

РОЗВІДУВАННЯ, ПРОЕКТУВАННЯ ДОРІГ ТА ПЕРЕХОДІВ ЧЕРЕЗ ВОДОТОКИ

УДК 656.11

Данчук В.Д., д-р ф.-м. наук, **Кривенко В.І.**, канд. техн. наук,
Олійник Р.В., канд. ф.-м. наук, **Тарабан С.М.**

МОДЕЛЮВАННЯ МЕРЕЖІ НАЗЕМНИХ ШЛЯХІВ СПОЛУЧЕНЬ

Анотація. За результатами виявлення та аналізу аналогій між електричними характеристиками та основними просторовими параметрами ділянки автомобільної дороги запропоновано електротехнічну аналогову модель вулично-дорожньої мережі міста. Таке уявлення просторових параметрів дозволяє змоделювати складну структуру вулично-дорожньої мережі довільної конфігурації у вигляді електричної схеми й оцінити ефективність її функціонування.

Ключові слова: вулично-дорожня мережа, однорідна ділянка.

Аннотация. По результатам выявления и анализа аналогий между электрическими характеристиками и основными пространственными параметрами участка автомобильной дороги предложено электротехническую аналоговую модель улично-дорожной сети города. Такое представление пространственных параметров позволяет смоделировать сложную структуру улично-дорожной сети произвольной конфигурации в виде электрической схемы и оценить эффективность ее функционирования.

Ключевые слова: улично-дорожная сеть, однородный участок.

Annotation. As a result of the identification and analysis of analogies between electrical characteristics and spatial parameters of the road section proposed electrical analog model of the road network of the city. This representation allows the spatial parameters to model the complex structure of the road network in the form of arbitrary configuration of electrical circuits and evaluate the effectiveness of its operation.

Key words: the road network, homogeneous area.

Вулично-дорожня мережа (ВДМ) – елемент інфраструктури міста, проектування якого відносять до ряду найбільш складних завдань теорії транспортного планування. Обґрунтування будь-яких містобудівних рішень, які насамперед пов'язані з реконструкцією ВДМ, полягає в детальному аналізі існуючого стану мережі [1, 2]. Тому, оцінка стану основних параметрів ВДМ передуює більшості видам транспортного планування (розробка містобудівних регламентів, зонування міської території тощо) й є обов'язковим елементом проектів реконструкції ВДМ й комплексних схем організації дорожнього руху. Критерії й методи оцінки основних параметрів ВДМ досі лишаються важливим питанням теорії й практики транспортного планування, яке потребує подальшого розвитку в силу стрімкого зростання автомобілізації суспільства. Одне з головних завдань транспортного планування – визначення геометричних розмірів майбутньої селітебної території. Оскільки межами житлових кварталів та районів міста є магістральні вулиці й дороги, то, відповідно, вони й формують конфігурацію ВДМ, від якої залежать основні показники ефективності функціонування транспортних потоків.

Транспортне планування міста – це комплекс заходів (транспортних, будівельних, планувальних, природозахисних та ін.), головне завдання яких направлене на побудову раціональної структури ВДМ, що найкращим чином вирішує проблему транспортного обслуговування населення міста. Якщо поглянути на структуру сучасного міста, то значну його частину складає житлова забудова (селітебна територія). Один із напрямків формування селітебної території – розподіл її на основні структурні елементи [2]: житловий квартал, житловий район, селітебний район. При цьому, межами першого елементу є магістральні та житлові вулиці, а другого та третього – магістральні вулиці та дороги загальноміського значення. У зв'язку з цим, головним акцентом транспортного планування міста постає формування розгалуженої

транспортної мережі, яка характеризується великою сукупністю й складною конфігурацією зв'язаних між собою однорідних ділянок.

Однорідна ділянка в даних дослідженнях розглядається, як ділянка автомобільної дороги між найближчими перехрестями. До основних параметрів, що характеризують кожну із таких ділянок належить її протяжність та характеристики проїзної частини (кількість смуг руху, ширина смуги, розрахункова середня швидкість руху транспортних засобів та пропускна здатність ділянки дороги). Побудова електротехнічної моделі ВДМ [3] шляхом відтворення параметрів кожного окремого елемента мережі дозволяє змодельовати складну розгалужену структуру мережі й оцінити ефективність її функціонування.

Згідно з [3] відповідність між електричними величинами та просторовими характеристиками однорідної ділянки ВДМ наведені в табл.1. Запропонована модель, на наш погляд, дозволяє проводити оцінки транспортно-дорожніх характеристик і, відповідно, описувати кінетику транспортних потоків у ВДМ міста.

Таблиця 1 – Електротехнічна модель ВДМ згідно з [3]

Електричні характеристики	Характеристики однорідної ділянки ВДМ
I – сила струму на ділянці кола	J – інтенсивність транспортного потоку на однорідній ділянці $[J]=\text{год}^{-1}$;
$R = \rho \frac{l}{S}$ – опір лінійного провідника;	$T = \frac{1}{\gamma} \frac{l}{S}$ – статичний опір руху на однорідній ділянці ВДМ, $[T]=\text{год}$;
$G = R^{-1}$ – електрична провідність;	$\Omega = T^{-1}$ – пропускна здатність однорідної ділянки $[\Omega]=\text{год}^{-1}$;
E – напруженість електричного поля;	ρ – щільність транспортного потоку, $[\rho]=\text{км}^{-1}$;
U – напруга на ділянці кола; $U = E \cdot l$	N – кількість транспортних засобів на однорідній ділянці; $N = \rho \cdot l$

Так, модель міської ВДМ являє собою електричну схему, в якій однорідні ділянки мережі представлені у вигляді активного електричного опору:

$$T = \frac{1}{\gamma} \frac{l}{S}, \quad (1)$$

де l – довжина однорідної ділянки дороги, $[l] = \text{км}$;

γ – пропускна здатність однієї смуги руху на даній однорідній ділянці дороги, $[\gamma] = \text{год}^{-1}$;

S – ширина проїзної частини однорідної ділянки, $[S] = \text{км}$; $S = nd$;

n – кількість смуг руху; d – ширина смуги.

Таке уявлення просторових характеристик ділянки дороги, дозволяє представити фрагменти ВДМ довільної конфігурації (дороги з різною кількістю смуг руху, розв'язки, перехрестя тощо) у вигляді електричних схем, які являють собою розгалужені електричні кола квазіпостійного струму. Так, для випадку звуження дорожнього полотна (зменшення кількості смуг руху) його електротехнічний образ являє собою послідовне з'єднання опорів (рис.1, а), а перехрестя доріг з рівною кількістю смуг руху (рис.1, б) може бути представлено складним електричним колом.

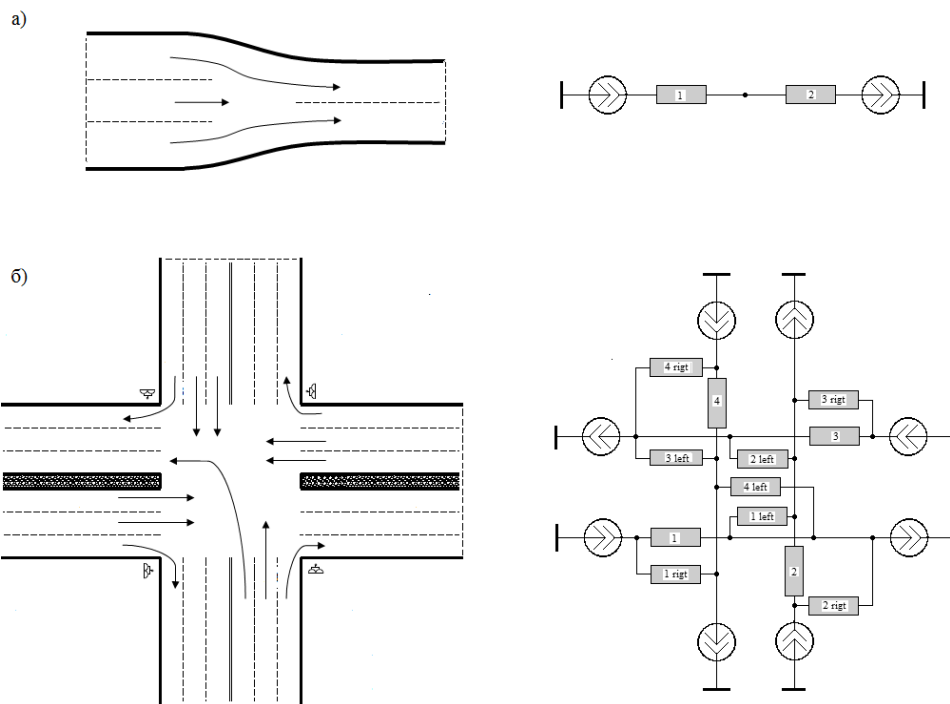


Рисунок 1 – Електротехнічне моделювання елементів ВДМ: а) звуження дорожнього полотна; б) перехрестя доріг з рівною кількістю смуг руху

Електрична схема, що відтворює електротехнічний образ ВДМ, повинна мати наступні властивості:

- коректне відтворення топологічної конфігурації ВДМ;
- адекватне сюр'єктивне відображення множини вузлів на множину перехресть ВДМ;

- ін'єктивне відображення множини простих ланцюгів схеми (R_j) на множину однорідних ділянок ВДМ.

Сюр'єктивне відображення означає, що модель повинна адекватно відображати розгалуженими електричними колами відповідні розгалуження доріг ВДМ міста. При цьому, перехрестя повинні відповідати певним вузлам схеми.

Ін'єктивне відображення означає, що величина активного опору (зворотна величина – електрична провідність) відповідного ланцюга схеми, повинна відображати пропускну здатність відповідної однорідної ділянки мережі.

Таким чином, ВДМ міста може бути представлена сукупністю елементарних однорідних ділянок різної конфігурації, які формують дороги кварталів житлових районів міста. Моделювання параметрів доріг окремого кварталу являє собою послідовно-паралельне з'єднання опорів, яке дозволяє відтворити складну розгалужену структуру ВДМ всього міста.

Для створення електротехнічної моделі ВДМ, наприклад, для адміністративного району міста, необхідно організувати інформаційний банк даних просторових характеристик однорідних ділянок автомобільних доріг, що формують дану мережу. Так, в табл.2 представлено фрагмент відповідних характеристик однорідних ділянок ВДМ Печерського району.

Таблиця 2 – Нормативні характеристики однорідних ділянок ВДМ Печерського району

Д-нка	Назва вулиці	Категорія вулиць і доріг	l, км	V ₁ , км/ год	V ₂ , км/ год	k	t, год	T, год
R1	вул. Заліз. шосе	районного значення	0,73	80	3,8	21,3	0,0092	0,195
R2	вул. Заліз. шосе	районного значення	0,46	80	3,8	21,3	0,0057	0,121
R3	вул. Заліз. шосе	районного значення	0,45	80	7,5	10,7	0,0057	0,060
...								
R324	бульв. Др. Народів	3-м значення рег. руху	0,14	100	31,5	3,2	0,0014	0,004
R325	бульв. Л. Українки	3-м значення рег. руху	0,05	100	27	3,7	0,0005	0,002
R326	вул. Бастіонна	районного значення	0,11	80	7,5	10,7	0,0014	0,015

Оскільки, час проходження транспортного засобу по однорідній ділянці дороги може бути визначений через середню швидкість:

$$t = \frac{l}{V_1}, \quad (2)$$

де V_1 – розрахункова (нормативна) швидкість повздовжнього прямолінійного руху окремого транспортного засобу [4], км/год, то з (1) і (2) випливає:

$$\frac{T}{t} = \frac{V_1}{\gamma \cdot n \cdot d} = \frac{V_1}{V_2}. \quad (3)$$

Тут $V_2 = \gamma \cdot n \cdot d$ – розрахункова швидкість поперечного руху, яка отримана на основі аналогій розмірності, км/год і є характеристикою певної ділянки ВДМ.

З (3) можна отримати наступний вираз:

$$T = \frac{V_1}{V_2} t = k \cdot t, \quad (4)$$

де коефіцієнт приведення $k = \frac{V_1}{V_2}$ – інтегральний параметр однорідної ділянки ВДМ, що визначається відношенням швидкостей повздовжньо-поперечного руху, які можуть бути знайдені через геометричні параметри вулиць і доріг міста, а також нормативні значення швидкостей (ДБН 360-92** Містобудування. Планування та забудова міських і сільських поселень).

Тоді з (2) і (4) отримуємо:

$$T = \frac{l}{V_2}. \quad (5)$$

Отже з (5) випливає фізичний зміст статичного опору руху (T), який можна розглядати як нормативну статичну інтегральну характеристику певної однорідної ділянки ВДМ.

Результати відповідних розрахунків представлені в табл. 2.

Також, знаючи величини відповідних параметрів для кожної ділянки ВДМ певного району і використовуючи (5), можна побудувати розподіл опорів як інтегральних характеристик ВДМ для кожного району міста. Аналіз отриманих даних, на наш погляд, надаватиме додаткову інформацію для можливості більш ефективного вирішення задач транспортного планування міст. Як приклад, на рис. 2 зображена 3D поверхня опорів однорідних ділянок

ВДМ Печерського району (світлі точки) в залежності від довжини ділянки ВДМ (l) та нормативної поперечної швидкості (V_2).

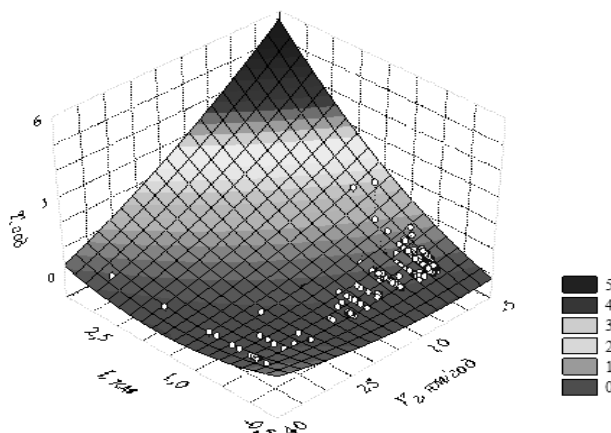


Рисунок 2 – 3D поверхня опорів однорідних ділянок ВДМ Печерського району

Висновки

Запропоновано електротехнічну модель ВДМ, яка дозволяє відтворити складну розгалужену структуру мережі всього міста у вигляді електричної схеми, шляхом моделювання окремих фрагментів мережі послідовно-паралельним з'єднанням опорів. Такий підхід моделювання коректно відтворює топологічну конфігурацію ВДМ й адекватно відображає просторові характеристики кожної однорідної ділянки мережі. Це дає підстави вважати, що запропонована модель може бути застосована, як фізичний інструмент для аналізу основних параметрів ВДМ з подальшою оцінкою ефективності функціонування кожного окремого її елемента.

Література

1. Михайлов А.Ю. Головных И.М. Тенденции развития классификаций городских улиц и дорог // Вестник ИрГТУ. – Иркутск : 2004. – N 3. – С. 124 – 127.
2. Лобанов Е. М. Транспортная планировка городов: Учебник для студентов вузов [Текст] / Е. М. Лобанов. – М. : Транспорт, 1990. – 240 с.
3. Данчук В.Д., Кривенко В.І., Олійник Р.В., Тарабан С.М. Електротехнічна модель дослідження транспортних потоків // Вісник НТУ №21. – 2011. – С. 28 – 32.
4. Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень: ДБН 360-92**. – [Чинний від 2002-04-19]. – К. : ДП «Укрархбудінформ», 2002. – 92 с.

Кірічек Ю.О., д-р техн. наук, Балашова Ю.Б., канд. техн. наук, Гречук Р.С.

УДОСКОНАЛЕННЯ СТРУКТУРИ МАГІСТРАЛЬНИХ ВУЛИЦЬ ПІВДЕННО-ЗАХІДНОЇ ЧАСТИНИ М. ДНІПРОПЕТРОВСЬКА

Анотація. Проведений аналіз деяких наслідків автомобілізації в Україні. Досліджена інтенсивність автомобільного руху у південно-західній частині м. Дніпропетровська. Побудовані графіки перспективної інтенсивності і коефіцієнтів завантаження перехресть. Запропоновані рекомендації щодо удосконалення структури магістральних вулиць м. Дніпропетровська для ліквідації заторів, підвищення пропускної здатності, швидкості та безпеки руху.

Ключові слова: автомобілізація населення, перспективна інтенсивність, коефіцієнт завантаження, затори, пропускна здатність, швидкість, безпека руху, перехрестя.

Аннотация. Проведен анализ последствий автомобилизации в Украине. Исследована интенсивность движения в юго-западной части г. Днепропетровска. Построены графики перспективной интенсивности и коэффициентов загрузки перекрестков. Предложены рекомендации по совершенствованию структуры магистральных улиц г. Днепропетровска с целью ликвидации заторов, повышения пропускной способности, скорости и безопасности движения.

Ключевые слова: автомобилизация населения, перспективная интенсивность, коэффициент загрузки, заторы, пропускная способность, скорость, безопасность движения, перекресток.

Annotation. The analysis of consequence of motorization in Ukraine is carried out. Researches of heavy traffic in a southwest part of Dnepropetrovsk are conducted. Perspective volume of traffic and factors of traffic flow on crossroads are graphed. Recommendations for perfection of the main streets of Dnepropetrovsk are offered to avoid traffic jams, sharply increased volume of traffic and safety.

Key words: motorization, heavy traffic, volume of traffic, crossroads, traffic jams.

Постановка проблеми. Важливими проблемами сучасного містобудівництва є забезпечення транспортного обслуговування населення та раціональна організація міського руху. Територіальне зростання міст і чисельності населення, зв'язок з приміськими зонами, а також використання приміських зон для житла та відпочинку призвели до підвищення інтенсивності транспортного руху і широкого розвитку транспортних засобів [1]. Значного розвитку досяг легковий автомобільний транспорт, що забезпечує зростання дальності перевезень, швидкості руху і забезпечення максимального комфорту. У зв'язку з ростом обороту вантажів, в тому числі за рахунок переведення вантажів із залізничного на автомобільний транспорт, значно зростає інтенсивність руху вантажних автомобілів. Ці обставини призвели до значного розвитку міського транспорту, та зростання актуальності питань підвищення пропускної здатності, швидкості та безпеки руху на дорогах [2, 3].

Актуальність. Протягом останніх років в Україні за порівняно короткий період часу стався значний стрибок рівня автомобілізації. Незважаючи на зниження чисельності населення вулиці практично всіх великих міст України сьогодні переповнені автотранспортом, в той час, як вони не були розраховані на сучасні автомобільні потоки. Різке зростання автомобілізації призводить до виникнення заторів, зростання витрат пального, забруднення природного середовища та ін. [4].

Аналіз досліджень. Як свідчить статистика, за шість років парк легкових автомобілів в Україні виріс на 66%, а рівень автомобілізації населення відповідно з 65 авт. / тис.чол. до 115 авт. / тис.чол. (табл. 1).

Таблиця 1 – Динаміка розвитку парку легкових автомобілів в Україні

Рік	2005	2006	2007	2008	2009	2010
Кількість зареєстрованих легкових автомобілів, тис.од.	3362,7	4603	5127,32	5250,13	5312,62	5579,4
Чисельність населення, млн.	51,7	51,7	51,7	51,7	48,4	48,4
Рівень автомобілізації населення, авт./тис. чол.	65	89	99	101	110	115

Середньорічний приріст парку легкових автомобілів в Україні за період з 1997 по 2010 р., склав 3,7%. Динаміку розвитку парку легкових автомобілів в Україні можна описати лінійною залежністю з коефіцієнтом кореляції – 0,95 (рис. 1).

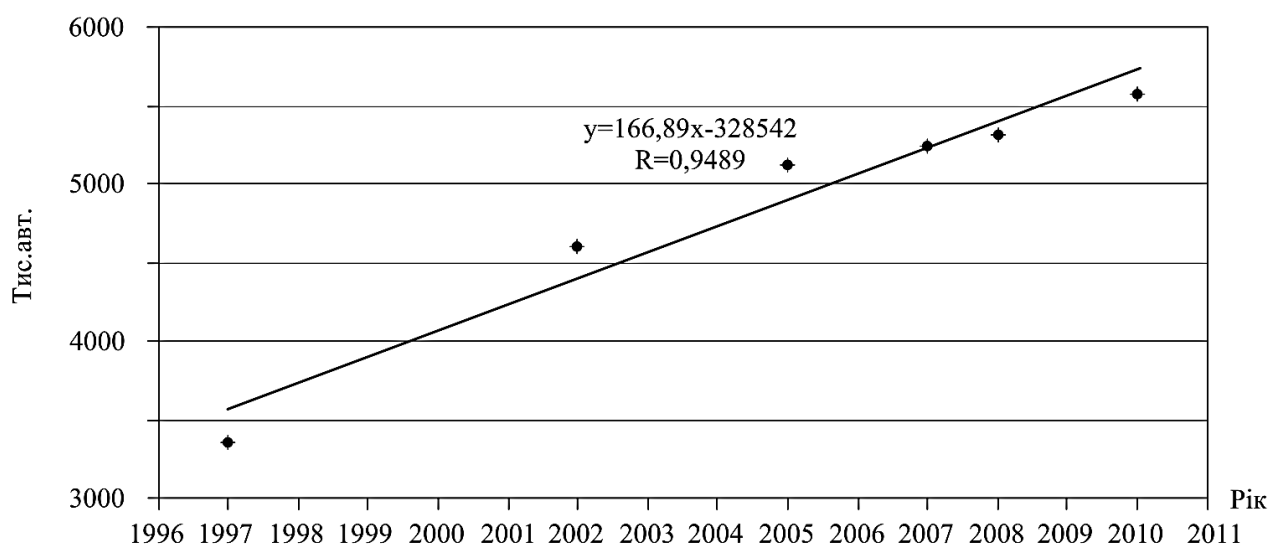


Рисунок 1 – Розвиток парку легкових автомобілів в Україні

Зміну рівня автомобілізації населення України, за той же період, показано на рис. 2. Динаміка розвитку рівня автомобілізації також описується лінійною залежністю, представленою графіком (коефіцієнт кореляції 0,98).

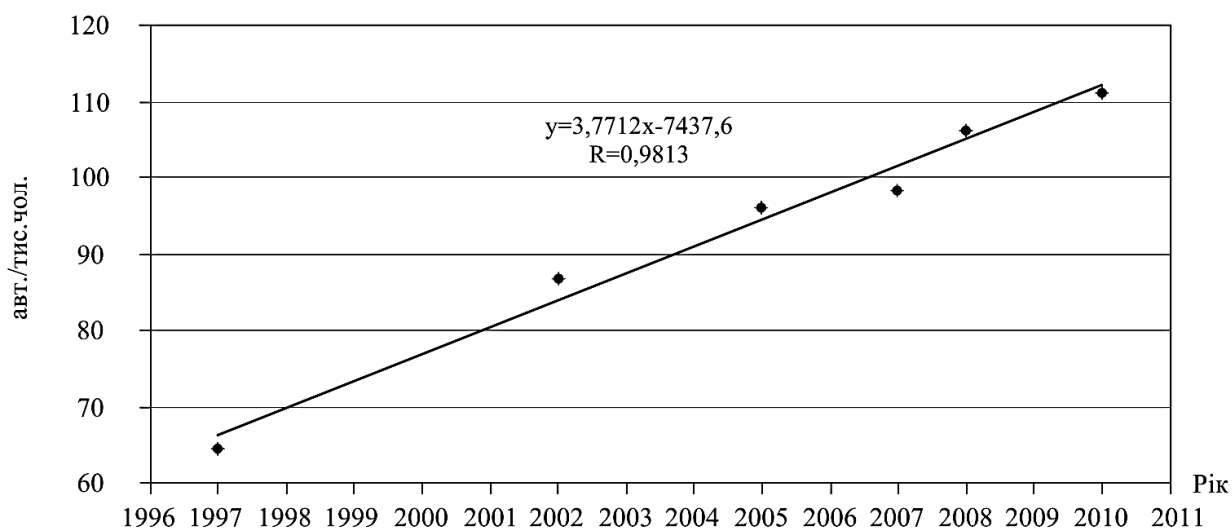


Рисунок 2 – Рівень автомобілізації населення України

На основі цієї залежності можна зробити певні висновки:

1) якщо існуюча тенденція розвитку збережеться, і кількість населення в Україні не зміниться докорінно, то Україна може досягти рівня автомобілізації провідних країн світу в 450-500 авт./тис.чол, вже через кілька десятиріч років;

2) ключовий рубіж автомобілізації, який, згідно з думкою більшості фахівців знаходиться на позначці 170 автомобілів на 1000 жителів України переступить до 2020 року.

Саме з цього рівня автомобілізації невідповідність чисельності парку та пропускної здатності вулично-дорожньої мережі (що виражається в багатогодинних системних заторах) викликає об'єктивну суспільну необхідність у форсованому розвитку магістральних доріг (як позаміських, так і міських). Ця теза підтверджується практикою США (20-30-ті роки) і Європи (кінець 50-х – початок 60-х років), а також сучасною (80-90-і роки) транспортно-містобудівною практикою багатьох країн "третього світу".

Незважаючи на порівняно низькі показники розвитку автомобілізації в Україні, необхідно враховувати, що рівень автомобілізації неоднаковий по областях України і тим більше по містах. Найбільші міста країни, особливо обласні центри, вже переступили цей рубіж або переступлять найближчим часом. У м. Дніпропетровськ на 1 січня 2013 року зареєстровано 241329 приватних і 38168 державних автомобілів, що складає 280 автомобілів на 1000 жителів.

У Росії, ще у 2006 році рівень автомобілізації досяг 176 автомобілів на 1000 жителів, а у 2015 році по прогнозам може досягнути величини 200-250 автомобілів на 1000 жителів. Між тим окремі міста Росії вже досягли даного рівня автомобілізації. За статистичними даними на 1 січня 2007 року в м. Єкатеринбурзі на 1000 жителів 239 автомобілів, в м. Санкт-Петербурзі – 224. В м. Москві даний показник у 2008 році склав – 284 легкових автомобіля, а з рахуванням автомобілів, що виконують поїздки по місту, але зареєстрованих у Московській області – більше 300 автомобілів на 1000 жителів.

Існує три основні сценарії розвитку вулично-дорожньої мережі великих міст. Перший – обмежувальний зводиться до політики підтримки довжини дорожньої мережі, яка вже існує та, відповідно, бюджетному фінансуванню мінімальних програм ремонту та утримання автомобільних доріг. Другий – базовий є продовженням політики дорожнього розвитку 90-х років, тобто збереження інвестиційного потенціалу дорожніх фондів, а потім його певний ріст від сформованого рівня пропорційно зростаючої автомобілізації населення та бізнесу. Третій – випереджаючий, коли дорожній розвиток випереджає темпи зростання автомобілізації, він акцентований на всемірне використання антикризового потенціалу дорожнього господарства, як каталізатора розвитку суміжних галузей реальної економіки та економічної активності населення.

Подолання негативних наслідків автомобілізації пов'язано в першу чергу з випереджаючим розвитком мережі автомобільних доріг, враховуючи, що невідповідність стану дорожньої мережі росту інтенсивності автомобільного руху перешкоджає ефективному використанню сучасних автомобілів, значно посилює негативні ефекти автомобілізації. Для великих міст гострою проблемою є невідповідність містобудівних принципів і зростання числа автомобілів. Зростаюча автомобілізація країни вимагає системних заходів, спрямованих на обмеження її негативних наслідків для суспільства, при максимально можливій реалізації її переваг. Сучасне відставання рівня автомобілізації населення України від загальноєвропейського, дає країні додатковий час і можливість проаналізувати проблеми, на прикладі європейських країн, які неминуче виникають при зростанні рівня автомобілізації та розробити заходи щодо їх усунення або зниження шкідливого впливу [5].

Мета досліджень. Удосконалення структури магістральних вулиць у південно-західній частині м. Дніпропетровська для ліквідації заторів, підвищення пропускної здатності, швидкості та безпеки руху.

Для вирішення цієї мети у південно-західній частині м. Дніпропетровська проведені дослідження на трьох перехрестях:

- 1) вул. Набережна Заводська – вул. Павлова;
- 2) просп. Калініна – вул. Леваневського;
- 3) вул. Свердлова – вул. Леваневського.

Результати досліджень зведені в таблиці 2, 3. По цим даним та побудованим діаграмам інтенсивності руху виконані розрахунки та побудовані графіки перспективної інтенсивності та коефіцієнтів завантаження перехресть на 2012 – 2032 рр. (рис. 3, 4).

Таблиця 2 – Фактична інтенсивність транспортного потоку

Перехрестя	Назва вулиці (просп.), проспекту	Фактична інтенсивність авт./год.	Склад транспортного потоку, %			
			Легкові автомобілі	Вантажні автомобілі	Мікро-автobуси	Автobуси
Вул. Набережна Заводська – вул. Павлова	Вул. Набережна Заводська	2772	86,1	4,6	7,6	1,6
	Вул. Павлова	928	81,0	9,1	9,1	0,9
Перехрестя	Назва вулиці (просп.), проспекту	Фактична інтенсивність авт./год.	Склад транспортного потоку, %			
			Легкові автомобілі	Вантажні автомобілі	Мікро-автobуси	Автobуси
Просп. Калініна – вул. Леваневського	Просп. Калініна	1436	78,3	5,6	15,0	1,1
	Вул. Леваневського	680	70,0	1,2	23,5	1,2
Вул. Камчатська – вул. Леваневського	Вул. Свердлова	1024	86,7	3,9	9,0	0,4
	Вул. Леваневського	32	75,0	-	25,0	-

Таблиця 3 – Приведена інтенсивність транспортного потоку

Перехрестя	Назва вулиці (просп.), проспекту	Приведена інтенсивність	Склад транспортного потоку, шт. авт.			
			Легкові автомобілі	Вантажні автомобілі	Мікро-автوبуси	Автобуси
Вул. Набережна Заводська – вул. Павлова	Вул. Набережна Заводська	3456	2388	512	424	132
	Вул. Павлова	1280	752	336	168	24
Просп. Калініна – вул. Леваневського	Просп. Калініна	1816	1124	200	432	60
	Вул. Леваневського	951	476	20	320	135
Вул. Камчатська – вул. Леваневського	Вул. Свердлова	1187	888	100	184	15
	Вул. Леваневського	40	24	-	16	-

На основі їх аналізу можна зробити висновок, що перехрестя вул. Набережна Заводська – вул. Павлова на теперішній час перенавантажене на 24 %, перехрестя просп. Калініна – вул. Леваневського на межі перенавантаження, а через 5 років перевантаження на ньому по розрахункам складатиме приблизно 27 % і в недалекому майбутньому на перехресті вул. Свердлова – вул. Леваневського перенавантаження складатиме 97% через 20 років. Виходить, що є гостра необхідність в будівництві магістралі міського значення через вул. Леваневського далі по вул. Павлова (правий берег р. Дніпро), де планується будівництво «Павловського» моста.

На основі порівнянь результатів досліджень з нормативними можна зробити висновок, що на перехрестях просп. Калініна – вул. Леваневського та

вул. Набережна Заводська – вул. Павлова потребує будівництво нових розв'язок краще в 2-х рівнях.

Але в зв'язку з тим, що на перехресті просп. Калініна – вул. Леваневського затісні умови для будівництва розв'язки, більш раціональним рішенням стане будівництво естакади по вул. Леваневського далі на околиці парку ім. Калініна, над автомобільною парковкою що з'єднає з вул. Павлова. Весь потік транзитного автомобільного транспорту буде рухатися по естакаді і далі через міст Павлова на лівий берег через р. Дніпро, над вул. Ротною і з'єднається з вул. Стовбовою, а місцевий рух і надалі може здійснюватися по старій схемі. Довжина естакади приблизно складатиме 1,6 км. Естакада повинна мати 6 смуг руху (згідно виконаних розрахунків на перспективу), по три в кожному напрямку, ширина однієї смуги 3,75 м. Трамвайний рух не постраждає із-за будівництва естакади, так як її початок розташований буде значно раніше повороту трамвайних колій на вул. Гомельську і проходить над ними на безпечній відстані.

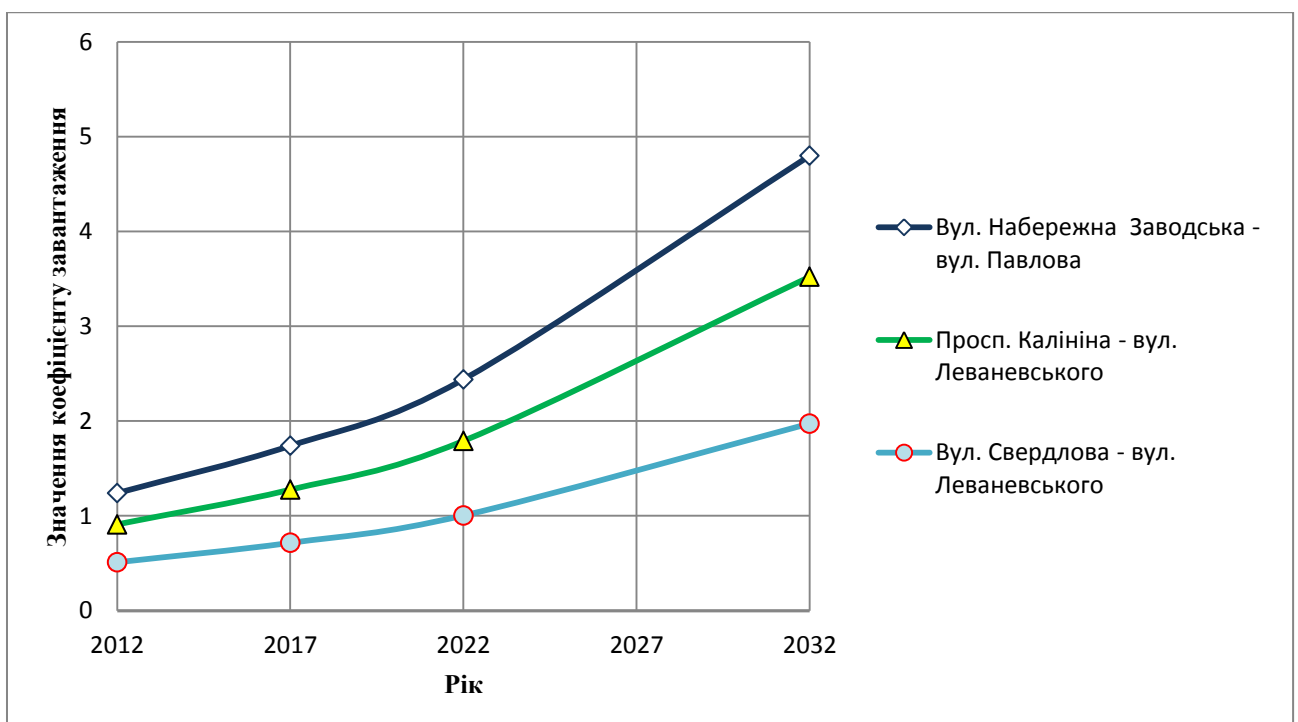


Рисунок 3 – Графік перспективної інтенсивності за 2012-2032 рр

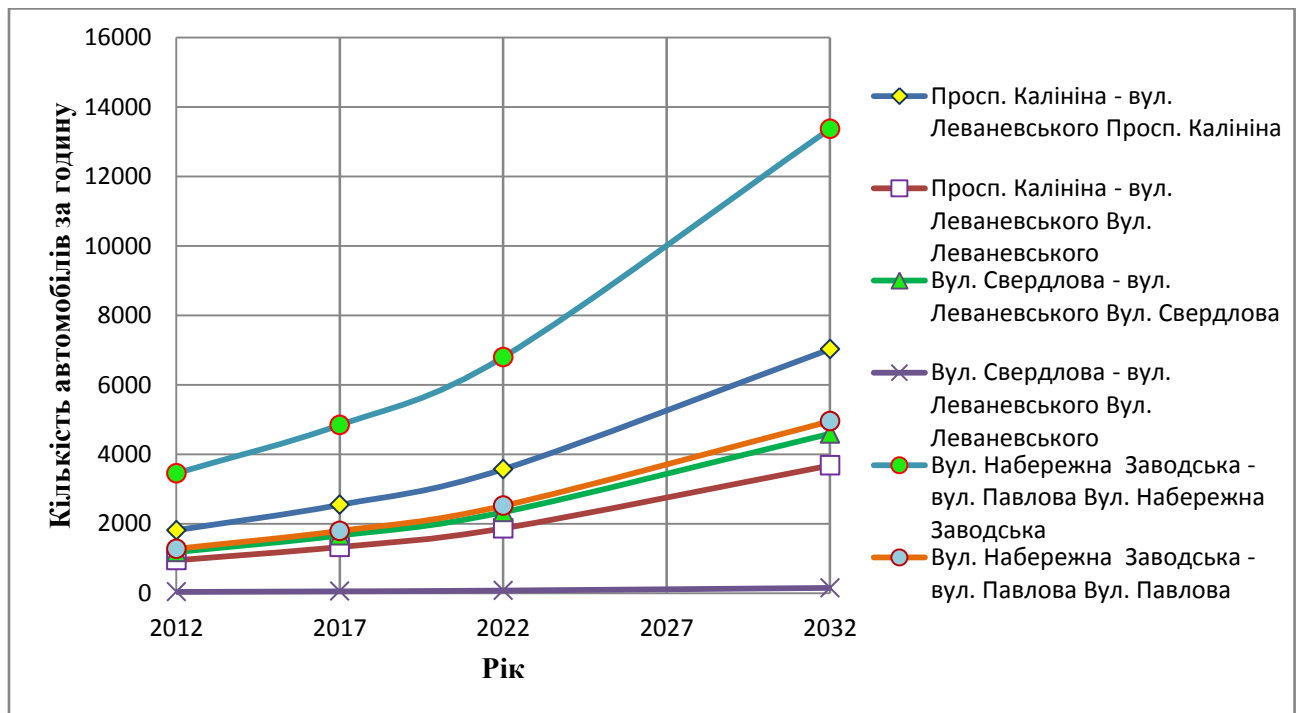


Рисунок 4 – Графік коефіцієнтів завантаження перехресть на розрахунковий період 2012-2032 рр

Результати виконаних досліджень дають можливість стверджувати про необхідність будівництва магістралі міського значення, яка буде проходити через район автовокзалу виходячи на вулицю Павлова (правий берег), де планується будівництво «Павловського» моста. А також підтверджено необхідність будівництва розв'язки на перехресті вул. Набережна Заводська – вул. Павлова та естакади на перехресті просп. Калініна – вул. Леваневського.

Переваги від будівництва магістралі міського значення та Павловського мосту наступні.

1) Нова магістраль відокремить транзитний рух від місцевого в даному районі міста, що дає змогу вільного проїзду місцевого автотранспорту навіть в часи пік.

2) Будівництво магістралі збільшить швидкість руху автомобілів, що в свою чергу зменшить кількість шкідливих викидів в повітря, та зменшить витрати пального.

3) Будівництво естакади та розв'язки зменшить кількість аварій та утворення заторів на даних перехрестях.

4) Павловський міст забезпечить додатковий зв'язок між правим та лівим берегом м. Дніпропетровська, що в свою чергу зменшить навантаження на сусідні мости (Кайдакський та Амурський).

5) За допомогою нового моста швидкість сполучення між правим та лівим берегом м. Дніпропетровська значно зросте, що позитивно позначиться на економіці міста та інтенсивності пасажиропотоків.

6) Павловський міст з'єднає собою Правобережну промислову зону з Лівобережним промисловим вузлом.

Проблеми з будівництвом магістралі міського значення та Павловського мосту очевидні.

1) Для розширення дороги потрібно забудувати частину території парку ім. Калініна, та знести деякі будівлі.

2) Будівництво естакади, розв'язки, Павловського мосту та знесення будівель потребує великих капіталовкладень.

Будівництво даної магістралі не вирішить всіх проблем пов'язаних з рухом автомобільного транспорту в місті, але значно покращить ситуацію в цьому районі.

Перспективи. Подібні заходи значно покращують стан автомобільного руху та потребують масового застосування в межах великих міст України. Між тим для розв'язання задачі в цілому необхідна розробка та реалізація національної програми розвитку автомобільних доріг для великих міст країни.

Література

1. ДБН В.2.3-4:2007 «Споруди транспорту. Автомобільні дороги».
2. ДБН 360-92** «Планування і забудова міських і сільських поселень».
3. Бойчук В.С., Кірічек Ю.О. Сільськогосподарські дороги та майданчики // Підручник. – Дніпропетровськ. : ПДАБА, 2004. – 364 с.
4. Транспортні потоки: [монографія] / А.М. Пальчик. – К. – НТУ, 2010. – 171 с.
5. Михайлов А.Ю., Головных И.М. Современные тенденции проектирования и реконструкции улично-дорожных сетей городов. – Новосибирск: Наука, 2004. – 267 с.

ШУМОЗАХИСНІ ЕКРАНИ ЯК СПОСІБ ЗМЕНШЕННЯ ШУМОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ НА МІСЬКУ ЗАБУДОВУ

Анотація. У статті розглянуте питання регулювання рівню шуму від руху транспортних засобів на автомобільній дорозі будівельними методами. Проведено аналіз конструктивних та технологічних особливостей улаштування шумозахисних екранів за існуючою вітчизняною нормативною базою на ділянці реконструкції автомобільної дороги М03 Київ-Харків-Довжанський.

Ключові слова: санітарна норма рівню шуму, акустичні забруднення, шумозахисні екрани, шумопоглинаючі та шумовідбиваючі панелі, пальові фундаменти, монтаж екрану, кошторисна вартість улаштування екрану.

Аннотация. В статье рассмотрен вопрос регулирования уровня шума от движения транспортных средств на автомобильном пути строительными методами. Проведен анализ конструктивных и технологических особенностей устройства шумозащитных экранов по существующей отечественной нормативной базе на участке реконструкции автомобильной дороги М03 Киев-Харьков-Должанский.

Ключевые слова: санитарная норма уровня шума, акустические загрязнения, шумозащитные экраны, шумопоглощающие и шумоотражающие панели, свайные фундаменты, монтаж экрана, сметная стоимость устройства экрана.

Annotation. In the article the question of regulating the level of noise from the movement of vehicles on the road way construction methods. The analysis of the design and technological features of the device noise screens on existing domestic regulatory framework in the area of reconstruction of the road M03 Kiev-Kharkiv-Dolzhansky.

Key words: sanitary norm noise, noise pollution, noise protection screens, sound-absorbing and sound-reflecting panels, pile foundations, installation screen, the estimated cost of the device screen.

Досвід експлуатації магістральних автомобільних доріг в районах розташування будівель соціального призначення визначив факт виникнення підвищеного рівня шуму під час руху транспортних засобів, який (шум) негативно впливає на здоров'я людей, знижує їх працездатність, порушує нервову систему.

Одним із будівельних способів зниження рівня шуму від транзитного транспорту є зведення шумозахисних екранів з одного або обох боків ділянки автомобільної дороги. Крім цієї функції екрани захищають перехожих та мешканців прилеглих будинків від дорожнього пилу та бруду в осінньо-весняний період, від засліплення фарами (у випадку з непрозорими екранами). При виникненні ДТП екран захищає перехожих від уламків, людина, що проходить вздовж іншої сторони шумозахисного екрану може навіть не підозрювати про аварію з іншого боку.

Установка екрану може значно підвищити ціну нерухомості та землі в цьому районі.

Шум від автотранспорту – це сума з трьох доданків: шум від зчеплення шин з дорожнім покриттям, аеродинамічний шум і шум від роботи двигунів. Тому при проектуванні та зведенні екрана уздовж автомобільної дороги необхідно прагнути, щоб відбита звукова хвиля не поверталася до автомобілів. Шумозахисний екран створює за собою зону акустичної тіні. Для створення ефекту бар'єру для звукових хвиль для об'єктів захисту вони повинні знаходитися нижче цієї тіні (у вертикальній проекції).

Шумозахисні екрани поділяють на шумопоглинаючі та шумовідбиваючі. Головна відмінність шумопоглинаючого екрану полягає в тому, що в його складі застосовуються спеціальні шумопоглинаючі акустичні панелі з перфорацією.

Шумопоглинаючі панелі, приймають на себе звукову хвилю, пропускають її всередину панелі через отвори в фасадній стороні, де кінетична енергія звукової хвилі поглинається спеціальним акустичним матеріалом (багатошарове скло або перфорований металевий лист зі звукопоглинаючою задньою стінкою). Таким чином, кінетична енергія звуку гаситься між двома шарами матеріалу.

Шумопоглинаючі екрани в основному використовуються там, де необхідний захист від шуму без шкоди для протилежної від екрану сторони. Таку огорожу можливо улаштувати двома способами:

- ізолювати джерело шуму – екран з одного або при необхідності з обох боків уздовж автодороги;
- ізолювати об'єкт зашумлення – з боку траси (з 2-3 сторін) або при необхідності побудувати замкнутий (з усіх боків) бар'єр.

Недоліки шумозахисних екранів:

- створюють відчуття обмеженості простору для водіїв;
- зменшують освітленість і обмеження огляду, спотворення кольору і зображення;
- обмежують крокову доступність цієї ділянки траси (у разі необхідності негайної допомоги або якщо потрібно негайно залишити ділянку траси);
- ділять місцевість на 2 ділянки;
- дорожня матеріалів – в середньому від 750 гривень до 2,5 тисячі гривень за м² без урахування робіт по установці, при чому для ефективного захисту від шуму рекомендується висота не менше 4 метрів і з запасом по довжині – 5 метрів з обох сторін.

Шумозахисний екран, який буде застосовуватися на ділянці реконструкції автомобільної дороги М03 Київ – Харків – Довжанський км 666 +500 – км 670 +200 (ТУ У28.1 – 32453930 – 005:2009. "Екрани шумозахисні. Євроформат") представляє собою збірно-розбірну конструкцію, яка зібрана з набору акустичних панелей (складається з корпусу, виконаного з холоднокатаної сталі, з одnobічною щільною перфорацією та шумопоглинаючим матеріалом усередині), які монтуються в металеві стояки (несучі балки ліворуч і праворуч, які виготовлені з двотаврового профілю і встановлюються кроком 4м на монолітний стрічковий залізобетон з допомогою анкерних болтів).

Зазвичай вгорі панелі загнуті в бік джерела шуму або нахилені в бік джерела. Таким чином зменшується кут, під яким шум виходить в навколишнє середовище. В даному випадку прийняті лінійні шумопоглинаючі екрани.

Універсальність екранів полягає і в тому, що вони можуть бути практично будь-якої висоти, прольоти між стійками можуть виконуватися практично з будь-

яким кроком і досягати 6 метрів, а окремі частини екрану можуть зістикуватися між собою під різними кутами в плані: 1° ; 13° ; 14° ; 90° .

Така універсальність стала можлива завдяки особливій конструкції окремих елементів екрану: шумопоглинаючих (шумовідбивних) панелей або їх комбінацій; горизонтальних профілів, в які встановлюються панелі; опорних профілів і стійок, в які монтуються перераховані вище елементи екрана.

Основним елементом конструкції є металева шумопоглинаюча панель. Їх сукупність складає робоче (з акустичної точки зору) полотно екрану. Вдало вибраний коробчастий перетин панелі дозволяє визначити її оптимальні габарити: $980 \times 496 \times 56$ мм при товщині 0,7 мм для сталі і 1 мм для алюмінію. Розрахунки на міцність і експериментальні перевірки довели працездатність окремої панелі при вітровому навантаженні до $94,5 \text{ кг/м}^2$, а в складі екрану – до 118 кг/м^2 . При деякій зміні конструктиву панелі працездатність конструкції забезпечується вже при навантаженні до 360 кг/м^2 . Крім того, коробчастий перетин панелі дозволяє сприймати великі навантаження від маси полотна екрана, що особливо важливо для нижнього ряду панелей, які повинні витримувати навантаження до 100 кг/п.м.

Шумопоглинаючий елемент виготовляється, як правило, з мінеральної вати, укладеної в поліетиленову оболонку. Вона перешкоджає намоканню вати, її "злежуванню" і сповзанню в нижню частину панелі. Одна зі стінок панелі є перфорованою. Звукопоглинаюча панель представляє собою холоднокатаний швелер, в який встановлюються панелі. Він є несучим елементом полотна екрана й передає вітрове навантаження від панелей до стійок.

Опорний профіль – стандартний гарячекатаний швелер № 5 – 14 (в залежності від висоти екрана й відстані між стійками), що сприймає навантаження від маси полотна екрана та ліквідує зазор між нижнім краєм полотна екрана й ґрунтом (полотном дороги).

Стійка шумозахисного екрану спроектована таким чином, що дозволяє без порушення акустичної герметичності екрану повертати полотно екрану на будь-який кут в плані. Це досягається наявністю спеціальних вертикальних профілів, що кріпляться до несучої балки стійки. В якості несучої балки використовується двотавр № 16 – 25 (в залежності від величини діючих вітрових навантажень).

У шумозахисному екрані є можливість виконання прорізів для проїзду автотранспорту або проходу пішоходів.

Ефективність шумозахисного екрану розраховується з різниці звукового тиску в дБ в точках до і позаду екрану. Цей показник залежить від характеристик матеріалу, з якого виготовлений шумозахисний бар'єр, джерела шуму і характеристик середовища.

При вивченні джерела шуму розглядаються його рівень впливу, напрямок звуку (від землі або до неї), довжина звукових хвиль.

У цю групу факторів навколишнього середовища входять напрямок і сила вітру, перепади температур, можливі відбиття звуку від поверхні землі.

Основна помилка полягає в тому, що при проектуванні або монтажі допускається наявність отворів, щілин, отворів в полотні акустичного екрану, не забезпечених додатковими шумозахисними заходами, допускається зміна рівнів акустичного екрану без належних дій по мінімізації наслідків. Порушення єдиної лінії екрану у свою чергу може дуже сильно позначитися на його ефективності.

Екрани класифікують:

- за варіантами виконання: однорівневі "О" (перепад по висоті між сусідніми екранами не більше 10 мм); ступінчасті "С" (перепад по висоті між сусідніми екранами більше 10 мм).
- за видом стійок: прямі "П"; вигнуті "Г"; фігурні "Ф".
- за видом панелей : шумовідбивні прозорі "ПР"; звукопоглинальні непрозорі "Н"; комбіновані "К", що складаються з шумовідбивних прозорих і звукопоглинальних непрозорих панелей.

При проектуванні ділянки реконструкції автомобільної дороги М03 Київ – Харків – Довжанський км 666 +500 – км 670 +200 передбачається улаштування шумопоглинаючого екрану на ділянках узбіччя лівого та правого проїздів, загальною довжиною 528 м. Розрахунками визначені місця, де рівні шуму перебільшують нормативні. Результати інженерних вишукувань містять дані, необхідні для вибору типу фундаменту для шумозахисних екранів, в тому числі пального, визначення виду паль і їх розмірів, розрахункового навантаження, що допускається на палю та проведення розрахунків за граничними станами з урахуванням прогнозу можливих змін (у процесі будівництва та експлуатації) інженерно-геологічних, гідрогеологічних та екологічних умов майданчика будівництва, а також виду та обсягу інженерних заходів щодо її освоєння.

Перед будівництвом екранів були визначені тип фундаменту палі, довжина палі і навантаження на палю. Вишукування для пальових фундаментів у загальному випадку включали наступний комплекс робіт:

- буріння свердловин з відбором зразків та описом прохідних ґрунтів;
- лабораторні дослідження фізико-механічних властивостей ґрунтів та підземних вод;
- зондування ґрунтів – статичне і динамічне;
- пресіометричне випробування ґрунтів;
- випробування ґрунтів штампами (статичними навантаженнями);
- випробування ґрунтів еталонними палями та (або) випробування ґрунтів натурними палями;
- експериментальні роботи з дослідження впливу влаштування пальових фундаментів на навколишнє середовище, в тому числі на розташовані поблизу споруди.

Випробування ґрунтів палями, штампами та пресіометрами проводять, як правило, на дослідних ділянках, обраних за результатами буріння свердловин і зондування та розташованих в місцях, найбільш характерних за ґрунтовими умовами, в зонах найбільшого завантажених фундаментів, а також у місцях, де можливість занурення паль за ґрунтовими умовами викликає сумнів. Випробування ґрунтів статичними навантаженнями проводять в основному гвинтовими штампами площею 600 см² в свердловинах з метою отримання модуля деформації та уточнення для майданчика дослідження перехідних коефіцієнтів в рекомендованих чинними нормативними документами залежностях для визначення модуля деформації ґрунтів за даними зондування та пресіометричних випробувань.

При вивченні різновидів ґрунтів, які зустрічаються на майданчику будівництва в межах глибини дослідження, особливу увагу слід звернути на наявність, глибину залягання і товщину слабких ґрунтів (пухких пісків, слабких глинистих ґрунтів, органо-мінеральних і органічних ґрунтів). Наявність зазначених ґрунтів впливає на визначення виду та довжини паль, розташування стиків складових паль, характер сполучення пальового ростверку зі палями, вибір типу палейного обладнання. Несприятливі властивості зазначених ґрунтів необхідно врахувати при наявності динамічних та сейсмічних впливів в майбутньому.

При виявленні на будівельному майданчику шарів ґрунтів зі специфічними властивостями (просідаючих, набухаючих, слабких глинистих, органо-мінеральних і органічних ґрунтів, пухких пісків і техногенних ґрунтів) глибину виробок визначають з урахуванням необхідності їх проходки на всю товщу шару для встановлення глибини залягання підстилаючих міцних ґрунтів і визначення їх характеристик.

При вишукуваннях для пальових фундаментів визначають фізичні, міцнісні та деформаційні характеристики, необхідні для розрахунків пальових фундаментів за граничними станами.

Для пісків, з урахуванням труднощів з відбором зразків непорушеної структури, в якості основного методу визначення їх щільності та міцності для об'єктів усіх рівнів відповідальності передбачене зондування – статичне або динамічне. Зондування є основним методом визначення модуля деформації як пісків, так і глинистих ґрунтів для об'єктів III рівня відповідальності та одним із методів визначення модуля деформації (у поєднанні з прессіометричними і випробуваннями штампом) для об'єктів I і II рівнів відповідальності.

Розрахунок пальових фундаментів і їх основ виконується за граничними станами:

1) першої групи:

а) за міцністю матеріалу паль і пальових ростверків;

б) за несучою здатністю ґрунту основи паль;

в) за несучою здатністю ґрунту основи пальових фундаментів, якщо на них передаються значні горизонтальні навантаження (підпірні стіни, фундаменти розпірних конструкцій та ін.), в тому числі сейсмічні, якщо споруда розташована на укосі чи поблизу нього або якщо основа складена круто падаючими шарами ґрунту;

2) другої групи:

а) за просіданнями основи паль і пальових фундаментів від вертикальних навантажень;

б) за переміщенням паль (горизонтальним і кутах повороту голови паль) спільно з ґрунтом основи від дії горизонтальних навантажень і моментів;

в) за виникненням або надмірним розкриттям тріщин в елементах залізобетонних конструкцій пальових фундаментів.

У розрахунках основи пальових фундаментів слід враховувати спільну дію силових факторів і несприятливих впливів зовнішнього середовища.

Розрахунок паль, пальових фундаментів та їхніх основ за несучою здатністю виконується на основні та особливі сполучення навантажень, за деформаціями – на основні сполучення.

Улаштування пальових фундаментів слід виконували в наступній послідовності:

- планування майданчиків зрізанням або підсипанням ґрунту;
- влаштування котловану та його здача-прийняття;
- розбивка і закріплення осей для занурювання паль;
- вдавлювання пробних паль;
- занурення або виготовлення паль;
- здача-приймання виконаних паль;
- зруб голів паль;
- зачистка котловану в місцях влаштування ростверків;
- влаштування бетонної підготовки під ростверк;
- влаштування ростверку (плити);
- здача-прийняття пальового фундаменту.

Котловани для влаштування пальових фундаментів без укріплень застосовують, як правило, на глибині вище рівня підземних вод. Крутизна укосів обумовлюється видом ґрунту, глибиною котловану і характером навантажень на його бортах. У котлованах невеликої ширини (менше 4 м), що влаштовуються вище рівня підземних вод в стійких ґрунтах, застосовують заставні кріплення з дощок і розпірок, які встановлюють в процесі виймання ґрунту. При нестійких та водоносних ґрунтах будівництво котлованів проводиться під захистом огорожі (занурення шпунта, улаштуванням підпірних стін та ін.) Розміри котловану визначаються проектними розмірами фундаменту в плані та з урахуванням їх збільшення відповідно до прийнятих способами водовідведення, установки опалубки і кріплень, бетонування, розпалубки та ізоляції ростверків.

При розбивці осей паль, відхилення від проектного положення в плані не повинно перевищувати ± 5 мм. Проектне положення паль закріплюється на місці металевими штирями, забитими на глибину 0,2 – 0,3 м.

При транспортуванні, розвантаженні та складуванні паль заводського виготовлення забезпечується їх збереження (укладання в штабель в горизонтальному положенні головами в одну сторону при висоті штабеля не більше 2 м). Зберігання в одному штабелі паль різних конструкцій, довжин і перетинів не допускається.

Для виконання робіт з влаштування пальових фундаментів застосовують технічні засоби, що підрозділяються на основні, допоміжні та для контролю якості робіт. До основних технічних засобів відносяться копри, установки, молоти й домкрати для занурення паль; бурові верстати й пневмопробійники для виготовлення паль; кранове обладнання, що використовується для навісних копрових стріл або бурових робочих органів; автобетонозмішувачі великої місткості для приготування та доставки литої бетонної суміші для виготовлення паль на будівельних майданчиках. До допоміжних технічних засобів – машини та механізми загальнобудівельного призначення, в тому числі автотранспортні засоби; машини для земляних робіт; вантажно-розвантажувальні засоби; компресори; встаткування для зварювальних робіт; пальові наголовники; інвентарні хомути для зрубів голів паль; відбійні молотки; бетонолітні труби; бункери та бадді для укладання бетонної суміші. До технічних засобів для контролю якості виконання робіт відносяться геодезичні інструменти; відказоміри; гаммащільноміри; прилади для неруйнуючих способів визначення класів бетону паль і ростверків, фактичної товщини захисного шару бетону.

Вибір способу занурення попередньо виготовлених паль (забиття, віброзанурення, вдавлювання або загвинчування) здійснюється з урахуванням допустимої відстані між новими та існуючими палями, яке визначають залежно від дії на останні динамічних впливів.

Стояки екранів слід встановити на фундаменти з кроком 3 м. За остаточними розрахунками прийнято фундамент у вигляді буронабивних паль $d=750$ мм та довжиною 3,5 м. Між палями будуть збудовані монолітні залізобетонні ділянки.

Для забезпечення стійкого положення шумозахисного екрану виконується заливка стрічкового фундаменту з анкерними болтами для кріплення стійок.

Фундамент під стійки екрану закладають точковий (установка стійок на буронабивних палях (БНС) для економії коштів та зменшення трудомісткості при виконанні земляних і бетонних робіт. В результаті чого зменшується обсяг земляних і залізобетонних робіт, які потрібні при установці стрічкового фундаменту під полотно екрану.

Екран складається з наступних елементів:

- а) панелей шумопоглинаючі;
- б) стояків (в які установлюються всі інші елементи екрану).

В даному випадку основним елементом екрану була обрана шумопоглинаюча панель коробчастого перерізу з розмірами 2700x528x115 мм. Передня і задня частини панелі мали стінки з відігнутими бортами та були виконані з оцинкованої сталі товщиною 0,8 мм. Шумопоглинаючий елемент виготовлявся із скловати, який укладено в каширований шар (склополотно).

Шумопоглинаючі панелі передають навантаження від вітру на стояки та можуть бути застосовані в усіх вітрових районах України згідно ДБН В.1.2-2:2006 " Навантаження і впливи ".

Безпосередньо монтаж шумозахисного екрану слід починали з установки стояків. Несучий елемент стояка прийнято з двотавру Ст18 Б1 за ГОСТ 26020-83 висотою 2 м. Стояки екрану запроектовано прямими. Покриття: методом гарячого оцинкування. Товщина шару оцинкування $S=80...120$ мкм. Стояки шумозахисних екранів спроектовані таким чином, що дозволяють без порушення акустичної герметичності повертати полотно екрана між сусідніми стійками у вертикальній площині на будь-який кут. Для цього до несучих балок стійок – двотаврів кріпляться спеціальні вертикальні куточки, які утворюють з полицями двотаврів вертикальні пази для установки опорних і горизонтальних профілів. Регулювання вертикальних пазів по ширині проводиться за рахунок допусків посадочних отворів кріпильних деталей куточків.

Зазор між монолітними ділянками (фундаментом) та панелями закриває двошаровий гумовий фартух, який прикріплюється до нижнього ряду панелей саморізами.

Така конструкція стійок забезпечує монтаж акустичного полотна екрану зі стандартних комплектуючих на поворотах і розв'язках автомобільних доріг без додаткових витрат.

Наявність горизонтальних профілів в конструкції дозволяє передавати вітрове навантаження від панелей до стійок екрану. Завдяки цьому в конструкції екрану можна використовувати менш потужні і важкі стійки, більш легкі панелі. Також горизонтальні профілі дозволяють істотно збільшити проліт між стійками, тим самим скорочуючи кількість стійок і зменшуючи вартість екрану. Величина прольоту між стійками при необхідності може досягати 5-6 метрів, у той час як у даних екранів ширина прольоту не перевищує, як правило, 3 метри.

Монтаж екрану не вимагає застосування спеціальних вантажопідйомних механізмів, крім монтажу стійок і шумопоглинаючих панелей в зборі. Монтажні роботи (крім установки стояків) не потребують під'ємно-транспортного обладнання і кваліфікованої робочої сили, а також зварювальних робіт, що дозволяє не порушувати захисного цинкового покриття, яке передбачено як антикорозійний захист сталевих елементів. Практика показала, що 4 некваліфікованих робітників за один робочий день збирають 300 м² екрану.

Вартість шумозахисного екрану залежить від багатьох умов: розмірів екрану; зовнішнього середовища; характеристик ґрунту; необхідної проектної ефективності та багатьох інших умов.

Загальна вартість улаштування шумопоглинаючого екрану, загальною довжиною 528 м складається з вартості проектних робіт, вартості несучих конструкцій, вартості шумозахисних панелей, вартості фундаментних робіт і матеріалів, вартості транспорту та становить 4499,640 тис. грн.

Для досягнення оптимального рівня звукового комфорту людини на вулицях міста і в житлових приміщеннях та для обґрунтування необхідності застосування шумозахисних екранів застосовують наступну вітчизняну нормативну базу:

1. СНиП II-12-77. "Нормы проектирования. Защита от шума";
2. ГОСТ 28100-89 (СТ СЭВ 6085-87). "Защита от шума в строительстве. Глушители шума. Методы определения акустических характеристик";
3. ГОСТ 27679-88 (СТ СЭВ 5840-86). "Защита от шума в строительстве. Санитарно-техническая арматура. Метод лабораторных измерений шума";

4. ГОСТ 23337-78 (СТ СЭВ 2600-80). "Шум. Методы измерения шума на селитебной территории и в помещениях жилых и общественных зданий";
5. ГОСТ 23426-79. "Шум. Методы измерения звукоизоляции кабин наблюдения и дистанционного управления в производственных зданиях";
6. ГОСТ 20444-85. "Шум. Транспортные потоки. Методы измерения шумовой характеристики";
7. ДБН 360-92**. "Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений";
8. Закон Украины "О внесении изменений в некоторые законодательные акты Украины относительно защиты населения от влияния шума" (N 1745IV от 03.06.2004 г.);
9. Санитарные нормы допустимого шума в помещениях жилых и общественных зданий и на территории жилой застройки (приказ № 3077-84 от 03.08.1984 г. Главного государственного санитарного врача);
10. ВБН В.2.3-218-007-98 "Екологічні вимоги до автомобільних доріг (проектування)";
11. ТУ У28.1 – 32453930 – 005:2009. „Экраны шумозащитные. Евроформат“. Європейські нормативні документи, що підтримують шумозахисну ініціативу:
 1. EN 1793-1:1997. Пристрої для зниження шуму дорожнього руху. Метод випробування для визначення акустичних характеристик. Частина 1. Власні характеристики звукопоглинання.
 2. EN 1793-2:1997. Пристрої для зниження шуму дорожнього руху. Метод випробування для визначення акустичних характеристик. Частина 2. Власні характеристики звукоізоляції.
 3. EN 1793-3:1997. Пристрої для зниження шуму дорожнього руху. Метод випробування для визначення акустичних характеристик. Частина 3. Стандартизований спектр дорожніх шумів.
 4. EN 1794-2:2003. Властивості неакустичні шумопоглинаючих пристроїв на дорогах. Частина 2. Загальні вимоги техніки безпеки та екологічні вимоги.

Смирнова Н.В., канд. техн. наук, Павленко Н.В.

ИННОВАЦИОННЫЕ ТЕХНОЛОГИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОБЪЕКТОВ ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ CREDO

Аннотация. В статье рассмотрены основные функции проектирования объектов транспортного строительства с применением программного комплекса CREDO. Обозначены проблемы и пути их решения на уровне автоматизированного проектирования вариантов нового строительства и реконструкции автомобильных дорог.

Ключевые слова: автомобильная дорога, автоматизированное проектирование, цифровые модели, план трассы, проектный профиль.

Анотація. У статті розглянуті основні функції проектування об'єктів транспортного будівництва із застосуванням програмного комплексу CREDO. Визначені проблеми та шляхи їх вирішення на рівні автоматизованого проектування варіантів нового будівництва та реконструкції автомобільних доріг.

Ключові слова: автомобільна дорога, автоматизоване проектування, цифрові моделі, план траси, проектний профіль.

Annotation. The paper describes the main design features of objects of transport construction with application software package CREDO. The problems and solutions at the level of computer-aided design options for new construction and reconstruction of roads.

Key words: road, computer, digital models, plan routes, project profile.

Строительство и реконструкция автомобильных дорог является одним из приоритетных направлений экономического развития Украины.

Стоимость строительства автомобильных дорог в Украине намного дороже, чем в Европе, в США и в Китае. Причина заключается в том, что дорожные

работы, как правило, ведутся без применения новых технологий, уменьшающих их стоимость и улучшающих качество.

На протяжении уже более четверти века информатизация является основой многих инноваций, обеспечивших существенное повышение эффективности дорожной отрасли. Вследствие этого в процессах изысканий, проектирования и строительства автомобильных дорог интенсивно развиваются такие технологии, как:

- электронная съемка и автоматизированное создание цифровой модели местности инженерного назначения (ЦММ));
- интерактивная вариантная проработка цифровой модели проекта дороги (ЦМП), оцениваемая и оптимизируемая по комплексу функциональных, технико-экономических, экологических и эстетических параметров;
- строительное воплощение ЦЦМП дороги с применением современных дорожно-строительных машин, работающих под управлением трехмерных систем нивелирования с глобальным или локальным позиционированием. [1]

Эти технологии обеспечивают производительность, вариантную проработку и точную реализацию проектных решений.

Применение программного комплекса CREDO позволяет внедрить в производство достаточно быстрый и качественный алгоритм, начиная от обработки исходного материала, заканчивая визуализацией проектного решения.

За время своего развития [комплекс программных продуктов CREDO](#) прошел путь от системы проектирования нового строительства и реконструкции автомобильных дорог (САПР КРЕДО) до многофункционального комплекса, обеспечивающего автоматизированную обработку данных в геодезических, землеустроительных работах, инженерных изысканиях, подготовку данных для различных геоинформационных систем, создание и инженерное использование цифровых моделей местности, автоматизированное проектирование объектов транспорта, генеральных планов объектов промышленного и гражданского строительства.

В настоящее время комплекс CREDO состоит из нескольких крупных систем и ряда дополнительных задач, объединенных в технологическую линию обработки информации в процессе создания различных объектов от производства изысканий и проектирования до эксплуатации объекта. Каждая из систем комплекса позволяет не только автоматизировать обработку информации в

различных областях (инженерно-геодезические, инженерно-геологические изыскания, проектирование и другие), но и сформировать единое информационное пространство, описывающее исходное состояние территории (модели рельефа, ситуации, геологического строения) и проектные решения создаваемого объекта.

Основные функции комплекса CREDO:

- 1) камеральные работы при создании государственных и местных сетей геодезической опоры;
- 2) камеральная обработка инженерно-геодезических изысканий;
- 3) обработка геодезических данных при проведении геофизических разведочных работ;
- 4) подготовка данных для создания цифровой модели местности инженерного назначения;
- 5) создание и корректировка цифровой модели местности инженерного назначения на основе данных изысканий и существующих картматериалов;
- 6) формирование чертежей топопланов и планшетов на основе созданной цифровой модели местности, экспорт данных по цифровой модели местности в системы автоматизированного проектирования и геоинформационные системы;
- 7) обработка лабораторных данных инженерно-геологических изысканий;
- 8) создание и корректировка цифровой модели геологического строения площадки или полосы изысканий;
- 9) формирование чертежей инженерно-геологических разрезов и колонок на основе цифровой модели геологического строения местности, экспорт геологического строения разрезов в системы автоматизированного проектирования;
- 10) маркшейдерское обеспечение процесса добычи полезных ископаемых;
- 11) проектирование генеральных планов объектов промышленного, гражданского и транспортного строительства;
- 12) подсчет объемов земляных работ;
- 13) проектирование профилей внешних инженерных коммуникаций;
- 14) проектирование нового строительства и реконструкции автомобильных дорог;

- 15) проектирование транспортных развязок;
- 16) решение задач проектирования железных дорог;
- 17) ведение дежурных планов территорий и промышленных объектов;
- 18) геодезическое обеспечение строительных работ;
- 19) геодезические работы в землеустройстве;
- 20) подготовка сметной документации при проведении инженерно-геодезических и инженерно-геологических изысканий.
- 21) проектирование строительства, реконструкции и ремонта автомобильных дорог и транспортных развязок, включая дороги общего пользования, городские улицы и дороги всех технических категорий, промышленные, подъездные, промысловые и внутрихозяйственные.

Применительно к проектированию автомобильных дорог комплекс CREDO позволяет запроектировать множество вариантов трассы автомобильной дороги с последующей их оценкой безопасности движения и транспортно-эксплуатационных показателей автомобильных дорог по показателям коэффициента аварийности, расстоянию видимости и индекса ровности IRI.

Реализовано в программном комплексе построение цифровых моделей местности (ЦММ) нерегулярной сеткой треугольников (рис. 1).

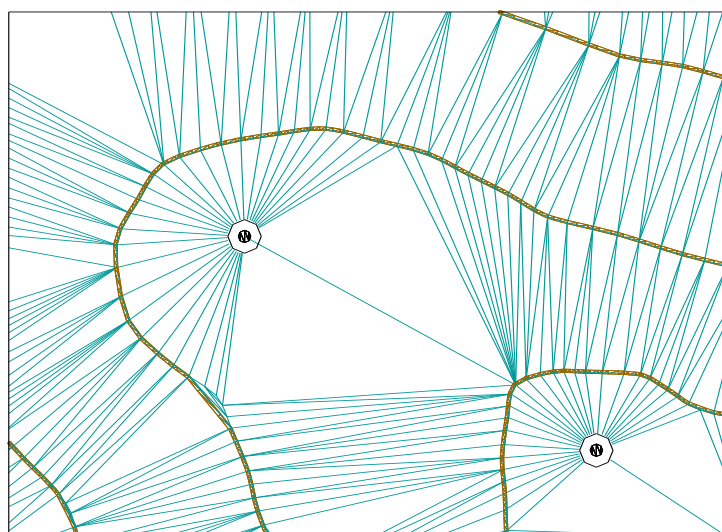


Рисунок 1 – Создание ЦММ

Построение ЦММ позволяет достаточно точно и быстро осуществить оценку предложенного варианта трассы по анализу полученного черного профиля в разрезе (рис. 2).

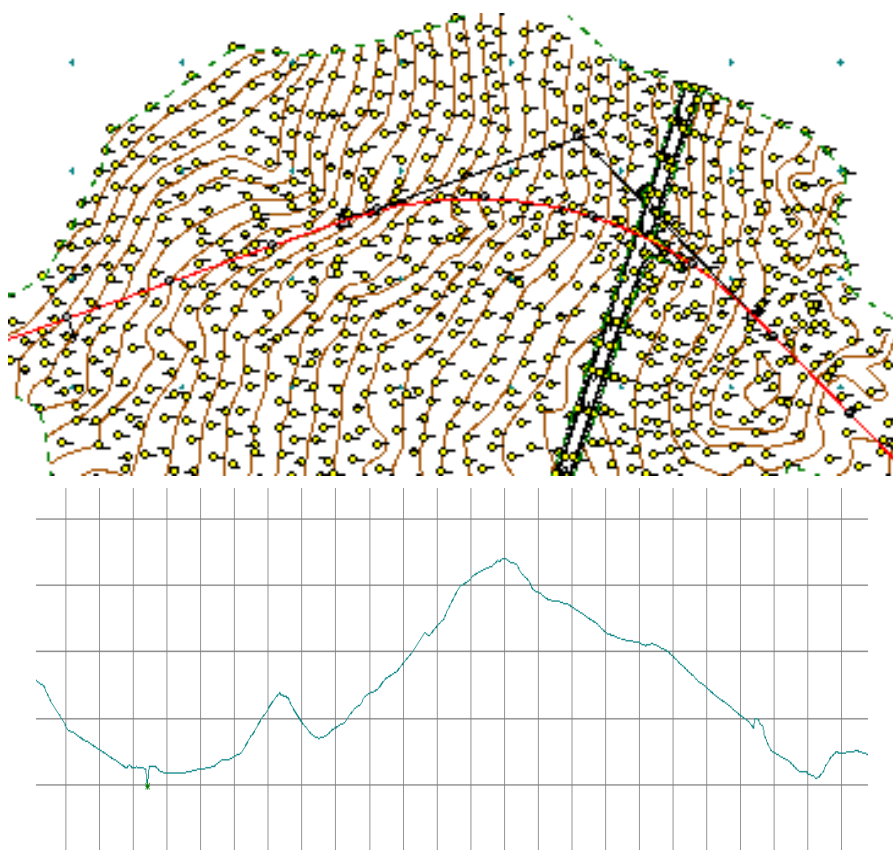


Рисунок 2 – Элемент трассы автомобильной дороги с продольным разрезом

В системе CREDO ДОРОГИ проектный продольный профиль автомобильной дороги может быть создан двумя основными способами: динамической оптимизацией и конструированием [2].

Конструирование профиля включает создание, редактирование, сопряжение геометрических элементов и объединение их в одну линию проектного профиля. Этот способ позволяет разбить проектирование профиля на отдельные этапы с детальной проработкой сложных участков, где прохождение проектной линии обусловлено различными ограничениями. Конструирование профиля осуществляется с использованием широкого спектра команд для создания и редактирования таких геометрических элементов, как прямые, параболы, окружности и сплайны.

Создание проектного профиля методом оптимизации позволяет получить наилучшее решение с максимальной автоматизацией процесса проектирования (рис 3).

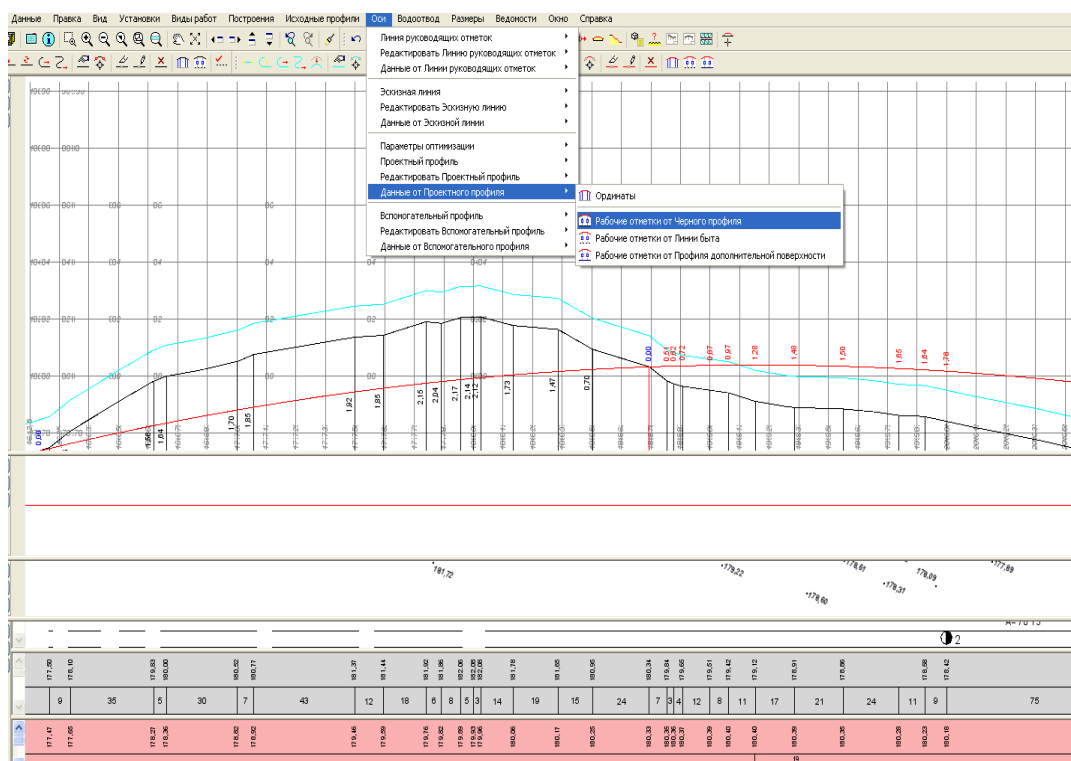


Рисунок 3 – Создание продольного профиля дороги методом оптимизации

В конечном итоге после проектирования объекта создается цифровая модель проекта (ЦМП), предназначена для передачи в план проектных данных по дороге после завершения всех работ в профиле либо на определенном этапе проектирования, например, после определения параметров по верху дорожного полотна. Эти данные необходимы для получения цифровой модели запроектированного объекта и выпуска чертежей.

