiza. –М.: Khimiya. -2001. -263 s.
6. Anderson T. Statisticheskii analiz vremennykh ryadov. –М.: Mir. -1978. -756 s.
7. Artemenko V.A. Sezonna dynamika biogennykh rehovyn krupnykh vodnykh ob'yektiv/ V.A. Artemenko, V.V. Petrovych// Avtomobil'ni dorohy i dorozhnye budivnytstvo, vyp. 104. –К.: Vyd-vo Natsion. Transp. un-tu. -2018. – S. 31-43.

ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАКОНОМІРНОСТЕЙ ЗВОЛОЖЕННЯ ДОРОЖНЬОЇ КОНСТРУКЦІЇ ТА МЕТОДИ ЙОГО РЕГУЛЮВАННЯ

RESEARCH OF PATTERNS OF ROAD CONSTRUCTION WETTING AND METHODS OF ITS REGULATION



Бубела Андрій Володимирович, кандидат технічних наук, доцент, Національний транспортний університет, доцент кафедри транспортного будівництва та управління майном, e-mail: bubelaandrey@ukr.net, тел.: +380505535594, Україна, 01010, Київ, вул. Омеляновича-Павленка 1,

<http://orcid.org/0000-0002-5619-003X>.

Анотація. Переважна більшість дорожніх покриттів є водопроникними внаслідок старіння матеріалів, наявності тріщин та мікротріщин. Накопичення вологи у нижніх шарах дорожнього одягу та робочій зоні земляного полотна в результаті значної кількості зимових опадів та плюсових температур; потрапляння вологи від дощу через дефекти покриття, не сплановані узбіччя, розділювальну смугу; відтискання води з нижніх шарів при розтаванні конструкції весною та багато інших факторів суттєво впливають на транспортно-експлуатаційний стан автомобільної дороги і призводять до втрати її несучої здатності. Тому, при розробці принципів і методів проектування стійких та економічних дорожніх конструкцій необхідно оцінювати інтенсивність та закономірність зміни водно-теплогового режиму.

В умовах несприятливого водно-теплогового режиму виникає потреба у влаштуванні дренажів мілкового закладання, які знаходяться в зоні промерзання і призначені для забезпечення водовідводу (принцип осушення) або розміщення в них (принцип поглинання) всієї води, яка надходить до основи проїзної частини в розрахунковий період, а також забезпечення максимального захисту земляного полотна від перезволоження поверхневою водою. При проектуванні дренажів мілкового закладання необхідно, щоб сумарний приток вологи від різних джерел зволоження не перевищував сумарної кількості вологи, яка відводиться, що обумовлює деформаційну здатність, міцність і довговічність дорожньої конструкції.

Ключові слова: автомобільна дорога, транспортно-експлуатаційний стан, дренаж мілкового закладання, водно-тепловий режим.

Вступ. Автомобільна дорога є складним лінійно-протяжним об'єктом, який складається зі значної кількості конструктивних елементів. Відповідальність і важливість їх безвідмовної роботи пов'язані з безпосереднім впливом на безпеку руху. Особливо важливим є забезпечення транспортно-експлуатаційного стану тих елементів, з якими відбувається безпосередній контакт транспортних засобів – це покриття дорожнього одягу, узбіч та земляне полотно. На зазначені елементи чинять вплив погодно-кліматичні фактори (зміна температури, вплив опадів, вивітрювання та ін.), сонячна радіація, навантаження від рухомого складу, заходи з експлуатаційного утримання, які визначають водно-тепловий режим (ВТР) дорожньої конструкції. При будівництві, реконструкції чи капітальному ремонті доріг в умовах несприятливого ВТР, виникає потреба у влаштуванні систем регулювання вологості дорожнього одягу та робочої зони земляного полотна. Із цією метою влаштовують дренажі мілкового закладання, які призначені для забезпечення водовідводу всієї води, що надходить від джерел зволоження. Основною умовою при проектуванні дренажів мілкового закладання (ДМЗ) є визначення основних джерел зволоження, їх обсяг та інтенсивність.

Основна частина. Дренажні конструкції на автомобільних дорогах влаштовуються для забезпечення стійкості земляного полотна та максимального захисту від перезволоження основи дорожнього одягу поверхневими та підземними водами [1]. Вода під покриття просочується шляхом капілярного

підняття та через пори і тріщини покриття, появу яких і розподіл по площині передбачити заздалегідь неможливо. Тому дренажна конструкція повинна забезпечити акумулювання і відвід води з будь-якої точки покриття без переривання руху, в будь-який період та розповсюджуватися по низу покриття на повну його ширину. На даний момент відсутні водонепроникні покриття, які забезпечують достатню водостійкість на необхідний час. Саме тому проектування дренажної системи потрібно передбачати при будівництві як жорстких, так і нежорстких типів покриття.

При будівництві доріг необхідно враховувати рівень ґрунтових вод і приток води від усіх відомих джерел зволоження. Переважно при конструюванні дренажу враховують відведення води, яка надходить в конструктивні шари дорожнього одягу від впливу ґрунтових вод та внаслідок весняного вологонакопичення, не враховуючи вплив інфільтраційної вологи. Але після детального вивчення випадків і причин руйнування покриттів від перезволоження інфільтраційною водою було зроблено висновки про те, що дренажна система повинна влаштовуватись завжди, крім особливих випадків, наприклад, при будівництві покриття в посушливих районах з незначною кількістю опадів.

Існуючі методи не повністю враховують дію усіх можливих джерел зволоження, особливості клімату регіону проходження дороги, режими руху рідини у пористому середовищі дренажного шару тощо.

Розрахунок основних параметрів ДМЗ виконується на основі загального питомого надлишку води, яка надходить у найбільш несприятливий період від усіх можливих джерел зволоження (рис.1). Ця величина і є основним параметром, який характеризує водно-тепловий режим. Вона залежить як від умов зволоження у попередній період, так і від зміни температури повітря, конструкції, режимів випадіння опадів, швидкості розтавання конструктивних шарів та ін.

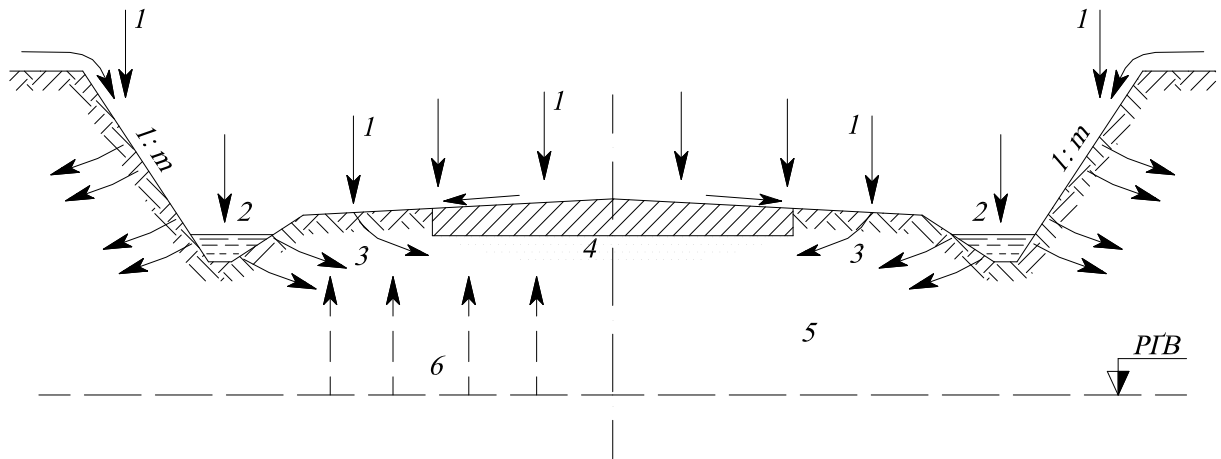


Рисунок 1 – Основні джерела зволоження ДК: 1 – атмосферні опади; 2 – бічне притікання; 3 – інфільтраційна вода; 4 – пароподібна вода; 5 – плівкова вода; 6 – капілярне підняття.

Figure 1 – The main sources of humidification: 1 - precipitation; 2 - lateral inflow; 3 - infiltration water; 4 - vaporous water; 5 - membrane water; 6 - capillary rise.

Для того щоб уникнути тривалого перезволоження конструктивних шарів покриття та основ, потрібно запобігти акумулюванню в них великої кількості вільної води. Для роботи дорожньої конструкції у сприятливих умовах водно-теплового режиму необхідно, щоб сумарний приток вологи від різних джерел зволоження (ΣQ) не перевищував сумарної кількості вологи, що відводиться (ΣI) [2]:

$$\Sigma Q \leq \Sigma I, \quad (1)$$

Вираз (1) може бути також записано в наступному вигляді:

$$Q_{\text{Інф}} + Q_{\text{Роз}} + Q_{\text{Кап}} \leq I_{\text{Вип}} + I_{\text{Інф}} + I_{\text{Зм}} + I_{\text{Вис}} + I_{\text{Др}}, \quad (2)$$

де $Q_{\text{Інф}}$ – величина надходження інфільтраційної вологи в основу дорожнього одягу від атмосферних опадів через узбіччя, покриття проїзної частини, розділювальну смугу;

$Q_{\text{Роз}}$ – об'єм води, що звільняється при розтаванні ґрунту під проїзною частиною та узбіччями (відтискається із нижніх шарів земляного полотна у весняний період);

$Q_{\text{Кап}}$ – кількість капілярної вологи;

$I_{\text{Вип}}$ – обсяг води, яка випаровується;

$I_{\text{Інф}}$ – обсяг води, що припадає на поперечну інфільтрацію з просочуванням через узбіччя;

$I_{\text{Зм}}$ – обсяг води, що припадає на просочування в ґрунтову основу і на змочування дренажного шару;

$I_{\text{Вис}}$ – обсяг води, який виступає на поверхню покриття через тріщини і шви;

$I_{\text{Др}}$ – обсяг води, який відводиться дренажною системою.

Виходячи з виразу (2) можна визначити кількість води, яку відводить дренажна система:

$$I_{\text{Др}} = (Q_{\text{Інф}} + Q_{\text{Роз}} + Q_{\text{Кап}}) - (I_{\text{Вип}} + I_{\text{Інф}} + I_{\text{Зм}} + I_{\text{Вис}}) \quad (3)$$

При аналізі притоку води, який проникає в конструктивні шари, основна увага повинна бути направлена на виявлення джерел, які мають суттєве значення, і оцінку кількості вірогідного надходження води. У залежності від погодних умов та конструкції поперечного профілю автомобільної дороги деякі із доданків виразу (1) можуть бути відсутні. В минулому було прийнято вважати, що $Q_{\text{Інф}}$ є не суттєвим джерелом надходження води в земляне полотно дороги, але спостереження протягом останніх 30-35 років дозволяють зробити висновки про те, що $Q_{\text{Інф}}$, тобто поверхнева інфільтрація, часто буває головним, якщо не єдиним джерелом притоку води в покриття.

Для тих випадків, коли поверхнева інфільтрація $Q_{\text{Інф}}$ є єдиним джерелом надходження води, основна формула може бути записана наступним чином:

$$Q_{\text{Інф}} \leq I_{\text{Др}} \quad (4)$$

Даний вираз говорить про те, що можливість відводу води за допомогою дренажної системи повинна бути рівною або більше об'єму води, який просочується в конструктивні шари покриття за рахунок поверхневої інфільтрації. Даний вираз застосовується для випадків, коли об'єми $I_{\text{Вип}}$, $I_{\text{Інф}}$, $I_{\text{Зм}}$ та $I_{\text{Вис}}$ достатньо малі і до уваги не приймаються, що зустрічається дуже часто.

Розрахункова витрата води при проектуванні зазвичай визначається з деяким коефіцієнтом запасу (С). Тоді вираз (1) набуває такого вигляду:

$$C \sum Q \leq \sum I, \quad (5)$$

а вираз (4) прийме наступний вигляд:

$$C \sum Q_{\text{Інф}} \leq \sum I_{\text{Др}} \quad (6)$$

Для того, щоб розумно врахувати неточність і відступи від реальної оцінки ряду факторів і показників, які впливають на інфільтрацію і відвід води з покриття, допускають, що коефіцієнт запасу повинен бути рівний 4 або 5.

У тих випадках, коли покриття не має достатньо-ефективної дренажної системи, вода, яка надходить, може накопичуватися у великій кількості в конструктивних шарах та тримати систему в надзвичайно перезволоженому стані протягом довгого строку. За цей час відбувається відносно невелика втрата води через поверхнєве випаровування $I_{\text{Вип}}$, тому, цей фактор матиме ймовірно несуттєве значення в загальному водному балансі. Деяка кількість води $I_{\text{Вис}}$ може виходити через шви і тріщини в покриттях під впливом різних факторів [3]. Вода, крім того, просочується донизу в ґрунтову основу $I_{\text{Зм}}$, але вплив цього фактора в більшості випадків також несуттєвий.

У більшості випадків використовують піщані ґрунти, які є досить проникними, але вони не завжди мають необхідну дренажну здатність, особливо в зимовий період. Вода, що потрапила в конструктивні шари покриття і в верхні шари ґрунтової основи, може при відтаванні навесні викликати важкі ушкодження. Проблема полягає в тому, що відведення води з покриття є повільним процесом.

Відомо, що багато матеріалів, які часто використовуються в дорожніх конструкціях, мають коефіцієнти фільтрації в діапазоні від 1 до 5 м/добу, що говорить про невисоку дренажну здатність таких

шарів. При наявності матеріалів з коефіцієнтом фільтрації більше 5 м/добу постає питання у спроможності дренажної системи відвести всю воду, яка інтенсивно надходить до дорожньої конструкції. Незначні поперечні ухили дренажних шарів ускладнюють видалення води з них. Дренажну здатність поверхні можна значно підвищити, використовуючи матеріал з надзвичайно високою водопроникністю. Відведення води з дренажних шарів, які мають невеликий ухил, зазвичай ускладнений через малий гідравлічний ухил і незначну товщину шару, що враховується при складанні схеми припливу і відведення води.

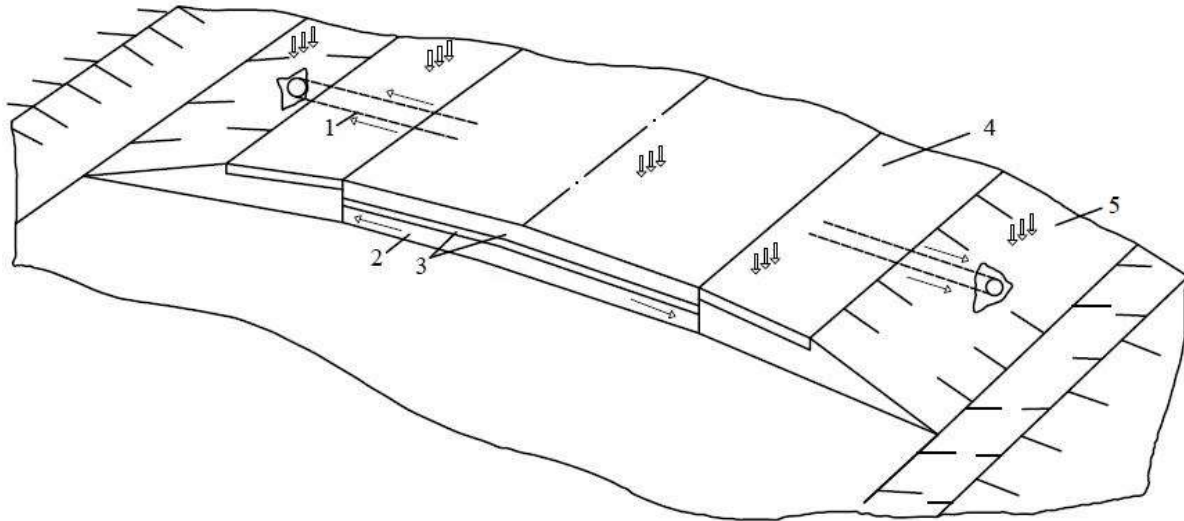


Рисунок 2 – Рух потоку при відводі поверхневої інфільтраційної води з покриття: 1 – дренажна траншея з різних матеріалів-наповнювачів; 2 – дренажний шар; 3 –шари дорожнього одягу; 4 – узбіччя; 5 – відкрита канава.

Figure 2 – The flow movement during the surface infiltration water removal from the pavement: 1 - drainage trench of different filler materials; 2 - drainage layer; 3 - layers of road pavement; 4 - roadside; 5 - open trench.

Як правило, при розрахунках ДМЗ основним джерелом зволоження вважається волога, яка звільняється при розтаванні ґрунту під проїзною частиною та узбіччями (відтискається із нижніх шарів земляного полотна у весняний період). Проте, враховуючи той факт, що дорожні одяги автомобільних доріг та конструкції узбіч не забезпечують повної водонепроникності, кількість інфільтраційної вологи від атмосферних опадів може перевищувати кількість вологи від зимового вологонакопичення [4]. З огляду на це, стоїть питання визначення розрахункового (найбільш несприятливого) періоду індивідуально для кожного регіону з урахуванням режиму випадання опадів та температурних коливань.

Загальний питомий надлишок води у такому випадку буде складатися із суми питомих надлишків від інфільтрації, визначених за результатами багаторічних спостережень, та загальної кількості вологи, яка вивільнилася протягом періоду розтавання конструкції, розділеної на тривалість періоду розтавання до глибини, рівної такій, з якої вода може відтискатися на поверхню.

Висновок. У вітчизняній нормативній базі та науковій літературі недостатньо уваги приділено питанням точного визначення величини надходження вологи до дорожньої конструкції від різних джерел зволоження протягом року та розрахунку товщини дренуючого шару з урахуванням особливостей руху води у пористому середовищі при наявності інфільтрації. Відповідно до цього значна кількість руйнувань та деформацій, які виникають на автомобільних дорогах загального користування України, пов'язані саме з незабезпеченням сприятливого водно-теплогового режиму роботи конструкції. Підвищення точності розрахунків при проектуванні ДМЗ дасть змогу призначати обґрунтовані параметри конструкції, запобігти перезволоженню та руйнуванню дорожньої конструкції у несприятливий період з точки зору водно-теплогового режиму, подовжити строк служби автомобільної дороги, зменшити витрати на її ремонт та експлуатаційне утримання.