Система позволяет осуществить импорт и экспорт данных в различные форматы для дальнейшей их обработки, что делает ее максимально гибкой и адаптированной для широкого круга пользователей.

Применение инновационных технологий проектирования объектов транспортного строительства в программном комплексе CREDO позволяет ускорить процесс создания проекта, применить методы оптимизации проектных решений, а также учитывать все нововведения в нормативную базу проектирования.

Литература

1. [Величко Г.В. Проблемы и пути реализации инновационного потенциала САПР](#) / Г.В. Величко // Автоматизированные технологии изысканий и проектирования. – 2010. – № 1(36). – С. 48–59.
2. Філіппов В.В., Величко Г.В., Смірнова Н.В. Автоматизоване проектування автомобільних доріг: навч. посібник. – Харків: ХНАДУ, 2011. – 288 с.

Ткаченко І.В.

АЛГОРИТМ ПРОГРАМИ «ROAD BEAUTIFICATION» ДЛЯ РОЗРАХУНКУ ПАРАМЕТРІВ ПРОСТОРОВОГО КОРИДОРУ АВТОМОБІЛЬНОЇ ДОРОГИ І ВУЛИЦІ

Анотація. У статті розкритий алгоритм розрахунку параметрів просторового коридору автомобільної дороги та вулиці, який покладено в основу комп'ютерної програми «Road Beautification». Наведено приклад використання даної програми при проектуванні комплексного благоустрою автомобільної дороги І-б категорії.

Ключові слова: вулично-дорожня мережа, благоустрій, просторовий коридор, комп'ютерна програма.

Аннотация. В статье раскрыт алгоритм расчета параметров пространственного коридора автомобильной дороги и улицы, который положено в основу компьютерной программы «Road Beautification». Приведен пример использования данной программы при проектировании комплексного благоустройства автомобильной дороги I-б категории.

Ключевые слова: улично-дорожная сеть, благоустройство, пространственный коридор, компьютерная программа.

Annotation. The article discloses the algorithm for calculating the parameters of the road and streets spatial corridor, which is the basis of the «Road Beautification» software. Was shown the example of the use this software in the design of complex beautification of the road I-b category.

Keywords: the street-road network, beautification, spatial corridor, software.

При проектуванні благоустрою вулично-дорожньої мережі інженери стикаються з проблемою розміщення великої кількості різноманітних елементів [1]. При цьому виникає потреба у розгляді ряду факторів: безпеки руху, естетичних, екологічних, економічних, психологічних, історичних та ін., що викликає труднощі у комплексному їх врахуванні. В результаті, на дорогах і вулицях України часто спостерігаються випадки, коли один елемент перешкоджає або ускладнює сприйняття іншого (рис. 1); деякі ділянки надмірно насичені елементами благоустрою, інші – недостатньо забезпечені.

Тому, автором, в попередніх роботах, удосконалена методика комплексного розміщення елементів благоустрою [2]. Розроблений новий метод проектування розміщення, який базується на принципі моделювання просторового коридору автодороги з розподілом на 4 підкоридори різного рівня важливості [3]. Отже, виникла потреба в автоматизації проектування даним методом.

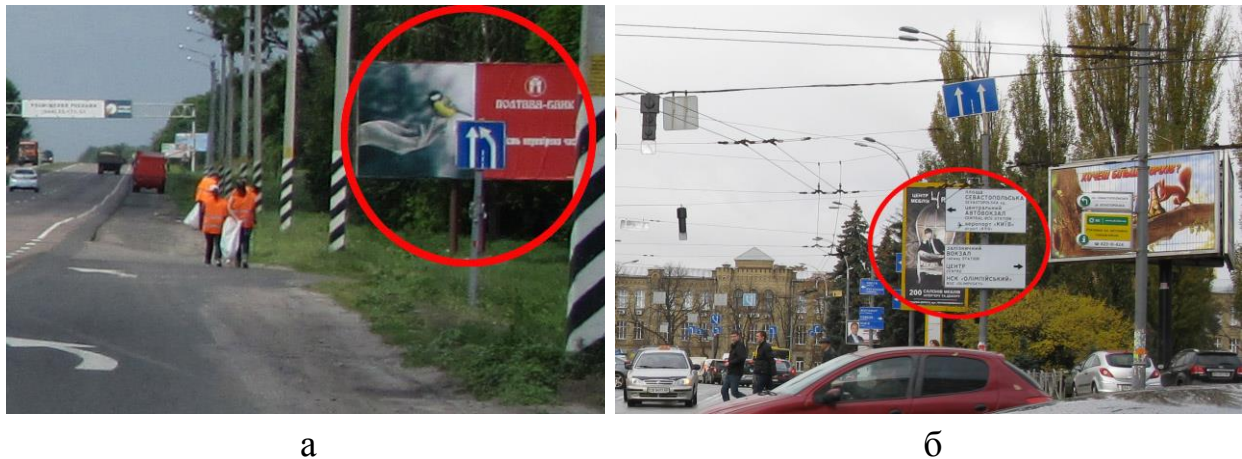


Рисунок 1 – Розміщення рекламних щитів перпендикулярно руху транспорту та в одному рівні з дорожніми знаками: а – вздовж автодороги Київ-Харків-Довжанський; б – вздовж вулиці в м. Києві

Завданням даної роботи стало розроблення алгоритму програми «Road Beautification» для розрахунку параметрів просторового коридору автомобільної дороги чи вулиці з розподілом на підкоридори для розміщення елементів благоустрою.

Робота програми розподілена на три блоки: введення вихідних даних, розрахунок, виведення результатів розрахунку.

Введення вихідних даних поділено на два способи: 1 – введення всіх необхідних параметрів дороги вручну; 2 – введення лише категорії дороги чи вулиці, а інші необхідні параметри обираються автоматично за даними нормативних документів [4, 5] для введеної категорії (рис. 2, 3).

Розрахунок виконується автоматично за закладеними в код програми формулами, що були виведені автором [6] (рис.4).

До *результатів розрахунку* входять наступні параметри: ширина, висота та довжина просторового коридору; ширина, висота та довжина чотирьох просторових підкоридорів (рис. 5).

В даній роботі наведений результат виконання розрахунку параметрів просторового коридору в комп'ютерній програмі «Road Beautification» для автомобільної дороги І-б категорії (рис. 5).

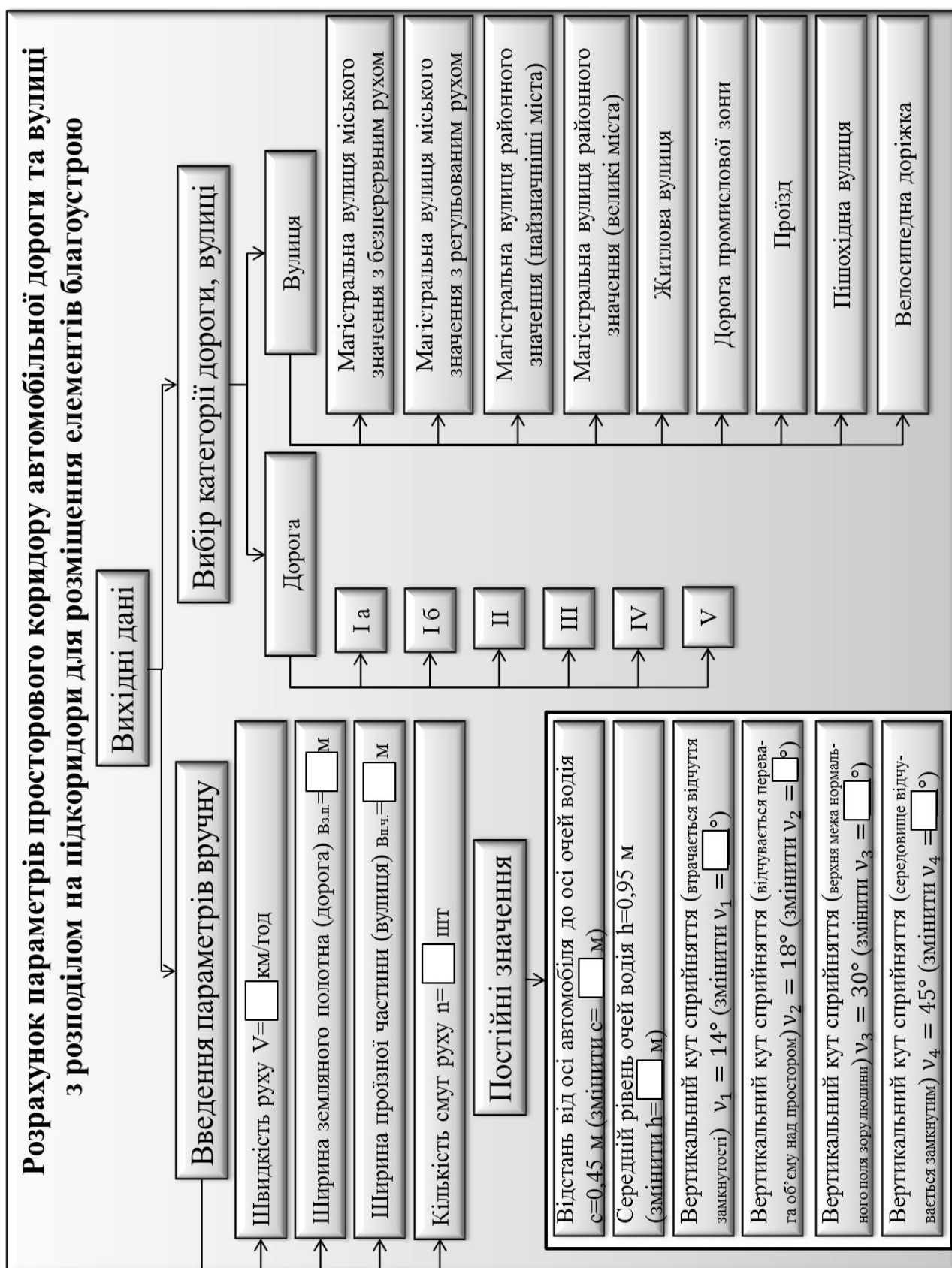


Рисунок 2 – Панель введення вихідних даних для розрахунку параметрів просторового коридору автомобільної дороги чи вулиці з розподілом на підкоридори для розміщення елементів благоустрою

Розрахунок

За категорією дороги, вулиці

Дорога

ДБН В.2.3-4:2007

Таблиця 4.4 – Розрахункова швидкість руху

Категорія дороги	Розрахункова швидкість руху V , км/год
I-a	150
I-б	140
II	120
III	100
IV	90
V	90

ДБН В.2.3-4:2007

Таблиця 5.1 – Параметри поперечного профілю автомобільних доріг

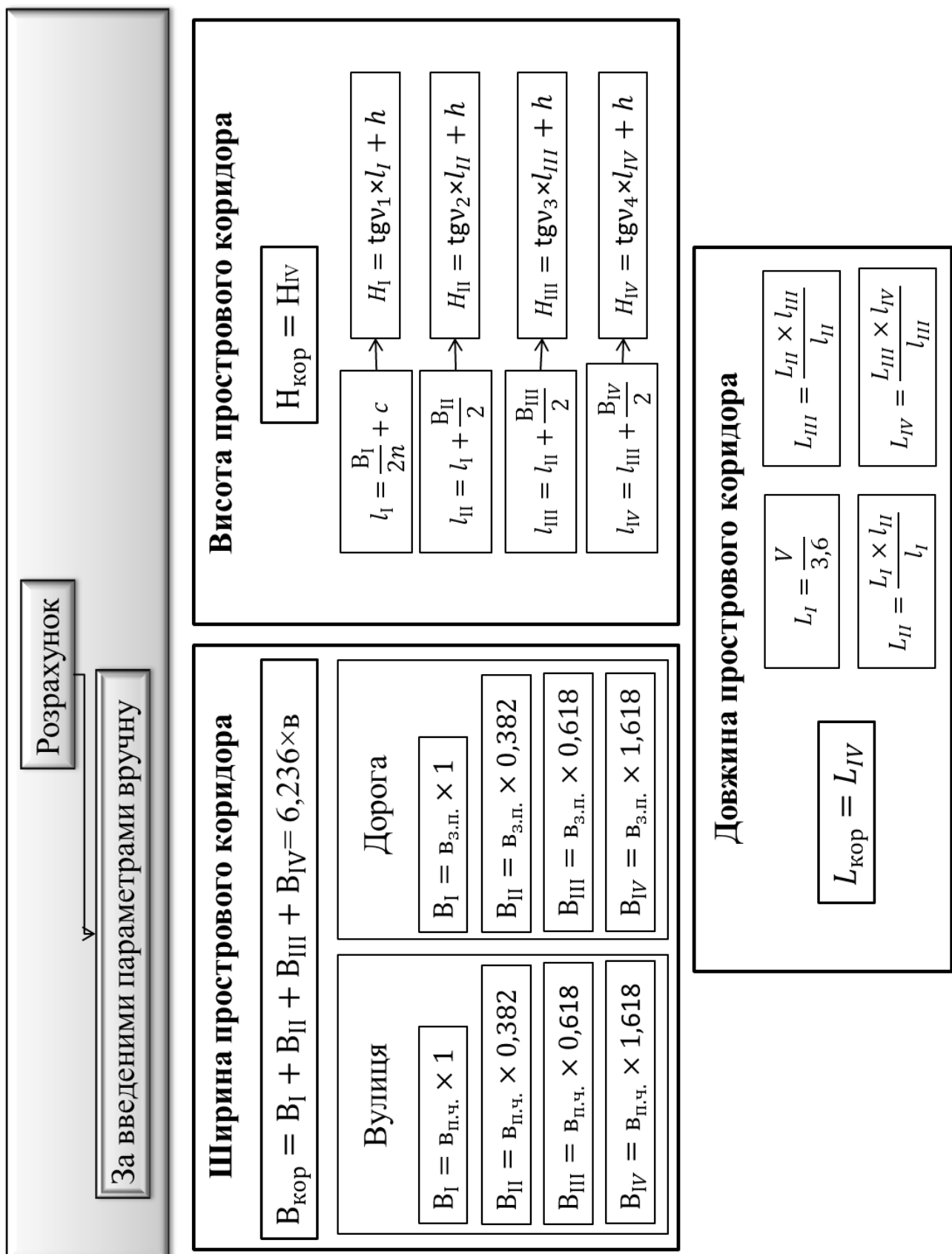
Категорія дороги	Ширина земляного полотна $B_{з.п.}$, м	Кількість смуг руху, n , шт
I-a	36	6
I-б	28,5	4
II	15	2
III	12	2
IV	10	2
V	8	1

Вулиця

ДБН 360-92** Таблиця 7.1 – Розрахункові параметри вулиць і доріг міст

Категорія вулиці	Розрахункова швидкість руху V , км/год	Ширина проїзної частини $B_{п.ч.}$, м	Кількість смуг руху, n , шт
Магістральні вулиці загальноміського значення з безперервним рухом	100	22,5	6
Магістральні вулиці загальноміського значення з регульованим рухом	80	15	4
Магістральні вулиці районного значення (найвищійшій міста)	70	15	4
Магістральні вулиці районного значення (великі міста)	60	7,5	2
Житлові вулиці	40	7	2
Дороги у промислових і комунально-складських зонах	40	7,5	2
Проїзди	30	3,5	1
Пішохідні вулиці і дороги	4	1,5	2
Велосипедні доріжки	30	1,5	1

Рисунок 3 – Автоматизований вибір необхідних значень з нормативних документів для розрахунку параметрів просторового коридору автомобільної дороги чи вулиці з розподілом на підкоридори для розміщення елементів благоустрою



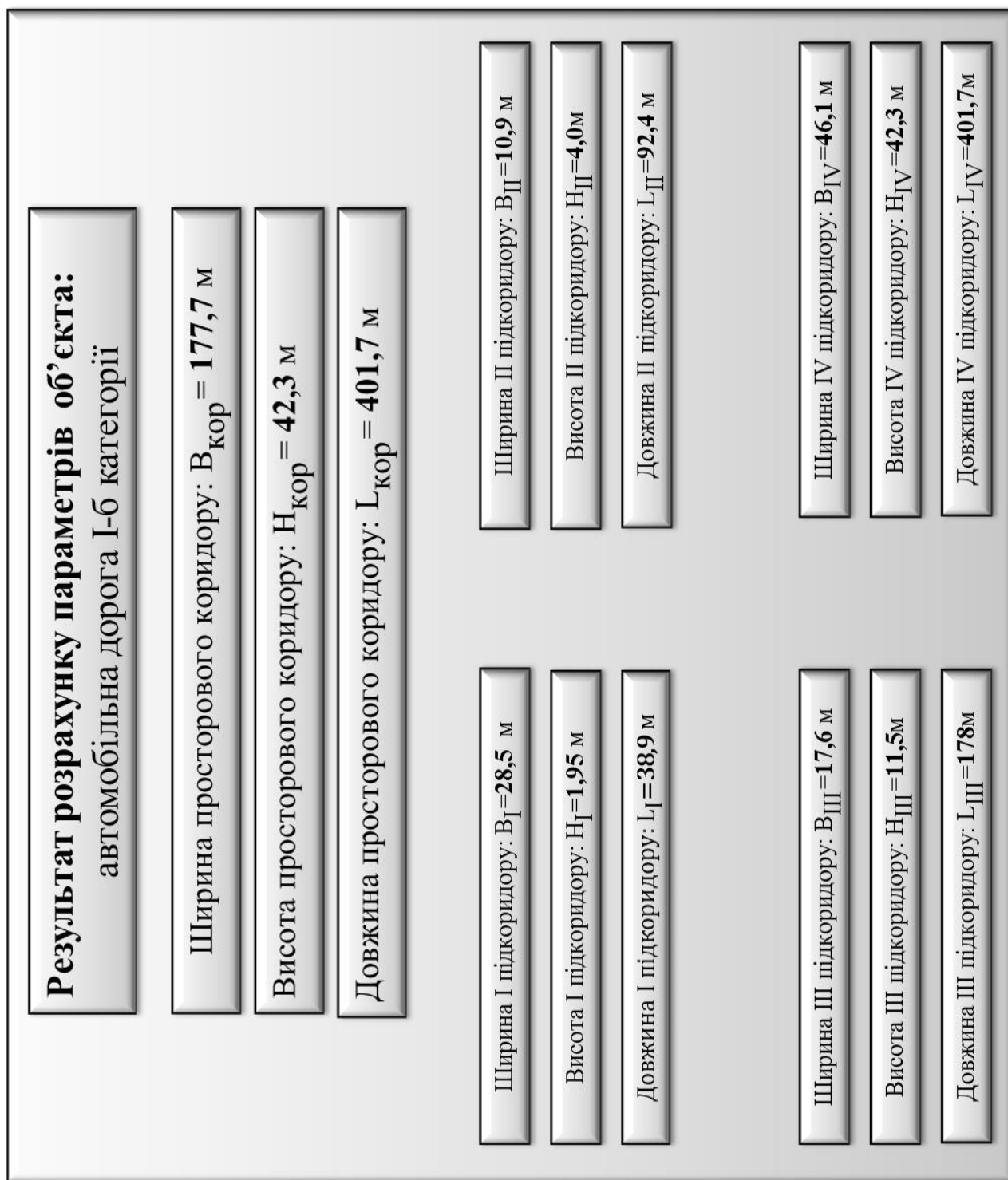


Рисунок 5 – Результат розрахунку параметрів просторового коридору автомобільної дороги I-б категорії з розподілом на підкоридори для розміщення елементів благоустрою

Отже, під час проектування благоустрою автомобільних доріг та вулиць за принципом моделювання просторового коридору доцільно використовувати програму «Road Beautification», що дасть можливість прискорити розрахунки необхідних параметрів. В наступних дослідженнях планується виконати огляд програм для трьохмірного моделювання та вибір оптимальної при моделюванні розміщення елементів благоустрою автомобільних доріг та вулиць в чотирьох підкоридорах.

Література

1. Литвиненко Т. П. Архітектурно-ландшафтний та інженерний благоустрій автомобільних доріг: [навч. посібник] / Т. П. Литвиненко, О. Б. Кошлатий, І. В. Вітринська. – Полтава: ПолтНТУ, 2010. – 184 с.
2. Литвиненко Т. П. Усовершенствование методики размещения элементов благоустройства автомобильных дорог / Т. П. Литвиненко, И. В. Ткаченко // Строительство уникальных зданий и сооружений. – С.Пб.: Венчур, 2012. – № 3. – С. 1–8.
3. Литвиненко Т. П. Формування просторових коридорів для розміщення елементів благоустрою автомобільних доріг / Т. П. Литвиненко, І. В. Ткаченко // Проблеми розвитку міського середовища: науково-технічний збірник. – К.: НАУ, 2012. – Вип. 8. – С. 155–160.
4. ДБН В.2.3-4:2007 Споруди транспорту. Автомобільні дороги. Частина І. Проектування.
5. ДБН 360-92** Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень.
6. Ткаченко І. В. Визначення геометричних параметрів просторового коридору автомобільних доріг / І. В. Ткаченко, Т. П. Литвиненко // Містобудування і територіальне планування: науково-технічний збірник. – К.: КНУБА, 2012. – Вип. 45., ч. 3. – С. 135–140.

ВИМОГИ ТА ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ АВТОМОБІЛЬНИХ ТРАС КАРТОДРОМІВ

Анотація. В роботі проведено дослідження вітчизняного і закордонного досвіду використання різних трас картодромів для спортивних змагань. Проаналізовано вимоги до їх проектування, геометричні параметри та транспортно-експлуатаційні характеристики проїзної частини картинг-трас. У зв'язку з відсутністю в Україні норм будівельного проектування трас картодромів запропоновано нормування окремих вимог. Це зроблено на основі існуючих норм для автодоріг загального користування, проведення натурних досліджень окремих картодромів та шляхом використання спортивних правил з картингу Росії, Білорусі та України. Окремі показники пропонується визначати розрахунками з врахуванням значних гальмівних і зсувних зусиль та незначних навантажень від картингів.

Ключові слова: автомобільні картинг-траси, вимоги до проектування, нормативні показники, транспортно-експлуатаційні характеристики, розрахункові показники.

Аннотация. В работе проведено исследование отечественного и зарубежного опыта использования различных трасс картодромов для спортивных соревнований. Проанализированы требования к их проектированию, геометрические параметры и транспортно-эксплуатационные характеристики проезжей части картинг-трасс. В связи с отсутствием в Украине норм строительного проектирования трасс картодромов предложено нормирование отдельных требований. Это сделано на основе существующих норм для автодорог общего пользования, проведении натурных исследований отдельных картодромов и путем использования спортивных правил по картингу России, Белоруссии и Украины. Отдельные показатели предлагается определять расчетами с учетом значительных тормозных и оползневых усилий и незначительные нагрузки от картингов.

Ключевые слова: автомобильные картинг-трассы, требования к проектированию, нормативные показатели, транспортно-эксплуатационные характеристики, расчетные показатели.

Annotation. In this paper the research of domestic and foreign experience with using of different karting routes is developed. The requirements for their design, geometry and transport performance roadway kart-runs are analyzed. Due to the lack of Ukraine normative base for designing karting trails regulation specific requirements have been proposed. This is based on existing standards for design of public roads, conducting field studies of individual kartings and using Kart racing rules of Russia, Belorussia and Ukraine. We propose to define some indicators by calculations taking into account the significant brake and shear effort and minor load of karting.

Keywords: car kart-roads, requirements for designing, standard rates, transport operational characteristics, calculated indicators.

Останнім часом спостерігається поступове зростання популярності такого виду спорту як картинг. Проблеми проектування для будівництва нових і збереження в якісному стані існуючих трас картодромів є актуальним. Ускладнюється розвиток картингу у зв'язку з відсутністю в Україні нормативних документів і системних вимог до транспортно-експлуатаційних характеристик трас картодромів.

Лідерами світового картингу є Італія, Німеччина, Франція і Португалія. Приділяється значна увага такому виду спорту в Російській Федерації, Білорусії і країнах Прибалтики. В Україні картинг став швидко розвиватись з початку 70-х років. Перші картингові траси було збудовано в Києві, Полтаві, Миколаєві, Одесі, Дніпродзержинську, Стаханові та в інших містах України.

Змагання з картингу повинні проводитись на спеціально побудованих для цього спорудах – картодромах, основною частиною якого є автомобільна траса. Кожна окремо взята траса має свою складну конфігурацію в плані, що підвищує незручності руху по ній дає можливість перевірити майстерність водія на непростих ділянках траси. Схеми деяких трас картодромів та їх характеристика приведені на рис. 1.

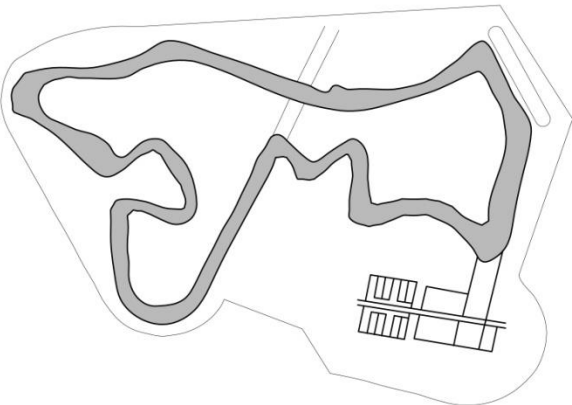
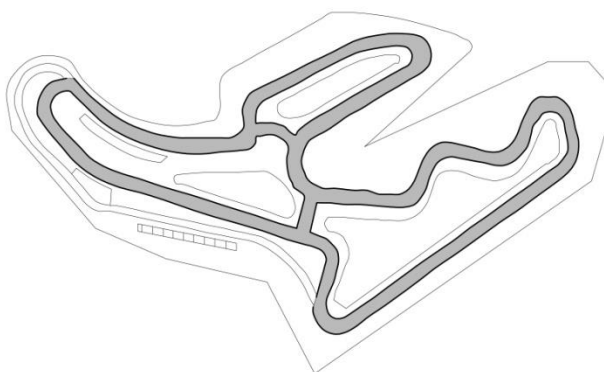
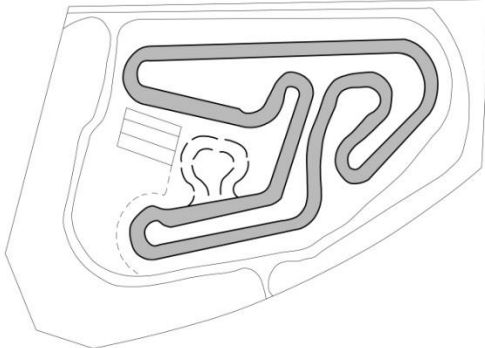
№ п/п	Схема траси	Характеристика траси
1		Картродром в Австралії: Протяжність – 945 м; Ширина доріжки 8-10 м; Кількість поворотів: лівих – 5; правих – 6
2		Картродром в Японії: Протяжність – 1264 м; Ширина доріжки 8-10 м; Кількість поворотів: лівих – 5; правих – 7
3		Картродром в Австралії: Протяжність – 990 м; Ширина доріжки 8-10 м; Кількість поворотів: лівих – 7; правих – 10
4		Картродром в Україні: Протяжність – 1060 м; Ширина доріжки 9-14 м; Кількість поворотів: лівих – 5; правих – 9

Рисунок 1 – Деякі траси картодромів

На геометричні параметри та інші транспортно-експлуатаційні показники трас картодромів впливають клас та габаритні розміри карта. До основних характеристик картингів належать крім габаритних розмірів, їх маса, потужність двигуна, кліренс, діаметр і ширина коліс тощо (див. табл. 1).

Таблиця 1 – Характеристика та габаритні розміри карта

Показник	Значення
База, мм: для класів «Піонер», «Міні» для класів «Кадет», «Ракет» для класів «Союзний-Юніор», «Інтерконтиненталь-А-Юніор», «Інтерконтиненталь-С»	900 900-1010 1010-1270
Довжина, мм.	1820
Ширина, мм.	<1400
Кліренс, мм.	20
Висота, мм.	600
Максимальний діаметр коліс, мм: передніх задніх	280 300
Максимальна ширина коліс, мм: передніх задніх	135 215
Максимальна ширина між колесами, мм: передніх задніх	1100 1300
Маса картів, кг	90-150
Потужність двигуна (робочий об'єм), см ³	50-140

Особливість проектування автомобільних трас картодромів обумовлена великою швидкістю картів (досягає 150-200 км/год.) при малих радіусах кривих, незначним навантаженням (тиском) коліс автомобіля у зв'язку з невеликою вагою картів. Значними є зсувні і гальмівні зусилля, що повинно враховуватись при розрахунку і виборі конструкцій дорожнього одягу.

Виконавши аналіз норм будівельного проектування автомобільних доріг загального користування (ДБН В. 2.3-4-2007 «Автомобільні дороги» [1]), спортивних правил по картингу Росії, Білорусі та, виконавши дослідження транспортно-експлуатаційних параметрів існуючого в Полтаві картодрому, виявлено особливості та систематизовано вимоги до проектування трас картодромів.

Автомобільна траса для проведення спортивних гоночних змагань повинна розташовуватись на території картодрому. Територія картодрому розташовується, як правило, на досить рівних ділянках землі.

Траса картодрому перш за все повинна задовольняти вимогам безпеки руху, видовищному ефекту та бути достатньо міцною, щоб забезпечити всі вимоги належного руху транспортних засобів. Для проведення досліджень на основі матеріалів INTERNET проаналізовані траси картодромів в Великобританії, Австралії, Японії, Франції, Україні та Росії. Конфігурація траси на кожному картодромі є різною (рис. 1), але можна встановити деякі їх спільні характеристики. Так кожна траса повинна мати як ліві, так і праві повороти, при чому, обов'язково з різними радіусами. Два-три повороти малого радіусу повинні змінювати напрямок руху на 180° , а декілька поворотів, радіусом близько 50 м повинні бути розраховані на велику швидкість руху.

Довжина траси зазвичай приймається в межах від 700 до 2500 м, а довжина одного кола від 300 до 1200 м. Частіш за все довжину кола приймають в межах 600-1000 м. На трасах повинно розміщуватись декілька прямих ділянок, довжина кожної з яких не перевищує 150 м, з метою обмеження розвитку швидкості, при чому одна ділянка повинна бути довжиною не менше 40 м. Кількість поворотів на складних трасах може досягти 12-20.

Траси картодромів необхідно планувати так, щоб можна було змінювати їх довжину і конфігурацію за допомогою змикання різних частин траси і влаштовувати переходи від однієї частини до іншої.

Ширина смуг руху приймається в залежності від класу та характеристики картів (табл. 1) і повинна бути в межах 6-14 м. Важливою характеристикою траси картодрому є можливість робити обгони, тому її ширина приймається такою, щоб забезпечити безпечність руху при виконанні обгонів.

Стартові ділянки мають бути більшої ширини, ніж інші доріжки траси. Нерідко лінія старту співпадає з лінією фінішу. Лінія старту повинна мати добре помітну смугу шириною не менше 5 см. Перед цією лінією траса частіше за все має прямий поворот, що змушує гонщика знизити швидкість руху і вчасно забезпечити гальмування карту.

Особливості існують і при проектуванні повздовжнього і поперечного профілів. Так, найбільший повздовжній ухил повинен бути 50%. Поперечний ухил приймається в межах від 30 до 100% і повинен забезпечити швидкий стік

води. Поперечний профіль траси може бути одно- або двосхилим і повинен плавно суміщуватись з рельєфом місцевості. Обов'язковою вимогою при проектуванні трас картодромів є забезпечити водовідведення, не допускаючи замочування ґрунтів земляного полотна та основи картинг траси.

Допустимі відхилення рівності верхнього шару асфальтобетонного покриття повинні бути в межах до 5 мм [1]. Не допускається в конструкції дорожнього одягу траси тріщин, хвиль, ум'ятин, зсувів, просідань, руйнування відбійних каменів.

При проектуванні картинг трас повинна приділятися велика увага засобам безпеки учасників руху, суддів і глядачів. Досвід проведення автомобільних змагань показав, що найбільш небезпечними місцями трас є зони змін швидкості руху (рис. 2). Сюди відносяться стартові зони, зони гальмування і перемикання передач перед поворотами, сам поворот і зона, в якій карт розганяється найбільш інтенсивно після повороту, зона перед глядацькими трибунами та зона перед ремонтними боксами.

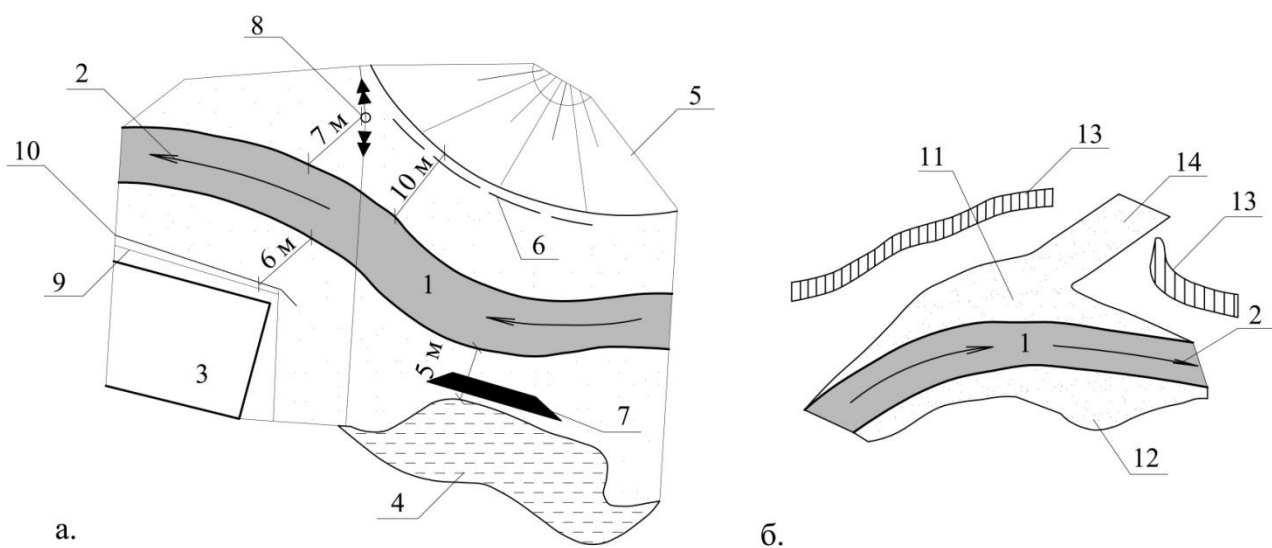


Рисунок 2 – Технічні засоби безпеки при проектуванні трас картодромів: а – схема характерної ділянки траси; б – схема повороту з організованою придорожньою територією; 1 – траса картодрому; 2 – напрям руху картів; 3 – глядацькі трибуни; 4 – водойма; 5 – природні та інші перешкоди; 6 – старі покритишки, вкопані в землю; 7 – захисні пристрої з ударопоглинальних матеріалів (пресована солома, пінопластові або поролонові блоки); 8 – лінія електропередач; 9 – металева сітка; 10 – захисний брус з профільної сталі; 11 – аварійна зона; 12 – зона уповільнення руху; 13 – огорожа; 14 – запасний виїзд

Особливою вимогою до стартової зони є забезпечення достатньої ширини для декількох рядів картів на старті та збереження цієї ширини на довжину до 75 м. Оскільки для більшості трас стартова зона є одночасно і фінішною біля неї розміщуються глядацькі трибуни і приміщення для суддів. Трибуни потрібно відгороджувати від траси бар'єрами та металевими стінками (рис. 2). Безпека суддів на старті забезпечується застосуванням світлофорів або будується спеціальний консольний поміст.

Найбільш аварійною є зона при вході в поворот, в самому повороті і на виході з нього. За такою аварійною зоною необхідно влаштовувати зони уповільнення руху картів. Десятиметрова зона безпеки включає в себе гравійне узбіччя або смугу укріпленого травою ґрунту. Обов'язкова вимога для таких зон – це відсутність канав, ям, шин, каменів та інших перешкод. При відсутності в будь-якому місці траси вільної зони безпеки шириною 10 м, необхідно створювати в цих місцях захисні пристрої з ударопоглинальних матеріалів (рис. 2а).

Проведений аналіз особливостей забудови картодромів дозволяє встановити нормативні вимоги до проектування автомобільних картинг-трас (табл. 2).

Нормативні параметри запропоновані для карту «Союзний», групи національних класів.

Вони базуються перш за все на результатах вивчення досвіду нормування параметрів трас картодромів закордоном, принципів проектування автомобільних доріг загального користування України та врахуванні специфіки транспортних засобів і його руху. Стало можливим встановити вимоги, які підлягають нормуванню, наприклад ширину проїзної частини, величину розширення смуги руху на кривих ділянках траси, швидкість руху, мінімальний радіус кривої в плані, мінімальні значення коефіцієнта щеплення (див. табл. 2). Проте певні показники не підлягають нормуванню в фізичних одиницях, або геометричних показниках, наприклад вимоги, пов'язані з засобами безпеки учасників змагань, суддів і глядачів.

Найбільш складними проблемами при проектуванні є забезпечення міцності і стійкості трас картодромів на дію гальмівних і зсувних зусиль. Пропозиції по таким розрахункам приведені в науковій роботі «Врахування зсувних зусиль при проектуванні трас картодромів» [3].

Таблиця 2 – Рекомендовані нормативні вимоги для проектування трас картодромів

Параметри	Згідно з ДБН В. 2.3-4-2007 (автодорога I категорії)	Параметри картодрому в м. Полтава	Згідно зі спортивними правилами по картингу РФ	Згідно зі спортивними правилами по картингу Білорусії	Запропоновані
1. Швидкість руху, км/год.	150	150-200	150	150	150
2. Габаритні розміри тр. засобів, м.: - ширина - довжина	2,55 12,0	1,4 1,82	1,4 1,82	1,4 1,82	1,4 1,82
3. Кількість смуг руху	4;6;8	1	1	1	1
4. Ширина смуги руху, м.: - мінімальна - максимальна	3,75	9 14	8/6 13	8 14	8-9* 13-14*
5. Ширина узбіччя, м.	3,75	4-9	6-10	6-10	6-10*
6. Ширина зем. полотна, м.	28,5	13-23	14-20	14-20	14-20
7. Найбільший поздовжній похил, %	30	30	50	50	50
8. Найбільший поперечний похил, %	30	30-40	100	100	55
9. Поперечний ухил на віражах, %	20-30	30-40	100	100	100
10. Найменші радіуси кривих, м.: - у плані - у позд. профілі	1200 8000	5 4000	5 -	5 -	5* 4000
11. Рекомендована довжина прямої в плані, м.	3500-5000	150	170	170	170
12. Потріб. модуль пружності, МПа	270	200-230	-	-	200
13. Довжина траси	-	1150	700-2500	700-2500	700-2500
14. Мінімальне значення коеф. зчеплення	0,35	0,45	-	-	0,45
15. Рівність асфальтобетонного покриття, мм.	5	5	-	-	5

* Величина встановлюється згідно розрахунку

** Приймається у відповідності до вимог безпеки, при менших значеннях необхідне обладнання траси належними засобами безпеки

Таблиця 3 – Розрахунок величини бокових дотичних зусиль

Радіус повороту, м	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
Розрахункова швидкість, км/год	22,2	25,3	28,1	31,1	34,2	36,9	40,1	43,1	45,8	48,9
Зусилля від задньої осі	10,9	10,4	8,16	7,26	6,58	6,15	5,98	5,84	5,70	5,68
Зусилля від передньої осі	11,3	7,0	5,6	4,97	4,7	4,5	4,49	4,48	4,47	4,55
Питомий тиск на покриття	2,22	1,14	1,37	1,22	1,13	1,07	1,05	1,03	1,02	1,02

Виконані відповідні розрахунки дозволили визначати величину бокових дотичних зусиль (табл. 3) та максимально допустиму швидкість карту при русі по кривій в залежності від величини радіусу повороту з умови зсуву (табл. 4).

Розрахунок конструкції дорожнього одягу необхідно виконувати виходячи з питомого тиску на покриття, який виникає при проходженні карту на кривій з радіусом $R = 5$ м в плані.

Таблиця 4 – Максимальна допустима швидкість карту при русі по кривій в залежності від величини радіусу повороту

	Максимальна допустима швидкість руху при радіусі повороту R_n , м									
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
З умови перекидання	100	140	170	200	220	240	260	280	295	310
З умови зсуву	42	60	75	85	95	105	115	120	130	135

Зважаючи на незначну вагу карту міцність асфальтобетонного дорожнього одягу від тиску коліс можна розрахувати виходячи з навантаження від обслуговуючих машин, наприклад поливальних.

Література

1. ДБН В.2.3–4:2007. Споруди транспорту. Автомобільні дороги / Мінрегіонбуд України. – К., 2007.
2. Білятинський О.А. Проектування автомобільних доріг / О.А. Білятинський, В.Б. Старовойда, Я.П. Хом'як. – К.: Вища школа, 1990.
3. Хазін В.Й., Ерлі А.О. Врахування зсувних зусиль при проектуванні трас картодромів. / Дороги і мости: Збірник наукових праць. Випуск 11. – К., 2009.
4. Уриханян Х.П. Картинг-спорт юных. – М., 1988.
5. Национальные спортивные правила по картингу / Российская Федерация. – М., 2006.

Хом'як А.Я., канд. техн. наук, Назіна М.О.

ВИЗНАЧЕННЯ ЗАВАНТАЖЕНОСТІ МІСЬКИХ ВУЛИЦЬ І ДОРІГ

Анотація. У статті проаналізовані методики визначення рівнів завантаженості міських вулиць і доріг в Україні та США. Розглянуті переваги і недоліки обох методик. Зроблена спроба обчислення рівня зручності для однієї з вулиць м. Києва та порівняння отриманих результатів.

Ключові слова: рівень завантаженості, пропускна здатність, міські вулиці і дороги.

Аннотация. В статье проанализированы методики определения уровней загруженности городских улиц и дорог в Украине и США. Рассмотрены преимущества и недостатки обеих методик. Сделана попытка вычисления уровня удобства для одной из улиц г. Киева и сравнения полученных результатов.

Ключевые слова: уровень загруженности, пропускная способность, городские улицы и дороги.

Annotation. The article analyzed the methodology for determining the levels of service of urban streets in Ukraine and USA. The advantages and disadvantages of both methods were considered. The attempt to calculate the level of service to one of the streets of Kyiv and comparing the results was made.

Key words: the level of service, capacity, urban streets.

Вступ. Сучасний стан вулично-дорожньої мережі і міста, яка була сформована ще 80 роках, часто не справляється з тією кількістю автомобілів, що наявна на сьогоднішній день. Зі зміною інтенсивності руху різко змінюються стан транспортного потоку і умови праці водіїв. Тож виникає необхідність в оцінці рівнів зручності. Оскільки багато розвинутих країн раніше зіткнулися з даною проблемою, актуально було б проаналізувати їхні системи оцінки завантаженості та комфортності поїздки містом.

Однією з таких країн є США, де спостерігаються, практично, найбільші і світі інтенсивності дорожнього руху.

Основа частина. При порівнянні методик визначення рівнів зручності в Україні та США, виявилось, що принциповий підхід при визначенні ефективності роботи транспортного потоку є різним.

По-перше, в США існують окремі методики для визначення рівнів зручності для доріг загального користування, міських доріг, і навіть є для пішохідних і велосипедних смуг.

По-друге, в Україні виділено чотири рівні зручності, а в США- шість.

По-третє, в США використовують дещо інші показники при визначенні рівнів зручності, при чому для кожного типу дороги, в залежності від особливостей її роботи, використовують різні показники.

Під рівнем зручності розуміють певну якість стану транспортного потоку, при якому встановлюється характерні умови роботи водія, умови комфортності поїздки і ефективності роботи транспортних засобів, а також аварійність.

Співставлення рівнів зручності наведено у таблиці 1.

В Україні існує система показників, які використовуються для характеристики транспортного потоку та умов руху.

- Коефіцієнт завантаження дороги рухом z – це відношення інтенсивності руху до пропускної здатності даної ділянки дороги.
- Коефіцієнт швидкості руху c – це відношення швидкості руху при будь-якому рівні зручності руху до бажаної швидкості руху у вільних умовах, яка обирається водієм для забезпечення високої комфортності поїздки.
- Коефіцієнт насичення рухом ρ – це відношення щільності транспортного потоку при будь якому рівні зручності до максимальної щільності транспортного потоку.

У таблиці 2 наведені значення даних показників, які є характерними для відповідного рівня зручності.

Таблиця 1 – Порівняльна таблиця визначення рівнів зручностей руху в Україні та США

Україна	США
А. Обгони практично відсутні, автомобілі не взаємодіють між собою. Водієм може використовуватись бажана швидкість руху. Зниження швидкостей незначне. Емоційна напруга водія низька. Водії і пасажери не відчувають незручностей при русі автомобіля. Поїздки комфортні. Транспортний потік вільний.	А. Описує вільний потік, для якого характерною є середня швидкість, як правило, близька до 90 відсотків швидкості вільного потоку. Транспортні засоби не мають перешкод для маневрування всередині потоку. Затримка на сигналізованих перехрестях мінімальна.
Б. В потоці безперервно зростає кількість автомобілів, які здійснюють обгони або змушені рухатись у колонах за автомобілями, які рухаються повільно. Спостерігається різке падіння середніх швидкостей. Емоційна напруга швидко зростає по мірі завантаження рухом. При цьому рівні зручності руху водії відчувають зниження комфортності поїздки через необхідність виконання маневру обгону чи об'їзду. Транспортний потік стійкий.	В. Описує досить безперешкодний рух при середній швидкості руху, як правило, близько 70 відсотків швидкості вільного потоку. Можливість маневрувати в рамках руху. Потік лише трохи обмежений у маневруванні, і затримки на сигналізованих перехрестях не значні.
	С. Описує стабільну роботу, однак, можливість маневрувати й змінювати смуги руху більш обмежена, ніж при рівні обслуговування В, більше черг, несприятливий сигнал світлофору може сприяти зниженню середньої швидкості руху до близько 50 відсотків швидкості вільного потоку для вулиці даного класу.
	Д. Межує з діапазоном, у якому невелике збільшення потоку може призвести до істотного збільшення затримок і зменшення швидкості руху. Рівень обслуговування D може бути пов'язаний з несприятливим сигналом світлофору, порушенням часу сигналів, значними інтенсивностями або поєднанням цих факторів. Середня швидкість руху - близько 40 відсотків швидкості вільного потоку.
В. Відбувається подальше зниження швидкостей. Емоційна напруга водіїв досягає найвищого рівня. Водії відчувають незручності через відсутність можливості виконання маневру обгону автомобілів, які рухаються повільно, і необхідності уважного слідування за автомобілями, що знаходяться попереду. Комфортність поїздки різко знижується. Транспортний потік не стійкий.	Е. Характеризується значними затримками і середньою швидкості руху - 33 відсотки або менше швидкості вільного потоку. Це викликано поєднанням несприятливих умов: великою кількістю світлофорів, великими інтенсивностями, тривалими затримками на перехрестях, порушенням циклів світлофору.
Г. Рух відбувається з зупинками. Стан транспортного потоку близький до затору. Емоційна напруга водія знижується через зниження швидкостей і рух на постійних низьких швидкостях. Швидкості руху всіх автомобілів практично рівні між собою. Водії і пасажери відчувають найбільші незручності поїздки. Рух відбувається з неекономічними швидкостями в колонному русі. Транспортний потік насичений.	Ф. Характеризується потоком при вкрай низьких швидкостях, зазвичай від однієї третьої до одної четвертої швидкості вільного потоку. Затори на перехрестях, переважно, виникають в місцях з довгими затримками, великими інтенсивностями, що призводить до великих черг.

Таблиця 2 – Показники рівнів зручності, прийняті в Україні

Рівень зручності	Показник		
	z	c	p
А	$\leq 0,2$	$\geq 0,9$	$< 0,1$
Б	0,2...0,45	0,7...0,9	0,1...0,3
В	0,45...0,7	0,55...0,7	0,3...0,7
Г	0,7...1,0	0,55...0,4	0,7...1,0

В США для визначення рівнів зручності на міських вулицях і дорогах використовують значення середньої швидкості та клас дороги. Клас дороги залежить від того, які функції виконує дорога та від місця її розташування.

За допомогою таблиці 3 можна визначити клас дороги. У таблицях 4 і 5 наведено класифікація доріг за функціональним призначенням та за місцем розташування відповідно.

Таблиця 3 – Визначення класу дороги за методикою США

Проектна категорія	Функціональне призначення	
	Магістральні	Місцеві
Високошвидкісні	I	-
Приміські	II	II
Перехідні	II	III або IV
Міські	III або IV	IV

Цікаво розглянути, як працює методика, яка застосовується у США, для міських доріг, оскільки саме у містах маємо найбільші проблеми з пропускну здатністю вулично-дорожніх мереж. Тож актуальним є питання як визначення завантаженості смуг руху, проїзної частини в цілому, так і його прогнозування.

Розглянемо описану методику на прикладі вул. Івана Мазепи, м. Київ.

1. Згідно таблиць 3-5 визначаємо, що вулиця відноситься до міських місцевих вулиць, а отже відноситься до IV класу доріг.
2. За таблицею 6 визначаємо швидкість вільного потоку, характерну для даного класу, вона становить 45 км/год.

Таблиця 4 – Функціональна класифікація міських вулиць і доріг в США

Критерії	Функціональні категорії	
	Магістральні	Місцеві
Можливість доступу	До автострад, важливих центрів діяльності, основних транспортних пунктів	До магістральних доріг
Призначення	Достатньо тривалі поїздки між основними пунктами і проходить через місто	Подорож помірної довжини в межах відносно невеликих географічних районів

Таблиця 5 – Характеристика автомобільних доріг за умовами пролягання

Критерії	Умови пролягання			
	Високошвидкісні	Приміські	Перехідні	Міські
Щільність примикань	Дуже низька щільність	Низька щільність	Середня щільність	Висока щільність
Тип дороги	Багатосмугова дорога з або без розділювальної смуги або двосмугова дорога з узбіччями		Багатосмугова дорога з або без розділювальної смуги, одностор. дорога, двосмугова дорога	Без розділювальної смуги одно-, двосторонні дороги з 2 або більше смугами руху
Паркування	немає		Іноді	Багато
Відокремлені ліві повороти	Є	Є	Часто	Іноді
Щільність світлофорів, світл./км	0,3-1,2	0,6-3,0	2-6	4-8
Обмеження швидкості, км/год.	75-90	65-75	50-65	40-55
Кількість пішоходів	Дуже мало	Мало	Декілька	Багато
Забудова придорожньої зони	Низька щільність	Нижча за середню щільність	Середня щільність	Висока щільність

Таблиця 6 – Визначення швидкості вільного потоку для певного класу міських вулиць і доріг

Клас вулиці	I	II	III	IV
Межі швидкості вільного потоку, км/год.	90-70	70-55	55-50	50-40
Середня швидкість вільно потоку, км/год.	80	65	55	45

- Визначаємо час проїзду ділянки за таблицею 7. Він становить 89 с/км
- Визначаємо час затримки транспортних засобів через наявність регульованих перехресть. Розрахунок ведеться за наступними формулами:

$$d = d_1(PF) + d_2 + d_3 = 12,60 \cdot 1,0 + 0,3 = 12,90 \quad (1)$$

$$d_1 = \frac{0,5c\left(1-\frac{g}{c}\right)^2}{1-\left[\min(1,X)\frac{g}{c}\right]} = \frac{0,5 \cdot 100 \left(1-\frac{53}{100}\right)^2}{1-\left[0,233 \cdot \frac{53}{100}\right]} = 12,60 \quad (2)$$

$$d_2 = 900T \left[(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8klX}{cT}} \right] =$$

$$= 900 \cdot 0,17 \left[(0,233 - 1) + \sqrt{(0,233 - 1)^2 + \frac{8 \cdot 0,5 \cdot 0,92 \cdot 0,233}{1700 \cdot 0,17}} \right] = 0,30 \quad (3)$$

де d – час затримки транспортних засобів через наявність регульованих перехресть, с/авт.; d_1 – час постійної затримки, с/авт.; d_2 – час постійно зростаючої затримки, с/авт.; d_3 – час початкової затримки в черзі, визначається, при наявності черги на світлофорі; PF – показник, який враховує вплив роботи світлофора на час постійної затримки, визначається за таблицею 9; X – коефіцієнт завантаження дороги рухом; C – тривалість циклу, с; c – пропускна здатність, авт./год.; g – ефективний час зеленого сигналу, с; T – тривалість періоду, який аналізується, год.; k – додатковий коефіцієнт, що враховує вплив світлофора на затримку; l – додатковий показник, який враховує вплив світлофорів, що знаходяться попереду.

Таблиця 7 – Визначення часу проїзду ділянки

Клас вулиці	I			II			III		IV		
Швидкість вільного потоку, км/год. ¹	90	80	70	70	65	55	55	50	55	50	40
Довжина ділянки, м	Час проїзду ділянки, с/км										
100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	129	159
200	-	-	-	-	-	-	88	91	97	99	125
400	59	63	67	66	68	75	75	78	77	81	96
600	52	55	61	60	61	67	-	-	-	-	-
800	45	49	57	56	58	65	-	-	-	-	-
1000	44	48	56	55	57	65	-	-	-	-	-
1200	43	47	54	54	57	65	-	-	-	-	-
1400	41	46	53	53	56	65	-	-	-	-	-
1600	40	45	51	51	55	65	-	-	-	-	-

Для визначення показника $PF = 1,0$ (за таблицею 9) необхідно визначити тип проїзду автомобілів за допомогою коефіцієнта утворення черги (за таблицею 8):

$$R_p = P\left(\frac{c}{g}\right) = 0,5 \left(\frac{100}{53}\right) = 0,94 \quad (4)$$

де P – частка автомобілів, які проїжджають на зелений сигнал світлофора

$$g = (C - L) \frac{CV}{CS} = (100 - 4) \frac{20}{36} = 53 \text{ с} \quad (5)$$

де L – загальний втрачений час, приймається 4 с; CV – найбільша інтенсивність для даної фази, авт./год.; CS – сума найбільших інтенсивностей по всім фазам, авт./год.

Таблиця 8 – Тип проїзду автомобілів

Тип проїзду	Межі коефіцієнта утворення черги	Середнє значення коефіцієнта утворення черги	Характеристика	Умови для роботи світлофору
1	$\leq 0,5$	0,333	Щільна група, яка складається з 80% автомобілів, що в основному з'явилися на початку увімкнення червоного світла	Дуже погані
2	0,5-0,85	0,667	Група середньої щільності, автомобілі якої прибувають в середині червоної фази або 40-80% прибуваючих протягом фази червоного світла	Несприятливі
3	0,85-1,15	1,000	Група складається з 40% автомобілів на перехресті, які не пов'язані між собою	Випадкові прибуття
4	1,15-1,50	1,333	Група автомобілів, складає 40-80 % автомобілів на перехресті, які проїжджають на зелену фазу	Сприятливі
5	1,50-2,00	1,667	Помірної щільності групи які складаються з більш ніж 80 % автомобілів, які приїжджають на початок зеленої фази	Досить сприятливі
6	$> 2,00$	2,000	Ідеальні умови, які характеризують щільні потоки, які з мінімальними відстанями між автомобілями проїжджають декілька перехрестів без втручання інших автомобілів з боку	Виняткові

Таблиця 9 – Визначення показнику, який враховує вплив роботи світлофора на час постійної затримки

Відношення тривалості зеленої фази до тривалості циклу	Тип проїзду автомобілів					
	1	2	3	4	5	6
0,2	1,167	1,007	1,000	1,000	0,833	0,750
0,3	1,286	1,063	1,000	0,986	0,714	0,571
0,4	1,445	1,136	1,000	0,895	0,555	0,333
0,5	1,667	1,240	1,000	0,767	0,333	0,000
0,6	2,001	1,395	1,000	0,576	0,000	0,000
0,7	2,556	1,653	1,000	0,256	0,000	0,000

Додатковий коефіцієнт, що враховує вплив світлофора на затримку $k = 0,5$ (для світлофорів без автоматичного регулювання).

Додатковий показник, який враховує вплив світлофорів, що знаходяться попереду, визначається за таблицею 10.

Таблиця 10 – Визначення додаткового показнику, який враховує вплив світлофорів, що знаходяться попереду

X	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	$\geq 1,0$
l	0,922	0,858	0,769	0,650	0,500	0,314	0,090

Швидкість проїзду становить:

$$S_A = \frac{3600L}{T_R + d} = \frac{3600 \cdot 0,5}{89 + 12,9} = 17,66 \text{ км/год} \quad (6)$$

де L – загальна довжина ділянки, км; T_R – загальний час проїзду ділянки, с (табл. 7).

Визначення рівнів завантаження для отриманої швидкості виконують за таблицею 11.

Таблиця 11 – Визначення рівня зручності

Рівень зручності	Клас дороги			
	I	II	III	IV
A	>72	>59	>50	>41
B	56-72	46-59	39-50	32-41
C	40-56	33-46	28-39	23-32
D	32-40	26-33	22-28	18-23
E	26-32	21-26	17-22	14-18
F	≤ 26	≤ 21	≤ 17	≤ 14

Таким чином, на вул. Івана Мазепи спостерігаємо рівень зручності **Е** за табл. 11.

Для визначення рівня зручності за вітчизняною методикою необхідно визначити пропускну здатність за формулою:

$$P = \alpha \sum_1^n P_{max} \beta_i \quad (7)$$

$$\alpha = \frac{L}{L + \frac{v^2}{2} \left(\frac{1}{a} + \frac{1}{b} \right) + \frac{v}{2} (T_{\text{ц}} - t_a)} \quad (8)$$

де P_{max} – максимальна пропускна здатність; β_i – коефіцієнт використання пропускної здатності смуги руху: для першої смуги руху – 1,0, для другої – 0,85; α – коефіцієнт, що враховує вплив перехресть; L – відстань між перехрестями; v – розрахункова швидкість між перехрестями, м/с; a – прискорення при розгоні, м/с²; b – уповільнення при гальмуванні, м/с²; $T_{\text{ц}}$ – тривалість циклу регулювання, с; t_a – тривалість зеленої фази, с.

Як видно з наведених формул, розрахунок пропускної здатності потребує визначення таких параметрів, як максимальна пропускна здатність, яка залежить від оптимальної швидкості, а також прискорення при розгоні та уповільнення при гальмуванні. Вищезазначені показники є складними для розрахунку та немає чіткої методики для її обчислення. Тому використаємо рекомендовані значення пропускної здатності для багато смугових доріг, для крайньої лівої смуги – 1800 авт./год., для крайньої правої – 1250 авт./год. Таким чином коефіцієнт завантаженості рухом становить 0,24. Таким чином за вітчизняною методикою на даній вулиці рівень зручності **Б**.

Таким чином при порівнянні результатів отримана розбіжність. Це пов'язано з тим, що при визначенні пропускної здатності, а отже рівнів зручності не враховувався вплив світлофорного регулювання.

Порівняння наведених методик, показало, що у методиці США:

1. Більша кількість рівнів зручності, що дозволяє детальніше аналізувати, моделювати потік, і є досить важливим при організації руху, особливо, за високих інтенсивностей.
2. Методика не прив'язана до пропускної здатності, вплив дорожніх умов на рівні завантаженості враховується безпосередньо.
3. Наявність окремої методики для міських вулиць і доріг дозволяє врахувати функціональні особливості дороги та умови пролягання.
4. Зручним є зведення обчислення рівня зручності до єдиного показника – середньої швидкості руху. Враховується фактор світлофорного регулювання, що суттєво впливає на стан транспортного потоку.

Висновок

Вітчизняна методика визначення завантаженості рухом, особливо, для вулично-дорожніх мереж не є досконалою. Спроба застосувати методику США в наших умовах показала, що вітчизняний рівень зручності дещо завищений у порівнянні з тим, який отриманий за методикою США. Тож дане питання потребує ретельного дослідження, оскільки є основою для обґрунтування та прогнозування пропускної здатності вулично-дорожніх мереж.

Література

1. Сильянов В.В., Домке Э. Р. Транспортно-эксплуатационные качества автомобильных дорог и городских улиц: учебник. – М. : Издательский центр «Академия», 2008. – 352 с.
2. Білятинський О.А., Заворицький В.Й., Старовойда В.П., Хом'як Я.В. Проектування автомобільних доріг: підручник. У 2 ч. Ч.1. – К. : Вища шк., 1997. – 518 с.
3. Highway capacity manual. – Transport research board, 2000. – 1207 p.

Шаповалов А.Л., канд. техн. наук

ДОСЛІДЖЕННЯ БІОПЕРЕХОДІВ ДЛЯ ТВАРИН НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ УКРАЇНИ

Анотація. У роботі зроблений аналіз можливості використання інженерних споруд, таких як мости і труби, в якості біопереходів для тварин, наведений рейтинг регіонів України по забезпеченості мостами і трубами, що можуть служити для проходу тварин через автомобільні дороги.

Ключові слова: відносна кількість мостів і труб, протяжність автомобільних доріг, площа, кількість жителів, кількість транспортних засобів, рейтинг регіонів України, біопереходи для тварин.

Аннотация. В работе сделан анализ возможности использования инженерных сооружений, таких как мосты и трубы, в качестве биопереходов для животных, приведен рейтинг регионов Украины по обеспеченности мостами и трубами, которые могут служить для прохода животных через автомобильные дороги.

Ключевые слова: относительное количество мостов и труб, протяженность автомобильных дорог, площадь, количество жителей, количество транспортных средств, рейтинг регионов Украины, биопереходы для животных.

Annotation. The paper made an analysis of the possibility of engineering structures such as bridges and pipes, as biotransitions for animals is a rating of regions of Ukraine on security bridges and pipes that can be used for the passage of animals across roads.

Key words: the relative number of bridges and pipes, length of roads, area, number of inhabitants, the number of vehicles, the rating of Ukrainian regions biotransitions for animals.

ДТП з наїздами транспортних засобів на тварин на автомобільній дорозі має цілий ряд негативних наслідків:

- травми і загибель диких тварин;
- травми або загибель домашніх тварин;
- загроза для зникаючих видів тварин;
- пошкодження транспортних засобів;
- травми або смерть водіїв і пасажирів транспортних засобів.

Небезпека зіткнень з тваринами на автомобільних дорогах існує незалежно від пори року. Такі ДТП відбуваються у ФРН в середньому кожні 2,5 хвилин. У 2007 році в них загинуло 20 чоловік, 3109 отримали травми. За даними Загальногерманського автомобільного клубу ADAC в перші тижні після переходу на літній час число ДТП унаслідок зіткнень з дикими тваринами у ФРН збільшується на 20 %. Загальна кількість потерпілих тварин за рік: 16 тисяч збитих кабанів, 200 тисяч оленів і ще більша кількість дрібних тварин [1].

Кількість людей, що гинуть на дорогах із-за тварин, ще вище, ніж вказано в статистичних даних. Мова йде про випадки, коли водії автомобілів в спробі уникнути зіткнення з твариною на великій швидкості з'їжджають з дороги. За останні 10 років число зіткнень з дикими тваринами зросло у ФРН на 30 %. Одна з причин цього виду ДТП - постійне збільшення популяції диких тварин. Мова йде про ДТП з крупними тваринами (кабанами, оленями, лосями). Про збитих лисиць, зайців, їжаків, собак або кішок часто не повідомляють [1].

Майже 100 тис. диких тварин гине щорічно від зіткнення з автомобілями в Австрії.

Дослідження в США показали, що там щорічно гине від автомобілів: 41 млн. білок, 26 млн. кішок, 22 млн. щурів, 19 млн. опосумів, 15 млн. єнотів, 6 млн. собак і 350 тис. оленів [2].

На дорогах Індії гине велика кількість унікальних рептилій і земноводних. Навіть швидкого леопарда або лева може збити автомобіль [3].

В Україні необхідно міняти відношення до загибелі тварин на автомобільних дорогах. Перш за все, зіткнення з тваринами транспортних засобів – це загроза людській безпеці. За даними ГОСДОРНІІ в 2009 році в Україні відбулося 949 ДТП з наїздами на тварин, що складає 3,13 % від всіх ДТП на автомобільних дорогах. В результаті зіткнення з тваринами відбулося

близько 29000 травм і 200 смертельних випадків. У 2008 році ДТП з наїздами на тваринах склали 1,07 %, а в 2010 році – 3 % [4-5].

Взагалі в Україні, за даними Київського еколого-культурного центру, відсутня статистика загибелі тварин. Тварини гинуть не тільки на дорогах, а і в сільському господарстві від застосування отрутохімікатів, під час польових робіт, лісозаготівель, при будівництві, під час учбових і наукових дослідів, в меліоративних каналах і відстійниках, птахів на ЛЕП, під час весняно-осінніх палів, із-за комерційного вилову, під час спортивного і промислового лову риби і інших людських потреб, часом безглуздох.

Слід змінити нашу взаємодію з навколишнім природним середовищем і тваринами, які намагаються співіснувати з людьми, задля збереження стійкої біорізноманітності [5-6].

Для забезпечення проходу тварин через автомобільну дорогу в світовій практиці дорожнього будівництва застосовують різні інженерні споруди, такі як:

- біопереходи (скотопрогони – застарілий термін);
- проходи для великих тварин і худоби під насипом дороги;
- ландшафтні мости (“зелені мости”);
- екодуки через ущелини, яри, суходоли тощо;
- естакади і мости;
- типові водопропускні труби;
- переходи по верхівках дерев для білок.

Під поняттям біоперехід мається на увазі спеціальна транспортна споруда у вигляді моста або тунелю, що призначена для проходу диких або домашніх тварин [7]. Цей термін вимагає уточнення і доповнення.

В умовах обмежених фінансових можливостей в Україні в якості біопереходів можливе використання:

- типових прямокутних і гофрованих дорожніх труб великого отвору для пропуску крупних і середніх тварин;
- типових круглих дорожніх труб для пропуску середніх і дрібних тварин під автомобільною дорогою;

- для пропуску крупних і середніх тварин підмостовий простір в період низького стояння вод.

Окрім біопереходів для зменшення кількості ДТП з наїздами на тварин слід застосовувати цілий ряд інших заходів:

- встановлення на дорогах спеціальних попереджувальних дорожніх знаків та добре помітних інформаційно-вказівних щитів з зображенням тварин;
- встановлення вздовж дорожнього полотна спеціальної огорожі для спрямування тварин до біопереходів.

Автором запропонована методика визначення рейтингу регіонів України по ДТП з наїздами на тварин [5-6].

В таблиці 1 наведений рейтинг регіонів України по забезпеченості мостами, що можуть використовуватися як біопереходи для тварин. Краща ситуація (по методиці – це найменша сума місць) спостерігається в регіонах: Закарпатському, Івано-Франківському, Херсонському, Тернопільському, Львівському та Рівненському. Гірша ситуація (за методикою – найбільша сума місць) спостерігається в регіонах: Херсонському, АР Крим, Миколаївському, Запорізькому, Київському та Донецькому.

Для оцінки ситуації можливості використання труб в якості біопереходів запропонована методика визначення рейтингу регіонів по забезпеченості трубами, які можуть служити для проходу тварин під автомобільними дорогами (див. табл. 2).

У таблиці 2 наведені дані за розрахунком рейтингу областей України по забезпеченості трубами, що можуть служити як біопереходи для тварин. Краща ситуація (за методикою – це найменша сума місць) спостерігається в регіонах: Закарпатському, Львівському, Тернопільському, Житомирському, Івано-Франківському та Хмельницькому. Гірша ситуація (за методикою – найбільша сума місць) спостерігається в регіонах: Херсонському, Миколаївському, Запорізькому, Кіровоградському та АР Крим.

Таблиця 1 – Рейтинг регіонів України по забезпеченості мостами, що можуть служити як біопереходи для тварин (2008-2010 роки)

Область, регіон	Кількість мостів щодо протяжності дороги (L), площі регіону(F), кількості населення (Н), кількості транспортних засобів (ТЗ)				Рейтинг
	L	F	Н	ТЗ	
1. АР Крим	5,5	13,0	17,9	0,03	24
2. Вінницька	8,9	32,0	51,8	0,12	7
3. Волинська	6,3	19,2	37,4	0,16	18
4. Дніпропетровська	7,1	20,5	19,6	0,07	19
5. Донецька	6,7	20,9	12,5	0,04	20
6. Житомирська	6,5	18,4	43,1	0,21	15
7. Закарпатська	38,7	101,3	103,9	0,57	1
8. Запорізька	5,6	14,4	21,7	0,08	22
9. Івано-Франківськ.	29,9	89,90	90,6	0,46	2
10. Київська	5,7	16,7	28,2	0,09	21
11. Кіровоградська	8,4	21,4	52,1	0,15	8
12. Луганська	9,5	20,9	21,9	0,10	16
13. Львівська	19,6	75,3	64,4	0,34	5
14. Миколаївська	5,4	10,5	21,7	0,06	23
15. Одеська	10,5	26,2	36,5	0,11	12
16. Полтавська	6,4	19,9	38,4	0,13	17
17. Рівненська	10,9	27,9	48,7	0,26	6
18. Сумська	7,3	22,1	45,3	0,19	10
19. Тернопільська	16,8	61,1	77,8	0,45	4
20. Харківська	8,3	25,4	28,9	0,14	13
21. Херсонська	1,9	3,4	9,01	0,05	25
22. Хмельницька	7,9	27,4	42,5	0,17	9
23. Черкаська	8,2	24,1	39,2	0,18	11
24. Чернігівська	6,6	15,9	46,2	0,22	14
25. Чернівецька	22,4	79,5	71,2	0,31	3

Розрахунки за нашою методикою дозволяють виявити регіони України, де необхідно в першу чергу будувати сучасні біопереходи в місцях міграції тварин та використовувати інші заходи по зменшенню кількості ДТП з наїздами на тварин.

Таблиця 2 – Рейтинг регіонів України по забезпеченості трубами, що можуть служити біопереходами для тварин (2008-2010 років)

Область, регіон	Кількість труб щодо протяжності дороги (L), площі регіону (F), кількості населення (Н), кількості транспортних засобів (ТЗ)				Рейтинг
	L	F	Н	ТЗ	
1. АР Крим	0,68	15,99	2,2	7,92	20
2. Вінницька	0,69	24,90	4,02	8,98	9
3. Волинська	0,81	24,78	4,83	21,28	13
4. Дніпропетровськ.	0,65	18,23	1,74	5,93	21
5. Донецька	0,79	24,19	1,45	7,86	16
6. Житомирська	0,93	26,57	6,21	30,41	4
7. Закарпатська	1,83	47,74	4,90	26,87	1
8. Запорізька	0,60	15,43	2,33	6,85	23
9. Івано-Франків.	1,22	36,76	3,70	18,72	5
10. Київська	0,77	22,67	3,81	9,02	10
11. Кіровоградська	0,48	12,27	2,99	8,48	22
12. Луганська	0,84	18,58	1,95	8,87	12
13. Львівська	1,36	52,39	4,48	23,90	2
14. Миколаївська	0,50	98,0	2,04	6,03	24
15. Одеська	0,70	17,49	2,44	7,29	19
16. Полтавська	0,56	17,32	3,35	10,28	18
17. Рівненська	0,78	19,69	3,43	18,53	8
18. Сумська	0,57	17,15	3,51	14,68	14
19. Тернопільська	1,04	37,71	4,80	27,48	3
20. Харківська	0,63	19,47	2,22	8,78	17
21. Херсонська	0,29	51,10	1,34	5,27	25
22. Хмельницька	0,80	28,12	4,36	16,24	6
23. Черкаська	0,61	17,79	2,89	11,11	15
24. Чернігівська	0,64	15,72	4,57	20,53	11
25. Чернівецька	1,06	37,64	3,37	14,59	7

Література

1. www.rodon.org/society
 2. www.dol.wa.gov
 3. www.Kalyan.Varma
 4. Моніторинг ДТП за 2008-2010 роки на автомобільних дорогах загального користування Україні. – Київ: ДЕРЖДОРНДІ.
 5. Шаповалов А.Л. Відносна оцінка кількості ДТП з наїздами на тварин по дорогах України. – Мінськ: БЕЛНТУ, 2010 Збірка научн. статей Междун. научно-практ. конф. – С. 82-85 .
 6. Шаповалов А.Л., Бондар Т.В. Обґрунтування організації біопереходів для тварин. – Харків: Вісник ХНАДУ, 2011.
- ДБН В.2.3-6-2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування.

УДК 69.002.5

Гамеляк І.П., д-р техн. наук, Бауман К.В., Коц І.В., канд. техн. наук

КІНЕТИКА УТВОРЕННЯ БІТУМНОЇ ЕМУЛЬСІЇ В УСТАНОВЦІ З КАВІТАЦІЙНИМ ДИСПЕРГАТОРОМ

Анотація. Досліджена кінетика емульгування бітуму у кавітаційній бітумно-емульсійній установці. Виконано математичне моделювання та встановлена аналітична залежність між конструктивними параметрами устаткування й технологічними параметрами процесу приготування та фізико-механічними властивостями отриманої бітумної емульсії. На основі експериментальних досліджень встановлені уточнюючі коефіцієнти математичної моделі процесу емульгування бітуму в запропонованій кавітаційній установці.

Ключові слова: бітумна емульсія, кавітація, математична модель, дисперсність, число кавітації.

Аннотация. Исследована кинетика эмульгирования битума в кавитационной битумно-эмульсионной установке. Установлена аналитическая зависимость между конструктивными параметрами оборудования, технологическими параметрами процесса приготовления и физико-механическими свойствами полученной битумной эмульсии. Рассмотрена математическая модель рабочего процесса эмульгирования битума в предложенной кавитационной установке, в основу которой положены ряд допущений, а также исходные и граничные условия, базирующиеся на основе проведенных экспериментальных исследований.

Ключевые слова: битумная эмульсия, кавитация, математическая модель, дисперсность, число кавитации.

Annotation. The kinetics of bitumen emulsification by emulsified bitumen plant is investigated. The mathematical modeling is executed. The analytical dependence of structural parameters of equipment and technological parameters of preparations process and physic-mechanical properties by emulsified bitumen are developed. The adjusted factors of mathematical model of process of making of emulsified bitumen by the new cavitation technologies from the experiments are developed.

Key words: emulsified bitumen, cavitation, a mathematical model, dispersion, a cavities number.

Постановка проблеми. Кавітація – розрив суцільності рідини під дією градієнта тиску, або швидкості у більшості технологічних процесів є небажаним явищем [1]. Але руйнівні властивості кавітації останнім часом почали застосовувати для інтенсифікації деяких технологічних процесів, зокрема, диспергування взаємно нерозчинних речовин. В лабораторії гідродинаміки ВНТУ розроблене устаткування для приготування бітумних емульсій, принцип роботи якого полягає у створенні вимушеної кавітації [2], супутні гідродинамічні чинники (фізичної та хімічної природи) [4] якої дозволяють емульгувати бітум у водному розчині поверхнево-активних речовин.

Для підтвердження ефективності запропонованого устаткування та виявлення залежностей між конструктивними параметрами устаткування, технологічними параметрами процесу приготування та фізико-механічними властивостями отриманої бітумної емульсії необхідно виконати дослідження кінетики утворення бітумної емульсії в кавітаційному диспергаторі запропонованої установки для приготування бітумних емульсій.

Аналіз останніх досліджень. Основним параметром, що характеризує процес кавітації є число кавітації [1], фізичний зміст якого полягає у співвідношенні перепаду тиску, який призводить до схлопування кавітаційної каверни, до швидкісного (динамічного) тиску цього потоку:

$$\chi = 2 \frac{p_3 - p_n}{\rho_c v_2^2}, \quad (1)$$

де p_3 – абсолютний тиск, Па; p_n – тиск насиченої пари, Па; ρ – густина сировини, кг/м³; v_2 – швидкість потоку рідини на виході з найвужчої ділянки кавітаційного диспергатора, м/с.

Зміна тиску на поверхню тіла або на стінки будь-якого обмежуючого потік рідини каналу, в основному пов'язана із зміною швидкості течії. Таким чином, швидкісний тиск можна розглядати як параметр, що визначає величину падіння тиску, внаслідок чого відбувається утворення та зростання каверни. Таким чином, число кавітації це співвідношення тиску, під дією якого відбувається схлопування кавітаційної каверни, до тиску який призводить до її утворення та зростання.

Формулювання мети і задач дослідження. Метою теоретичного дослідження робочого процесу емульгування бітуму за допомогою кавітаційного диспергатора запропонованої конструкції при виготовленні будівельної продукції, а саме бітумної емульсії, є: дослідження умов виникнення та розвитку кавітації у кавітаційному диспергаторі, розроблення моделі динаміки робочого процесу емульгування бітуму, вибір узагальнених функціональних залежностей, що дозволяють здійснювати вибір раціональних режимів та конструктивних параметрів вузла емульгування, аналіз за допомогою чисельного експериментування впливу параметрів та характеристик установки для приготування бітумної емульсії на характеристику вихідного матеріалу – бітумної емульсії.

Виклад основного матеріалу. При розробці математичної моделі робочого процесу приготування бітумної емульсії за допомогою кавітаційного диспергатора запропонованої конструкції були прийняті такі припущення: процес адіабатний; враховуючи незначну, порівняно з бітумом та водою, кількість соляної кислоти та емульгатора, вплив останніх на реологічні властивості суміші не враховуються; втрати тиску по довжині не враховуємо; приймаємо коефіцієнт кінетичної енергії потоку (коефіцієнт Коріоліса) $\alpha=1$ [3]; стисливістю робочої рідини нехтуємо; тиск насиченої пари для компонентів обирається згідно [3] в залежності від температури; густина кожного з компонентів та їх суміші залежить від фізико-механічних властивостей рідини і від температури [3].

Процес емульгування бітуму у водному розчині складових компонентів емульсії у запропонованій установці для приготування бітумних емульсій

відбувається так [2]: після рівномірного розподілення складових компонентів у потоці сировини, яке відбувається у статичному змішувачі, вона надходить до конфузорної частини 1 кавітаційного диспергатора (рис. 1), в якій відбувається поступове звуження потоку і, як наслідок, збільшується швидкість руху потоку, а отже тиск поступово зменшується.

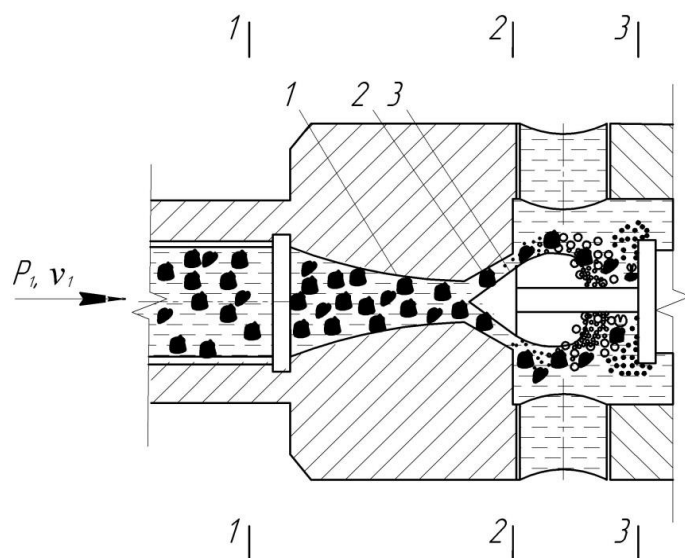


Рисунок 1 – Схема отримання бітумної емульсії в кавітаційному диспергаторі запропонованої конструкції

Далі потік змішаних компонентів із замкнутими локальними зонами кипіння водної складової, тому що відбувається змішування гарячого бітуму з температурою до 150°C і води з температурою приблизно 50°C, надходить у дифузійну частину 2 кавітаційного диспергатора, в якій влаштований конусоподібний робочий орган 3 кавітатора таким чином, що утворений зазор між внутрішньою поверхнею дифузійної частини 2 та зовнішньою поверхнею робочого органу диспергатора 3, забезпечує подальше падіння тиску до деякого критичного значення (до тиску насиченої пари для даної рідини). В рідині, що потрапляє у зону критичного тиску, відбувається подальша інтенсифікація процесу кипіння – утворення парогазових бульбашок (кавітація), які рухаються далі і при потраплянні у зону підвищеного тиску (за вузлом емульгування) інтенсивно схлопують. Крім того, щодо швидкості потоку, яку необхідно забезпечити для отримання кавітації, то слід зауважити, що запропонований багатостадійний процес поступового послідовного попереднього змішування у статичному змішувачі дозволяє мінімізувати витрати енергії на диспергацію.

Схлопування бульбашок відбувається в потоці за кавітатором, в результаті різкого зниження тиску в рідкій фазі, при цьому бульбашки розриваються зсередини. Виникаючі при цьому кумулятивні ефекти та інтенсивний теплообмін, забезпечує гасіння можливого спінювання. Ряд відомих чинників супутніх кавітації [4] також сприяють якісному диспергуванню бітуму у водному розчині ПАВ.

Швидкість проходження потоку рідини через зазор, утворений внутрішньою поверхнею конфузornoї частини та поверхнею робочого органу кавітаційного диспергатора, визначається за формулою:

$$v_2 = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{S_2^2}{S_1^2}(\xi_m - 1)}} \sqrt{2g \frac{p_1 - p_2}{\gamma}}. \quad (2)$$

де S_1, S_2 – площа поперечного перерізу прохідних отворів диспергатора 1-1 та 2-2, м²; p_1, p_2 – абсолютний тиск в перерізах 1-1 та 2-2, Па; ξ_m – коефіцієнт місцевого опору.

Коефіцієнт витрат визначаємо за формулою:

$$\mu_1 = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{S_2^2}{S_1^2}(\xi_m - 1)}}. \quad (3)$$

У нашому випадку p_1 – абсолютний тиск в диспергаторі, p_2 – атмосферний тиск, різниця цих тисків дає нам надлишковий тиск p_m .

$$v_2 = \mu_1 \sqrt{2g \frac{p_m}{\gamma}}. \quad (4)$$

При розгляді перерізу 3-3 отримаємо значення абсолютного тиску p_3 , при якому відбувається схлопування парогазових бульбашок:

$$p_3 = \frac{\rho_c v_3^2}{2}, \quad (5)$$

де v_3 – швидкість руху потоку сировини в перерізі 3-3, м/с.

Оскільки відстань між перерізами 2-2 та 3-3 мала, то припустимо, що $v_3 \cong v_2$. Підставимо в (1) рівняння (5) та (4):

$$\chi = 1 - \frac{p_n \gamma}{\rho_c \mu_1^2 g p_m}. \quad (6)$$

Потім, підставляючи вираз (3) в рівняння (6), отримаємо наступне:

$$\chi = 1 - \frac{p_n \left(1 - \frac{S_2^2}{S_1^2} (\xi_m - 1)\right)}{p_m}. \quad (7)$$

З аналізу рівняння (7) видно, що із збільшенням тиску в системі p_m число кавітації збільшується. Окрім того, відбувається збільшення числа кавітації із збільшенням площі зазору між робочим органом та внутрішньою поверхнею дифузornoї частини диспергатора.

Розглянемо реальний процес приготування бітумної емульсії в кавітаційному диспергаторі коли параметри процесу наступні: тиск насиченої пари низькокиплячого компонента (води) при температурі потоку сировини $T=90^\circ$ [3], $p_n = 70927,5$ Па; площа поперечного перерізу вхідного патрубку конфузornoї частини диспергатора, $S_1=0,000804$ м²; густина бітуму при нагріванні наближається до густини водного розчину емульгатора, на підставі проведених дослідів приймаємо густину механічної суміші вхідних компонентів сировини, $\rho_c=1000$ кг/м³; із врахуванням наявних між перерізами 1-1 та 3-3 місцевих опорів: поступове звуження потоку, раптове звуження потоку та раптове розширення потоку, згідно [5] $\xi_m=1,44$.

На основі цих даних можна побудувати залежність числа кавітації χ від тиску в системі p_m (рис. 2) та числа кавітації χ від площі зазору між робочим

органом та внутрішньою поверхнею дифузорної частини кавітаційного диспергатора S_2 (рис. 3).

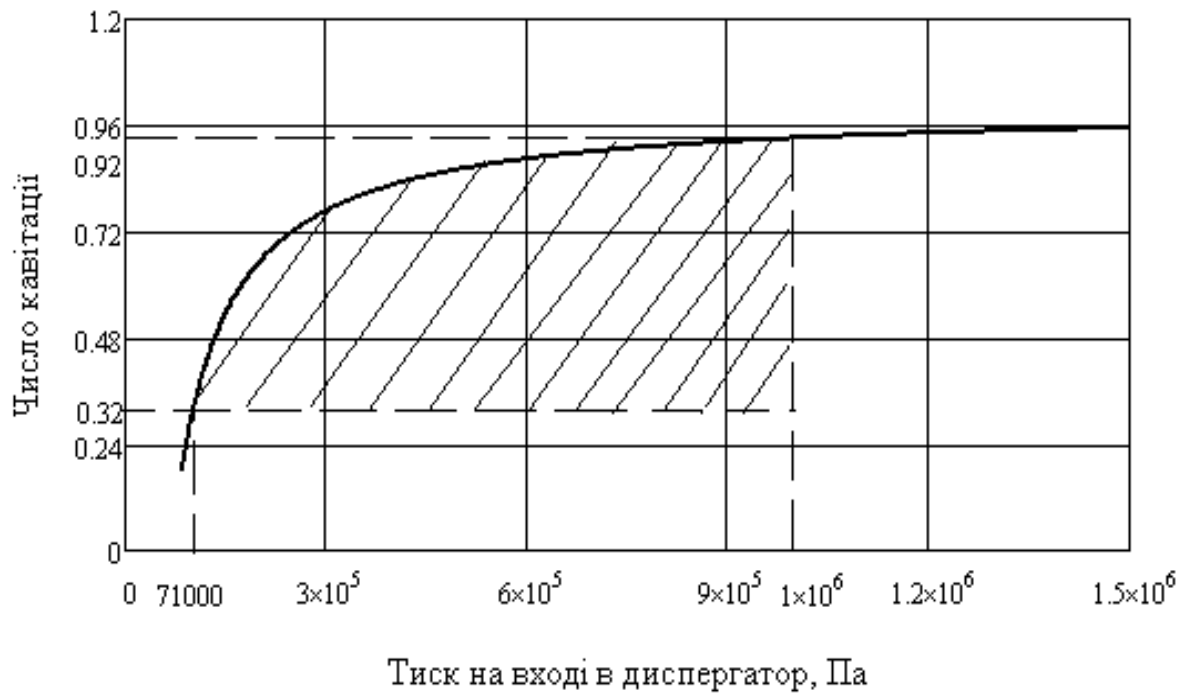


Рисунок 2 – Залежність числа кавітації від тиску на вході в диспергатор

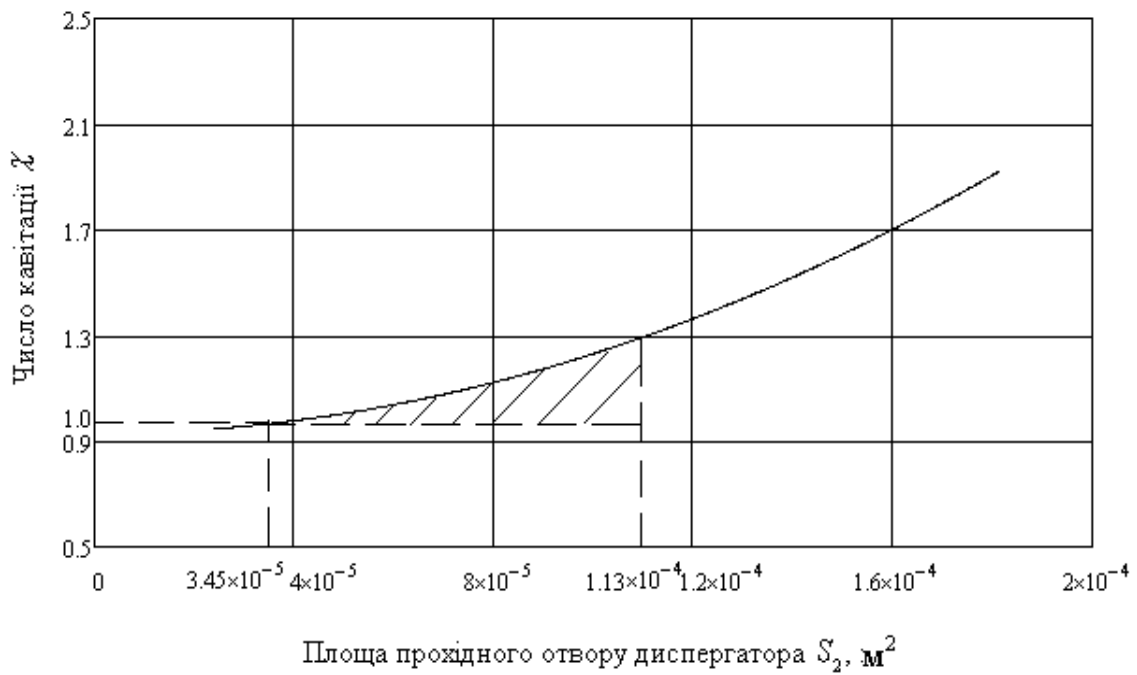


Рисунок 3 – Залежність числа кавітації від площі прохідного отвору диспергатора

Збільшення числа кавітації χ при збільшенні тиску на вході у вузол диспергування та збільшенні зазору між робочим органом та внутрішньою поверхнею дифузornoї частини диспергатора, пояснюється зростанням швидкості витоку сировини через переріз 2-2.

Знайдемо швидкість руху сировини через переріз 1-1:

$$v_1 = \frac{v_2 S_2}{S_1} . \quad (8)$$

Підставимо вираз (4) в (8) і отримаємо наступну залежність:

$$v_1 = \frac{\mu_1 S_2}{S_1} \sqrt{2g \frac{p_m}{\gamma}} . \quad (9)$$

Як зазначалося в [6] «...Якість емульсії, за інших однакових умов, визначається її дисперсністю, тобто розміром дисперсної фази. Висока дисперсність бітуму в дорожніх емульсіях і пастах обумовлює їх стійкість і суттєво впливає на основні технологічні властивості – в'язкість, швидкість розпаду, однорідність, товщину плівки в'язучого та зчеплення з мінеральними матеріалами...».

Аналіз попередніх досліджень показав, що прямої залежності між числом кавітації та дисперсністю отриманої за допомогою цієї кавітації емульсії не встановлено. Попередні експериментальні дослідження показали, що крива залежності між дисперсністю та числом кавітації має вигляд параболи, що обмежена граничними умовами. Отже, залежність між числом кавітації та розміром частинок бітуму можна наближено виразити квадратичним рівнянням:

$$d_{\text{ч1}} = ax^2 + bx + c , \quad (10)$$

де a , b , c – коефіцієнти, що визначаються експериментально, м; x – число кавітації.

Підставимо (7) в (10):

$$d_{\text{ч1}} = a \cdot \left[1 - \frac{p_{\text{н}} \left(1 - \frac{S_2^2}{S_1^2} (\xi - 1) \right)}{p_{\text{м}}} \right]^2 + b \cdot \left[1 - \frac{p_{\text{н}} \left(1 - \frac{S_2^2}{S_1^2} (\xi - 1) \right)}{p_{\text{м}}} \right] + c. \quad (11)$$

Згідно з [7], коефіцієнти a , b , а також вільний член c залежності (11), які встановлюються експериментально, можна визначити за формулами:

$$a = \frac{y_3 - \frac{x_3(y_2 - y_1) + x_2y_1 - x_1y_2}{x_2 - x_1}}{x_3(x_3 - x_1 - x_2) + x_1x_2}, \quad b = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} - a(x_1 + x_2), \quad c = \frac{x_2y_1 - x_1y_2}{x_2 - x_1} + ax_1x_2,$$

де x_1, x_2, x_3 – абсиси трьох будь-яких точок, що знаходяться на експериментальній кривій; y_1, y_2, y_3 – відповідно ординати цих точок.

Наприклад, згідно експериментальних даних залежність дисперсності від площі прохідного отвору диспергатора при сталому тиску $P = 0,9$ МПа та розміру частки бітуму в емульсії $n = 60\%$ наведена на рис. 4.

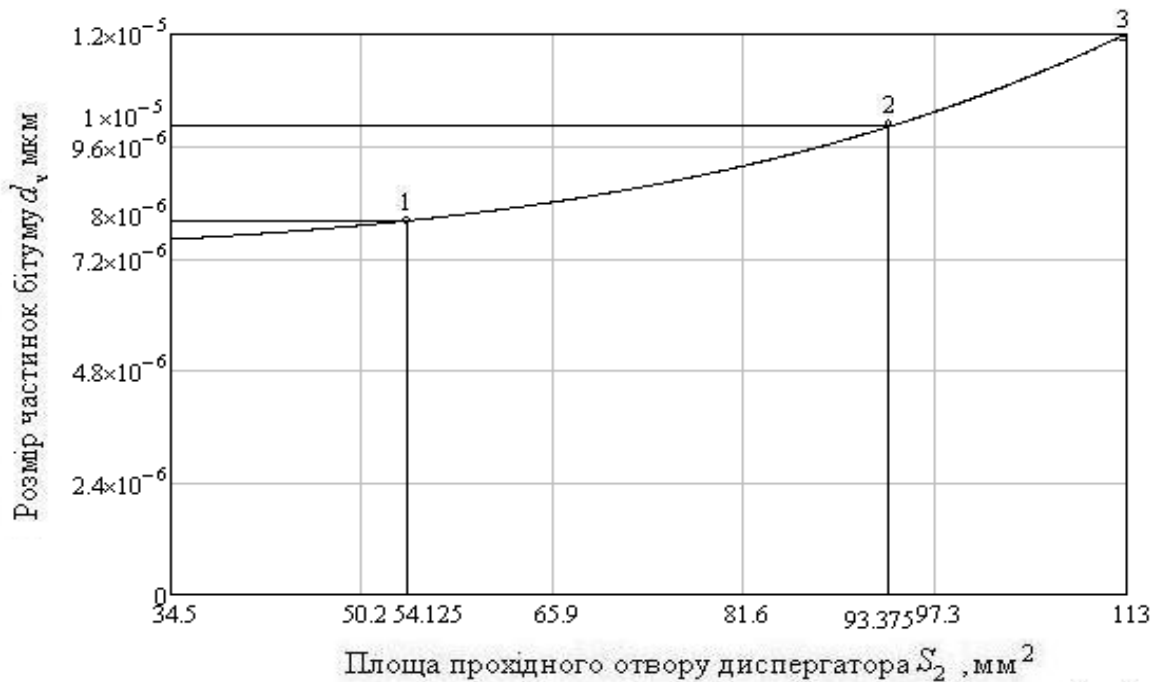


Рисунок 4 – Залежність діаметра частинки бітуму від площі прохідного отвору диспергатора при $P = 0,9$ МПа та $n = 60\%$

У даному випадку рівняння (11) набуває вигляду:

$$d_{\text{ч1}} = 5,2425 \cdot \left[1 - \frac{p_n \left(1 - \frac{S_2^2}{S_1^2} (\xi - 1) \right)}{p_m} \right]^2 - 9,65553 \cdot \left[1 - \frac{p_n \left(1 - \frac{S_2^2}{S_1^2} (\xi - 1) \right)}{p_m} \right] + 4,445847. \quad (12)$$

Зведена таблиця 1 ілюструє значення старшого a , другого b коефіцієнтів та значення вільного члена c в залежності від параметрів обробки компонентів емульсії.

Таблиця 1 – Уточнюючі коефіцієнти математичної моделі процесу емульгування бітуму в запропонованій кавітаційній установці

Параметри диспергування			Коефіцієнти		Вільний член, c
Площа прохідного отвору диспергатора, $S, \text{мм}^2$	Частка бітуму в емульсії, $n, \%$	Тиск на вході в диспергатор $P, \text{МПа}$	старший, a	другий, b	
1	2	3	4	5	6
var	40	0,9	6,491444	-11,95647	5,505604
var	60	0,9	5,2425	-9,65553	4,445847
var	40	1,1	23,666031	-	20,712804
				44,280461	
var	60	1,1	-0,000663	0,01434	-0,012833
var	50	1	0,12056	-0,070093	0,010189
73,5	50	var	-0,000417	0,0006707	-
					0,00025488

Висновки

На підставі прийнятих припущень досліджено кінетику емульгування бітуму в кавітаційному диспергаторі та виконано математичне моделювання процесу кавітаційного диспергування складових потоку сировини, яке

відображує конструктивні особливості запропонованого вузла диспергування. Встановлена аналітична залежність, яка пов'язує між собою конструктивні та технологічні параметри приготування емульсії: площу прохідного отвору кавітаційного диспергатора S_2 , тиск на вході в диспергатор P_m та характеристику отриманої бітумної емульсії – розмір частки бітуму в емульсії d_q . На основі попередньо проведених експериментальних досліджень виведені уточнюючі коефіцієнти математичної моделі процесу емульгування бітуму в запропонованій кавітаційній установці.

Література

1. Федоткин И. М., Немчин А. Ф. Использование кавитации в технологических процессах / Федоткин И. М., Немчин А. Ф. – Киев, Высшая школа, 1984. – 68 с.
2. Пат. 37338 Україна, МПК₈ E01C 19/00 Установка для приготовления битумных эмульсий / Борисенко А. А., Бауман К. В., Коц І. В. – № u200807653; заявл. 04.06.08; опубл. 25.11.08, Бюл. № 22.
3. Лойцянский Л. Г. Механика жидкости и газа. Изд. 5, переработанное / Лойцянский Л. Г. – ГРФМЛ издательства Наука, М., 1978. – 736 с.
4. Кулагин В. А. Методы и средства технологической обработки многокомпонентных сред с использованием эффектов кавитации: Дис. доктора техн. наук : 01.04.11, 01.02.05 / Кулагин В. А. - Красноярск, 2004. – 299 с.
5. Идельчик И. Е. Справочник по гидравлическим сопротивлениям/ Под ред. М. О. Штейнберга. — 3-е изд., перераб. и доп.— М.: Машиностроение, 1992. — 672 с.
6. Радовський Б. С. Дисперсність емульсії при гідродинамічному проточно-кавітаційному способі її отримання / Радовський Б. С., Мозговий В. В., Гамеляк І. П., [та ін.] // Автомоб. дороги і дор. буд-во. – 1997. – Вип. 54. – С. 115-119.
7. Акопян А. А. Геометрические свойства кривых второго порядка. / Акопян А. А., Заславский А. В. – [М.](#): МЦНМО, [2007](#). — 136 с. – ISBN 978-5-94057-300-5.

Литвиненко А.С.

ПРО НЕОБХІДНІСТЬ ВІДМОВИ ВІД ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ПОКАЗНИКІВ МІЦНОСТІ І ДЕФОРМАТИВНОСТІ ЗВ'ЯЗНИХ ҐРУНТІВ ВІДПОВІДНО ДО ЇХ ВОЛОГОСТІ НА ГРАНИЦІ ТЕКУЧОСТІ

Анотація. Визначення розрахункових значень показників міцності (φ і c) та деформативності ($E_{пр.}$) зв'язних ґрунтів відповідно до їх вологості на границі текучості як $f(nW_L)$ згідно ВБН В.2.3-218-186 [1] та ВБН В.2.3-218-008 [2] не відповідає потрібному стану цих ґрунтів у насипах, протирічить визначенню їх максимальної щільності за ДСТУ Б.В.2.1-12 [3] і створює значні незручності при порівнянні із аналогічними показниками таких ґрунтів у їх природному заляганні згідно ДБН В.2.1-10 [4].

Ключові слова: зв'язні ґрунти, стан ґрунтів, міцність, деформативність, нормативні документи.

Аннотация. Назначение расчетных значений показателей прочности (φ и c) и деформативности ($E_{пр.}$) связных грунтов относительно их влажности на границе текучести как $f(nW_L)$ в соответствии с ВБН В.2.3-218-186 [1] и ВБН В.2.3-218-008 [2], не отвечает требуемому состоянию этих грунтов в насыпях, противоречит определению их максимальной плотности по ДСТУ Б.В.2.1-12 [3] и создает большие трудности при сравнении с аналогичными показателями таких грунтов в их природном залегании по ДБН В.2.1-10 [4].

Ключевые слова: связные грунты, состояние грунтов, прочность, деформативность, нормативные документы.

Annotation. While considering the assignment of calculated parameters definition, of binder soils strength (φ and c) and deformability ($E_{def.}$), relatively to their humidity at the level of compressive yield point, it was observed, that the data do not answer a due demanded condition of these soils in piled embankment, what contradicts the definition of their maximum density, in relevance to the standard “ДСТУ Б.В.2.1-12 [3]”, and creates certain difficulties at comparison of analogous

parameters of these soils in the case of their natural bed attitude, in the condition, as mentioned in the Ukrainian Document of Construction Norms “ДБН В.2.1-10 [4]”.

Keywords: binder soils, soils condition, strength, deformability, standards (normative documents).

Вступ

Відсутність, як у закордонній, так вітчизняній дорожній науці, своєчасного комплексного аналізу стану зв’язних ґрунтів, що досягається в результаті стандартного лабораторного визначення їх так званої «максимальної щільності» [3, 5] призвело з одного боку до невизначеності, у свідомості більшості фахівців, цього стану як частини загального масиву можливих станів таких ґрунтів при їх різних щільностях і вологостях, а з іншого боку до фетишизації самого методу стандартного досягнення цього стану як за ДСТУ Б В.2.1-12 (ГОСТ 22733), так, особливо, і за «Методом Проктора» [5].

Основна частина

Як показано на рис. 1 і рис. 2 для двох так би мовити «крайніх» за властивостями видів зв’язних ґрунтів, а також раніше [6] (всі приклади є реально виконаними випробуваннями) «максимальна щільність» – $\rho_{d \max}$ відповідає густині сухого ґрунту при їх вологості на межі розкочування – $\rho_{d W_p}$, а оптимальна вологість – W_o завжди є дещо меншою за вологість на межі розкочування – W_p . При цьому зв’язний ґрунт одночасно знаходиться у твердому стані – $I_L < 0$ і є водонасиченим – $S_r \geq 0,8$. Водонасичення при цьому досягається не тільки внаслідок додавання води, а в результаті витіснення з ґрунту вільного повітря і зближення твердих ґрунтових частинок між собою через що ґрунт переходить у стан ґрунтової маси. Але можливість його подальшого водонасичення для досягнення начебто розрахункового стану – $W_{роз}$, дуже обмежена навіть при вакуумуванні в лабораторних умовах, не кажучи вже про реальні умови експлуатації в дорожніх насипах, особливо у робочому шарі [7]. Таким чином можливі відносні розрахункові значення вологості – $W_{роз} = n W_L$ при **якісному ущільненні** зв’язних ґрунтів, як би вони не були представлені в нормативних документах, не повинні дуже відрізнятись від оптимальної вологості і зазвичай не повинні перевищувати вологість цих ґрунтів на межі їх розкочування – W_p .

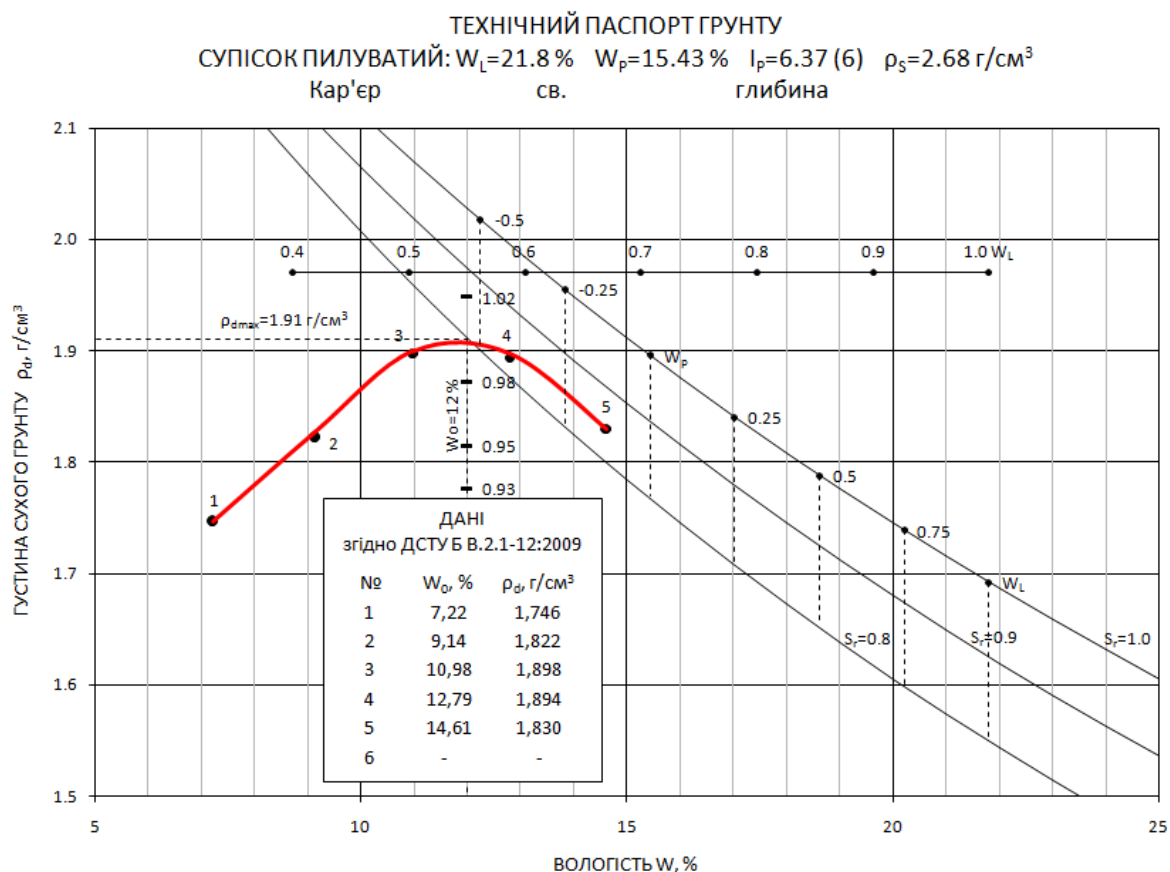


Рисунок 1 – Технічний паспорт ґрунту № 1

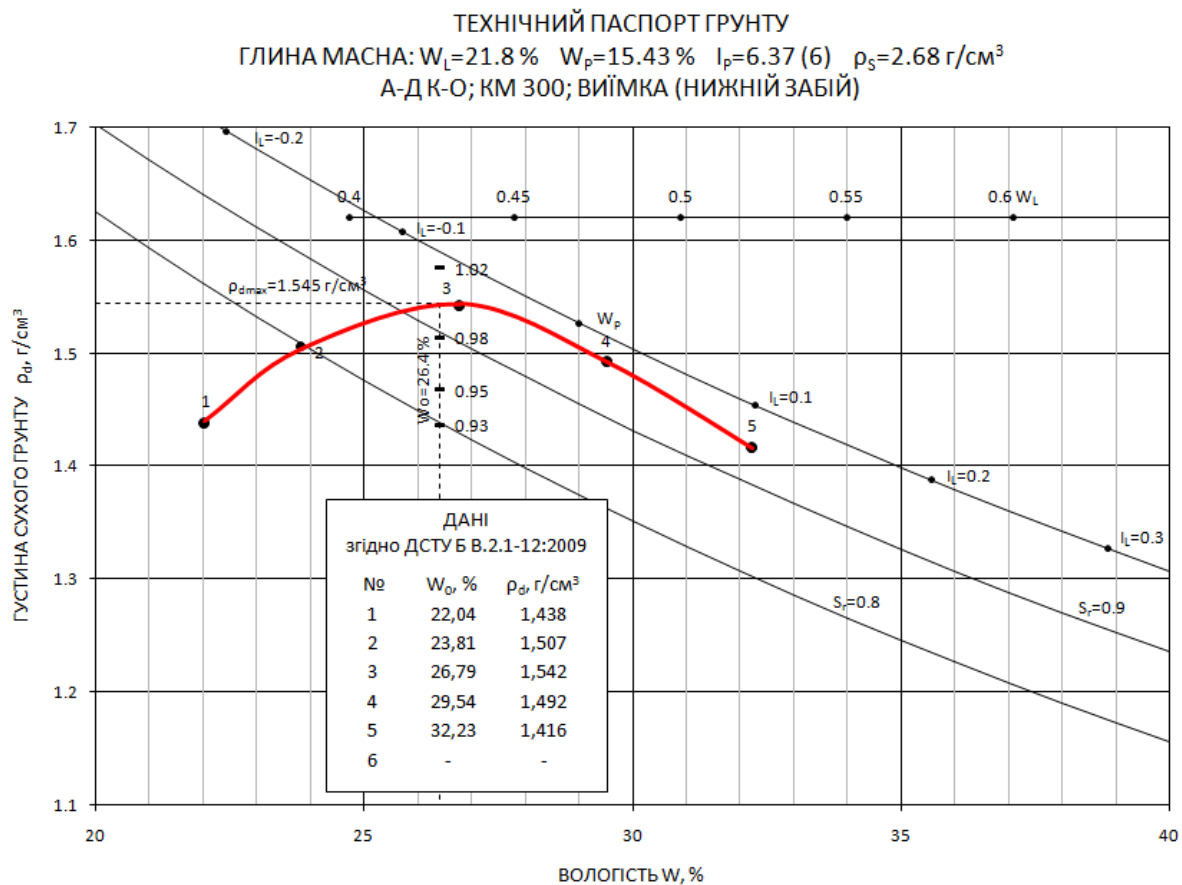


Рисунок 2 – Технічний паспорт ґрунту № 2

Коли представити той стан, що досягається при стандартному ущільненні в лабораторії, а особливо в реальних умовах будівництва [7] у порівнянні з усіма іншими можливими розрахунковими станами зв'язних ґрунтів, в т.ч. і у природному заляганні [4], то згідно рис. 3 це буде лише невелика частина ґрунтів, що мають дуже велику щільність – $k_d \approx 0,95-1,05$ і тверду консистенцію – $I_L = -0,75-0$, в чому саме і полягає весь сенс ущільнення ґрунтів при спорудженні насипів автомобільних доріг. З таких необхідних передумов слід виходити і при оцінці стану робочого шару у виїмках і при нульових відмітках.

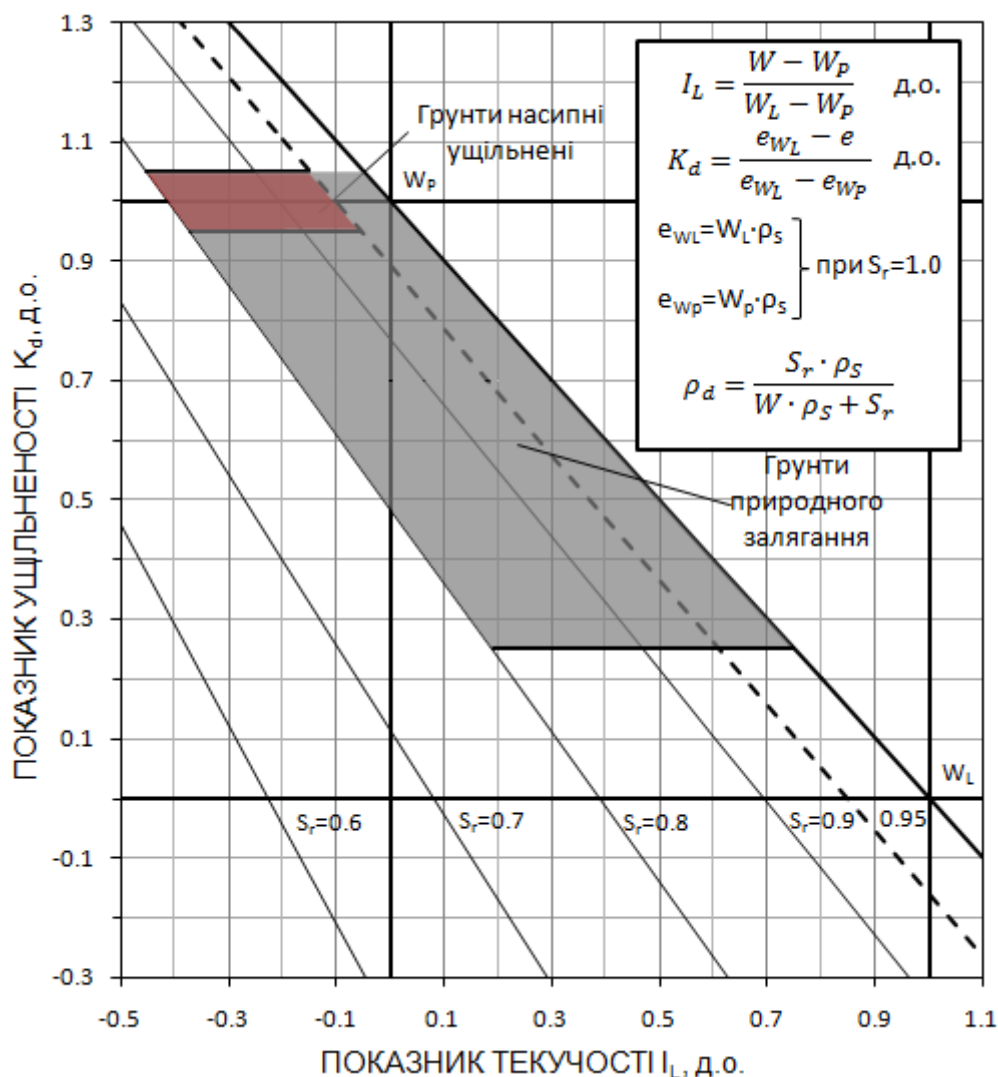


Рисунок 3 – Узагальнена номограма розрахункових станів зв'язних ґрунтів у природному заляганні (згідно ДБН В.2.1-10) та планомірно з ущільненням укладених в насип (згідно ДСТУ Б В.2.1-12)

Як показує аналіз графіків, аналогічних наведеним на рис. 1 і рис. 2, для всіх інших проміжних видів ґрунтів, відносна розрахункова вологість **якісно**

ущільнених легких суглинистих і супіщаних ґрунтів зазвичай не повинна перевищувати $0,65W_L$, важких суглинків – $0,6W_L$, а глин навіть $0,5W_L$. Тобто в усіх випадках $I_L \leq 0$. Дані же щодо відносних розрахункових вологостей ґрунтів як $f(nW_L)$ є дуже суперечливим як в усіх колишніх, так і чинних нормативних документах. Найгірше що їх значення увесь час пов'язують ще із різними додатковими умовами серед яких і тип місцевості за зволоженням, начебто проектувальник повинен увесь час по довжині дороги змінювати відповідно до цього конструкцію дорожнього одягу. А на окремих ділянках доріг такі зміни (за умовами зволоження) можуть виявитись дуже частими.

В багатьох випадках великі відносні розрахункові вологості згідно теперішніх уявлень є особливо вражаючими. Так згідно таблиці 1 Додатку 2 (с. 59) [8] для пілуватих супісків та суглинків у другій дорожньо-кліматичній зоні (теперішня перша для України) з третім типом місцевості за зволоженням така відносна розрахункова вологість становила $0,9W_L$. Якщо подивитись на рис. 1, де представлені дані по одному із пілуватих супісків, то виходить, що при цій вологості показник текучості $I_L > 0,5$ і ми навіть не маємо змоги, без розробки додаткових заходів, проектувати на такому ґрунті, як занадто слабкому, навіть земляне полотно, а дорожній одяг за цими умовами раніше можна було розраховувати. А залежності (E , ϕ і c) $f(nW_L)$ згідно таблиці 4 цього ж додатку (с. 63) [8] давались тільки для значень $W_{роз} = 0,6W_L$ і більше. Коли ж звернутись до рис. 2 то можна бачити, що при цьому для глинистих ґрунтів коефіцієнт ущільнення буде навіть значно менше ніж $K_{ущ} = 0,9$.

Не набагато покращилась ситуація і з набуттям чинності ВСН 46-83 [9]. Так згідно таблиці 10, Додатку 2 (с.93), тут дещо розширили значення відносних розрахункових вологостей в бік їх менших значень – $W_{роз} = 0,5 \div 0,55W_L$, але як ложку дьогтю додали значення і $W_{роз} = 0,95W_L$. В той же час таблиця 6 (с. 88) цього додатку 2 не передбачає розрахункових вологостей як $0,5W_L$, так і $W_{роз} > 0,75W_L$. Тай і відносна розрахункова вологість $0,75W_L$ згідно рис. 1 для більш легких ґрунтів відповідає середньому значенню коефіцієнта ущільнення $< 0,95$.

Тут ми бачимо типову неузгодженість між вимогами ГОСТ 22733 (ДСТУ Б В.2.1-12) та відомчими будівельними нормами щодо розрахунку різного типу дорожніх одягів. Щоб узгодити ці нормативні документи необхідно суттєво підвищити якість ущільнення ґрунтів, а це означає, що при ущільненні у виробничих умовах вологість зв'язних ґрунтів не повинна бути більше їх

вологості на межі розкочування. Якщо ж вона (вологість) більша за W_p , то треба за індивідуальним проектом розробляти додаткові заходи, що зазвичай приводить до збільшення вартості робіт порівняно із сприятливими (квітень-вересень) умовами будівництва, або виконувати роботи по спорудженню насипів тільки в цей сприятливий період.

Коли проаналізувати чинні ВБН В.2.3-218-008-97 [1] чи Зміну №1 до них 2007 року, то можна бачити, що автори цих документів не тільки не позбулись протиріч згаданих у попередніх нормативних документах [8, 9], а ще і збільшили кількість таблиць значень розрахункових вологостей начебто для більшої регіональної диференціації, за природним умовами території України, згідно методичних рекомендацій [10], що тільки необґрунтовано ускладнює роботу проектувальника при розробці конструкцій дорожніх одягів.

Суттєвим же недоліком цих методичних рекомендацій є те, що на **штучно добре ущільнені ґрунти** по-перше не можна поширювати залежності зміни вологостей у часі, типових для ґрунтів природного залягання у полі. По друге, не достатньо обґрунтованим слід вважати принцип штучного завищення розрахункової вологості і зменшення значень показників міцності і деформативності з метою збільшення товщини дорожньої конструкції в «запас» її міцності. Такий підхід лише дезорієнтує будівельників у їх ставленні до якості виконання робіт. До того ж деякі сучасні високоприбуткові прилади оцінки якості ущільнення ґрунтів, наприклад типу ZFG 02 дозволяють безпосередньо оцінювати динамічні модулі їх пружності у шарах, що досягаються в процесі ущільнення. І при вологостях більших за вологість на межі розкочування такі шари можуть бути не прийняті хоча і відповідають необхідним вимогам. І, взагалі, недоречно виражати в долях від W_L вологості менші за вологість на межі розкочування W_p . Відповідно до цього на рис. 4 представлено орієнтовний вигляд таблиці розрахункових значень показників деформативності і міцності **якісно ущільнених** згідно вимог [3] зв'язних ґрунтів, що узгоджуються із відповідними показниками ґрунтів природного залягання які представлені згідно таблиці В.2 [4] у термінах показника текучості I_L . Такі значення показників міцності і деформативності штучно ущільнених ґрунтів ще необхідно уточнити, але в майбутньому вони повинні замінити показники таблиці Д.7 (с. 88-89) [1] які на основі їх попереднього теоретичного аналізу не викликають особливої довіри як і аналогічні показники у відповідних таблицях раніше чинних нормативних документів.

Вид ґрунту за I_p	Конструктивний елемент	Показники міцності і деформативності	Інтервал текучості I_L	Інтервал ущільненості K_d	
				$1,1 > K_d > 1,0$	$1,1 > K_d > 1,0$
$I_p < 12$	Робочий шар	Е, МПа φ, град С, кПа	$-0,75 \leq I_L < -0,25$	≥ 100 ≥ 30 ≥ 35	—
	Все інше	Е, МПа φ, град С, кПа	$-0,25 \leq I_L < 0$	—	≥ 80 ≥ 25 ≥ 22
$I_p \geq 12$	Робочий шар	Е, МПа φ, град С, кПа	$-0,15 \leq I_L < -0,05$	≥ 140 ≥ 22 ≥ 70	—
	Все інше	Е, МПа φ, град С, кПа	$-0,05 \leq I_L < 0$	—	≥ 120 ≥ 18 ≥ 40

Рисунок 4 – Орієнтовний вигляд таблиці розрахункових значень показників деформативності і міцності ґрунтів для розрахунку жорстких і нежорстких дорожніх одягів

Висновки

Як показав комплексний аналіз великого діапазону зв'язних ґрунтів за числом пластичності стан який досягається ними при їх стандартному ущільненні як в лабораторних умовах, так і при **якісному ущільненні** на виробництві, відповідає твердому стану зв'язних ґрунтів за показником текучості (I_L). Навіть при додатковому до зволоженні в процесі експлуатації розрахункова вологість $W_{роз}$ цих ґрунтів зазвичай не повинна перевищувати їх вологості на межі розкочування (W_p). Тому цей стан і відповідні йому розрахункові значення показників міцності і деформативності краще представляти через показники текучості – I_L і відносної ущільненості – k_d (або коефіцієнт пористості – e), ніж через відносну вологість до межі текучості nW_L . Та і в цілому для всіх зв'язних ґрунтів їх розрахункова міцність і деформативність при якісному ущільненні повинні змінюватись у досить вузькому діапазоні відносних вологостей $0,50W_L - 0,65 W_L$. Тому надана у ВБН В.2.3-218-186 (Додаток Д) та ВБН В.2.3-218-008 (Додаток В) та Зміні №1 до ВБН В.2.3-218-008-97 (Додаток В) велика кількість таблиць щодо відносних

розрахункових вологостей не тільки не сприяє підвищенню надійності дорожніх покриттів автомобільних доріг, але і значно заплутує та ускладнює роботу проєктантів. Таким чином необхідно більше звернути уваги не стільки на розробку складної і малоефективної нормативної бази у цьому питанні скільки на підвищення вимог до лабораторної бази підрядчиків і їх оснащення сучасними високопродуктивними приладами для оперативного польового контролю якості робіт на основі статистичної оцінки досягнутих показників якості.

Література

1. ВБН В.2.3-218-186-2004. Споруди транспорту. Дорожній одяг нежорсткого типу. – К. : Укравтодор, 2004.
2. ВБН В.2.3-218-008-97. Проектування і будівництво жорстких та з жорсткими прошарками дорожніх одягів, зі змінами та доповненнями. – К. : Укравтодор, 1997.
3. ДСТУ Б В.2.1-12:2009. Ґрунти. Метод лабораторного визначення максимальної щільності. . – К. : Мінрегіонбуд, 2012.
4. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи і фундаменти споруд (Основні положення проєктування). . – К. : Мінрегіонбуд, 2009.
5. ДСТУ Б В.2.1-12:2009. Зміна №1 до Методу лабораторного визначення максимальної щільності. . – К. : Мінрегіонбуд, 2011.
6. Литвиненко А.С. Про фізичний зміст необхідної і достатньої величини густини сухого ґрунту зв'язних ґрунтів при спорудженні земляного полотна автомобільних доріг // Автошляховик України. 2011. – № 4. – С.21-27.
7. Литвиненко А.С. Ще до питання нормування ступеня ущільнення та контролю якості ущільнення ґрунтів земляного полотна автомобільних доріг // Дороги і мости : збірник наукових праць ДерждорНДІ. – 2012. – Вип. 12. – С. 90-101.
8. ВСН 46-72. Инструкция по проектированию дорожных одежд нежесткого типа. – М. : Транспорт, 1973.
9. ВСН 46-83. Инструкция по проектированию дорожных одежд нежесткого типа – М. : Транспорт, 1985.
10. Методические рекомендации по назначению расчетных параметров грунтов при проектировании дорожных одежд в УССР. Миндорстрой УССР ХАДИ Харьков 1974.

Онищенко А.М. канд. техн. наук, Гаркуша М.В., Аксьонов С.Ю., Білан О.О.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ МИКРОВОЛОКОН НА ПОВЫШЕНИЯ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ТА КОЛЕСТОЙКОСТИ АСФАЛЬТОБЕТОННОГО ПОКРЫТИЯ ВИПРОБУВАНОВОГО НА КІЛЬЦЕВОМУ СТЕНДІ

Анотація. В статті наведено отримані результати експериментальних досліджень, що підтвердили відомі дані про підвищення характеристик асфальтобетонів, армованих мікрОВОЛОКНАМИ: забезпечуються та покращуються стандартні властивості асфальтобетону, підвищується стійкість до дії повторних навантажень, покращується тріщиностійкість і колієстійкість асфальтобетону, армованого мікрОВОЛОКНАМИ.

Ключові слова: асфальтобетон армований мікрОВОЛОКНАМИ, армуючі мікрОВОЛОКНА, фізико-механічні властивості асфальтобетону, колієстійкість асфальтобетону, стендові випробування.

Аннотация. В статье приведены полученные результаты экспериментальных исследований, что подтвердили известные данные о повышении характеристик асфальтобетонов, армированных микро Волокнами: обеспечиваются и улучшаются стандартные свойства асфальтобетона, повышается устойчивость к действию повторных нагрузок, улучшается трещиностойкость и колеестойкость асфальтобетона, армированного микро Волокнами.

Ключевые слова: асфальтобетон армированный микро Волокнами, армирующие микро Волокна, физико-механические свойства асфальтобетона, колеестойкость асфальтобетона, стендовые испытания.

Annotation. In clause the received results of experimental researches are given, that have confirmed the known data on increase of the descriptions of the asphalt concretes, reinforced by microfibres: are provided and the standard properties

asphalt concretes are improved, the stability to action of repeated loadings raises, is improved crack stable and rutting stable asphalt concretes, reinforced by microfibres.

Key words: asphalt concretes reinforced by microfibres, reinforcing microfibres, physical and mechanical properties asphalt concretes, rutting stable of asphalt concretes, bench testing.

Вступ. У наш час для автомобільних доріг актуальним є питання з покращення експлуатаційного стану дорожнього покриття та підвищення безпеки дорожнього руху. У значній мірі на довговічність дорожнього покриття та безпеку руху, рівність покриття, що в значній мірі залежить від тріщиностійкості та колієстійкості асфальтобетонного покриття. Колієстійкість і зсувостійкість асфальтобетонного покриття визначається його фізико-механічними властивостями, і стійкістю до дії зсувних напружень, які виникають під дією колісного навантаження від транспорту, що рухається автомобільною дорогою [1, 2]. У теперішній час прогресивним напрямком підвищення тріщиностійкості та колієстійкості асфальтобетонних покриттів є метод армування з використанням різних армуючих матеріалів у тому числі мікроармуючих волокон. Дослідження мікроармованого асфальтобетону проводяться вже давно як в нашій країні так і за кордоном. Однак порівнюючи із зарубіжною практикою в Україні застосування мікроармуючих волокон для асфальтобетонів в останні 20 років носив епізодичний пошуковий характер, незважаючи на отримані позитивні результати від армування асфальтобетону мікрОВОлокнами, основою причиною стримування широкого практичного впровадження є не вирішення питання в технології введення мікрОВОлокон в асфальтобетонну суміш. Існуючі до цього часу обладнання та способи введення мікрОВОлокон в асфальтобетонну суміш не дозволяли отримувати однорідну суміш без комкування волокон водночас в останні роки в різних напрямках будівельного матеріалознавства інтенсивно і широко впроваджуються різноманітні волокна (фібра) із застосування ефективних технологій їх введення та перемішування в суміші, в тому числі за останні роки значно вдосконалено технологію виробництва асфальтобетонних сумішей із застосуванням мікрОВОлокон все це викликало потребу у з'ясуванні можливостей застосування мікрОВОлокон для приготування асфальтобетонних сумішей, влаштування із них асфальтобетонного покриття та перевірки його

поведінки під дією великовантажних транспортних засобів, використовуючи найбільш характерні і доступні для застосування мікрОВОлокна [3-9].

Аналіз впливу мікроармуючих волокон на властивості асфальтобетонів при лабораторних дослідженнях

Проблемою світового рівня є забезпечення надійності дорожнього одягу автомагістралей, від якого залежить вантажообіг і безпека учасників руху [1 2]. Багато в чому надійність доріг визначається якістю асфальтобетону і в першу чергу властивостями його в'язучого.

Конструкції дорожнього одягу досить часто не витримують інтенсивного руху сучасних транспортних засобів. Пов'язано це з багатьма факторами, на сам перед:

- не завжди забезпечується потрібна якість компонентів асфальтобетонної суміші (бітуму, мінерального заповнювача);
- підвищенням навантаження на вісь транспортних засобів, особливо автопоїздів;
- підвищенням дозволеної швидкості руху, особливо на дорогах категорії Іа, що призводить до збільшення динамічного удару від коліс транспортних засобів на дорожній одяг.

Вище наведені фактори, які суттєво зменшують нормативний строк служби дорожнього покриття. У той же час в будівельних конструкціях з мінеральних бетонів, у полімерних виробх підвищити фізико-механічні властивості композитів вдається шляхом мікро- і макроармування [3-9]. Дані елементи в об'ємно стиснутому стані набагато повніше перерозподіляють енергію напруження. Реалізація даного підходу в дорожніх бітумних в'язучих суттєво підвищить їх фізико-механічні властивості за рахунок утворення високомодульної сітки.

Як показав аналіз науково-технічної інформації, в останні десятиліття проведено досить багато досліджень по дисперсному армуванню будівельних матеріалів. Дисперсне армування різних композицій відбувається за рахунок введення в систему волокон (фібри), які ефективно перерозподіляють енергію механічних напружень [10-11].

При виконанні лабораторних робіт перевіряли підтвердження даних про вплив мікроармуючих волокон на покращення механічних властивостей асфальтобетону. З цією метою були використанні найбільш поширені типи

асфальтобетонів (тип Б та тип В), а також найбільш характерні мікрОВОлокна крупнотонажного виробництва, що доступні для мікроармування асфальтобетону.

В ході лабораторних досліджень оцінювали вплив мікрОВОлокон та їх вмісту на фізико-механічні властивості та розрахункові характеристики асфальтобетонів.

Згідно розроблених методик виготовлялись зразки з додаванням різної кількості мікрОВОлокон КС-12 (0,1-0,6%) в асфальтобетон типу В наступного складу: щебінь фракції 5-10 мм – 29 %; відсів фракції 0-5 мм – 65 %; мінеральний порошок – 6 %; бітум – 6 %; асфальтобетон типу Б: щебінь фракції 5-10 мм – 37 %; відсів фракції 0-5 мм – 56 %; мінеральний порошок – 7 %; бітум – 6,3 %.

На першому етапі роботи визначали вплив ВОлокон на фізичні властивості. З отриманих результатів досліджень фізичних властивостей асфальтобетону, а саме залежності його середньої щільності від вмісту мікрОВОлокон, видно (рис. 1, 2), що із збільшенням кількості ВОлокон щільність асфальтобетону (при оптимальній кількості бітуму БНД 60/90 – 6,0%) зменшується. Це приводить до збільшення величини водонасичення та набрякання (рис. 1).

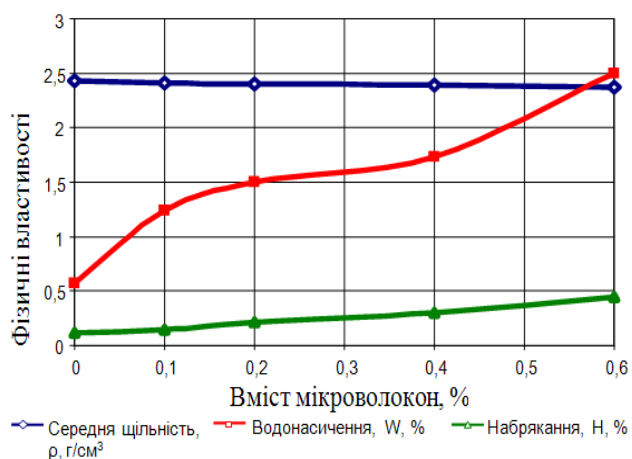


Рисунок 1 – Залежність фізичних властивостей асфальтобетону типу В від вмісту мікрОВОлокон

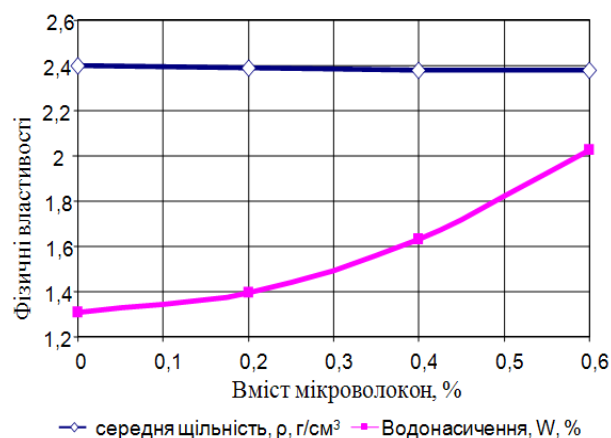


Рисунок 2 – Залежність фізичних властивостей асфальтобетону типу Б від вмісту мікрОВОлокон

Отримані результати фізичних властивостей асфальтобетону показали, що зі збільшенням кількості ВОлокон всі показники погіршуються, а саме

середня щільність, водонасичення та набрякання. Це говорить про те, що при введенні мікрОВОЛОКОН необхідно збільшувати вміст бітуму. Тому на основі отриманих результатів згідно рис. 1 було поставлене завдання оцінити вплив різної кількості бітуму при оптимальній кількості ВОЛОКОН, а саме 0,4% і 0,6% (рис. 3, 4), на властивості асфальтобетону.

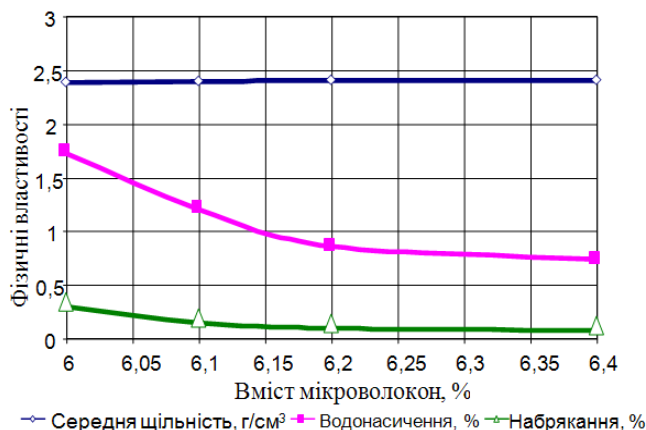


Рисунок 3 – Залежність фізичних властивостей асфальтобетону типу В від вмісту бітуму при оптимальній кількості мікрОВОЛОКОН – 0,4%

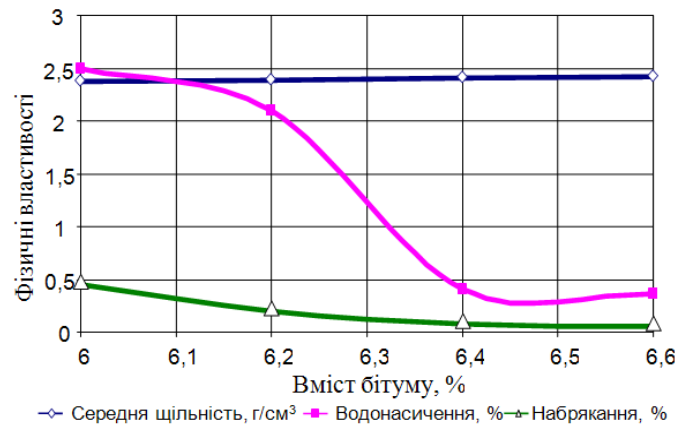


Рисунок 4 – Залежність фізичних властивостей асфальтобетону типу В від вмісту бітуму при оптимальній кількості мікрОВОЛОКОН – 0,6%

На другому етапі досліджень оцінювали вплив мікрОВОЛОКОН на механічні властивості асфальтобетону. Результати представлені на рис. 5-9.

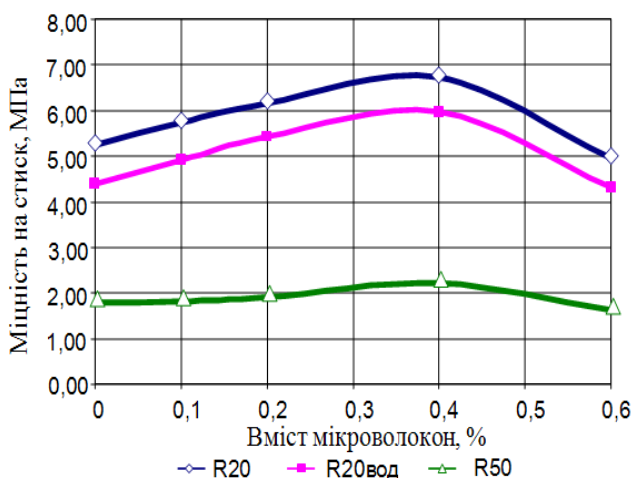


Рисунок 5 – Залежність міцності асфальтобетону типу В від вмісту мікрОВОЛОКОН

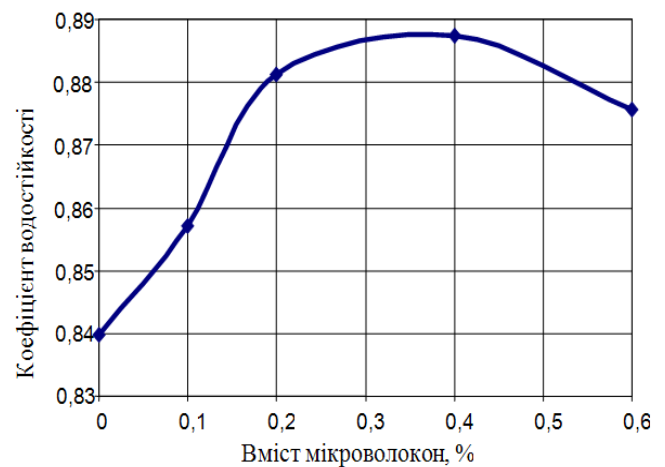


Рисунок 6 – Залежність коефіцієнта водостійкості асфальтобетону типу В від вмісту мікрОВОЛОКОН

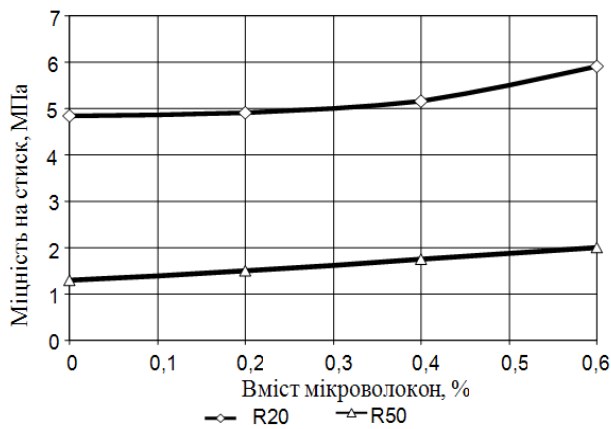


Рисунок 7 – Залежність міцності асфальтобетону типу Б від вмісту мікрОВОЛОКОН

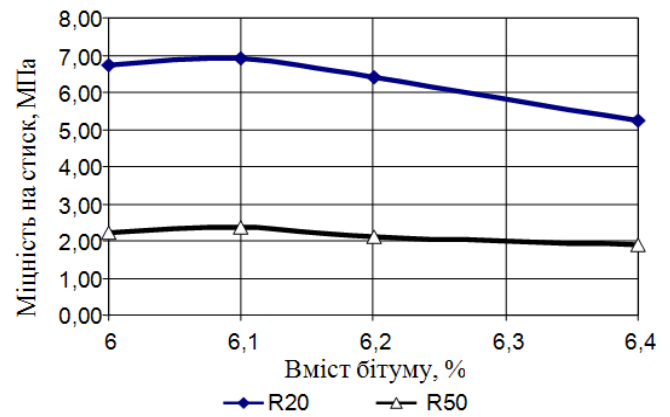


Рисунок 8 – Залежність міцності асфальтобетону від вмісту бітуму при оптимальній кількості мікрОВОЛОКОН – 0,4%

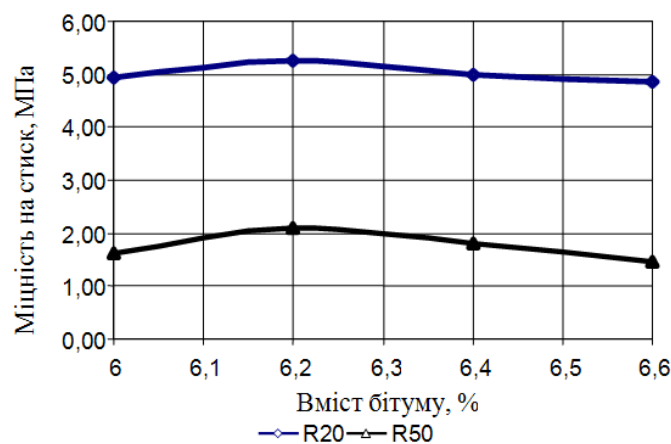


Рисунок 9 – Залежність міцності асфальтобетону типу В від вмісту бітуму при оптимальній кількості мікрОВОЛОКОН – 0,6%

Отримані результати фізико-механічних показників асфальтобетону, армованого різною кількістю мікрОВОЛОКОН при різному вмісті бітуму, дозволи встановити оптимальну кількість мікрОВОЛОКОН для асфальтобетону типів В, Б, а саме 0,4-0,6%.

На третьому етапі досліджень оцінювали вплив мікрОВОЛОКОН на розрахункові характеристики асфальтобетону, результати яких представлені у табл. 1.

Таблиця 1 – Розрахункові характеристики армованого асфальтобетону

Кількість волокон, %	Асфальтобетон			
	Тип В		Тип Б	
	E , МПа	R_{32} , МПа	E , МПа	R_{32} , МПа
0	2570	9	3268	9,9
0,1	2670	9,4	3456	10,2
0,2	2723	10,5	3589	10,7
0,4	2762	11	4200	11,8
0,6	2743	10,5	4358	12,2

Таким чином отримані результати лабораторних досліджень показали про можливість створення рецептів асфальтобетонів, армованих мікрОВОлокнами, що задовольняють або можуть і покращувати стандартні властивості асфальтобетонів. Введення мікроармуючих волокон дозволяє отримувати однорідну асфальтобетонну суміш, що легко ущільнюється методами укочування. Асфальтобетон армований мікрОВОлокнами має підвищені фізико-механічні характеристики, порівнюючи з контрольним складом асфальтобетонів без мікрОВОлокон. В результаті лабораторних досліджень R_{32} асфальтобетону типу В збільшується до 18% в порівнянні з традиційним, а R_{32} асфальтобетону типу Б збільшується до 19% в порівнянні з традиційним. А модуль пружності асфальтобетону типу В збільшується до 7% в порівнянні з традиційним, а модуль пружності асфальтобетону типу Б збільшується до 25% в порівнянні з традиційним.

Стендові випробування асфальтобетону, армованого мікрОВОлокнами. При стендових випробуваннях здійснювали проїзди випробувальних транспортних засобів по влаштованим ділянкам ДНТЦ Доржості, за якими вели спостереження. Співставляли поведінку асфальтобетонного покриття на дослідних ділянках із мікроармованого асфальтобетону із поведінкою покриття із щебенево-мастикового асфальтобетону на суміжних секціях кільцевого стенду [11].

Витривалість асфальтобетону визначалась шляхом оцінки колієстійкості покриття під дією проходів електромобілів з навантаженням на кожну вісь рівному розрахунковому, що становило 11,5 т. Перед початком руху електромобілів, і далі після кожних 400 обертів стенду (один оберт стенду

дорівнює двом проходам електромобілів або чотирьом проходам розрахункових осей по кожному з контрольних створів), проводилися виміри поперечного профілю покриття стенду на контрольних створах. На рисунках 10, наведено зовнішній вигляд покриттів з армованих асфальтобетонів після 400, 4000 та 6400 обертів стенду відповідно. Для порівняння колійності, що виникла на покритті з армованого асфальтобетону і на покритті з асфальтобетону без мікрОВОЛОКОН, виконували виміри поперечного профілю на створах секцій II, III і IV з покриттям влаштованим з традиційних асфальтобетонів типу Б і ЩМА. Результати вимірів на створах було оброблено і за цими даними побудовано графіки інтенсивності утворення колії, які наведено на рисунках 11-12.



Рисунок 10 – Вигляд покриття з асфальтобетону армованого мікрОВОЛОКНАМИ КС- 12 після 6400 обертів стенду

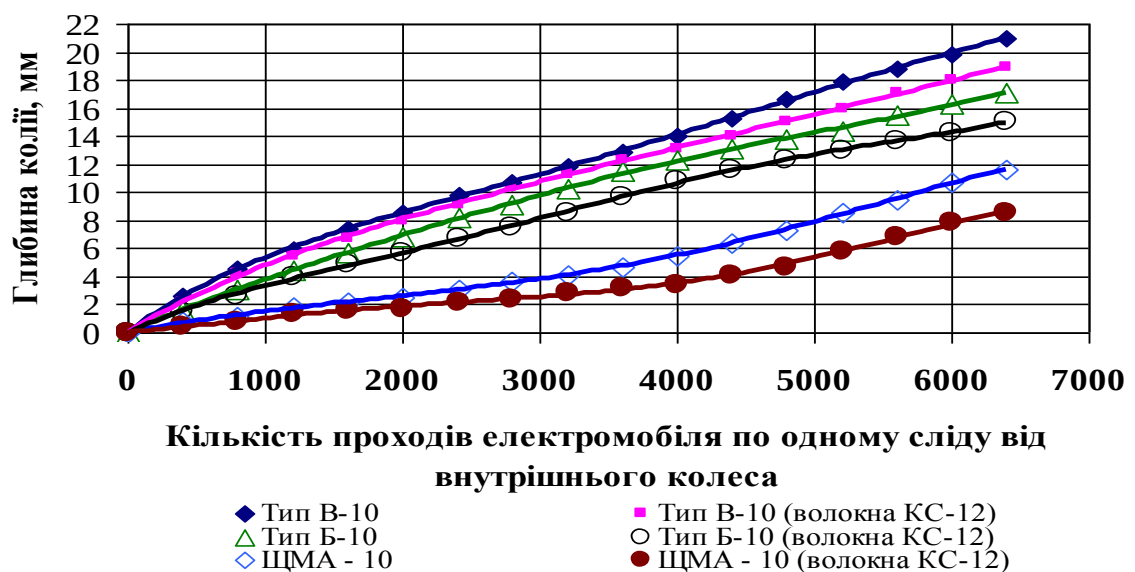


Рисунок 11 – Інтенсивність утворення колії покриття від кількості проходів електромобіля (внутрішнє колесо)

Аналіз інтенсивності утворення колії показав, що глибина колії, яка утворилася на даному секторі, де влаштований тип асфальтобетону В-10 після 6400 проходів електромобіля при температурі покриття 56 °С на внутрішній стороні кола становила 21 мм, при цьому типу В-10 з волокнами КС-12 вона зменшилася на 2 мм, для типу Б-10 колія становила 17 мм, для типу Б-10 з волокнами вона зменшилася на 2 мм, для ЩМА-10 становила 12 мм, в ЩМА-10 з волокнами КС-12 вона зменшилася на 3 мм.

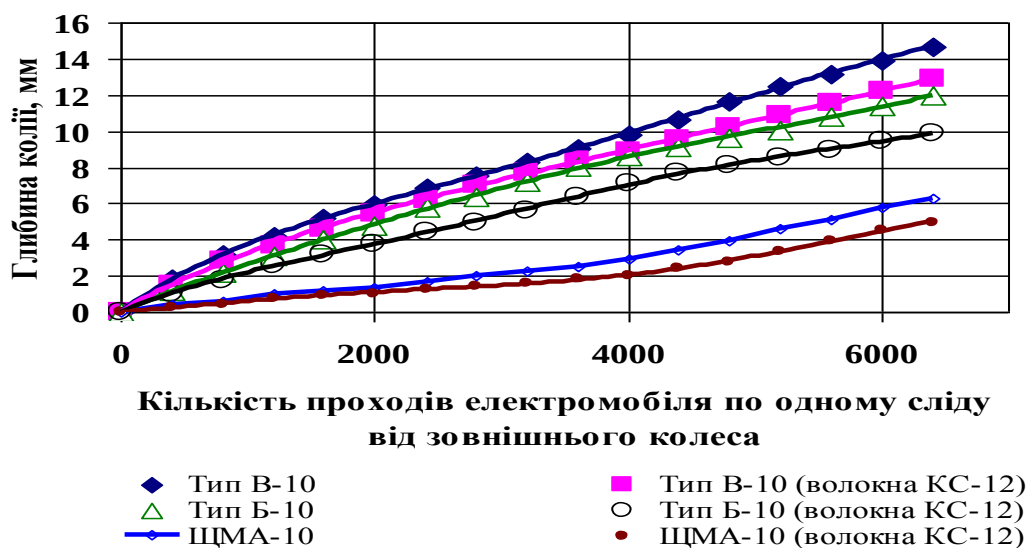


Рисунок 12 – Інтенсивність утворення колії покриття від кількості проходів електромобіля (зовнішнє колесо)

Аналіз інтенсивності утворення колії показав, що глибина колії, яка утворилася на даному секторі, де влаштований тип асфальтобетону В-10 після 6400 проходів електромобіля при температурі покриття 56 °С на зовнішній стороні кола становила 15 мм, при цьому типу В-10 з волокнами КС-12 вона зменшилася на 2 мм, для типу Б-10 колія становила 12 мм, для типу Б-10 з волокнами вона зменшилася на 2 мм, для ЩМА-10 становила 6 мм, в ЩМА-10 з волокнами КС-12 вона становила 5 мм.

Оцінка ефективності застосування армуючих мікрОВОЛОКОН в асфальтобетоні. Якість армуючих мікрОВОЛОКОН в асфальтобетоні повинно

відповідати вимогам нормативно-технічної документації, підтверджуватися документом про якість і контролюватися за методами, наведеними у нормативній документації на мікрОВОлокна конкретного виду (ДСТУ, ГОСТ, ТУ).

Ефект дії армуючого мікрОВОлокна визначають шляхом зіставлення значень показників якості асфальтобетонів, армованих мікрОВОлокнами, і контрольного складу (без армуючого мікрОВОлокна) [11].

Показник армуючої здатності (P_{AMB}) асфальтобетону, армованого мікрОВОлокнами, характеризує його спроможність збільшувати міцність на розтяг при розколі.

Показник армуючої здатності асфальтобетону армованого мікрОВОлокнами визначають за формулою:

$$P_{AMB} = (R_p - R_{pa}), \quad (1)$$

де R_p – границя міцності на розтягування при вигині в неармованому асфальтобетоні (визначається згідно ДСТУ Б В.2.7-89-99);

R_{pa} – границя міцності на розтягування при вигині в асфальтобетоні, армованому мікрОВОлокнами (визначається згідно ДСТУ Б В.2.7-89-99).

Ефективним вважаються мікрОВОлокна, які забезпечують найбільше значення показника армуючої здатності (P_{AMB}) асфальтобетону, армованого мікрОВОлокнами.

Показник економічної ефективності асфальтобетону, армованого мікрОВОлокнами, визначається за формулою:

$$P_E = P_{AMB} / E_2 - E_1 \quad (2)$$

де P_{AMB} – показник армуючої здатності;

E_1 – кошторисна вартість влаштування 1 м² конструкції дорожнього одягу без мікрОВОлокон;

E_2 – кошторисна вартість влаштування 1 м² конструкції дорожнього одягу з використанням мікрОВОлокон.

Ефективним вважається мікрОВОлокно, яке має найбільше значення показника економічності.

Вибір мікрОВОлокон для підвищення стійкості асфальтобетонних покриттів до утворення колії полягає в порівнянні їх показника економічності за величиною та призначення для застосування того з них, який забезпечує найбільше значення.

Висновки

Ефективність мікроармуванням асфальтобетону і його модифікації (мікроармуванням) короткими волокнами показав, що фізичні властивості, характеристики та зносостійкість асфальтобетону можуть бути поліпшені за рахунок вводу волокон в невеликій кількості. Ефективність цього методу і армуючий ефект головним чином залежать від природи волокна який може бути підсилено спеціальною підготовкою поверхні волокна перед використанням.