Перелік посилань

1. ДСТУ-Н Б В.2.3-41:2016. Настанова з проектування дренажних конструкцій мілкового закладання на автомобільних дорогах. [Електронний ресурс] / Національний стандарт України. Київ. ДП "УкрНДНЦ". – Режим доступу : \www/ URL: http://online.budstandart.com/ru/catalog/doc-page.html?id_doc=65399
2. Рувинский, В.И. Оптимальные конструкции земляного полотна на основе регулирования водно-теплого режима [Текст] / Рувинский, В.И. – 1982. Транспорт. Москва, – 166 с.
3. Крицкий, М.Я. Земляное полотно автомобильных дорог: дефекты, повреждения и разрушения, их причины, методы профилактики и восстановления: Учебное пособие [Текст] / Крицкий, М.Я., Шестаков, В.Н. // – 2008. Изд-во СибАДИ, 56 с. Режим доступу : \www/ URL: <http://bek.sibadi.org/fulltext/ED1621.pdf>
4. Slavinska, O. Investigation of the work of the road construction at the sites by pipedrenes from materials of different origin [Текст] / Slavinska, O., Savenko, V., Bubela, A., Yaremov, A. // Eastern-European Journal of Enterprise Technologies. – 2018. – Volume 2, Issue 7-92.– P. 18–26. Режим доступу : \www/ URL: <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2018.126512>

RESEARCH OF PATTERNS OF ROAD CONSTRUCTION WETTING AND METHODS OF ITS REGULATION

Bubela Andrii Volodymyrovych, PhD, associate professor, National Transport University, associate professor of the department of transport construction and property management, e-mail: bubelaandrey@ukr.net, tel.: +380505535594, Ukraine, 01010, Kyiv, Omelyanovicha–Pavlenko str., 1, <http://orcid.org/0000-0002-5619-003X>

Abstract. The vast majority of road surfaces are waterproof due to ageing materials, cracks and micro-cracks. The accumulation of moisture in the lower layers of road clothing and in the working zone of the earthen fabric as a result of the high amount of winter precipitation and the positive temperatures; the fall of moisture from rain through defects in the surface rather than the planned shoulders, the stripe; The pressure of water from the lower layers during the melting of the structure in spring and many other factors have a significant influence on the transport and operation of the road and result in the loss of its carrying capacity.

Therefore, in developing the principles and methods for designing sustainable and economical road structures, it is necessary to assess the intensity and regularity of changes in the water and thermal regime. Under adverse water-thermal conditions, shallow drainage is required, which is located in a frozen zone and is intended for drainage (the principle of drainage) or siting therein (the principle of absorption) All the water that enters the base of the carriageway during the reference period, as well as the maximum protection of the earthen fabric from wetting by surface water. In the design of shallow drains, the total flow of water from the various sources of moisture must not exceed the total amount of moisture to be extracted, which makes road construction resistant, durable and durable.

Keywords: highway, transport maintenance condition, drainage of small mortgages, water-thermal regime.

References

1. (2017). DSTU-N B V.2.3-41:2016. Nastanova z proektuvannya drenaznykh konstruktsiy milkoho zakladannya na avtomobil'nykh dorohakh. Natsional'nyy standart Ukrayiny. Kiyv. DP "UkrNDNTS". http://online.budstandart.com/ru/catalog/doc-page.html?id_doc=65399
2. Ruvinskiy, V.I. (1982). Optimal'nyye konstruktsii zemlyanogo polotna na osnove regulirovaniya vodno-teplovogo rezhima. Transport. Moskva. 166 s.
3. Kritskiy, M.YA., Shestakov, V.N. (2008). Zemlyanoye polотно avtomobil'nykh dorog: defekty, povrezhdeniya i razrusheniya, ikh prichiny, metody profilaktiki i vosstanovleniya: Uchebnoye posobiye. Izd-vo SibADI, 56 s. <http://bek.sibadi.org/fulltext/ED1621.pdf>
4. Slavinska, O., Savenko, V., Bubela, A., Yaremov, A. (2018). Investigation of the work of the road construction at the sites by pipedrenes from materials of different origin. Eastern-European Journal of Enterprise Technologies. Volume 2. Issue 7-92. 18–26. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2018.126512>

НАДІЙНІСТЬ КОНСТРУКЦІЙ ДОРОЖНЬОГО ОДЯГУ АРМОВАНИХ ГЕОГРАТКАМИ

RELIABILITY OF ROAD PAVEMENTS REINFORCED BY GEOGRIDS



Гамеляк Ігор Павлович, доктор технічних наук, професор Національний транспортний університет, професор кафедри аеропорти, e-mail: gip65n@gmail.com, тел. +380503524124,

<https://orcid.org/0000-0001-9246-7561>.



Волощук Денис Вікторович, Національний транспортний університет, здобувач кафедри аеропорти, e-mail: den.voloshchuk@gmail.com, тел. +380934615917,

<https://orcid.org/0000-0002-7599-1123>.

Анотація. У статті виконано аналіз існуючого досвіду розрахунку дорожніх конструкцій армованих геогратками та доповнено власними експериментальними дослідженнями по визначенню ефекту армування дорожніх конструкцій.

Об'єкт дослідження – армовані та неармовані конструкції дорожнього одягу перехідного типу.

Мета роботи – визначення впливу армування конструкцій дорожнього одягу перехідного типу жорсткими геогратками на несну здатність та її однорідність.

Метод дослідження – польові випробування несучої здатності динамічним методом, статистичний аналіз отриманих даних.

Стаття є узагальненням довготривалих досліджень несної здатності конструкції дорожнього одягу перехідного типу, з зернистими шарами основи, армованими геогратками. Дослідження виконувались в період з 2014 по 2017 роки та охоплюють як етапи будівництва так і експлуатації, в розрахунковий період накопичення вологи та в період осушення.

Результати статті можуть бути упроваджені при проектуванні та розрахунках дорожніх одягів при армуванні жорсткими геогратками.

Прогнозні припущення щодо розвитку об'єкта дослідження – розширення експериментальної бази з урахуванням різних методик випробувань, різних армуючих матеріалів та в різних будівельних умовах.

Ключові слова: конструкція дорожнього одягу, модуль пружності, надійність, геогратки, армування.

Вступ. Стаття є узагальненням довготривалих досліджень несної здатності конструкції дорожнього одягу (КДО) перехідного типу, з зернистими шарами основи, армованими геогратками. Дослідження виконувались в період з 2014 по 2017 роки та охоплюють як етапи будівництва так і експлуатації, в розрахунковий період накопичення вологи та в період осушення.

Жіру (J. P. Giroud) та Хан (JieHan), 2004[1-2], розробили метод розрахунку товщини зернистих шарів нежорстких дорожніх одягів, який враховує вплив геограток на несну здатність конструкцій.

Метод удосконалений з урахуванням попередніх методів, розроблених Жіру і Нойрай (L. Noiray), 1981 [3], та Жіру та ін., 1985 [4], з використанням останніх даних польових і лабораторних досліджень. Жіру і Нойрай [3] розробили емпіричне рішення для доріг без покриття без армування з використанням даних польових випробувань та кількісної оцінки ефективності від підсилення геогратками. Рішення було засновано на межі рівноваги за теорією несної здатності з модифікацією, щоб врахувати вплив на напруження за рахунок мембранного ефекту. Теоретична постановка Жіру-Хана враховує розподіл напружень, міцність матеріалу шару основи, заклинювання зернистого матеріалу в геогратці та жорсткість геогратки в плані як додаток до умов, розглянутих в попередніх методах (інтенсивність руху транспорту, навантаження на колесо, тиск в шинах, питоме зчеплення ґрунту, глибина колії та вплив армуючих геосинтетичних матеріалів на режим відмови доріг перехідного типу (без монолітного покриття)).

Формула для необхідної товщини шару основи:

$$h = \frac{0.868 + (0.661 - 1.006J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1.5} \log N}{[1 + 0.204(R_E - 1)]} \left[\sqrt{\frac{\frac{P}{\pi \cdot 2}}{\frac{s}{f_s} \left[1 - 0.9e^{-\left(\frac{r}{h}\right)^2} \right] N_c f_c CBR_{sg}} - 1} \right] r, \quad (1)$$

де $(0.661 - 1.006J^2) > 0$; h – необхідна товщина шару основи (дюйм або м); J – модуль стійкості в метричних одиницях (N-м / градус); P – навантаження на колесо (фунтів або кН); r – радіус відбитку шини (дюймів або м); N – кількість прикладення навантаження; R_E – співвідношення модулів - $E_{bc} / E_{sg} = 3.28 \cdot CBR_{bc}^{0.3} / CBR_{sg} \leq 5$; E_{bc} – модуль пружності шару основи (psi або МПа); E_{sg} – модуль пружності ґрунту (psi або МПа); CBR_{bc} – каліфорнійське число несної здатності зернистих матеріалів; CBR_{sg} – каліфорнійське число несної здатності ґрунту; f_s – коефіцієнт глибини колії; s – максимальна допустима глибина колії (дюймів або м); N_c – коефіцієнт несної здатності: 3,14 для неармованих доріг, 5,14 для дорожніх покриттів посиленних геотекстильними матеріалами, 5,71 для дорожніх покриттів посиленних геогратками; f_c – коефіцієнт, що відноситься до CBR ґрунту для зчеплення при відсутності дренажу, $c_u = 4,3$ psi (30 кПа).

Товщина шару матеріалу основи визначається на основі теорії несної здатності з метою запобігання збільшення глибини колії, що перевищує заданий критерій працездатності. Деформація ґрунту залежить від напруження, що виникають на межі основа-ґрунт і збільшення глибини колії. як функції напружень у нижній частині основи і несної здатності ґрунту земляного полотна. Вплив складу та інтенсивності руху, властивості матеріал шару основи та властивості геогратки виражені через два важливі параметри: коефіцієнт приведення несної здатності (m) та кут розподілу напруження (α).

Коефіцієнт приведення несної здатності визначає рівень приведеної несної здатності, яка залежить від прогину у верхній частині ґрунтової основи, коли осадка поверхні досягає дозволеної глибини колії. Кут розподілу напруження визначає здатність матеріалу шару основи перерозподіляти навантаження від транспортного потоку. Ефект трафіку і геограток впливає на швидкість зміни кута розподілу напруження, оскільки стан дороги перехідного типу погіршується при повторному навантаженні, що враховано у формулі розрахунку.

Властивості матеріалу шару основи розглядаються аналогічно з попередніми методами. Матеріал шару основи характеризується його Каліфорнійським числом несної здатності CBR використовуючи діаграму AASHTO для співвідношення з модулем пружності ґрунту (AASHTO, 1993).

Ґрунт земляного полотна вважається насиченим водою та має незначну дренажну здатність під час руху навантаження. У формулі для проектування, співвідношення між модулем пружності шару основи до ґрунту обмежене до 5.

Припускається, що несправність доріг викликана незворотними деформаціями при зсуві або надмірною деформацією ґрунту. Метод проектування ґрунтується на типовій глибині колії на поверхні 3 дюйма (75 мм), яка є критерієм експлуатаційної якості. Це дозволяє приймати для аналізу глибину колії від 2 до 4 дюймів (50 і 100 мм).

Властивості геогратки пов'язані з її здатністю взаємодіяти з матеріалом шару основи та забезпечити заклинювання. На основі дослідження Кінні (Kinney, T. C) та Коліна (Collin, J. G.,) зі співавторами, 1996 [5], модуль жорсткості гратки характеризується, як залежність з вимірною характеристикою колійності на дорогах. Модуль пружності при розтягу отримують шляхом безпосереднього вимірювання тангенса кута нахилу у площині у точці перетину графіку для заданої відносної деформації (січний модуль пружності). Це є прямою характеристикою жорсткості в площині і характеризує стійкість ребер і вузлів геогратки. Метод був відкалібрований, використовуючи дані для жорсткої двоосної геогратки з модулем пружності 0,32 та 0,65 Н-м/град. У методі проектування модуль жорсткості може варіюватися від нуля до максимального значення на основі даних, що використовуються при калібруванні.

Коефіцієнти несної здатності для неармованих доріг без покриття, як відомо змінюється від 2,8 до 3,3. Жіру та Хан (2004а) прийняли значення коефіцієнта рівним 3,14 (тобто, π), що є величиною пружної межі для насиченого недренуючого ґрунту для простих деформацій і осесиметричних умов і нульового інтервалу напруження зсуву. Як обговорювалося раніше, заклинювання і блокування на межі шарів, що підсилені геограткою протистоять бічному руху та випирання ґрунту і створює додаткові внутрішні напруження при зсуві. Теоретичне значення кінцевого коефіцієнта несної здатності для осесиметричних умов та максимальному внутрішньому зсувному напруженні 5,71 (тобто $3\pi/2$) і приймається для геогратки дороги перехідного типу. Для випадку, коли шар основи розділений геотекстилем і немає взаємодії, Жіру та Хан прийняли значення 5,14 (тобто, $\pi + 2$), як було спочатку запропоновано Жіру і Нойрай (1981), що є кінцевим коефіцієнтом несної здатності для простої умови деформації та нульовому зсувному напруженні на межі основи та ґрунту земляного полотна.

Таким чином, армування гратками за даним методом дозволяє збільшити несну здатність в $5,71/3,14 = 1,8$ рази при армуванні геогратками, та в $5,14/3,15 = 1,6$ рази при використанні геотекстилів.

Мета і методи. На сьогоднішній день в нашій країні відсутні методи розрахунку конструкцій дорожнього одягу перехідного типу, з зернистими шарами основи, армованими геогратками. Однією з ключових задач при розрахунку дорожніх одягів на етапі проектування та забезпечення їх безвідмовної роботи протягом проектного строку експлуатації є забезпечення їх надійності та довговічності. При розрахунку КДО за пружним прогином надійність або імовірність її безвідмовної роботи визначається за формулами 2-5 [6-8]:

$$H = R(t, N_{sum}) = 1 - F(t, N_{sum}) = P(t, N_{sum} \leq T), \quad (2)$$

де $R(t)$ – імовірність безвідмовної роботи; T – вектор значень ($T_1, T_2 \dots T_n$) критеріїв граничного стану конструкції; $F(t, N_{sum})$ – імовірність виходу КДО із ладу в момент часу t , або при величині сумарного прикладення навантаження N_{sum} ; P – імовірність відмови КДО.

Імовірність виходу КДО із ладу F доцільно розраховувати не лише задаючись проектним строком експлуатації t , а й окремо враховуючи сумарну кількість прикладення навантаження N_{sum} . Цю характеристику доцільно розглядати, як імовірність настання несприятливої події протягом розрахункового строку експлуатації t . Сумарну кількість прикладення навантаження N_{sum} важко прогнозувати на розрахунковий термін експлуатації, оскільки вона залежить від багатьох факторів, в числі яких є і економічні умови середовища. Таким чином, надійність конструкції доцільно задавати та розраховувати окремо за прийнятими критеріями.

При нормальних законах розподілу «міцності» та «напруження» надійність конструкції дорожнього одягу виражається через коефіцієнт надійності [8]:

$$K_n = 0,5 + F(\beta), \quad (3)$$

де $F(\beta)$ – нормована функція Лапласа; β – характеристика безпеки, при розрахунку за пружним прогином [1];

$$\beta = \frac{E_{zag} - E_{потр}}{\sqrt{S_{Ezag}^2 + S_{Eпотр}^2}} \quad \text{або} \quad \beta = \frac{K_M - 1}{\sqrt{C_{Ezag}^2 \cdot K_M^2 + C_{Eпотр}^2}}, \quad (4)$$

де E_{zag} – загальний модуль пружності конструкції, МПа, який залежить від товщини шарів h_i , м, їх фактичного модуля пружності E_i , МПа та діаметру відбитку пневматика D , м [9]; $E_{номп}$ – потрібний модуль пружності конструкції, МПа, який залежить від розрахункового навантаження та сумарної кількості

прикладення навантаження N_{sum} [9]; $S_{E_{zag}}$ і $S_{E_{nomp}}$ – середньоквадратичні відхилення розрахункового (фактичного) та відповідно потрібного модуля пружності шару дорожнього одягу, МПа; $C_{E_{zag}}$ і $C_{E_{nomp}}$ – коефіцієнти варіації розрахункового (фактичного) та відповідно потрібного модуля пружності шару дорожнього одягу; K_M – коефіцієнт запасу міцності:

$$K_M = E_{zag} / E_{nomp} . \quad (5)$$

Для оцінки загального модуля пружності використовується формула ВБН В.2.3.218-186 [9] або Е. Барбера:

$$E_{zag} = E_1 \left[1 + \frac{E_1/E_2 - 1}{[1 + 4(h/D)^2 (E_1/E_2)^{2/3}]^{1/2}} \right]^{-1} , \quad (6)$$

де D – діаметр відбитку колеса розрахункового автомобіля, см; E_1 , E_2 – модулі пружності зернистого шару і основи відповідно.

Потрібний модуль пружності визначається за формулою:

$$E_{потр} = (a \cdot \ln(\sum N) - b) . \quad (7)$$

де: $a=42,843$, $b=315,68$ при $Q=115$ кН; $a=42,843$, $b=350,21$ при $Q=100$ кН; $a=42,843$, $b=409,4$ при $Q=60$ кН.

З урахуванням коефіцієнту армування зернистого шару геосинтетикою:

$$E_{арм} = k_{арм} \cdot E_1 \quad (8)$$

β – характеристика безпеки, при розрахунку за пружним прогином [4];

$$\beta = \frac{E_{zag}(k_{арм}) - E_{потр}}{\sqrt{S_{E_{zag}}^2 (k_{арм}) + S_{E_{потр}}^2}} \text{ або } \beta = \frac{K_M(k_{арм}) - 1}{\sqrt{C_{E_{zag}}^2 (k_{арм}) \cdot K_M^2(k_{арм}) + C_{E_{потр}}^2}} , \quad (9)$$

Таким чином, надійність конструкції дорожнього одягу перехідного типу за критерієм загального модуля пружності на поверхні шару E_{zag} , залежить від фактичного значення модуля пружності шару основи армованої геосинтетичним матеріалом, а також впливу армуючого матеріалу на зміну середньоквадратичного відхилення S_E або коефіцієнта варіації C_E армованого шару.

Для практичного використання наведених залежностей необхідно експериментально визначити коефіцієнти армування та зміну однорідності шару основи армованої геосинтетиками.

Результати і пояснення. Експериментальне визначення коефіцієнтів армування здійснювалось в період з 2014 по 2017 роки при будівництві конструкції дорожнього одягу перехідного типу для забезпечення проїзду місцевого транспорту через ділянку, що проходить частково по ґрунтовій основі в стані природного залягання, що поступово переходить в частково заболочені ділянки, а також з наливним піском потужністю 0,7 – 1,5 м в основі поверх торфу потужністю 3,0 - 6,0 м. Основні завдання досліджень: пошарово відстежити стан шарів дорожнього одягу, їх роботу в процесі експлуатації, створити робочу методику [10] підготовки до випробувань, їх проведення та виконати відповідний аналіз результатів.

Об'єкт досліджень розташовувався в с. Плюти, Обухівського р-ну, Київської області, рис. 1, умовно розділено на три ділянки: ділянка 1 – проходить по периметру штучного озера, в основі слабкі торф'яні ґрунти, штучно намитий пісок та будівельне сміття, ділянка 2 – пролягає в межах соснового насадження, на підході до ділянки 1 переходить в спуск де в основі ґрунти у стані природного залягання – суглинки легкий пилуватий, ділянка 3 – сполучає в собі слабку заболочену основу, будівельне сміття, наливний пісок та ґрунти у стані природного залягання.

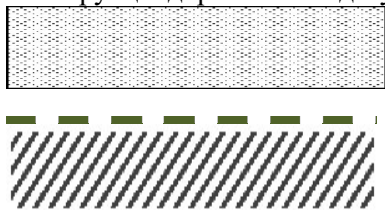


Рисунок 1 – План об'єкту досліджень у 2014-2017 р.р., Київська обл., Обухівський р-н, с. Плюти (50°10'29.7"N 30°42'37.3"E)

Figure 1 – A plan of research object in 2014-2017, Kyiv region, Obuchivskiy district, Plyty (50°10'29.7"N 30°42'37.3"E)

У табл. 1 наведено технічні характеристики жорсткої ґратки GG1, що застосовувалась в якості конструктивного елементу конструкції дорожнього одягу, та ґратки GG2 для порівняння. Порівняння залежності «напруження – деформація» для них наведено на рис. 2.

Конструкція дорожнього одягу перехідного типу влаштована на дослідних ділянках:



- щебінь фр.20-40 мм по способу заклинки важким катком – $h = 22$ см;
- жорстка геогратка GG1 (табл. 1);
- ущільнений ґрунт земляного полотна – пісок дрібнозернистий з характеристиками: щільність $\gamma = 16,5$ кН/м³, кут внутрішнього тертя $\varphi = 24^\circ$, питоме зчеплення $c = 1$ кПа, модуль пружності $E_{zp} = 30 - 45$ МПа.

Таблиця 1 – Технічні характеристики жорстких ґраток GG1 та GG2
Table 1 – Technical characteristics of rigid grids GG1 and GG2

Умове позначення	GG1	GG2
Фото		
Тип	двоосні еструдовані жорсткі геогратки	ткані гнучкі геогратки
Матеріал	PP	PET з PVC-покриттям
Межа міцності на розрив, вздовж/поперек, кН/м	40/40	60/60
Міцність при видовженні 2% вздовж/поперек кН/м	15/15	11,5/10
Міцність при видовженні 5% вздовж/поперек кН/м	30/30	19/16
Відносне видовження при розриві, вздовж/поперек %	11/11	12,5/12
Модуль пружності при видовженні 2%, вздовж/поперек кН/м	750/750	575/500
Модуль пружності при видовженні 5%, вздовж/поперек кН/м	600/600	380/320

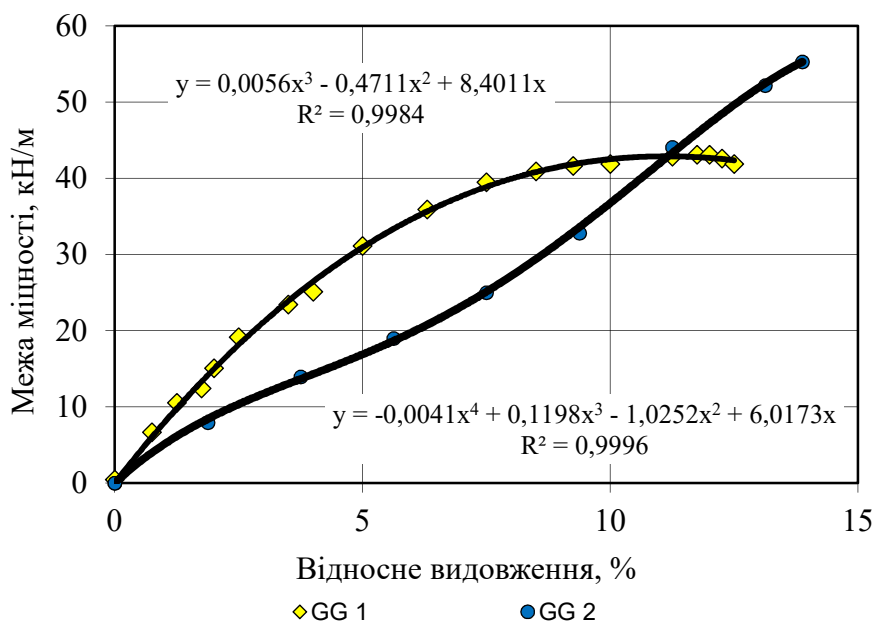


Рисунок 2 – Залежності міцності при розтягу від відносного видовження жорстких геораток GG1 та GG2

Figure 2 – Dependence of tensile strength on relative elongation of geogrids GG1 and GG2

У ході випробувань використовувався прилад для визначення динамічного модуля пружності FWD INSPECTOR 3-го та 4-го покоління (рис. 3-4), що дало можливість отримувати вибірки даних необхідного об'єму в умовах обмеженого часу (згідно методики [10]). Вимірювання виконувались поетапно починаючи з вимірювань на поверхні шару основи земляного полотна безпосередньо перед будівництвом, а також на поверхні шару ущільненого щебню після влаштування та в процесі експлуатації в різні періоди – періоди накопичення вологи та періоди просихання. Методикою передбачено три умовні етапи робіт:

1. Етап планування – підготовка до випробувань із визначенням способу та встановленням об'єму випробувань за [10];
2. Етап випробувань – проведення випробувань згідно першого етапу;
3. Етап статистичної обробки та аналізу результатів – отримані результати випробувань статистично обробляються, визначаються параметри розподілу та фактичні значення несної здатності на поверхнях випробувань.



Рисунок 3 – Проведення випробувань по вимірюванню динамічного модуля пружності (ділянка 1, INSPECTOR 3)

Figure 3 – Dynamic elasticity modulus measurements (site 1, INSPECTOR 3)



Рисунок 4 – Панорама випробувань на 3-й ділянці
Figure 4 – Panorama of tests on the 3rd site

У процесі вказаних випробувань методика пройшла практичну апробацію та може використовуватись при плануванні та здійсненні випробувань на основі інших інструментальних засобів. Результати вимірювань зафіксовано в наступних документах:

Акт № 1-14 від 10.10.2014 р. – досліджувались ділянки 1 та 2 після влаштування КДО;

Акт № 2-15 від 01.08.2015 р. – ділянка 2 повторно та ділянка 3 при спорудженні КДО;

Акт № 3-17 від 20.04.2017 р. – повторні випробування на ділянках 2 та 3 в період весняного акумулювання вологи в шарах основи (за участю інж. Ніколайчука А.В).

Результати статистичної обробки отриманих вибірок вимірювань по рокам наведено в табл. 2.

На рис. 5 наведено приклад розподілу значень вимірюваного модуля пружності по довжині ділянки випробування відносно його середнього значення.

Таблиця 2 – Узагальнення результатів випробувань по ділянкам 1-3 у 2014-2017 роках
Table 2 – Test results generalization by sites 1-3, 2014-2017

№ ділянки	Показник	10.2014	08.2015		04.2017
		по покриттю	на основі	по покриттю	по покриттю
Ділянка 1	Середнє	229,7 МПа	-	-	-
	Ст. відхилення	44,16	-	-	-
	Коеф. варіації	19,2 %	-	-	-
Ділянка 2	Середнє	212,6 МПа	-	210 МПа	199 МПа ↓
	Ст. відхилення	28,97	-	63,6	47,4
	Коеф. варіації	13,6 %	-	30,2 %	23,8 % ↑
Ділянка 3	Середнє	-	49 МПа	72,8 МПа	216 МПа
	Ст. відхилення	-	22,95	18,3	32,1
	Коеф. варіації	-	46,8 %	25,1 %	14,9 %

Армуючий ефект проявляється тільки через деякий період експлуатації КДО при заклинюванні зерен щебеню у вічках георатки і включенні її в роботу.

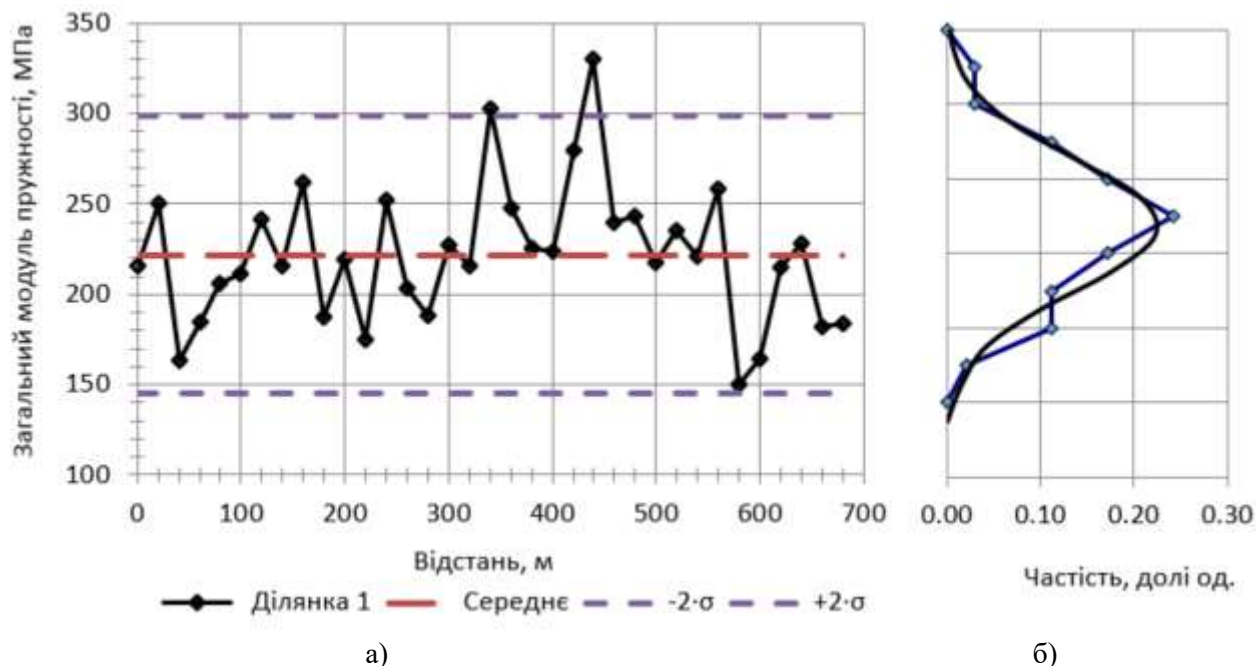


Рисунок 5 – Зміна загального модуля пружності та його полігон частот (а) і щільність розподілу (б)
 Figure 5 – Change and frequency of overall elasticity modulus (a) and its distribution density (b)

Ключова ідея статті, при аналізі табл. 2, добре простежується на ділянках 2 і 3, яким характерні вищі показники несної здатності при високій неоднорідності в період мінімальної кількості вологи в основі конструкції та зниження показників несної здатності на фоні збільшення однорідності їх розподілу в весняний період накопичення вологи.

Загальний модуль пружності неармованого шару щебеню по способу заклинки з модулем шару 250 МПа становить 148,7 МПа.

Шляхом рішення трансцендентного рівняння (10) знайдено, що для досягнення загального модуля пружності армованої конструкції 209 МПа, як встановлено за результатами випробувань, модуль армованого шару щебеню повинен становити 700 МПа. Збільшення загального модуля пружності армованої конструкції у порівнянні із неармованою становить $209 \text{ МПа} / 148,7 \text{ МПа} = 1.41$ рази.

Результати випробувань вказують на вплив природної та штучної основи на роботу прошарку із жорсткої ґратки та загальну несучу здатність конструкції – природні структурні зв'язки основи на другій ділянці дають більшу однорідність несної здатності основи, при цьому штучно влаштована основа на болотистих ґрунтах дає більше можливостей для розкриття властивостей жорсткої ґратки.

$$\text{root} \left[209 - \frac{\left[\frac{h^4 \cdot \left(1 - \sqrt[3]{\frac{E_g}{x}} \right)}{1.05 - 0.1 \cdot \frac{h^4 \cdot \left(1 - \sqrt[3]{\frac{E_g}{x}} \right)}{D}} \right] \cdot x}{0.71 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_g}{x}} \cdot \text{atan} \left(1.35 \cdot \frac{2 \cdot h^4 \cdot \sqrt[3]{\frac{x}{6 \cdot E_g}}}{D} \right) + \frac{x}{E_g} \cdot \frac{2 \cdot \text{atan} \left(\frac{D}{2 \cdot h^4 \cdot \sqrt[3]{\frac{x}{6 \cdot E_g}}} \right)}{\pi}} \right], x, E_{\min}, E_{\max} = 468.766 \quad (10)$$

Коефіцієнт збільшення несної здатності щебеню по способу заклинки при армуванні жорсткою ґраткою становить $468,8 \text{ МПа} / 250 \text{ МПа} = 1,88$.

На основі отриманих результатів вимірювань несної здатності здійснено порівняння коефіцієнтів запасу міцності, K_m , рис. 6а, для армованої та неармованої конструкції. Коефіцієнт запасу міцності характеризує безвідмовність роботи при заданій інтенсивності прикладення навантажень, що підтверджує дослідження Жіру [1]. Однак, методика Жіру [1] не враховує варіацію розподілу значень несної здатності, що є не менш важливим фактором при армуванні конструкцій. На рис. 6б наведено порівняння коефіцієнтів надійності, K_n , для неармованих конструкцій при варіації 25,1 % та армованої при варіації 25,1% та 15%.

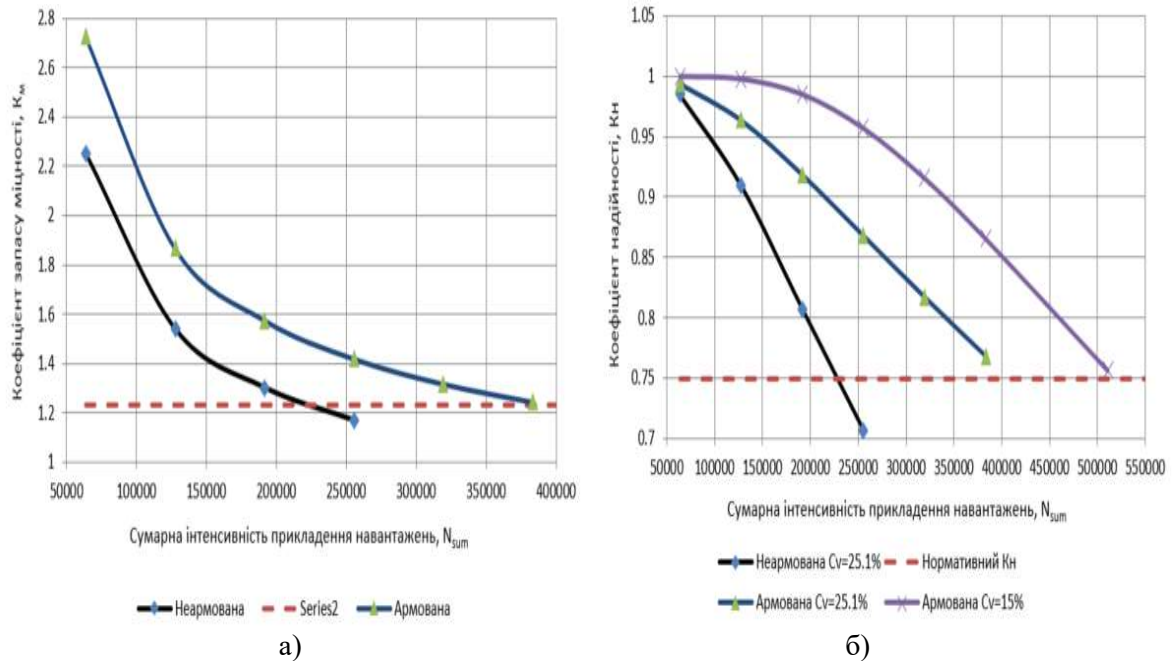


Рисунок 6 – Порівняння зміни коефіцієнту запасу міцності (а) та коефіцієнту надійності армованої та неармованої конструкції від заданої сумарної інтенсивності прикладення навантаження при різних варіаціях розподілу значень несної здатності

Figure 6 – Comparison of changes in strength factor (a) and of reliability factor (b) for reinforced and non-reinforced pavement at a certain traffic intensity

Обидва показники характеризують безвідмовність роботи при заданій інтенсивності прикладення навантажень, однак, коефіцієнт надійності, на відміну від коефіцієнта запасу міцності, враховує не лише розрахункові значення несної здатності, а й варіацію їх розподілу. З рис. 7 видно, що ефект при армуванні, який збільшує однорідність несної здатності конструкції тим самим підвищує її ресурс в перспективі росту інтенсивності прикладення навантажень.