Встановлено, що відходи волокон, включаючи кордне волокно зношених автомобільних шин, можуть ефективно використовуватися для мікроармування асфальтобетону. Однак насамперед повинно бути вирішено проблему низької сумісності кордного волокна з бітумом. Для покращення сумісності компонентів в системах волокно/бітум та кращого розподілу волокна в бітумі, а отже і в асфальтобетоні, поверхню волокна треба активізувати (функціоналізувати) фізичною, хімічною, радіаційною чи комбінованою обробкою.

Аналіз результатів проведених стендових випробувань асфальтобетонних покриттів влаштованих сумішей армованих мікрОВОлокнами з відходів переробки автомобільних шин на колієстійкість і тріщиностійкість дозволяє зробити такі висновки:

1. Покриття, влаштовані з асфальтобетонних сумішей армованих мікрОВОлокнами при низьких температурах мають колієстійкість порівняну з колієстійкістю покриттям з ЩМА-10;

2. При високих плюсових температурах колійність збільшується, але за величиною суттєво не відрізняється від колійності, що виникає на покритті з ЩМА-10.

3. Ці експериментальні дослідження, які були виконанні під керівництвом д-ра тех. наук, професора Мозгового В.В.. Колектив авторів йому висловлює щирю подяку.

Література

1. ДВН В 2.3-4-2007 Споруди транспорту. Автомобільні дороги.
2. ВСН 46-83 Инструкция по проектированию дорожных одежд нежесткого типа.
3. Pat. 4422878 (US), 1991. Asphalt compositions / Frank R.
4. Новицкий АГ, Мазур ВЛ. Базальтовые волокна для армирования бетона // Хімічна промисловість України. – 2003. – Т. 3. – С. 39-42.
5. Акулич А.В. Структура и свойства дисперсно-армированных асфальтобетонов // Автореферат дис. канд. тех. наук., Минск, 17, 1987.
6. Viatop. Fibrogranules in the road building. Advertisement booklet, J. Rettenmayer & Zene, Gmbh Co., Holzmule, Germany, 8, 2004.
7. Pat. 5460649 (US), 1995. Fiber-reinforced rubber asphalt composition / David R.
8. Лукашевич В.Н. Дисперсное армирование и двухстадийная технология приготовления асфальтобетонных смесей. – Томск: ТГАСУ, 2000. – 233 с.
9. Маргайлик Е. Дисперсно-армированный асфальтобетон в конструкциях дорожных одежд//Строительство и недвижимость. – 1998. – №44.
10. Р.В.2.7-218-02071168-751:2009 Рекомендації з технології приготування асфальтобетонних сумішей модифікованих полімерно-армуючими добавками та влаштування покриттів з підвищеною теплостійкістю та зсувостійкістю.
11. Р.В.2.7-218-21476215-796:2011. Рекомендації щодо застосування асфальтобетонних сумішей з армуючими мікрОВОлокнами.

УДК 625.7/.8

Аленіч М.Д., канд. техн. наук

ЗАРУБІЖНИЙ ДОСВІД ЗАСТОСУВАННЯ ХОЛОДНОЇ РЕГЕНЕРАЦІЇ АСФАЛЬТОБЕТОННИХ ПОКРИТТІВ

Анотація. Проаналізовано досвід застосувань холодної регенерації в США і країнах Західної Європи. Наведені машини і в'язучі матеріали, які використовуються для холодної регенерації. Викладені переваги холодної регенерації перед іншими технологіями ремонту асфальтобетонних покриттів.

Ключові слова: Асфальтобетонне покриття, холодна регенерація, бітумна емульсія, спінений бітум, змішувач укладальник, ущільнення.

Аннотация. Проанализирован опыт применений холодной регенерации в США и странах Западной Европы. Приведены машины и вяжущие материалы, которые используются для холодной регенерации. Изложены преимущества холодной регенерации перед другими технологиями ремонта асфальтобетонных покрытий.

Ключевые слова: асфальтобетонное покрытие, холодная регенерация, битумная эмульсия, вспененный битум, смеситель укладчик, уплотнение.

Annotation. The experience cold regeneration applications in the U.S. and Western Europe. These machines and binder used to Cold regeneration. Stated advantages over other cold regeneration technology repair asphalt surfaces.

Key words: asphalt pavement, cold regeneration, bitumen emulsion, foamed bitumen mixer stacker, packing.

Сучасний спосіб ремонту-регенерація являє собою переробку пошкодженого матеріалу покриття, що дозволяє підвищити транспортно-експлуатаційні показники дороги. Регенерацію старого асфальтобетону здійснюють гарячим або холодним способом.

Технологія гарячої регенерації (ГР) полягає в розігріві тепловою енергією інфрачервоного випромінювання, подрібненні за допомогою гарячого фрезерування, перемішування суміші на дорозі або в спеціальних установках (з додаванням або без додавання добавок, що регенерують), розподілу отриманої суміші на дорозі і ущільненні. Технологія холодної регенерації (ХР) полягає в подрібненні матеріалу покриття (у деяких випадках із захватом частини основи) переважно за допомогою холодного фрезерування, перемішуванні суміші на дорозі або в спеціальних установках (з додаванням або без додавання в'язучого і інших добавок), розподілі утриманої суміші і її ущільненні.

Органо-мінеральна суміш, що утворилася при подрібненні пошкодженого асфальтобетону, називають асфальтовий гранулят (АГ). При додаванні в АГ в'язучого утворюється асфальтогранулобетонна суміш (АГБ-суміш). Холодна регенерація асфальтобетонних покриттів вигідно відрізняється від традиційних способів ремонту і гарячої регенерації своєю економічністю. Технологія ХР по ресурсозбереженню не має собі рівних – вона дозволяє найбільш ефектно використовувати матеріал старого дорожнього одягу. Крім того, проведення робіт без розігріву матеріалу завдає мінімальної шкоди навколишньому середовищу і органо-мінеральному матеріалу.

Способи холодної регенерації шарів дорожнього одягу одержали значний розвиток за кордоном. Якщо в 70-80-х роках минулого століття цю технологію використовували для ремонту другорядних доріг, то останнім часом ці способи знаходять усе більш широке застосування на дорогах вищої категорії.

За кордоном розвиток способів ХР ішло по двох напрямках: удосконалення обладнання і розширення видів добавок, що регенерують.

Наприкінці 70-х років до появи машин для холодного фрезерування покриттів (холодні фрези) у США, старий дорожній одяг розламували на шматки. Грудковий матеріал подрібнювали в пересувних молоткових дробарках. Потім асфальтогранулят збирали у валик, вводили в'язуче у вигляді

катіонної емульсії нафтових масел, перемішували компоненти, розкладали суміш автогрейдером, після чого суміш ущільнювали.

Поява холодних фрез дала поштовх до розвитку технології ХР. На початку 80-х років фірма Barber – Green у США розробила роторний профілювальник, що поєднує операції розпушування його з в'язучим за одним прохід. Ця машина регенерувала асфальтобетонні шари покриття одночасно із шаром основи з необроблених матеріалів загальною товщиною до 28 см.

У другій половині 80-х років широке застосування у США одержує важка фреза фірми Bomag. Вона виконувала ті ж операції, що й роторний профілювальник, але мала менше розміри і глибину фрезерування до 25 см.

У штатах Айова і Канзас (США) технологію ХР із використанням бітумної емульсії широко застосовують для запобігання або зменшення утворення відображених тріщин у покритті.

У штаті Огайо ділянку старого покриття регенерували на глибину 10 см з додаванням емульсії у кількості 4,5% від маси АГ. Рух транспортних засобів відкрили через 7-12 днів, після чого на регенерований шар нанесли підґрунтовку і уклали шар підсилення товщиною 7-5 см.

В 90-х роки в США з'явилося нове покоління машин, які можуть бути використані для технології ХР і зміцнення ґрунтів. Це дорожні стабілізатори на колісному ході із глибиною розпушування до 50 см.

Машини виконують операції фрезерування покриття і перемішування АГ з в'язучим і добавками під кожухом фрезерного барабана.

У США технології холодного фрезерування приділяється досить велика увага. У середині 70-х років була створена Асоціація по регенерації і відновленню асфальтобетонних покриттів, учасники якої на щорічних семінарах обмінюються інформацією про досягнення в цій галузі.

У Франції технологія ХР одержала розвиток після ознайомлювальної поїздки французьких фахівців у 1981р. у США. Наступного року був випробуваний спосіб ХР із застосуванням бітумної емульсії на дорозі з інтенсивністю 10 тис. авт./добу. Через два роки спостереження був зроблений висновок, що працездатність регенерованого асфальтобетону не гірша, ніж шарів зі звичайного асфальтобетону.

Французька фірма Colas розробила устаткування із технологією ХР на місці з використанням бітумної емульсії. Фреза Novacol фрезерує покриття на 25 см із шириною захвата 3,8 м, штовхаючи перед собою цистерну з емульсією, перемішує АГ з емульсією і укладає суміш у вигляді валика. Планування шару здійснюють автогрейдером або асфальтоукладальником. Цей спосіб одержав назву Новакол, а його модифікацією є подача суміші за допомогою спеціальної машини безпосередньо в асфальтоукладач.

З 1987 р. спосіб Новакол одержав поширення в Італії, Нідерландах і ФРН.

Французька фірма Beugnet в 1986 р. подала заявку на спосіб Факір, що передбачає регенерацію дорожнього одягу із застосуванням цементу. Покриття фрезерувалось на глибину до 33 см шириною 2 м.

Комплект машин міг рухатися зі швидкістю 5 м/хв. Спосіб Факір призначався для підсилення дорожнього одягу.

В 1987 р. з'явилася удосконалена модель регенераційної машини ARC-700. Машина обладнана трьома гусеницями, брусом для дроблення покриття, фрезерним барабаном з 280-ма зубами з наконечниками з карбїду вольфраму, плаваючим ножом для вирівнювання шару, лопатевим змішувачем поздовжнього типу, шнеком для розподїлу суміші і вирівнюючим брусом.

У ФРН технологією холодної регенерації почали застосовувати з 1986 р. з появою стабілізера 2000VC-R, створеного на базі холодної фрези 2000VC фірми Wirtgen. Глибина фрезерування досягала 30 см, робоча швидкість 5м/хв.

Стабілізер міг працювати в чотирьох режимах: з подачею асфальтогрануляту в автомобілі-самоскиди; з укладанням його у валик між гусеницями; з укладанням у валик збоку від оброблюваної смуги; з розподїлом суміші на ширину оброблюваної смуги з попереднім ущільненням.

В 1993 р. фірма Wirtgen на базі реміксера створила змішувач-укладальник на CR 4500, створила обробляти смугу шириною від 3 до 4,5 м. Змішувач-укладальник обладнаний ємкостями для води, емульсії і цементу, прийомним бункером для нового мінерального матеріалу, фрезерним барабаном, змішувачем цементу з водою, двох вальним змішувачем цементу з водою, двох вальним змішувачем цементу з водою, двохвальним змішувачем асфальтогрануляту з в'язучим і ущільнюючим робочим органом.

Фірма Wirtgen випустила у 1994 р. машину на колісному ході WR 2500, що може подрібнювати старий дорожній одяг із зволоженням суміші, а також регенерувати дорожній одяг з додаванням емульсій, спіненого бітуму, цементу і комплексного в'язучого.

Стабілізер WR 2500 витиснув з ринку машину типу 2100DCR через її високу вартість. З 1996 р. цей стабілізер використовується в різних країнах (Бельгії, Бразилії, Іспанії та ін.). У Бельгії на одній з доріг пакет шарів старого асфальтобетонного покриття подрібнювали з перетворенням його в шари основи без додавання в'язучого. Був також укріплений шар старої основи із застосуванням CaCl_2 .

В Іспанії при ремонті кільцевої дороги C-612 регенерацію здійснювали на глибину 15 см з використанням комплексного в'язучого, що включає цемент, бітумну емульсію і воду.

Дорога була відразу відкрита для руху, а захисний шар асфальтобетону товщиною 5 см. Був укладений тільки на 21 день.

У Норвегії найбільша дорожньо-будівельна фірма Nodest Vei в 1996-97 рр. виконала роботи з використанням стабілізера на 400 тис. м^2 ; 25% цього обсягу було виконано з застосуванням спіненого бітуму.

Спінені бітуми для холодної регенерації вперше були застосовані в США. Використання їх було менш поширене, ніж емульсій. Більш широкому використанню спінених бітумів сприяла поява стабілізерів, оснащених спеціальним пристроєм для спінення бітуму. Важливою перевагою способу холодної регенерації із застосуванням спіненого бітуму є можливість негайного відкриття дороги для руху транспортних засобів.

В Росії холодну регенерацію почали застосовувати в 1997 р., хоч говорити про широке застосування цієї технології як в Росії, так і в Україні ще зарано.

ЗАКОНОМІРНОСТІ ФОРМУВАННЯ ШВИДКІСНИХ РЕЖИМІВ МІСЬКИХ ВУЛИЦЬ І ДОРІГ В ЗАЛЕЖНОСТІ ВІД СТАНУ ЇХ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ

Анотація. Проведено дослідження процесу формування швидкісних режимів міських вулиць і доріг в специфічних умовах міських населених пунктів в залежності від стану вулиць і доріг та умов роботи їх дорожніх конструкцій.

Ключові слова: швидкісні режими міських вулиць і доріг, рівність проїзної частини.

Аннотация. Проведено исследование процесса формирования скоростных режимов городских улиц и дорог в специфических условиях городских населенных пунктов в зависимости от состояния улиц и дорог и условий работы их дорожных конструкций.

Ключевые слова: скоростные режимы городских улиц и дорог, ровность проезжей части.

Annotation. A study of the formation of high-speed modes of city streets and roads in the specific conditions of the urban areas, depending on the condition of the streets and roads and working conditions of road constructions.

Key words: speed modes of city streets and roads, evenness of the carriageway.

Доведено, що ефективність транспортної роботи міських вулиць і доріг найбільш доцільно оцінювати за їх швидкісними режимами [1 – 3].

Швидкість руху автомобілів є техніко-економічним показником, який миттєво реагує на зміну всіх без винятку факторів, які приймають участь у її формуванні.

Найбільший інтерес з точки зору експлуатації міських вулиць і доріг представляють дослідження закономірностей впливу стану їх проїзної частини на швидкісні режими вулиць і доріг. Такий інтерес перш за все продиктований необхідністю пошуку шляхів удосконалення методів обґрунтування системи дорожньо-ремонтних робіт в специфічних умовах міських населених пунктів

оскільки зазначені закономірності забезпечують основну вимогу часу, яка продиктована гострим дефіцитом фінансових та матеріально-технічних ресурсів – встановлюють прямі зв'язки між станом проїзної частини та тягово-швидкісними і паливно-економічними показниками роботи рухомого складу транспорту. Сьогодні основним критерієм відбору будь-якої системи ремонтно-експлуатаційних робіт повинен бути виключно мінімум середньорічних дорожньо-транспортних витрат.

Дослідженням швидкісних режимів доріг присвячено ряд робіт вітчизняних дослідників [1 – 5]. Переважну частину цих досліджень проводили в умовах служби доріг загального користування, частина з них була направлена на вирішення задач пов'язаних із безпекою руху та ін. Сьогодні дана задача для умов служби доріг загального користування практично вирішена. Науковцями отримано необхідні залежності, які покладені в основу впровадженої в системі Укравтодору системи управління станом покриттів (СУСП).

Досліджень які дозволили б встановити прямі зв'язки між станом проїзної частини і швидкісними режимами руху автомобілів в умовах міських населених пунктів не проводили.

Дана задача вирішувалася автором в межах дисертаційного дослідження, яке проводилося на базі Національного транспортного університету (НТУ) [6].

Багатьма дослідниками доведено, що інтегральним показником транспортного стану проїзної частини доріг є її рівність, до зміни якої в часі призводять практично всі процеси, які протікають в дорожній конструкції в період її експлуатації. Тому транспортно-експлуатаційний стан міських вулиць і доріг оцінювався показником рівності за показаннями поштовхоміра. Формування системи ділянок підконтрольної експлуатації проводили на основі математичних методів планування експерименту. До переліку основних специфічних вимог, яких прийнято було дотримуватися при формуванні системи ділянок підконтрольної експлуатації для дослідження швидкісних режимів руху автомобілів було віднесено:

- система ділянок підконтрольної експлуатації повинна включати міські вулиці і дороги різних груп (категорій);
- до системи ділянок підконтрольної експлуатації необхідно включати ділянки міських вулиць і доріг різних населених пунктів, які географічно розташовані в різних дорожньо-кліматичних зонах України;

- загальна протяжність ділянок повинна складати більше 600 – 700 м.;
- на ділянках повинні бути відсутні перехрестя, наземні пішохідні переходи та світлофорні об'єкти;
- ділянки вулиць і доріг повинні бути близькими до прямолінійних та горизонтальних і мати різний технічний стан проїзної частини.

Виконання цих вимог при формуванні систем ділянок забезпечує створення необхідні умови для збору статистичних даних та побудови математичних зв'язків між вхідними і вихідними параметрами процесу дослідження.

З метою остаточного формування систем ділянок підконтрольної експлуатації аналізували вулично-дорожні мережі м. Києва, Чернігова, Житомира, Вінниці. Під час аналізу були використані результати їх попередніх візуальних та інструментальних обстежень, які проводили з використанням ходової лабораторії НТУ. Також при формуванні системи ділянок використовували матеріали обстеження комісій міських комунальних дорожніх господарств, технічні паспорти вулиць і доріг та інформацію про заплановані їх ремонти.

Перелік дорожніх об'єктів групи А, які з урахуванням вищезазначених вимог було включено до системи піддослідних ділянок приведено в табл. 1.

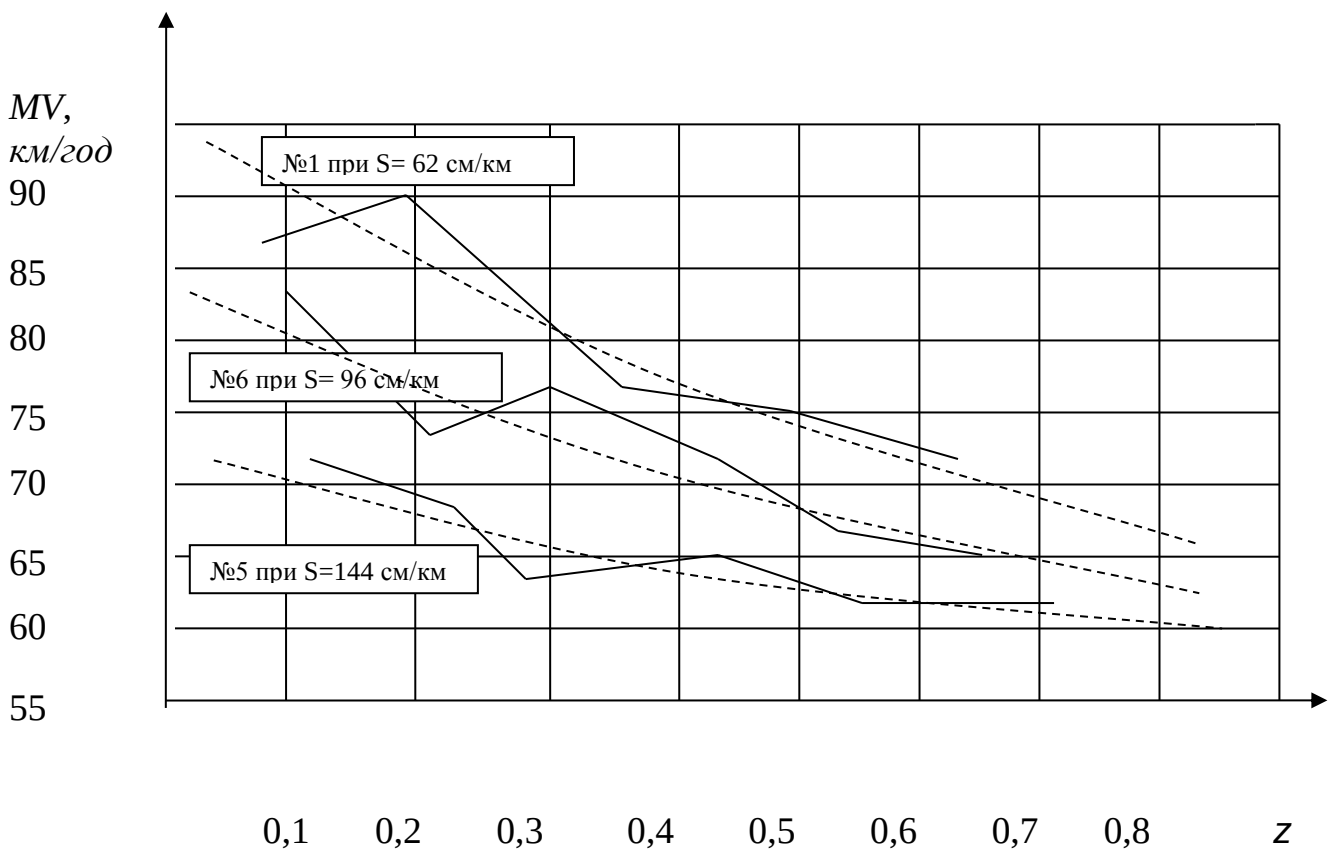
Таблиця 1 – Система піддослідних ділянок підконтрольної експлуатації групи А

№ п/п	Назва міста	Назва вулиці	Середньозважений показник рівності проїзної частини $S_{с-36}$, см/км
1	м. Київ	пр-т 50-ти річчя Жовтня (від вул. Гната Юри до Кільцевої дороги)	62
2	-//-	пр-т Червонозоряний (від Севастопольської площі до вул. Андрія Головка)	75
3	-//-	пр-т космонавта Комарова (від вул. Івана Лепсе до вул. Тимофія Строкача)	162
4	м. Чернігів	пр-т Миру (від вул. Котляревського до вул. Бойової)	124
5	м. Вінниця	вул. Данила Нечая (від вул. Енгельса до вул. Московської)	144
6	м. Житомир	вул. Київська (від вул. Східної до	96

Оскільки дані піддослідні ділянки мають багатосмугову проїзну частину, то з урахуванням стохастичності процесу вибору смуги руху загальний показник рівності обчислювали як середньозважений S_{c-3B} по напрямку. Побудова математичних моделей для визначення S_{c-3B} для міських вулиць і доріг з різною кількістю смуг руху детально описана в [7].

Задача побудови математичних моделей швидкісних режимів руху автомобілів на міських вулицях і дорогах зводилася до визначення конкретних математичних зв'язків між показниками рівності і завантаженості рухом проїзної частини ділянок підконтрольної експлуатації та характеристиками розподілів миттєвих швидкостей руху автомобілів на них MV і σ_v .

Загальний вигляд функцій $MV^m = f(S, z)$ і $\sigma_v^m = j(S, z)$, де m – група міських вулиць і доріг, встановлювали на основі графічного представлення емпіричних даних про характеристики розподілів MV і σ_v . На рис. 1 і 2 як приклад представлені емпіричні зв'язки $MV^A = f(S, z)$ і $\sigma_v^A = j(S, z)$ за отриманими експериментальними даними.



а)

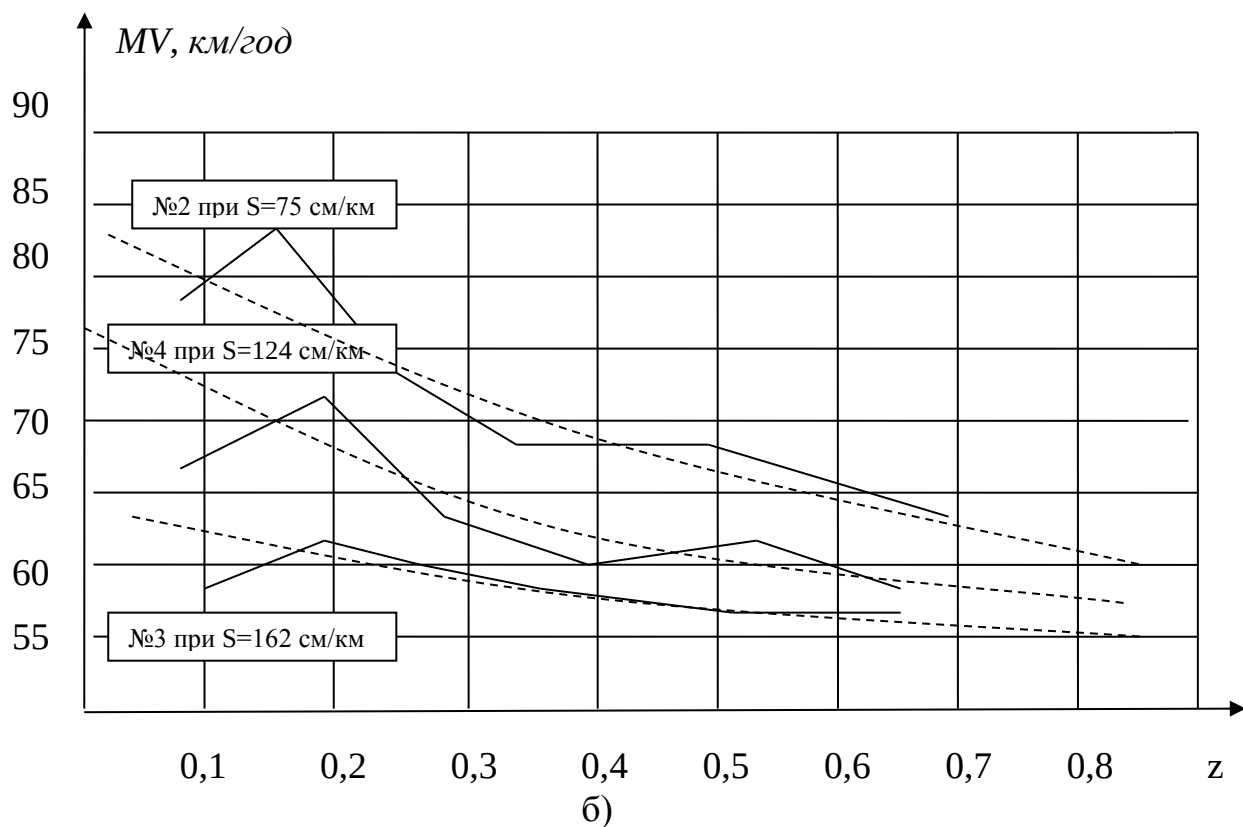
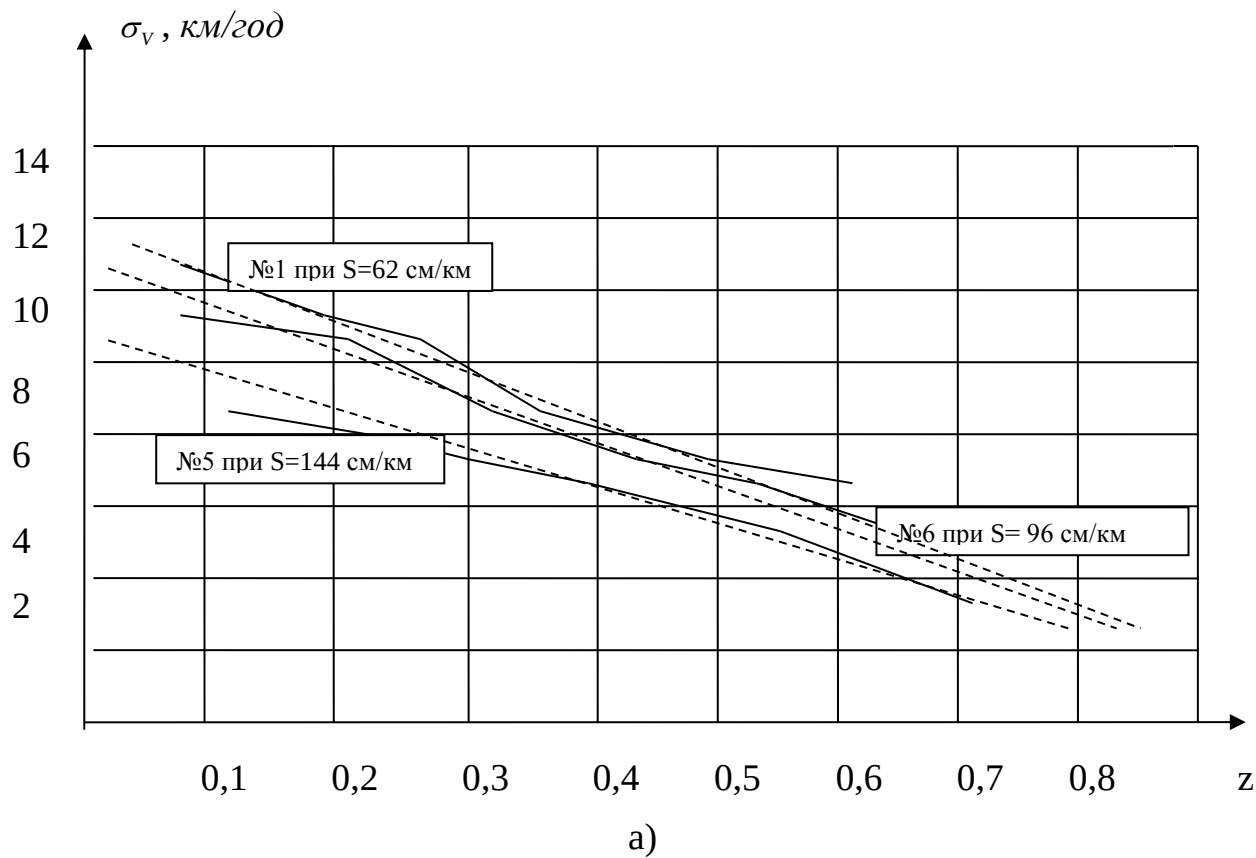


Рисунок 1 – Графічне представлення емпіричного зв'язку $MV^A = f(S, z)$: а) для дорожніх об'єктів №1, 5, 6; б) для дорожніх об'єктів №2, 3, 4



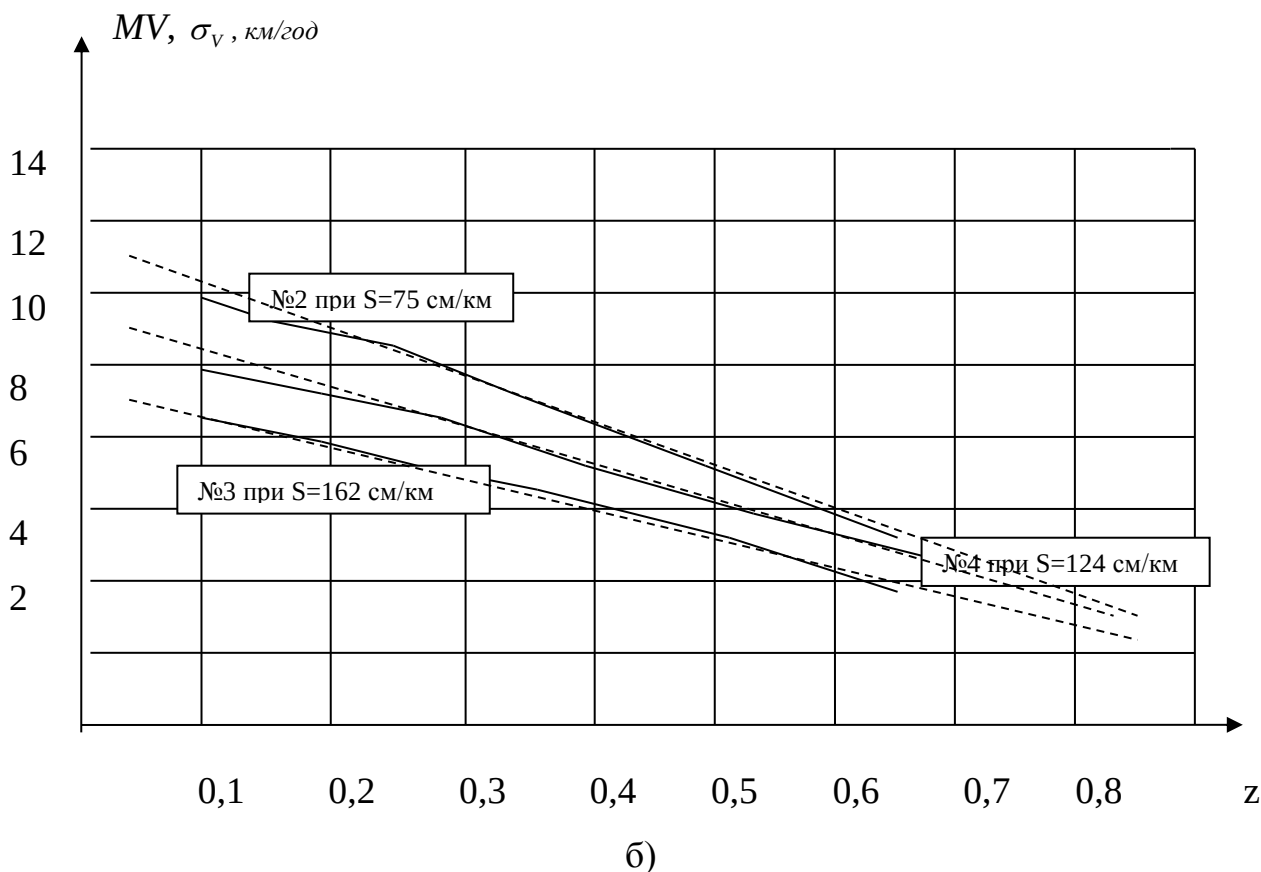


Рисунок 2 – Графічне представлення емпіричного зв'язку $\sigma_v^A = j(S, z)$: а) для дорожніх об'єктів №1, 5, 6; б) для дорожніх об'єктів №2, 3, 4

З рис. 1 видно, що залежності математичних чекань розподілів швидкостей руху автомобілів від рівня завантаженості проїзної частини рухом на ділянках підконтрольної експлуатації мають монотонно спадаючий характер. Аналогічний характер зв'язку $MV^m = f(S, z)$ спостерігається також і на ділянках підконтрольної експлуатації інших груп міських вулиць і доріг. Для апроксимації математичного зв'язку $MV^m = f(S, z)$ обрали експоненціальну залежність, оскільки вона найбільше відповідає характеру зміни параметра

$$MV^m = MV_0^m \cdot \exp(-b^m \cdot z), \quad (1)$$

де MV_0^m , b^m – параметри, які визначають за експериментальними даними.

Щодо аналізу рис. 2, математичний зв'язок $\sigma_v^A = j(S, z)$ має чітко виражений лінійний характер. Для його апроксимації обрали залежність виду

$$\sigma_v^m = \sigma_0^m - k^m \cdot z, \quad (2)$$

де σ_0^m , k^m – параметри функції.

Очевидно, що фактичні значення параметрів MV_0^m , b^m (1) та σ_0^m і k^m (2) залежать від групи міських вулиць і доріг та мають кореляційні зв'язки з середньозваженим показником рівності їх проїзної частини $S_{сз}$. Відповідно з цим послідовність побудови математичних моделей процесу дослідження була такою:

- за отриманими статистичними даними, окремо для кожної ділянки, виконували математичну апроксимацію емпіричних зв'язків $MV_n^m = F(z)$ і $\sigma_{V,n}^m = G(z)$, де n – номер ділянки підконтрольної експлуатації;
- використовуючи отримані значення параметрів (1) і (2), окремо для кожної ділянки будували графіки їх зміни в залежності від середньозважених показників рівності їх проїзної частини;
- за отриманими графіками встановлювали загальний вигляд функцій зміни шуканих параметрів та здійснювали їх математичну апроксимацію;
- виконуючи заміну параметрів (1) – $MV_{0,n}^m$ і b_n^m та (2) – $\sigma_{0,n}^m$ і k_n^m на знайдені математичні вирази їх зміни, отримували шукані математичні моделі процесу дослідження окремо для кожної групи міських вулиць і доріг.

Результати розрахунків наведені в табл. 2.

Таблиця 2 – Результати побудови функціональних залежностей $MV_n^m = F(z)$

№ ділянки	Середньозважений показник рівності проїзної частини, $S_{сз}$, см/км	Функціональні залежності $MV_i^m = F(z)$ для ділянок підконтрольної експлуатації
1	2	3
Міські вулиці і дороги групи А		
1	62	$MV_1^A = 88,16 \cdot \exp(-0,446 \cdot z)$
2	75	$MV_2^A = 84,12 \cdot \exp(-0,40 \cdot z)$
3	162	$MV_3^A = 61,50 \cdot \exp(-0,103 \cdot z)$
4	124	$MV_4^A = 70,52 \cdot \exp(-0,237 \cdot z)$
5	144	$MV_5^A = 65,62 \cdot \exp(-0,169 \cdot z)$
6	96	$MV_6^A = 78,0 \cdot \exp(-0,33 \cdot z)$
Міські вулиці і дороги групи Б		
7	64	$MV_1^B = 80,41 \cdot \exp(-0,428 \cdot z)$
8	89	$MV_2^B = 76,41 \cdot \exp(-0,374 \cdot z)$
9	122	$MV_3^B = 67,12 \cdot \exp(-0,285 \cdot z)$
10	148	$MV_4^B = 64,2 \cdot \exp(-0,238 \cdot z)$

Кінець таблиці 2

1	2	3
11	183	$MV_5^B = 60,41 \cdot \exp(-0,172 \cdot z)$
12	214	$MV_6^B = 54,46 \cdot \exp(-0,101 \cdot z)$
13	234	$MV_7^B = 54,38 \cdot \exp(-0,061 \cdot z)$
Міські вулиці і дороги групи В		
14	104	$MV_1^B = 71,64 \cdot \exp(-0,695 \cdot z)$
15	126	$MV_2^B = 63,24 \cdot \exp(-0,584 \cdot z)$
16	158	$MV_3^B = 62,16 \cdot \exp(-0,565 \cdot z)$
17	194	$MV_4^B = 57,25 \cdot \exp(-0,484 \cdot z)$
18	224	$MV_5^B = 49,82 \cdot \exp(-0,341 \cdot z)$
19	253	$MV_6^B = 47,42 \cdot \exp(-0,301 \cdot z)$
20	278	$MV_7^B = 46,85 \cdot \exp(-0,271 \cdot z)$
21	312	$MV_8^B = 43,25 \cdot \exp(-0,182 \cdot z)$
22	342	$MV_9^B = 37,51 \cdot \exp(-0,101 \cdot z)$

Далі будували функціональні залежності $MV_0^m = h(S_{сз})$ і $b^m = g(S_{сз})$.
Рішення про вибір загального виду функції приймали на основі графічного представлення емпіричних зв'язків " $MV_{0,n}^m - S_{сз}$ " і " $b_n^m - S_{сз}$ " (див. рис. 3 і 4)

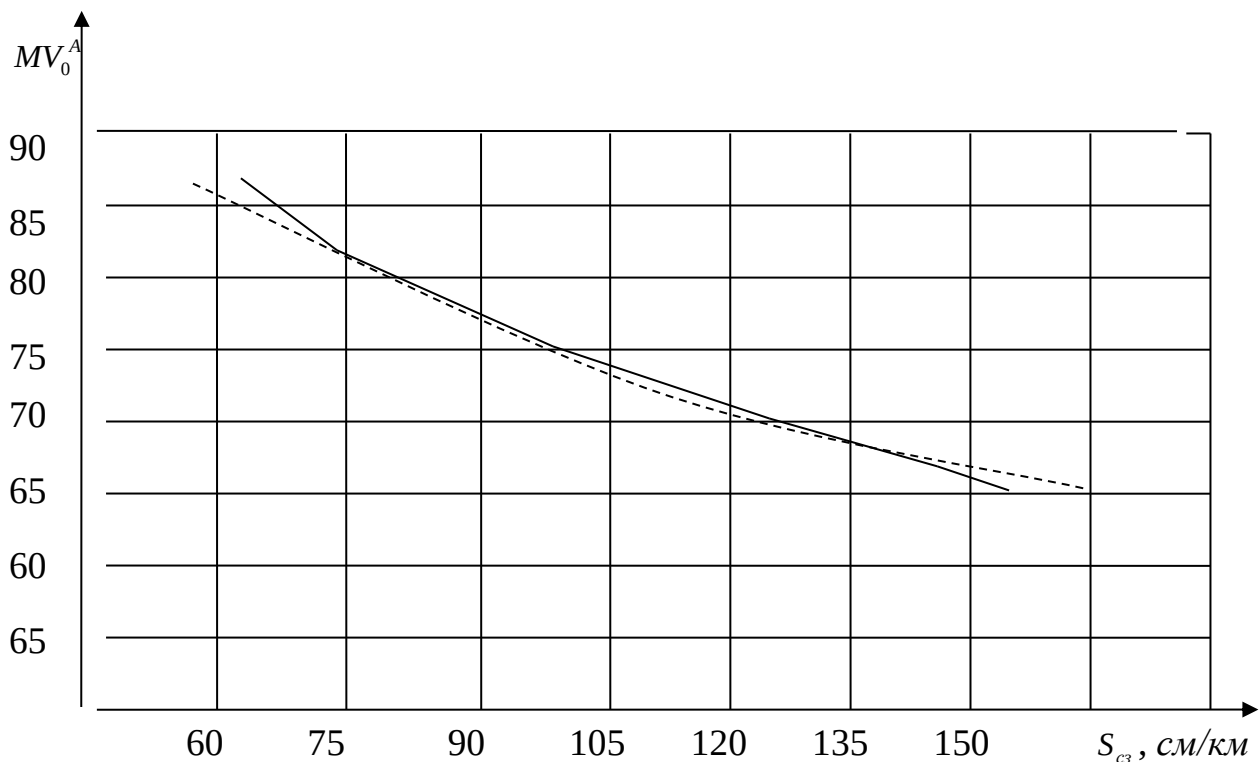


Рисунок 3 – Графічне представлення емпіричного зв'язку " $MV_{0,n}^A - S_{сз}$ "

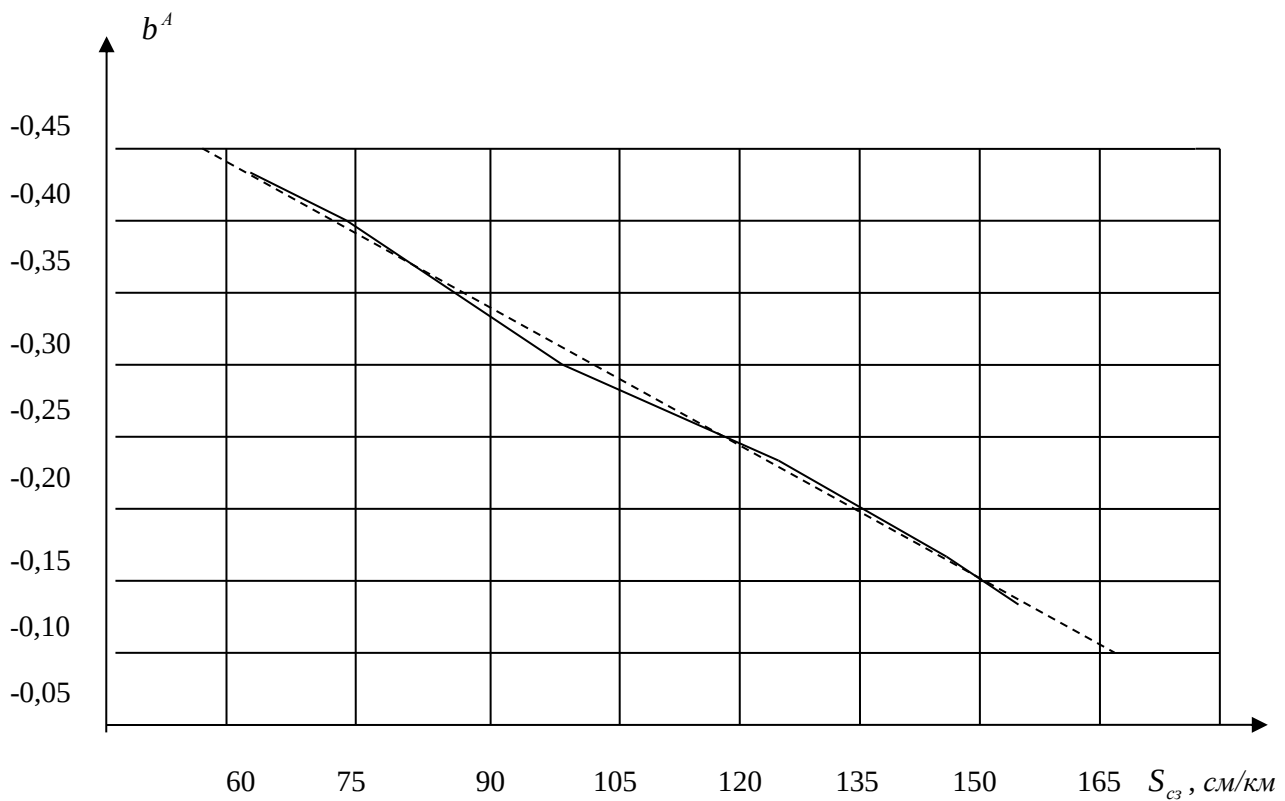


Рисунок 4 – Графічне представлення емпіричного зв'язку " $b_n^A - S_{c3}$ "

Результати побудови функціональних залежностей $MV_0^m = h(S_{c3})$ і $b^m = g(S_{c3})$ наведені в табл. 3.

Таблиця 3 –Результати побудови функціональних залежностей $MV_0^m = h(S_{c3})$ і $b^m = g(S_{c3})$

№ п/п	Група міських вулиць і доріг	Математичний зв'язок шуканих параметрів	
		$MV_0^m = j(S_{c3})$	$b^m = g(S_{c3})$
1	А	$MV_0^A = 110,2 \cdot \exp(-0,0036 \cdot S_{c3})$	$b^A = 0,654 - 0,00338 \cdot S_{c3}$
2	Б	$MV_0^B = 91,09 \cdot \exp(-0,0023 \cdot S_{c3})$	$b^B = 0,555 - 0,0021 \cdot S_{c3}$
3	В	$MV_0^B = 87,7 \cdot \exp(-0,00234 \cdot S_{c3})$	$b^B = 0,875 - 0,00223 \cdot S_{c3}$

Так для математичної апроксимації " $MV_{0,n}^A - S_{c3}$ " використали функцію (1), а для апроксимації " $b_n^A - S_{c3}$ " лінійну функцію виду

$$b^A = l^A - c^A \cdot S_{c3}, \quad (3)$$

де l^A і c^A – параметри кореляційної залежності.

Аналогічний характер зв'язків $MV_0^m = h(S_{c3})$ і $b^m = g(S_{c3})$ спостерігали і для ділянок підконтрольної експлуатації груп Б і В.

Виконавши підстановку математичних виразів табл. 3 в (1), формули для визначення математичного чекання розподілу швидкостей руху автомобілів на міських вулицях і дорогах різних груп у залежності від рівності їх проїзної частини та рівня завантаженості рухом приймають вигляд

$$MV^A = 110,2 \cdot \exp[-0,0036 \cdot S_{c3} - (0,654 - 0,00338 \cdot S_{c3}) \cdot z], \quad (4)$$

$$MV^B = 91,09 \cdot \exp[-0,0023 \cdot S_{c3} - (0,555 - 0,0021 \cdot S_{c3}) \cdot z], \quad (5)$$

$$MV^B = 87,7 \cdot \exp[-0,00234 \cdot S_{c3} - (0,875 - 0,00223 \cdot S_{c3}) \cdot z]. \quad (6)$$

Побудову функціональних залежностей $\sigma_v^m = j(S, z)$ проводили за аналогічною схемою. За результатами розрахунків математичні вирази для визначення середньоквадратичного відхилення швидкостей руху автомобілів від їх середніх значень на міських вулицях і дорогах приймають вигляд

$$\sigma_v^A = (16,79 - 0,0477 \cdot S_{c3}) \cdot \left(1 - \frac{z}{1,1}\right), \quad (7)$$

$$\sigma_v^B = (13,43 - 0,0372 \cdot S_{c3}) \cdot \left(1 - \frac{z}{1,1}\right), \quad (8)$$

$$\sigma_v^B = (11,96 - 0,0316 \cdot S_{c3}) \cdot \left(1 - \frac{z}{1,1}\right). \quad (9)$$

Із врахуванням (4) – (9) математичні моделі формування швидкісних режимів міських вулиць і доріг приймають вигляд

$$\left. \begin{aligned} MV^A &= 110,2 \cdot \exp[-0,0036 \cdot S_{c3} - (0,654 - 0,00338 \cdot S_{c3}) \cdot z] \\ \sigma_v^A &= (16,79 - 0,0477 \cdot S_{c3}) \cdot \left(1 - \frac{z}{1,1}\right) \end{aligned} \right\}, \quad (10)$$

$$\left. \begin{aligned} MV^B &= 91,09 \cdot \exp[-0,0023 \cdot S_{c3} - (0,555 - 0,0021 \cdot S_{c3}) \cdot z] \\ \sigma_v^B &= (13,43 - 0,0372 \cdot S_{c3}) \cdot \left(1 - \frac{z}{1,1}\right) \end{aligned} \right\}, \quad (11)$$

$$\left. \begin{aligned} MV^B &= 87,7 \cdot \exp[-0,00234 \cdot S_{cs} - (0,875 - 0,00223 \cdot S_{cs}) \cdot z] \\ \sigma_v^B &= (11,96 - 0,0316 \cdot S_{cs}) \cdot \left(1 - \frac{z}{1,1}\right) \end{aligned} \right\}. \quad (12)$$

Результати оцінки точності отриманих моделей доводять, що розподіл відносних похибок від апроксимації швидкісних режимів руху автомобілів на міських вулицях і дорогах математичними моделями (10) – (12) близький до нормального, з центрами розподілу близькими до 0. Розраховані значення параметрів розподілів відносних похибок представлені в табл. 4.

Таблиця 4 – Результати оцінки точності математичних моделей (10) – (12)

Група міських вулиць і доріг	Центр розподілу відносних похибок математичних моделей, %	Імовірні границі можливих значень математичного чекання відносних похибок при $P_o = 0,95$	Діапазон практично можливих похибок математичних моделей, %
А	+0,04 %	$-0,98\% < M\bar{\Delta}^A < +1,06\%$	$-6,0\% < \Delta^A < +6,08\%$
Б	-0,78 %	$-1,03\% < M\bar{\Delta}^B < -0,53\%$	$-9,6\% < \Delta^B < +8,04\%$
В	+0,84%	$-0,78\% < M\bar{\Delta}^B < -2,46\%$	$-8,76\% < \Delta^B < +10,44\%$

Висновки

Проведені дослідження дозволили встановити такі закономірності:

1) Розподіл миттєвих швидкостей транспортних засобів при різних значеннях рівності проїзної частини в діапазоні від 50 до 250 см/км добре апроксимується (з $P_o > 0,95$) нормальним законом для всіх груп міських доріг.

2) З погіршенням рівності проїзної частини математичне чекання швидкостей руху транспортних засобів зменшується за експоненціальним законом, а середньоквадратичне відхилення – за законом близьким до лінійного. Ця закономірність зберігається для всіх груп міських доріг.

3) При певних значеннях рівності проїзної частини математичні чекання швидкостей руху отримують певні, близькі до постійних, значення, характерні для кожної з груп доріг, а середньоквадратичні відхилення для всіх груп вулиць і доріг досягають величини, близької до нуля. Таким чином, рух на вулиці чи дорозі вироджується у колонний. Ці значення показників рівності кожної групи

вулиць і доріг доцільно вважати критичними. Подальше погіршення рівності проїзної частини за межу критичної приводить до формування заторів, спочатку локальних, а потім – загальних.

Можна вважати за робочу гіпотезу, що відмінність значень критичної рівності проїзної частини для різних груп міських вулиць і доріг зумовлена комплексним впливом специфіки складу руху на них і рівня завантаженості рухом їх проїзної частини.

Отримані математичні моделі (10) – (12) використані для розробки методу техніко-економічного обґрунтування програм дорожніх ремонтно-відновлювальних робіт в міських умовах.

Література

1. Кизима С.С., Артеменко А.В. Влияние эксплуатационных факторов на скоростной режим магистральных улиц // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. – 1988. – № 1 – С. 101–106.
2. Романов А.Г. Дорожное движение в городах: закономерности и тенденции. – М. : Транспорт, 1984. – 80 с.
3. Роман С.В., Нечитайло В.В., Кизима С.С.. Дослідження впливу дорожніх факторів на швидкісні режими міських автомагістралей // Містобудування та територіальне планування. – Вип. 26. – К. : КНУБА, 2007. – С. 249 – 258.
4. Бабков В.Ф., Афанасьев М.Б., Васильев А.П. Дорожные условия и режимы движения автомобилей. – М. : Транспорт, 1967. – 224 с.
5. Сильянов В.В. Теория транспортных потоков в проектировании дорог и организации движения. – М. : Транспорт, 1977. – 303 с.
6. Роман С.В. Удосконалення методів обґрунтування ремонтно-експлуатаційних робіт на вулично-дорожніх мережах міських населених пунктів : автореф. дис. ... канд. техн. наук : спец. 05.22.11 «Автомобільні шляхи та аеродроми» / Роман С.В. – К., 2009. – 20 с.

Роман С.В. Дослідження процесу розподілу руху по смугах багатосмугових міських магістралей / О.І. Богданов, С.В. Роман, С.С. Кизима // Містобудування та територіальне планування : зб. наук. праць : Вип. 23. – К. : КНУБА, 2006. – С. 21–30.

Батракова А.Г., канд. техн. наук, Галащук И.Б.

ПРЕВЕНТИВНОЕ ОБСЛУЖИВАНИЕ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД В СИСТЕМЕ УПРАВЛЕНИЯ СОСТОЯНИЕМ ПОКРЫТИЯ

Аннотация. Выполнен анализ стратегий обслуживания дорожных одежд. На основании анализа обоснованы преимущества стратегии превентивного обслуживания. Приведена постановка задачи оптимизации управления ресурсами в условиях ограниченного финансирования.

Ключевые слова: стратегия обслуживания, превентивное обслуживание, отложенное обслуживание, условия ограниченного финансирования.

Анотація. Виконано аналіз стратегій обслуговування дорожніх одягів. На підставі аналізу обґрунтовано переваги стратегії превентивного обслуговування. Наведено постановку задачі оптимізації управління ресурсами в умовах обмеженого фінансування.

Ключові слова: стратегія обслуговування, превентивне обслуговування, відкладене обслуговування, умови обмеженого фінансування.

Annotation. The analysis of the strategies of maintenance pavements is provided. Based on the analysis advantages of strategy of preventive maintenance is shown. Statement of the problem of optimization with limited resource to pavement management is done.

Key words: maintenance strategy, preventive maintenance, deferred maintenance, limited funding.

Экономия при строительстве, содержании и ремонтах автомобильных дорог может быть достигнута за счет внедрения результатов научных исследований в области ресурсо- и энергосберегающих технологий, повышения работоспособности дорожных одежд и применения современных технологий принятия управленческих решений. Мировой опыт в связи с этим свидетельствует о перспективности разработки и внедрения, так называемых

систем управления дорожным покрытием (Pavement Management System, далее PMS) или систем управления состоянием покрытия (СУСП). Задача разработки таких систем состоит, прежде всего, в:

а) привлечении методов и средств получения надежной и достоверной информации о текущем состоянии дорожных одежд;

б) разработке надежных критериев прогнозирования эволюции состояния дорожной сети на основе апробированных математических моделей (как детерминированных, так и вероятностных) с учетом мирового опыта и специфики условий в Украине;

в) разработке эффективных прикладных алгоритмов, программного обеспечения и практических рекомендаций (адаптированных к конкретным условиям) для оптимизации использования ресурсов, формирования эффективной инвестиционной политики и достижения наилучших результатов в процессе проектирования, строительства и эксплуатации автомобильных дорог.

Современная система управления состоянием покрытия (СУСП) или, по зарубежной терминологии – PMS включает в себя модели деградации дорожных одежд с одной стороны и набор методик и алгоритмов принятия решений – с другой. В свою очередь, для выбора и использования наиболее эффективной и адекватной модели, необходимо иметь соответствующий набор данных, как о текущем состоянии покрытия, так и о его предыстории. Успешное применение моделей и алгоритмов может обеспечить существенную экономию средств, расходуемых на обслуживание дорожной сети. Однако проблема осложняется тем, что разрушение дорожных одежд – динамический, сложный и вероятностный процесс. Он является результатом совместного воздействия различных факторов, таких как транспортные нагрузки, климатические условия, конструктивные особенности дорожных одежд, а также некоторых дополнительных факторов.

Поэтому целью статьи является выбор и обоснование стратегии обслуживания в рамках соответствующей модели оценки состояния конструкции, а также постановка задач оптимизации управления ресурсами, выделяемыми на содержание дорог.

Как уже говорилось выше, в случае недостатка средств дорожные организации вынуждены ремонтировать лишь участки (секции) дорог,

находящиеся в состояниях низшего уровня (крайне неудовлетворительное, неудовлетворительное, удовлетворительное). Такую вынужденную стратегию принято называть «отложенным обслуживанием». При этой стратегии неизбежно возникают проблемы, связанные с общим ухудшением состояния сети дорог. Для доказательства этого рассмотрим в качестве примера график изменения со временем одного из возможных обобщенных показателей (PCI) участка дороги (рис. 1).

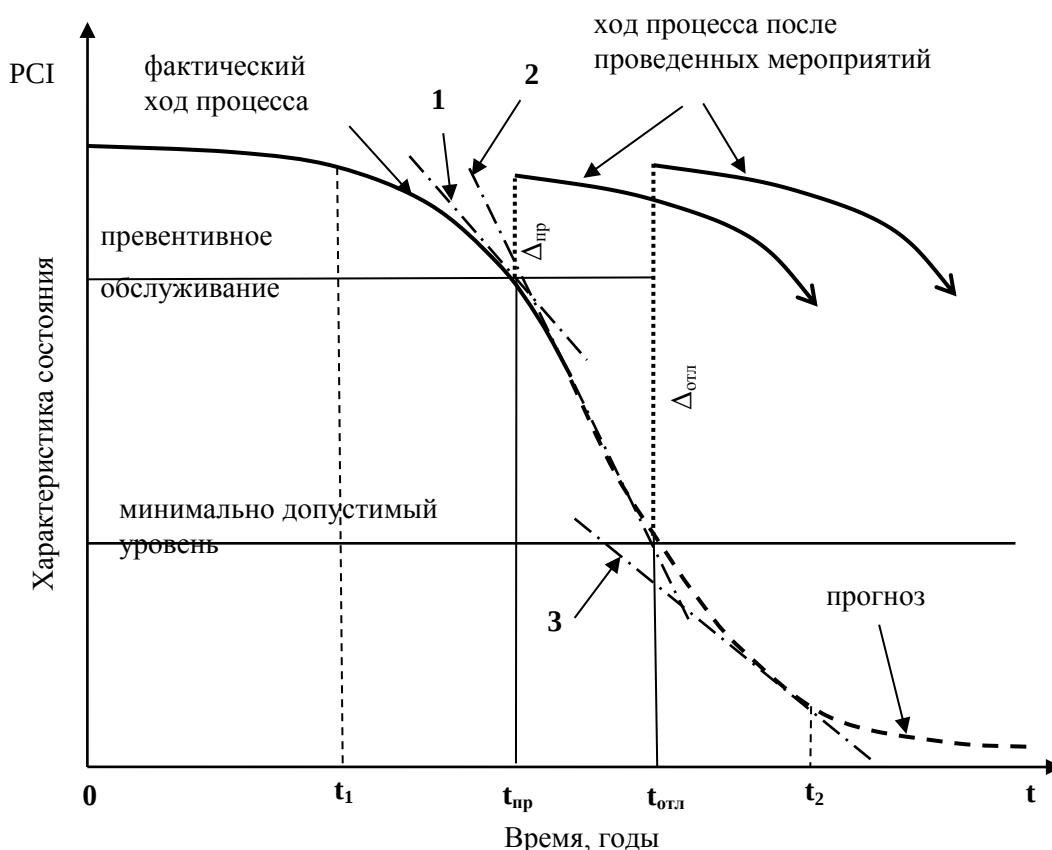


Рисунок 1 – Изменение состояния участка дороги и различные варианты мероприятий

Ход процесса изменения состояния соответствует сигмоидальной кривой общего вида, характерной для поведения участков дорог, находящихся в статических (мало изменяющихся со временем) условиях эксплуатации [1-5]. Для такого процесса характерно наличие трех основных стадий (периодов). Для первой стадии (начального этапа эксплуатации) характерно практически линейное поведение – медленное постепенное снижение эксплуатационных показателей. Этот этап соответствует отрезку времени $0-t_1$ (рис. 1). На

следующем этапе (отрезок t_1-t_2 , рис. 1) происходит значительное увеличение скорости разрушения дорожной одежды. И наконец, на заключительной стадии (отрезок с момента времени t_2) свойства конструкции вновь изменяются медленно, поскольку конструкция уже практически полностью разрушена и последующее разрушение невозможно.

Для дальнейшего количественного описания показателей процесса и сравнительной оценки эффективности различных стратегий введем следующие обозначения: P_{min} – минимально допустимый уровень состояния конструкции, $\Delta_{отл}$ – изменение показателя состояния конструкции в результате ремонтных мероприятий при отложенном обслуживании.

Минимально допустимый уровень состояния в рамках стратегии отложенного обслуживания соответствует моменту проведения мероприятий. При этом предполагается, что мероприятия представляют собой либо капитальный ремонт, либо реконструкцию.

В работе [6] дано следующее определение стратегии превентивного обслуживания: «превентивное обслуживание это стратегия, ориентированная в первую очередь на мероприятия по устранению небольших дефектов, остановке прогрессирующих разрушений и, как следствие, последующее уменьшение объема регламентных работ». Ключевым элементом в большинстве вариантов превентивного обслуживания является выбор момента проведения мероприятий. Для пояснения сути стратегии превентивного обслуживания вновь рассмотрим рис. 1.

Существенно, что на участке между моментами времени t_1 и t_2 происходит резкое ухудшение технико-эксплуатационных показателей. Поэтому ключевой задачей является выбор момента проведения мероприятий, что связано не только с требуемыми затратами, но и с различной скоростью процесса разрушения покрытия. Этот факт отражают отрезки прямых «1», «2», «3» – касательных к кривой хода процесса (рис. 1). Они соответствуют производным от функции, описывающей ход процесса, т.е. скорости разрушения покрытия.

Исходя из изложенного, в основу большинства алгоритмов реализации превентивного обслуживания положены схемы оптимизации момента проведения мероприятий. При этом одновременно проводится анализ

соответствующих затрат и сопоставление полученных прогнозов как с имеющимся бюджетом по годам (набор ограничений), так и между собой (выбор оптимального варианта). Для решения поставленных задач, как правило, выделяются две основные группы состояний: верхняя и нижняя. Верхняя (целевая) группа объединяет два состояния – отличное (очень хорошее) и хорошее. Нижняя группа объединяет состояния, неудовлетворительные с точки зрения модели (плохое, неудовлетворительное и удовлетворительное).

На данном этапе введем обобщенные количественные показатели:

- P_{np} – уровень состояния конструкции для назначения мероприятий в рамках стратегии превентивного обслуживания;
- Δ_{np} – изменение показателя состояния конструкции в результате ремонтных мероприятий при превентивном обслуживании;
- $\Delta_{eff} = \Delta_{отл} - \Delta_{np}$, где $\Delta_{отл}$ – повышение индекса состояния в результате работ при отложенном обслуживании, Δ_{eff} – разница в изменении значений индекса состояния при отложенном и превентивном обслуживании.

Для различных схем реализации превентивного обслуживания могут выбираться различные пороговые значения состояния (P_{np}) и различные объемы и типы работ (мероприятий).

Рассмотрим различия в методике и результатах применения этих двух стратегий.

Стратегия превентивного обслуживания в последнее время получает все большее распространение [7 - 9] несмотря на то, что отложенное обслуживание выглядит единственно возможным в условиях недостаточности финансирования. Поэтому для разработки эффективной схемы управления ресурсами следует, прежде всего, провести детальный сравнительный анализ этих схем.

Ключевым аспектом стратегии превентивного обслуживания является, как уже говорилось, выбор времени (момента) проведения мероприятий. При этом помимо технических вопросов возникают и вопросы экономической эффективности. Экономическую эффективность применения превентивного обслуживания в соответствии с [10] поясняет рис. 2.

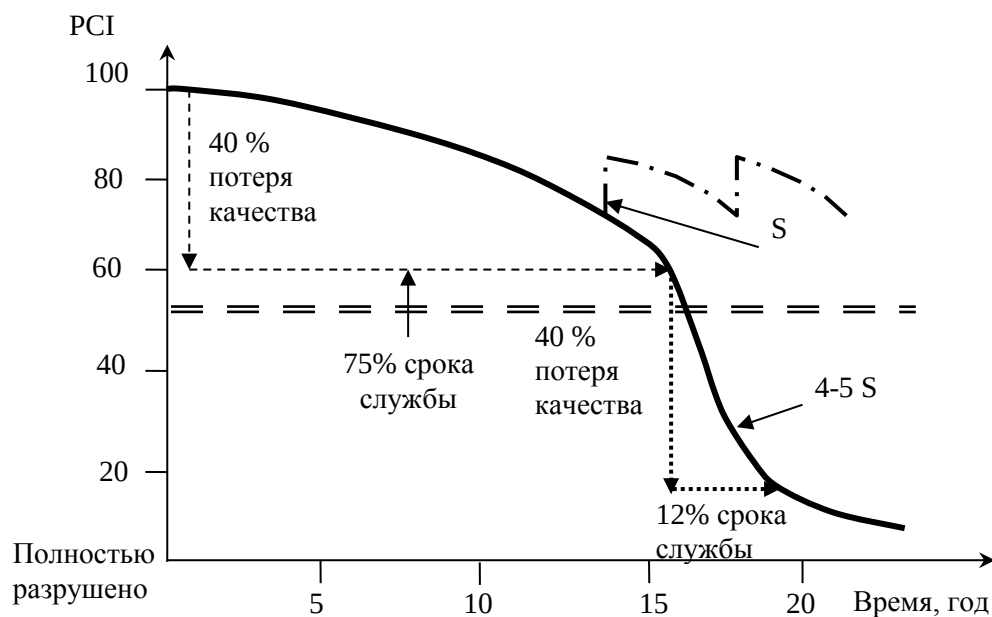


Рисунок 2 – Связь состояния дорожной одежды со сроком эксплуатации и эффективность мероприятий [11]

Эта зависимость иллюстрирует важность правильности и своевременности проводимых мероприятий, что позволяет не только сэкономить средства, но и продлить срок службы дорожной одежды. Еще один значимый результат состоит в том, что частые, но небольшие затраты могут дать лучший результат в долгосрочной перспективе, чем проведение дорогостоящих ремонтов после того, как индекс состояния покрытия снизится до неудовлетворительного уровня (рис. 3, рис. 4).

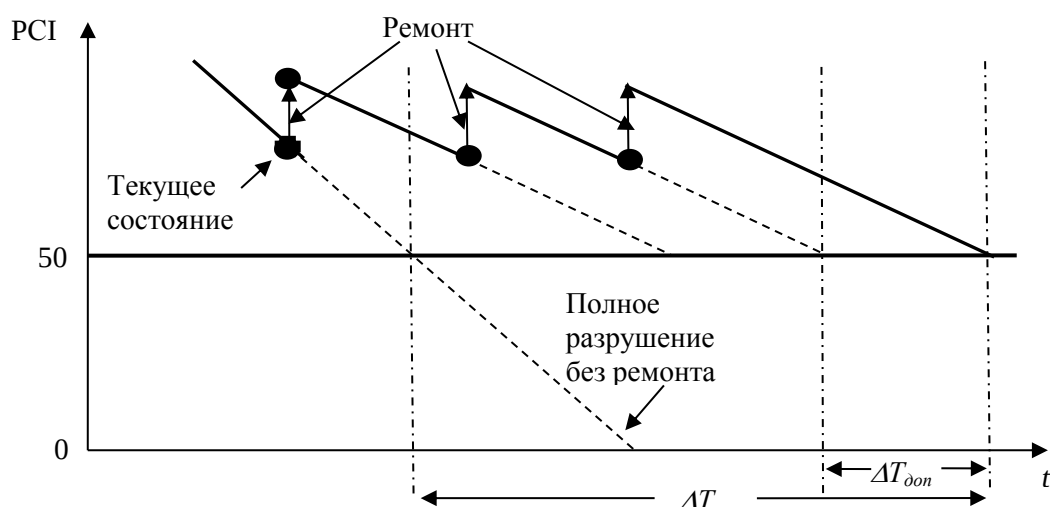


Рисунок 3 – Стратегия превентивного обслуживания: ΔT – продление срока службы, ΔT_{don} – дополнительный срок службы

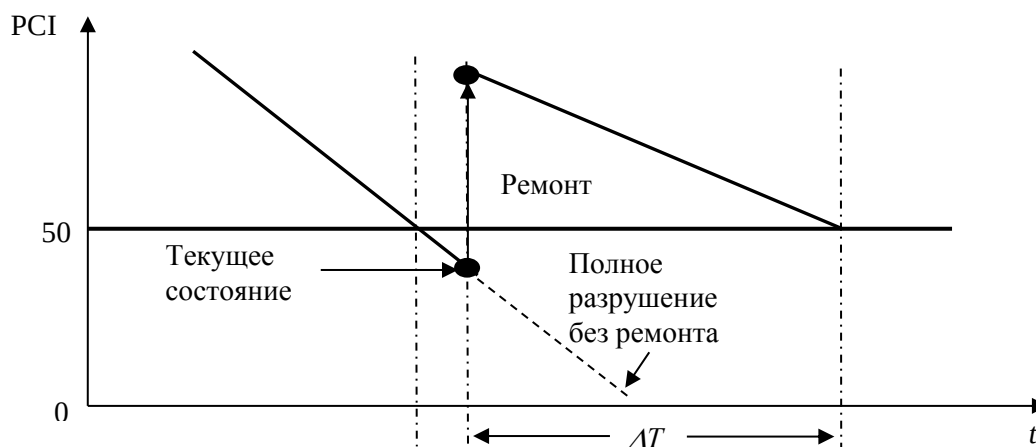


Рисунок 4 – Стратегия отложенного обслуживания: ΔT – продление срока службы за счет ремонта

За точку отсчета (с целью вычисления эффективности мероприятий) принято состояние, характеризующееся 50 % уровнем разрушения конструкции. Продление срока службы (ΔT) отсчитывается от момента достижения покрытием этого состояния до следующего момента, когда покрытие вновь окажется в данном состоянии. Через ΔT_{don} обозначен временной интервал, определяющий продление срока службы за счет трех профилактических мероприятий в сравнении с одним более дорогостоящим и объемным ремонтом в рамках модели отложенного обслуживания.

Диаграммы (рис. 3, рис. 4) для простоты построены в рамках линейных участков деградации, а различный наклон прямых (до и после обслуживания) учитывает нелинейность общей зависимости хода деградации покрытия от времени. Общий смысл приведенных диаграмм [11] состоит в следующем: первая диаграмма (рис. 2) иллюстрирует экономическую целесообразность превентивного обслуживания, две последующие (рис. 3, рис. 4) поясняют техническую сторону – увеличение срока службы дорожных одежд. Следует учитывать, что сравнение этих диаграмм показывает лишь теоретическую возможность повышения эффективности использования ресурсов в рамках стратегии превентивного обслуживания. Для корректного расчета эффективности следует учитывать не только стоимость непосредственно

ремонтных мероприятий, но и потери от неудовлетворительного состояния дорог.

Разработку моделей обслуживания следует начинать с выбора наборов основных переменных, характеризующих как технические (состояние конструкций), так и экономические (доступный бюджет и себестоимость мероприятий) аспекты. Далее на основе этого выбора формируются наборы ограничений и целевых функций.

В первую очередь определим набор общих показателей, к которым будем относить:

а) Π – множество интервалов продолжительностью один год каждый, в течение которых проводится оптимизация. Максимальным является срок службы конструкции до капитального ремонта либо реконструкции;

б) D_i – множество интервалов финансирования, где минимальный интервал, в течение которого выделяется финансирование, составляет один год. Например, D_{12} означает выделенный бюджет обслуживания на 2012 год;

в) C – множество возможных состояний конструкции. Может состоять из 5 либо 10 состояний. Принимаем для сокращения записи число состояний равным пяти:

- 5 – отличное;
- 4 – хорошее,
- 3 – удовлетворительное;
- 2 – неудовлетворительное;
- 1 – крайне неудовлетворительное (конструкция разрушена).

г) C_1 – первое подмножество состояний (1, 2, 3) – крайне неудовлетворительное, неудовлетворительное, удовлетворительное.

д) C_2 – второе подмножество состояний (4, 5) – хорошее, отличное.

е) $M_{n,m}$ – набор мероприятий, используемых в рамках предлагаемой модели. Индексы n и m означают вид мероприятий и состояние участка, к которому они применяются соответственно. Число возможных мероприятий примем равным 5:

- $n = 1$ – реконструкция;
- $n = 2$ – капитальный ремонт;
- $n = 3$ – слой усиления толщиной более 10 см;
- $n = 4$ – слой усиления толщиной менее 10 см;

- $n = 5$ – поверхностная обработка.

Таким образом, запись $M_{5,4}$ означает выполнение мероприятий (5) на участке, находящемся в хорошем состоянии (4).

Параметры модели:

а) $U_{l,k}$ – удельные затраты на один километр одной полосы движения на проведение мероприятий l -го типа в течение k -го периода;

б) $K_{n,m}$ – протяженность участков (полос движения) в состоянии n в начале периода m ;

в) $P_{n,n-1}$ – скорость разрушения дорожных одежд, т.е. доля участков, переходящих в течение года из состояния n в состояние $n-1$. Для множества участков, на которых проводилось инструментальное обследование, эта величина известна точно (является детерминированной). Для остальных участков она может быть вычислена с вероятностью путем обобщения данных по обследованным участкам либо с помощью моделей прогнозирования (например, цепей Маркова).

г) $T_{n,m}$ – требуемое минимальное количество участков (километров полос движения) второго подмножества (C_2) в состоянии n на конец периода m . В отношении участков первого подмножества $T_{n,m}$ регулирует максимально допустимую протяженность.

д) $X_{n,m}$ – общее количество средств, затраченных на проведение мероприятий n -го типа в течение периода m .

В рамках данной модели $X_{n,m}$ является решающей переменной, а $K_{n,m+1}$ – зависимой. Иными словами, оптимизируется величина затраченных средств (при определенном наборе ограничений), а затем на основании этих результатов вычисляются соответствующие данные о состоянии участков сети на начало следующего периода или, что эквивалентно, на конец текущего периода. Следующий этап – формирование целевой функции и разработка алгоритма оптимизации.

При постановке задачи будем исходить из выбранных наборов показателей и переменных. В таком случае задача состоит в решении набора связанных уравнений и систем уравнений. Определим, что эту задачу составляют:

а) набор соотношений, обеспечивающих максимально высокую долю участков, находящихся в состояниях второго подмножества – C_2 (в отличном

либо хорошо) и минимизацию протяженности участков первого подмножества – C_1 после проведения в m –й период оптимальных мероприятий:

$$\begin{cases} (v_4 \cdot K_{4,m+1} + v_5 \cdot K_{5,m+1}) \rightarrow \max \\ (v_2 \cdot K_{2,m+1} + v_3 \cdot K_{3,m+1}) \rightarrow \min \\ K_{1,m+1} \rightarrow 0 \end{cases}, \quad (1)$$

где $v_2, \dots, v_5$ – весовые коэффициенты, предназначенные для ранжирования значимости соответствующих состояний;

б) совокупность соотношений для определения объема средств, необходимых для выполнения требуемого набора мероприятий при условии (ограничении), что этот объем не превысит объема бюджета, выделенного на соответствующий период:

$$\begin{cases} (X_{1,m} + X_{2,m} + X_{3,m} + X_{4,m} + X_{5,m}) = \sum_{n=1}^5 X_{n,m} \rightarrow \min \\ \sum_{n=1}^5 X_{n,m} \leq D_m, \quad \forall m \in \Pi \end{cases}; \quad (2)$$

в) соотношения, определяющие удовлетворение обязательных требований о минимально необходимой протяженности участков, находящихся в соответствующем состоянии:

$$\begin{cases} K_{1,m} = 0; \\ K_{2,m} = 0; \\ K_{3,m} \leq T_{3,m+1} \\ K_{4,m} \geq T_{4,m+1} \\ K_{5,m} \geq T_{5,m+1} \end{cases} \quad \forall m, (m+1) \in \Pi. \quad (3)$$

Литература

1. Расчет снижения модулей упругости нежестких дорожных одежд в процессе эксплуатации автомобильных дорог / В. К. Апестин, А. М. Шак,

- Ю. М. Яковлев // Труды ГипродорНИИ. – М., 1973. – Вып. 8. – С. 120 – 135.
2. Апестин В.К. Испытания и оценка прочности нежестких дорожных одежд. / В.К. Апестин, В.К. Шак А.М., Ю.М. Яковлев. – М.: Транспорт, 1977. – 102 с.
 3. Васильев, А. П. Принципы прогнозирования транспортно-эксплуатационного состояния дорог / А.П. Васильев, Ю.М. Яковлев, М.С. Коганзон // Автомобильные дороги. – 1993. – № 1. – С. 8-10.
 4. Красиков О.А. Обоснование стратегии ремонта нежестких дорожных одежд. Автореф. дис. д.т.н. М.: МДИ (ТУ). – 2000. – 44 с.
 5. Повышение надежности автомобильных дорог // Под ред. И.А. Золотаря. – М.: Транспорт, 1977. – 183 с.
 6. Hicks, R., Dunn, K., and Moulthrop, J. Framework for Selecting Effective Preventive Maintenance Treatments for Flexible Pavements. / R. Hicks, K. Dunn, J. Moulthrop // Transportation Research Record – 1597(-1). – 1997. – PP. 1- 10.
 7. de la Garza J. M. Simulation of Highway Renewal Asset Management Strategies. / J. M. de la Garza, D. A. Krueger // Proceedings of the 2007 ASCE International Workshop on Computing in Civil Engineering. ASCE, Pittsburg, Pennsylvania, July, 24-27, PP. 527 – 541.
 8. Zimmerman, K. A. Pavement Management Perspective On Integrating Preventive Maintenance Into A Pavement Management System / K. A. Zimmerman, D. G. Peshkin // Transportation Research Record. –1827(1). – 2003. – PP. 3 - 9.
 9. Wei, C. Development of Preventive Maintenance Decision Trees Based on Cost-Effectiveness Analysis: An Ontario Case Study. / C. Wei, S. Tighe //TransportationResearch Record. 2004. – 1866(1). – 2004. – PP. 9 - 19.
 10. Hicks R. Framework for Selecting Effective Preventive Maintenance Treatments for Flexible Pavements./ R. Hicks, K. Dunn, J. Moulthrop, J. //Transportation ResearchRecord. – 1597(-1). – 1997. – PP. 1 - 10.
 11. Galehouse L. Innovative Concepts for Preventive Maintenance. // TransportationResearch Record. – 1998. – 1627(-1). – PP. 1- 6.

Беспалов Л.Н., канд. техн. наук, Мальгин М.Г., Ласлов С.В.

ОЦЕНКА РАСПРЕДЕЛЯЮЩЕГО ВЛИЯНИЯ ДОРОЖНОЙ ОДЕЖДЫ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ ПЛИТНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

В процессе эксплуатации автодорожных мостов повсеместно отмечается увеличение толщины дорожной одежды (ДО) мостового полотна, особенно у сооружений на местной сети автомобильных дорог. Так, по прошествии трех-четырех десятилетий эксплуатации толщина ДО может существенно увеличиться (в 1,5...2 раза и более) в сравнении с проектной. Авторам известны отдельные случаи роста толщины ДО на мостах до полуметра. Причиной является периодическая укладка дополнительных (ремонтных) слоев асфальтобетонного покрытия без удаления предыдущих.

Данное обстоятельство приводит к существенному росту постоянной нагрузки и, как следствие, снижению фактической грузоподъемности пролетных строений. Вместе с тем, кроме отмеченного негативного влияния ДО увеличивает жесткость поперечного сечения пролетного строения, что приводит к более плавному распределению временной нагрузки между несущими элементами. А в рамках принятого нормативного подхода при расчете грузоподъемности пролетных строений – к уменьшению коэффициента поперечного распределения (КПУ).

В настоящем расчетном исследовании, с целью оценки распределяющего влияния ДО и выявления ресурсов грузоподъемности при росте постоянной нагрузки, рассмотрено железобетонное сборное пролетное строение из 14 предварительно напряженных пустотных плит в поперечном сечении (серия ВТП-21 «Укргипродор») длиной 18 м (высота плит 0,75 м) с традиционным типовым решением мостового полотна. Принят габарит Г-11,5 м (ширина проезжей части 7,5 м, полосы безопасности 2, 0 м) и тротуары шириной по 1,5 м. Нормативная временная расчетная нагрузка Н-30 и НК-80.

Выбор для исследования данного типового плитного пролетного строения объясняется относительной близостью высоты (изгибной жесткости) несущих плит и рассмотренного диапазона толщин ДО, что позволяет в большей степени выявить эффект распределяющего влияния покрытия, в

сравнении с ребристыми балками. Кроме того, указанные плитные пролетные строения имеют широчайшее распространение в мостах на дорогах страны.

В исследовании принимались следующий ряд реально возможных толщин ДО (см): 16 (проектная), 24, 32, 36, 40. Конструкция дорожной одежды включает: выравнивающий слой 3 см, гидроизоляция 1 см, защитный слой 4 см, асфальтобетонное покрытие, которое варьировалось в соответствии с принятой толщиной ДО (см): 8, 16, 24, 28, 32 – т.е. типовое решение конструкции.

Для расчетных исследований пространственной работы пролетного строения использовался ПК ЛИРА. Модель пролетного строения описывалась универсальными пространственными элементами. Модуль упругости асфальтобетона покрытия проезжей части (принимался плотный асфальтобетон с $E \approx 4000$ МПа [1]) и остальных слоев ДО условно приводился к модулю упругости железобетона несущих плит (бетон М400 $E_b = 35000$ МПа, в соответствии с нормами, действующими на момент разработки типового проекта [2]). В составе приведенного сечения учитывалась рабочая высокопрочная арматура (класс А-IV $E_p = 190000$ МПа [2]).

На основании результатов пространственных расчетов получены линии влияния давлений для всех плит пролетного строения с принятыми толщинами ДО. Последние для 1-й, 4-й и 7-й плит представлены на рис.1 (ординаты даны по стыкам элементов и фасадам крайних плит). Под номером «0» приведена линия давления, рассчитанная без учета жесткости одежды, как традиционно практикуется при выполнении расчета грузоподъемности пролетных строений.

Величины КПУ определялись путем загрузки линий влияния давлений расчетной нагрузкой НК-80, установленной со сдвижкой к краю проезжей части. Значения КПУ для семи плит в зависимости от толщины ДО приведены в таблице 1.

При сопоставлении величин КПУ, рассчитанных с учетом фактической жесткости ДО с результатами расчета без учета жесткости, очевидно снижение доли временной нагрузки, приходящейся на каждую из плит в поперечном сечении. При этом, без учета жесткости одежды на половину ширины пролетного строения (7 плит) приходится 76% временной нагрузки, тогда как с учетом жесткости проектной толщины ДО (16 см) – 56%, а при толщине «пирога» 32 см уже 52%. Во всех случаях наиболее загруженной является крайняя (1-я) плита. Учет реальной жесткости ДО для 1-й плиты уменьшает величину КПУ для рассматриваемого диапазона толщин одежды (см) $H_{до} = 16, 24, 32, 36, 40$ соответственно на 26,2%, 28,9%, 31,6%, 32,7% и 33,8%.

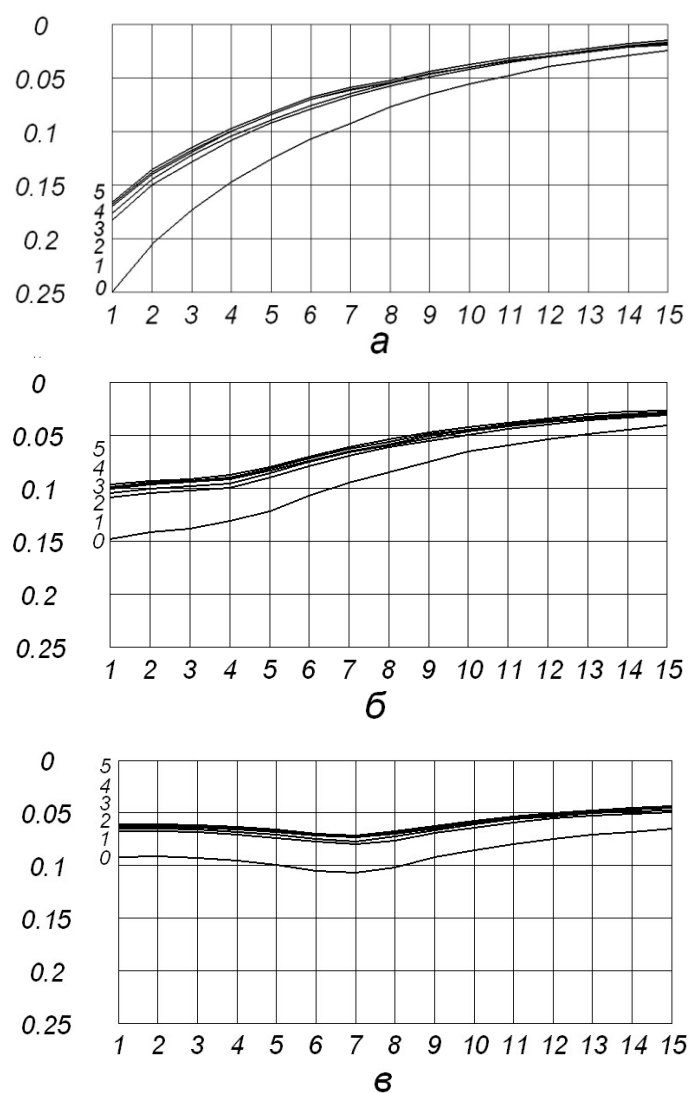


Рисунок 1 – Линии влияния давления для 1-й (а), 4-й (б), 7-й (в) плит: 0 – без учета жесткости дорожной одежды; 1, 2, 3, 4, 5 – с учетом жесткости, соответственно при толщине ДО (см) 16, 24, 32, 36, 40

Таблица 1 – Коэффициенты поперечной установки для НК-80

№ плит Н _{до} (см)	1	2	3	4	5	6	7
0	0,1109	0,1095	0,1088	0,1090	0,1083	0,1061	0,1019
16	0,0818	0,0805	0,0804	0,0812	0,0809	0,0787	0,0760
24	0,0788	0,0775	0,0776	0,0780	0,0779	0,0759	0,0729
32	0,0759	0,0747	0,0748	0,0753	0,0749	0,0732	0,0702
36	0,0746	0,0734	0,0735	0,0749	0,0735	0,0702	0,0690

40	0,0734	0,0722	0,0723	0,0726	0,0722	0,0709	0,0678
----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Нормативная методология расчета грузоподъемности пролетных строений [3] предполагает сравнение усилий в сечениях элементов (в нашем случае – изгибающего момента в середине пролета) от нормативных временных подвижных нагрузок (рассматривается НК-80) с граничными значениями, выраженными в соответствующих эквивалентных нагрузках. При этом должно соблюдаться неравенство:

$$q_e \geq p_e \quad (1)$$

где q_e – граничное значение эквивалентной нагрузки, зависящее от несущей способности сечения, величины пролета, КПУ, интенсивности постоянной нагрузки, расчетных коэффициентов надежности и динамичности временной нагрузки, и определяемой в соответствии с формулами [3];

p_e – эквивалентная нагрузка от рассматриваемой нормативной временной нагрузки, в нашем случае – НК-80.

В случае соблюдения неравенства (1) грузоподъемность относительно рассматриваемой нагрузки считается обеспеченной, а при $q_e = p_e$ – грузоподъемность обеспечена с «нулевым» запасом, т.е. при критическом значении q_e . Результаты выполненных расчетов грузоподъемности для НК-80 при всем диапазоне рассматриваемых толщин ДО с учетом и без учета ее жесткости представлены в графическом виде на рис. 2.

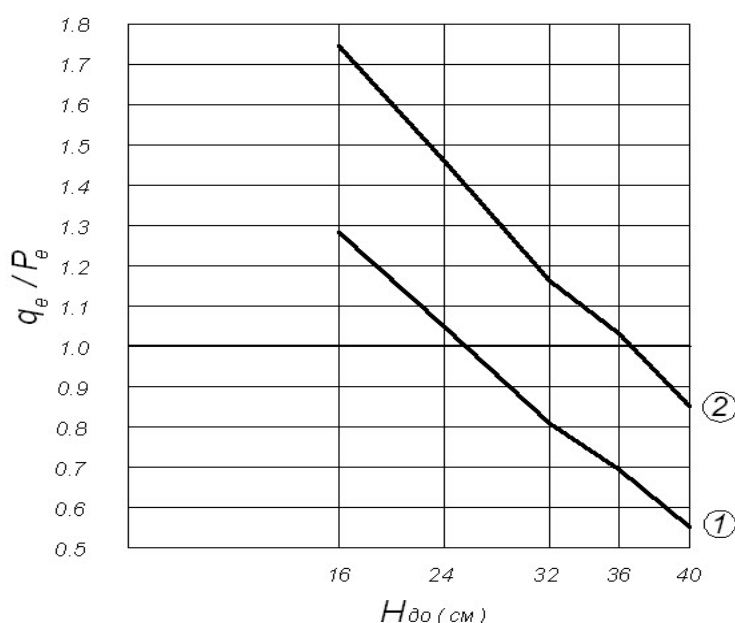


Рисунок 2 – Зависимость q_e/p_e от толщины ДО ($H_{до}$): 1 – без учета жесткости ДО; 2 – с учетом жесткости ДО

Из графика зависимости « $q_e/p_e - H_{до}$ » видно, что без учета жесткости ДО, предельная (критическая) ее толщина, с точки зрения грузоподъемности, составляет 26 см, в то же время, учет в расчетной модели жесткости ДО увеличивает величину предельной толщины одежды до 37 см.

На основании сопоставления полученных результатов расчетов грузоподъемности, выполненных в рамках традиционного подхода и с учетом фактической жесткости дорожной одежды видно, что уточнение расчетной модели плитного пролетного строения наряду с использованием пространственной схемы расчета позволяет выявить определенные ресурсы грузоподъемности.

Однако, стохастический характер деформационных характеристик реального асфальтобетона покрытия моста (материал, марка вяжущего всех уложенных слоев, температура окружающей среды и пр.) вместе с неопределенностью геометрии подстилающих слоев, может снижать отмеченный эффект от уточнения расчетной модели. В практических расчетах грузоподъемности целесообразно геометрические параметры слоев дорожной одежды принимать по результатам натурных измерений, а модуль упругости асфальтобетона принимать на уровне усредненных значений.

Для ребристых пролетных строений учет жесткости ДО в расчетной модели, принимая во внимание значительную разницу между параметрами жесткости одежды и несущих элементов, отмеченное уточнение даст заметно более худший результат.

Литература

1. ВБН В.2.3-218-186-2004. Дорожній одяг нежорсткого типу. – К.: Укравтодор, 2004 – 151 с.
2. СН 365-76. Указания по проектированию железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. – М.: Госстрой СССР, 1967 – 145 с.
3. ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009 – 49 с.

Дорошенко Ю.М., канд. техн. наук, Дорошенко О.Ю., канд. техн. наук

ВПЛИВ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА ЦЕМЕНТОБЕТОННЕ ПОКРИТТЯ ДОРІГ

Анотація. В статті розглядаються фактори, що впливають на експлуатаційні властивості цементобетонних покриттів доріг. Показано що застосування суперпластифікаторів, дисперсного армування та покращення якості вихідних матеріалів дозволяють підвищити якість цементобетонного покриття доріг.

Ключові слова: цементобетонне покриття доріг, експлуатаційні властивості, дисперсне армування, пластифікатори.

Аннотация. В статье рассматриваются факторы, влияющие на эксплуатационные свойства цементобетонных покрытий дорог. Показано что применение суперпластификаторов, дисперсного армирования и улучшения качества исходных материалов позволяют повысить качество цементобетонного покрытия дорог.

Ключевые слова: цементобетонное покрытие дорог, эксплуатационные свойства, дисперсное армирование, пластификаторы.

Annotation. The article deals with factors affecting the performance properties of concrete pavement of roads. Shown that the use of superplasticizer, disperse reinforcement and improvement of the quality of the source materials allow to increase the quality of cement concrete pavements.

Key words: cement concrete pavements, performance characteristics, dispersed reinforcement, plasticizers.

Цементобетонне покриття доріг працює в несприятливих навколишніх умовах, так як піддається механічному впливу транспортних засобів, та дії атмосферних опадів, що приводить к багаторазовому зволоженню й висушуванню, заморожуванню й відтаюванню). Таким чином, для

перешкоджання даному типу впливів і підвищенню довговічності бетону необхідно підвищувати його водонепроникність (W) та морозостійкість (F). Основною причиною проникності бетону є наявність у його структурі капілярної пористості. Бетон мав би досить високу водонепроникність і морозостійкість. На практиці в суміш вводять більше води, чим потрібно для гідратації цементу. Цей надлишок води при випаровуванні створює порожнечі й пори, які можуть з'єднуватися між собою й створювати капілярні канали. А.М. Невіль вважав, що основну роль у проникності бетону грає проникність цементного каменю та контактний шар між цементним каменем і поверхні заповнювача.

На дорожній бетон впливає також волога, що проникає в бетон за рахунок капілярного підсмоктування. Основною причиною капілярного підсмоктування є наявність у бетоні системи найтонших капілярів, що сприяють переносу вологи.

Як окремий вид впливу, який має загальну природу з капілярним підсмоктуванням, є безнапірна фільтрація. У роботах досліджувалася безнапірна водонепроникність бетону і цементного каменю. На мінімізацію деформативності й проникності впливають: застосування суперпластифікаторів, оптимального співвідношення кристалогідратів і гелю, В/Ц і коефіцієнтів розсунення зерен.

Зволоження матеріалу викликає його набрякання, а висушування – усадку. Обидва процеси характеризуються відповідними об'ємними деформаціями, які створюють у бетоні внутрішні напруження. Усадка бетону виникає під впливом фізико-хімічних й капілярних явищ, що відбуваються в гелієвій складовій цементного каменю й обумовлені зміною вологовмісту в бетоні. Висихання зволжених конструкцій відбувається за рахунок градієнтів температури й вологості між конструкцією й середовищем експлуатації. У міру проходження циклів зволоження й висушування відзначаються нарощування залишкових деформацій, які можуть бути визначені як утома.

Усадка й усадочні напруги в бетоні найнебезпечніші в ранньому віці. Свіжеукладений бетон під дією сухого повітря, сонця й вітру інтенсивно випаровує вологу, що викликає зменшення його обсягу й ускладнює процес твердіння й формування структури. Виникають внутрішні усадочні напруги, які

погано компенсуються маломіцним бетоном. У цей період на поверхні бетону з'являються усадочні тріщини.

Зовнішні знакозмінні деформації від зволоження й висушування викликають пошкодження бетону в подальшій експлуатації конструкції.

Усадка матеріалів, як капілярно-пористих тіл, пов'язана з тиском меніска рідини в капілярі, тобто в тріщині меніск рідини давить на береги тріщин, викликаючи збільшення ширини її розкриття. В тріщині, яка заповнена водою, реалізується «ефект Ребіндера», пов'язаний з адсорбційним зниженням міцності, що веде до збільшення обсягу капілярно-пористих тіл при їхньому насиченні водою.

Дія багаторазового заморожування й відтавання впливає на верхній шар цементобетонного покриття. На бетони дорожнього покриття зимою діє:

- багаторазові заморожування й відтавання в насиченому стані; причому бетон може насичуватися як чистою водою, так і розчинами хлористих солей;
- багаторазове замерзання під шаром води з утворенням на поверхні бетону шару льоду;
- багаторазове глибоке висушування (виморожуванів) бетону, насиченого розчином хлористих солей.

Важливу роль у забезпеченні необхідної морозостійкості бетону відіграє наявність нормальних умов твердіння в початковий період. Порушення таких умов твердіння приводить до інтенсивного проходження масообмінних процесів, викликаних градієнтами температури й вологості, а також їхньою спільною дією. Рідка фаза піднімається до поверхні, утворюючи в його розчинній частині пори й капіляри відкритого типу або розширюючи вже існуючі. Важливу роль грає водно-тепловий режим конструкції дорожнього одягу в цілому. При близькому розташуванні ґрунтових вод може відбуватися інфільтрація води знизу, що приведе до того, що бетон постійно зволожується і перебуває в стані часткового водонасичення і його руйнування під дією негативних температур може відбуватися швидше. При цьому утвориться велика кількість відкритих макропор.

Морозне руйнування бетону пов'язано з значним розширенням води при її переході в лід у порах матеріалу. Тиск замерзаючої води в незамкнених порах може досягати сотень атмосфер.

Вважалося, що відбувається вплив льоду, який кристалізується, на стінки пор, що викликає місцеві напруження. Пізніше дослідники прийшли до висновку, що причиною руйнування при заморожуванні й відтаванні є гідравлічний тиск, що виникає у вологому бетони при замерзанні води.

Було запропоновано близько 20 гіпотез морозного руйнування: гідравлічний тиск некрижаної води, що обтискується льодом, який утворюється в порах; кристалізаційний тиск льоду; утворення «льодових лінз»; осмотичний тиск; міграція води через пористе середовище в зону контакту між льодом і пористою основою; сегрегація льоду в мікропорах і ін. Процес деструкції бетону при заморожуванні й відтаванні варто розглядати як розвиток і нагромадження тріщин у гетерогенному матеріалі. При замерзанні рідини тиск від збільшення її обсягу передається на береги тріщини й на воду в плівковому стані, що не змінила свій агрегатний стан. Крім того, у полі високих напруг у вершині тріщини може відбуватися зрушення. Це приводить до розсунення сторін тріщини та збільшення її довжини з подальшим зниженням міцності в процесі експлуатації.

В тонких порах і капілярах з розмірами $10^{-5} \dots 10^{-7}$ см вода перебуває в структурованому виді з температурою її замерзання - 50°C .

Процес корозії бетону в агресивних середовищах – це комплекс гетерогенних хімічних процесів взаємодії бетону з компонентами агресивного середовища. Корозійні процеси в бетоні і залізобетоні під впливом агресивних середовищ дуже різняться між собою. Це пов'язане як з різноманітністю властивостей бетону (його станом), так і з властивостями агресивного середовища.

Корозія першого виду можлива, коли під дією однобічного напору виникає фільтрація води крізь товщу бетону. Наслідком корозії першого виду є розчинення і винесення із структури бетону продуктів гідратації цементу, що істотно знижує показники фізико-механічних властивостей бетону і поступово руйнує його. Найбільш розчинною речовиною є утворюваний при гідролізі гідроксид кальцію.

Суть корозії другого виду полягає у розвитку обмінних реакцій між

кислотами чи солями навколишнього середовища і складовими елементами цементного каменю. Внаслідок таких реакцій у поверхневих шарах бетону, які стикаються з агресивним середовищем, виникають новоутворення без в'язучих властивостей і достатньої щільності. Ці речовини розчиняються або вимиваються механічно, при цьому оголюються нові шари бетону; так процес продовжується до повного руйнування бетону.

Найнебезпечнішим видом хімічних впливів можна вважати сульфоалюмінатну корозію – під дією сульфатних вод у цементному камені утворюється еtringіт, і як показали останні дослідження, таумасит.

У результаті впливу сульфатів бетон поступово руйнується й переходить у пухкий стан, що легко виявляється візуально.

Основною ознакою корозії третього виду є нагромадження в порах-капілярах і інших порожнечах цементного каменю, розчину або бетону, кристалів солей, що утворилися за рахунок хімічних реакцій взаємодії агресивного середовища й складових частин новотворів цементного каменю. Кристали солей, розширюючись, руйнують стінки пор цементного каменю.

Особливо великий вплив робить утворення на поверхні бетону шару льоду й дія солей відтаювання. При замерзанні під шаром льоду підвищується ступінь водонасичення бетону, особливо в поверхневому шарі, що стикається з льодом. Танення льоду при негативній температурі під дією хлористого натрію є ендотермічним процесом і тому у поверхневому шарі бетону відбувається різке зниження температури.

Відзначається також прискорене руйнування бетону при заморожуванні в розчинах електролітів, зокрема хлоридів. Існує думка, що це відбувається через інтенсифікацію хімічної корозії, пов'язаної з підвищенням концентрації солей у розчині в міру виморожуваного з нього прісного льоду.

У процесі руйнування бетону, насиченого розчинами хлоридів, при його заморожуванні важливу роль грає гідравлічний тиск, що виникає, коли концентрація розчину становить близько 4%.

При висушуванні бетонів, насичених розчинами хлористих і інших солей відбувається кристалізація цих солей у порах бетонів. Деякі із цих солей при зміні вологості переходять із безводної форми в кристалогідрати зі значним збільшенням об'єму. Такі перетворення солей викликають значні додаткові

напруги в бетоні. Є дані про негативний вплив на міцність бетону концентрованого розчину NaCl, навіть при короткочасному впливі.

Важливими властивостями дорожнього цементного бетону є його міцність утоми – здатність зберігати міцність при багаторазовому механічному навантаженні, а також його деформативність. Під деформативністю дорожнього цементного бетону мається на увазі його здатність змінювати форму й розміри не руйнуючись. Щільність, морозостійкість і водонепроникність дорожнього цементного бетону визначають його довговічність. Необхідна щільність забезпечується оптимальним змістом води в цементобетонній суміші ($V/C < 0,5$). Морозостійкість же цементного бетону залежить як від морозостійкості складових матеріалів так і щільності бетону.

Фізичний і хімічний вплив навколишнього середовища проявляється одночасно з механічними впливами транспорту й засобів експлуатації (стирання, вдавнення й удари).

Останній час спостерігається стійка тенденція збільшення кількості, вантажопідйомності й швидкості руху транспортних засобів. З урахуванням існуючого стану дорожніх покриттів по показниках рівності дані тенденції приводять до істотного збільшення динамічної складової тиску на покриття.

В умовах постійного недоремонту мережі автомобільних доріг, при погіршенні показника рівності покриття, дорожні одяги починають працювати в умовах динамічних перевантажень, що приводить до їхнього прискореного руйнування. Динамічні перевантаження на нерівних ділянках у середньому становлять 50 - 90 %, при припустимих - 30 %.

Характерна риса роботи цементобетонних покриттів полягає в тім, що всі впливи сприймаються, у першу чергу, поверхневим шаром. При цьому руйнування бетону відбувається, в основному, у поверхневому шарі. У початковий період руйнується поверхневий шар бетону шляхом відшарування товщиною 0,1-1 см. Потім відбувається поступове руйнування розчину в глибину. Крупний заповнювач оголюється й під впливом динамічних впливів коліс автотранспорту викришується з бетону.

Механічні впливи автомобільного транспорту викликають у цементобетонному покритті вертикальні й горизонтальні зусилля. Під впливом вертикальних навантажень відбувається вигин, наприклад, плит, що лежать на пружній основі, що викликає появу в бетоні напруг розтягання при вигині.

Горизонтальні зусилля в покритті виникають (особливо при гальмуванні) при руху транспорту зі змінною швидкістю. Ці зусилля викликають напружений стан, як правило, у поверхневих шарах покриття й спричиняються додаткове абразивне зношування дорожнього бетону.

Довговічність конструкцій багато в чому залежить від того, наскільки правильно при їхньому зведенні були враховані особливості поведження бетону при динамічному навантаженні.

Позитивним моментом для протидії динамічним впливам бетонів можна вважати факт більшої стійкості дрібнозернистих бетонів у порівнянні з бетонами на великому заповнювачі. У роботі показано, що при ударних навантаженнях руйнування бетону відбувається через розвиток внутрішніх поверхонь розділу. Стійкість бетонів як грубогетерогенних матеріалів до ударних навантажень може бути підвищена за рахунок керування макроструктурними параметрами в процесі самоорганізації матеріалу.

Відповідно до напруженого стану до цементного бетону дорожніх покриттів пред'являються вимоги по міцності на стиск і розтягання при вигині, які викладені в ДБН В.2.3-4:2007 «Автомобільні дороги». Відзначимо, що для дорожнього цементного бетону міцність на розтягнення при вигині має більше важливу роль.

У результаті різкого збільшення інтенсивності транспортних потоків, погіршення навколишнього середовища (автомобільні вихлопи, пально-мастильні й антигололедні реагенти й т.п.), істотно зросли навантаження на дорожні одяги, у тому числі й із цементобетонними покриттями. Актуальним є пошук рішень, спрямованих на збільшення термінів служби дорожніх одягів із цементобетонними покриттями, що працюють в тяжких умовах експлуатації. В цей час при будівництві й реконструкції автомобільних доріг однією з основних умов є підвищення довговічності й експлуатаційної стійкості дорожніх покриттів.

Для підвищення довговічності дорожнього бетону необхідно знизити рівень його внутрішнього напруженого стану до величини, що забезпечує його тривалу роботу (збереження розрахункової міцності) з урахуванням транспортних, кліматичних і експлуатаційних (боротьба з ожеледдю) і інших впливів.

Одним із перспективних конструкційних матеріалів для цементобетонну покриття доріг є дисперсно-армовані бетони. Дисперсне армування

здійснюється волокнами-фібрами, рівномірно розповсюдженими в об'ємі бетонної матриці.

Для отримання більш міцних композицій необхідно виконувати ряд вимог:

- волокна потрібно рівномірно розподіляти по всьому об'єму матриці, але вони не повинні безпосередньо дотикатися одна до одної;
- матриця повинна бути хімічно інертною по відношенню до дії волокон;
- волокна повинні мати більш високий, порівняно з матрицею, модуль пружності;
- бажано, щоб матриця мала достатньо високу міцність при зсуві, при можливості слід прагнути до орієнтованого розподілу волокон в матриці (в бетоні, розчині).

Дослідження показали, що при відносній довжині фібр $l/d = 100$ граничний склад їх, який вдається ввести в бетонну суміш при звичайних способах перемішування, складає 2–3% по об'єму. Зі зменшенням довжини фібри їх кількість, яка може бути введена в бетонну суміш без погіршення при цьому її однорідності, збільшується і навпаки, при збільшенні довжини фібри знижуються можливості технологічного процесу.

Важливою проблемою, яка виникає при армуванні волокнами бетонних матеріалів, є також зниження легкоукладаємості бетонної суміші по мірі збільшення в ній складу волокнистого заповнювача. Встановлено, що як із збільшенням довжини волокна, так із зменшенням його діаметра – зниження легкоукладальності бетону при інших рівних умовах виявляється більш помітним. Збільшення рівня легкоукладальності звичайно досягається за рахунок збільшення водоцементного відношення і об'єму розчинної частини матеріалу, а також завдяки використанню різних пластифікуючих добавок.

Типовий армований фібрами бетон повинен відрізнятися від звичайного більш високим вмістом цементу, витрати якого в залежності від наявності в бетоні крупного заповнювача і геометричних параметрів фібрової арматури – 350 – 550 кг/ куб. м. При цьому водоцементне відношення – 0,35 – 0,55. Витрати цементу можуть бути знижені за рахунок добавок золи –виносу.

Неабияке значення з технологічної точки зору мають різного роду добавки, які вводять в бетонну суміш для покращення її якості. Для оптимізації технологічного процесу доречно використовувати добавки пластифікаторів або суперпластифікаторів, уповільнювачі та прискорювачі тужавіння, добавки, які знижують вологовміст і водопотребу. Волокна, як правило, не спричиняють якого-небудь впливу на дію добавок.

Особливий інтерес представляє використання при виготовленні дисперсно-армованих бетонів і конструкцій на їх основі спеціальних технологічних заходів, які дозволяють покращити якість готової продукції. Тут перш за все необхідно вказати на великі можливості вібропрокату і вібропресування в поєднанні з вакуумуванням, центрифугуванням, формуванням під тиском (з навантаженням).

Технологічні процеси пов'язані з укладкою, ущільненням і оздобленням армованих волокнами бетонних матеріалів практично не відрізняються від традиційних.

Отже, в результаті дослідження міцнісних властивостей фібробетону можна зробити висновки:

- збільшення міцності бетонної суміші на стиск, на розтяг при згині, на розтяг при розколі, на осьовий розтяг залежить від збільшення величини діаметру і об'ємного вмісту волокон.
- при збільшенні діаметру і об'ємного вмісту волокон збільшується і жорсткість бетонної суміші, що негативно впливає на її легкоукладальність.
- оптимальний діаметр 0,8 – 1,0 мм і об'ємний вміст волокон 2-3 % об'єму бетонної суміші.

Література

1. Баженов Ю.М. Технология бетона. – М.: Высшая школа, 2002. – 415 с.
2. Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении / Ю.М. Баженов. – М.: Стойиздат, 1970. – 272 с.
3. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика –2-е изд. / В.Г. Батраков. – М.: Технопроект, 1998. – 768 с.
4. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. – М.: Госстройиздат, 1962. – 96 с.

5. Бунин М.В., Грушко И.М., Ильин А.Г. Структура и механические свойства дорожного цементного бетона. – Харьков: изд-во универ., 1968. – 199 с.
6. Глыбин В.С. Технология дорожного цементобетона. – М.: Высшая Школа, 1972. – 272 с.
7. Гоц В.І. Бетони і будівельні розчини. Підручник. – К.: ТОВ УВПК „Екс об”, 2003. – 472 с.
8. ДБН В.2.3-4:2007 «Автомобільні дороги». Мінрегіонбуд України – К., 2007. – 91 с.
9. Дворкин Л.И. Основы бетоноведения / Л.И. Дворкин, О.Л. Дворкин. – СПб., Строй-Бетон, 2006. – 692 с.
10. Демьянова В.С. Модифицированные высококачественные бетоны / В.С. Демьянова, Ю.М. Баженов, В.И. Калашников – М.: Изд-во АСВ, 2006. – 368 с.
11. Добавки в бетон: Справ.пособие / В.С.Рамачандран, Р.Ф.Фельдман, М.Коллепарди и др. – М.: Стройиздат, 1988. – 575 с.
12. Дорошенко Ю.М. Добавки, повышающие прочность и водонепроницаемость цементных бетонов / Ю.М. Дорошенко, В.Б. Вишневский, В.В. Чистяков // Повышение долговечности конструкций водохозяйственного назначения. Тезисы докладов всесоюзной конференции. – Ростов-на-Дону, 1981. – С.133-135.
13. Дорошенко Ю.М., Дорошенко О.Ю., Гуріна Л.Г., Борковський П.П. Вплив хімічної добавки-прискорювача твердіння на процеси гідратації, структуроутворення та властивості портландцементу // Вісник ТАУ та УТУ. – 2000. – №4. – С.122 – 127.
14. Дорошенко О.Ю., Возненко А.Д. Кремнійорганічні домішки – ефективні модифікатори цементного бетону/ Збірник наукових праць Київського університету економіки і технологій транспорту, серія “Транспортні системи і технології” 2003 р. – Випуск 3, – С. 72 – 79.
15. Дорошенко О.Ю., Дорошенко Ю.М. Цементний бетон, армований сталевую дисперсною арматурою // Збірник наукових праць Київського університету економіки і технологій транспорту, серія “Транспортні системи і технології”. – 2006. – Вип. 10. – С. 66 – 74.

16. Дорошенко О.Ю., Дорошенко Ю.М. та ін. Стан і перспективи розвитку дорожньої мережі України // Збірник наукових праць ДЕТУТ. Серія «Транспортні системи і технології». – 2010. – Вип. 17. – С. 55 – 60.
 17. Дорошенко О.Ю., Дорошенко Ю.М. Експлуатаційні впливи на бетони в цементобетонних покриттях доріг / Збірник наукових праць ДЕТУТ. Серія «Транспортні системи і технології». – 2011. – Вип.18. – С. 38 – 44.
 18. Жёсткие покрытия аэродромов и автомобильных дорог: Учеб. пособие для вузов / Г.И.Глушков, В.Ф.Бабков, В.Е.Тригони и др.; Под ред. Г.И.Глушкова. – М.: Транспорт, 1994. – 349 с.
 19. Мишутин А.В. Повышение долговечности бетонов тонкостенных плавучих и портовых гидротехнических сооружений / А.В. Мишутин, Н.В. Мишутин. – Одесса: Одесский центр научно-технической и экономической информации, 2003 – 192 с.
 20. Опыт строительства дорожных покрытий из жёстких укатываемых смесей / И.В.Басурманова, В.И.Коршунов, А.И.Суворов, Р.А.Коган. – М., 1990. – 64 с. – (Автомоб. дороги: Обзорн. информ. / Ин-формавтодор; Вып. 2).
 21. Пушкарьова К.К., Дорошенко О.Ю. та інші. Особливості отримання лужного шлакопортландцементного бетону та перспективи його використання для влаштування дорожнього покриття // Автошляховик України. – 2008. – № 5 (211). – С. 40 – 45.
 22. Рабинович Ф.Н. Дисперсно-армированные бетоны / Ф.Н. Рабинович. – М.: Стройиздат, 1989. – 176 с.
 23. Ребиндер П.А. Процессы структурообразования в дисперсных системах. Физико-химическая механика строительных материалов / П.А. Ребиндер. – Ташкент: Изд. «Фан», 1966. – 348 с.
 24. Строительство цементобетонных покрытий автомобильных дорог: Учеб. для вузов / Э.Р.Пинус, С.В.Коновалов, А.М.Радин. – М.: Высшая школа, 1975. – 303 с.
 25. Транспортна стратегія України на період до 2020 р.
 26. Ферронская А.В. Долговечность конструкций из бетона и железобетона / А.В. Ферронская. – М.: Изд-во АСВ, 2006. – 336 с.
- Чистяков В.В. Интенсификация твердения бетона / В.В.Чистяков, Ю.М.Дорошенко, И.Г.Гранковський – К.: Будівельник, 1988. – 49 с.

Кіяшко І.В., канд. техн. наук, **Новаковський Д.М.**, канд. техн. наук,
Смолянук Р.В. канд. техн. наук, **Мінаков О.С.**, **Пархоменко О.Ю.**,
Буркун В.І.

ОБҐРУНТУВАННЯ ПАРАМЕТРІВ ТЕСТОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ ПРИ ВИМІРЮВАННІ МІЦНОСТІ ДОРОЖНЬОГО ОДЯГУ ДИНАМІЧНИМИ МЕТОДАМИ

Анотація. У статті виконано аналіз методів та устаткування з визначення міцності конструкції дорожнього одягу. Описано функціональну схему експериментального зразка устаткування ХНАДУ. Представлено розрахунки параметрів системи тестового навантаження.

Ключові слова: конструкція дорожнього одягу, міцність, динамічне навантаження.

Аннотация. В статье выполнен анализ методов и оборудования по определению прочности конструкции дорожной одежды. Описано функциональную схему экспериментального образца оборудования ХНАДУ. Представлены расчеты параметров системы тестового нагружения.

Ключевые слова: конструкция дорожной одежды, прочность, динамическая нагрузка.

Annotation. The article analyzes the methods and equipment for highway structural strength estimations. Describes the functional diagram of operative embodiment of KNAHU equipment. Presents the estimations of test loads system parameters.

Key words: highway structure, strength, dynamic load.

Якісна діагностика автомобільних доріг є запорукою ефективного функціонування дорожньо-транспортної системи. Вплив якості функціонування діагностичної галузі дорожнього господарства ще більш критично проявляється в умовах обмеженого фінансування. Мета діагностики і оцінки стану автомобільних доріг полягає в отриманні повної, об'єктивної і достовірної

інформації про транспортно-експлуатаційний стан доріг. Необхідним інструментом для досягнення позначеної мети є автоматизовані технічні засоби діагностики і оцінки транспортно-експлуатаційного стану доріг, у тому числі для оцінки показників несучої здатності дорожніх конструкцій.

Міцність дорожніх конструкцій є основним показником транспортно-експлуатаційного стану від якого залежать рівність покриттів, працездатність, надійність автомобільних доріг. Під міцністю дорожнього одягу розуміють його здатність під дією багаторазових транспортних навантажень та кліматичних впливів зберігати необхідну суцільність і потрібну рівність протягом заданого терміну служби. Теоретичні і експериментальні дослідження показали, що в більшості випадків міцність дорожнього одягу достатньо повно може бути охарактеризована величиною його пружного прогину під навантаженням. Прогин, виміряний на поверхні дорожнього покриття, є найбільш інформативним показником загального стану дорожнього одягу, оскільки він до того ж побічно характеризує стискаючі напруження та напруження зсуву в шарах дорожнього одягу. Широкому використанню величини пружного прогину як показника міцності дорожнього одягу сприяло і те, що цей показник досить просто визначати в польових умовах.

Методи визначення міцності дорожніх конструкцій, які на даний час використовуються в Україні, мають низку недоліків серед яких наступні: вимірювання пружного прогину виконується в тестових точках, не виконується визначення несучої здатності окремих конструктивних елементів дорожньої конструкції, низька продуктивність, висока трудоемність, складність в калібруванні обладнання, висока вартість устаткування (особливо закордонного виробництва).

Серед параметрів деформації, що оцінюються за різними методами, можна виділити такі як:

- величини максимального пружного, повного та залишкового прогинів конструкції дорожнього одягу;
- показники геометрії чаші пружного, повного та залишкового прогинів в тестових точках з подальшим відновленням безперервного профілю чаші прогину;
- часові залежності прогинів та геометрії чаші прогину.

За типом тестового навантаження методи прийнято поділяти на динамічні, статичні та квазістатичні. Серед методів, що використовують

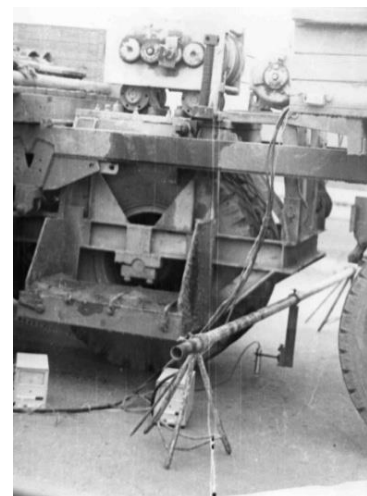
динамічне навантаження необхідно відокремити методи ударного та рухомого навантаження. Крім часу дії тестового навантаження необхідно враховувати також характер передачі дії на дорожню конструкцію. Так передача навантаження може здійснюватися через різні конструкції штампів та імітаторів, та через реальні пневматики ходових лабораторій та причіпного устаткування.

Для більш об'єктивної оцінки міцності дорожнього одягу доцільно використовувати дію, аналогічну тій, що виникає при русі автомобільного транспорту. Аналіз напружено-деформованого стану конструкції під дією динамічного навантаження буде більш інформативним з позиції визначення здатності дорожньої конструкції сприймати динамічну дію автомобілів. На відміну від статичних підходів, динамічні моделі напружено-деформованого стану теоретично здатні врахувати ефекти, обумовлені рухливістю навантаження.

Однією з перших установок динамічного навантаження в Радянському союзі була створена установка ХАДІ (рис. 1). На відміну від багатьох сучасних приладів в установці ХАДІ використовувалась схема навантаження на покриття через реальний пневматик. Установка дозволяла виконувати випробування в умовах як статичного навантаження так і в умовах циклічного та ударного навантаження з можливістю реєстрації параметрів часті прогину. Найбільше розповсюдження в Україні отримали установки динамічного навантаження типів Діна-3М та УДВО-НТУ.



а)



б)

Рисунок 1 – Установка динамічного навантаження ХАДІ: а) загальний вигляд; б) обладнання для реєстрації переміщення поверхні покриття

З позиції інформативності, надійності, простоти реалізації, продуктивності, вартості обладнання, прийнятої схеми навантаження та інших показників метод визначення несучої здатності дорожньої конструкції за параметрами її прогину під дією імпульсного навантаження (в міжнародній класифікації – Failing Weight Deflectometer або FWD) значно перевершує статичні та квазістатичні методи. Серед найбільш відомих світових виробників таких комплексів слід відмітити компанії JILS, Grontmij (в минулому CarlBro), ERES International, Dynatest. Для практичної реалізації методу використовуються автоматизовані та напівавтоматизовані вимірювальні комплекси змонтовані, найчастіше на одно або двовісних візках, що транспортуються до місця випробування за допомогою транспортних засобів.

Прагнення реалізації перспектив інтеграції дорожньо-транспортної системи України в Європейський простір вимагають доведення апаратної бази національного діагностичного комплексу до найвищих світових стандартів. Ідея розробки національного обладнання для вимірювання і оцінки міцності дорожніх одягів за міжнародними стандартами знайшла підтримку в Державному агентстві автомобільних доріг України. Розробка такого обладнання за типом FWD виконується співробітниками Харківського національного автомобільно-дорожнього університету.

Ефективний підхід до створення інноваційних зразків наукоємного обладнання передбачає розробку детальної функціональної схеми такого обладнання, що дає можливість виконати аналіз подальших конструктивних рішень на етапі проектування, раціонально підійти до підбору та обґрунтування параметрів компонентів, мінімізувати похибки та зменшити трудомісткість конструкторської роботи. Згідно з технічним завданням та загальною концепцією експериментального зразка устаткування для визначення жорсткості дорожніх конструкцій з використанням інструменту системного проектування виконано розробку загальної функціональної схеми (рис. 2).

Одним з обов'язкових вузлів устаткування є підсистема навантаження, що реалізує послідовність дій по підйому, фіксації, скидання вантажу, передачі навантаження на поверхню КДО та блокування вантажу після завершення циклу навантаження. Імпульсне навантаження, як правило, утворюється за допомогою скидання вантажу на амортизуючий буфер. Величина навантаження регулюється за рахунок зміни маси вантажу, висоти скидання та жорсткості буфера. Використання амортизуючих пристроїв дозволяє підібрати час дії

навантаження та форму часової залежності імпульсу відповідно до вимог випробування. Як правило, при випробуванні прагнуть до імітації навантаження від розрахункового рухомого транспортного засобу. Фактичні значення параметрів навантаження, що передається на покриття, необхідно реєструвати безпосередньо після кожного імпульсу.

Необхідність уніфікації параметрів випробування вимагає проведення детального аналізу найбільш розповсюджених світових зразків обладнання, що дозволяють виконувати реєстрацію параметрів динамічної чаші прогину. В наслідок аналізу виділено комплекс характеристик підсистеми навантаження серед яких:

- величина тестового навантаження;
- діаметр штампку;
- час контактної дії навантаження;
- форма часової залежності імпульсу.

Результат порівняння основних характеристик підсистеми навантаження світових зразків устаткування з вимірювання міцності дорожніх конструкцій зведено до табл. 1.

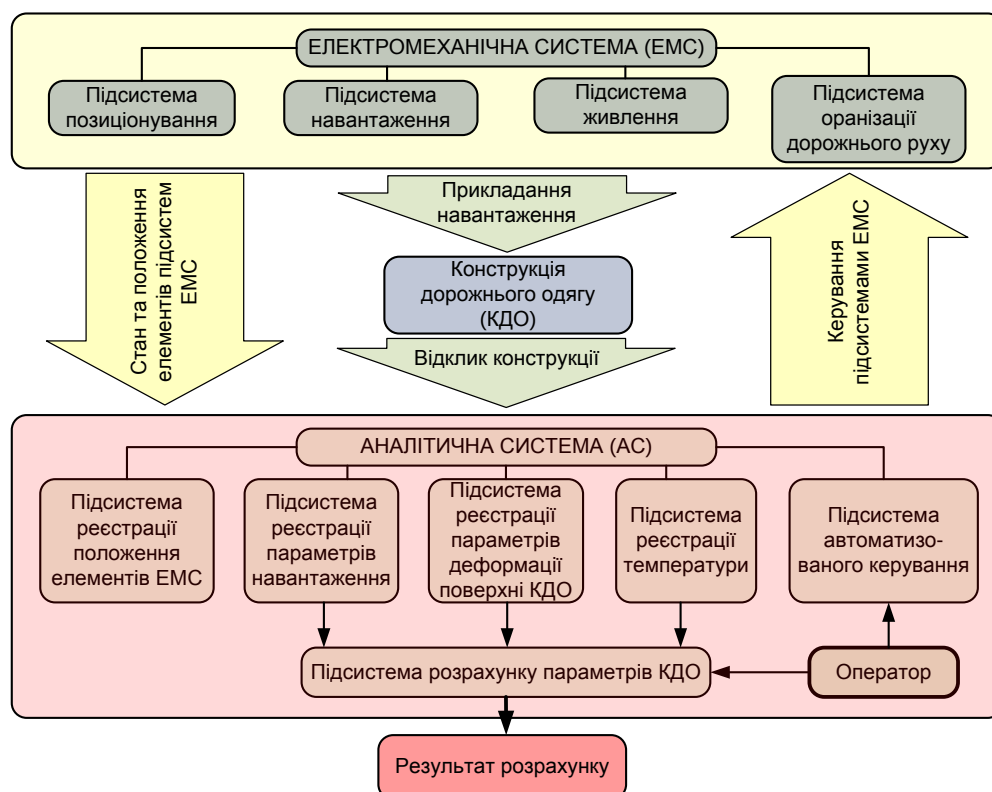


Рисунок 2 – Функціональна схема експериментального зразка з вимірювання і оцінки міцності дорожніх одягів

Таблиця 1 – Зведення основних параметрів підсистеми навантаження різного устаткування

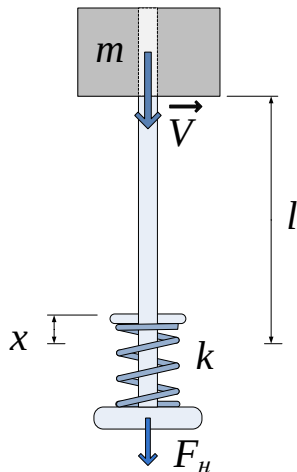
Найменування устаткування (виробник)	Діаметр штампу, см	Величина навантаження, кН	Час контактної дії, с
Дина-3М (Росдортех)	33	50	0,03
Dynatest 8002 (Dynatest)	30 (45)	7-120	0,02 – 0,03
KUAB 2M-FWD-8833 (ERES International)	30 (45)	14-150	0,02 – 0,04
Pri 2100 FWD (Grontmij, в минулому CarlBro)	30	7-150	0,02 – 0,03
Jils-20 FWD (JILS)	30,5	13,3 – 89	0,02 – 0,034

Згідно з діючими нормативними документами в Україні прийнято три групи розрахункового навантаження з величиною 57,5 кН, 50 кН та 30 кН та діаметром 30, 33 та 28 см відповідно. Аналіз світової практики вимірювання міцності за стандартом FWD показує масове використання штампів діаметром саме 30 см для випробування нежорстких дорожніх одягів (табл. 1). Щодо величини навантаження, то більшість зразків устаткування дозволяють змінювати його в широких межах. Найбільш розповсюдженим є навантаження 50 кН, що відповідає прийнятим в Україні стандартам.

Час контактної дії та форма часової залежності навантаження має не менший вплив на параметри деформації поверхні покриття ніж величина навантаження. Так швидкість прикладання та час дії навантаження, що безпосередньо визначаються формою часової залежності тестового імпульсу, впливають на параметри напружено-деформованого стану шарів конструкції, що проявляють в'язко-пружні та пластичні властивості [1]. Крім того, зміна часу контактної дії приводить до зміни величини енергії, що витрачається на деформування конструкції, що, в свою чергу, негативно впливає на відтворюваність результатів випробування. Таким чином, для уніфікації процесу випробувань необхідно чітко встановити параметри навантаження та обов'язково виконувати їх контроль в кожному циклі. З метою імітації транспортного навантаження в сучасних зразках устаткування прийнято часову форму імпульсу у вигляді половини періоду синусоїди.

Процес вимірювання жорсткості дорожньої конструкції за допомогою експериментального зразка устаткування ХНАДУ передбачає створення

тарованої дії на покриття за рахунок передачі енергії вільно падаючого вантажу через пристрій для поглинання та накопичення енергії, що забезпечить заданий час дії та форму часової залежності навантаження. В якості такого пристрою доцільно використати пружину. Схему прикладання навантаження зображено на рис. 3.



За рисунком 3 можна виділити наступні параметри системи навантаження:

m – маса вантажу, кг;

l – висота падіння вантажу до моменту зупинки в нижній точці, м;

k – коефіцієнт жорсткості пружини, Н/м;

x – величина максимальної деформації пружини під дією енергії падіння вантажу;

F_n – сила навантаження на покриття.

Рисунок 3 – Схема прикладання навантаження на поверхню покриття

Проектування підсистеми навантаження передбачає встановлення функціональної залежності між її параметрами та характеристиками імпульсу, що генерується.

Згідно з проведеними розрахунками, величина навантаження становить:

$$F_n = \sqrt{2kmg l}, \quad (1)$$

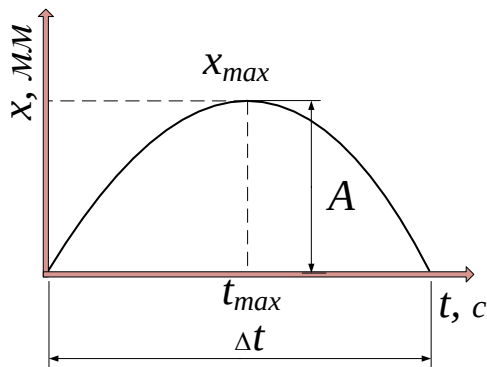
де g – прискорення вільного падіння на поверхні Землі, $9,81 \text{ м/с}^2$;

При нульовій початковій швидкості вантажу закономірність зміни деформації пружини в часі описується рівнянням:

$$x(t) = A \sin\left(t \sqrt{\frac{k}{m}}\right). \quad (2)$$

Сила стиску пружини пропорційна величині її деформації. Закономірність деформації пружини та, відповідно, величини навантаження на покриття за

часом, згідно з залежністю 2, за повний цикл завантаження-розвантаження покриття зображено на рис. 4:



Згідно з умовними позначеннями (рис. 4) серед параметрів циклу завантаження-розвантаження можна відмітити:

A – амплітуда коливання пружини;

Δt – повний час дії навантаження;

x_{max} – максимальна деформація пружини;

t_{max} – час, що відповідає максимальній деформації пружини.

Рисунок 4 – Закономірність зміни абсолютної деформації пружини за часом

Максимальне навантаження F_n на покриття співпадає за часом з максимальною деформацією пружини. За аналізом залежності 2 слідує, що $t_{max} = \Delta t/2$, таким чином для моменту часу t_{max} :

$$\sin\left(t_{max} \sqrt{\frac{k}{m}}\right) = 1,$$

$$t_{max} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{m}{k}}. \quad (3)$$

Таким чином, тривалість циклу навантаження-розвантаження:

$$\Delta t = t_{max} \cdot 2 = \sqrt{\frac{m}{k}} \cdot \pi, \quad (4)$$

Звідси визначаємо коефіцієнт жорсткості пружини:

$$k = \frac{\pi^2 m}{\Delta t^2}. \quad (5)$$

та масу вантажу:

$$m = \frac{k \cdot \Delta t^2}{\pi^2}. \quad (6)$$

Згідно з залежністю 1 розрахункова висота скидання вантажу становить:

$$l = \frac{F_h^2}{2kmg}. \quad (2.15)$$

З урахуванням проектних технічних характеристик устаткування діапазон зміни тестового навантаження складає 30-70 кН. На основі встановлених залежностей виконано параметричне моделювання з метою підбору раціонального співвідношення таких параметрів як маса вантажу, висота скидання та коефіцієнт жорсткості пружини. Залежність висоти скидання, необхідної для досягнення заданої величини навантаження з часом дії 20 мс, від коефіцієнту жорсткості пружини наведено на рис. 5.

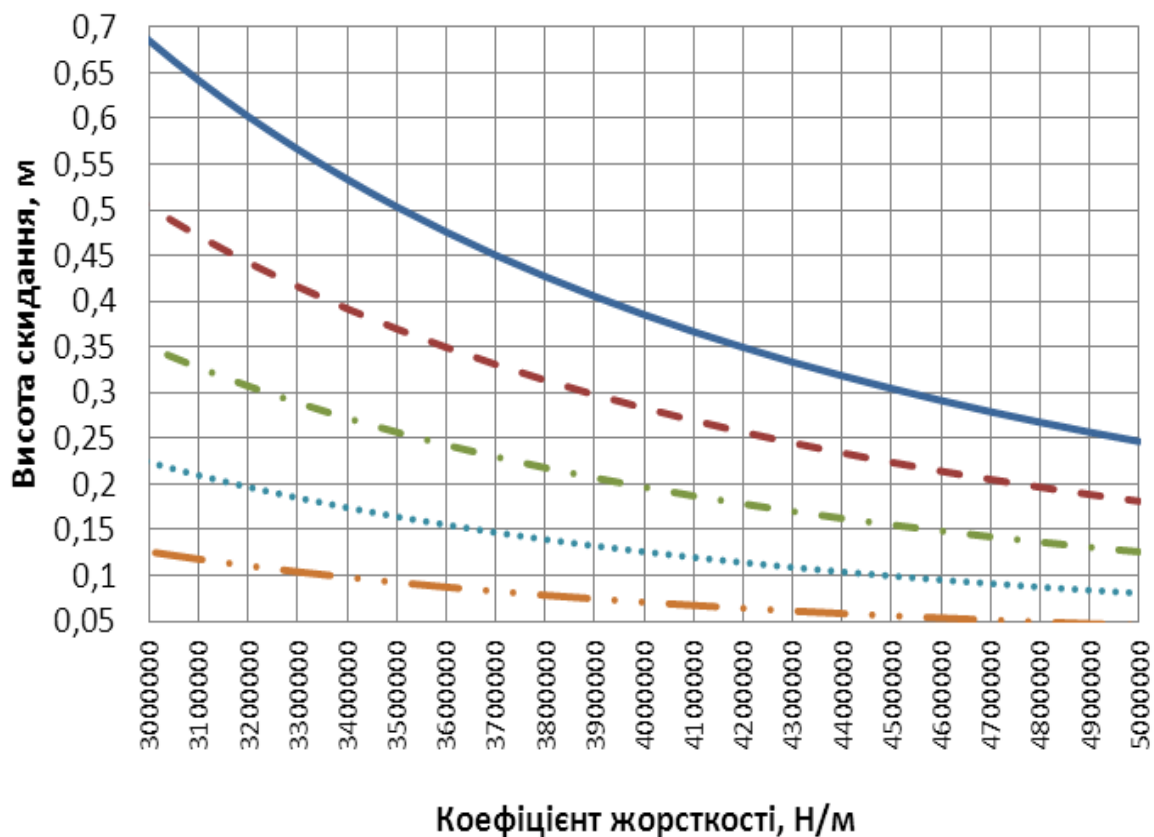


Рисунок 5 – Залежність висоти скидання вантажу від коефіцієнту жорсткості пружини для різної величини тестового навантаження з часом дії 20 мс

При інших сталих величина навантаження залежить від висоти скидання вантажу. При цьому зменшення необхідної висоти скидання може привести до збільшення похибки при налаштуванні устаткування. В той же час збільшення необхідної висоти скидання приводить до збільшення габаритів приладу та вимог до технічних можливостей підсистеми підйому вантажу. За аналізом встановленої залежності (рис. 5) для діапазону раціональної висоти скидання вантажу (0,5 м – 0,05 м) діапазон за коефіцієнтом жорсткості пружини становить 3500000 – 4500000 Н/м.

За результатами моделювання виконано проектування та виготовлено пружину, що задовольняє поставленим вимогам. Коефіцієнт жорсткості пружини становить 3600000 Н/м. З урахуванням параметрів отриманої пружини встановлено залежність висоти скидання вантажу від необхідної величини тестового навантаження. Відповідну залежність наведено на рис. 6.

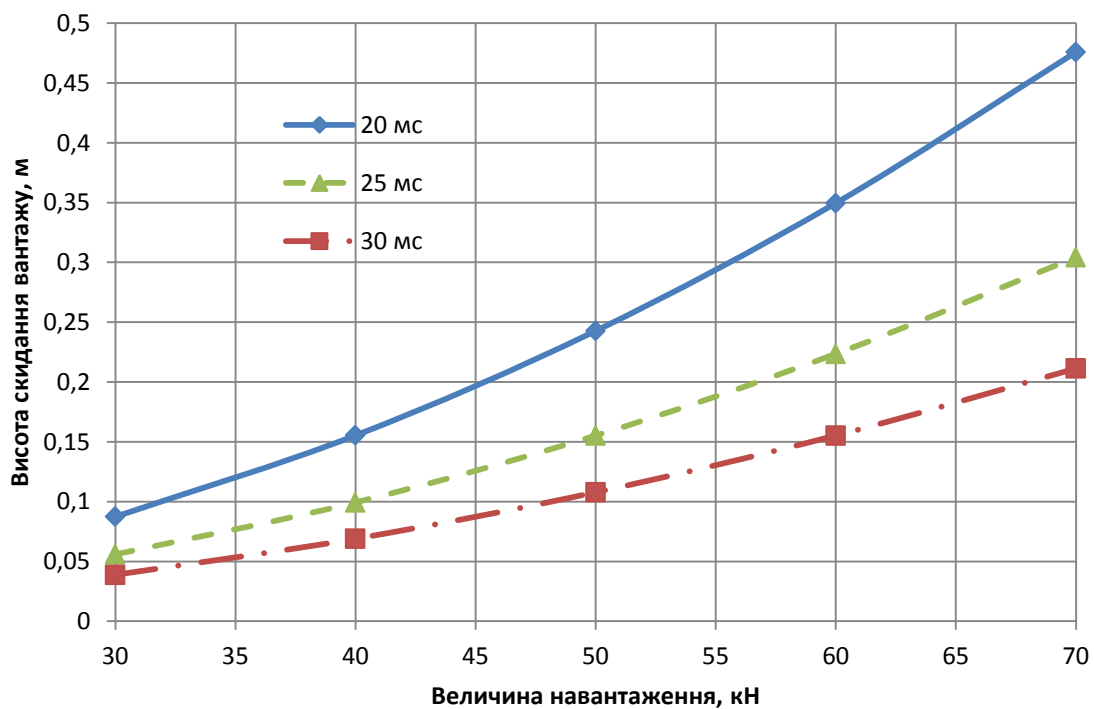


Рисунок 6 – Залежність висоти скидання вантажу від необхідної величини тестового навантаження для різного часу дії

Згідно з технічним завданням устаткування для вимірювання міцності дорожньої конструкції буде реалізовано у вигляді причепа, на якому змонтовано ударний механізм та комплекс вимірювального обладнання.

Використання аналітико-емпіричної методології оцінки стану конструктивних елементів дорожньої конструкції, яку буде втілено в спеціалізованому програмному забезпеченні, дозволить досягти високої точності оцінки міцності окремих конструктивних елементів дорожньої конструкції на основі обмірюваних параметрів динамічної чаші прогину.

Обов'язковим етапом в розробці діагностичного обладнання є проведення робіт по метрологічній атестації з використанням стандартних засобів вимірювальної техніки. Специфіка сфери використання такого обладнання вимагає також проведення порівняльних випробувань із залученням національних та міжнародних зразків вимірювальних комплексів. Порівняльні випробування в межах міжнародного співтовариства є також необхідною умовою для інтеграції України в світову систему контролю якості автомобільних доріг.

Література

1. Смирнов А.В. Динамика дорожных одежд автомобильных дорог. – Омск: Западно-Сибирское книжное издательство. Омское отделение, 1975. – 184 с.
2. Стелюк Л.П. Экспресс – методы определения прочности дорожных одежд / Стелюк Л.П., Анфимов В.А., Чайка А.Т. – Харьков: Харьковское областное правление НТО автомобильного транспорта и дорожного хозяйства, 1981. – 24 с.
3. Автомобільні дороги. Визначення транспортно-експлуатаційних показників дорожніх покриттів. Методи та засоби: ДСТУ 218.02070915-102-2003. – [Введено вперше 2003-12-12]. – К.: Укравтодор, 2003. – 38 с. – (Державний стандарт України).
4. Per Ullidtz. Modelling Flexible Pavement Response and Performance / Per Ullidtz. – Denmark: Polyteknisk Forlag, 1998. – 205 p.
5. Офіційний сайт міжнародного співтовариства користувачів вимірювальних комплексів FWD. Дані взято за ел. адресою: (<http://pms.nevadadot.com>)

Кіяшко Д.І.

ОБҐРУНТУВАННЯ ПОКАЗНИКІВ ПОЗДОВЖНЬОЇ РІВНОСТІ ДОРОЖНІХ ПОКРИТТІВ З ВРАХУВАННЯМ ВІБРОНАВАНТАЖЕННЯ ДІЮЧОГО НА ВОДІЯ ТА ПАСАЖИРІВ

Анотація. У роботі наведено дослідження впливу одиночної нерівності, та випадкових мікропрофілів дорожніх покриттів на споживачів дорожніх послуг. Обґрунтовані значення поздовжньої рівності дорожніх покриттів за показником IRI та спектральної щільності дисперсії, використовуючи нормативні значення вібронавантаження діючого на водія та пасажирів.

Ключові слова: проїзна частина, рівність, повна модель автомобіля, спектральна щільність дисперсії, комфорт їзди, загальна вібрація.

Аннотация. В работе приведено исследования влияния единичной неровности и случайных микропрофилей дорожных покрытий на потребителей дорожных услуг. Обоснованы значения продольной ровности дорожных покрытий по показателям IRI и спектральной плотности дисперсии используя нормативные значения вибронагрузки воздействующей на водителя и пассажиров.

Ключевые слова: проезжая часть, ровность, полная модель автомобиля, спектральная плотность дисперсии, комфорт езды, общая вибрация.

Annotation. The investigate influence of single bumps, and random microprofile of road pavements to consumers of road services are analyzed in the given article. The values of longitudinal pavement evenness in terms of the power spectral density and IRI using normative values of vibration acting on driver and passengers are substantiated.

Key words: pavement, roughness, full-car model, power spectral density, ride comfort, whole body vibration (WBV).

Основним показником за яким користувачі дорожніх послуг (водії та пасажери) оцінюють якісний стан автомобільної дороги є рівність. Вона першочергово впливає на плавність ходу автомобіля, на експлуатаційно-технічні властивості автомобіля (знижується середня швидкість руху, міжремонтний пробіг і продуктивність автомобіля, зростає витрата палива та ін.) та на транспортне забруднення (зростає транспортний шум, вібрація, викиди різних газоподібних речовин, викиди продуктів зношування шин та дорожнього полотна). Тому саме від безпомилково обґрунтованих і узгоджених нормативних показників рівності дорожніх покриттів залежить успішне функціонування автомобільного транспорту та автомобільних доріг, в першу чергу підвищення комфортабельності, надійності, продуктивності і економічності автомобіля, безпеки дорожнього руху та поліпшення стану навколишнього середовища.

Мета роботи полягає в обґрунтуванні нормативно-граничного рівня показників рівності дорожніх покриттів використовуючи критерій забезпечення граничного рівня безпеки та комфорту руху водія і пасажирів. Для рішення цієї мети необхідно розробити наступні математичні моделі: коливання автомобіля, водія та пасажирів(модель I) та нерівностей покриття (модель II).

I. Моделювання коливань автомобіля, водія та пасажирів

Для обґрунтування нормативних значень рівності дорожніх покриттів, використовуємо еквівалентну коливальну систему, що відповідає повної моделі автомобіля з місцями сидінь водія і пасажирів, диференціальні рівняння та розрахункову схему наведено у раніше опублікованій статті [1]. Значення параметрів розрахункового автомобіля, використаного для моделювання, представлені в таблиці 1. Використані параметри були отримані шляхом аналізу різних джерел [2-7]. Дані для кожного класу автомобіля об'єднувалися, тому параметри, які наведені в таблиці 1, не представляють ніякої конкретної марки транспортного засобу, при цьому мета полягала в тому, щоб відтворити реальне поведіння об'єкта в спеціально створених умовах

Таблиця 1 – Параметри моделі при різних швидкостях моделювання

Параметри		Од. вим.	Швидкість (км/год)		
			20-50	50-90	100-150
m	Підресорена маса	кг	1770		
m _в	Приведена маса водія	кг	75		
m _п	Приведена маса пасажира	кг	75		
m _{к1}	Передня/ліва непідрес. маса	кг	98		
m _{к2}	Передня/права непідрес. маса				
m _{к3}	Задня/права непідрес. маса	кг	196		
m _{к4}	Задня/ліва непідрес. маса				
κ _{п1} , κ _{п2}	Демпфірування амортизаторів на передній осі (на одному колесі)	Н*с/м	1724	2369	3283
κ _{п3} , κ _{п4}	Демпфірування амортизаторів на задній осі (на одному колесі)	Н*с/м	3277	4504	6240
κ _{ш1} , κ _{ш2}	Демпфірування шини на передній осі (на одному колесі)	Н*с/м	400		
κ _{ш3} , κ _{ш4}	Демпфірування шини на задній осі (на одному колесі)	Н*с/м			
κ _в	Демпфірування сидіння водія	Н*с/м	565	746	1076
κ _п	Демпфірування сидіння пасажира	Н*с/м			
κ _{п1} , κ _{п2}	Жорсткість ресор на передній осі (на одному колесі)	Н/м	27079	37219	51571
κ _{п3} , κ _{п4}	Жорсткість ресор на задній осі (на одному колесі)	Н/м	51451	70717	97986
κ _{ш1} , κ _{ш2}	Жорсткість шини на передній осі (на одному колесі)	Н/м	370768		
κ _{ш3} , κ _{ш4}	Жорсткість шини на задній осі (на одному колесі)	Н/м	780802		
κ _в	Жорсткість сидіння водія	Н/м	26620	36580	50696
κ _п	Жорсткість сидіння пасажира	Н/м			
J _у	Момент інерції щодо поздовжньої осі	Н*м*с ²	1200		
J _х	Момент інерції щодо поперечної осі	Н*м*с ²	752		
L'' _л , L'' _п	Половина колії автомобіля	м	0,85		
L' _л	Відстань між віссю переднього моста та центром ваги автомобіля	м	1,45		
L' _п	Відстань між віссю заднього моста та центром ваги автомобіля	м			
L' _в	Поздовжня відстань між центром ваги сидіння водія та центром ваги автомобіля	м	0,06		
L' _{пс}	Поздовжня відстань між центром ваги сидіння пасажира та центром ваги автом.	м	-0,08		
L'' _в	Поперечна відстань між центром ваги сидіння водія та центром ваги автомобіля	м	-0,15		
L'' _{пс}	Поперечна відстань між центром ваги сидіння пасажира та центром ваги автомобіля	м	-0,15		

II. Моделювання нерівностей покриття

З метою тестування прийнятої імітаційної моделі на предмет можливості відтворення реального поведіння об'єкта в спеціально створених умовах виконано безпосереднє порівняння результатів теоретичного розрахунку та

натурного експерименту в широкій області зміни геометричних розмірів нерівностей, для цього було проведено наступні експериментальні і теоретичні дослідження: впливу одиночної нерівності на користувачів дорожніх послуг та впливу випадкових мікропрофілів дорожніх покриттів на користувачів дорожніх послуг.

II.1. Дослідження впливу одиночної нерівності на користувачів дорожніх послуг

Для даного дослідження обрана ділянка міської вулиці Пушкінська, яка належить до транспортної мережі м. Харкова довжиною 40 м, на якій розташовувалась одиночна фіксована дорожня нерівність (пристрій примусового зниження швидкості І типу (рис. 1а)), з нормованими геометричними розмірами [8]: $K=50$ см, $L=50$ см, $M=5$ см (рис. 1б). Відліки віброприскорень отримано віброакселерометром AP98-100-01, який було встановлено на автомобіль – лабораторію ГАЗ 2705 (рис.2), експеримент проводився при температурі повітря 26°C .

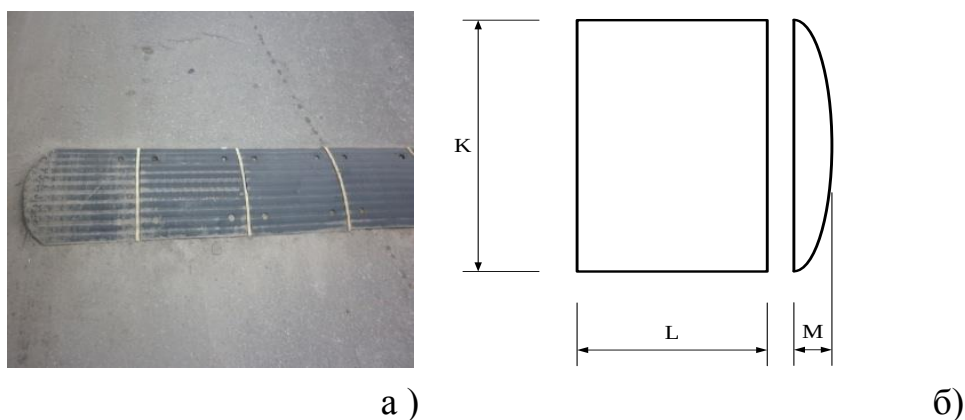


Рисунок 1 – Пристрій примусового зниження швидкості І типу

Для реєстрації та визначення вібрації на місці сидіння водія датчик був закріплений відповідно до діючих норм [9] на проміжному диску (рис.2), та укладався на середині сидіння. Водій масою $(75,00 \pm 0,75)$ кг здійснював посадку безпосередньо на дану конструкцію. При вимірах вібрації проміжна платформа встановлювалась на поверхню подушки сидіння та закріплювалась за допомогою стрічки таким чином, щоб акселерометр розташовувався посередині між сидничними буграми водія (пасажира), що знаходиться на сидінні.



Рисунок 2 – Розташування віброакселерометру на місці сидіння водія автомобіля ГАЗ 2705

У результаті експерименту визначено амплітудо – часові характеристики віброприскорень (рис. 3) на місці сидіння водія при різних швидкостях руху (20, 30, 40, 50 км/год). Також для встановлення кореляційного зв'язку між експериментальними та теоретичними дослідженнями було виконано моделювання одиничної дорожньої нерівності, використовуючи нормовані геометричні розміри пристрою примусового зниження швидкості І типу. Крок мікропрофілю дорівнював 0,25м, довжина профілю 40м. Вертикальна координата q визначалась наступним рівнянням:

$$q = q_0 \left(1 - \cos 2\pi \frac{x}{s} \right) = q_0 (1 - \cos vt), \quad (1)$$

де q_0 – амплітуда хвилі, м;

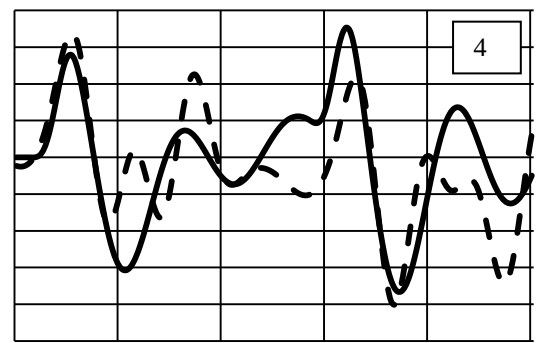
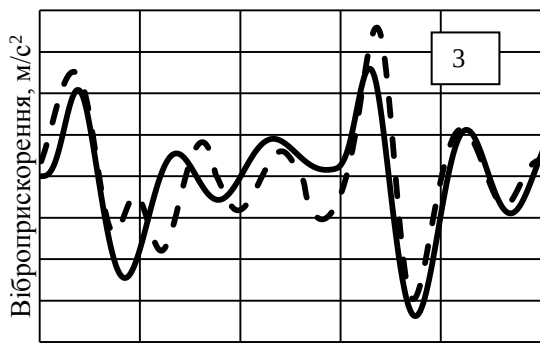
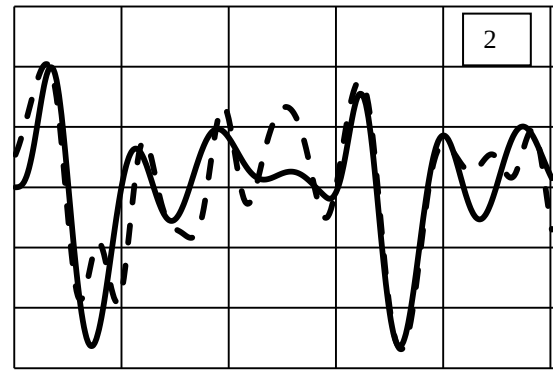
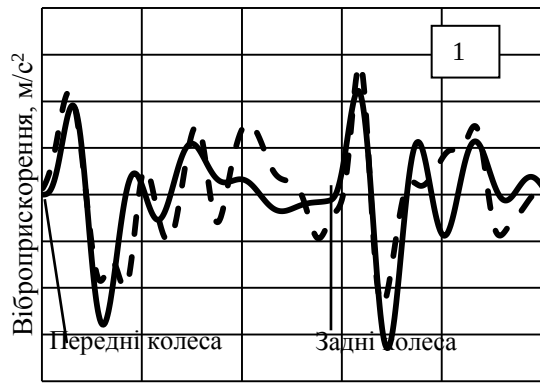
x – поточна горизонтальна координата (при рівномірному русі $x=Vt$), м;

s – довжина хвилі нерівності, м;

v – частота дії сили, що обурює, Гц;

t – час руху моделі автомобіля до поточної горизонтальної координати, с.

Використовуючи мікропрофіль довжиною 40 м виконано моделювання повної моделі автомобіля з місцями сидінь водія та пасажирів. Результати моделювання та експерименту приведені в графічному вигляді на рис. 3.