Висновки та рекомендації. У результаті досліджень підтверджено ефект армування опублікований Жіру [1], та не менш важливим є встановлення факту підвищення однорідності несної здатності конструкцій. Такий ефект добре простежується при зниженні несної здатності ґрунтової основи конструкції в період весняного накопичення вологи, іншими словами армування нівелює вплив неоднорідності ґрунтової (природної) основи на загальну однорідність конструкції.

Не зважаючи на різні ділянки та роки їх влаштування для однотипних умов і однаковій конструкції отримано схожі результати. Коефіцієнт армування для жорсткої геогратки GG1 отримано на рівні 1,41... 1,88, що дозволяє його рекомендувати в розрахунках армованих конструкцій. Армуючий ефект проявляється тільки через деякий період експлуатації КДО при заклинюванні зерен щебеню у вічках геогратки і включенні її в роботу.

Для всіх випадків застосування геосинтетичних матеріалів спостерігається значне зменшення неоднорідності, коефіцієнт варіації зменшується з 21,7 ... 35,5% до 10... 12%. Завдяки збільшенню однорідності розрахункові значення модуля пружності зростають в 1,11... 2,24 рази.

На основі цього стає можливим визначати на яких типах ґрунтів основи які типи геосинтетичних матеріалів мають більший коефіцієнт армування та є більш ефективними.

Необхідно продовжити дослідження армуючого впливу ґраток з урахуванням товщини шару, модуля пружності ґрунту основи та величини навантаження для перевірки теоретичної моделі.

Перелік посилань

1. Giroud, J.P.; Han, J.: Design Method for Geogrid-Reinforced unpaved Roads. I. Development of Design Method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, August 2004 (130), pp. 775–786.
2. Giroud, J.P.; Han, J.: Design Method for Geogrid-Reinforced unpaved Roads. II. Calibration and applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, August 2004 (130), pp. 787–797.
3. Giroud, J.P., and L. Noiray. 1981. Geotextile-reinforced unpaved road design. *Proceedings, of the American Society of Civil Engineers Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 107(GT9), pp. 1233–1254.
4. Giroud J.P., Ah-Line, C. and Bonaparte, R. 1985. Design of unpaved roads and trafficked areas with geogrids. *Proc. Symp. On Polymer Grid Reinforcement in Civil engineering*, pp. 9–12.
5. Collin, J. G., Kinney, T. C., and Fu, X. ~1996!. ‘‘Full scale highway load test of flexible pavement systems with geogrid reinforced base courses.’’ *Geosynthet. Int.*, 3~4!, 537–549
6. Дмитриченко М.Ф., Дмитрієв М.М., Гамеляк І.П., Райковський В.Ф., Якименко Я.М. Надійність конструкцій дорожнього одягу / М.Ф. Дмитриченко, М.М. Дмитрієв, І.П. Гамеляк, В.Ф. Райковський, Я.М. Якименко // - Навч. посібник. К.: НТУ. – 2012. – 206 с.
7. Капур К., Ламберсон Л. Надежность и проектирование систем / К. Капур, Л. Ламберсон // М.: Мир. - 1980.
8. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность / А.Р. Ржаницын // М.: Стройиздат., - 1978. - 239 с.
9. ББН В.2.3.218-186 «Дорожній одяг нежорсткого типу».
10. Гамеляк І. П., Волощук Д. В., Коваль Т. І. Науковий твір «Методика встановлення загального модуля пружності (деформації) дорожнього одягу за результатами експериментальних випробувань». № 70301. 07.02.2017.

RELIABILITY OF ROAD PAVEMENTS REINFORCED BY GEOGRIDS

Gameliak Igor Pavlovich, Doctor of Engineering Sciences, Professor, National Transport University, Head of department «Airports», e-mail: gip65n@gmail.com, +380503524124, <https://orcid.org/0000-0001-9246-7561>.

Voloshchuk Denys Viktorovich, National Transport University Omelyanovich Pavlenko St. 1, Kiev, Ukraine 01010., postgraduate student of department «Airports», e-mail: den.voloshchuk@gmail.com, +380934615917, <https://orcid.org/0000-0002-7599-1123>.

Summary. Existing experience of unpaved road constructions reinforcement by geogrids described in article, which amended by own practical experience of reinforcement usage in unpaved road constructions.

Object of the study – reinforced and non-reinforced unpaved road constructions.

Purpose of the study – to determine influence of unpaved constructions reinforcement by rigid geogrids on overall bearing capacity and its deviation.

Method of the study – field bearing capacity dynamic tests, statistic data analysis

The article is a long-term study generalization of an unpaved road constructions, with grained layers, which were reinforced by rigid geogrids. The study was carried out between 2014 and 2017 and covers both the construction and operation stages, in the period of moisture accumulation and during the drainage period.

The results of the study could be used at design and calculation for reinforced road constructions by rigid geogrids.

Forecast assumptions about the object of study – the expansion of the experimental base, taking into account different test methods, different reinforcing materials and in different construction conditions.

Key words: road construction, elasticity modulus, reliability, geogrids, reinforcement.

References

1. Giroud, J.P.; Han, J.: Design Method for Geogrid-Reinforced unpaved Roads. I. Development of Design Method. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, August 2004 (130), pp. 775-786. [in English]
2. Giroud, J.P.; Han, J.: Design Method for Geogrid-Reinforced unpaved Roads. II. Calibration and applications. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, August 2004 (130), pp. 787-797. [in English]
3. Giroud, J.P., and L. Noiray. 1981. Geotextile-reinforced unpaved road design. Proceedings, of the American Society of Civil Engineers Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107(GT9), pp. 1233-1254. [in English]
4. Giroud J.P., Ah-Line, C. and Bonaparte, R. 1985. Design of unpaved roads and trafficked areas with geogrids. Proc. Symp. On Polymer Grid Reinforcement in Civil engineering, pp. 9-12. [in English]
5. Collin, J. G., Kinney, T. C., and Fu, X. ~1996!. "Full scale highway load test of flexible pavement systems with geogrid reinforced base courses." Geosynthet. Int., 3~4!, 537-549 [in English]
6. Dmitrichenko M.F., Dmitriev M.M., Gameliak I.P., Raikovsky V.F., Yakimenko Y.M. (2012). Nadiynist konstrukciy dorozhnogo odiagu [Road pavements reliability]. Navchalnyi posibnyk, NTU – Tutorial, National Transport University, 206 p. [in Ukrainian]
7. Kapur K., Lamberson L. (1980). Nadezhnost i proektirovanie system [Reliability and design of systems]. Myr [in Russian]
8. Rzhaniy A.R. (1987). Teoriya rascheta stroitelnykh konstrukcyi na nadezhnost [A theory of building constructions design for reliability]. Stroyizdat, 239 p. [in Russian]
9. VBN V.2.3.218-186 Dorozhniy odiag nezhorstkogo typu [Road pavements of non-rigid type]. State standard. [in Ukrainian]
10. Gameliak I.P., Voloshchuk D.V., Koval T.I. (2017). Metodyka vstanovleniia zagalnogo moduliia pruzhnosti (deformacii) dorozhnogo odiagu za rezul'tatamy eksperymental'nykh vyprobuvan [A methodology of road pavements overall elasticity modulus establishment based on experimental measurements]. Naukoviy tvir – Scientific work. [in Ukrainian]

METHOD OF ASSESSMENT OF NON-RIGID PAVEMENT RESISTANCE TO RUT FORMATION USING FINITE ELEMENT METHOD

МЕТОД ОЦІНКИ СТІЙКОСТІ ПОКРИТТЯ НЕЖОРСТКОГО ДОРОЖНЬОГО ОДЯГУ ДО УТВОРЕННЯ КОЛІЇ ЗА РАХУНОК МЕТОДУ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ



Garkusha Mykola Vasilovich, National Transport University, Omelyanovich Pavlenko St. 1, Kiev, Ukraine 01010, assistant, e-mail: nicolas89@bigmir.net, тел. +380966287905

Abstract. The article shows the calculation of stress-strain state of asphalt pavement by finite element method using Ansys software system.

The object of the research is the displacements in the pavement design.

The aim of the research is to determine the resistance to rutting of asphalt concrete pavement of non-rigid road base.

Insufficient resistance of asphalt concrete pavement of roads and streets to rutting with the formation of shearing, shoving, rutting significantly reduces both the strength of the entire pavement design, and especially the level of traffic safety due to the effect of aqua-planing in places of stagnant water and winter slipperiness.

The results of the calculations make it possible theoretically to determine the rutting of asphalt concrete pavement based on a given number of vehicle passes and asphalt concrete pavement temperature.

Keywords: stress-strain state, rutting resistance, asphalt concrete pavement, residual strains.

Formulation of the problem. In recent years, one of the most common defects occurring in asphalt concrete pavement and reducing its service life is rutting.

Insufficient resistance of asphalt concrete pavement of roads and streets to rutting with the formation of shearing, shoving, rutting significantly reduces both the strength of the entire pavement design, and especially the level of traffic safety due to the effect of aqua-planing in places of stagnant water and winter slipperiness.

The rut formation significantly impairs the flatness of pavement, traffic comfort and adversely affects traffic safety, leads to rapid vehicle wear, increased fuel consumption, environmental degradation and increased cost of transportation.

When maintaining highways, rutting is one of the most dangerous types of deformation and destruction that significantly impair traffic safety [1]. According to the existing rules of repair and maintenance to highways of general use in Ukraine, the rutting on the maintained roadways is inadmissible, and the one that has emerged is subject to urgent liquidation [2].

The repair of rutting and other types of damages caused by their emerging require an additional increase in cost by an average of 200%. Therefore, due to the widespread and large volume of asphalt concrete pavements construction, as well as the significant unnecessary costs as a result of premature rutting, the issue of ensuring pavement resistance to rutting is relevant enough.

Thus, the simulation of the stress-strained state of non-rigid road base under a single load action by the finite element method is relevant for predicting rut formation of the pavement, taking into account the combined effect of the high temperature and the action of vehicles.

Research and publications analysis. The results of studies [3, 4] indicate that plastic deformations of asphalt concrete pavement are related to the number of load cycles, loading time, axle load, asphalt concrete properties, natural and climatic conditions.

The non-rigid pavement design sustains various types of static and dynamic impact from the loading of wheeled road transport, which leads to reversible and irreversible strain, the nature and magnitude of which define the service life [2, 4] of the highway.

The following studies [3, 5] consider in detail the issue of the occurrence of road construction deflections from road transport. Vertical deformations lead to the occurrence of stresses that penetrate the road structure to a considerable depth. The results of the study indicate that the stresses that have arisen on the surface of the pavement are determined, other conditions being equal, by the sum of the normal forces transmitted to the horizontal surface of the pavement by pneumatic wheels of a stationary motor vehicle.

The purpose of this article is to carry out the simulation of the stress-strain state of non-rigid road base by the finite element method for predicting residual strains.

Main part. To determine the displacements in the asphalt concrete pavement, in accordance with the design model and non-rigid pavement structures (Tables 1, 2), we performed the study of asphalt concrete pavement by the finite element method, according to the methodology given in the dependencies [6, 7], using Ansys software package.

We have carried out the simulation of the stress-strain state of these designs caused by the action of a stamp (circle with a radius of 16 cm) under pressure of 1 MPa, using finite element method in an axisymmetric and three-dimensional arrangement under different boundary conditions.

The non-rigid pavement designs with thicknesses of layers (for calculations we have selected the designs tested on the annular stand of DP «Dorcentr»), at different values of modules of elasticity at temperatures: +10 °C; +40 °C; +50 °C; +60 °C is shown in the Tables 1, 2.

Axisymmetrical arrangement

The assumption of the symmetry of loading and boundary conditions allows us to consider this problem in an axisymmetrical arrangement. For this purpose, a circular cylinder with a diameter of 3 m, the center of the upper face of which sustains the pressure of 1 MPa, distributed in the middle of a circle with a radius of 16 cm (Fig. 1, 2). This arrangement allows you to simplify the simulation and reduce the number of finite elements.

Table 1 – The layer thicknesses of design No. 1 and their mechanical properties, depending on the temperature

Таблиця 1 – Товщина шарів конструкції №1 та їх механічні властивості залежно від температури

Layer of design	Name	Thickness h, cm	Modules of elasticity / Poisson's ratio			
			+10	+40	+50	+60
1	Dense asphalt concrete, fine-grained type B, grade I on bitumen modified by polymer BMP 60 / 90-52	5	4500 / 0,3	690 / 0,35	380 / 0,41	360 / 0,43
2	Dense asphalt concrete, coarse-grained type B, grade I on bitumen BND 60/90	10	3200 / 0,3	550 / 0,35	350 / 0,41	320 / 0,43
3	Porous asphalt concrete, coarse-grained, grade I.	10	2000 / 0,3	460 / 0,35	410 / 0,41	340 / 0,43
4	Macadam 20-40 mm	20	350 / 0,27	350 / 0,27	350 / 0,27	350 / 0,27
5	Sand	20	100 / 0,3	100 / 0,3	100 / 0,3	100 / 0,3
6	Subgrade soils – silt loam	235	77 / 0,35	77 / 0,35	77 / 0,35	77 / 0,35

Таблиця 2 – Товщина шарів конструкції №2 та їх механічні властивості залежно від температури

Layer of design	Name	Thickness, h, cm	Modules of elasticity / Poisson's ratio			
			+10	+40	+50	+60
1	SMA-20 with bitumen, modified by the polymer BMP 60/90-52	5	3500 / 0,3	600 / 0,35	360 / 0,41	330 / 0,43
2	Dense asphalt concrete, coarse-grained (maximum grain size of mineral grains up to 20 mm), type A, grade I with bitumen BND 60/90	8	3200 / 0,3	550 / 0,35	350 / 0,41	320 / 0,43
3	Porous asphalt concrete, coarse-grained, grade I. fine-grained (maximum grain size of mineral grains up to 40 mm) of grade I	8	2000 / 0,3	460 / 0,35	410 / 0,41	340 / 0,43
4	Macadam-sand mixture C7, reinforced with cement M60	15	800 / 0,28	800 / 0,28	800 / 0,28	800 / 0,28
5	Macadam-sand mixture C5	18	260 / 0,3	260 / 0,3	260 / 0,3	260 / 0,3
6	Sand	20	100 / 0,3	100 / 0,3	100 / 0,3	100 / 0,3
7	Subgrade soils – loam	226	77 / 0,35	77 / 0,35	77 / 0,35	77 / 0,35

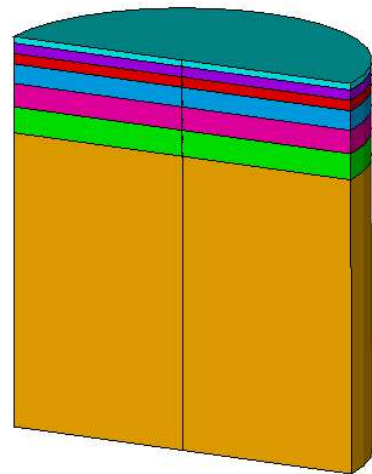
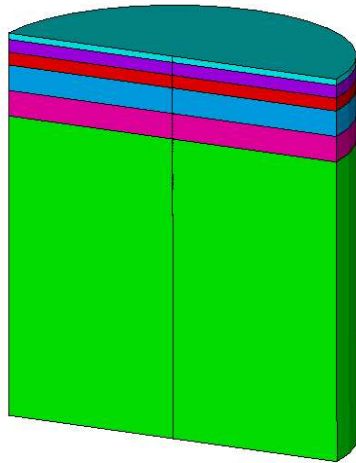


Figure 1 – The pattern of the half model. (a - design No. 1, b - design No. 2)
Рисунок 1 – Візерунок половинної моделі. (а - проект №1, б - проект №2)

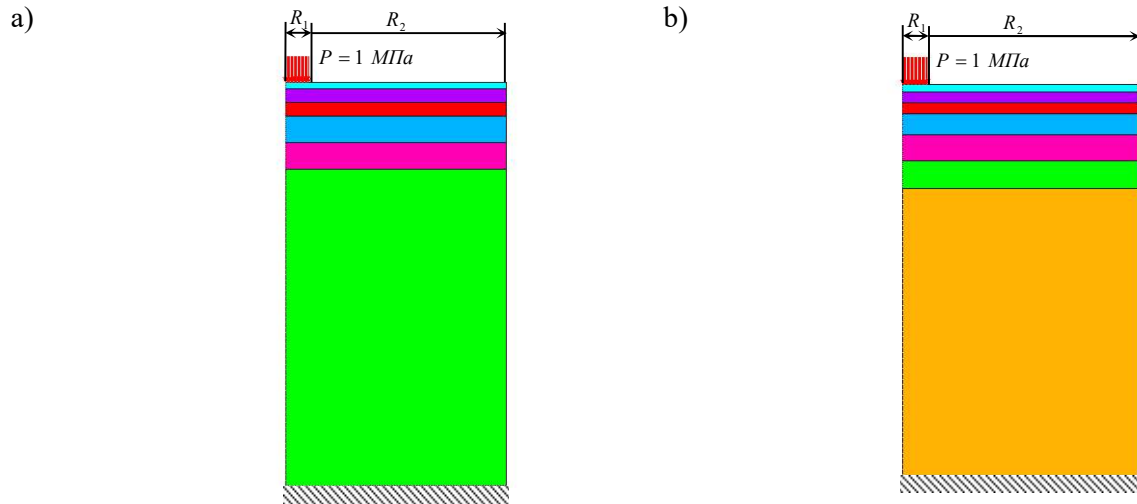


Figure 2 – Cross sections of the rotational bodies corresponding to the models (a - design No. 1, b - design No. 2) with axisymmetric examination
Рисунок 2 – Поперечні перерізи тіл обертання, що відповідають моделям (а - конструкція №1, б - конструкція №2) з осесиметричним дослідженням

The results of maximum displacements under the stamp for the given structures, depending on the temperature and boundary conditions with axisymmetric consideration of the problem, are given in Tables 3, 4.