Відстань, м

-- виміряне — модельоване

Відстань, м

-- виміряне — модельоване

Рисунок 3 – Амплітудо - часові характеристики віброприскорень на місці сидіння водія виміряні та розраховані при швидкості руху: 1 – 20 км/год, 2 – 30 км/год, 3 – 40 км/год, 4 – 50 км/год

При співставленні амплітудо-часових характеристик віброприскорень (рис.3) отриманих за результатами експерименту і моделювання можна відмітити наявність зв'язку (рис.4) між експериментальними і теоретичними даними. Мінімальний коефіцієнт кореляції склав 0,626.

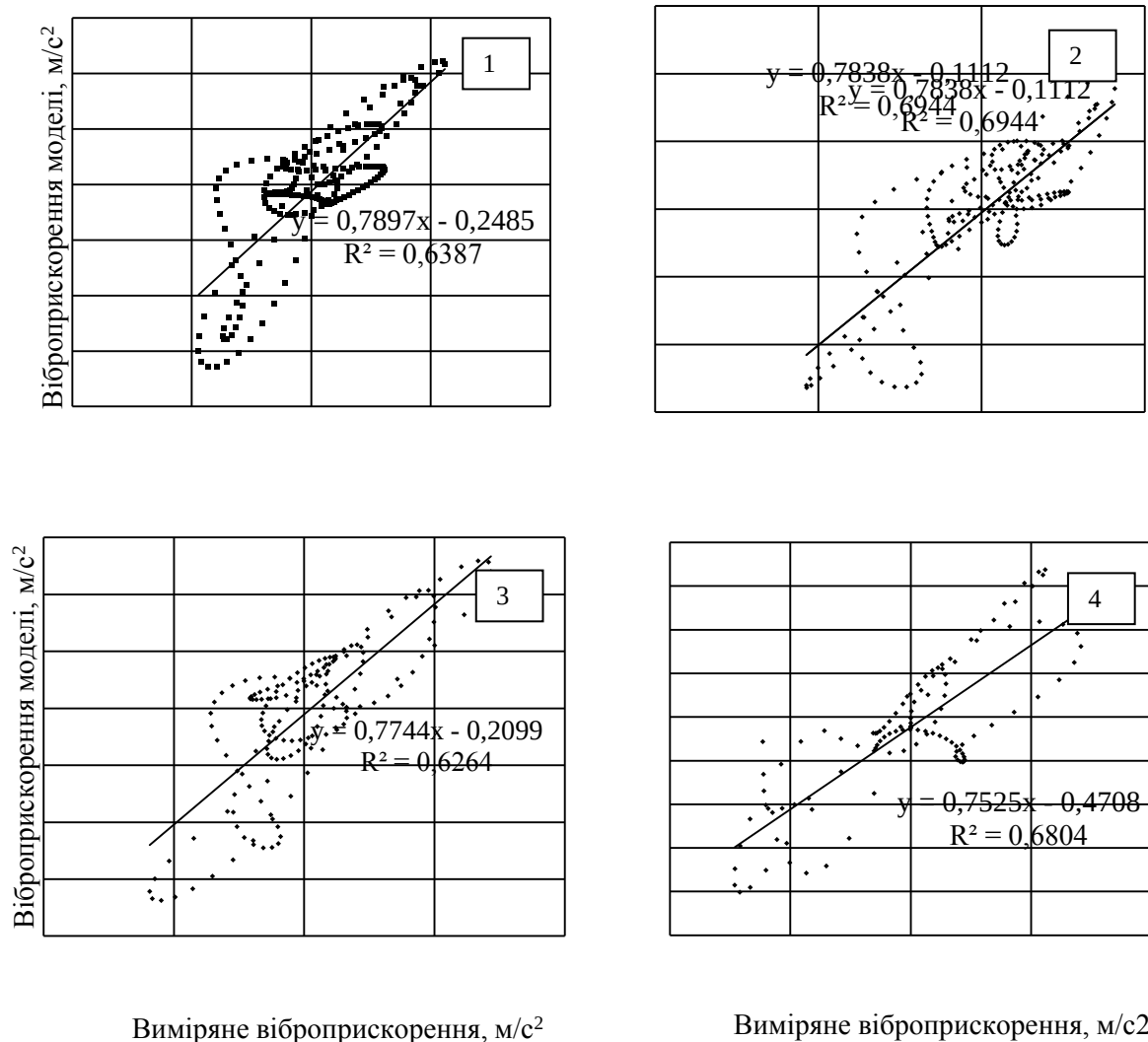


Рисунок 4 – Залежність розрахованого віброприскорення моделі автомобіля на місці сидіння водія від виміряного експериментально при швидкості руху: 1 – 20 км/год, 2 – 30 км/год, 3 – 40 км/год, 4 – 50 км/год

II.II. Дослідження впливу випадкових мікропрофілів дорожніх покриттів на споживачів дорожніх послуг

Для дослідження обрана ділянка міської транспортної мережі м. Харкова довжиною 200м на якій фіксовані дані за мікропрофілем (рис.5), були виміряні за допомогою тахеометра.

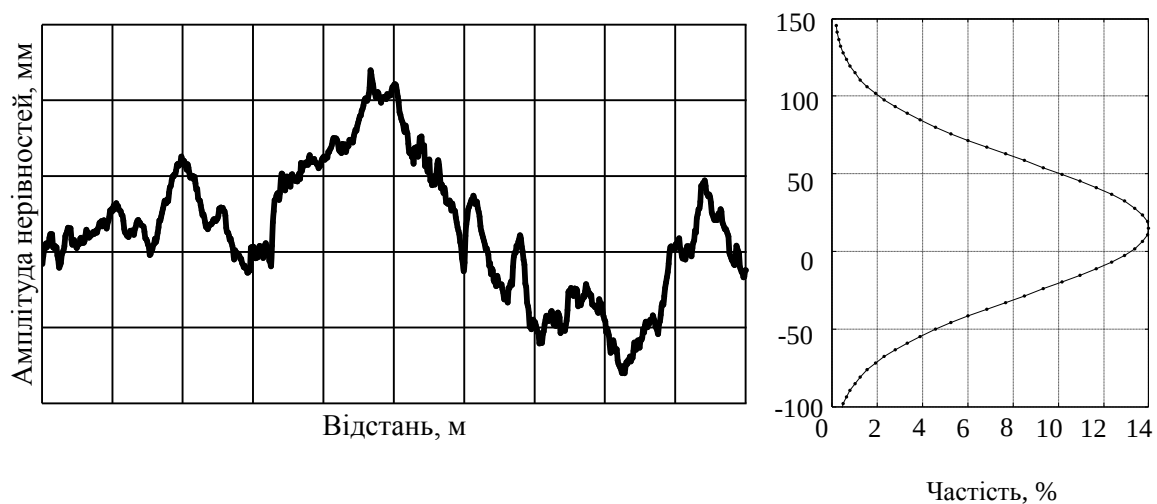


Рисунок 5 – Мікропрофіль ділянки міської транспортної мережі м. Харкова, що досліджувалась

Для оцінки впливу швидкості руху автомобіля на рівень вібронавантаження діючого на місці сидіння водія і пасажирів, а також для порівняння результатів теоретичного розрахунку та натурного експерименту в широкій області зміни геометричних розмірів нерівностей визначено амплітудо – часові характеристики віброприскорень діючих на автомобіль – лабораторію ГАЗ 2705 на місці сидіння водія при проїзді по досліджуваній ділянці на різних швидкостях (40, 60, 75 км/год).

Використовуючи попередньо виміряний мікропрофіль ділянки дороги, що досліджувалась виконано моделювання повної моделі автомобіля з місцями сидінь водія та пасажирів. Результати моделювання та експерименту при швидкості руху автомобіля-лабораторії 60 км/год приведені в графічному вигляді на рис. 6.

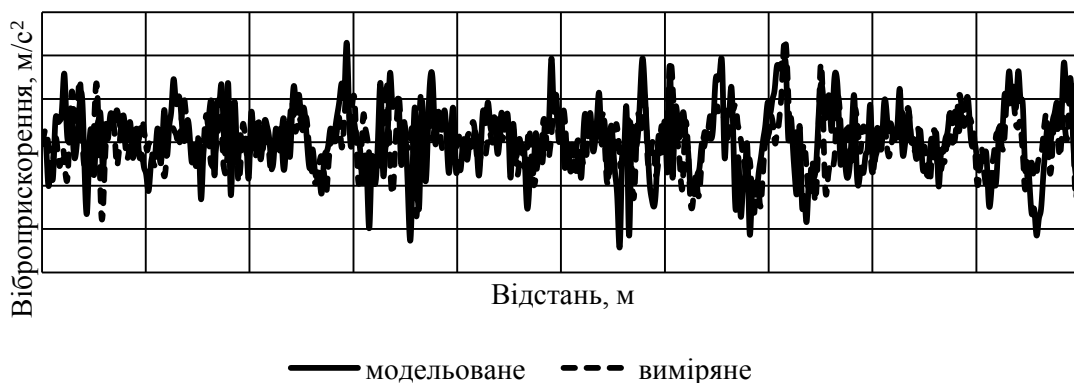


Рисунок 6 – Амплітудо - часові характеристики віброприскорення на місці водія виміряні та розраховані на досліджуваній ділянці дороги при швидкості 60км/год

При співставленні амплітудо-часових характеристик віброприскорень отриманих за результатами експерименту і моделювання спостерігається зв'язок між експериментальними і теоретичними даними (рис.7). При швидкості руху 60 км/год для досліджуваної ділянки коефіцієнт кореляції склав 0,613.

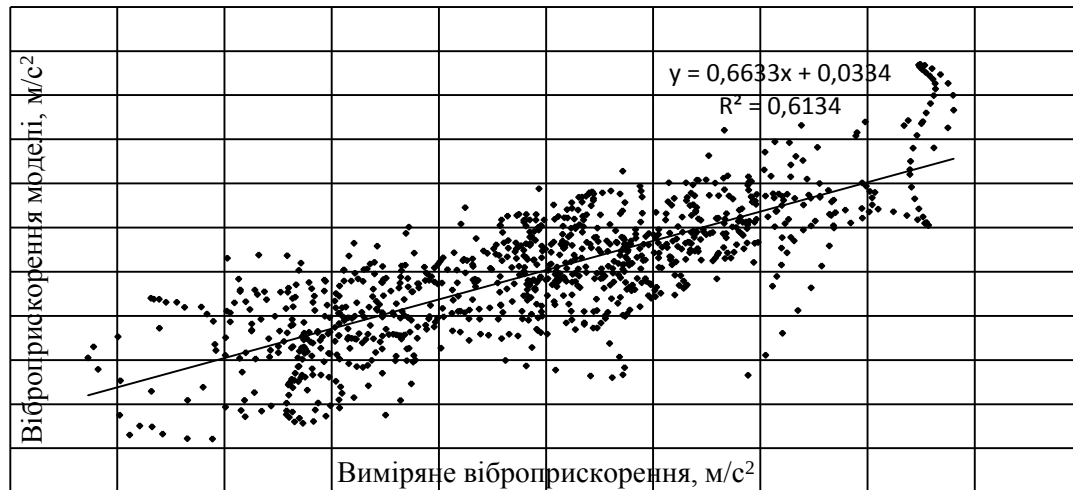


Рисунок 7 – Залежність розрахованого віброприскорення моделі автомобіля на місці сидіння водія до виміряного експериментально при швидкості руху 60 км/год

Для подальшого моделювання випадкових мікропрофілів дорожніх покриттів використовуємо спектри ординат мікропрофілів доріг відповідно до міжнародної класифікації автомобільних доріг ISO 8608:1995 [10]. Відповідно за яким спектральна щільність дисперсії ординат мікропрофілю знаходиться за наступною формулою:

$$Sq(\theta_k) = D_0 \left(\frac{\theta_0}{\theta_k} \right)^W, \quad (2)$$

де D_0 – коефіцієнт рівня спектральної щільності [10], $\text{м}^2 \text{м/ц}$;

W – коефіцієнт форми (2);

θ_0 – базова частота (0,1), ц/м .

k – індекс частоти (0,1,2, ..., $N-1$);

N – кількість значень сигналу;

θ_k – дискретна шляхова частота дороги ($\theta_k = 0, \frac{1}{N \cdot x_s}, \dots, \frac{1}{2x_s}$), ц/м ;

x_s – крок при моделюванні, м.

Щоб перейти від спектральної щільності до ординат мікропрофілю ділянки дороги застосовано взаємозв'язок між спектральною щільністю та дисперсією ординат мікропрофілю [11]:

$$Sq(\theta_k) = \frac{2}{Nx_s} |q(\theta_k)|^2, \quad (3)$$

Для переведення ординати мікропрофілю дороги із частотної області в просторову використано дискретне зворотне перетворення Фур'є.

$$q(x_s) = \frac{1}{N \cdot x_s} \cdot \sum_{n=0}^{N-1} q(\theta_n) \cdot e^{i2\pi nk/N}, \quad (4)$$

де $q(x_s)$ – ординати мікропрофілю ділянки дороги, м;

i – уявна одиниця.

Враховуючи формулу (3), ордината мікропрофілю ділянки дороги розраховується використовуючи наступне рівняння:

$$q(x_s) = \frac{1}{N \cdot x_s} \cdot \sum_{n=0}^{N-1} \sqrt{Sq(\theta_n) \cdot \frac{Nx_s}{2}} \cdot e^{i2\pi nk/N}, \quad (5)$$

Вибираючи різні значення коефіцієнта рівня спектральної щільності можна одержати різні автокореляційні функції дорожніх покриттів. Використовуючи вище наведені формули виконано моделювання мікропрофілів доріг різних категорій. На рис. 8 наведено випадковий мікропрофіль дороги довжиною 200м, отриманий шляхом моделювання.

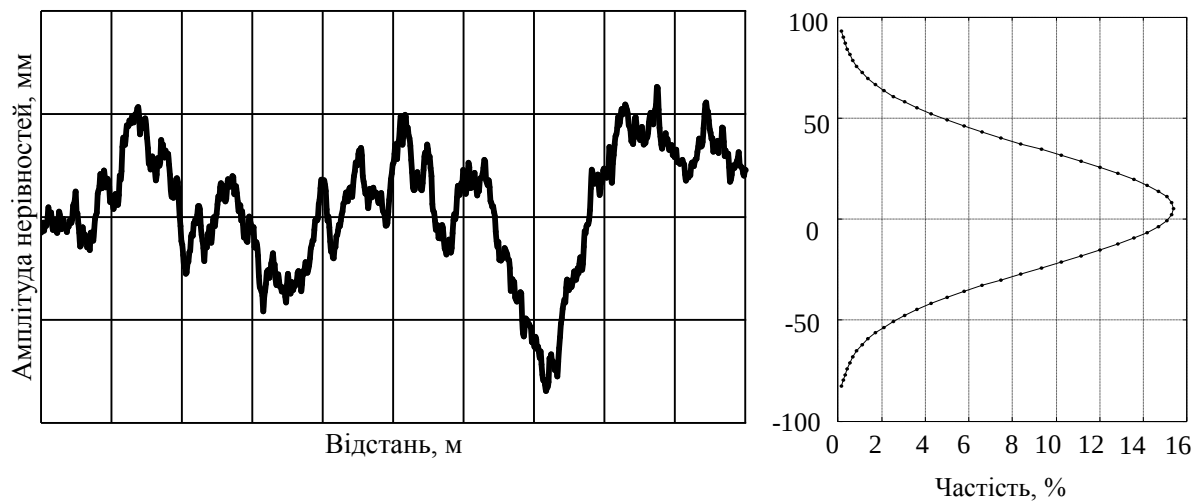


Рисунок 8 – Випадковий мікропрофіль автомобільної дороги

Спектральна щільність дисперсії представленого мікропрофілю наведена на рис. 9, на якому видно, що модель мікропрофілю відноситься за міжнародною класифікацією до автомобільної дороги класу С.

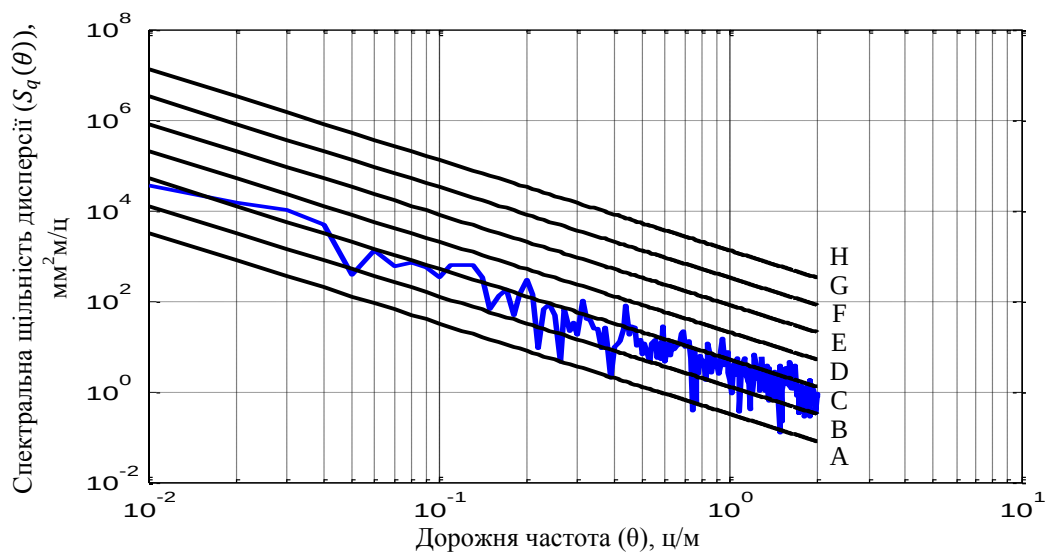


Рисунок 9 – Спектральна щільність дисперсії випадкового мікропрофіля автомобільної дороги

III. Аналіз результатів

Таким чином за аналізом отриманих графіків (рис. 3, 4, 6, 7) видно, що модель повного автомобіля веде себе адекватно. На коливання водія та пасажирів при наїзді на одиночну нерівність (рис. 3) впливають віброприскорення, які отримані при наїзді як передніми так і задніми колесами.

Однак незважаючи на повноту натурного експерименту, охопити всі можливі параметри і їхні сполучення не представляється можливим, оскільки частина параметрів залежить від зовнішніх умов (наприклад, тиск повітря в шинах і обумовлене їм значення жорсткості та ін.) та умов руху (стан автомобіля, стан дороги, зміна швидкості руху, інерційні впливи, аеродинамічні впливи). Проте згідно з отриманими даними можна зробити висновок, що імітаційне моделювання не суперечить реальному поведженню об'єкта, тому її можна використовувати для подальшого обґрунтування нормативних значень рівності дорожніх покриттів.

IV. Обґрунтування показників поздовжньої рівності дорожніх покриттів

Для обґрунтування нормативних значень рівності ділянок автомобільних доріг, які будуються або після капітального та поточного ремонтів моделювання виконується в залежності від розрахункової швидкості руху (табл. 2) [12].

Для ділянок, які перебувають в експлуатації моделювання проводимо за оптимальною швидкістю руху (табл. 2), оскільки при зазначеній швидкості забезпечуються найбільш ефективні умови роботи автомобільного транспорту та дороги, а також сприятливі умови для роботи водіїв [13]. Оптимальна швидкість розраховується за наступною формулою:

$$V_o = 0.55 \cdot V_p, \quad (6)$$

де V_o – оптимальна швидкість табл., км/год;

V_p – розрахункова швидкість руху (табл. 2) [12], км/год.

В якості основних показників оцінки рівності дорожніх покриттів приймаємо показник IRI, та спектральну щільність дисперсії. Рівність при моделюванні оцінюється саме за цими показниками, використовуючи програму RoadRuf, яку розроблену спеціалістами Інституту Транспортних Досліджень Мічиганського Університету (University Michigan Transportation Research Institute – UMTRI).

Згідно з попередніми дослідженнями приймаємо, що для обґрунтування базових показників рівності проїзної частини автомобільних доріг, ділянок довжиною 100 м, значення віброприскорення повинні відповідати нижній границі рівня вібронавантаження, яке діє на водія та пасажирів при тривалості впливу 8 годин, що дорівнює $0,45 \text{ м/с}^2$ [9]. Для обґрунтування гранично допустимих показників рівності проїзної частини ділянок дороги довжиною 100 м, значення віброприскорення не повинні перевищувати верхню границю рівня вібронавантаження, яке діє на водія та пасажирів при тривалості впливу 8 годин, що дорівнює $0,8 \text{ м/с}^2$ [9]. Для більш ефективного використання автомобільних доріг при обґрунтуванні гранично допустимих значень, границю (від $0,45$ до $0,8 \text{ м/с}^2$) рівня вібронавантаження, яке діє на водія та пасажирів при тривалості впливу 8 годин краще розбити порівну, так для дороги Іа категорії верхня границя дорівнюється $0,45 \text{ м/с}^2$, а для V категорії відповідно $0,8 \text{ м/с}^2$. Таким чином у табл.2 нижня границя гранично допустимих значень рівності призначена для більш ефективного використання автомобільних доріг, а верхня границя показує максимальний гранично допустимий рівень при перевищенні якого водії та пасажирів можуть отримати вібронавантаження, яке істотно вплине на їх здоров'я.

Базові та гранично допустимі показники рівності проїзної частини доріг для відрізків довжиною 100 м обґрунтовані за критерієм дотримання граничного рівня безпеки дорожнього руху та забезпечення комфорту руху для водія і пасажирів наведені у таблиці 2.

Таблиця 2 – Базові та гранично допустимі показники рівності проїзної частини доріг для ділянок довжиною 100 м

Категорія дороги	Швидкість руху, км/год		Показники рівності проїзної частини за IRI, м/км		Коефіцієнт рівня спектральної щільності дисперсії мікропрофілю, $\text{мм}^2/\text{м/ц}$	
	розрахункова (основна)	оптимальна	базові	гран. доп.	базові	гран. доп.
Ia	150	90	1,6	2,3-4,2	9	20-65
Iб	140	80	1,7	2,7-4,8	10	30-85
II	120	70	1,9	4,3-5,1	13	70-95
III	100	60	2,1	4,7-5,3	16	80-105
IV	90	50	2,3	4,9-5,4	20	90-110
V	90	50		5,4		110

Для більш детальної оцінки рівності поверхні дорожніх покриттів пропонується також проводити оцінку рівності для відрізків довжиною 0,25 м ($IRI_{0,25}$), що дозволить відокремити одиночні дорожні нерівності, які досить суттєво впливають на загальний показник рівності (IRI_{100}).

Оскільки одиночні дорожні нерівності діють на протязі нетривалого часу однак можуть досить суттєво впливати на вібронавантаження, для обґрунтування базових та гранично допустимих значень необхідно використовувати інші границі рівня вібронавантаження, що діє на водія та пасажирів, при тривалості впливу не більше 10 хв. Так за дослідженнями проф. Р.В. Ротенберга [3] встановлено, що при вібраційному впливі рівному $3 - 5 \text{ м/с}^2$ коливання стають неприємними та з часом нестерпними, істотно впливають на функціональний стан водія, знижують його працездатність. Відповідно до стандарту [9] для вібрацій людського тіла на рівні сидіння з прискоренням $2.6 - 5 \text{ м/с}^2$, допустима тривалість впливу становить не більше 10 хв.

Тому для обґрунтування базових показників рівності проїзної частини автомобільних доріг для відрізків довжиною 0,25 м значення віброприскорення не повинні перевищувати нижню границю рівня вібронавантаження ($2,6 \text{ м/с}^2$), що діє на здоров'я водія та пасажирів при тривалості впливу менше 10 хвилин. Для обґрунтування гранично допустимих показників рівності проїзної частини автомобільних доріг для відрізків довжиною 0,25 м значення віброприскорення не повинні перевищувати верхню границю рівня вібронавантаження (5 м/с^2), що діє на здоров'я водія та пасажирів при тривалості впливу менше 10 хвилин. Для моделювання в якості мікропрофілю використовувалася фіксована одинична дорожня нерівність з різними геометричними розмірами та кроком 0,25 м.

Базові та гранично допустимі показники рівності проїзної частини доріг для відрізків довжиною 0,25 м обґрунтовані за критерієм забезпечення комфорту руху для водія і пасажирів, наведені у таблиці 3.

Висновки

1. Включення до нормативних документів визначених значень базових та гранично допустимих показників рівності проїзної частини доріг за IRI та за спектральною щільністю дисперсії для ділянок довжиною 100 м (IRI_{100}), дозволить об'єктивно обґрунтовувати види та обсяги робіт з ремонту

автомобільних доріг, що істотно вплине на підвищення безпеки і комфорту руху водія та пасажирів та позитивно відзначиться на управлінні станом покриттів всієї мережі автомобільних доріг.

2. Включення визначених значень базових та гранично допустимих показників рівності проїзної частини доріг за IRI для відрізків довжиною 0,25 м ($IRI_{0,25}$) у практичне використання, дозволить більш детально оцінити рівність поверхні дорожніх покриттів, відокремити одиночні дорожні нерівності, які досить суттєво впливають на загальний показник рівності (IRI_{100}), а також дозволить більш раціонально використовувати фінансові ресурси, які виділяються на ремонт і утримання автомобільних доріг, особливо в умовах дефіциту коштів.

Таблиця 3 – Базові та гранично допустимі показники рівності проїзної частини доріг за IRI для відрізків довжиною 0,25 м

Категорія дороги	Швидкість руху, км/год	Показники рівності проїзної частини за IRI, м/км	
	розрахункова	базові	гранично допустимі
Ia	150	11	16
Iб	140	13	20
II	120	16	25
III	100	20	33
IV, V	90	28	40

Література

1. Кияшко Д.И. Нормирование допустимых значений показателей продольной ровности дорожных покрытий / Д.И. Кияшко, В.Я. Савенко, В.В. Филиппов // Наукові нотатки. Міжвузівський збірник. – Луцьк: ЛНТУ, 2012. – № 36. – С.144–148.
2. Хачатуров А. А. Динамика системы дорога-шина-автомобиль-водитель [Текст] / А. А. Хачатуров, В. Л. Афанасьев, В. С. Васильев. – М.: Машиностроение, 1976. – 535 с.
3. Ротенберг Р. В. Подвеска автомобиля / Р. В. Ротенберг – [3-е изд.]. – М.: Машиностроение, 1972. – 392 с.

4. Karamihas S.M. Critical Profiler Accuracy Requirements [Final report] / S. M. Karamihas. – Michigan: The University of Michigan Transportation Research Institute, 2005. – 115 p.
5. A road profile based Truck Ride Index (TRI): AP-R177. – Sydney: AustRoads, 2000. – 47 p.
6. Boscaino G. Analysis of the effects of speed bumps on vehicle vertical path / G. Boscaino, G. Galuppo, C. Rinoldo // 4th international SIIV congress. – Palermo, 2007. [Електронний ресурс]: Режим доступа: http://sed.siiv.it/documenti/63_2848_20080110111726.pdf – Загол. с екрана.
7. Guo L.-X. Vehicle Vibration Analysis in Changeable Speeds Solved by Pseudoexcitation Method / L.-X. Guo, L.-P. Zhang // Hindawi Publishing Corporation Mathematical Problems in Engineering. – New York, 2010. [Електронний ресурс]: Режим доступа: <http://www.emis.de/journals/HOA/MPE/Volume2010/802720.pdf> – Загол. с екрана.
8. Безпека дорожнього руху. Пристрій примусового зниження швидкості дорожньо-транспортної техніки на вулицях і дорогах. Загальні технічні вимоги : ДСТУ 4123-2006. – [Чинний від 2006-07-01). – К. : Держспоживстандарт України, 2006. – 10 с. – (Національні стандарти України).
9. Вібрація та удар механічні. Оцінка впливу загальної вібрації на людину : ДСТУ ISO 2631-1:2004. – [Чинний від 2006-04-01). – К. : Держстандарт України, 2004. – 41 с.
10. Вибрация механическая. Профили дорожного покрытия. Представление результатов измерений: ISO 8608:1995. – 29 с.
11. Kailas V. Vehicle suspension optimization for stochastic inputs/ Vijay Inamdarthe Kailas – Arlington: University of Texas at Arlington, 2011 – 64 p.
12. Автомобільні дороги : ДБН В.2.3-4:2007. – [Чинний від 2008-03-01). – К.: Мінрегіонбуд України, 2007. – 91 с.
13. Савенко В. Я. Транспортно-експлуатаційні властивості автомобільних доріг: [навчальний посібник для вузів] / В. Я. Савенко, В. В. Губа. – Донецьк: ДВНЗ «ДонНТУ», 2011. – 229 с.

Роман С.В., канд. техн. наук, Кизима С.С., канд. техн. наук

ОЦІНКА НАСЛІДКІВ ПРОВЕДЕННЯ ДОРОЖНІХ РЕМОНТНО-ВІДНОВЛЮВАЛЬНИХ РОБІТ В МІСЬКИХ УМОВАХ

Анотація. Розглянуто сучасні проблеми дорожньої галузі України. Наведено розроблений метод техніко-економічного обґрунтування програм дорожніх ремонтно-відновлювальних робіт в міських умовах.

Ключові слова: дорожні ремонтно-відновлювальні роботи, вулично-дорожні мережі міських населених пунктів.

Аннотация. Рассмотрено современные проблемы дорожной отрасли Украины. Приведено метод технико-экономического обоснования программ дорожных ремонтно-восстановительных работ в городских условиях.

Ключевые слова: дорожные ремонтно-восстановительные работы, улично-дорожные сети городских населенных пунктов.

Annotation. It is considered modern problems of road branch of Ukraine. It is provided a method of the feasibility study on programs of road rescue and recovery operations in city conditions.

Key words: road rescue and recovery operations, street road networks of city settlements.

Сьогодні дорожнє господарство України, яке включає як мережу доріг загального користування, так і вулично-дорожні мережі міських населених пунктів, знаходиться в надзвичайно складних умовах, які зумовлені стрімкою інтенсифікацією процесів деградації стану доріг, зокрема руйнувань дорожніх одягів. Основними чинниками, які призвели до даної ситуації, є:

- значне прострочення, в окремих випадках до 10 і більше років, термінів проведення ремонтів дорожніх одягів і покриттів. Останні у багатьох випадках вже вичерпали свій технічний ресурс;

- кількісні та якісні зміни у складі руху транспортних потоків – поява великовантажних автомобілів із наднормативними осьовими навантаженнями, які значно перевищують навантаження, на які розраховувалися дорожні

конструкції. Цьому сприяє і зміна в Україні розрахункового осьового навантаження з 10 т до 11,5 т на вісь, у той час як майже вся мережа доріг України, за виключенням деяких магістральних доріг, запроектована та збудована за нормами минулих років;

- якість в'язучого, яке використовують при виготовленні сумішей для асфальтобетонних покриттів;

- часте не дотримання технологій проведення дорожньо-ремонтних робіт;

- недостатньо жорстка законодавча база в частині регламентування вимог до обмеження руху на конкретних дорогах в весняні періоди року, пов'язані із значним перезволоженням ґрунтової основи в процесі розмерзання дорожніх конструкцій і як наслідок – зниженням у цей період несучої здатності дорожньої конструкції, а також у літні спекотні періоди, які призводять до значного зниження структурної міцності бітумовміщуючих покриттів і як наслідок – протікання безперервних формозмін в структурі матеріалу покриття та зумовлені цим інтенсифікації в них втомлюваних процесів.

Особливим чинником для умов дорожніх мереж населених пунктів є також наявність різних підземних інженерних комунікацій та їх стан.

Визначальним фактором, який обумовив сьогодні зазначену ситуацію в дорожній галузі України, є, безумовно обмеженість коштів, що виділяються на дорожньо-ремонтні роботи. По-друге, навіть ті кошти, які виділяються для проведення дорожніх робіт, використовуються не завжди достатньо обґрунтовано, часто вимушено розпорошуються, що в обох випадках призводить до зниження економічної ефективності їх використання [1 – 3]. Існуючий сьогодні рівень обмеженості коштів на дорожні потреби ніяк не може стимулювати ні підвищення ефективності їх використання, ні покращення стану мережі доріг.

При цьому слід зазначити, що дорожня галузь України сьогодні озброєна необхідним лабораторним обладнанням вітчизняного виробництва, необхідними технологіями та методиками інструментальних обстежень доріг та сучасними методами і засобами для обґрунтування дорожньо-ремонтних робіт. Розроблена та впроваджена в системі Укравтодору галузева інформаційно-аналітична система управління станом покриттів (СУСП), переваги якої над іноземними аналогами неодноразово доведені [4], забезпечує розробку довгострокових оптимальних стратегій ремонтів та утримання доріг загального користування, що дозволяє оптимізувати використання ресурсів [5 – 7]. СУСП забезпечує також можливість прогнозування обсягів збитків держави при

різних рівнях фінансування дорожньої галузі, що стимулює підвищення відповідальності владних структур країни за стан дорожньої мережі.

Проте СУСП розроблена для умов служби доріг загального користування і не може з об'єктивних причин бути використана в специфічних умовах міських населених пунктів. Враховуючи те, що загальна протяжність вулично-дорожніх мереж міських населених пунктів складає близько 40% від протяжності мережі доріг загального користування вирішення аналогічних проблем для міських дорожніх господарств має не меншу значимість.

У зв'язку з цим нами на основі проведених досліджень було розроблено та запатентовано «Метод техніко-економічного обґрунтування програм дорожніх ремонтно-відновлювальних робіт в міських умовах» [8]. Метод спрямований на удосконалення процесу обґрунтування річних програм дорожньо-ремонтних робіт з метою підвищення ефективності використання ресурсів міськими дорожніми господарствами.

В розробленому методі реалізовано підхід до обґрунтування дорожньо-ремонтних робіт в міських умовах на основі техніко-економічного аналізу використання ресурсів, виходячи з умови мінімізації сумарної приведеної середньорічної дорожньо-транспортної собівартості. При цьому метод забезпечує проведення оцінки економічної ефективності використовуваних ресурсів на протязі міжремонтного строку служби дорожніх вкладень в залежності від виду ремонту.

У відповідності із розробленою концепцією, метод передбачає формування програм ремонтів за величиною коефіцієнта економічної ефективності вкладень K_e . Формування програм ремонтів проводять окремо для робіт із капітального і поточного (середнього) ремонтів. Для об'єктів капітального ремонту K_e^{kp} розраховують за формулою:

$$K_e^{kp} = \frac{C^* - C_{kp}}{D}, \quad (1)$$

- для об'єктів поточного (середнього) ремонту – за формулою:

$$K_e^{ncp} = \frac{C^* - C_{ncp}}{D}, \quad (2)$$

де C^* , $C_{кр}$, $C_{нсп}$ – сумарна приведена середньорічна за міжремонтний період дорожньо-транспортна собівартість на дорожньому об'єкті відповідно при умовному «нульовому» варіанті його утримання (тобто коли його транспортно-експлуатаційний стан підтримується за рахунок тільки поточного (дрібного) ремонту і утримання), та при капітальному і поточному (середньому) ремонтах;

D – обсяги вкладень необхідних для проведення ремонту, грн.

Для визначення K_e розроблено три економіко-математичні моделі:

$$C^* = \frac{1}{L \cdot T} \left(\frac{1,654 \cdot 10^{-2} \cdot F \cdot \rho}{K_{3M}^{-7}} \cdot \sum_{t=0}^T \frac{\exp[(-0,48 \cdot K_{3M}^2 + 1,16 \cdot K_{3M} - 0,61) \cdot t]}{(1+E)^t} + 365 \cdot N_0 \cdot \xi_{C3} \cdot \sum_{j=1}^n \left\{ \left(\sum_{t=0}^T \frac{(1+q)^t \cdot a_{e_j}^m [S_{C3}(t), z]}{(1+E)^t} \right) \cdot l_j \right\} \right), \quad (3)$$

$$C_{кр} = \frac{1}{L \cdot T_{кр}} \cdot \left(A + \frac{B_1}{(1+E)^{t_1}} + \frac{B_2}{(1+E)^{t_2}} + \frac{1,654 \cdot 10^{-2} \cdot F \cdot \rho \cdot \chi}{K_{3M}^7} \cdot \sum_{t=0}^{T_{кр}} \frac{\exp[(-0,48 \cdot K_{3M}^2 + 1,16 \cdot K_{3M} - 0,61) \cdot t]}{(1+E)^t} + 365 \cdot N_0 \cdot \xi_{C3} \cdot \sum_{j=1}^n \left\{ \left(\sum_{t=0}^{T_{кр}} \frac{(1+q)^t \cdot a_{e_j}^m [S_{C3}(t), z]}{(1+E)^t} \right) \cdot l_j \right\} \right), \quad (4)$$

$$C_{нсп} = \frac{1}{L \cdot T_{нсп}} \cdot \left(B + \frac{1,654 \cdot 10^{-2} \cdot F \cdot \rho \cdot \chi}{K_{3M}^7} \cdot \sum_{t=0}^{T_{нсп}} \frac{\exp[(-0,48 \cdot K_{3M}^2 + 1,16 \cdot K_{3M} - 0,61) \cdot t]}{(1+E)^t} + 365 \cdot N_0 \cdot \xi_{C3} \cdot \sum_{j=1}^n \left\{ \left(\sum_{t=0}^{T_{нсп}} \frac{(1+q)^t \cdot a_{e_j}^m [S_{C3}(t), z]}{(1+E)^t} \right) \cdot l_j \right\} \right), \quad (5)$$

де A, B – відповідно кошторисна вартість об'єкта капітального та поточного (середнього) ремонту, тис. грн.; E – коефіцієнт приведення різночасових витрат; $T_{кр}, T_{нсп}$ – міжремонтний строк служби дорожнього одягу між капітальними ремонтами, та поточними (середніми) ремонтами відповідно, років; L – загальна протяжність дорожнього об'єкту, км.; F – площа покриття проїзної частини; ρ – питома вартість робіт з ліквідації дрібних руйнувань і дефектів на проїзній частині; χ – коефіцієнт, який враховує зниження обсягів поточного (дрібного) ремонту покриття проїзної частини після поточного (середнього) ремонту дорожнього об'єкту; $K_{зм}$ – коефіцієнт запасу міцності дорожнього одягу; t – координата часу; t_1 і t_2 – строки проведення поточного (середнього) ремонту дорожніх одягів у відповідності із розрахунковою схемою служби міських вулиць і доріг, рівні міжремонтним строкам служби дорожніх одягів між поточними (середніми) ремонтами; $S_{сз}, S_0$ – відповідно середньозважений показник рівності і показник рівності проїзної частини в нульовий рік спостережень, см/км; $\xi_{сз}$ – середньозважений коефіцієнт приведення фактичного складу руху до руху в економічно-розрахункових автомобілях; z – рівень завантаженості проїзної частини рухом; q – відсоток щорічного приросту руху; l_j – відстань між перехрестями на j -му перегоні, м.

Символ m , в (3) – (5) вказує на групу міських вулиць і доріг до якої відноситься дорожній об'єкт у відповідності із додатком А [9].

Нижче наведені у нерозкритому вигляді функції параметрів моделей (3) – (5).

$$a_{e_j}^m [S_{сз}(t), z] = A[m; S_{сз}; z; K_j; c; Q_e^m; r; MV^m; t], \quad (6)$$

$$\xi_{сз} = B[\xi_u; p_u], \quad (7)$$

$$S_{сз}(t) = C[S_i; \%N_i], \quad (8)$$

$$S_i(t) = D[S_0; k_i; \alpha; q; t], \quad (9)$$

$$\alpha = F[K_{3M}; K_H; h_{36}; \tau; \delta; \eta; N_p; B_c], \quad (10)$$

$$r_e[S_{c3}(t)] = G[c''; L_{нор.м}; S_{c3}; t], \quad (11)$$

$$Q_e^m[S_{c3}(t), z] = H[m; S_{c3}; z; t], \quad (12)$$

$$MV^m[S_{c3}(t), z] = H[m; S_{c3}; z; t], \quad (13)$$

де (6) – функція прогнозування зміни в часі собівартості перевезень економічно-розрахункового автомобіля в залежності від стану проїзної частини та рівня її завантаженості рухом; (7) – функція для обчислення коефіцієнта приведення транспортних засобів u -тої вагової групи до економічно-розрахункового автомобіля; (8) – функція прогнозування зміни в часі середньозваженого показника рівності проїзної частини дорожніх об'єктів з багатосмуговою проїзною частиною; (9) – функція прогнозування зміни в часі показника рівності проїзної частини i -тої смуги руху дорожніх об'єктів з багатосмуговою проїзною частиною; (10) – функція для визначення комплексного параметра α , який характеризує властивості дорожнього одягу та умови його роботи; (11) – функція прогнозування зміни відносного зносу гуми автомобілів у залежності від рівності проїзної частини; (12) – функція прогнозування витрат економічно-розрахунковим автомобілем палива в залежності від стану проїзної частини та рівня завантаженості її рухом; (13) – функція прогнозування зміни параметра швидкісних режимів міських вулиць і доріг різних груп.

На основі проведених досліджень побудовані всі необхідні часткові математичні моделі і залежності для наведених функцій економіко-математичних моделей, що дозволило розкрити ці моделі в явному виді у формі реальних іменованих показників доріг та умов їх роботи.

За браком об'єму статті детальне описання математичних моделей та їх параметрів не наводиться. Ознайомитися з ними можна в [10].

Заключний етап методу полягає у ранжуванні дорожніх об'єктів, окремо для групи об'єктів капітального та поточного (середнього) ремонтів, за рівнем економічних наслідків їх ремонтів у порядку спадання значень розрахованих для них коефіцієнтів економічної ефективності вкладень.

Програму капітальних і поточних (середніх) ремонтів формують із дорожніх об'єктів, які забезпечують максимальне значення K_e у межах обсягів фінансових ресурсів, які передбачаються дорожнім бюджетом на ці цілі.

Основною особливістю методу є те, що наведені економіко-математичні моделі базуються на теоретико-експериментально встановлених зв'язках між швидкісними і паливно-економічними характеристиками транспортного потоку та властивостями дорожніх конструкцій і умовами їх роботи, які регулюються системою відповідних дорожньо-ремонтних робіт. Це забезпечує можливість прогнозу зміни сумарних приведених середньорічних дорожньо-транспортних витрат в залежності від тих видів та обсягів робіт, які передбачається виконувати.

Таким чином, розроблений метод забезпечує підвищення ефективності використання ресурсів, об'єктивно обґрунтовує адресність їх вкладень та дозволяє вирішувати ряд інших важливих для міських дорожніх господарств задач.

Література

1. Прусенко Е.Д. Экономические потери из-за недостаточного финансирования дорожного хозяйства / Прусенко Е.Д., Филиппов В.В. // Автодорожній комплекс України в сучасних умовах: проблеми і шляхи розвитку: зб. наук. праць. – К.: УТУ, 1998. – С. 60 – 64.
2. Прусенко Е.Д. Основные проблемы эксплуатации автомобильных дорог и пути их решения / Прусенко Е.Д., Стороженко М.С., Михович С.И. // Проблемы эксплуатации автомобильных дорог : сб. научных трудов: Вып. 48. – Х.: Знание, 1998. – С. 5 – 12.

3. Васильев А.П. Некоторые проблемы управления состоянием автомобильных дорог // Автомобильные дороги. – М.: Транспорт. 1993. – С. 1 – 4.
4. Программа ТАСИС «Исследование сети национальных дорог Украины» Заключительный доклад / Том 1, главы 3, 4, 5/ УКРГИПРОДОР 1996.
5. Кизима С.С. Загальна характеристика української системи управління станом нежорстких дорожніх одягів / Кизима С.С., Канін О.Н., Лихоступ М.М. // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво : зб. наук. праць: Вип. 62. – К. : НТУ, 2001. – С. 130 – 133.
6. Кизима С.С. Структура та технічні можливості вітчизняної системи управління станом дорожніх покриттів (СУСП) / Кизима С.С. // Підвищення ефективності будівництва і експлуатації автомобільних доріг : зб. наук. праць : Вип. 18. – Х. – 2002. – С. 46 – 52.
7. Кизима С.С. Рекомендації по використанню системи для планування ремонтних робіт / Кизима С.С., Канін О.П., Лихоступ М.М. // Державна служба автомобільних доріг України. – Київ.: Укравтодор. – 2002. – 20с.
8. А. с. №46570 Україна. Метод техніко-економічного обґрунтування програм дорожніх ремонтно-відновлювальних робіт в міських умовах / С. В. Роман, С. С. Кизима. – заявка від 02.10.2012р. №46823, зареєстроване 30.11.2012р. №46570.
9. Безпека дорожнього руху. Автомобільні дороги. Вулиці та залізничні переїзди: ДСТУ 3587 – 97. – [Чинний від 1997-07-31]. – К.: Держстандарт України, 1997. – 19 с. – (Держаний стандарт України).

Роман С.В. Удосконалення методів обґрунтування ремонтно-експлуатаційних робіт на вулично-дорожніх мережах міських населених пунктів : дис. на здобуття наукового ступеню канд. техн. наук: спец. 05.22.11 / Роман Сергій Вікторович. – К.: 2009. – 240 с.

УДК 658.012.1:624.01:624.21

Канін О.П., канд. техн. наук, Халай Т.О., канд. техн. наук, Боднар Л.П.

ГЕНЕТИЧНИЙ АЛГОРИТМ ОПТИМІЗАЦІЇ ДОВГОСТРОКОВИХ СТРАТЕГІЙ РЕМОНТІВ МОСТІВ

Анотація. Розглянутий підхід до оптимізації довгострокових стратегій утримання і ремонтів мостів на основі даних Аналітичної експертної системи управління мостами з використанням спеціально розробленого генетичного алгоритму пошуку оптимальних значень керованих змінних – можливих ремонтно-відновлювальних заходів. Визначена цільова функція і обмеження моделі, розглянуті специфічні особливості запропонованого алгоритму.

Ключові слова: оптимізація стратегії ремонтів мостів, генетичний алгоритм.

Аннотация. Рассмотрен подход к оптимизации долгосрочных стратегий удержания и ремонтов мостов на основе данных Аналитической экспертной системы управления мостами с использованием специально разработанного генетического алгоритма поиска оптимальных значений управляемых переменных – возможных ремонтно-восстановительных мероприятий. Определена целевая функция и ограничения модели, рассмотрены специфические особенности предлагаемого генетического алгоритма.

Ключевые слова: оптимизация стратегии ремонтов мостов, генетический алгоритм.

Annotation. An approach to optimize long-term strategies for maintenance and repairs of bridges based on Analytical expert control system of bridges using a specially designed genetic algorithm for finding the optimal values of controlled variables – possible repair and restoration measures. Determined objective function and constraints model discussed specifics of the proposed genetic algorithm.

Keywords: optimization of bridges repair strategy, genetic algorithms.

Постановка проблеми. Від стану мостів на автомобільних дорогах залежить сама можливість та ефективність використання доріг. Згідно з ДСТУ [1], експлуатаційні стани моста включають 5 категорій (табл. 1). За даними Аналітичної експертної системи управління мостами (АЕСУМ) за 2012 р. розподілення обстежених мостів на автомобільних дорогах загального користування (Укравтодор) за їх станами наведено на рис. 1а, а частка обстежених мостів на рис. 1б. Приблизно четверта частина обстежених мостів вимагає капітального ремонту і невідомо яка частина серед не обстежених.

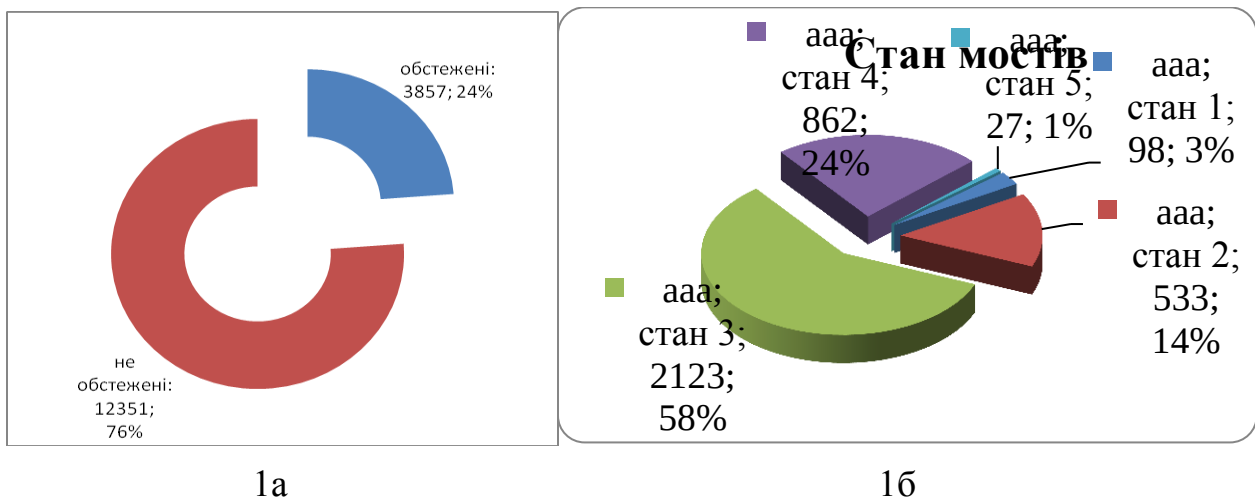


Рисунок 1 – Розподілення мостів за експлуатаційними станами

Незадовільний технічний стан автодорожніх мостів спричиняє значні соціальні і матеріальні збитки в економіці України, потребує збільшення асигнувань на їх ремонт і реконструкцію. Привертає увагу факт накопичення обсягів ремонтних робіт, які не були виконані в минулі роки. Кількість мостів, які потребують ремонту або реконструкції, останні роки постійно збільшується.

Розробка стратегії ремонтів мостів являє собою складну наукову задачу, ефективне розв’язання якої потребує подальших наукових досліджень. В першу

чергу, це стосується створення адекватних реальним умовам моделей прогнозування стану мостів і мінімізації вартості їх ремонтів.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Алгоритми оптимізації стратегій ремонтів автодорожніх мостів розглядались, наприклад, в роботах [2, 3, 4]. Ці моделі, як правило, складаються з двох головних модулів – модулю деградації елементів моста і модулю оптимізації стратегії ремонтів за одним [2] або багатьма [3] (переважно двома) критеріями, причому в останньому випадку частіш за все знаходиться оптимальне за Парето рішення [3] за критерієм стану моста і витрат на ремонти.

Обґрунтування оптимальної стратегії ремонтів елементів мостів являє собою NP – складну комбінаторну задачу, яка може бути розв’язана наближеними методами – часто пропонуються так звані генетичні алгоритми (ГА) пошуку оптимальних рішень [3, 4], а, іноді, методи нелінійного програмування [4]. Проте, останні потребують визначення градієнтів, тобто накладають досить жорсткі обмеження на формулювання задачі, тому, на нашу думку, вони менш перспективні для розв’язання задачі.

Постановка завдання. Мета дослідження полягає в розробці моделі оптимізації стратегії ремонтів мостів на мережевому рівні на основі використання генетичного алгоритму спеціального виду.

Виклад основного матеріалу. Для формалізації методу розв’язання задачі оптимізації стратегії ремонтів мостів, в першу чергу, потрібно класифікувати можливі ремонтні заходи за ступенем їх впливу на стан конструктивних елементи мостів. Доцільно [2] виділити чотири укрупнених видів ремонту та утримання мостів (експлуатаційних заходів): утримання, поточний дрібний, поточний середній і капітальний ремонти. Стратегія розробляється на період T років. Приймається, що кожного року обов’язково виконується один з перелічених заходів. Застосування виду заходу вибирається в залежності від рейтингу стану елементу моста, трансформованого у показник ступеню деградації (табл. 1).

Таблиця 1 – Деградація експлуатаційного стану

Стан	Рейтинг, балів	Ступінь деградації (D)	Назва стану	Можливий захід
5	39 – 0	0.60 ~ 1.00	Непрацездатний	ПС, КР
4	59 – 40	0.40 ~ 0.60	Обмеж. працездатний	ЕУ, ПД, ПС, КР
3	79 – 60	0.20 ~ 0.40	Працездатний	ЕУ, ПД, ПС
2	94 – 80	0.05 ~ 0.20	Обмеж. справний	ЕУ, ПД
1	100 - 95	0.00 ~ 0.05	Справний	ЕУ

В таблиці 1 прийняті такі скорочення: ЕУ – експлуатаційне утримання (0); ПД – поточний дрібний ремонт (1); ПС – поточний середній ремонт (2); капітальний ремонт (3).

Оптимізація вартості експлуатаційних заходів на стратегічний період часу T виконується за методом штрафів. Відповідно, цільова функція – функція пристосованості [2]:

$$Z = C \times \left[1 + \sum_{i=1}^N \sum_{t=1}^T \frac{D(i,t) - D_{\max}(A_t)}{D_{\max}(A_t)} + p_2 \times \frac{C - B}{B} \right], \quad (1)$$

де $D(i,t)$ – ступінь деградації i -го моста наприкінці року t ;

$D_{\max}(A_t)$ – максимально допустимий рівень деградації в залежності від віку моста, A_t ;

B – бюджет ремонту та утримання мостів;

p_1, p_2 – коефіцієнт значимості ступеню деградації та виконання бюджету ,
 $p_1 = p_2 = 1,0$.

Повна вартість експлуатаційних заходів, що планується на період часу T :

$$C = \sum_{i=1}^N \sum_{t=1}^T \left[(1+r)^{-t} \prod_{t=1}^{t=T} (1+i_{in}(t)) \times c_m(i,t) \times L(i) \times W(i) \right], \quad (2)$$

де N – кількість мостів;

T – період часу, на який планується експлуатація;

r – дисконтний коефіцієнт, який приймається постійним на період планування, який доцільно приймати за банківською відсотковою ставкою;

i_{in} – темп інфляції;

$c_m(i,t)$ – одинична вартість експлуатаційного заходу m на 1 м^2 площі i -го моста, що застосовується до моста i в рік t , $m = 0, 1, 2, 3$;

$L(i)$ та $W(i)$ – довжина та ширина моста відповідно.

Модель деградації моста (крива деградації) апроксимується ламаною лінією з ділянками, які мають постійні річні швидкості деградації:

$$D(t) = D(0) + \sum_{j=1}^t \mu \times R(A_j, k_j) - \sum_{j=1}^t I_m(j), \quad (3)$$

де $D(0)$ – ступінь деградації на початок планового періоду. Значення $D(0)$ приймається посередині інтервалу ступеню деградації (табл. 1);

μ – фактор, що відображує деградаційні якості матеріалу (1.0 для залізобетону, 1.1 для металу [2]);

$R(A_j, k_j)$ – річна швидкість деградації в рік j ;

A_j – вік моста в рік j – кількість років від року спорудження або реконструкції до року j ;

k_j – коефіцієнт руху в рік j – співвідношення прогнозованої на рік j максимальної інтенсивності руху і проектної інтенсивності руху;

$I_m(j)$ – вплив заходу m на рівень деградації в рік j (зниження ступеню деградації).

Таким чином, ступінь деградації моста також залежить від експлуатаційного заходу m , а стратегія експлуатації одного моста складається з послідовності у часі річних експлуатаційних заходів (утримання і ремонтів) $m = \overline{0,3}$. Значення функції пристосованості (1) визначається цією стратегією. Допустимі перестановки вектору m містять в собі таку (або такі), яка забезпечує мінімальне значення функції пристосованості (1). Отже, цільова функція – це сума вартості ремонту та утримання мостів і вартості штрафних санкцій. В свою чергу, $D_{\max}(A_t)$ і B – обмеження моделі оптимізації. Пошук оптимальної стратегії можна здійснити за допомогою ГА.

Ідея ГА запозичена у живої природи і використовує в своїй основі теорію еволюції Дарвіна. Алгоритм полягає в організації еволюційного процесу, кінцевою метою якого є отримання оптимального рішення в складній комбінаторній задачі. Вперше подібний алгоритм був запропонований в 1975

році Джоном Холландом (John Holland) в Мічиганському університеті. Сутність ГА полягає у: формуванні початкової («батьківської») множини (популяції) рішень – хромосом, які складаються з генів – керованих параметрів задачі, значення яких визначають значення функції пристосування (1), і оцінці кожного рішення; формуванні з «батьківської» популяції рішень-хромосом нової популяції «нащадків» виконанням з заданою імовірністю операторів кросоверу («схрещування») або інверсії та мутації і оцінці кожного нового рішення; перевірці умов зупину алгоритму.

Рішення-хромосома має структуру, наведену в табл. 2. Врахування особливостей застосованого ГА, що пов'язані з обмеженнями допустимої послідовності заходів, визначили достатність опису гену цілим числом з алфавіту $\{0, 1, 2, 3\}$ і зумовили відсутність необхідності кодування гену рядком бітів.

Таблиця 2 – Кодова структура стратегії ремонту сукупності мостів

Міст №	$i - 1$			i					$i + 1$
Заходи	...	$T-1$	T	$m_1=3$	$m_2=0$	...	$m_{T-1}=1$	$m_T=2$	...
	...			ген	ген	...	ген	ген	...
	Хромосома – рішення								

Застосування генетичного алгоритму для оптимізації ремонтів та утримання мостів має свої особливості, які, перш за все, відносяться до звуження вибору можливих дій в залежності від стану і ступеню деградації мостів [2]:

- початкова популяція стратегій генерується у відповідності зі ступенем деградації мостів;
- кожного року виконується тільки один вид робіт з чотирьох (утримання, поточний дрібний ремонт, поточний середній ремонт, капітальний ремонт);
- капітальний і поточний середній ремонти не приймаються, якщо міст знаходиться в 4 або 5 експлуатаційному стані і запланована його реконструкція або заміна новим;
- капітальний ремонт елементів моста не приймається, якщо він знаходиться в 1, 2 або 3 експлуатаційному стані;

- поточний середній ремонт не приймається для 1 експлуатаційного стану;
- потрібно враховувати ефект від ремонтно-відновлювальних дій в минулому році при виборі таких дій в поточному році. В класичному ГА такий зв'язок відсутній;
- якщо ступінь деградації менший, ніж щорічні темпи деградації в рік u зв'язку з впливом утримання, то як ступінь зносу використовується щорічні темпи деградації.

Узагальнена структура генетичного алгоритму може бути представлена наступним чином:

Блок 1. Ініціалізація початкової популяції P^0 чисельністю v .

- 1.1. Встановити номер поточного покоління $t := 0$.
- 1.2. Згенерувати випадковим чином хромосомний набір довжини L .
- 1.3. Оцінити кожен рядок з набору функцією пристосованості.

Блок 2. Створення нащадків.

- 2.1. Вибрати випадковим чином з поточної популяції P^t згідно зі схемою схрещування кодування двох батьків.
- 2.2. Згенерувати за допомогою оператора кросоверу для обраної пари з ймовірністю p_c одне або декілька кодувань нащадків, які успадковують генетичні властивості батьків.
- 2.3. Оцінити нащадків за допомогою функції пристосованості.
- 2.4. Повторювати всі операції з п. 2.1 доти, поки не буде розглянуто задане число пар N_c .

Блок 3. Створення мутантів з властивостями, відмінними від властивостей батьків.

- 3.1. Вибрати випадковим чином з числа нащадків і/або батьків кодування, що успадковує генетичні властивості одного або обох батьків.
- 3.2. Згенерувати оператором мутації з ймовірністю p_m мутанта, що забезпечує мінливість генетичних властивостей батьків.
- 3.3. Оцінити кодування мутанта за допомогою функції пристосованості.

3.4. Повторювати всі операції з п. 3.1 доти, поки не буде отримано задане число мутантів N_m .

Блок 4. Заміна поточної популяції P^t новою популяцією P^{t+1}

4.1. Вибрати стратегію формування популяції P^{t+1} .

4.2. Сформувати з батьків і/або нащадків їх репродукційну множину.

4.3. Скопіювати за допомогою оператора селекції з репродукційної множини кодування, що реалізують стратегію формування популяції P^{t+1} .

Блок 5. Умова виходу з ітераційного циклу.

Змінити номер поточного покоління $t := t + 1$ і повторити всі операції з п.2, якщо умова закінчення генетичного пошуку не виконана (наприклад, еволюція популяції P^t не вважається закінченою, якщо вона не вичерпала свій життєвий цикл T , тобто якщо $t < T$).

Алгоритм реалізовано у вигляді програмного модулю, який буде включено в АЕСУМ. За основу прийняте програмне рішення, запропоноване в роботі [6], яке було удосконалене шляхом врахування наведених вище обмежень. Результат розрахунків наведено на рис. 2.

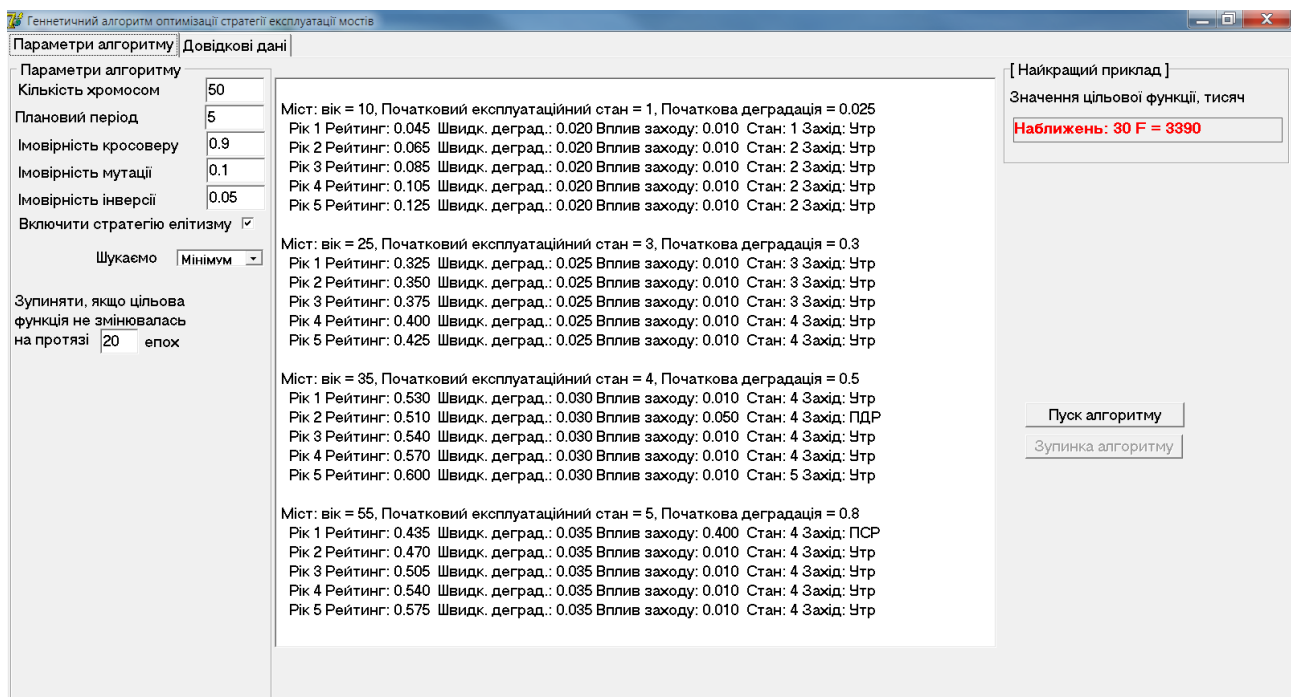


Рисунок 2 – Результати оптимізації для тестового прикладу

Висновок

Тестування розробленого алгоритму на відповідній комп'ютерній програмі показало його адекватність поставленій задачі та високу ефективність пошуку субоптимального рішення. Запропонований алгоритм може бути використаний для розв'язання багатьох задач управління станом мостів та інших елементів доріг.

Література

1. ДСТУ-Н Б.В.2.3 – 23: 2009. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К., 2009. – 62 с.
2. Liu Chunlu., Hammad Amin, Iton Yoshito. Cost optimization of Bridge Decks Using Genetic Algorithm. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://users.encs.concordia.ca/~hammad/papers/J11.pdf>
3. Maintenance optimization of infrastructure networks using genetic algorithms / G. Morcous, Z. Lounis, Automation in Construction 14 (2005), pp. 129-142.
4. Дингес Э.В. Методы оптимального планирования ремонта мостовых сооружений в условиях недостаточного финансирования / Э.В. Дингес, Е.В. Лукин Новости в дорожном деле. Научно-технический информационный сборник, выпуск 4. М.: Федеральное государственное унитарное предприятие «Информационный центр по автомобильным дорогам», 2007. – С. 1-24.
5. Батищев Д.И. Применение генетических алгоритмов к решению задач дискретной оптимизации. / Д.И. Батищев, Е.А. Неймарк, Н.В. Старостин Учебно-методический материал по программе повышения квалификации «Информационные технологии, компьютерное моделирование в прикладной математике». – Нижний Новгород, 2007. – 85 с.
6. Генетические алгоритмы – математический аппарат / Стариков А. - [Електронний ресурс]. – Режим доступу: http://www.basegroup.ru/library/optimization/ga_math/

Лихоступ М.М., канд. техн. наук

ВПЛИВ ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНИХ РІШЕНЬ НА НАДІЙНІСТЬ ВИКОНАННЯ ДОРОЖНІХ РОБІТ

Анотація. Визначені напрямки проектування організації дорожнього виробництва із використанням критерію максимального використання ресурсів за часом. Отримана інформація використовується для розрахунку резервів ресурсів, які в свою чергу використовуються для складання організаційно-технологічних документів. Складені при цьому графіки організації робіт дають змогу приймати оперативні рішення по використанню резервів ресурсів для регулювання виробництва, що визначає надійність виробництва в цілому.

Ключові слова: проектування організації виробництва, ресурси, оптимізація технологічних процесів, резервування ресурсів, надійність виробництва.

Аннотация. Определены направления проектирования организации дорожного производства с использованием критерия максимального использования ресурсов во времени. Полученная информация используется для расчета резервов ресурсов, которые в свою очередь используются для составления организационно-технологических документов. Составленные при этом графики организации работ дают возможность принять оперативные решения по использованию резервов ресурсов для регулирования производства, что определяет надежность производства в целом.

Ключевые слова: проектирование организации производства, ресурсы, оптимизация технологических процессов, резервирования ресурсов, надежность производства.

Annotation. In this article define the directions for road project organization with criteria of maximal recourses using in time. This information use for reserves calculation of recourses, which in next time are using for composition of organization and technological documents. The come out documents for works organization are

using for ground of operative relations to using reserves of recourses for production regulation, This operative relations in time of production processes are defining the reliability of production.

Key words: designing of the production organization, resources, optimization of processes, resource reservation, production reliability.

Вступ. Аналіз створених моделей організації виробництва свідчить про те, що незважаючи на деякі недоліки більшість із них дають змогу прийняти рішення по раціональному технологічному використанню ресурсів в процесі виконання робіт. Отримана при цьому інформація є основою для складання документів, що визначають раціональні технологічні рішення, та формування виробничих завдань виконавців. Такі документи в сполученні із основними документами проектування організації робіт використовуються для прийняття оперативних рішень по підтриманню безперервного і надійного виконання трудових процесів в мінливих умовах виробництва.

Постановка проблеми та її зв'язки з науковим та практичним завданням. Проектування організації дорожніх робіт в рамках окремих проектів (контрактів) можливе із використанням різноманітних моделей, кожна із яких має свою область застосування. Такі моделі використовуються для проектів будівництва та ремонтів доріг, тобто для таких об'єктів, які відрізняються чітко вираженою структурою робіт. Але для такого виду виробництва як утримання доріг ще не створені моделі організації виконання дорожніх робіт та проведення окремих ремонтно-відновлювальних заходів, що відносяться до цього виду діяльності.

Якщо навіть і допустити той факт, що всі моделі проектування організації робіт будуть створені, а деякі із них будуть такими універсальними, що зможуть бути використані для проектування організації виробничих програм робіт різної структури в межах окремих об'єктів [1], то все рівно залишаються проблеми практичного використання отриманих результатів в мінливих умовах виробництва. Тому наступним після проектування організації робіт етапом є створення документів, що визначають кращі технологічні рішення та призначаються для формування виробничих завдань виконавців. До таких документів відносяться карти організації трудових процесів, які визначають технологічні поєднання виконавців та дають змогу прийняти оперативні

рішення по оперативному регулюванню виробництва шляхом використання внутрішніх резервів ресурсів.

Сутність проблеми. Розроблені в останні три десятиріччя моделі проектування організації дорожнього виробництва знайшли своє відображення у створених на замовлення Укравтодору спеціальних документах – методиці, рекомендаціях та інструкції [2,3,4]. В цих документах викладені практичні підходи до формування вихідної інформації, що використовуються для проектування організації робіт для об'єктів різного типу виробництва, наведені приклади проектування організації робіт з використанням різних моделей – аналітичних, моделей сітьового моделювання та організаційно-технологічних моделей. Додатками до таких прикладів надано розроблене спеціальне програмне забезпечення. Складена Інструкція, що розвиває положення державного документу ДБН і деталізує процеси проектування організації робіт в дорожній галузі, чітко визначає структуру складання спеціальних проектів – ПОБ та ПВР.

Характерною ознакою всіх моделей проектування організації робіт, які рекомендуються для використання в дорожньому виробництві [4,5], є те що оцінка та прийняття кінцевих рішень рекомендується здійснювати із використанням специфічного критерію – загального приведенного коефіцієнта використання ресурсів за часом – $K_{вч,ij}$ ($i = 1,2, \dots, n$ – номер трудового процесу; $j = 1,2, \dots, m$ – номер ресурсу (спеціалізації робітників чи типів будівельних машин).

Особливість використання такого критерію пояснюється наступним:

- використання інших критеріїв прийняття рішень є проблемним або неможливим через використання значних обсягів додаткової інформації (як правило, економічного змісту) чи отримання рівнозначних рішень. Так, використання критерію мінімальної вартості виконання робіт є неможливим тому що існуюча методика її розрахунку базуються на використанні даних про нормативні витрати ресурсів і не враховує їх реальної зайнятості за часом та кількості, а тому значення вартості робіт для різних варіантів організації робіт буде однаковим;

- наявність інформації про зайнятість ц часі кожного ресурсу дає змогу вирішити дві важливі задачі – розрахувати за спеціальною методикою рівень

організаційно-технологічної надійності виконання проекту [5] та визначити резерви використання кожного j – го ресурсу, який буде постійним в межах часу виконання робіт на i – му трудовому процесі: $R_{ij} = (1 - K_{вч,ij})$.

Значення R_{ij} рекомендується використовувати для:

- подальшого проектування технології виконання робіт;
- прийняття рішень оперативного корегування процесів виконання робіт в мінливих умовах виробництва.

Проектування технології виконання трудових процесів, що були виділені на стадії проектування організації виробництва і використані як технологічні параметри, рекомендується здійснювати на основі документів, які називаються **картами організації трудових процесів (КОТП)**. Особливості і відмінності КОТП від технологічних карт полягають у тому, що всі розрахунки в цих документах здійснюються не на захватку, а на одиницю виміру робіт.

Основи методики створення таких документів були розроблені ще в 1972 – 1975 роках, але існуючі в ній недоліки складання основних розділів – графіків трудового процесу та схем організації робіт на будівельному майданчику – не дали змоги їх широко застосувати в процесі виконання дорожніх робіт. Використання даних про зайнятість окремих ресурсів в межах термінів виконання різних трудових процесів дає змогу покращати методику складання КОТП, наприклад, скласти реальні графіки організації робіт.

На рис. 1 наведено фрагмент графіка організації робіт по улаштуванню щеленевого шару основи дорожнього одягу для реального проекту проектування організації робіт. В якості вихідних даних для складання КОТП прийнято вже обґрунтований на стадії проектування організації робіт склад виробничого підрозділу, та розрахований загальний час виконання всього обсягу робіт. З використанням інформації про загальний обсяг робіт та час їх виконання встановлено час виконання одиниці виміру роботи – 1000 м^2 , який складає 18 годин. Кількість робочих прийомів, що виконуються при виконанні цієї роботи, складає 10, а їх перелік відповідає особливостям трудового процесу. При складанні графіка організації робіт передбачена максимальна зайнятість ресурсів на паралельних робочих прийомах з урахуванням їх зайнятості за часом – $K_{вч,ij}$.

№ роб. при йому	Найменування робочих приймів	1 зміна							
		1	2	3	4	5	6	7	8
1	Контроль рівності земляного	M-2	P-1		M-2	P-1			
2	Прийом щебеню фр. 40-70 мм та його розподіл			A					
3	Контроль якості та рівності		P-2	M-1	P-3				
4	Полівання основи із щебеню фр. 40-		M-6						
5	Ущільнення щебеневої основи фр. 40- 70 котками 13 т			M-5					
6	Прийом щебеню фр. 10-20 мм та його розподіл						A		
7	Контроль якості та рівності						P-2	P-3	
8	Полівання основи із щебеню фр. 10-						P-1		
9	Остаточне ущільнення щебеневої						M-6		
10	Контроль якості готової щебеневої						M-5		

Рисунок 1 – Фрагмент графіка виконання робіт в межах будівельного майданчика. Умовні позначення: А(№) – типи і номер транспортних засобів; Р-(№) – номер і кваліфікація робітника; М-(№) – номер і тип будівельної машини чи механізму.

В процесі складання КОТП все – таки існують ще деякі проблеми, які є наслідками неповноти інформації, що наведена у нормативних документах, та недоліків в описах структури окремих робіт, які визначені в ресурсних елементних кошторисних нормах (РЕКН). Так, наприклад, в РЕКН та інших нормативних документах наведена інформація про середні розряди робіт, які очевидно повинні відповідати середньому розряду виробничого підрозділу (ланки чи бригади), що їх виконують. Але ні в яких документах не наведена

кількісна структура виконавців, тобто число робітників різних тарифних розрядів. Тому для визначення числа робітників різних тарифних розрядів, що формують певний виробничий підрозділ, можливо використання досить громіздкої методики, яка базується на використанні методів оптимального лінійного математичного програмування (сімплексному методі), що не сприяє швидкому, а інколи – і зрозумілому, процесі складання графіка організації робіт в межах будівельного майданчика.

Але головною перевагою складених графіків організації робіт для трудових процесів, що виконуються в межах окремих об'єктів, є те, що вони легко можуть бути використані в процесі оперативного регулювання виробництва. Так, коли за певними причинами вийшов з ладу j – й ресурс, який зайнятий на виконанні i – го трудового процесу, наприклад, це бульдозер М-4,99 кВт, зайнятий на виконанні роботи по плануванню ґрунту земляного полотна, то послідовні операції, що пов'язані із налагодженням нормального планового режиму виконання всього комплексу робіт на об'єкті включають:

- аналіз виконання трудових процесів, що виконуються в той же момент часу, в який зайнятий механізм М-4,99 кВт, а це означає перегляд відповідних графіків виконання робіт;
- пошук елементів трудових процесів, на виконанні яких буде зайнято механізм, що відповідає М-4,99 кВт, тобто бульдозер потужністю 99 кВт;
- в межах резервів часу, якими володіють ці механізми інших трудових процесів, приймається рішення по переміщенню їх на виконання робіт того процесу, де вийшов з ладу механізм М-4,99 кВт.

Оперативне регулювання режимів виконання трудових процесів здійснюється швидше, коли до графіків виконання трудових процесів в межах будівельних майданчиків додаються матриці можливих резервів часу для кожного ресурсу в розрізі поточних змін виконання виробничих завдань. Розрахунки резервів часу для різних ресурсів в реальних проектах виробництва робіт свідчать про те, що вони можуть мати досить великі значення. Але в середньому резерви часу для окремих ресурсів знаходяться в межах 1.25 – 2.15. Звичайно, частина ресурсів, а це приблизно 20 № від їх загальної кількості в деякі терміни часу не мають ніяких резервів і така інформація вкрай корисна для управління виробництвом, так використанню цих ресурсів повинна бути приділена особлива увага з метою запобігання негативних явищ при їх виробничому використанні.

Виконання процедур оперативної заміни ресурсів в мінливих умовах виробництва в принципі є єдиним шляхом реального підвищення надійності виконання робіт в межах окремих об'єктів, так як отримання потрібних

ресурсів, наприклад, їх переміщення з інших об'єктів чи оформлення оренди може займати досить багато часу. Не слід і забувати і про економічні вигоди такого оперативного регулювання процесів використання ресурсів, так як збільшення нормативного часу зайнятості ресурсів у виробничих процесах прямим чином пов'язано із зменшенням збитків та отримання додаткового прибутку.

Висновок

На основі інформації, що є результатом проектування організації робіт в офіційних проектах, пропонуються прості з точки зору швидкого використання підходи оперативного регулювання виробництва в мінливих умовах. З цією метою пропонується первинна розробка документів, що регламентують раціональні технологічні прийоми виконання робіт в межах будівельних майданчиків, в якості яких найкращим чином можуть бути застосовані карти організації трудових процесів. Методика складання робочих документів, що складають структуру карт організації трудових процесів, відносно проста і не вимагає проведення складних додаткових розрахунків, так як вся інформація, що потрібна при цьому, – склад виробничих підрозділів, час виконання ними завдань, дані про зайнятість ресурсів за часом вже існує в проектах організації робіт. Оперативне регулювання ресурсів в мінливих умовах виробництва значно підвищує його надійність та призводить до значних позитивних економічних результатів.