Table 3 – Maximum displacements under the stamp for design No. 1, depending on the temperature and boundary conditions for axisymmetric consideration of the problem, mm

Таблиця 3 – Максимальні переміщення під штапом для конструкції №1 залежно від температури та граничних умов для осісиметричного розгляду задачі, мм

Variants of boundary conditions	Temperature, °C			
	10	40	50	60
1) Complete prohibition of movement on the lateral surface	0,3674	0,8066	0,9369	0,9778
2) Slipping along the side surface permitted	0,511	0,9184	1,044	1,084
3) Moving points of the lateral surface permitted	0,6992	1,103	1,226	1,265

Table 4 – Maximum displacements under the stamp for design No. 2, depending on the temperature and boundary conditions under axisymmetric consideration of the problem, mm

Таблиця 4 – Максимальні переміщення під штапом для конструкції №2 залежно від температури та граничних умов при осісиметричному розгляді задачі, мм

Variants of boundary conditions	Temperature, °C			
	10	40	50	60
1) Complete prohibition of movement on the lateral surface	0,3472	0,7017	0,7936	0,8265
2) Slipping along the side surface permitted	0,4938	0,8213	0,9091	0,9409
3) Moving points of the lateral surface allowed	0,6739	1,001	1,087	1,118

Three-dimensional arrangement. Symmetric loading and boundary conditions

The assumption about the symmetry of loading and boundary conditions allows us to consider this task in a three-dimensional arrangement. For this purpose, a prism is isolated from the design, the center of the upper face of which sustains the pressure of 1 MPa, distributed in the middle of the circle with a radius of 16 cm. For the consideration of such a model, we will use the quarter of the model (Fig. 3).

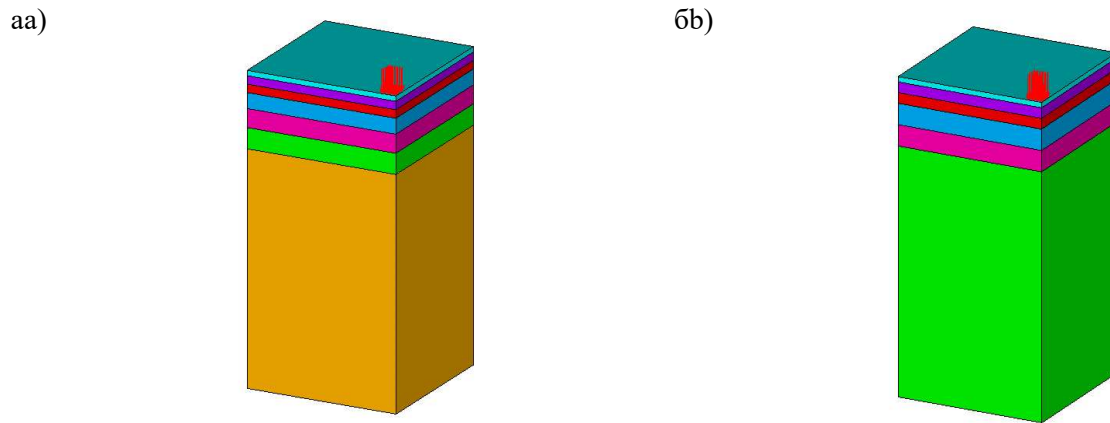


Figure 3 – The scheme of the quarter of the model (a - design No. 1, b - design No. 2)
 Рисунок 3 – Схема чверті моделі (а - конструкція №1, б - конструкція №2)

The results of maximum displacements under the stamp for the given structures depending on the temperature and boundary conditions in the three-dimensional consideration of the problem are given in Tables 5, 6.

Table 5 – Maximum displacements under the stamp for design No. 1, depending on the temperature and boundary conditions, mm. Three-dimensional arrangement. Symmetric loading and boundary conditions

Таблиця 5 – Максимальні переміщення під штапом для конструкції №1 залежно від температури та граничних умов, мм. Тривимірна композиція. Симетричне навантаження та граничні умови

Variant of boundary conditions	Temperature, °C			
	10	40	50	60
1) Complete prohibition of movement on the lateral surface	0,3798	0,8145	0,9433	0,9831
2) Slipping along the side surface permitted	0,4860	0,8942	1,0190	1,0580
3) Moving points of the lateral surface permitted	0,6427	1,0440	1,1660	1,2050

Table 6 – Maximum displacements under the stamp for design No. 2, depending on the temperature and boundary conditions, mm. Three-dimensional arrangement. Symmetric loading and boundary conditions

Таблиця 6 – Максимальні переміщення під штапом для конструкції №2 залежно від температури та граничних умов, мм. Тривимірна композиція. Симетричне навантаження та граничні умови

Variant of boundary conditions	Temperature, °C			
	10	40	50	60
1) Complete prohibition of movement on the lateral surface	0,3589	0,7108	0,8022	0,8342
2) Slipping along the side surface permitted	0,4674	0,7969	0,8848	0,9160
3) Moving points of the lateral surface permitted	0,6184	0,9445	1,0310	1,0610

Three-dimensional arrangement. Unsymmetric loading and boundary conditions

The assumption of asymmetry of loading and boundary conditions allows us to consider this problem in a three-dimensional arrangement. For this purpose a prism is selected from the construction, the face of which sustains the pressure of 1 Мpa, distributed in the middle of a circle with a radius of 16 cm (Fig. 4).

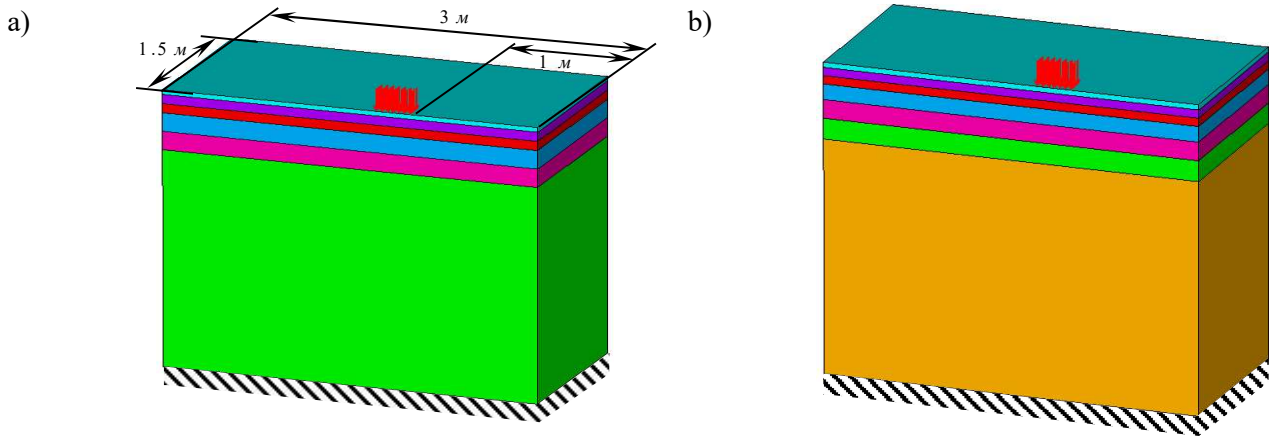


Figure 4 – The scheme of the half model (a - design No. 1, b - design No. 2)
Рисунок 4 – Схема напівмоделі (а - конструкція №1, б - конструкція №2)

For this model we consider the variants of the boundary conditions: the total prohibition of displacements on the lateral surface; slipping along the side surface permitted; slipping along the inner lateral surface and moving of the points of the outer lateral surface permitted; there are no restrictions on the lateral surface. The results of maximum displacements under the stamp for the given structures, depending on the temperature and boundary conditions with non-emeratic load of the problem, are given in Tables 7, 8.

Table 7 – Maximum displacements under the stamp for design No. 1, depending on the temperature and boundary conditions, mm. Three-dimensional arrangement. Unsymmetric loading and boundary conditions

Таблиця 7 – Максимальні переміщення під штапом для конструкції №1 залежно від температури та граничних умов, мм. Тривимірна композиція. Несиметричне навантаження та граничні умови

Variant of boundary conditions	Temperature, °C			
	10	40	50	60
1) Complete prohibition of movement on the lateral surface	0,3609	0,7928	0,9214	0,9608
2) Slipping along the side surface permitted	0,4981	0,9012	1,0250	1,0630
3) Slipping along the inner lateral surface and moving the points of the outer lateral surface permitted	0,5480	0,9610	1,0880	1,1270
4) There are no restrictions on the side surface	0,6758	1,0700	1,1920	1,2290

Table 8 – Maximum displacements under the stamp for design No. 2, depending on the temperature and boundary conditions, mm. Three-dimensional arrangement. Unsymmetric loading and boundary conditions

Таблиця 8 – Максимальні переміщення під штапом для конструкції №2 залежно від температури та граничних умов, мм. Тривимірна композиція. Несиметричне навантаження та граничні умови

Variant of boundary conditions	Temperature, °C			
	10	40	50	60
1) Complete prohibition of movement on the lateral surface	0,3425	0,6908	0,7822	0,8139
2) Slipping along the side surface permitted	0,4798	0,8058	0,8935	0,9241
3) Slipping along the inner lateral surface and moving the points of the outer lateral surface permitted	0,5264	0,8606	0,9500	0,9810
4) There are no restrictions on the side surface	0,6514	0,9716	1,0570	1,0870

Determination of residual strains of asphalt concrete pavement. A significant disadvantage of the Ukrainian normative documents on the road base design, in particular DCN B.2.3-218-186 [8], is the lack of sections on predicting the condition of road base during its service life. The end of the estimated service life is

not associated with the amount of destruction. Put simply, it is not known what the average depth of the rut will be.

Vertical residual strain of compression ε_p is found by the empirical formula (1), obtained in the laboratory during testing of asphalt concretes, depending on the temperature T and the number of previous loads N . In this test repeated loads were carried out without side limitation, and then, the coefficients were updated according to the field data [9]:

$$h_{a/\delta}(t, T(t)) = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = \beta_{r1} \cdot a_1 \cdot T \cdot a_2 \cdot \beta_{r2} \cdot N \cdot a_2 \cdot \beta_{r3} \quad (1)$$

where ε_p - accumulated residual vertical strain from N loaded at temperature T (F);

ε_r - is the vertical strain at this point, calculated from the theory of elasticity and dependent on the parameters of the axes of the layer system.

As a result of the laboratory study of repeated loads of asphalt concrete, we obtain the following expression (2):

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = 10^{-3,1555} \cdot \left(\frac{9}{5} \cdot Tc + 32 \right)^{1,734} \cdot N^{0,3994} \quad (2)$$

The correct setting of boundary conditions for models of such designs is a complicated task. The deformation of a model with a boundary-free lateral surface can be the upper limit of the deformations of the real structure, and the lower limit is the deformation of the model with a rigidly restrained lateral surface. As the calculations have shown, the difference between them in some cases can reach 50%, so the deformation of the model with an "intermediate state" of the boundary conditions is taken for the evaluation of structural deformation.

Under axisymmetrical arrangement it was possible to achieve numerical convergence of strains with grids condensed up to 16080 elements, while reaching numerical convergence with a relative error of 1% in the three-dimensional arrangement required 1006000 elements, and further condensation of the grid encountered significant difficulties in the calculation.

The analysis of the results has shown that for the elastic strains estimation axisymmetrical arrangement is enough, whereas in the calculation of strength it is necessary to use the three-dimensional arrangement and the boundary conditions as close to the real ones as possible, since the boundary conditions and the position of the load essentially affect the redistribution of the tensile stresses zones, and not so much the size of strains.

On the basis of the obtained results, it can be concluded that the maximum displacements, and hence the rutting of the asphalt concrete pavement of non-rigid road base, occurs in design No. 1, in which reinforced layers were not applied. The results of the study indicate that the rutting in asphalt concrete layers in the structure with reinforced materials is up to 56% less than in the analogous but without the use of reinforced materials. Depending on the conditions of the boundary state, the rutting of pavement design increases to 28%.

References

1. DBN V.2.3-4: 2015. Highways. Part I. Design. Part II. Construction. (Ukr)
2. Technical rules for repair and maintenance of public roads of Ukraine: P-G. 1-218-113: 2009 / K. – Official publ. – K.: Ukravtodor, 2010. – 168 p. – (Ukravtodor Regulations). (Rus)
3. Ivanov I. N. Design and calculation of non-rigid road bases / N. N. Ivanov, A. M. Kriviskii, M. B. Korsunskii. – M.: Transport, 1973. – 328 p. (Rus)
4. Korsunskii M. B., Bulavko A. G. Stresses and strains of multilayer elastic-isotropic systems with an axisymmetric load. In the book: Practical methods for determining the stress-strain state of road structures. M., "Transport" 1966, pp. 5–124. (Proceedings Soyuzdor- Research Institute, Vol. 6). (Rus)
5. Yakovlev Y. M., Konovalov C. B., Leyvak V. A. Shagal L.V. The study design parameters to assess the strength and the calculation of the gain non-rigid pavements in the test of the dynamic load. Rostov-on-Don: Vol. Rostov Regional board of NTR, 1977. – 31. (Rus)
6. Brodskii B. Z. Regression analysis when planning the composite second order of a special type // Scientific Council for the Complex Problem "Cybernetics", information materials. – M.: Academy of Sciences of the USSR – 1970. – 145 p. (Rus)

7. Fedorov B.V. The theory of optimal experiment. – Moscow: Science. – 1971. – 214 p. (Rus)8. DBN V.2.3-218-186-2004. Road base of non-rigid type. Institutional building codes of Ukraine. Kyiv: State Road Service of Ukraine "Ukravtodor", 2004. – 71 p. (Ukr)9. AASHTO. – Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide. A Manual of Practice. Interim Ed. 2008.

МЕТОД ОЦІНКИ СТІЙКОСТІ ПОКРИТТЯ НЕЖОРСТКОГО ДОРОЖНЬОГО ОДЯГУ ДО УТВОРЕННЯ КОЛІЇ ЗА РАХУНОК МЕТОДУ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Гаркуша Микола Васильович, Національний транспортний університет, вул. Омеляновича Павленка 1, Київ, Україна 01010, асистент, e-mail: nicolas89@bigmir.net, тел. +380966287905

Анотація. В статті наведена розрахунок напружено-деформованого стану асфальтобетонного покриття методом скінченних елементів із застосуванням програмного комплексу Ansys.

Недостатня стійкість асфальтобетонного покриття автомобільних доріг і вулиць до колійності з утворенням зсувів, напливів, колій суттєво знижує як міцність всієї конструкції дорожнього одягу, так і особливо рівень безпеки руху за рахунок створення ефекту аквапланування в місцях застою води та зимової слизькості.

Результати проведених розрахунків дають можливість теоретично визначити колію асфальтобетонного покриття в залежності від заданої кількості проходів автомобіля та температури асфальтобетонного покриття.

Ключові слова: напружено-деформований стан, колієстійкість, асфальтобетонне покриття, залишкові деформації

НАПРУЖЕННЯ УСАДКИ В ЦЕМЕНТОБЕТОННИХ ТА ІНШИХ ЦЕМЕНТОВМІСНИХ ШАРАХ ДОРОЖНЬОГО ОДЯГУ ПРИ ТУЖАВІННІ ТА ТВЕРДІННІ

CONTRACTION STRESS IN CEMENT-CONCRETE AND OTHER CEMENTED LAYERS OF ROAD CLOTHING FOR SETTING AND HARDENING



Онищенко Артур Миколайович, доктор технічних наук, професор, Національний транспортний університет, завідувач кафедри мостів та тунелів, e-mail: artur_onish@bigmir.net, +380687771899,

<https://orcid.org/0000-0002-1040-4530>.



Лапченко Артем Сергійович, кандидат технічних наук, Харківський національний автомобільно-дорожній університет доцент кафедри будівництва та експлуатації автомобільних доріг, +38 057707-37-80,

<https://orcid.org/0000-0003-4037-5395>.



Чиженко Наталія Петрівна, Національний транспортний університет, старший викладач кафедри мостів та тунелів, e-mail: chyzhenko_np@ukr.net, +380507355080,

<https://orcid.org/0000-0002-9152-2474>.

Анотація. Стаття присвячена напруженням усадки, що виникають в цементобетонному або іншому цементовмісному шарі дорожнього одягу з кристалізаційною структурою при тужавінні та твердінні. Наведено основні причини утворення тріщин в цементовмісних матеріалах. На основі теоретичного рішення виведено математичну залежність, яка моделює та дає можливість оцінити розподіл напружень усадки, що виникають в цементобетонному або іншому цементовмісному шарі дорожнього одягу при тужавінні та твердінні. Теоретичне рішення базується на теорії пружності і враховує наступні параметри: масообмін (водяний пар, рідка фаза води), який формується під впливом втрат вологи на межах шару і викликає нерівномірний розподіл вологості по товщині шару; коефіцієнт вологопровідності, модуль пружності, коефіцієнт усадки, які відображають структуру і характеристики матеріалу; а також час догляду і міру жолоблення. Математична залежність дозволяє визначити напруження від усадки в цементобетонних та інших цементовмісних шарах дорожнього одягу у випадках із можливістю короблення та без. Отримане рішення дозволить уточнити розрахунки довговічності цементобетонного або іншого цементовмісного шару дорожнього одягу з кристалізаційною структурою.

Ключові слова: вологопровідність, дорожній одяг, коефіцієнт усадки, масообмін, міра жолоблення, напруження усадки, теоретичне рішення, цементовмісний шар.

Вступ. За останніми даними Міністерства Інфраструктури України на долю доріг загального користування з цементобетону припадає менш ніж 3 % від загальної кількості доріг, що кількісно становить 2900 км [1]. Не зважаючи на малу протяжність цементобетонних доріг нинішнім «трендом» стає прихильність саме до такого типу покриття, що особливо актуально для південних регіонів нашої держави. Крім цементобетону в покритті і шарах дорожнього одягу використовуються інші матеріали з кристалізаційною структурою [2-7]: щебеневі, щебеневі-піщані, гравійно-піщані (і навпаки) матеріали, що укріплені неорганічними в'язучими, пісні бетони та інші. Маючи ряд техніко-економічних переваг, шари з цементобетону та інших цементовмісних матеріалів кристалізаційної структури в наслідок підвищеної жорсткості схильні до тріщиноутворення, що знижує їх міцність і довговічність вцілому.