Література

1. Лихоступ М.М. Моделювання процесів проектування організації робіт на об'єктах дорожнього виробництва // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К.: НТУ, №81. – 2011. С. 90 – 102.
2. Методика та система інформаційного забезпечення складання проектів організації робіт. – (М 218 – 03449261 – 417:2005). – К.: Укрдортехнологія. – 2005. – 58 с.
3. „Рекомендації з практичного використання ПОР для вирішення планово-організаційних задач в дорожній галузі – (Р А.3.1-218-03449261-519:2006). – К.: Укрдортехнологія. – 2006. – 56 с.
4. ”Інструкція про порядок складання, погодження і затвердження проектів організації будівництва і проектів виконання робіт в дорожній галузі (до ДБН А.3.1-5-96 "Організація будівельного виробництва") – (ІН А.3.1-218-312:2008). – К.: Укрдортехнологія. – 2008. – 50 с.
5. Ліпський Г.Є., Лихоступ М.М. Основи організації, планування та управління дорожнім виробництвом: підручник у двох частинах. – К.: ГРАНМНА, 2010. – 400 с.

Соколова Н.М., канд. екон. наук, Харченко А.М., канд. техн. наук

ОПТИМІЗАЦІЯ СТАНУ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ В УМОВАХ ДЕРЖАВНО-ПРИВАТНОГО ПАРТНЕРСТВА

Анотація. В статті проаналізовано основні форми, механізми та принципи державно-приватного партнерства у дорожній галузі. Запропоновано авторську класифікацію, яка заснована на розумінні державно-приватного партнерства як інституційного і організаційного альянсу між державою і приватним сектором. Показано важливість врахування транспортно-експлуатаційних показників стану мережі автомобільних доріг під час укладання контрактів в рамках відносин держави та приватних структур.

Ключові слова: державно-приватне партнерство, стан, мережа автомобільних доріг, контракт, штраф.

Аннотация. В статье проанализированы основные формы, механизмы и принципы государственно-частного партнерства в дорожной отрасли. Предложена авторская классификация, основанная на понимании государственно-частного партнерства как институционального и организационного альянса между государством и частным сектором. Показана важность учета транспортно-эксплуатационных показателей состояния сети автомобильных дорог при заключении контрактов в рамках отношений государства и частных структур.

Ключевые слова: государственно-частное партнерство, состояние, сеть автомобильных дорог, контракт, штраф.

Annotation. The article contains analyze of the main forms, mechanisms and principles of public-private partnerships in the road sector. An author's classification, which is based on an understanding of public-private partnerships as institutional and organizational alliance between the state and the private sector. Displaying importance of transport operating parameters of road network during the contract within the relations between the state and private structures.

Keywords: public-private partnership, condition, road network, contract, fine.

Постановка проблеми. Останнім часом проблема забезпечення належного стану автомобільних доріг України набула нового значення. Це пов'язано з схваленням урядом України Концепції Державної цільової економічної програми розвитку автомобільних доріг загального користування на 2013-2018 роки [1]. Переважною метою цієї Концепції є забезпечення ефективного функціонування мережі автомобільних доріг шляхом зниження навантаження на державний бюджет за рахунок впровадження механізму державно-приватного партнерства.

У світовій практиці різні механізми державно-приватного партнерства вже досить тривалий час використовуються під час реалізації проектів будівництва, реконструкції, ремонту чи утримання автомобільних доріг. Державно-приватне партнерство у дорожній галузі України – це новий напрямок, який потребує дослідження та уточнення з метою адаптації до вітчизняних умов партнерських взаємовідносин держави і приватного сектору.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Проблемам впровадження контрактів в умовах державно-приватного партнерства присвячені роботи таких учених як Holmes S., Hunter E., Rowan K., Бондар Н.М., Варнавського В.Г., Грищенко С.І. Березовського М.В., Андрєєва С.І. [2-6] та ін.

Проведений аналіз публікацій та досліджень з проблем застосування форм та механізмів державно-приватного партнерства показав, що саме питанню використання державно-приватного партнерства як засобу ефективного забезпечення функціонування мережі автомобільних доріг приділена недостатня увага.

Мета статті. Дослідження особливостей застосування світового досвіду та основних принципів державно-приватного партнерства для оптимізації стану мережі автомобільних доріг України.

Виклад основного матеріалу. У світі практика застосування контрактів, що засновані на державно-приватному партнерстві (ДПП), широко поширена вже досить довгий час [7]. Проте, для України – це новий, ще не достатньо розвинений напрямок відносин між державою та приватним сектором.

Згідно [6] застосування основних принципів ДПП є ефективним та перспективним інструментом економіко-соціального розвитку та засобом

залучення коштів у проекти зі збереженням державного контролю, зацікавленості та інтересів інвесторів. Таке співробітництво між державним та приватним сектором спонукає досягненню кращих техніко-економічних показників та результатів господарювання, при цьому найефективніше використовуються надані державою ресурси.

В країнах, що мають багаторічний досвід застосування ДПП, існують різні форми партнерства держави і приватного сектора, які є основоположним елементом функціонування змішаної економіки. Це такі форми, як: ліцензія, угода про розділ продукції, спільне підприємство, адміністративний контракт, оренда та інші.

Класифікацію моделей ДПП у загальному вигляді можна розглянути за допомогою наступної схеми (рис.1), запропонованої в роботі [8].



Рисунок 1 – Континуум видів ДПП

На одному краю континуума знаходиться чисто державний сектор, на протилежному – чисто приватний. Всі основні типи ДПП знаходяться між цими двома крайніми точками.

Проведений аналіз останніх досліджень та розробок у сфері ДПП дозволив сформулювати класифікацію, засновану на розумінні ДПП як інституційного і організаційного альянсу між державою і бізнесом (рис.2). Ця класифікація має наступні основні елементи: сервісні контракти; управляючі контракти; оренда і тимчасова передача прав; концесійна угода; акціонування, пайова участь приватного капіталу в державних підприємствах (спільні підприємства).

Класифікація за наведеними ознаками відображає основні аспекти ДПП у дорожній галузі. Стратегічні альянси між бізнесом і урядом завойовують все більшу популярність як в розвинених країнах, так і в тих, що розвиваються.

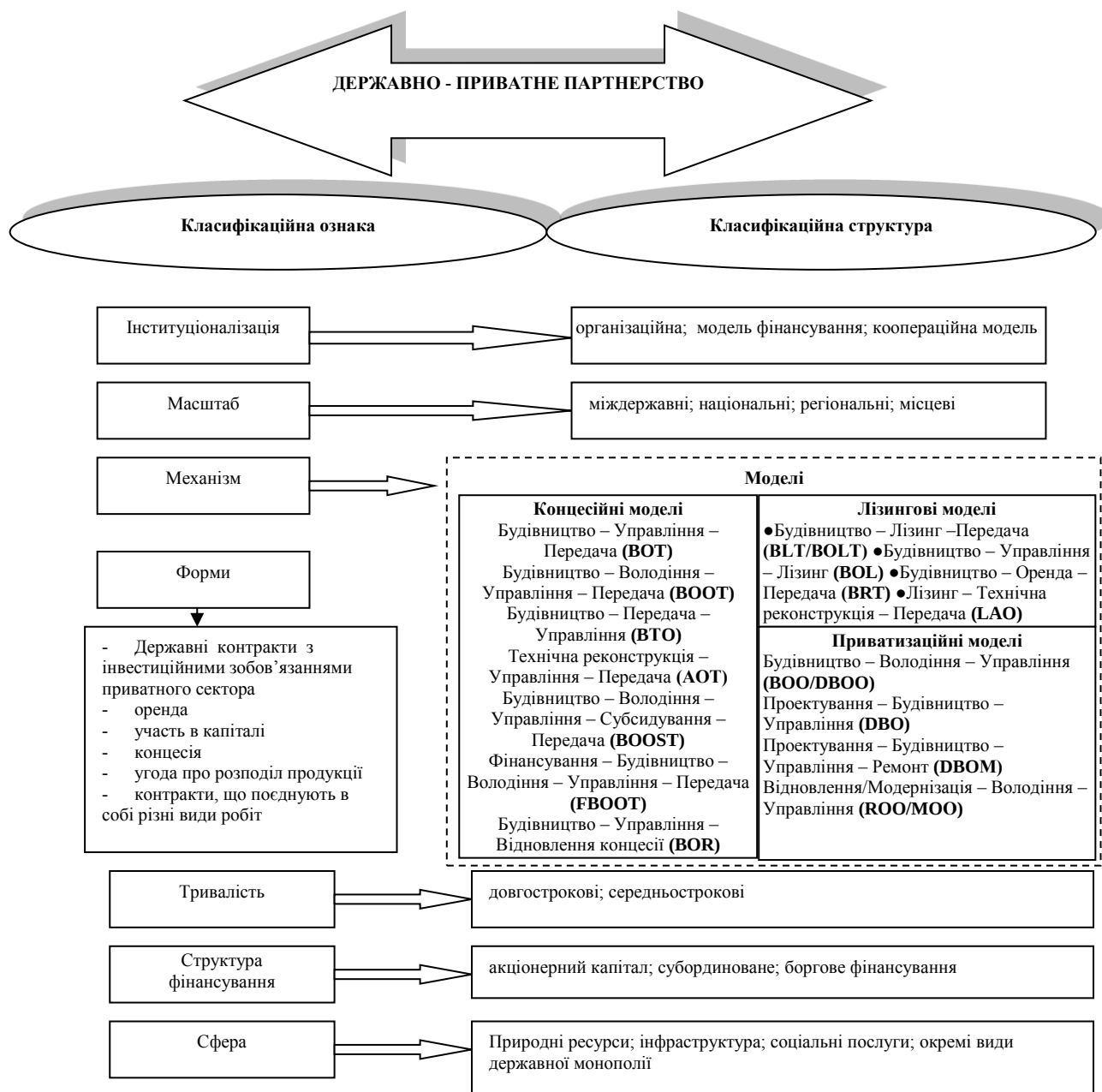


Рисунок 2 – Класифікація форм і видів державно-приватного партнерства

Подібні багатосторонні партнерства виникають тому, що в сучасних умовах згадані сектори в силу різних обставин поодиночі не здатні вирішувати проблеми стійкого розвитку.

Розвиток ДПП у дорожній галузі є результатом пошуку нових форм і методів державного управління, регулювання та оптимізації існуючого стану

мережі автомобільних доріг. Безумовною позитивною рисою застосування принципів та моделей контрактів ДПП у дорожній галузі є усвідомлення факту, що приватний і державний сектори мають унікальні характеристики, розуміння функцій влади, зокрема, усвідомлення необхідності передачі їх частини приватному сектору як більш мобільному й ефективному.

Проблема оптимізації стану мережі автомобільних доріг включає три основні складові – проблема передбачення (прогнозу) майбутнього стану мережі, прогноз ефективності вжитих ремонтних заходів та їх вплив на стан, оцінка експлуатаційних якостей доріг споживачами (згідно моделі HDM4) [9]. Вирішення цих проблем може суттєво вплинути на форму та модель відносин держави та приватного сектора в рамках ДПП.

Згідно [10] експлуатаційний стан дороги можна описати добіркою числових (рейтинг) і лінгвістичних (назва стану та його опис) характеристик. В рамках цієї області дорога чи її окремих елемент залишається протягом частини життєвого циклу – періоду між будівництвом (капітальним ремонтом, реконструкцією) до капітального ремонту (реконструкції).

Фактичний експлуатаційний стан дороги, який визначає об'єми робіт річної програми дорожньо-ремонтних робіт, являє собою результат двох протилежних процесів (рис. 3): процесу розвитку пошкоджень елементів доріг; процесу ліквідації пошкоджень шляхом виконання робіт з ремонту та утримання доріг.

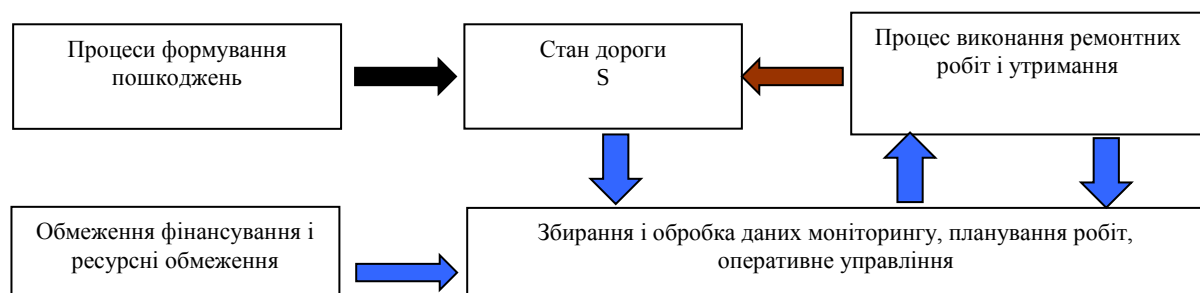


Рисунок 3 – Процес формування стану доріг за завданими експлуатаційними якостями

Точний прогноз експлуатаційних якостей елементів доріг є дуже важливим як для ефективного управління дорожньою інфраструктурою так і

для врахування значень цих якостей під час укладання контрактів в рамках ДПП. За допомогою зменшення похибки прогнозу погіршення стану дорожньої мережі дорожня служба може отримати істотні заощадження бюджету через своєчасне і точне планування заходів.

Ralf Haas (2003) згрупував більшість існуючих моделей прогнозу експлуатаційних якостей мережі доріг в наступні класи [11]:

1. Емпіричні, де певні зміряні або оцінені змінні, як наприклад відхилення інтенсивності руху, і т.д. пов'язані з втратою корисності або деякою іншою мірою деградації і віку дорожнього одягу, звичайно через регресійний аналіз.
2. Механічно-емпіричні, де певні результати розрахунків, як наприклад, деформація земляного полотна, тиск шарів дорожнього одягу і деформація, і т.д., разом з іншими змінними, як, наприклад, інтенсивністю руху, пов'язані з втратою корисності або деякою іншою мірою деградації через регресійний аналіз або модель, яка калібрує визначені коефіцієнти регресійним аналізом.
3. Ймовірнісні, засновані на досвіді, де втрата корисності або інша міра деградації оцінені іншою комбінацією змінних, за використанням моделей Маркова, Баєса і т.п.

Раніше для прогнозу експлуатаційних якостей мережі доріг під час виконання проекту експлуатації використовувались переважно емпіричні методи. Проте, останнім часом все більше країн переходять до застосування механічно–емпіричних та ймовірнісних моделей. Цей досвід необхідно врахувати і в Україні під час укладання контрактів в рамках ДПП. Тобто, враховуючи специфіку галузі і світовий досвід, доцільно використовувати такий механізм відносин в рамках ДПП, який би завершувався контрактними відносинами і оплатою не за виконаний об'єм робіт і витрату матеріалів як в традиційному підряді, а за досягнуті результати.

Контракт, заснований на показниках якості стану дороги – це тип контракту, в якому оплата робіт по управлінню і утриманню дорожньої інфраструктура напряму пов'язана з виконанням або перевиконанням підрядчиком чітко поставлених мінімальних вимог по якісним показникам стану дороги [12]. Основними перевагами такого контракту в рамках ДПП є:

- заощадження фінансових ресурсів (створення стимулу для приватного сектора впроваджувати інноваційні підходи і підвищувати продуктивність праці, зниження адміністративних і накладних витрат у зв'язку з розробкою поліпшеного пакету контрактів, а також меншою кількістю персоналу для їх контролю і супроводу);
- велика вірогідність незмінності витрат (ризик перевитрати засобів за виконану роботу перенесений на підрядчика і дорожня адміністрація рідше стикається з непередбачуваними витратами);
- можливість утримувати дорожню інфраструктуру з відносно меншою кількістю персоналу;
- велика задоволеність користувачів якістю доріг і дорожніх умов (потреби користувачів відображаються в якісних показниках виконання робіт, що фіксуються в контракті, і оплата підрядника залежить від того, наскільки він виконав або перевиконав дані показники);
- стабільне багаторічне фінансування, направлене на утримання автомобільних доріг.

Невиконання якісних показників або невчасне виправлення знайдених дефектів відбивається на оплаті, зазвичай, шляхом накладення штрафів. У [9] наведено схему накладання штрафів в рамках виконання контрактів ДПП. Механізм здійснення контрактів, заснованих на якісних показниках підтримки стандартів в натуральному вираженні і фінансових штрафах, що накладаються на виконавця за недотримання цих стандартів, має назву схема Харві (Harvey). Згідно цієї схеми у визначений горизонт часу в рік t циклу обслуговування підряднику виплачується річна сума $p - [c(t) - c(0)]$, де p – константа, $c(0)$, $c(t)$ – витрати користувача при найкращому стані мережі автомобільних доріг і при стані в рік t . Чистий приведений прибуток підрядника вираховується за формулою (1):

$$PVP = \frac{p}{r} - \left[PVU - \frac{c(0)}{r} \right] - PVM = \frac{[p - c(0)]}{r} - PVTTC. \quad (1)$$

Щоб максимізувати прибуток, підрядник буде планувати виконання робіт, щоб встановити $dPVP/dT = 0$. Так як $[p - c(0)]/r$ – константа з точки зору

збереження витрат, підрядник буде прагнути встановити $dPVTTC/dT = 0$, як умова мінімізації соціальних витрат.

Конкуренція на тендері буде гарантувати, що значення p знизиться до точки, де $\frac{[p - c(0)]}{r} - PVTTC = 0$, а також нормальну рентабельність інвестицій r .

Значення $c(0)$ є довільним.

Формула Харві включає в себе "поправочний коефіцієнт", ψ , який враховує зміни стимулів, з якими стикається підрядник в ситуаціях, коли регулюючий орган бажає свідомо збільшувати обсяги або створювати умови недостатніх інвестицій чи показників утримання мережі доріг.

У разі контракту з утримання щорічний платіж становитиме $p - \psi[c(t) - c(0)]$, а функція чистого приведенного прибутку матиме вигляд:

$$PVP = \frac{p}{r} - \psi \left[PVU - \frac{c(0)}{r} \right] - PVM = \frac{[p - \psi c(0)]}{r} - \psi PVU - PVM. \quad (2)$$

Максимізація прибутку вимагає від підрядника встановити:

$$\frac{dPVP}{dT} = \psi \frac{dPVU}{dT} - \frac{dPVM}{dT} = 0, \quad (3)$$

звідки

$$\psi = \frac{dPVU}{dPVM} = \frac{1}{MBCR}. \quad (4)$$

Якщо стан мережі автомобільних доріг підтримується на рівні нижчому за оптимальний з фінансових причин ($MBCR > 1$), дорожня служба буде встановлювати ψ нижче відносно $MBCR$, що досягає бюджетних обмежень. Зниження фінансових винагород за краще утримання мережі, призводить до зниження стандартів. І навпаки, якщо метою контракту в рамках ДПП було підвищення техніко-економічних показників стану дороги, дорожня служба буде підвищувати значення показника ψ .

Ця схема передбачає, що при довгостроковому виконанні контракту та/чи при досягненні підрядником кращого рівня техніко-експлуатаційних показників стану мережі доріг ніж вказані в контракті, підрядник отримує винагороду від дорожньої служби. І навпаки, при порушенні умов виконання контракту, невиконанні необхідних робіт, недосягненні запланованого стану, підрядник може сплатити штраф, що обов'язково прописується в умовах контракту.

Важливу роль в дорожній галузі України в майбутньому також можуть відігравати так звані контракти життєвого циклу [10]. Сутність схеми проекту на основі контракту життєвого циклу полягає в тому, що виконавець інфраструктурного проекту за свій рахунок і з використанням своїх ресурсів створює інфраструктурний об'єкт і експлуатує його на протязі всього розрахункового періоду експлуатації (життєвого циклу), здійснюючи ремонт та утримання, а держава або громада – сплачує виконавцю за рахунок бюджету його послуги надані споживачам інфраструктурного об'єкту (наприклад, надання в загальне використання безкоштовних автомобільних доріг).

Працівниками Державного агентства автомобільних доріг України під час підготовки «Пілотного проекту будівництва автомобільних доріг в Україні у формі PPP» [13] були визначені основні переваги та недоліки застосування ДПП у дорожній галузі з позиції держави (табл. 1).

Таблиця 1 – Переваги та недоліки застосування механізмів державно-приватного партнерства у дорожній галузі

Переваги	Недоліки
- Можливість за короткий час збудувати нові автомобільні дороги, які будуть працювати на економіку держави	- Збільшення вартості проекту
- Відтермінування виплат з державного бюджету	- Необхідність надання державної підтримки
- Зменшення навантаження на державний бюджет	- Необхідність запровадження плати за проїзд з користувачів дороги
- Відсутність прямих державних гарантій для Приватного партнера	
- Перенесення ризиків будівництва та експлуатації на приватний сектор	

Також був проведений SWOT-аналіз застосування ДПП у дорожній галузі, який показав, що слабкою стороною є відсутність практичного досвіду використання таких контрактів. Отже, для реалізації проектів в рамках ДПП необхідно:

- удосконалити чинне законодавство України щодо партнерства держави та приватного сектору у сфері будівництва, реконструкції, ремонту та експлуатації автомобільних доріг з врахуванням світового досвіду;
- виконати збалансування критеріїв і показників розподілу ролей держави та приватного сектору;
- визначити чіткі межі розподілу ризиків між державою та приватними інвесторами;
- побудувати критерії відповідальності та систему штрафів за невиконання або часткове виконання контрактів;
- визначити систему стимулів щодо участі приватного сектору;
- врахувати можливості відшкодування державою втрат інвестора шляхом сплати за експлуатаційну готовність дороги на протязі 30-50 років з застосуванням різних моделей відшкодування інвестицій (крім стягнення прямої плати за проїзд з користувачів).

Висновки. Розроблено та запропоновано до використання у дорожній галузі класифікацію форм та механізмів реалізації ДПП, показано важливість врахування транспортно-експлуатаційних показників стану мережі автомобільних доріг в контрактах в рамках ДПП.

У разі використання тієї чи іншої моделі приватно-державного партнерства треба враховувати передусім національні особливості, рівень розвитку економіки, специфіку галузі, в яку впроваджується. Тому, звісно, для дорожньої галузі України відомі моделі будуть прийнятні на певних етапах розвитку приватно-державного партнерства, а можливо потребуватимуть розроблення прогресивної моделі державно-приватного партнерства індивідуально для дорожньої галузі України.

Загальними очікуваними результатами від реалізації проектів на умовах ДПП згідно проведеного дослідження є:

- залучення альтернативних джерел фінансування;
- підвищення показників транспортно-експлуатаційного стану автомобільних доріг;

- інтеграція автомобільних доріг України до європейської транспортної мережі;
- додаткові надходження до державного бюджету за рахунок реалізації транзитного потенціалу України.

Література

1. Про схвалення Концепції Державної цільової економічної програми розвитку автомобільних доріг загального користування на 2013-2018 роки / Розпорядження. №719 – Київ: КМУ. – 2013.
2. Holmes, S. 2005. "Florida Asset Management." Presentation at the TRB Workshop on "Performance-based Contracting". April 27, Washington, D.C.: Office of Maintenance, Florida Department of Transportation.
3. Hunter, E. and Rowan K. "A Review of Achievable Efficiencies and Associated Issues under Output and Performance-based Contracts."
4. Бондар Н.М. Світовий досвід державно-приватного партнерства у транспортній галузі [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://www.economy.nayka.com.ua>
5. Варнавский В.Г. Партнерства государства и частного сектора: формы, проекты, риски/ В.Г.Варнавский; Ин-т мировой экономики и междунар. отношений. – М.: Наука, 2005. – 315с.
6. Підготовка та реалізація проектів публічно-приватного партнерства: Практичний посібник для органів місцевої влади та бізнесу /С. Грищенко – К., ФОП Москаленко О.М., 2011. – 140 с.
7. Соколова Н.М. Показники експлуатаційної якості в контрактах на ремонт та утримання автомобільних доріг / Н.М.Соколова // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К.:НТУ, 2012. – вип.85. – С.85-90.
8. Young Hoon Kwak and others. Understanding of Public Private Partnerships for Infrastructure Development. – VOL. 51, NO. 2, WINTER 2009 [Електронний ресурс]. – Режим доступу: http://home.gwu.edu/~kwak/Infra_PPP_Kwak_Chih_Ibbs.pdf
9. Mark O. HARVEY. Optimising Road Maintenance. Discussion Paper No. 2012-12 [Електронний ресурс]. – Режим доступу: http://www.oecd-ilibrary.org/transport/optimising-road-maintenance_5k8zv39tt9s-en;jsessionid=2ibui34d95lg1.x-oecd-live-01?citeformat=ris.
10. Харченко А.М. Удосконалення методів проектування річної програми робіт дорожньо-ремонтних організацій: дис... канд. техн. наук: 05.13.22 / А.М. Харченко. — К.: НТУ, 2010. — 183 с.
11. Performance Prediction Models for Flexible Pavements: A State-of-the-art Report [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://www.nordfou.org/documents/Projekt%20no.%202010-3%20-%20Performance%20Prediction%20Models%20for%20Flexible%20Pavements.pdf>
12. Станкевич Наталья, Кюреши Наваид и Кейроз Цезарь. Содержание и улучшение дорожной инфраструктуры с помощью контрактов, основанных на показателях качества работ / Н. Станкевич, Н. Кюреши, Ц. Кейроз // Транспортный бюллетень TN-27. – Вашингтон (США): Всемирный банк. – Сентябрь, 2005.
13. Теросипов Євген. Пілотний проект будівництва автомобільних доріг в Україні у формі ППП [Електронний ресурс] – К.: Державне агентство автомобільних доріг України, 2012. – Режим доступу: http://rapidlibrary.com/files/day-2-panel-6-state-road-agency-pdf_ulcm9yncwi89on.html

УДК 530.182+523.745

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

**ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ХАОТИЧЕСКОГО LA-ФИЛЬТРА ПРИ
ПРОГНОЗЕ ПРИРОДНЫХ ПРОЦЕССОВ МЕТОДАМИ НЕЛИНЕЙНОЙ
ДИНАМИКИ**

Анотація. З метою кращої прогнозованості нерегулярних часових рядів методом локальної аппроксимации запропоновано простий спосіб їх хаотичної фільтрації. Наведені результати хаотичної фільтрації гідрологічного ряду.

Ключові слова: нерегулярні часові ряди , нелінійна динаміка , хаотична фільтрація гідрологічного ряду .

Аннотация. Для лучшей прогнозируемости нерегулярных временных рядов методом локальной аппроксимации предложен простой способ их хаотической фильтрации. Приведены результаты хаотической фильтрации гидрологического ряда.

Ключевые слова: нерегулярные временные ряды, нелинейная динамика, хаотическая фильтрация гидрологического ряда.

Annotation. It is offered simple method to Chaotic Filtering for improvement quality forecast of the natural series given by Local Approximation Method. In article are given the results on Chaotic Filtering of the hydrological series.

Key words: Local Approximation method, Chaotic Filtering hydrological series.

Введение

В последнее время благодаря применению методов хаотической динамики были достигнуты ощутимые результаты в области анализа и прогноза различных временных рядов [1-3]. Поскольку в своём большинстве природные процессы и явления порождают преимущественно нерегулярные ряды, становится актуальным применение методов прогнозирования, разработанных на основе принципов хаотической динамики, к таким временным рядам.

Как известно, все методы прогнозирования на основе принципов хаотической динамики подразумевают, что прогнозируемые ряды представляют собой именно ряды детерминированно-хаотические (часто также неявно полагается, что эти ряды генерируются маломодовыми детерминированно-хаотическими системами).

Такие методы прогнозирования также почти всегда хорошо работают и для периодических и квазипериодических рядов, представляющих собой предельные случаи рядов хаотических.

Обычно полагают, что если прогнозируемый временной ряд будет по своим свойствам относиться достаточно близко к свойствам модельных хаотических рядов, то такой ряд может хорошо прогнозироваться методами, разработанными на основе принципов нелинейной динамики и детерминированного хаоса.

Однако значительное число временных рядов, генерируемых различными природными процессами (температурой, атмосферными осадками, оползневыми смещениями и др.), находится по своим свойствам достаточно далеко от свойств модельных хаотических рядов.

Понятно, что прогнозируются такие ряды значительно хуже по сравнению с модельными хаотическими рядами.

Таким образом, эффективность применения методов хаотической динамики при прогнозировании природных (реальных) рядов напрямую зависит от того, насколько будут близки такие ряды по своим свойствам идеальным детерминированно-хаотическим (модельным) рядам.

В статье излагается простой метод хаотической фильтрации, способствующий приведению природных нерегулярных временных рядов к

виду, который позволяет в должной мере использовать методы прогнозирования на основе нелинейной динамики и детерминированного хаоса.

Принцип работы и особенности процедурной реализации хаотического LA – фильтра

Как показывает практика, многие природные ряды очень похожи как внешне, так и по некоторым своим характеристикам на детерминированно-хаотические (модельные) ряды, но прогнозируются по сравнению с модельными рядами значительно хуже.

В этой связи, по – видимому, следует максимально привести природные нерегулярные ряды к такому виду, когда они если и не станут в полной мере хаотическими, то приобретут, по крайней мере, многие свойства хаотических рядов. Тем самым появится возможность существенного повышения прогнозируемости нерегулярных рядов разработанными в достаточной мере методами хаотической динамики. При этом, естественно, подразумевается, что форма (внешний вид) графиков нерегулярных рядов при таком преобразовании изменится мало.

Такое преобразование рядов назовём их хаотической фильтрацией (в отличие от хаотической трансформации, т. е. полного превращения исходного природного ряда в ряд хаотический).

Естественным образом идея о хаотической фильтрации исходного временного ряда возникает при изучении такого класса методов прогнозирования на базе основных положений нелинейной динамики, как методы локальной аппроксимации (методы **LA**).

В [4] был изложен принцип работы одного из наиболее простых в реализации методов **LA** – прогнозирования, так называемого метода **LA** – прогнозирования нулевого порядка.

Принцип хаотической **LA** – фильтрации может быть выражен в общем виде в терминах стандартной математической нотации, однако более понятны обозначения, которые приняты в языке программирования MATLAB и ранее использовались нами для описания принципов работы метода **LA** – прогнозирования [4].

Рассмотрим процедуру хаотической фильтрации на простом примере.

Пусть имеется исходной ряд S вида

$$S = [S(1); S(2); S(3); \dots S(9); S(10); S(11)]. \quad (1)$$

Составим для ряда S траекторную матрицу $\mathbf{M}$.

Для получения $\mathbf{M}$, согласно [4], кроме исходного ряда необходимо также задать дополнительные параметры – $\mathbf{DIM}$ (размерность реконструированного фазового пространства) и $\mathbf{TAY}$ (задержка при реконструкции фазового пространства).

Для простоты изложения примера полагаем, что $\mathbf{TAY} \equiv 1$.

Таким образом, может изменяться только параметр $\mathbf{DIM}$.

Рассмотрим случай, когда $\mathbf{DIM} = 3$.

В этом случае из ряда S может быть сформирована траекторная матрица $\mathbf{M}$ вида

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} S(1) & S(2) & S(3) \\ S(2) & S(3) & S(4) \\ S(3) & S(4) & S(5) \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ S(7) & S(8) & S(9) \\ S(8) & S(9) & S(10) \\ S(9) & S(10) & S(11) \end{bmatrix} \begin{matrix} V\emptyset1 \\ V\emptyset2 \\ V\emptyset3 \\ \vdots \\ V\emptyset7 \\ V\emptyset8 \\ V\emptyset9. \end{matrix} \quad (2)$$

Заметим, что в исходной траекторной матрице $\mathbf{M}$ каждая строка представляет собой горизонтальный вектор в нотации MATLAB, то есть матрицу размером $1 \times \mathbf{DIM}$ (в примере 1×3).

Первая строка траекторной матрицы $\mathbf{M}$ будет равна

$$V\emptyset1 = [S(1), S(2), S(3)],$$

а, соответственно, последняя строка

$$V\emptyset9 = [S(9), S(10), S(11)].$$

Число строк траекторной матрицы будем называть длиной $\mathbf{L}$ траекторной матрицы (в примере $\mathbf{L}=9$), а число столбцов траекторной матрицы – её шириной.

В данном случае для ряда S , когда матрица $\mathbf{M}$ может быть сформирована, ширина траекторной матрицы всегда будет равна параметру $\mathbf{DIM}$.

Далее делим матрицу $\mathbf{M}$ на две по возможности равные части, т.е. матрицы $\mathbf{M1}$ и $\mathbf{M2}$, представляющие собой подматрицы (субматрицы) исходной траекторной матрицы:

$$\mathbf{M1} = \begin{bmatrix} S(1) & S(2) & S(3) \\ S(2) & S(3) & S(4) \\ S(3) & S(4) & S(5) \\ S(4) & S(5) & S(6) \\ S(5) & S(6) & S(7) \end{bmatrix} \begin{matrix} \mathbf{V}\emptyset1 \\ \mathbf{V}\emptyset2 \\ \mathbf{V}\emptyset3 \\ \mathbf{V}\emptyset4 \\ \mathbf{V}\emptyset5, \end{matrix} \quad (3)$$

$$\mathbf{M2} = \begin{bmatrix} S(6) & S(7) & S(8) \\ S(7) & S(8) & S(9) \\ S(8) & S(9) & S(10) \\ S(9) & S(10) & S(11) \end{bmatrix} \begin{matrix} \mathbf{V}\mathbf{V}\emptyset1 \\ \mathbf{V}\mathbf{V}\emptyset2 \\ \mathbf{V}\mathbf{V}\emptyset3 \\ \mathbf{V}\mathbf{V}\emptyset4. \end{matrix} \quad (4)$$

Понятно, что при неодинаковой длине $\mathbf{M1}$ и $\mathbf{M2}$ длина одной из матриц будет всегда на единицу больше, чем длина другой.

Учитывая, что для данного примера длина $\mathbf{M1}$ будет равна 5, а длина $\mathbf{M2}$ – равна 4, формирование этих подматриц в нотации MATLAB будет иметь вид:

$$\mathbf{M1} = \mathbf{M}(1:5, :),$$

$$\mathbf{M2} = \mathbf{M}(6:9, :).$$

При этом для ряда S (при $\mathbf{DIM} = 3$ и $\mathbf{TAY} = 1$) подматрицы $\mathbf{M1}$ и $\mathbf{M2}$ также есть траекторные матрицы.

Далее будем считать, что $\mathbf{M1}$ – это образец, по которому надо «выровнять» подматрицу $\mathbf{M2}$.

В данном случае под «выравниванием» $\mathbf{M2}$ по образцу $\mathbf{M1}$ будем понимать следующее.

Вначале выбираем первую строку подматрицы $\mathbf{M2}$

$$\mathbf{V}\mathbf{V}\emptyset1 = \mathbf{M2}(1, :)$$

и находим аналог для вектора $VV\emptyset 1$ в подматрице $M1$, для чего последовательно перебираем все строки $M1$ и отмечаем, – какая строка $M1$ минимизирует норму разности $VV\emptyset 1$ и текущей строки $M1$ (детали см. в [4]).

Пусть это будет, например, строка $V\emptyset 1$ подматрицы $M1$.

Теперь заменяем значение $VV\emptyset 1$ значением аналога $V\emptyset 1$ из подматрицы $M1$, что в нотации MATLAB имеет вид

$$VV\emptyset 1 = V\emptyset 1,$$

и далее корректируем (перезаписываем) первую строку подматрицы $M2$ (в нотации MATLAB $M2(1,:) = VV\emptyset 1$).

Таким образом, откорректировали («выровняли») первую строку $M2$ по всей подматрице $M1$.

Далее выполняем ту же операцию для второй, третьей, ... последней строки подматрицы $M2$.

Окончательно можно сказать, что «выровняли» всю подматрицу $M2$ по $M1$. При этом все строки $M2$ подверглись некоторому изменению (мы полагаем, не слишком большому), а подматрица $M1$ осталась без изменения.

Откорректируем теперь $M1$ по подматрице $M2$. При этом способ корректировки $M1$ по $M2$ остается тем же самым, что и при корректировке $M2$ по $M1$.

Имея откорректированные подматрицы $M1$ и $M2$, далее осуществляем вертикальную «склейку» откорректированных (хаотически отфильтрованных) подматриц $M1$ и $M2$ в одну матрицу M :

$$M=[M1;M2].$$

Понятно, что подматрицы $M1$ и $M2$, а, значит, и матрица M в некоторой степени отличаются от тех матриц, которые имелись в начале процедуры.

Наконец, последний шаг – переход от хаотически отфильтрованной матрицы M к одномерному ряду SS .

Таким образом, если исходный ряд был S , то после хаотической фильтрации он превратился в ряд SS .

Заметим, что выше была рассмотрена процедура, когда для каждого вектора, который надо было корректировать (хаотически отфильтровать), искали один вектор – аналог.

В этом случае параметр **NNV** был равен $NNV = 1$.

Возможно также для каждого вектора искать не один, а несколько векторов – аналогов.

В том случае, когда несколько векторов-аналогов найдены, необходимо брать среднее арифметическое и таким образом находить «усреднённый» аналог, с помощью которого и осуществлять далее коррекцию [4].

Такой способ «усреднения», по-видимому, не является наилучшим. Однако заметим, что, например, способ, учитывающий влияние каждого из таких найденных аналогов на формирование единого аналога путем введения весовых функций не дал особого преимущества перед более простым способом среднеарифметических значений.

Результаты численных экспериментов по хаотической фильтрации временных рядов.

Численные эксперименты по хаотической фильтрации проводились для рядов с различными свойствами.

В самом общем случае результаты хаотической фильтрации рядов могли бы быть рассмотрены при различных сочетаниях параметров **DIM** и **NNV**, поскольку значение **TAУ** было ранее принято равным единице (см. выше).

Однако в связи с тем, что особый практический интерес из проведенных экспериментов прежде всего представляют результаты хаотической фильтрации рядов среднемесячных расходов воды в реках, было решено ограничиться в исследовании только значением **DIM=12**, поскольку в гидрологических рядах отмечается чётко выраженная «хаотическая периодичность» в 12 месяцев.

Таким образом, были рассмотрены только случаи, когда преимущественно изменялось значение **NNV** (количество находимых векторов - аналогов).

В проведенных экспериментах по **LA** – фильтрации вначале исследовались ряды, которые можно назвать «случайными». Эти ряды подобны тем, что генерируются функциями **MATLAB RAND ()** и **RAND N ()**.

Затем исследовались на **LA** – фильтрацию некоторые детерминированно – хаотические (модельные) ряды, рассмотренные ранее в [4]. И, наконец, исследовался на фильтрацию гидрологический ряд расходов воды в реке.

Все исследуемые в работе ряды имеют одинаковую длину 1320 значений (точек).

В статье приведены графики только для последних 25 точек исходных рядов (сплошная линия) и, соответственно, последних 25 точек рядов после обработки их хаотическим **LA** – фильтром (штриховая линия).

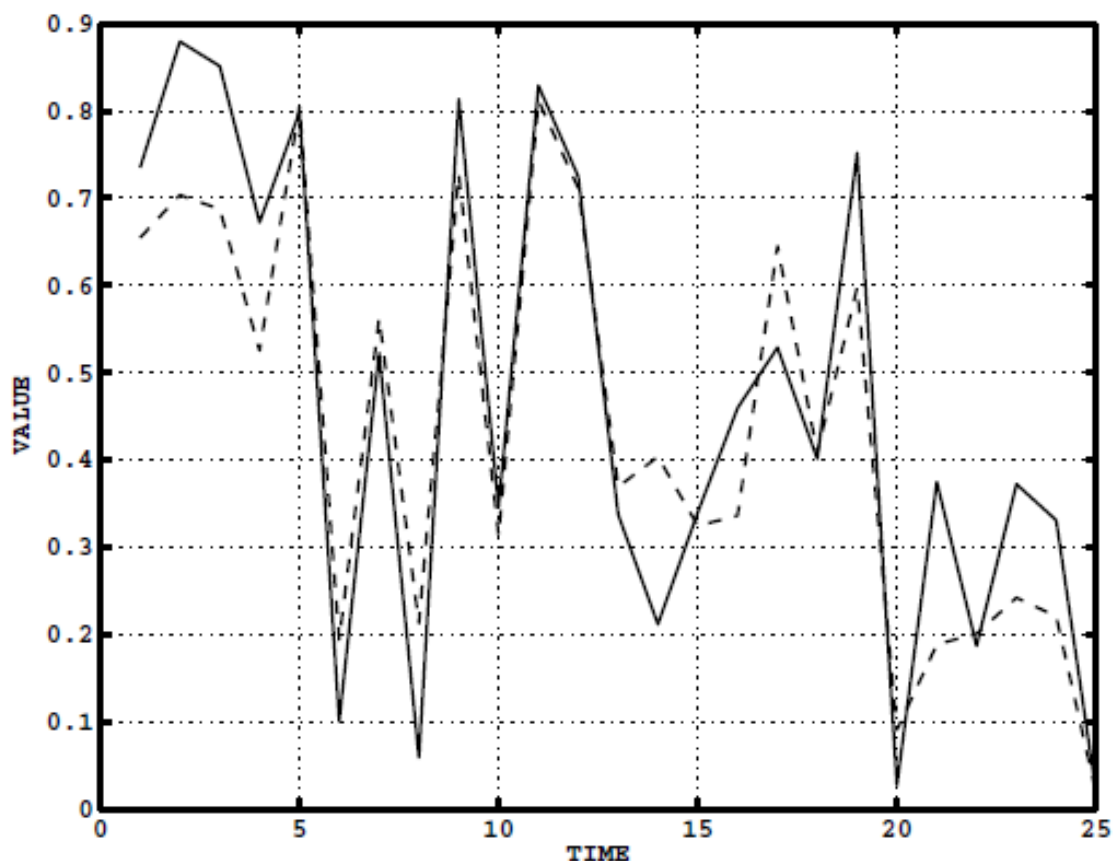


Рисунок 1

На рис.1 приведен результат хаотической фильтрации ряда, генерируемого функцией `RAND ( )` MATLAB (генератора случайных чисел).

Как видно, исходный и фильтрованный ряды отличаются друг от друга. При этом процедура хаотической фильтрации все же выбирает, по возможности, наиболее похожие участки ряда.

Можно полагать, что исходный и фильтрованный ряд будут достаточно хорошо коррелировать между собой. Это предположение относится и ко всем

временным рядам, рассмотренным далее в статье. Однако такие расчёты в рамках данной работы не проводились.

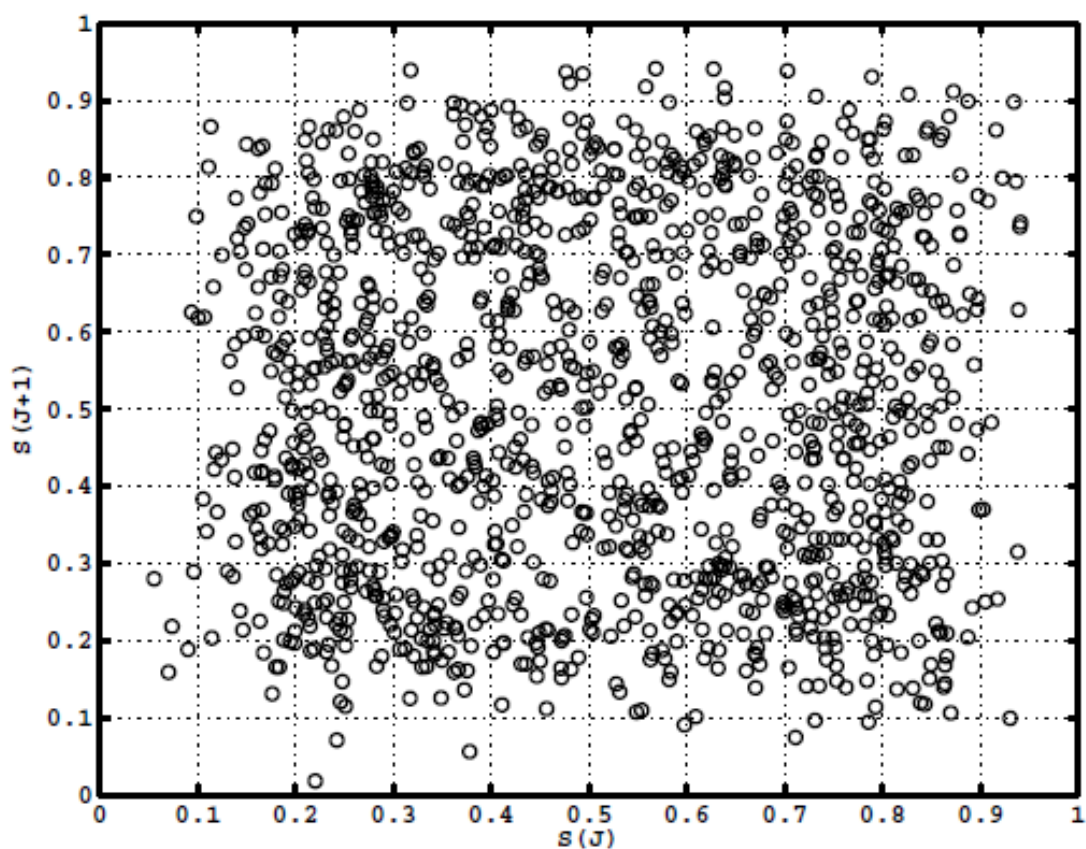


Рисунок 2

На рис.2 приведен двухмерный аттрактор для хаотически – фильтрованного ряда $RAND()$, представляющий собой зависимость последующего значения ряда $S(J+1)$ от предыдущего значения $S(J)$ ряда. То есть по сути в графическом виде представлена функциональная зависимость $S(J+1)=F(S(J))$. Зависимости такого вида широко применяются при исследованиях различных хаотических рядов.

Как видно, и после проведения процедуры хаотической фильтрации ряд $RAND()$ остается «случайным». Это в полной мере относится и к ряду $RAND N()$.

Таким образом, хаотическая фильтрация (по крайней мере та ее реализация, что приведена в статье) не делает из любого исходного «случайного» ряда хаотический ряд.

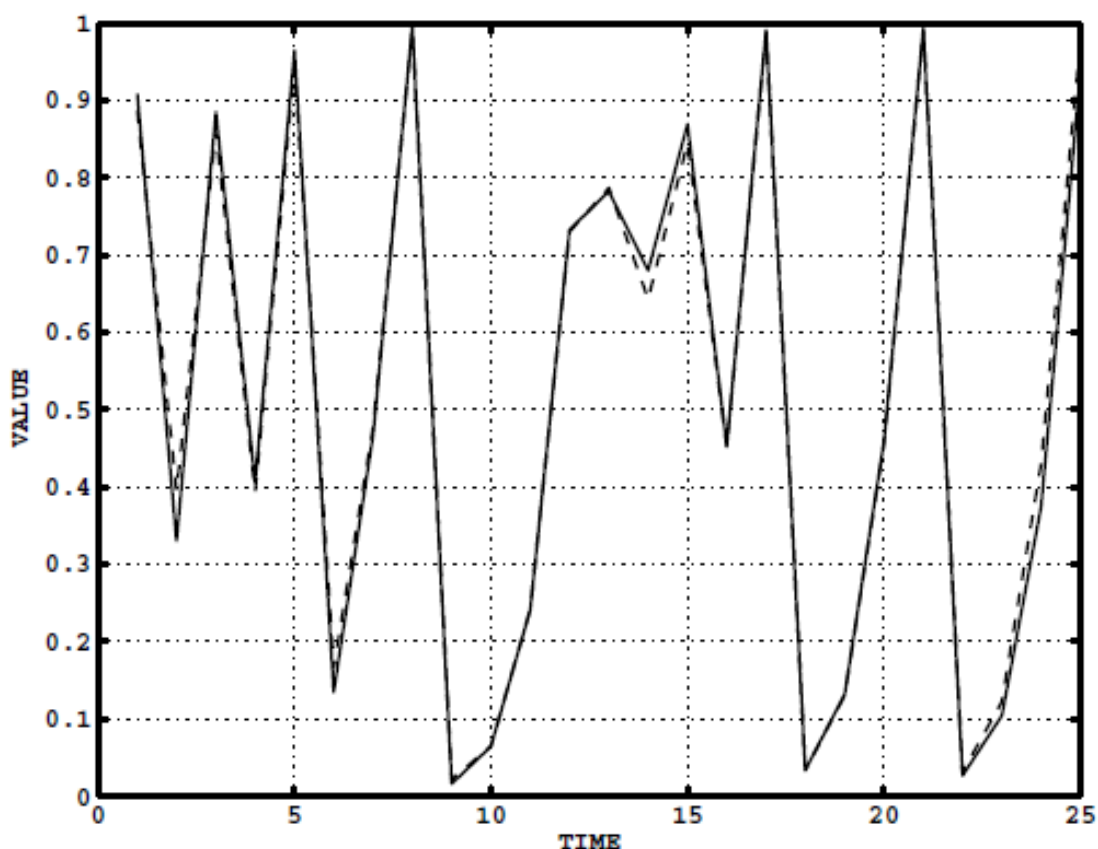


Рисунок 3

На рис.3 приведен результат хаотической фильтрации ряда, сгенерированного логистическим уравнением (хаотического модельного ряда).

В данном случае отмечается хорошее совпадение исходного ряда с хаотически-фильтрованным рядом.

Соответственно, на рис.4 представлен двухмерный аттрактор для хаотически-фильтрованного логистического ряда.

Следует отметить, что хаотическая фильтрация такого относительно короткого ряда (1320 значений) при достаточно большом значении параметра **DIM**=12 определенным образом нарушает «образцовую хаотичность» ряда, однако общая структура аттрактора прослеживается хорошо.

Аналогичный вид имеет и двухмерный аттрактор для хаотически-фильтрованного ряда, генерируемого уравнением Энона (для X – координаты).

Переходим далее к анализу результатов хаотической фильтрации гидрологического ряда.

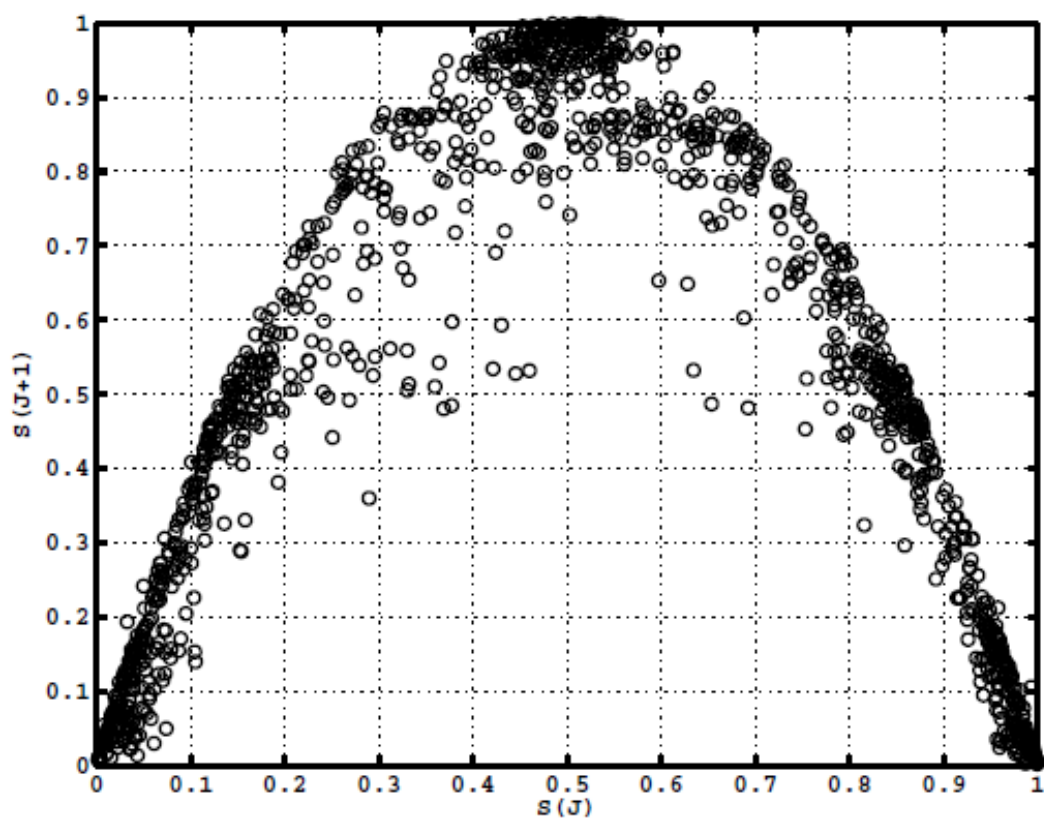


Рисунок 4

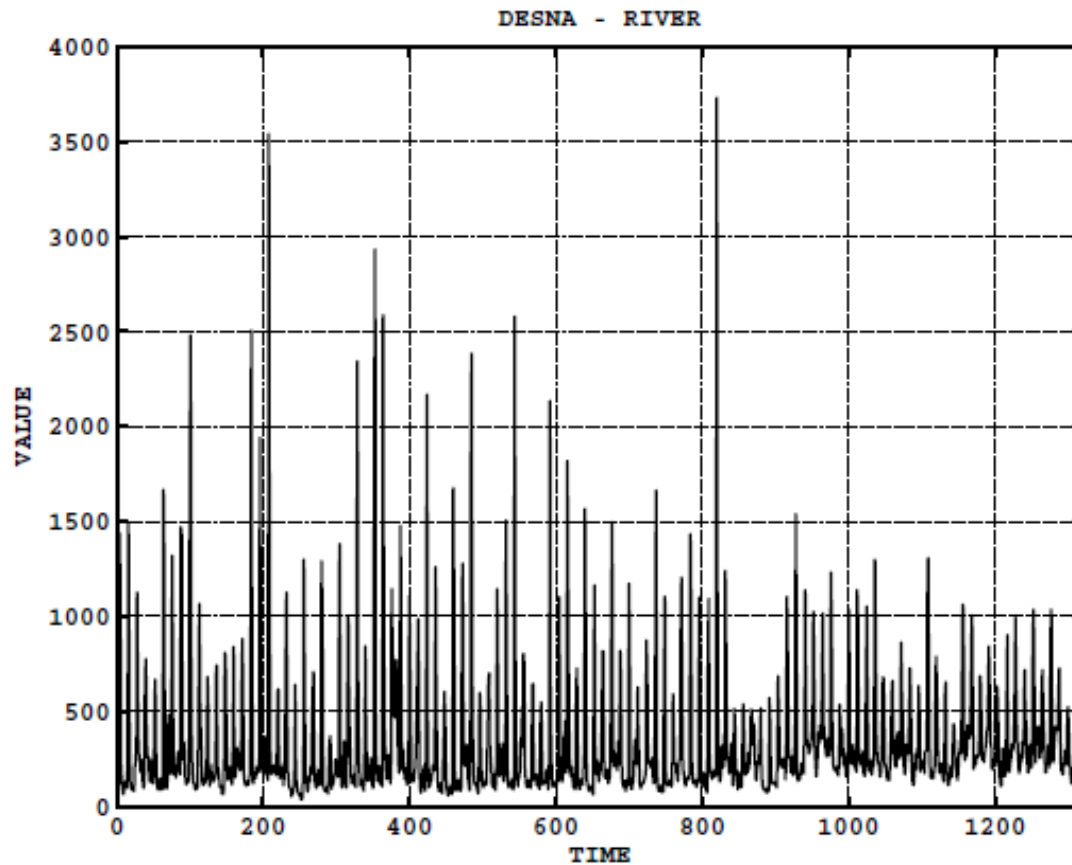


Рисунок 5

Рассматривался исходный ряд среднемесячных расходов воды, $\text{м}^3/\text{с}$, р. Десна в районе Чернигова за период с 1900г. по 2010г. (см. рис.5), который был получен из ряда среднесуточных значений расходов с учетом высокосных годов.

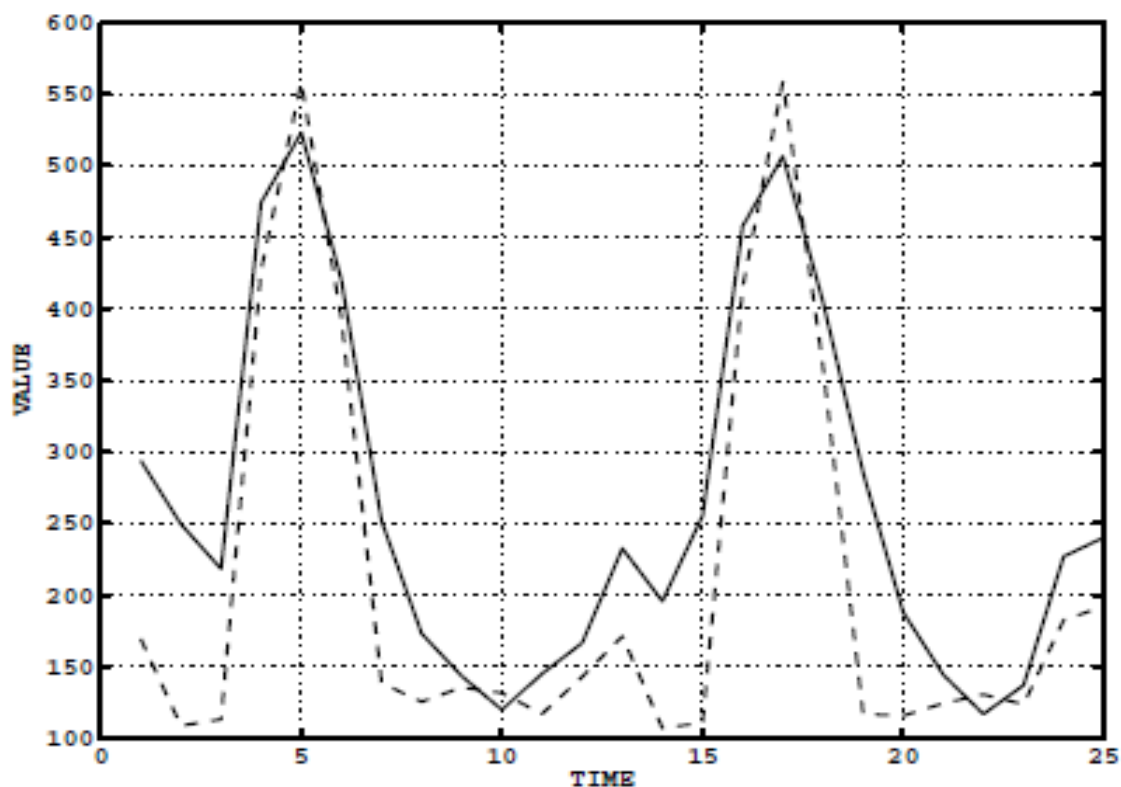


Рисунок 6

На рис.6 представлен результат хаотической фильтрации ряда среднемесячных расходов воды р. Десна при значении параметров **DIM=12** и **NNV=1**.

Как видно, наблюдается определенное отличие исходного ряда от ряда фильтрованного. Исходный и фильтрованный ряды не совпадают практически во всех точках. Однако при этом наблюдается равномерное несовпадение. Пиковые значения расходов передаются со значительно большей точностью, чем минимальные значения расходов, что с точки зрения прогнозирования максимальных расходов оказывается крайне важным.

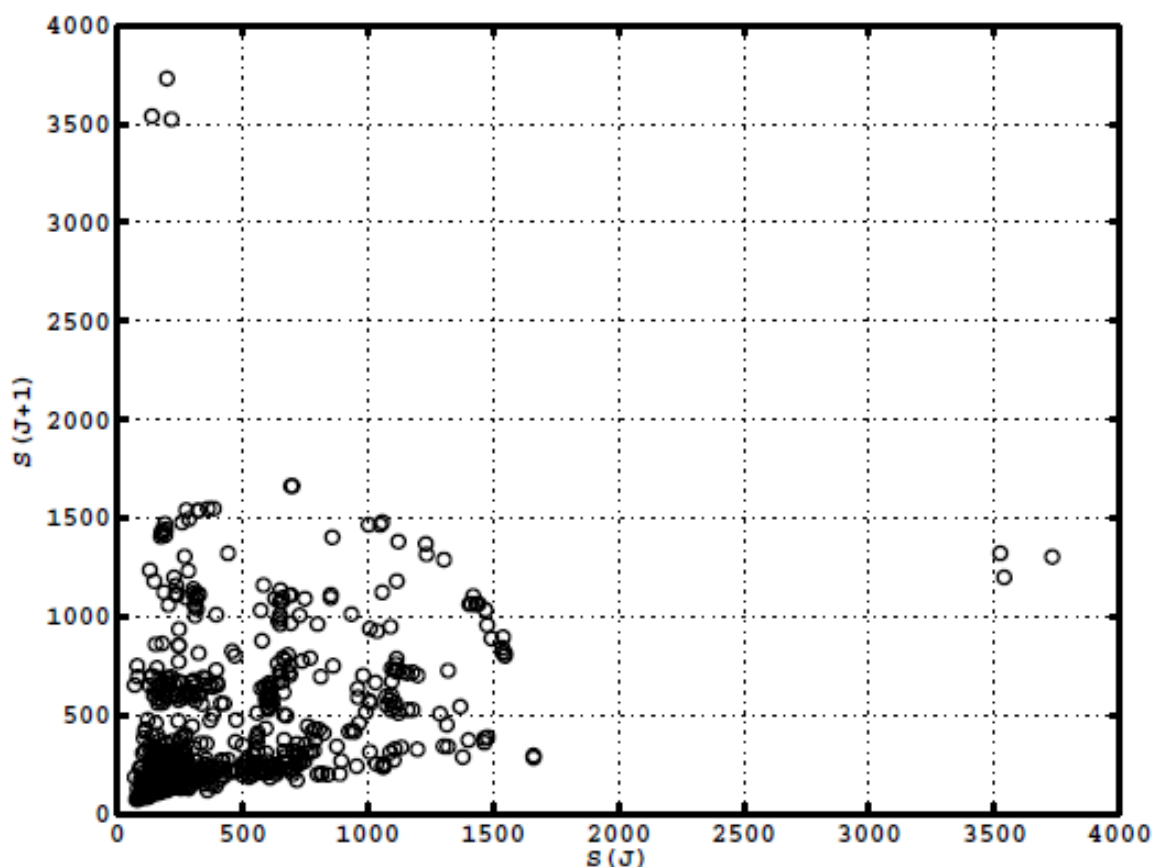


Рисунок 7

На рис.7 приведен двухмерный аттрактор для хаотически фильтрованного ряда среднемесячных расходов воды в р. Десна при указанных выше параметрах.

Данный аттрактор не является аттрактором случайного процесса. С другой стороны, это и не аттрактор, присущий модельным детерминировано-хаотическим рядам (см. рис.2 и рис.4).

Понятно, что прогнозирование даже таких хаотически фильтрованных гидрологических рядов не может осуществляться так же хорошо, как это имеет место для рядов детерминированно-хаотических (модельных).

На рис.8 представлен результат хаотической фильтрации ряда среднемесячных расходов воды в р. Десна при **DIM**=12 и **NNV**=6, на рис.9 – двухмерный аттрактор для этого ряда.

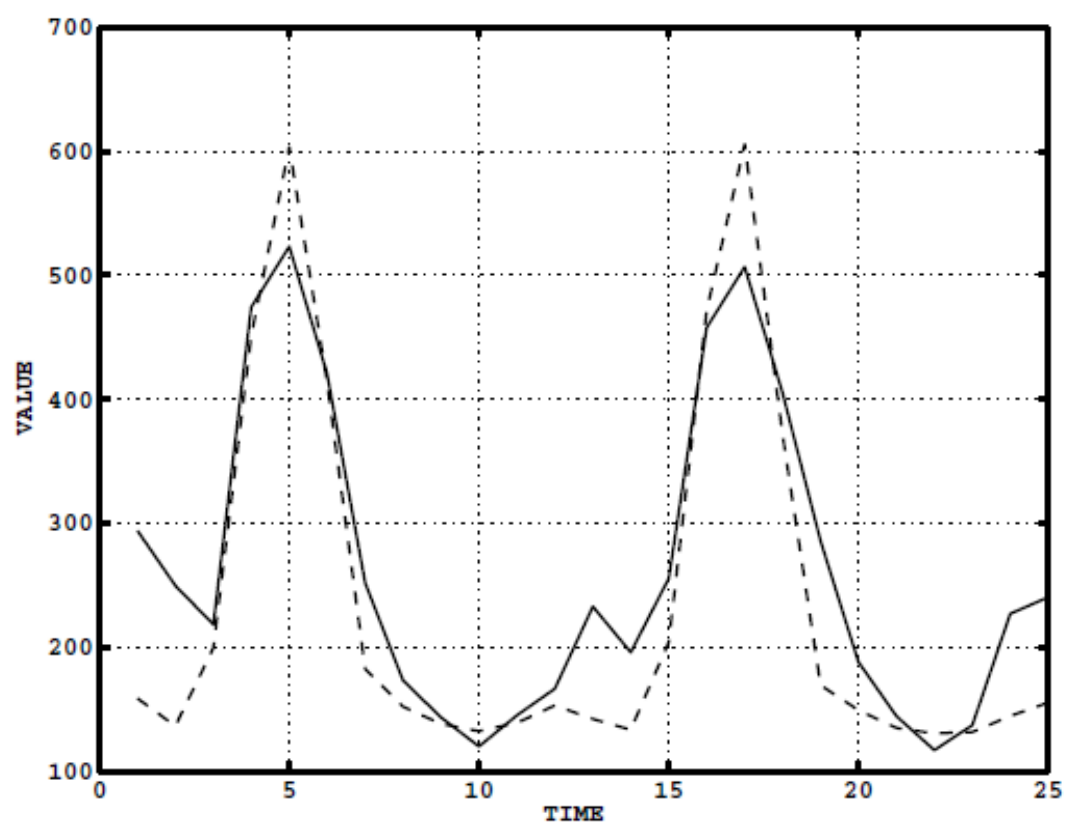


Рисунок 8

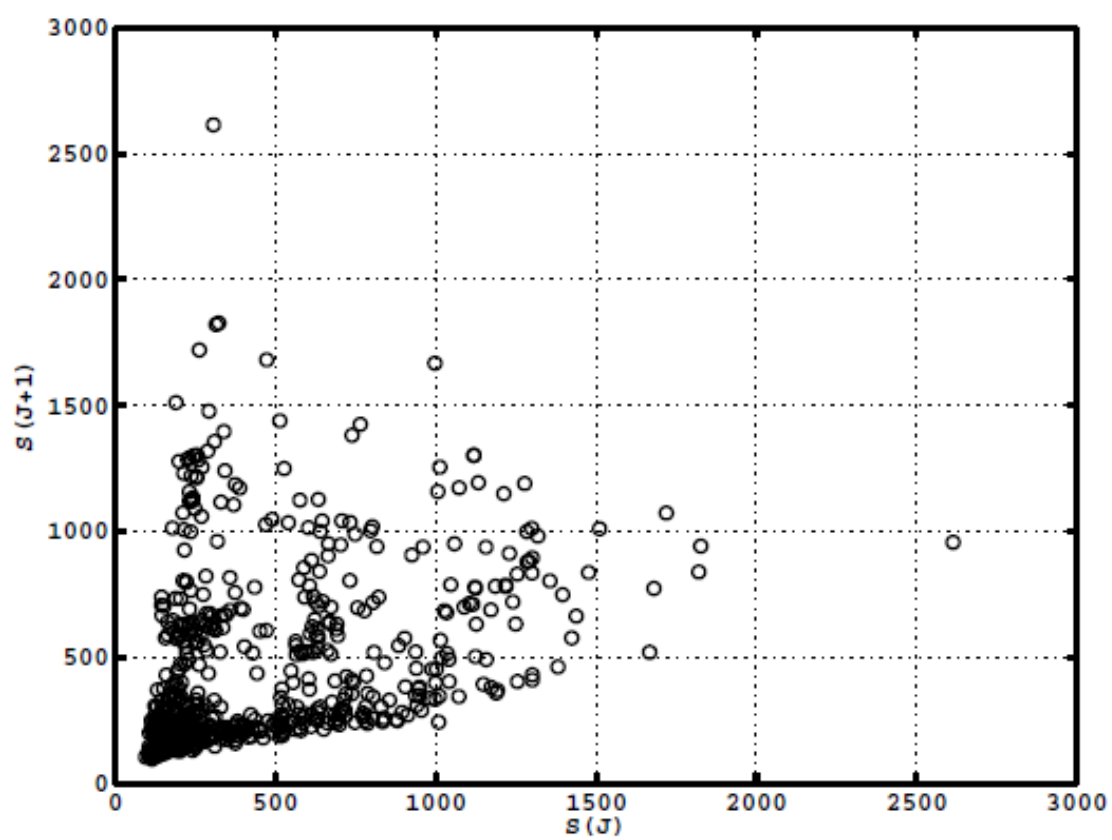


Рисунок 9

Сравнивая результаты хаотической фильтрации ряда среднемесячных расходов воды по мере возрастания параметра NNV от 1 и до 12, можно отметить последовательное увеличение разницы между исходным и хаотически фильтрованным рядом. Тем не менее, даже при значении $NNV=12$ отличие между исходным и хаотически фильтрованным рядом не столь велико, чтобы говорить о слишком сильной фильтрации (не наблюдается исчезновения «экстремальных сателлитов» на графике аттрактора, т.е. сохраняются аномалии ряда). Однако при проведении хаотической фильтрации все же не следует использовать слишком большие значения параметра NNV , особенно при коротком исходном ряде. Так, для гидрологического ряда, рассмотренного в статье, достаточно ограничиться значениями $NNV < 6$ (например, значением 3 или 4).

Краткие выводы

Для лучшей прогнозируемости нерегулярных природных временных рядов методом локальной аппроксимации предложен простой способ их хаотической фильтрации на основе поиска ближайших аналогов и дальнейшей замены этими аналогами соответствующих участков исходного ряда.

Показано, что предложенная реализация данной процедуры при не слишком большой степени фильтрации практически не изменяет природу исходного ряда.

Приведены результаты хаотической фильтрации реального гидрологического ряда.

Литература

1. Малинецкий Г.Г., Потапов А.Б. Современные проблемы нелинейной динамики. – М.: Эдиториал УРСС. – 2000. – 366 с.
2. Кузнецов С.П. Динамический хаос. – М.: Физматлит. – 2001. – 296 с.
3. Безручко Б.П., Смирнов Д.А. Математическое моделирование и хаотические временные ряды. – Саратов: Изд-во Гос. УНЦ «Колледж». – 2005. – 343 с.
4. Артеменко В.А., Петрович В.В. Прогнозування нерегулярних часових рядів методом локальної аппроксимації // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – Вип. 86. – К. : Вид-во НТУ. – 2012. – С. 176 – 195.

Бабаев В.Н., Золотов М.С., канд. техн. наук, Скляров В.А., канд. техн. наук, Щербов В.Ю.

ТЕХНОЛОГИЯ ЗАКРЕПЛЕНИЯ В БЕТОНЕ АРМАТУРНЫХ СТЕРЖНЕЙ СЕРПОВИДНОГО КЛАССА А500С АКРИЛОВЫМИ КЛЕЯМИ

Аннотация. Приведены разработанная технология заделки арматурных стержней серповидного профиля класса А500С в бетон при помощи акрилового клея, необходимое бурильное оборудование и инструменты.

Ключевые слова: бетон, арматура класса А500С, акриловый клей, бурение.

Анотація. Наведені розроблена технологія закладення арматурних стержнів серповидного профілю класу А500С в бетон за допомогою акрилового клею, необхідне бурильне обладнання та інструменти.

Ключові слова: бетон, арматура класу А500С, акриловий клей, буріння.

Annotation. The developed technology of sealing-off of armature of bars falcate type of class of А500С is resulted in a concrete through acryl glue, necessary boring equipment and instruments.

Key words: concrete, armature of class of А500С, acrylic glue, boring drilling.

При сооружении, реконструкции и модернизации инженерных сооружений на автодорогах осуществляется крепление бетонных и железобетонных элементов к фундаментам и другим различным конструкциям. В случае, например, сооружения из монолитного железобетона они крепятся арматурными выпусками, заделываемыми в бетон на определенную глубину.

Учитывая значительный объем модернизации, ремонта, реконструкции, замены и нового возведения сооружений, важными являются сокращение сроков строительства, экономия материальных, энергетических и трудовых ресурсов, снижение объема ручных работ в строительстве. От способов

установки, выверки и закрепления арматурных выпусков зависят темпы и стоимость строительно-монтажных работ, поскольку трудоемкость этих операций составляет до 20% общей стоимости указанных работ. При проектировании высоты фундаментов в ряде случаев часто определяют глубиной заделки арматурных выпусков в бетон. Кроме того, общепринятая их заделка не гарантирует необходимой точности их установки. Вследствие этого значительные трудозатраты приходится на установку арматурных выпусков. Применение клеев [1,2] для заделки арматурных выпусков является важным резервом сокращения трудозатрат, материалоемкости, продолжительности и стоимости как строительных, так и работ по реконструкции указанных выше сооружений.

Для заделки арматурных выпусков в бетон применяют клеи на основе синтетических смол (эпоксидных, карбамидных, меламинакрилатных и т.д.), минеральные клеи и жесткие песчано-цементные смеси. Однако они обладают низкими технологическими свойствами: высокой вязкостью, особенно при низких температурах окружающей среды, многокомпонентностью, что усложняет их приготовление и снижает надежность, значительными сроками отверждения (от 3 до 28 суток). Для жестких цементно-песчаных смесей требуется применение специального уплотняющего оборудования.

В Харьковской национальной академии городского хозяйства разработан акриловый клей и его модификации для различных случаев силовых и окружающих воздействий [3,4]. Они по своим адгезионным и когезионным свойствам не только превосходят указанные выше клеи, но и обладают высокими технологическими свойствами: малокомпонентны (полимер, отвердитель, наполнитель, модифицирующие добавки, повышающие прочностные или технологические свойства клея), просты и надежны в приготовлении. Применение модифицирующих добавок в клее позволяет увеличить их адгезионную прочность и термостойкость и соответственно, уменьшить глубину заделки арматурных стержней в бетон, а также повышать теплостойкость анкерных соединений.

Эксперименты по определению прочности анкерных соединений в случае заделки в бетон арматурных стержней периодического профиля класса А500С акриловыми клеями показали следующее. В случае заделки в бетон арматурных стержней акриловыми клеями обычных составов прочность таких анкерных

соединений определялась прочностью арматуры при глубине ее заделки $l_{анк} = 22,5d_s$. Разрушение такого соединения происходило в результате разрыва арматуры. С применением модифицированных добавок такую же прочность соединения обеспечивает глубина заделки стержня $l_{анк} = 17,5d_s$ [5-8]. Смещение незагруженного конца анкера в момент его разрушения на загруженном конце составило 0,025 мм в первом случае и до 0,030 мм во втором [5-8].

Изучение прочности указанных анкерных соединений в случае длительно действующего выдергивающего усилия на стержни показало, что эти соединения обеспечивают надежное закрепление арматуры в бетоне. При экспериментальных исследованиях указанное усилие согласно существующим требованиям составляло 90% от прочности анкерных стержней [7].

Исследования ползучести клеевого слоя показали, что они зависят от геометрии анкерного соединения, модуля упругости акрилового клея. Предельная величина сдвиговых деформаций клеевого слоя для анкеров периодического профиля составила 0,106 мм. При экспериментах длительное выдергивающее усилие, приложенное к клеевому анкеру, было равным расчетному сопротивлению арматуры класса А500С растяжению [7].

Для заделки арматуры периодического профиля в бетон акриловыми клеями разработана технология для этого случая. Арматурные стержни, выпуски периодического профиля в бетонных и железобетонных конструкциях устанавливают в пробуренных скважинах. Клеевые анкеры могут размещаться в горизонтальных, вертикальных и наклонных плоскостях по двум технологическим схемам (рисунок). По схеме I арматурные стержни устанавливают в скважины после заливки в них акрилового клея, а по схеме II акриловый клей заливается в скважины после установки в них арматурных выпусков при монтаже сборных железобетонных конструкций.

Технология закрепления арматурных стержней в бетоне с помощью акриловых клеев состоит из следующих операций: образования скважин в бетоне или железобетоне; приготовления акрилового клея; установки арматурных стержней и заливки скважин клеем.

Скважины под арматурные стержни бурят после определения мест их расположения. Для образования скважин в готовых бетонных или железобетонных конструкциях применяют специальные механизмы, обеспечивающие нужную скорость бурения и необходимые размеры

просверливаемых скважин в пределах заданных допусков. Выдерживание нужных допусков при бурении скважин необходимо для обеспечения надежной работы анкерных креплений.