Мета і методи. Тріщини в цементовмісних матеріалах можуть виникати через різні фактори [2, 4, 8-16]: різниця коефіцієнтів лінійного термічного розширення; тепловиділення цементу; внутрішні напруження в структурі цементного каменя чи в зоні контакту «цементний камінь – заповнювач»; не належний догляд за влаштованим шаром; постійний тепло і масообмін (водяний пар, рідка фаза води), що викликає нерівномірний розподіл температури і вологості по товщині; усадка під дією фізико-хімічних процесів при твердінні цементного каменя; деформації від транспортних навантажень.

Для розрахунку цементобетонних шарів дорожнього одягу на тріщиностійкість або як записано в ГБН В.2.3-37641918-557:2016 «Дорожній одяг жорсткий» [17] – «6.1.3 Розрахунок монолітного цементобетонного покриття», необхідно знати величину напружень від дії вище перерахованих факторів. Визначити напруження в цементобетонних шарах від транспортних навантажень і перепаду температур можна за ГБН В.2.3-37641918-557:2016 «Дорожній одяг жорсткий» [17], при цьому розрахунок напружень від усадки в момент тужавіння та твердіння не враховується взагалі, що може свідчити про відсутність такого розрахунку. Однак, як показує практика дуже часто напруження від усадки в цементобетонних та інших цементовмісних шарах дорожнього одягу з кристалізаційною структурою досягають величини напруження від дії транспорту і перепаду температур. Саме тому виникла потреба у визначенні напружень в цементовмісних матеріалах з кристалізаційною структурою на стадії тужавіння до досягнення «традиційних» 28 діб.

Результати і пояснення. Для детального процесу дослідження усадки цементовмісних матеріалів з кристалізаційною структурою величину усадки ділять на частину, що обумовлена випаровуванням води і частину обумовлену процесами твердіння [14, 16]. Для спрощення розрахунків об'єднаємо ці процеси в один.

При нерівномірному розподілі води $W(z, t)$ по товщині h цементовмісного матеріалу з кристалізаційною структурою в ньому виникають пружні напруження $\sigma_w(z, W)$, що описуються формулою:

$$\sigma_w(z, W) = \frac{\alpha \cdot E}{1 - \mu} \cdot \left[W(z, t) - \frac{1}{h} \cdot \int_0^h W(z, t) dz - \frac{12 \cdot (1 - C_x) \cdot \left(\frac{h}{2} - z \right)}{h^3} \cdot \int_0^h W(z, t) \cdot \left(\frac{h}{2} - z \right) dz \right] \quad (1)$$

де, $\sigma_w(z, W)$ – пружні напруження, МПа;

z – поточна координата по товщині шару, м;

t – час догляду, год;

h – товщина шару, м;

C_x – коефіцієнт міри жолоблення;

α – коефіцієнт усадки, який характеризує зменшення лінійного розміру зразка при видаленні з нього 1 % води;

E – модуль пружності, МПа;

μ – коефіцієнт Пуассона;

$W(z, t)$ – функція розподілу води по товщині шару цементобетону.

Формула (1.1) аналогічна формулі акад. С. П. Тимошенко [18] для визначення температурних напружень в бетонних покриттях, тільки замість розрахункової функції розподілення температури по товщині покриття або шару дорожнього одягу використовується функція розподілу води.

Поле вологості цементобетонного або іншого цементовмісного шару дорожнього одягу з кристалізаційною структурою формується під дією випаровування води за рахунок температури і вітру,

фізико-хімічних процесів гідратації і гідролізу води з цементом, а також можливою втратою води з цементобетонної суміші через нижче розташований шар або ґрунт земляного полотна [9]:

$$W(z,t) = \frac{z \cdot t \cdot (m - m_1)}{h} - m \cdot t + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2h^2}{\pi^3 \cdot n^3 \cdot a_1} \cdot \left\{ \left[m - m_1 \cdot (-1)^n \right] \cdot \left[1 - e^{-\frac{a_1 \cdot t \cdot (\pi \cdot n)^2}{h^2}} \right] \sin \frac{\pi \cdot n \cdot z}{h} \right\} + W_{\Pi} \quad (2)$$

де: m – коефіцієнт інтенсивності зміни вологи на верхній поверхні шару цементобетону від температури та швидкості вітру, %/год;

m_1 – коефіцієнт інтенсивності зміни вологи на нижній поверхні шару цементобетону, %/год;

a_1 – коефіцієнт вологопровідності, м²/год;

W_{Π} – початкова вологість, %.

Для виразу (2) граничними умовами слугують наступні рівняння:

$$W(z,0) = W_{\Pi} = \text{const}; W(0,t) = W_{\Pi} - m \cdot t; W(h,t) = W_{\Pi} - m_1 \cdot t \quad (3)$$

Підставляючи рівняння (2) до рівняння (1), функція розподілу вологи по товщині шару цементобетону стає підінтегральним виразом. Для другої складової виразу у квадратних дужках рівняння (1) функція розподілу вологи по товщині шару прийме вигляд:

$$\begin{aligned} \int_0^h W(z,t) dz &= \frac{t \cdot (m - m_1)}{h} \cdot \int_0^h z dz - m \cdot t \cdot \int_0^h dz + W_{\Pi} \cdot \int_0^h dz + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \cdot h^2}{\pi^3 \cdot n^3 \cdot a_1} \cdot \\ &\cdot \left\{ m \cdot \int_0^h \sin \frac{\pi \cdot n \cdot z}{h} dz - m \cdot e^{-\frac{a_1 \cdot t \cdot (\pi \cdot n)^2}{h^2}} \cdot \int_0^h \sin \frac{\pi \cdot n \cdot z}{h} dz - m_1 \cdot (-1)^n \cdot \int_0^h \sin \frac{\pi \cdot n \cdot z}{h} dz + m_1 \cdot (-1)^n \cdot \right. \\ &\quad \left. \cdot e^{-\frac{a_1 \cdot t \cdot (\pi \cdot n)^2}{h^2}} \cdot \int_0^h \sin \frac{\pi \cdot n \cdot z}{h} dz \right\} \end{aligned} \quad (4)$$

Підінтегральна функція синуса матиме вигляд:

$$\int_0^h \sin \left(\frac{\pi \cdot n \cdot z}{h} \right) dz = - \frac{h \cdot \cos \left(\frac{\pi \cdot n \cdot z}{h} \right)}{\pi \cdot n} \Bigg|_0^h = - \frac{h \cdot \cos(\pi \cdot n)}{\pi \cdot n} + \frac{h}{\pi \cdot n} = \frac{h - h \cdot \cos(\pi \cdot n)}{\pi \cdot n} \quad (5)$$

Для третьої складової виразу у квадратних дужках рівняння (1) функція розподілу вологи по товщині шару прийме вигляд:

$$\begin{aligned} \int_0^h W(z,t) \cdot \frac{h}{2} dz &= \frac{h^2 \cdot t \cdot (m - m_1)}{4} - \frac{h^2 \cdot m \cdot t}{2} + \frac{h^2 \cdot W \cdot n}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{h^3}{\pi^3 \cdot n^3 \cdot a_1} \cdot \\ &\cdot \left\{ \frac{m \cdot (h - h \cdot \cos(\pi \cdot n))}{\pi \cdot n} - m \cdot e^{-\frac{a_1 \cdot t \cdot (\pi \cdot n)^2}{h^2}} \cdot \frac{h - h \cdot \cos(\pi \cdot n)}{\pi \cdot n} - m_1 \cdot (-1)^n \cdot \right. \\ &\quad \left. \cdot \frac{h - h \cdot \cos(\pi \cdot n)}{\pi \cdot n} + m_1 \cdot (-1)^n \cdot e^{-\frac{a_1 \cdot t \cdot (\pi \cdot n)^2}{h^2}} \cdot \frac{h - h \cdot \cos(\pi \cdot n)}{\pi \cdot n} \right\} \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned}
-1 \cdot \int_0^h W(z, t) \cdot z dz = & -\frac{h^2 \cdot t \cdot (m - m_1)}{3} + \frac{m \cdot t \cdot h^2}{2} - \frac{W_n \cdot h^2}{2} - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \cdot h^2}{\pi^3 \cdot n^3 \cdot a_1} \times \\
& \times \left\{ \frac{m \cdot h \cdot (h \cdot \sin(n \cdot \pi) - n \cdot \pi \cdot h \cdot \cos(\pi \cdot n))}{n^2 \cdot \pi^2} - m \cdot e^{-\frac{a_1 t \cdot (\pi \cdot n)^2}{h^2}} \cdot \right. \\
& \cdot \frac{h \cdot (h \cdot \sin(n \cdot \pi) - n \cdot \pi \cdot h \cdot \cos(\pi \cdot n))}{n^2 \cdot \pi^2} - m_1 \cdot (-1)^n \cdot \frac{h \cdot (h \cdot \sin(\pi \cdot n) - n \cdot \pi \cdot h \cdot \cos(\pi \cdot n))}{n^2 \cdot \pi^2} + \\
& \left. + m_1 \cdot (-1)^n \cdot e^{-\frac{a_1 t \cdot (\pi \cdot n)^2}{h^2}} \cdot \frac{h \cdot (h \cdot \sin(\pi \cdot n) - n \cdot \pi \cdot h \cdot \cos(\pi \cdot n))}{n^2 \cdot \pi^2} \right\} \quad (7)
\end{aligned}$$

Враховуючи тільки першу і другу складові виразу у квадратних дужках рівняння (1) можна визначити напруження для вільного краю середини плити, яка не може коробитися. При врахуванні всіх трьох складових виразу у квадратних дужках рівняння (1) можна визначити напруження для вільного краю середини плити, яка може коробитися.

Підставляючи формули (4 - 7) в (1), без врахування третьої складової виразу у квадратних дужках, можемо визначити напруження від усадки в цементобетонних та інших цементовмісних шарах дорожнього одягу при тужавінні та твердінні без можливості коробитися:

$$\begin{aligned}
\sigma_w(z, W) = & \frac{\alpha \cdot E \cdot t \cdot (m - m_1)}{1 - \mu} \cdot \left(\frac{z}{h} - 0,5 \right) + \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{2 \cdot h^2 \cdot \alpha \cdot E \cdot (m + m_1)}{\pi^3 \cdot n^3 \cdot a_1 \cdot (1 - \mu)} \cdot \\
& \cdot \left\{ \sin \frac{\pi \cdot n \cdot z}{h} - \frac{2}{\pi \cdot n} - e^{-\frac{a_1 t \cdot (\pi \cdot n)^2}{h^2}} \right\} + \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{2 \cdot h^2 \cdot \alpha \cdot E}{\pi^3 \cdot n^3 \cdot a_1 \cdot (1 - \mu)} \cdot e^{-\frac{a_1 t \cdot (\pi \cdot n)^2}{h^2}} \cdot \left\{ \frac{2 \cdot m}{\pi \cdot n} + \frac{2 \cdot m_1}{\pi \cdot n} \right\} + \\
& + \sum_{n=2,4,6,\dots}^{\infty} \frac{2 \cdot h^2 \cdot \alpha \cdot E \cdot (m - m_1)}{\pi^3 \cdot n^3 \cdot a_1 \cdot (1 - \mu)} \cdot \left(\sin \frac{\pi \cdot n \cdot z}{h} - e^{-\frac{a_1 t \cdot (\pi \cdot n)^2}{h^2}} \right) \quad (8)
\end{aligned}$$

Підставляючи формули (4-7) в (1) можемо визначити напруження від усадки в цементобетонних та інших цементовмісних шарах дорожнього одягу при тужавінні та твердінні з можливістю коробитися:

$$\begin{aligned}
\sigma_w(z, W) = & \frac{\alpha \cdot E \cdot t \cdot (m - m_1)}{1 - \mu} \cdot \left(\frac{z}{h} - 0,5 \right) + \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{2 \cdot h^2 \cdot \alpha \cdot E \cdot (m + m_1)}{\pi^3 \cdot n^3 \cdot a_1 \cdot (1 - \mu)} \cdot \\
& \cdot \left\{ \sin \frac{\pi \cdot n \cdot z}{h} - \frac{2}{\pi \cdot n} - e^{-\frac{a_1 t \cdot (\pi \cdot n)^2}{h^2}} \right\} + \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{2 \cdot h^2 \cdot \alpha \cdot E}{\pi^3 \cdot n^3 \cdot a_1 \cdot (1 - \mu)} \cdot e^{-\frac{a_1 t \cdot (\pi \cdot n)^2}{h^2}} \cdot \left\{ \frac{2 \cdot m}{\pi \cdot n} + \frac{2 \cdot m_1}{\pi \cdot n} \right\} + \\
& + \sum_{n=2,4,6,\dots}^{\infty} \frac{2 \cdot h^2 \cdot \alpha \cdot E \cdot (m - m_1)}{\pi^3 \cdot n^3 \cdot a_1 \cdot (1 - \mu)} \cdot \left(\sin \frac{\pi \cdot n \cdot z}{h} - e^{-\frac{a_1 t \cdot (\pi \cdot n)^2}{h^2}} \right) - \frac{12 \cdot (1 - C_x) \cdot \left(\frac{h}{2} - z \right) \cdot \alpha \cdot E}{(1 - \mu)} \cdot \\
& \left[-\frac{h^2 \cdot t \cdot (m - m_1)}{12} + \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{h^4}{\pi^3 \cdot n^3 \cdot a_1} \cdot \left\{ \frac{m}{\pi \cdot n} \right\} + \sum_{n=2,4,6,\dots}^{\infty} \frac{h^4}{\pi^3 \cdot n^3 \cdot a_1} \cdot \right. \\
& \cdot \left. \left\{ \frac{2 \cdot m}{\pi \cdot n} - \frac{2 \cdot m}{\pi \cdot n} \cdot e^{-\frac{a_1 t \cdot (\pi \cdot n)^2}{h^2}} - \frac{2 \cdot m_1 \cdot (-1)^n}{\pi \cdot n} + \frac{2 \cdot m_1 \cdot (-1)^n}{\pi \cdot n} \cdot e^{-\frac{a_1 t \cdot (\pi \cdot n)^2}{h^2}} \right\} \right] \quad (9)
\end{aligned}$$

Якщо в формулі (9) C_x дорівнює одиниці, то це означає відсутність короблення в цементобетонному або іншому цементовмісному шарі дорожнього одягу і формула (9) автоматично перетворюється в формулу (8).

Результати і пояснення. На основі теоретичного рішення можна розраховувати напруження від усадки, що виникають в цементобетонному або іншому цементовмісному шарі дорожнього одягу з кристалізаційною структурою при тужавінні та твердінні. Рішення базується на теорії пружності і враховує наступні параметри: масообмін (водяний пар, рідка фаза води), який формується під впливом втрат вологи на межах шару і викликає нерівномірний розподіл вологості по товщині шару; коефіцієнт вологопровідності, модуль пружності, коефіцієнт усадки, які відображають структуру і характеристики матеріалу; а також час догляду і міру жолоблення. Отримані залежності (8, 9) дозволяють розраховувати напруження від усадки на будь-якій глибині шару і в будь-який момент часу догляду за цим шаром, а в подальшому дозволять уточнити розрахунки довговічності цементобетонного або іншого цементовмісного шару дорожнього одягу з кристалізаційною структурою.

Перелік посилань

1. Розподіл доріг загального користування за типами покриттів. Міністерство інфраструктури України. <https://mtu.gov.ua/content/tehnichniy-stan-avtomobilnih-dorig-avtomobilnih-dorig-zagalnogo-vikoristannya.html>.
2. Бируля А.К. Дороги из местных материалов. – М.: Автотрансиздат, 1955. – 139 с.
3. Дорожно-строительные материалы: Учеб. для вузов / [Грушко И.М., Королев И.В., Борщ И.М., Мищенко Г.М.]. – М.: Транспорт, 1991. – 357 с.
4. Титар В.С. Будівництво шарів полегшених і перехідних типів дорожнього одягу: Навчальний посібник. – Харків: Видавництво ХНАДУ, 2002. – 120 с.
5. Шари дорожнього одягу з кам'яних матеріалів, відходів промисловості і ґрунтів, укріплених цементом: ГБН В.2.3-37641918-554:2013 (ВБН В.2.3-218-002-95). – [Чинний від 2013-11-01]. – К.: Укравтодор, 2013. – 43 с. – (Нормативний документ Укравтодору).
6. Технология строительства автомобильных дорог. Ч. II Технология строительства дорожных одежд: учебник для вузов / Под ред. Сиденко В.М. – К.: Вища школа, 1970. – 327 с.
7. Жданюк В.К. Дослідження міцності щебенево-піщаних сумішей, укріплених портландцементом / В.К. Жданюк, Д.Ю. Костін, О.О. Арінушкіна, К.А. Павлютін // Матеріали всеукраїнської науково-практичної конференції «Сучасні технології будівництва та експлуатації автомобільних доріг». – Харків: ХНАДУ, 2016.- С.53-57.
8. Толмачов Д. С. Розрахунок імовірності утворення температурних тріщин у монолітних дорожніх бетонах / Д. С. Толмачов, В. П. Сопов, С. М. Толмачов // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. - 2017. - Вип. 66. - С. 113-117.
9. Сіденко В. М. Водно-тепловий режим міських доріг / Сіденко В. М., Фомін В. О. – Харків : Видавництво Харківського університету, 1971. –180 с.
10. Чернявский В.Л. Принцип адаптивности и понятие остаточного ресурса в современном бетоне / В.Л. Чернявский, В.К. Жданюк, В.А. Гуркаленко // Международный III научно-практический семинар "Структура, свойства и состав бетона. Вопросы теории бетоноведения и технологической практики", Ровно, 11 – 12 ноября 2003.- С.198 – 205.
11. Солодкий С.Й. Оцінювання термонапруженого стану дорожніх покриттів на ранніх стадіях тверднення цементного бетону / С.Й. Солодкий, Р.Я. Лівша // Автошляховик України. – 2015. – № 1 – 2. – С. 71 – 74.
12. Сиденко В. М. Эксплуатация автомобильных дорог: учебник для студентов вузов по специальности «Автомобильные дороги» / Сиденко В. М., Михович С. И. – М.: Транспорт, 1976. – 288 с.
13. Полярус О.В. Шляхи визначення енергозберігаючого режиму теплової обробки цементно-водних систем / О.В. Полярус, В. К. Жданюк, О. Л. Вишневецький, С. В. Мінка // Науковий вісник будівництва ХДТУБА. – 2011. – № 63. – С. 261 – 267
14. Котов Д.С. Деформации усадки бетона, модифицированного химическими и тонкодисперсными минеральными наполнителями / Котов Д.С. // Инженерно-строительный журнал. – 2009. – № 7. – С. 11-21.
15. Дворкін Л.Й. Бетони і будівельні розчини: Підручник / Л.Й. Дворкін, О.Л. Дворкін. – К.: Основа, 2008. – 448 с.
16. EN 1992-1-1: 2005-10 Eurocode 2 «Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for building». – Commission of European Communities. – 248 p.

17. Дорожній одяг жорсткий: ГБН В.2.3-37641918-557:2016 (ВБН В 2.3-218-008-97). – [Чинний від 2017-04-01]. – К.: Міністерство інфраструктури України, 2016. – 70 с. – (Нормативний документ галузі).

18. Тимошенко С.П. Пластинки и оболочки [Перевод с английского В.И. Контовта под редакцией Г.С. Шапиро] / Тимошенко С.П., Войновский-Кригер С. – М.: Гос. изд-во физ-мат. лит, 1963. – 635 с.

CONTRACTION STRESS IN CEMENT-CONCRETE AND OTHER CEMENTED LAYERS OF ROAD CLOTHING FOR SETTING AND HARDENING

Onishcheno Artur Mykolayovich, Doctor of Engineering Sciences, Professor, Head of the Department of Bridges and Tunnels, National Transport University, e-mail: artur_onish@bigmir.net, +380687771899, <https://orcid.org/0000-0002-1040-4530>.

Lapchenko Artem Sergiyovych, Candidate of Engineering Sciences, associate professor of the department of construction and operation of highways, Kharkiv National Automobile and Highway University, +38 057707-37-80, <https://orcid.org/0000-0003-4037-5395>.

Chyzhenko Natalia Petrivna, Senior Lecturer at the Department of Bridges and Tunnels, National Transport University, e-mail: chyzhenko_np@ukr.net, +380507355080, <https://orcid.org/0000-0002-9152-2474>.

Summary: The article is devoted to shrinkage stresses arising in cement concrete or other cement-containing layer of road clothing with crystallization structure during curing and hardening. The main reasons for the formation of cracks in cement-containing materials are given. Based on the theoretical solution, a mathematical dependence is derived that simulates and allows to estimate the distribution of shrinkage stresses occurring in cement concrete or other cement-containing layer of road wear during curing and curing. The theoretical solution is based on the theory of elasticity and takes into account the following parameters: mass transfer (water vapor, liquid phase of water), which is formed under the influence of moisture losses at the boundaries of the layer and causes an uneven distribution of humidity across the thickness of the layer; moisture coefficient, modulus of elasticity, shrinkage coefficient, which reflect the structure and characteristics of the material; as well as care time and guttering. Mathematical dependence allows to determine the shrinkage stress in cement concrete and other cement-containing layers of road clothing in cases with or without possibility of warping. The obtained solution will allow to clarify the durability calculations of cement concrete or other cement-containing layer of road clothing with crystallization structure.

Key words: moisture conductivity, road clothing, contraction coefficient, mass transfer, measure of warping, contraction stress, theoretical solution, cemented layer.

References

1. Distribution of roads of general use by types of coatings. Ministry of Infrastructure of Ukraine. <https://mtu.gov.ua/content/tehnichniy-stan-avtomobilnih-dorig-avtomobilnih-dorig-zagalnogo-vikoristannya.html>.
2. Birula A.K. Roads from local materials. - Moscow: Autotransmission, 1955. - 139 p.
3. Road-building materials: Textbook. for high schools / [Grushko IM, Korolev IV, Borsch I. M., Mishchenko G. M.]. - М.: Transport, 1991. - 357 pp.
4. Titar V.C. Construction of layers of lightweight and transitional types of road wear: A manual. - Kharkiv: KhNADU Publishing House, 2002. - 120 p.
5. Layers of road clothing made of stone materials, industrial waste and soil, reinforced with cement: ГБН В.2.3-37641918-554: 2013 (ВБН В.2.3-218-002-95). - [Effective from 11/11/2013]. - К.: Ukravtodor, 2013. - 43 p. - (Normative document of Ukravtodor).
6. Technology of road construction. Ch. II Technology of construction of road clothes: a textbook for high schools, Ed. Sidenko V.M. - К.: Higher school, 1970. - 327 pp.
7. Zhdanyuk V.K. Investigation of the strength of gravel-sand mixtures fortified with Portland cement / V.K. Zhdanyuk, D.Yu. Kostin, O.O. Arinushkina, K.A. Pavlutin // Materials of the All-Ukrainian Scientific

and Practical Conference "Modern Technologies of Construction and Operation of Highways" .- Kharkiv: KhNADU, 2016.- P. 53-57.

8. Tolmachov D. S. Calculation of the probability of formation of temperature cracks in monolithic road concrete / D.S. Tolmachev, V.P. Sopov, S.M. Tolmachev // Bulletin of the Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture. - 2017 - Voip. 66. - P. 113-117.

9. Sidenko V. M. Water-thermal mode of urban roads / Sidenko V. M., Fomin V. O. - Kharkiv: Publishing House of Kharkiv University, 1971. -180 p.

10. Chernyavsky V.L. Principle of adaptability and the concept of residual resource in modern concrete science / V.L. Chernyavsky, V.K. Zhdanyuk, VA Gursalkenko // International III scientific-practical seminar "Structure, properties and composition of concrete. Problems of the theory of concrete science and technology practice", Rivne, November 11 - 12, 2003.- P.198-205.

11. Sweet S.Y. Estimation of the thermo-stressed condition of road coverings at the early stages of cement concrete hardening / S.Y. Sweet, R.Ya. Left / right roadster of Ukraine. - 2015. - No. 1 - 2. - P. 71 - 74.

12. Sidenko VM The use of highways: a textbook for students of high schools in the specialty "Roads" / Sidenko VM, Mikhovich S.I. - M.: Transport, 1976. - 288 p.

13. Polarus O.V. Ways of determination of energy-saving mode of heat treatment of cement-water systems / O.V. Polarus, VK Zhdanyuk, O. L. Vishnevetsky, SV Minka // Scientific Bulletin of the Construction of the CDTUBA. - 2011. - No. 63. - pp. 261-267

14. Kotov D.S. Deformation of shrinkage of concrete modified with chemical and fine mineral fillers / Kotov D.S. // Engineering Building Magazine. - 2009. - No. 7. - P. 11-21.

15. Dvorkin L.Y. Concrete and building solutions: Textbook / L.Y. Dvorkin, O.L. Dvorkin - K.: Basis, 2008. - 448 p.

16. EN 1992-1-1: 2005-10 Eurocode2 "Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for building ». - Commission of European Communities. - 248 p.

17. Road clothes are rigid: ГБН Б.2.3-37641918-557: 2016 (ББН Б 2.3-218-008-97). - [Effective from 2017-04-01]. - K.: Ministry of Infrastructure of Ukraine, 2016. - 70 p. - (Normative document of the branch).

18. Tymoshenko S.P. Plates and Shells [Translated from English VI Controller under the editorship of G.S. Shapiro] / Timoshenko SP, Voinovsky-Kryger S. - M.: Gos. Publisher: Phys-mat. Lit. 1963. - 635 p.

СКОРОЧЕННЯ ТЕРМІНУ ПОЧАТКУ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ЦЕМЕНТОБЕТОННИХ ПОКРИТТІВ SHORTENING THE START-UP PERIOD OF CEMENT CONCRETE PAVEMENT



Толмачов Сергій Миколайович, Харківський національний автомобільно-дорожній університет, кафедра технології дорожньо-будівельних матеріалів і хімії, доктор технічних наук, професор, Tolmachov.serg@gmail.com, +38(057) 707-37-42,

<https://orcid.org/0000-0003-1011-3861>



Петрови́ч Володи́мир Васи́льович, кандидат технічних наук, професор, старший науковий співробітник, професор кафедри транспортного будівництва та управління майном Національного транспортного університету. e-mail: petrovichvv60@ukr.net, тел. +3804428027338, Україна, 01010, м. Київ, вул. М. Омеляновича-Павленка, 1, к. 138.,

<https://orcid.org/0000-0003-0422-2535>

Анотація. У статті показані експериментальні дослідження бетонів, що містять сучасні суперпластифікатори і цементи, які мають високу міцність в ранні терміни твердіння. У віці 3 діб міцність бетонів відповідає не менш, ніж 70 % від міцності у віці 28 діб, а в віці 7 діб – більше 80 %. Ці залежності швидкості набору міцності бетонами встановлені для бетонів різної легкоукладальності. Показано, що на підставі встановлених залежностей початок експлуатації бетонів на сучасних матеріалах може бути розпочато раніше, ніж вони досягнуть віку 28 діб.

Ключові слова: дорожній цементобетон, міцність, пресований бетон, укочений бетон, твердіння

Стан питання. Фахівцям, що працюють в області дорожнього будівництва і займаються влаштуванням покриттів і основ із цементного бетону відомо, що згідно з нормативними документами різних країн, марочну міцність бетонів визначають у віці 28 діб. Тому прийнято вважати, що відкривати рух по цементобетонному покриттю (або перекривати бетонну основу шаром покриття) можливо тільки через 28 діб. Відповідно, це знайшло відображення в нормативних документах, а також в проектній документації, які діють сьогодні. При створенні проектів виконання робіт (ПВР) і календарного плану, наприклад, початок роботи будівельного потоку щодо влаштування бетонного покриття по бетонній основі зрушено на два-чотири тижні від завершення укладання основи. Це значно подовжує терміни будівництва об'єктів і сприяє формуванню уявлення про те, що будівництво шарів дорожнього одягу із цементобетону – дуже тривала процедура. Насправді ця думка була відносно прийнятною 30...40 років тому. Для виготовлення дорожніх, мостових і аеродромних бетонів в цей період застосовували добавки, які мають низьку пластифікуючу здатність, типу лігносульфонатів технічних (ЛСТ) і їх модифікованих різновидів. Оскільки ці пластифікатори сповільнювали схоплювання і твердіння цементів, то кінетика набору міцності бетонів відповідала емпірично виведеної закономірності: на 3 добу природного твердіння бетон мав 30...40 % від марочної міцності на 3 добу, 50...60 % – на 7 добу, 80...90 % – на 14 або 21 добу. Більш ефективні суперпластифікатори, які з'явилися пізніше, (в тому числі відомий і конкурентоспроможний С-3 і його аналоги) кілька прискорили процеси структуроутворення в бетонах і швидкість набору міцності, однак, не є принциповим: міцність на 3 добу – 40...45 %,

на 7 добу – до 70 % і ті ж 80...90 % – на 14...21 добу природного твердіння. Крім того, такі суперпластифікатори (СП) в 70-х і навіть 80-х роках минулого століття були дефіцитні, а їх витрата і вартість була відчутно вище того ж ЛСТ. Введення повітрявтягувальних добавок (ПВД) в бетони транспортного призначення, яке було рекомендовано нормативно-технічною документацією, сприяло деякому уповільненню швидкості твердіння, а найголовніше, – призводило до зниження міцності бетонів. Тому в практиці будівництва покриттів доріг з цементобетонним покриттям, особливо які укладаються за допомогою засобів малої механізації, їх намагалися не застосовувати, в тому числі, через їх дефіцит і високу вартість.

Другим за значимістю фактором, який впливає на кінетику набору міцності бетонів, є якість цементу. У період до 2000 року, коли почалося переоснащення цементних заводів України на сучасне обладнання, на цементних заводах виробляли, в основному, цементи (за сучасною класифікацією) типу ПЦ II/A-III, ПЦ II/B-III, а також ШПЦ III/A, зазвичай марки 400. Чістоклінкерних цементів типу ПЦ I практично не було, також як і цементів марок 500 і 550. А для виготовлення цементобетонних покриттів в Україні застосовують цементи марок 500 і 550. Такі цементи, що містять в своєму складі мелений шлак, зазвичай мали знижену активність і часто не відповідали задекларованій марці. Їх питома поверхня не перевищувала 310...330 м²/кг, а нормальна густина цементного тіста була не вище 26 %. Це обумовлювало уповільнені терміни схоплювання цементного тіста і низьку швидкість твердіння бетонів на основі таких цементів.

Крім того, вимогам стандартів не відповідала якість заповнювачів, особливо крупних, зокрема, за гранулометриєю, за формою зерен і вмістом пиловатих і глинистих частинок [1 – 4]. Дрібний заповнювач (кварцові піски) також були низької якості. І хоча вже в середині 80-х років були опубліковані рекомендації щодо застосування відсіву каменедробіння для виготовлення дорожніх цементних бетонів, з метою поліпшення якості дрібного заповнювача, складені СоюздорНП, відсів в технології бетону не застосовували [5]. Для цього були й об'єктивні причини, наприклад, те, що цементобетонні заводи, на яких виготовляли бетонні суміші, мали не більше 3-х витратних бункерів, що не дозволяло вводити в суміші крім двох фракцій щебеню і піску ще й відсів дроблення. Та й якість відсіву була досить низька.

Були й інші причини, що перешкоджають швидкому набору міцності бетонами: погана якість змішувачів (часто використовували гравітаційні змішувачі), порушення, або навіть зневагу, операціями по догляду за твердіючим монолітним бетоном, поганий підбір складів бетону та ін.

Все це було причинами, які часто не дозволяли забезпечити марочну міцність і інші експлуатаційні характеристики бетонів навіть у віці 28 діб. Звідси цілком обгрунтовані рішення про необхідність витримування твердіючого монолітного цементобетону протягом 28 діб, перш, ніж його перекривають шаром покриття (якщо це – основа) або раніше, ніж його почнуть експлуатувати (якщо це – покриття).

Актуальність проблеми. Сьогодні для будівництва та ремонту цементобетонних покриттів і основ в Україні ми маємо сучасні хімічні і мінеральні добавки нового покоління, а також спеціальні ремонтні суміші, в яких вже закладені необхідні комплекси добавок [6 – 8]. В першу чергу, – це суперпластифікатори на основі карбоксилатів і акрилатів, що забезпечують зменшення кількості води замішування на 30...40 % (звичайні суперпластифікатори дозволяють знизити витрату води на 20...25 %) дозволяють здійснювати бетонування в широкому інтервалі температур за рахунок поліфункціональності свого складу.

Сучасні цементні заводи України випускають цементи нормованого мінерального складу, з регульованою тонкістю помелу і термінами тужавлення, які, в більшості своїй, ідеально підходять для виготовлення монолітних цементобетонних покриттів. Значно зросла активність цементів ПЦ II/A-III, ПЦ II/B-III марки 400 (вона досягає 42...45 МПа). З'явилося досить багато цементів ПЦ I активністю 52...55 МПа і питомою поверхнею 370...430 м²/кг. Висока якість цих цементів дозволила забезпечити початок строку тужавлення цементного тіста не раніше 2 годин, а кінець – 4 і більше години, що дає можливість виконати всі технологічні операції з виготовлення, транспортування, укладання і ущільнення бетонної суміші до моменту тужавлення. У ці цементи при помелі можуть вводити мінеральні та хімічні добавки, які сприяють зміні різних властивостей в'язучих.

Каменедробильні підприємства України на високоякісному обладнанні виробляють в більшості своїй щебінь кубовидної або поліпшеної форми зерен, в якому практично відсутні пиловаті частинки. Піски для бетонів застосовують, в основному, кварцові, з рівномірною гранулометриєю і модулем крупності не нижче 1,7. Поява в Україні ЦБЗ з 4 витратними бункерами дозволяє широко застосовувати відсів каменедробіння для збагачення дрібних і дуже дрібних кварцових пісків.

Сучасні методи підбору складу бетонів дозволяють створити бетони з високою щільністю, які з урахуванням застосовуваних добавок і високої якості заповнювачів, забезпечують високу швидкість набору міцності без виникнення в бетоні внутрішніх напружень. Тому актуальним є перегляд підходу до цементного бетону, як до матеріалу, експлуатацію якого можна починати не раніше 28 діб.

Матеріали, що застосовували у роботі. У дослідженнях застосовували матеріали: цемент ПЦ І-500 Н Балаклеєвського цементного заводу, щебінь фр. 5-10 мм кар'єрів Полтавської обл., пісок кварцовий з $M_{кр} = 1,7$, Кременчуцький, порт Новопавлівськ. Пластифікуючі добавки фірми МС-Bauchemie: полікарбоксилат Fk59, меламінформальдегід Fk88, модифікований лігносульфонат Centrament N9.

Експериментальні дослідження. Для дослідження кінетики набору міцності бетонів в лабораторії формували зразки з бетону складу: Ц - 350 кг/м³, П - 600 кг/м³, Щ₅₋₁₀ - 1300 кг/м³. Випробування зразків проводили на 3, 7, 28 добу природного твердіння (табл. 1, 2).

Таблиця 1 – Кінетика набору міцності зразків бетонів розміром 7х7х7 см

Table 1 – Kinetics of concrete samples measuring 7x7x7 cm strength gain

Вид та кількість добавки	В/Ц	ОК, см	Міцність при стиску у віці, діб., R _{ст} , МПа		
			3	7	28
без добавки	0,46	2,0	20,7	30,2	36,5
Fk59 – 0,6 % від m _ц	0,37	2,5	34,0	46,1	55,4
Fk88 – 0,7 % від m _ц	0,40	2,0	30,0	40,2	50,1
Centrament N9 – 0,5 % від m _ц	0,42	1,5	27,5	37,1	44,8

Таблиця 2 – Кінетика набору міцності зразків бетонів розміром 4х4х16 см

Table 2 – Kinetics of concrete samples size 4x4x16 cm strength gain

Вид та кількість добавки	Міцність при згині у віці, діб., R _{зг} , МПа			Міцність при стиску у віці, діб., R _{ст} , МПа		
	3	7	28	3	7	28
без добавки	4,2	5,3	6,8	21,5	28,9	37,9
Fk59 – 0,6 % від m _ц	7,1	8,4	9,8	36,2	50,1	55,8
Fk88 – 0,7 % від m _ц	6,5	7,3	8,7	32,0	45,3	52,1
Centrament N9 – 0,5 % від m _ц	6,0	7,3	8,4	26,9	38,6	46,4

Аналіз даних таблиць показує, що бетони з суперпластифікаторами на основі полікарбоксилатів і меламінформальдегідних з'єднань вже на 3 добу твердіння мають міцність при стиску від 60 % (табл. 1) до 65 % (табл. 2) від марочної. Трохи нижче результати для бетонів з добавкою лігносульфонатів (58...61 % від марки). Абсолютні значення міцності при стиску бетонів з суперпластифікаторами Fk59 і Fk88 перевищують 30 МПа. Незначно нижче міцність у бетонів з добавкою лігносульфонату Centrament N9. До 7 діб твердіння міцність при стиску всіх бетонів перевищує 80 % від марочної і наближається до 90 %. Це означає, що бетони з суперпластифікаторами можна експлуатувати, практично, вже на 7 добу.

Ще більш високі показники міцності бетонів на розтяг при згині (табл. 2). На 3 добу міцність бетонів з суперпластифікаторами становить 72...75 % від марочної, а на 7 добу досягає 87 % від марки. Згідно з діючими в Україні стандартами, на плити покриттів, тротуарну плитку та ін., бетонні вироби для транспортного будівництва, вироби можна експлуатувати при досягненні ними міцності не менше ніж 70 % від марочної. Лабораторний експеримент показав, що бетони на цих матеріалах можуть експлуатуватися через 3...7 діб твердіння.

У подальших дослідженнях застосовували цементи інших заводів України: У дослідженнях використовували цементи наступних типів та виробників: цемент ПЦ І-500-Н (СЕМ І 52,5N) виробництва «Волинь-Цемент» Філії ПАТ «Дікергофф Цемент Україна»; а також цемент ПЦ ІІ/А-ІІІ-500 (СЕМ ІІ/А-S 42,5N) виробництва «Волинь-Цемент» Філії ПАТ «Дікергофф Цемент Україна». Ці цементи мали велику тонкість помелу, тому їх нормальна густина становила 31 % без добавок і 27...28 % з суперпластифікаторами. Питома поверхня цих цементів була 360...410 м²/кг, що вище, ніж у цементу Балаклеєвського заводу (330...350 м²/кг). Заповнювачі і хімічні добавки залишалися тим же, що і в разі цементу

Балаклеєвського заводу. Змінювали склад бетону, збільшуючи максимальну крупність зерен заповнювача: цемент - 350 кг/м³, пісок - 620 кг/м³, щебінь фр.5-10 мм - 660 кг/м³, щебінь фр.10-20 мм - 660 кг/м³. Результати досліджень представлені в табл. 3, 4.

Проведені дослідження показали, що при використанні цементів компанії Дікергофф Цемент Україна вже на 3 добу природного твердіння бетони навіть без добавок суперпластифікаторів мають міцність більше 30 МПа, що становить 76...78 % від марочної міцності. Введення суперпластифікаторів дозволяє трохи знизити швидкість набору міцності – до 63...68 % від марки для бетонів на цементі ПЦ І-500-Н (СЕМ І 52,5N) і до 70 % від марки для бетонів на цементі ПЦ ІІ/А-ІІІ- 500 (СЕМ ІІ/AS 42,5N). До 7 діб твердіння бетони без добавок мають міцність 89...91 % від марочної міцності, а бетони з добавками – дещо менші показники 77...82 % від марки. Дещо менші показники міцності щодо марочної у бетонів з суперпластифікаторами в порівнянні з бетонами без добавок можна пояснити більш упорядкованою структурою в першому випадку. А більш низькі міцнісні властивості бетонів на цементі ПЦ ІІ/А-ІІІ-500 пояснюються гіршою сумісністю цих суперпластифікаторів з цим цементом в порівнянні з цементом ПЦ І-500-Н.

Таблиця 3 – Кінетика набору міцності бетонів на цементі ПЦ І-500-Н

Table 3 – Kinetics of concrete on cement ПЦ І-500-Н strength gain

Вид добавки	Міцність при стиску у віці, діб., R _{ст} , МПа		
	3	7	28
без добавки	33,6	40,2	44,0
полікарбоксилати	45,9	55,6	67,5
лігносульфонати	39,0	47,4	59,0
меламінформальдегіди	41,6	52,4	66,4

Таблиця 4 – Кінетика набору міцності бетонів на цементі ПЦ ІІ/А-ІІІ-500

Table 4 – Kinetics of concrete on cement ПЦ ІІ/А-ІІІ-500 strength gain

Вид добавки	Міцність при стиску у віці, діб., R _{ст} , МПа		
	3	7	28
без добавки	32,1	36,9	41,3
полікарбоксилати	40,9	48,4	58,7
лігносульфонати	34,7	39,3	49,1
меламінформальдегіди	36,9	41,0	53,4

Протягом останніх 15 років на кафедрі ТДБМіХ ХНАДУ (ХАДІ) в рамках договорів про науково-технічне супроводження різних об'єктів будівництва були виконані натурні дослідження кінетики набору міцності бетонами на зразках, випиляних із покриття автомобільних доріг (Київ-Ковель, Харків-Красноград) і аеродромів (в м.м. Харків, Львів, Одеса). Отримані на практиці результати показали, що швидкість набору міцності бетонами на сучасних цементах і з сучасними суперпластифікаторами не залежить від витрати цементу, який варіювався в межах 380...420 кг/м³, і не залежить від заводу-виробника цементу. Міцність бетонів з добавками меламінформальдегідних або полікарбоксилатних суперпластифікаторів досягає 30...40 МПа (65...70 % від марочної міцності) до 3 діб і 40...46 МПа (83...88 % від марки) до 7 діб тверднення при температурі + 20...30 °С. При цьому забезпечені і навіть перевищені проектні показники за морозостійкістю і водопоглинанням або водонепроникністю цих бетонів.

Як приклад можна навести ситуацію в Харківському аеропорту. При підготовці до ЄВРО 2012 остання ділянка рульової доріжки – віраж був укладений за 9 днів до посадки літака Боїнг 737. Коли постало питання про можливість пропуску літака по цій ділянці РД, то були проведені вимірювання міцності бетону РД неруйнівним методом, а також міцності лабораторних зразків виготовлених з того ж бетону. В результаті були отримані однакові результати міцності при стиску – 36,5 МПа, що становило 91 % від марочної міцності бетону.

Що стосується ремонту бетону покриттів. У деяких склалася помилкова думка щодо складності ремонту покриттів, а також про те, що ремонт роблять тривалий час, він неефективний, руйнування бетону триває. Найчастіше про це говорять люди, які безпосередньо не будували і не ремонтували бе-

тонні покриття. Звичайно, ремонт буде неефективний, якщо новий бетон укладають на зруйновану основу. Що можна «приклеїти» до пухкої, зруйнованої, тріщинуватої поверхні? Суттєво, і ремонтний шар буде швидко зруйнований, а деструкція бетону піде глибше. Крім того, більшість ремонтних складів, через їх здатність швидко набирати міцність, мають значно більший модуль пружності і значно нижчу деформативність, в порівнянні з бетоном, що ремонтується. Це призводить до того, що ремонтний склад працює сам по собі, а бетон, що ремонтується – сам по собі. В результаті ремонтний шар відшаровується від ремонтного покриття. Але за кордоном бетонні покриття ремонтують багато десятиліть з незмінним успіхом. Це можна пояснити правильним вибором ремонтного складу і технології ремонту. У кожному конкретному випадку необхідно вибирати свій склад, в залежності від товщини ремонтного шару, що укладається, і технології його нанесення. Найкращі результати дає технологія, відповідно до якої, вирізають зруйнований шар бетону до щільного, не зруйнованого шару (зазвичай не менше 5...6 см, а краще – більше), після цього наносять адгезійне покриття і потім укладають ремонтний склад. За кордоном такі ремонтні ділянки запускають в експлуатацію через 6 і більше годин. Але за цей час бетон встигає набрати міцність 25...30 МПа, яка вважається достатньою для відкриття руху. Це стосується як покриттів автодоріг, так і аеродромів.

Що стосується жорстких, укочених бетонів, зокрема бетонів основи, то можна відзначити, що ці бетони набирають міцність значно швидше, ніж ті, що ущільнюються вібрацією. Вперше дослідні ділянки з таких бетонів (саме бетонів, а не сумішей, укріплених в'язучим) влаштовували в ряді областей України, в тому числі і в Київській, починаючи з середини 80-х років минулого століття. Цю роботу проводили за завданням Міністерства дорожнього будівництва України спільно ХАДІ і ДерждорНДІ. Великий досвід будівництва основ і покриттів перехідного типу з жорстких бетонних сумішей, що ущільнюються укочуванням, накопичений на кафедрі ТДБМіХ ХНАДУ. Ці покриття і основи, були укладені в період з 1986 по 1995 р.р. в різних регіонах України, в тому числі в Кримській, Кіровоградській, Харківській, Житомирській областях. Далі дослідження були продовжені при влаштуванні основи із пісного бетону при реконструкції аеропортів в м. Харкові, Львові, Одесі в 2008...2012 р.р. Для контролю міцності таких бетонів з покриттів і основ відбирали керни, які випробували в лабораторії кафедри ТДБМіХ. Паралельно з бетонів цих же складів в лабораторії виготовляли зразки, які ущільнювали пресуванням і також піддавали випробуванням (табл. 5). У складах бетону змінювали витрата цементу ПЦ II/A-III-500 і тиск пресування.

Таблиця 5 – Міцність пресованих бетонів

Table 5 – Strength of pressed concrete

№ складу	Тиск пресування, МПа	Витрати цементу, кг/м ³	Міцність у віці, діб., R _{ст} , кг/см ²	
			7	28
1	30 МПа	120	49,6	68,1
2		160	74,5	100,5
3		200	90,7	126,0
1	45 МПа	120	63,7	82,4
2		160	95,0	113,7
3		200	98,1	149,7
1	60 МПа	120	64,5	93,8
2		160	93,7	120,6
3		200	126,4	165,0

Аналіз результатів в табл. 5 показує, що до 7 діб твердіння бетони, ущільнені пресуванням набирають 72...78 % від марочної міцності. Цей рівень міцності не залежить від тиску пресування і витрати цементу, що свідчить про те, що, при значно меншій витраті води в жорстких бетонних сумішах в порівнянні з рухомими, додаток тиску призводить до швидкого зростання міцності бетонів.

Для таких бетонів розроблені спеціальні хімічні добавки. В даному випадку, для поліпшення властивостей пресованих бетонів, були використані добавки Murasan BWA 14 і Techniflow 12 (табл. 6). При виготовленні зразків застосовували цемент зі зниженою маркою типу ПЦ II/A-III-400 виробництва «Волинь-Цемент» Філії ПАТ «Дікергофф Цемент Україна». Витрати цементу були знижені до 120 кг/м³. Для виготовлення зразків були прийняті реальні склади, які укладали в основу дорожнього одягу для подальшого перекриття шарами асфальтобетонного покриття.

Аналіз табл. 6 показує, що, незалежно від наявності добавок в складі пісного пресованого бетону, його міцність до 7 діб становить 89...93 % від марочної міцності. Введення зазначених добавок

дозволяє збільшити міцність таких бетонів на 6...12 %, і підвищити їх щільність на 4 %, що позитивно позначається на експлуатаційних властивостях таких бетонів.

Таблиця 6 – Вплив добавок Murasan BWA 14 і Techniflow 12 на властивості пресованих пісних бетонів

Table 6 – The influence of additives Murasan BWA 14 and Techniflow 12 on the properties of pressed lean concrete

№ з/п	Вид та кількість добавки, % від $m_{ц}$	Щільність, ρ кг/м ³	Міцність у віці, діб., $R_{ст}$, кг/см ²	
			7	28
1	Без добавок	2145	56,8	60,8
2	Murasan BWA 14 – 0,3 % від $m_{ц}$	2225	62,3	68,3
3	Murasan BWA 14 – 0,6 % від $m_{ц}$	2207	60,1	65,2
4	Techniflow 12 – 0,3 % від $m_{ц}$	2232	59,4	64,8
5	Techniflow 12 – 0,6 % від $m_{ц}$	2233	55,6	62,5

Проведені паралельно натурні дослідження кернів (табл. 7), які були випиляні із бетону основи автомобільної дороги, виготовленого на цементі ПЦ ІІ/А-ІІІ-500 (при його витраті 120 кг/м³) показали, що при марочній міцності бетону на рівні 9...10 МПа фактична міцність бетонів у віці 3 діб досягає 80 % від марки, у віці 7 діб – 88 %.

Таблиця 7 – Властивості упрочених бетонів

Table 7 – Properties of hardened concrete

№ складу	Щільність, ρ кг/м ³	Міцність у віці, діб., $R_{ст}$, кг/см ²		
		3	7	28
1	2365	71,97	78,98	90,77
2	2375	80,71	86,01	97,74

Особливо важливим є те, що фактична щільність бетонних зразків відповідає розрахунковій щільності складу.

Висновки.

1. Показано, що застосування сучасних суперпластифікаторів і цементів вітчизняного виробництва дозволяє забезпечити властивості міцності бетонів на рівні 70...75 % від марочної міцності у віці 3 діб і до 80...90 % у віці 7 діб.
2. Встановлено, що дані, отримані при випробуванні лабораторних зразків, підтверджуються прямими випробуваннями зразків, випиляних із бетонних покриттів або основ.
3. Вищевикладене дозволяє сказати, що експлуатувати покриття або основу з бетону на сучасних матеріалах можливо вже через 7 діб природного твердіння.

Перелік посилань

1. Виноградов Б. Н. Влияние заполнителей на свойства бетона. М.: Стройиздат, 1979. 224 с.
2. Гордон С. С. Структура и свойства тяжелых бетонов на различных заполнителях. М.: Стройиздат, 1969. 151 с.
3. Ицкович С. М. Заполнители для бетона. Минск: Высш. школа, 1983. 214 с.
4. Влияние поверхностных налетов и пленок на зернах песка на прочность растворов и бетонов. О. И. Крымов, П. А. Мельниченко, А. Г. Ольгинский и др.; *Тр. ХИИТ*. 1965. Вып. 73. С. 25–30.
5. Шейнин А. М. Исследование свойств и технологии мелкозернистого цементного бетона для строительства автомобильных дорог: автореф. дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.05 / СоюздорНИИ. Москва, 1970. 21 с.
6. Nakanishi H., Tamaki S., Yaguchi et al. Performance of a Multifunctional and Multipurpose Superplasticizer for Concrete. *Seventh CANMET/ACI Intern. Conf. on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete*: ed. by V. M. Malhotra. ACI SP 217, 20-24 October 2003: Proc. Berlin (Germany), 2003. P. 327–342.
7. Изотов В. С., Ибрагимов Р. А. Новые комплексные добавки на основе эфиров поликарбоксилата. *Технологии бетонов*. 2012. № 3–4. С. 34–35.

8. Фаликман В. Р. Новые эффективные высокофункциональные бетоны. *Бетон и железобетон*. 2011. Вып. 1. С. 48–54.

SHORTENING THE START-UP PERIOD OF CEMENT CONCRETE PAVEMENT

Tolmachov Serhii Mykolaiovich, Kharkov national automobile und highway University, Department of the Technology of Road Building Material and Chemistry, doctor of science (engineering), professor, +38(057) 707-37-42, <https://orcid.org/0000-0003-1011-3861>

Petrovich V.V., Candidate of Technical Sciences, Professor, Senior Researcher, Professor of the Transportation Construction and Property Management Department, National Transport University. e-mail: petrovichvv60@ukr.net, tel. +3804428027338, Ukraine, 01010, Kyiv, street M. Omelyanovicha-Pavlenka, 1, room 138., <https://orcid.org/0000-0003-0422-2535>

Abstract. The article shows experimental studies of concrete containing modern superplasticizers and cements, which have high strength in the early stages of hardening. At the age of 3 days, the strength of concrete corresponds to no less than 70% of the strength at the age of 28 days, and at the age of 7 days - more than 80%. These dependences of the rate of hardening with concrete are set for concrete mixtures of different workability. It is shown that, based on the established dependences, the start of concrete operation on modern materials can be started earlier than they reach the age of 28 days.

Keywords: road cement concrete, strength, pressed concrete, rolled concrete, hardening

References

1. Vinogradov B. N. Vliyanie zapolnitelej na svoystva betona. M.: Strojizdat, 1979. 224 s.
2. Gordon S. S. Struktura i svoystva tyazhelyh betonov na razlichnyh zapolnitelyah. M.: Strojizdat, 1969. 151 s.
3. Ickovich S. M. Zapolniteli dlya betona. Minsk: Vyssh. shkola, 1983. 214 s.
4. Vliyanie poverhnostnyh naletov i plenok na zernah peska na prochnost rastvorov i betonov / [O. I. Krymov, P. A. Melnichenko, A. G. Olginskij i dr.]; Tr. HIIT. 1965. Vyp. 73. S. 25–30.
5. Shejnin A. M. Issledovanie svoystv i tehnologii melkozernistogo cementnogo betona dlya stroitelstva avtomobilnyh dorog: avtoref. diss. ... kand. tehn. nauk: 05.23.05 / SoyuzdorNII. Moskva, 1970. 21 s.
6. Nakanishi H., Tamaki S., Yaguchi at el. Performance of a Multifunctional and Multipurpose Superplasticizer for Concrete. *Seventh CANMET/ACI Intern. Conf. on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete*: ed. by V. M. Malhotra. ACI SP 217, 20-24 October 2003: Proc. Berlin (Germany), 2003. P. 327–342.
7. Izotov V. S., Ibragimov R. A. Novye kompleksnye dobavki na osnove efirov polikarboksilata. *Tehnologii betonov*. 2012. № 3–4. S. 34–35.
8. Falikman V. R. Novye effektivnye vysokofunkcionalnye betony. *Beton i zhelezobeton*. 2011. Vyp. 1. S. 48–54.