Технологические схемы установки арматурных стержней и выпусков:

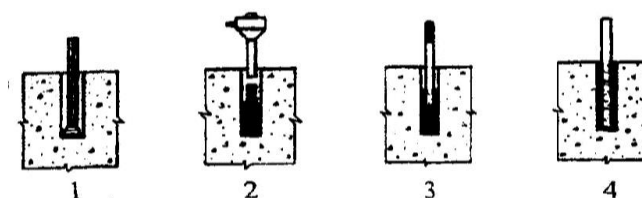


Схема I – Схема установки арматурных стержней: 1. Бурение скважин; 2. Заливка акрилового клея в скважины; 3. Установка арматурного стержня в скважины; 4. Арматурный стержень в проектном положении

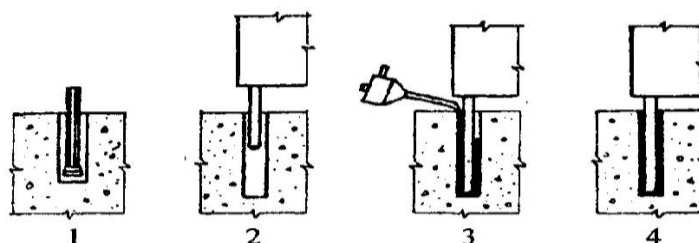


Схема II – Установка арматурных выпусков одновременно с монтажом сборных железобетонных конструкций: 1. Бурение скважин; 2. Монтаж сборных железобетонных конструкций с арматурным выпуском; 3. Заливка акрилового клея в скважины; 4. Установка сборной железобетонной конструкции в проектное положение

Для бурения скважин в бетоне и железобетоне используют различные буры и сверла с твердосплавными напайками либо с естественными или искусственными алмазами. Промышленность разных стран выпускает электро- и пневматические сверлилки, молотки и перфораторы, рабочие органы которых оснащены твердосплавными пластинами, позволяющими качественно бурить необходимые скважины для арматурных стержней. Инструмент подбирают в зависимости от диаметра скважин, прочности (класса) бетона и насыщенности конструкций арматурой. Ударно-поворотное бурение благодаря большой энергии удара и малой площади контакта рабочего органа с материалом можно применять для бурения скважин в конструкциях из бетона любой прочности. В

последние годы для бурения скважин в бетоне нашли применение электрические перфораторы (табл. 1).

Таблица 1 – Электрические перфораторы для бурения скважин в бетоне

Тип перфоратора	Диаметр скважин		Способ удаления бурового сорняка		Масса, кг	Завод-изготовитель
	До 30 мм	30-60 мм	Сжатый воздух	Смывание водой		
ИЭ-4709 ИЭ-4712	+		Принудительное удаление бурового сорняка		7,0 10,0	м. Даугавпилс «Электроинструмент»
ИЭ-4707		до 40	+		10,5	-"
UBH 2/20 RLF	+	-	Принудительное удаление бурового сорняка		2,3	BOSCH
UBH 2/20 SE	+	-	-"		2,3	BOSCH
UBH 2/24 SE	+	-	-"		3,5	BOSCH
UBH 2/26 SE	+	-	-"		4,3	BOSCH
UBH 2/26-2BS	+	+	-"		4,5	BOSCH
GBH 5/4 DCE	+	+	-"		5,9	BOSCH
GBH 8/65DCE	+	+	-"		8,0	BOSCH
GBH 7/45 DE	+	+	-"		7,5	BOSCH
UBH 12/50	+	+	Принудительное удаление бурового сорняка		12,5	BOSCH
MBH-20	+	-	-"		2,2	HAMMERS
MBH-23	+	-	-"		2,3	HAMMERS
MBH-24	+	-	-"		2,3	HAMMERS
MBH-25	+	-	-"		3,0	HAMMERS
MBH-26	+	-	-"		3,0	HAMMERS
BH-40K	+	+	-"		5,8	HAMMERS
BH-40TK	+	+	-"		5,8	HAMMERS
BH-45TK	+	+	-"		6,2	HAMMERS/ BREAKER

Перед началом бурения проверяют рабочее состояние инструмента и перфоратора, целостность твердосплавных пластин, конусной и хвостовой частей штанги, чистоту продувочного (промывочного) отверстия, правильность заточки коронки. После подготовки и проверки инструмента приступают к бурению скважин. Для обеспечения необходимой точности расположения скважин на поверхности бетона в процессе бурения используют инвентарные кондукторные устройства.

При попадании в сечение пробуриваемого отверстия в железобетонной конструкции элементы рабочей арматуры глубокого залегания (более 40 мм) перерезают с помощью электросварочных аппаратов с последующей выдувкой продуктов плавления и добуриванием отверстия на заданную глубину.

Для приготовления клея используют акриловый компаунд, содержащий равные количества полимера и отвердителя. Акриловый клей готовят в такой последовательности. Необходимое количество полимера, отвердителя и кварцевого песка помещают в отдельную емкость. Смешивают компоненты вручную или в растворомешалках типа СК-43. Вручную рекомендуется приготавливать замесы 5...8 кг, в растворомешалке – до 150 кг.

Приготовление акрилового клея проводится при температуре окружающей среды выше 18°C.

При механическом приготовлении клея в растворомешалке последовательность операций аналогичная, но процесс набухания полимера в отвердителе должен сопровождаться кратковременным включением растворомешалки в течение 20...25 с через 3...5 мин.

Масса акрилового клея зависит от способа приготовления (вручную или механизированным способом), а также от количества одновременно устанавливаемых арматурных стержней.

Время набухания полимера в отвердителе составляет при температуре окружающей среды 15...25°C около 15 мин. Технологическая жизнеспособность акрилового клея – 0,5...1,5 ч.

Время отверждения клея зависит от температуры окружающей среды и составляет: от 0 до 10°C – до 24 ч.; от 11 до 15°C – до 24 ч.; от 16 до 20°C – до 10 ч.; от 21°C и выше – до 6 ч.

Перед установкой арматурных стержней скважины готовят к заливке акрилового клея. Подготовка заключается в проверке глубины и отсутствия в

скважинах инородных включений, воды, наледи и т.п. При необходимости скважины дополнительно очищают.

Следующий этап – подготовка поверхности арматуры к склеиванию, состоящая из механической (предварительной) и химической обработок.

Массу одновременно приготавливаемого акрилового клея при установке арматурных стержней определяют по таблице 2 в зависимости от диаметра арматуры [9] с учетом технологической жизнеспособности клея (табл. 2).

Таблица 2 – Масса одновременно приготавливаемого клея при массовой установке арматурных стержней

Диаметр арматурного стержня класса А500С [9]	Масса замеса клея, кг, при его жизнеспособности, мин.		
	30	60	90
12	1,6	2,0	4,5
16	3,1	5,0	8,2
20	4,0	7,0	11,0
25	5,6	9,7	15,3
28	7,6	13,6	21,4
32	10,2	17,8	28,1
36	15,4	26,7	42,2
40	20,6	36,1	56,8

После подготовки к склеиванию поверхностей бетона и арматурных стержней клей заливают в скважины при температуре окружающей среды выше -20°С. Арматурные стержни устанавливают в горизонтальные и наклонные скважины и с помощью специального бункера заливают клей в скважину.

По второй технологической схеме сначала устанавливают арматурные выпуски конструкций в скважины, а затем в них заливается акриловый клей.

Расчеты по определению технико-экономической эффективности показали, что применение описанной технологии позволяет снизить расход топливно-энергетических ресурсов на 40...60%, материальных – в 2-3 раза, трудовых – в 20-30 раз.

Таким образом, разработана технология заделки арматуры периодического профиля класса А500С в бетон при помощи акриловых клеев различных состав.

В дальнейшем следует изучить основные технические параметры данного вида анкеровки (интенсивность, оптимальность замесов клея, выработку).

Литература

1. Опыт использования акриловых клеев для соединения строительных конструкций / Л.Н. Шутенко, М.С. Золотов, А.О. Гарбуз, О.В. Зудов // Коммунальное хозяйство городов: науч.-техн. сб. – К.: Техніка, 2002. – Вып. 43. – С. 3-9.
2. Кріплення технологічного обладнання і металевих конструкцій до фундаментів та безпека праці / Л.М. Шутенко, М.С. Золотов, В.О. Склярів та інш. – Х.: ХНАМГ, 2008. – С. 286.
3. Шутенко Л.Н., Золотов С.М., Гарбуз А.О. Использование акриловых клеев для реконструкции и ремонта зданий и сооружений // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – Вип. 54. – К.: НДІБК, 2001. – С. 810-814.
4. Золотов С.М. Акриловые клеи для усиления, восстановления и ремонта бетонных и железобетонных конструкций / С.М. Золотов // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2003. – Вип. 52. – С. 440-447.
5. Шутенко Л.Н. Зависимость глубины заделки арматурных стержней класса А500С от прочности акрилового клея / Л.Н. Шутенко, М.С. Золотов, Р.Б. Ткаченко // Коммунальное хозяйство городов: науч.-техн. сб. – К.: Техніка, 2007. – Вып. 79. – С. 36-45.
6. Шутенко Л.Н. Прочность анкеровки арматуры класса А500С акриловыми клеями / Л.Н. Шутенко, М.С. Золотов, Р.Б. Ткаченко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне, 2008. – Вип. 16, Ч. 2. – С. 410-417.
7. Шутенко Л.Н. Длительная прочность анкеровки арматуры класса А500С акриловыми клеями / Л.Н. Шутенко, М.С. Золотов, Р.Б. Ткаченко // Науковий вісник будівництва: Харківський державний технічний університет будівництва та архітектури. ХОТБ АБУ, 2008. – С. 110-114.
8. Шутенко Л.Н. Влияние некоторых технологических факторов на прочность и деформативность клеевой аркеровки арматурных стержней / Л.Н. Шутенко, В.Ю. Щербов, Р.Б. Ткаченко // Применение пластмасс в строительстве и городском хозяйстве: IX Международная научно-техническая интернет-конференция; мат. конф. – Х.: ХНАГХ, 2010. – С. 67-69.
9. ДСТУ 2760:2006: Прокат арматурних для залізобетонних конструкцій. – К.: Держспоживстандарт України, 2007. – 28 с.

Гембарський Л.В.

ТЕОРЕТИЧНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ ОСНОВНИХ ГЕОМЕТРИЧНИХ ПАРАМЕТРІВ ЕЛЕМЕНТІВ ПЛИТНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ТЕХНОЛОГІЇ ЇХ БЕТОНУВАННЯ

Анотація. В статті досліджено питання обґрунтування вибору найбільш доцільного конструктивно-технологічного рішення влаштування плит при реконструкції фундаментних систем. Проаналізовано питання процесу переміщення бетонної суміші у циліндричних отворах існуючих фундаментів при влаштуванні спряжень. Розглянуто вимоги, що висуваються до бетонних сумішей, застосованих при реконструкції фундаментів шляхом підведення плити.

Ключові слова: технологія, конструктивно-технологічне рішення, переміщення бетонних сумішей, бетон, самоупільнюючий бетон.

Аннотация. Проведено исследование по вопросу обоснования выбора наиболее целесообразного конструктивно-технологического решения устройства плит при реконструкции фундаментных систем. Проанализирован вопрос процесса перемещения бетонной смеси в цилиндрических отверстиях существующих фундаментов при устройстве сопряжений. Рассмотрены требования, которые предъявляются к бетонным смесям, используемых при реконструкции фундаментов путем подведения плиты.

Ключевые слова: технология, конструктивно-технологические решения, перемещение бетонных смесей, бетон, самоуплотняющийся бетон.

Annotation. A study on the selection of the most appropriate study design and technology solutions unit board for reconstruction of foundation systems. Analyzed the issue of displacement of concrete in cylindrical holes in existing foundations. The requirements that apply to the concrete mixture used in the reconstruction of the foundations by summing up the plate.

Key words: technology, design and technology solutions, moving concrete mixes, concrete, self-compacting concrete.

На сьогодні в практиці реконструкції фундаментів рекомендується застосовувати або суцільні монолітні залізобетонні плити [1], або ребристі монолітні залізобетонні плити [2]. Однак питання щодо вибору суцільної або ребристої фундаментної плити в умовах реконструкції фундаментів, а також їх геометричних параметрів остаточно не вирішено.

Ребристу плиту зазвичай виконують ребрами догори, оскільки розтягнута зона в ребрах буде в їх верхній частині. Кошторисними нормами України передбачено виконання ребристої плити тільки ребрами догори. Все це справедливо для випадку нового будівництва. У випадку реконструкції, можливість влаштування плити з ребрами догори обмежується глибиною закладення фундаментів та висотою підвальних приміщень. Для збереження висоти підвальних приміщень, плиту доцільно влаштовувати ребрами вниз.

Геометричні параметри плит переважно зводяться до одного показника – товщини плити, а у випадку ребристої плити – до товщини плити, висоти та ширини ребра та їх кроку.

Використовуючи відому формулу залежності згинального моменту від моменту опору, можна легко показати, що при однакових площах поперечного перетину, в Т-подібної (ребристої) плити момент опору, а отже і максимальний згинальний момент, який вона може витримати, буде більший, ніж у випадку суцільної плити прямокутного поперечного перетину.

Автором проведено дослідження залежності значення моменту опору для ребристих плит в залежності від співвідношення висоти до ширини ребра при незмінності поперечного перетину в $0,55 \text{ м}^2$ для різних товщин плит. Результати дослідження наведено на рисунку 1.

Залежності, які зображено на рисунку 1 підтверджують, що при збільшенні висоти ребра та незмінності площі поперечного перетину, момент опору у ребристої плити більше, ніж у суцільної. Окрім цього, аналіз графіка на рисунку 1 дає змогу зробити висновок, що із зростанням висоти ребра збільшення максимального моменту опору відбувається швидше при мінімальному значенні товщини плити. Тобто ефективна найменша товщина плити. Натомість деякі дослідники пропонують призначати товщину ребристої

плити при підсиленні фундаментів не менше 20-25 см [2]. Сучасні закордонні нормативні документи у випадку застосування суцільної плити рекомендують приймати товщину плити не менше 50 см [3]. Іншим документом, для випадку будівлі або споруди з несучими стінами, товщина плити визначається не менш потрібної з розрахунку похилих перетинів без врахування армування на дію поперечних сил з умови мінімального об'єму бетону та з урахуванням конструктивних вимог [4]. Саме конструктивні вимоги в найбільшій мірі впливають на обмеження щодо зменшення товщини монолітної ребристої плити. Так при влаштуванні плити з малим значенням товщини виникають труднощі з ущільненням бетону, а коефіцієнт армування досягає надто високих значень.

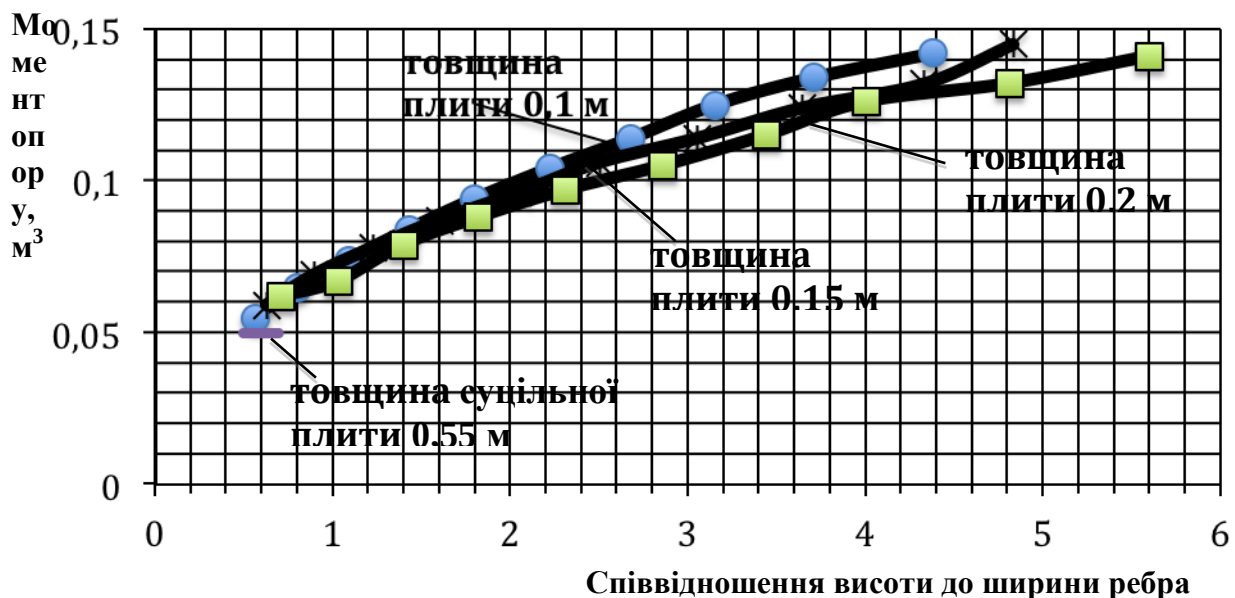


Рисунок 1 – Залежність значення моменту опору від товщини ребристої плити в залежності від співвідношення висоти ребра до його ширини у порівнянні з значенням моменту опору для значення товщини суцільної плити на 1 п. м

Виходячи з власного практичного досвіду, найменшою товщиною плити, з точки зору конструктивно-технологічних міркувань, є величина 0,1 м.

Значення товщини новостворюваної суцільної плити в залежності від співвідношення вартості арматури до вартості бетону можна обчислити за формулою, яку виведено для визначення товщини днищ заглиблених споруд [5] та трансформовано у наступний вигляд:

$$h_p = \frac{b}{2} \sqrt{H\eta\alpha} \quad (1)$$

де h_p – товщина плити, м; b – крок ребер плити, м; H – напір, еквівалентний тиску на плиту, м; α – коефіцієнт, що залежить від розрахункової схеми плити, знаку максимального згинального моменту та коефіцієнту Пуассона, матеріалу плити та визначається за таблицею 1; η – параметр, що має розмірність $L^{-0,5}$, визначається за наступною формулою:

$$\eta = \sqrt{\frac{c_a}{c_b} \cdot \frac{\gamma_b}{R_a} \cdot \gamma_\alpha} \quad (2)$$

де c_a – приведена вартість ваги арматури плити 1 м^3 , грн./кН; c_b – приведена вартість 1 м^3 бетону, укладеного в плиту, грн.; γ_b – питома вага залізобетону, $\frac{\text{Н}}{\text{м}^3}$; γ_α – питома вага арматурної сталі, $\frac{\text{Н}}{\text{м}^3}$; R_a – розрахунковий опір сталі, $\frac{\text{Н}}{\text{м}^2}$.

Формули (1) та (2) дозволяють підібрати оптимальну товщину плити в залежності від умов заземлення плити, співвідношення вартостей арматурної сталі до бетону.

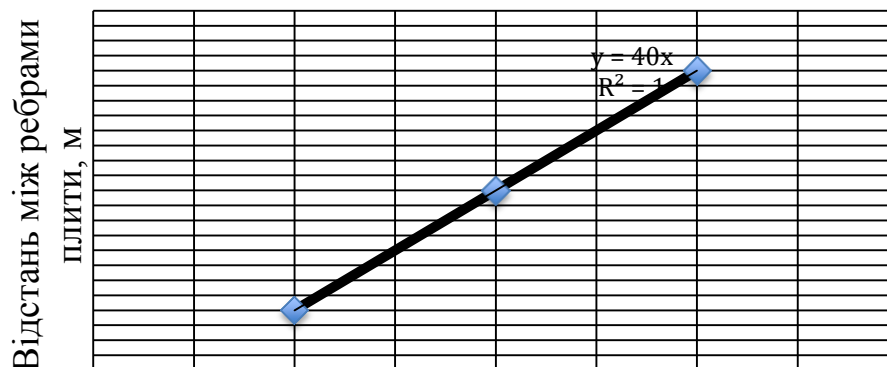
Використовуючи формули (1) та (2), зважаючи на те, що мінімальна товщина плити становить $h=0,1$ м шляхом розв’язання зворотної задачі можемо отримати оптимальний крок ребер плити:

$$b = \frac{h}{2\sqrt{H\eta\alpha}} \quad (3)$$

Таблиця 1 – Значення коефіцієнту α в залежності від розрахункової схеми плити

Найменування розрахункового елемента	Умови заземлення	Знак вигинаючого моменту	α
Прямокутна суцільна монолітна залізобетонна плита	Вільне спирання	+	1,00
		±	0,81
	Заземлення по контуру плити	+	0,71
		±	0,58

Результати обчислень для різних значень товщин плит зведено до та зображено на рисунку 2.



Товщина плити, м

Рисунок 2 – Залежність оптимального кроку ребер плити від її товщини

Аналіз графіку, зображеного на рисунку 3, дозволяє нам стверджувати, що між оптимальним корком ребер та товщиною плити є прямопропорційна залежність, яка виражається наступною формулою:

$$b = 40h. \quad (4)$$

Очевидно, що в залежності від розмірів максимальних приміщень, слід варіювати значеннями товщини плити та кроком ребер у відповідності з формулою (4), при цьому, як показують розрахунки, при незмінності геометричних розмірів ребер, приведена товщина плити залишається сталою величиною.

В приміщеннях, сторони яких перевищують 4 м, необхідно вводити систему другорядних балок, з аналогічним кроком, що і для головних балок.

Автором, для мінімальної товщини плити 0,1 м виконано розрахунки залежності вартості влаштування плити ребрами догори при різних значеннях її приведеної товщини. Розрахунки виконувались з умови наявності головних та другорядних балок з однаковим кроком в 4 м між ними та з умови зменшення поперечного перетину другорядних балок у два рази в порівнянні з головними. Результати розрахунків наведено на рисунку 3.

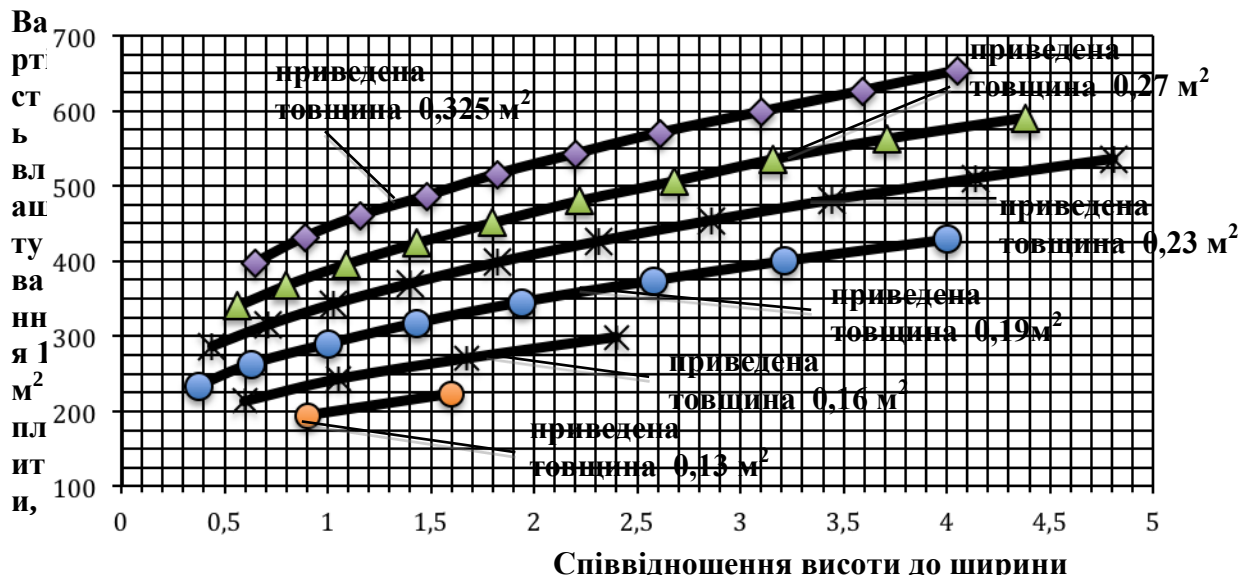


Рисунок 3 – Залежність вартості влаштування 1 м² плити ребрами догори в залежності від співвідношення висоти ребра до його ширини при змінній приведеній товщині плити

Аналіз графіка, зображеного на рисунку 4 показує, що вартість влаштування плити ребрами догори зростає прямопропорційно збільшенню висоти ребра, оскільки вона включає до себе: вартість виїмки ґрунту, його завантаження та транспортування; улаштування ребристої плити; засипка пазух плити піском; вартість піску. Окрім цього, графік дозволяє зробити висновок, що, при збільшенні висоти ребра різниця у вартості між плитами з різним поперечним перетином на 1 п. м збільшується, тобто з точки зору економічної ефективності, в залежності від моменту опору та у випадку влаштування плити ребрами догори, необхідно підбирати плиту з найменшим поперечним перетином та найменшим співвідношенням висоти до ширини ребра. У випадку влаштування плити ребрами вниз методика вибору геометричних параметрів зберігається. Однак, оскільки земляні роботи в цьому випадку необхідно проводити тільки під ребра, вартість влаштування такої плити буде зростати повільніше.

Формула для попереднього визначення вартості влаштування 1 м² плити ребрами догори (без врахування вартості арматури) разом із супутніми роботами буде мати вигляд:

$$C_{e,p} = (h_e + h_p) \cdot c_{g1} + h \cdot c_b + (h_e + h_p - h) \cdot c_{g2} \cdot c_s + c_{f1} \quad (5)$$

де $C_{e,p}$ – вартість влаштування 1 м^2 плити ребрами догори, грн.; h_e – висота ребра плити, м; h_p – висота плити, м; c_{g1} – прямі витрати на виймання та транспортування 1 м^3 ґрунту, грн.; h – приведена товщина 1 м^2 плити, задається розрахунково або приймається за розробленим автором графіком, м; c_b – прямі витрати на влаштування 1 м^3 ребристої плити, грн.; c_{g2} – прямі витрати на підсипання піску в пазухи, грн.; c_s – вартість 1 м^3 піску, грн.; c_{f1} – вартість опалубки, що йде на влаштування 1 м^2 плити.

У випадку влаштування плити ребрами вниз, формула для попереднього визначення вартості влаштування 1 м^2 плити (без врахування вартості арматури) разом із супутніми роботами буде мати вигляд:

$$C_{e,p \text{ down}} = h \cdot c_{g1} c_b + c_f \quad (6)$$

де $C_{e,p \text{ down}}$ – вартість влаштування 1 м^2 плити ребрами вниз, грн.; c_f – вартість опалубки, яка йде на влаштування 1 м^2 плити.

Аналізуючи формули (5) та (6) приходимо до висновку, що вартість влаштування плити ребрами вниз є меншою, у порівнянні з влаштуванням плити ребрами догори.

Формула для попереднього визначення вартості влаштування 1 м^2 суцільної плити (без врахування вартості арматури) разом із супутніми роботами буде мати вигляд:

$$C_s = h_{s,p} \cdot (c_{g1} + c_{b.s}) \quad (7)$$

де C_s – вартість влаштування 1 м^2 суцільної плити ребрами догори, грн.; $h_{s,p}$ – висота плити, що в перерахунку відповідає моменту опору ребристої плити, м; c_{g1} – прямі витрати на виймання та транспортування 1 м^3 ґрунту, грн.; $c_{b.s}$ – прямі витрати на влаштування 1 м^3 суцільної плити, грн.

Шляхом обчислення та порівняння значень вартостей влаштування ребристої та суцільної плити при підсиленні фундаментів, в розробці яких автор прийняв безпосередню участь, отримано економію близько 20% по бетону для плит ребрами догори та близько 40 % ребрами вниз.

При бетонуванні консольних балок необхідно, щоб бетонна суміш рівномірно без пробкоутворення та защемлення повітря заповнила увесь об'єм отвору. Тому необхідно теоретично обґрунтувати можливість проходження бетонної суміші у отвір з повним заповненням його об'єму та підібрати склад рекомендованої бетонної суміші.

В нашому випадку циліндричний отвір, який вибурено у існуючому фундаменті для влаштування консольної балки, є прямолінійним бетоноводом певної довжини та певного діаметру.

В нашому випадку втрати тиску при проходженні бетонної суміші крізь циліндричний отвір залежать від довжини бетоноводу, діаметру бетоноводу, шорсткості стінок бетоноводу, місцевого опору у вигляді просторового металевих каркасу, швидкості транспортування бетонної суміші, реологічних характеристик бетонної суміші.

В свою чергу, реологічні характеристики бетону залежать від співвідношення складових бетонної суміші, їх характеристик, пластифікаторів та умов приготування суміші [168].

Сучасний розрахунок руху будівельних сумішей по бетоноводах будується на рівнянні Шведова-Бінгама, яке містить реологічні характеристики бетонної суміші:

$$\tau = \tau_0 + \eta \frac{dv}{dr} \quad (10)$$

де τ – напруження зсуву; τ_0 – граничне (початкове) напруження зсуву; η – структурна в'язкість; $\frac{dv}{dr}$ – градієнт швидкості.

Рівняння для виконання інженерних розрахунків втрат тиску, які базуються на рівнянні Шведова-Бінгама, зокрема рівняння Букінгама, вимагає експериментального визначення τ_0 та η для кожної суміші з використанням різного обладнання, що є не зовсім зручним.

Наша задача зводиться до визначення загального гідравлічного опору руху по довжині циліндричного отвору, яке можна визначити за наступною формулою:

$$P = P_1 + P_2 \quad (11)$$

де P – загальний гідравлічний опір 1 п. м бетоноводу, МПа; P_1 – гідравлічний опір 1 п. м бетоноводу, МПа; P_2 – гідравлічний опір 1 п. м арматурного каркасу, МПа.

Гідравлічний опір 1 п. м бетоноводу можна визначити з наступної емпіричної формули [6], яка найбільш підпадає під рівняння (10):

$$P_1 = \Delta p \cdot K_V \cdot K_D \cdot K_M \cdot K_N, \quad (12)$$

де Δp – гідравлічний опір на 1 м довжини горизонтальної ділянки сталевих бетоноводу, визначається згідно номограми [6], МПа; K_V – коефіцієнт, що враховує зміну гідравлічного опору Δp від швидкості транспортування будівельної суміші:

$$\text{для } v < 0,5 \text{ м/с } K_V = 0,4(v^{0,2} + 1),$$

де v – швидкість транспортування бетонної суміші, м/с,

$$\text{для } v \geq 0,5 \text{ м/с } K_V = v^{0,4} + 0,25;$$

K_D – коефіцієнт, що враховує зміну Δp в залежності від зміни діаметра бетоноводу:

$$K_D = \frac{69}{D_x} \quad (13)$$

де D_x – внутрішній діаметр розрахункового бетоноводу;

K_M – коефіцієнт, що враховує зміну Δp в залежності від матеріалу бетоноводу, тобто шорсткості його стінок, $K_M \geq \frac{1}{1,8}$ [6];

K_N – коефіцієнт переходу від рівномірного руху суміші до нерівномірного, змінюється від 1,0 до 1,5 згідно даних [6].

Значення P_2 в МПа можна отримати з формули [7], яка визначає місцевий опір для просторової ґратки, роль якої в нашому випадку відіграє роль арматурний каркас:

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot \xi \cdot \rho \cdot v^2, \quad (14)$$

де ξ – коефіцієнт опору арматурного каркасу, визначається за довідковими даними в залежності від довжини каркасу l , площі живого перетину арматурного каркасу F_0 , периметра одного отвору P_0 та площі поперечного перетину циліндричного отвору F_1 ; ρ – щільність бетонної суміші, МН/м³;

Автором виконано технологічні розрахунки гідравлічного опору для отворів різних діаметрів при постійній максимальній їх глибині 1 м. Результати розрахунків наведено на рисунку 4.

Аналізуючи графік, зображений на рисунку 5 можна зробити висновок, що зміна гідравлічного опору бетоноводу, що представляє собою циліндричний отвір в існуючому фундаменті, зменшується за законом параболи при збільшенні діаметра отвору. Також за результатами досліджень можна зробити висновок, що при мінімальному напорі 0,5 м, що відповідає тиску у 0,012 МПа, бетонна суміш долає загальний гідравлічний опір і повністю заповнює циліндричний отвір у фундаментній конструкції довжиною 1 м при його діаметрі від 75 мм та більше.

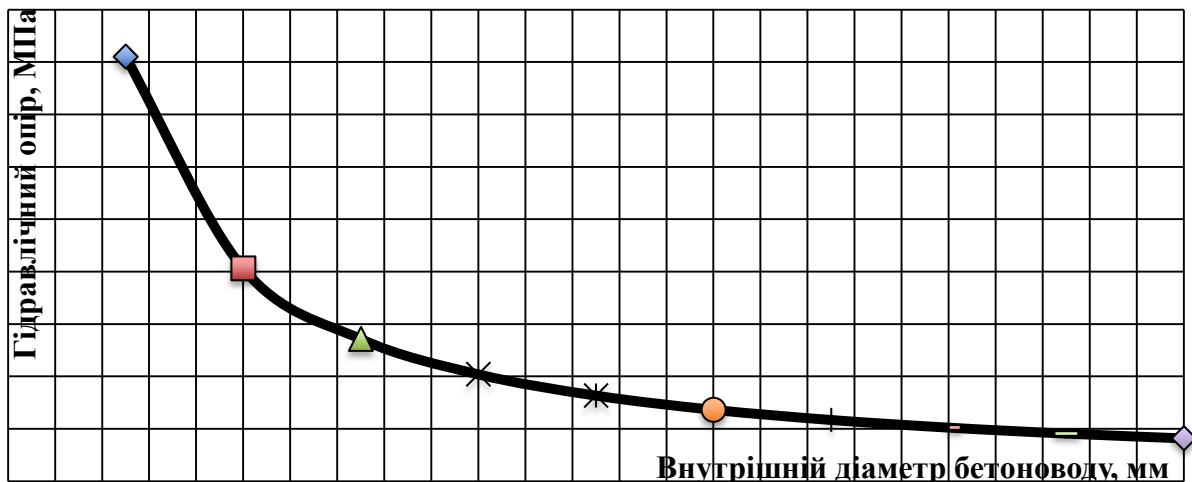


Рисунок 4 – Залежність гідравлічного опору бетоноводу від його діаметру

Розрахунки можливості руху по бетоноводу бетонної суміші, які наведено вище, виконано з урахуванням визначених реологічних характеристик, які

висуваються до традиційних бетонних сумішей. Оскільки використання формули (10) пов'язано з великими труднощами у визначенні μ та $\frac{dv}{dr}$, Євстифєєвим запропоновано перетворену формулу Шведова-Бінгама:

$$\tau = \tau_0 + K\sqrt{v}, \quad (15)$$

де K – розмірний коефіцієнт, Па;

v – швидкість руху суміші, м/с.

При швидкості транспортування бетонної суміші 0,1 м/с, реологічні характеристики бетонної суміші, що можуть застосовуватись при влаштуванні плитних фундаментів за розробленою автором технологією і які отримано за допомогою рівняння (15) та на підставі експериментальних досліджень Євстифєєва В. М. [6] зведено у таблицю 2.

Підбір складу бетонної суміші для забезпечення її заданим властивостям може виконуватись будь-яким обґрунтованим способом із забезпеченням показників водоцементного відношення, щільності та легкоукладальності, які наведено у таблиці 2. При цьому вимоги щодо класу бетону по міцності та водонепроникності задаються проектом.

Склад бетонної суміші в процесі роботи повинен систематично коригуватися з урахуванням мінливості вологості заповнювачів для забезпечення легкоукладальності та сталості заданого показника водоцементного відношення.

Як альтернативу традиційним бетонним сумішам, можна використовувати самоущільнюючий бетон (Self-Compacting Concrete або скорочено SCC). Головною властивістю є їх висока легкоукладальність, яка поєднує дві протилежні по своїй природі характеристики: низьке граничне напруження зсуву, яке визначає високу текучість суміші, та підвищену в'язкість, що забезпечує стабільність та зв'язність суміші. Складові компоненти самоущільнюючого бетону такі самі, як і у традиційних бетонних сумішей.

Таблиця 2 – Вимоги до характеристик бетонних сумішей, що можуть бути використані при влаштуванні плитних фундаментів при реконструкції

Найменування суміші	Характеристика бетонної суміші				
	τ , Па	τ_0 , Па	В/Ц	Щільність, кН/м^3	Осадка конуса, см (марка легкоукладальності)
Бетонні суміші з витратою портландцементу марки 500, кг/м^3 :					
300	102	55	0,4	23,54	10-15
400	190	127			(P3)

Література

1. Матвеев Е. П., Мешечек В. В. Правила производства и приема работ при реконструкции и капитальном ремонте жилых и общественных зданий. Учебное пособие – М.: "Издательский центр "Старая Басманная", 1998. – 208 с.
2. Коновалов П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. - М.: "Бумажная галерея", 2000. – 320 с.
3. СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий – Введен в действие 12.08.07 – М.: ФГУП "НИЦ "Строительство", 2007. – 18 с.
4. Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа. - М.: Стройиздат, 1984. – 263 с.
5. Снисаренко В. И. Анкеровка сооружений против всплытия способом заглубления их стен // Строительное производство. – 1989. – № 28. – С. 25-29.
6. Евстифеев В. Н. Трубопроводный транспорт пластичных и сыпучих материалов в строительстве. - М.: Стройиздат, 1989 г. – 248 с.

Идельчик И. Е. Справочник по гидравлическим сопротивлениям / Под ред. М. О. Штейнберга. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Машиностроение, 1992. – 672 с.

Зинченко Е.В., Овчинников И.Г., д-р техн. наук,
Овчинников И.И., канд. техн. наук

ВИБРОДИАГНОСТИКА СОСТОЯНИЯ ДОРОЖНОЙ ОДЕЖДЫ НА МОСТАХ

Аннотация. Рассматривается применение вибродиагностического комплекса для оценки состояния дорожной одежды на мостовых сооружениях. На реальной задаче показано, что применение данной методологии позволяет диагностировать поврежденные участки по изменению динамических характеристик.

Ключевые слова: дорожная одежда, ездовое полотно, мосты, диагностики, повреждения.

Анотація. Розглядається застосування вібродіагностичного комплексу для оцінки стану дорожнього одягу на мостових спорудах. На реальній задачі показано, що застосування даної методології дозволяє діагностувати пошкоджені ділянки по зміні динамічних характеристик.

Ключові слова: дорожній одяг, їздове полотно, мости, діагностики, пошкодження.

Annotation. The application vibrodiagnostic complex to assess the state of the pavement on bridges is considered. On the real task is to show that the application of this methodology to diagnose the damaged areas according to change the dynamic characteristics is efficiency.

Key words: pavement, bridges, diagnosis, damage.

Задача оценки состояния и поведения дорожной одежды на пролетном строении мостового сооружения является весьма актуальной, так как обследование и анализ существующих конструкций дорожной одежды большинства автодорожных мостов показывают, что применяемые конструкции дорожной одежды и технологии их выполнения не обеспечивают требуемой долговечности. Сроки службы асфальтобетонных покрытий на мостах часто оказываются значительно короче, чем на автомобильных дорогах.

Так на некоторых крупных мостах ресурс долговечности дорожных покрытий уже через 3–4 года эксплуатации составляет 50–60%, в то время как в Дании они на аналогичных мостах служат при соответствующем содержании до 15–20 лет, а в Германии есть примеры и более длительного срока службы.

Ниже рассматривается динамическое поведение дорожной одежды на эстакаде со сталежелезобетонными пролетными строениями, в которой в процессе эксплуатации появились такие повреждения, как дугообразная трещина длиной 5,0 м с раскрытием до 10 см и наплыв по кромке проезжей части; локальные деформации проезжей части в виде наплывов и волн; дугообразная трещина длиной 1,5 м с раскрытием до 8 см и наплыв по кромке проезжей части.

Возможными причинами появления и развития этих повреждений могут быть: большие продольные и поперечные уклоны; зона торможения; наличие центробежных сил на кривых; отсутствие сцепления пакета асфальтобетонных слоев с гидроизоляцией; высокие температуры окружающей среды и интенсивность движения; возможный пропуск сверхнормативных нагрузок.

Также следует учитывать, что дорожная одежда на мостовом сооружении деформируется не только от действия колес движущегося транспорта, но и от совместной работы с пролетным строением и испытывает динамические воздействия от колебаний пролетного строения при прохождении транспорта.

Для оценки совместной работы дорожной одежды и проезжей части мостового сооружения было организовано экспериментальное исследование динамического поведения (амплитуд колебаний) пролетного строения мостового сооружения вместе с дорожной одеждой, вызываемого проездом подвижной автомобильной нагрузки. Для этого использовался полевой виброизмерительный комплекс, состоящий из переносного компьютера, виброакселерометров и 12-канального виброизмерительного прибора.

Определение характеристик динамического воздействия производилось путем регистрации отклика на поверхности дорожной одежды от движущейся нагрузки. Для этого датчики закреплялись на дорожной одежде мостового полотна с помощью антенных устройств в вертикальном, продольном и поперечном направлении, в 3-х взаимноперпендикулярных плоскостях, как показано на рис. 1.

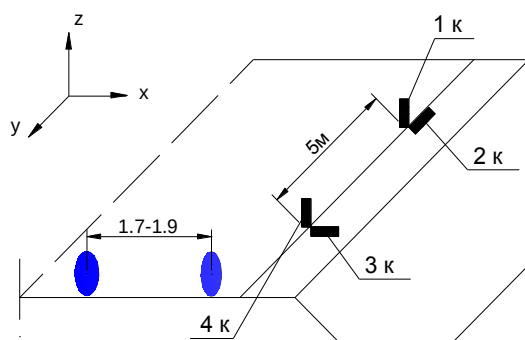


Рисунок 1 – Схема установки измерительных датчиков

Оценка динамического воздействия подвижной нагрузки на пролетное строение осуществлялась в 3 точках (рис. 2, 3, 4, 5). Схема установки измерительных датчиков в различных точках одинакова.

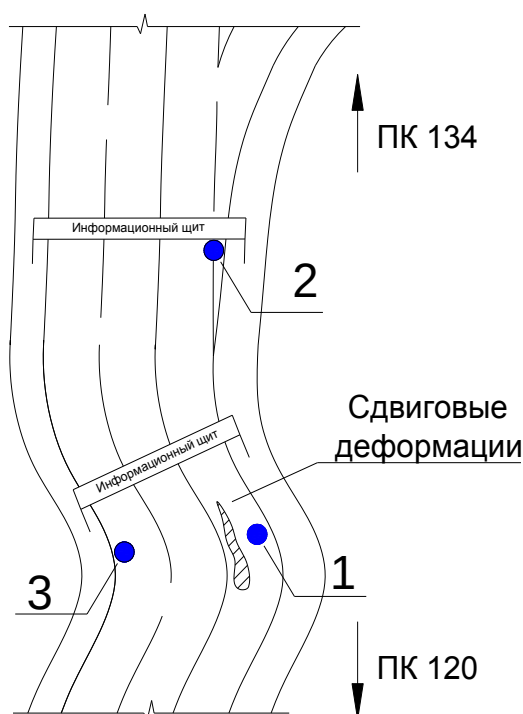


Рисунок 2 – Схема установки измерительного оборудования на эстакаде: 1, 2, 3 – точки установки измерительной аппаратуры

Динамические характеристики (амплитудно-временные характеристики – АВХ и амплитудно-частотные характеристики – АЧХ) отклика пролетного строения мостового сооружения с асфальтобетонным покрытием при проезде грузовых автомобилей на участках измерений представлены на рисунках 6 – 14. На рисунках 4, 5, 6 приведены АВХ и АЧХ ускорений для точки 1 в вертикальном, продольном и поперечном направлениях. На рисунках 7, 8, 9 приведены АВХ и АЧХ ускорений для точки 3 соответственно в вертикальном, продольном и поперечном направлениях.

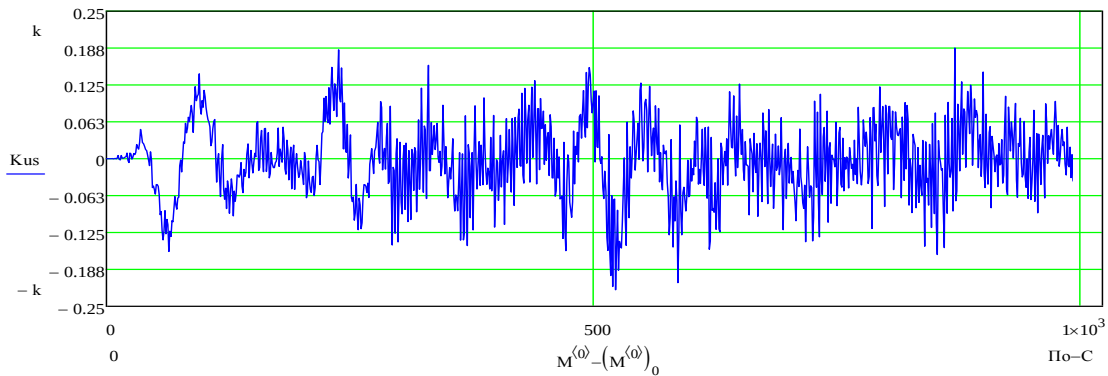
File:Эстакада: точка №1

[проезд трёхосного грузового автомобиля по ближней полосе и трёх легковых по дальней]

C: = 243000 По: = C+1023 вертикально

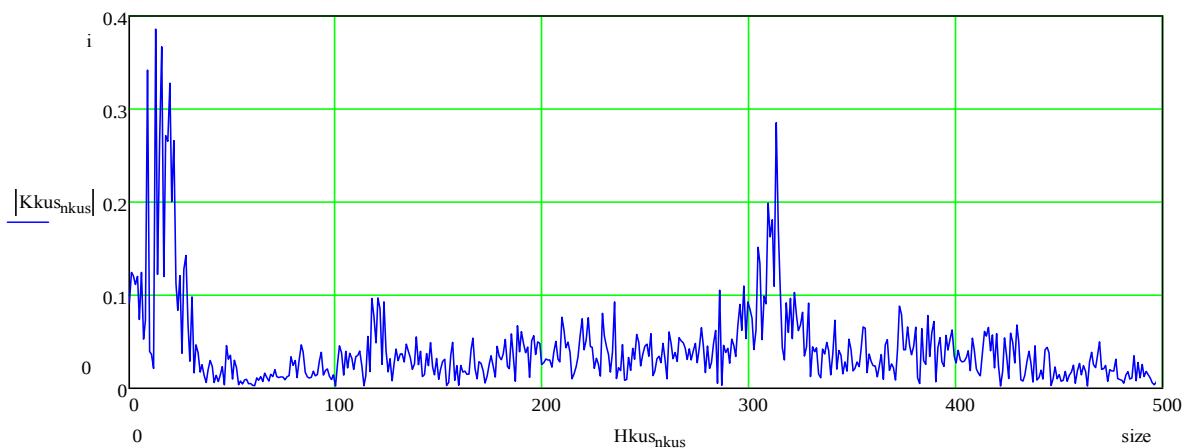
amplitude-time acceleration

Z_acceleration_X(0)_Y(5,00)_Z(0) max [A] = 0.222 sensor 21 [Z] channel 01



amplitude-frequency acceleration

integral [A] = 51.706 integral [A²] = 4.202 integral [H] = 21.744 Hmax = 13



amplitude-frequency acceleration

max U = 1.144*10⁻⁵ integral [H] = 5.778 Hmax = 13

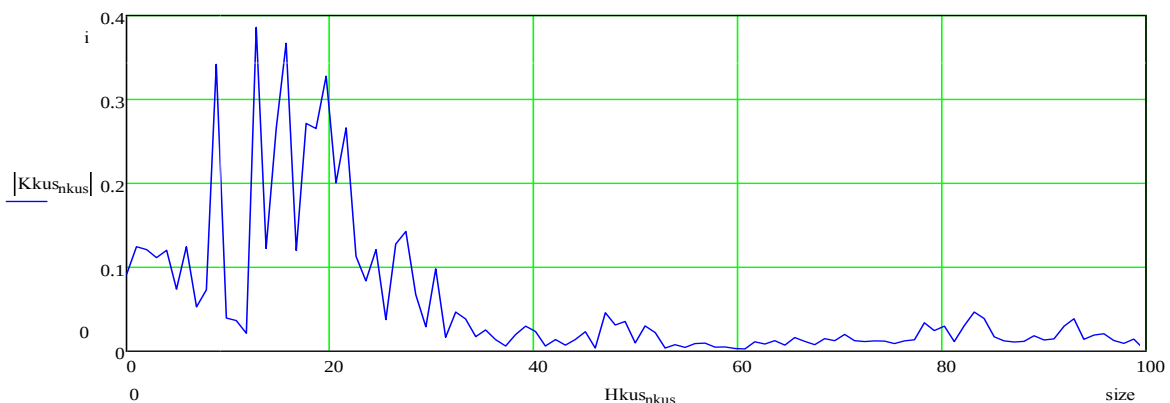


Рисунок 4 – АВХ и АЧХ ускорений в вертикальном направлении точки №1

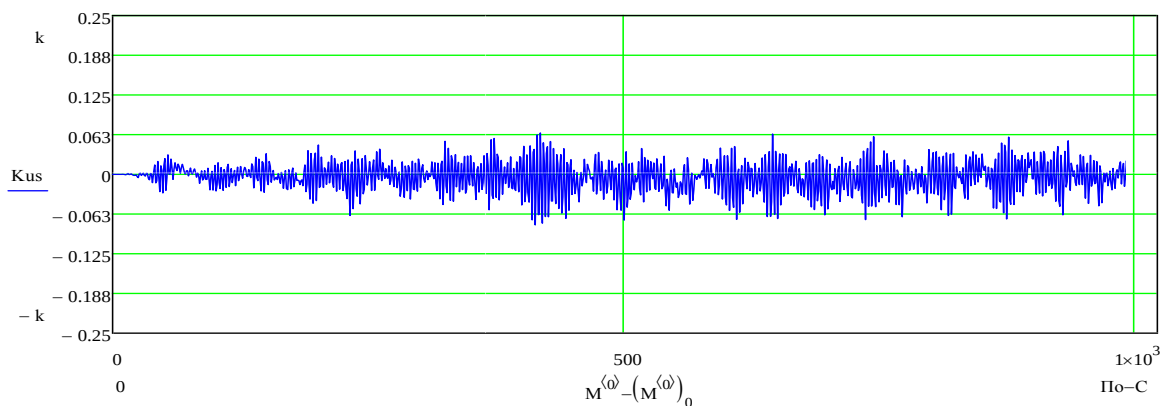
File:Эстакада: точка №1

[проезд трёхосного грузового автомобиля по ближней полосе и трёх легковых по дальней]

C: = 243000 По: = C+1023 продольно

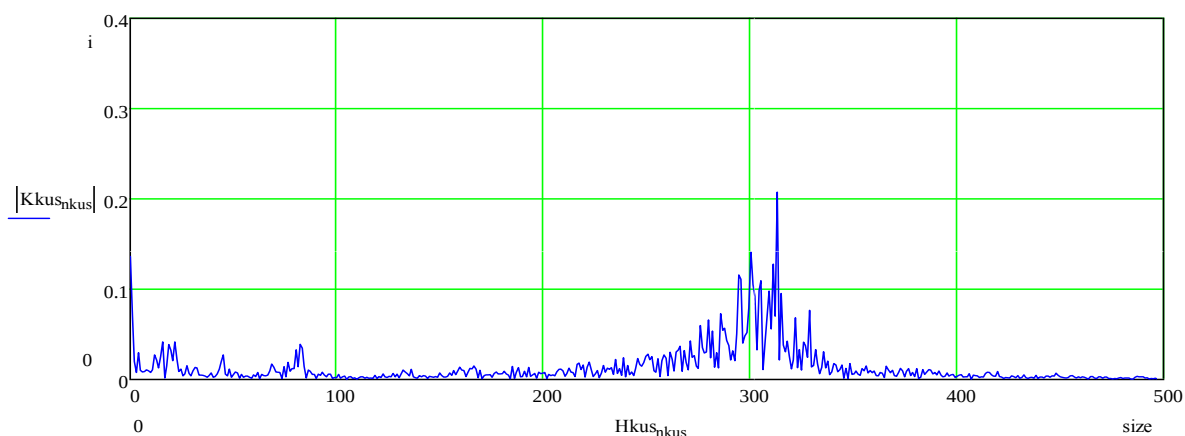
amplitude-time acceleration

Z_acceleration_X(5)_Y(0)_Z(0) max [A] = 0.08 sensor 22 [Z] channel 02



amplitude-frequency acceleration

integral [A] = 20.525 integral [A²] = 0.653 integral [H] = 6.604 Hmax = 326



amplitude-frequency acceleration

max U = 1.087*10⁻⁶ integral [H] = 1.175 Hmax = 16;21

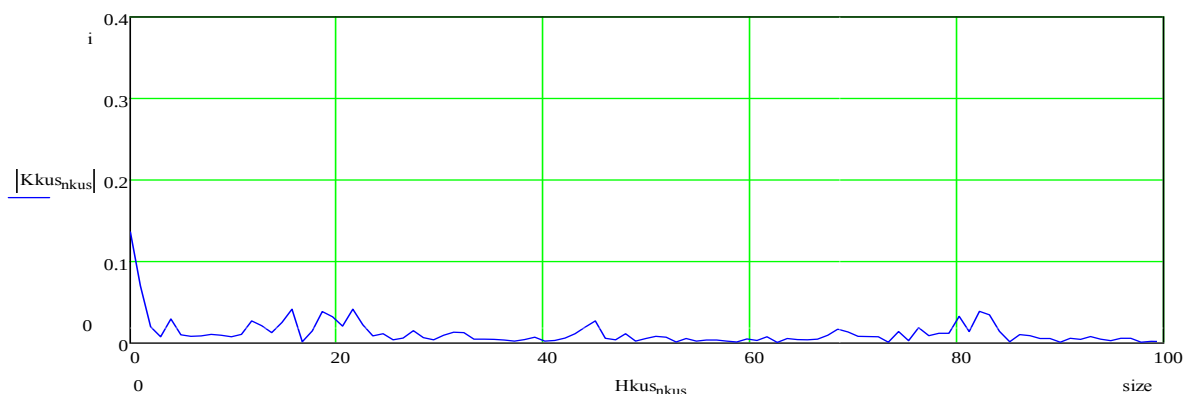


Рисунок 5 – АВХ и АЧХ ускорений в продольном направлении точки №1

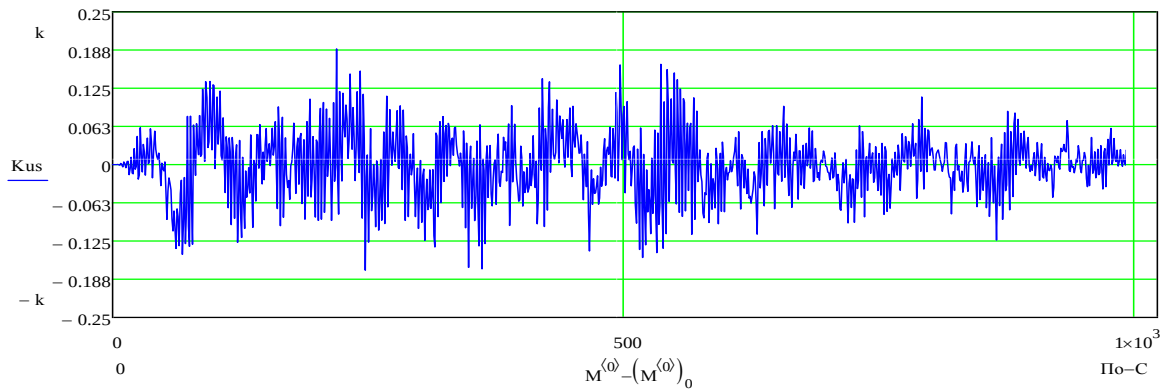
File:Эстакада: точка №1

[проезд трёхосного грузового автомобиля по ближней полосе и трёх легковых по дальней]

C: = 243000 По: = C+1023 поперечно за пять метров до первого канала

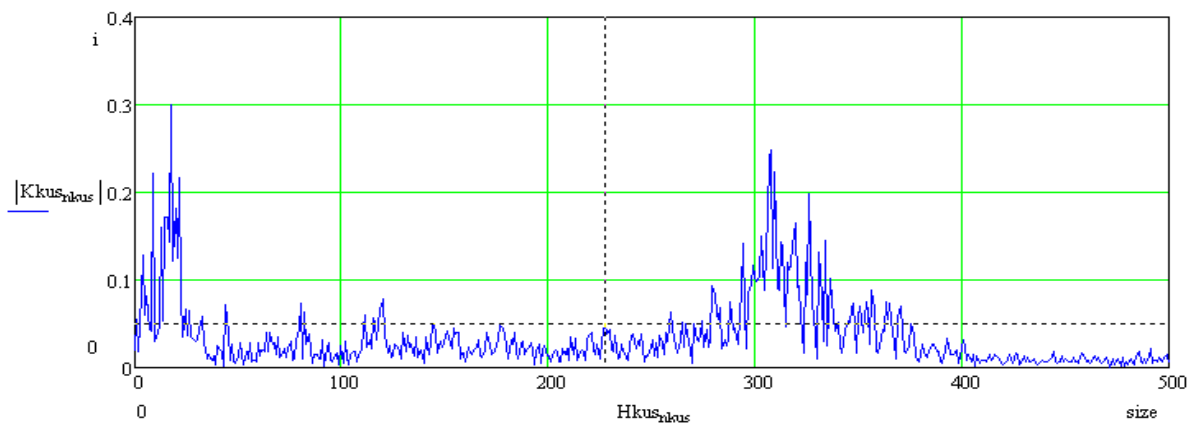
amplitude-time acceleration

Z_acceleration_X(0)_Y(0)_Z(0) max [A] = 0.189 sensor 25 [Z] channel 03



amplitude-frequency acceleration

integral [A] = 42.529 integral [A²] = 3.041 integral [H] = 17.413 Hmax = 18



amplitude-frequency acceleration

max U = 6.776*10⁻⁶ integral [H] = 4.297 Hmax = 18

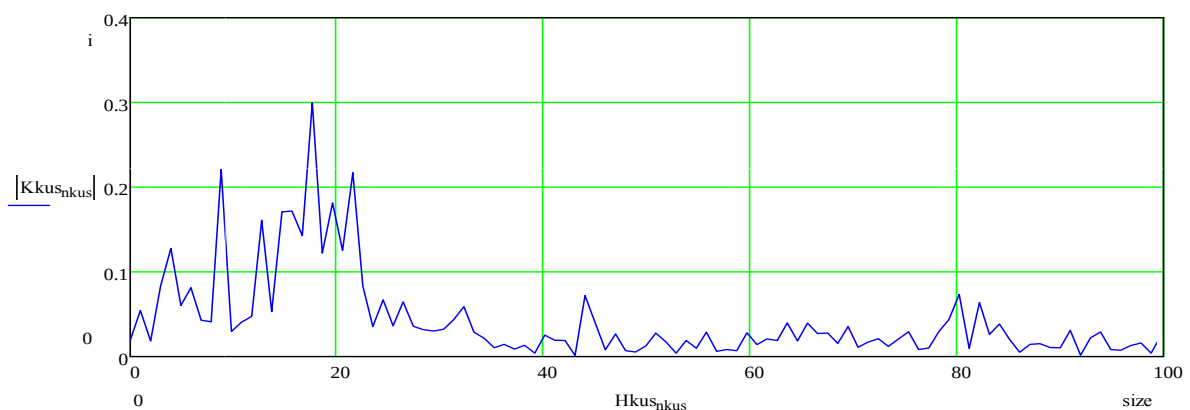


Рисунок 6 – АВХ и АЧХ ускорений в поперечном направлении точки №1

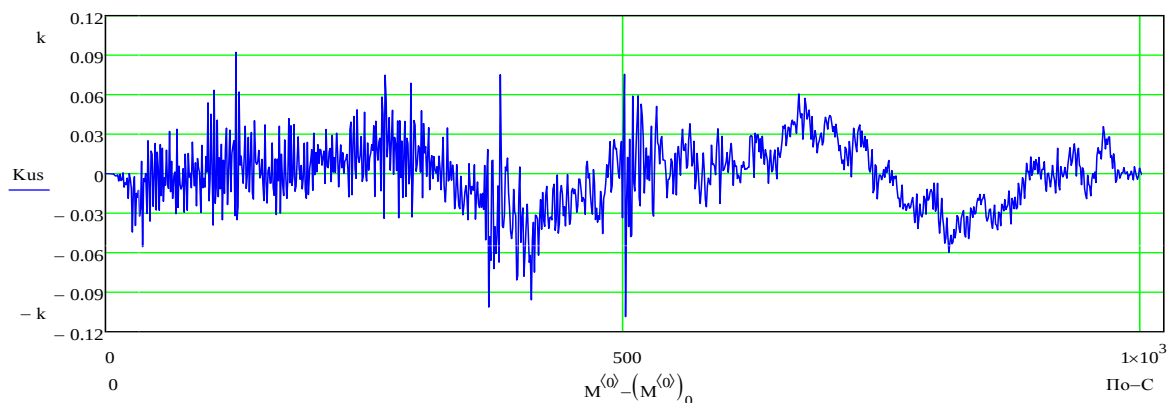
File: Эстакада: точка №3

[проезд шестиосного грузового автомобиля]

C: = 194000 По: = C+1023 вертикально

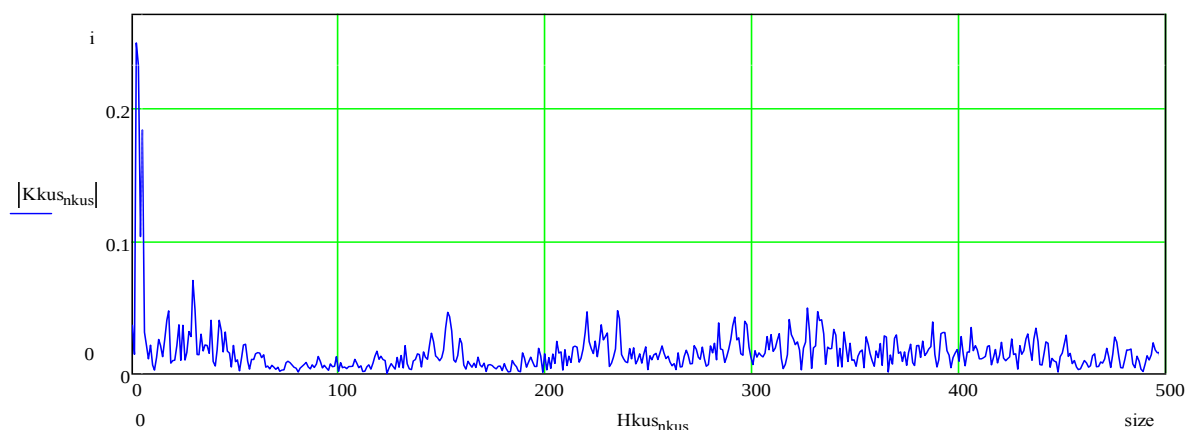
amplitude-time acceleration

Z_acceleration_X(0)_Y(5,00)_Z(0) max [A] = 0.109 sensor 21 [Z] channel 01



amplitude-frequency acceleration

integral [A] = 20.286 integral [A²] = 0.664 integral [H] = 8.088 Hmax = 2



amplitude-frequency acceleration

max U = 1.19*10⁻⁶ integral [H] = 2.14 Hmax = 2

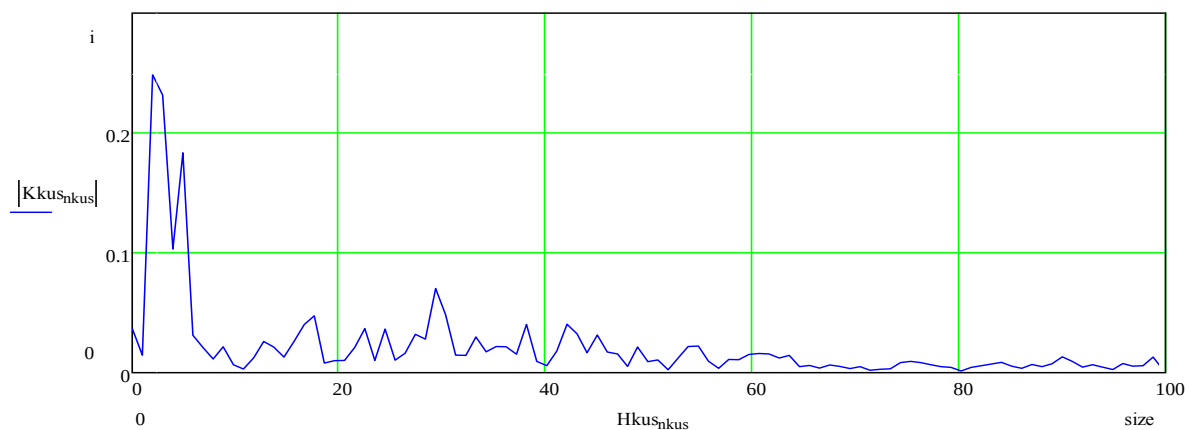


Рисунок 7 – АВХ и АЧХ ускорений в вертикальном направлении точки №3

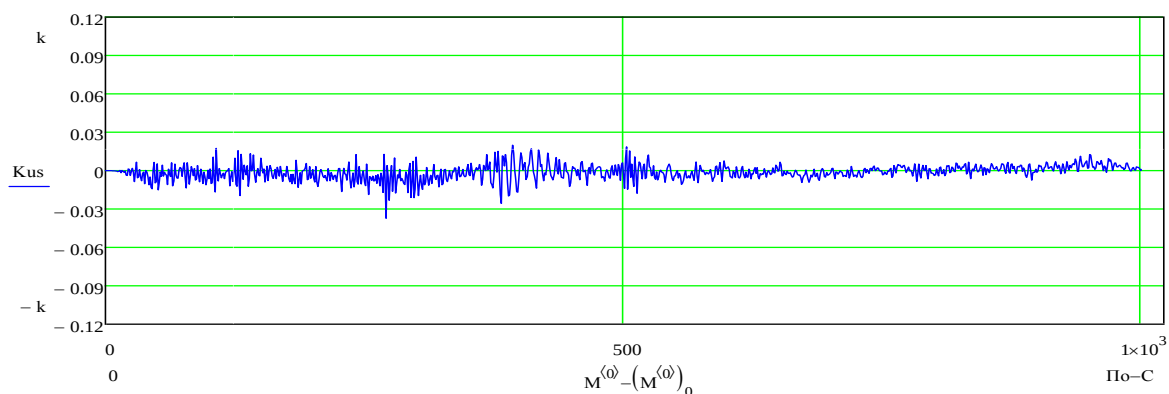
File:Эстакада: точка №3

[проезд шестиосного грузового автомобиля]

C: = 194000 По: = C+1023 продольно

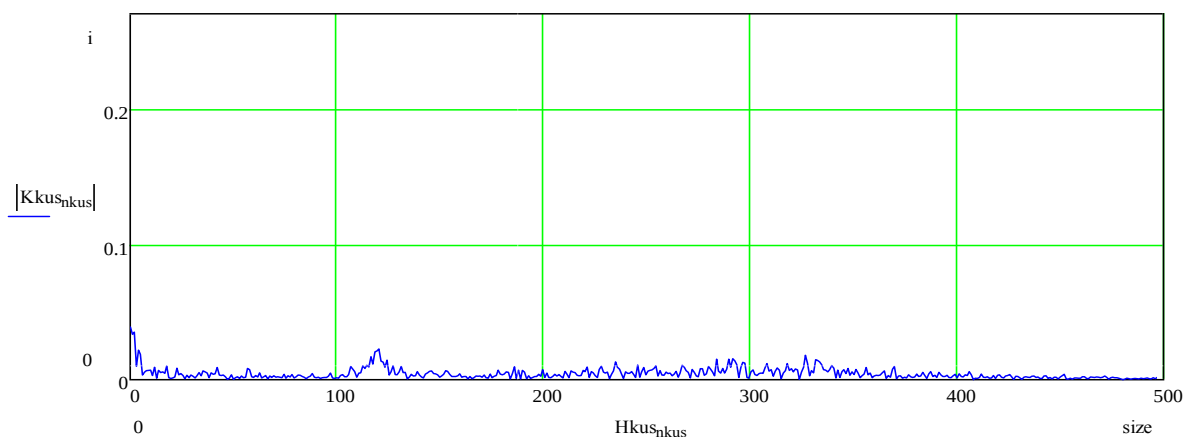
amplitude-time acceleration

Z_acceleration_X(5)_Y(0)_Z(0) max [A] = 0.037 sensor 22 [Z] channel 02



amplitude-frequency acceleration

integral [A] = 4.815 integral [A²] = 0.026 integral [H] = 2.185 Hmax = 1



amplitude-frequency acceleration

max U = 2.015×10^{-7} integral [H] = 0.431 Hmax = 1

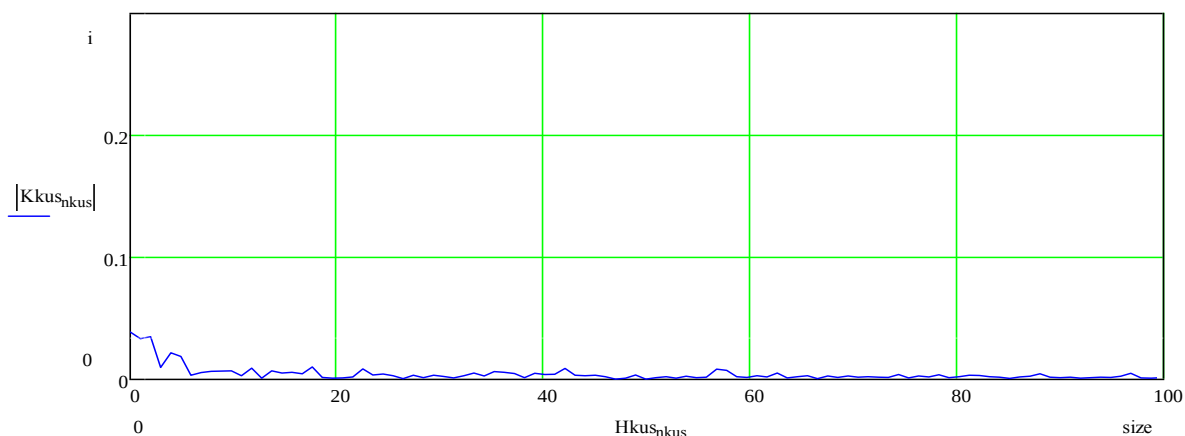


Рисунок 8 – АВХ и АЧХ ускорений в продольном направлении точки №3

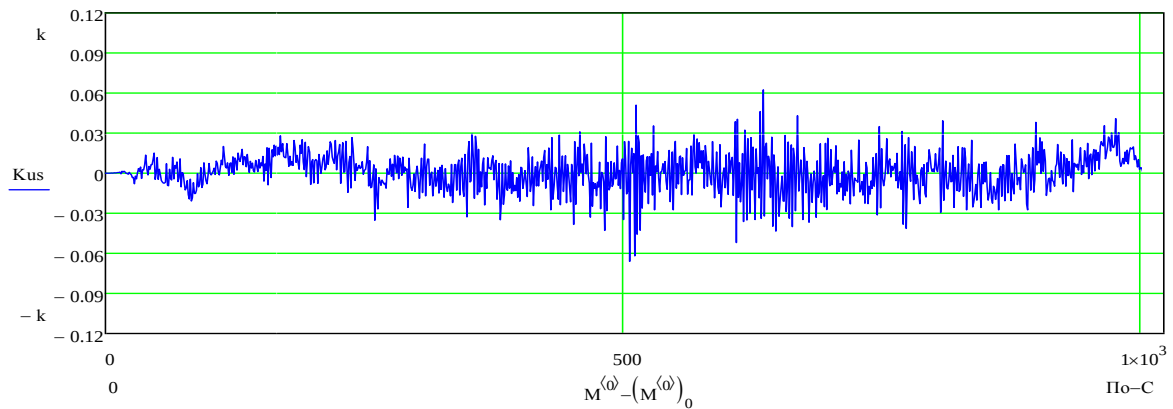
File:Эстакада: точка №3

[проезд шестиосного грузового автомобиля]

C: = 193300 По: = C+1023 поперечно за пять метров до первого канала

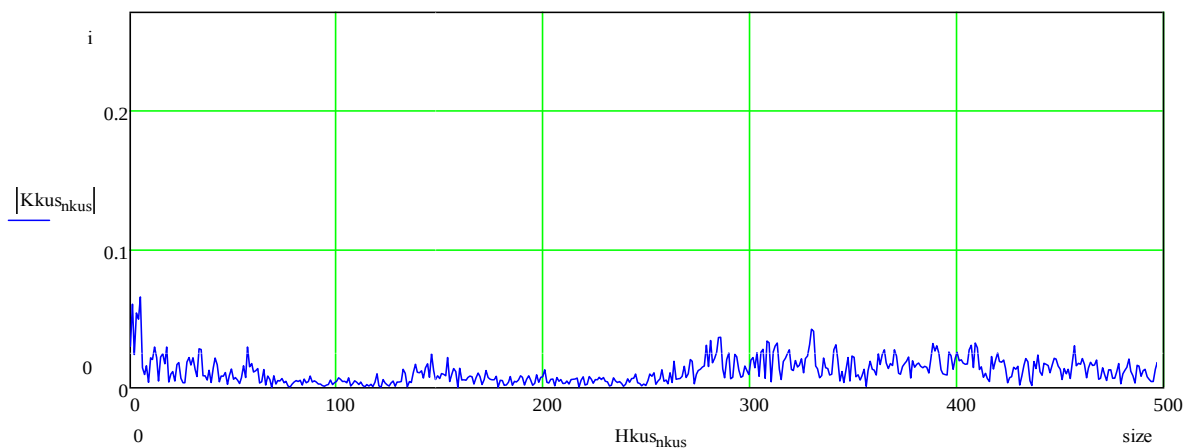
amplitude-time acceleration

Z_acceleration_X(0)_Y(0)_Z(0) max [A] = 0.066 sensor 25 [Z] channel 03



amplitude-frequency acceleration

integral [A] = 11.891 integral [A²] = 0.219 integral [H] = 4.685 Hmax = 5



amplitude-frequency acceleration

max U = 6.139×10^{-7} integral [H] = 1.529 Hmax = 5

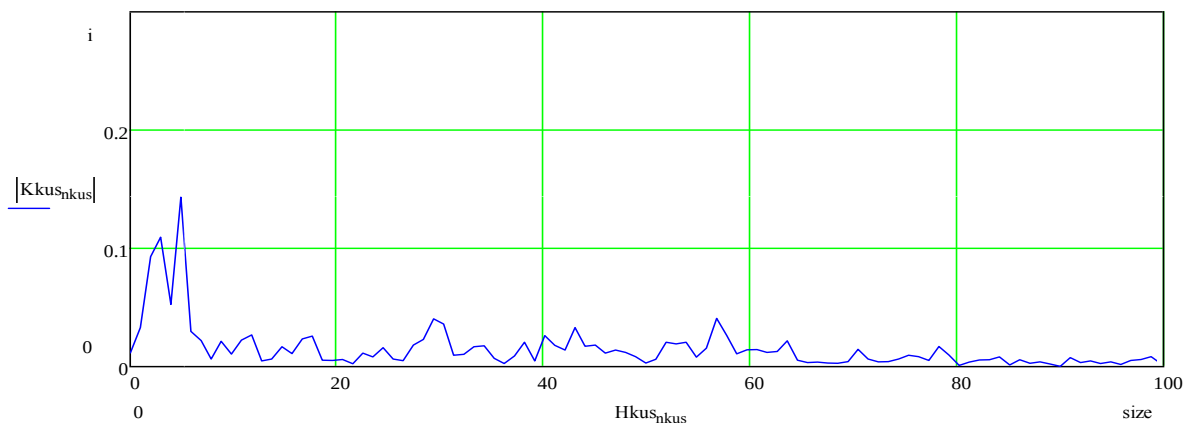


Рисунок 9 – АВХ и АЧХ ускорений в поперечном направлении точки №3

Анализ результатов испытаний пролетного строения в рассматриваемых точках в трех направлениях: вертикальном, продольном и поперечном свидетельствуют о рассогласованном восприятии подвижной нагрузки слоями дорожной одежды и плитой проезжей части пролетного строения, что свидетельствует об отсутствии сцепления между нижним слоем асфальтобетона и защитно-сцепляющим слоем.

При обеспеченном сцеплении дорожной одежды с плитой проезжей части вся конструкция пролетного строения колеблется совместно с дорожной одеждой как единое целое и в ходе испытаний с использованием виброизмерительного комплекса регистрируются колебания мостовой конструкции (например, в точке 3 регистрируются преимущественно вертикальные колебания с частотой 2 – 4 Гц, рисунки 7, 8, 9). В случае отсутствия сцепления асфальтобетонного покрытия с пролетным строением мостового сооружения при установке датчиков на поверхность дорожной одежды регистрируются колебания именно слоев дорожной одежды, частоты которых значительно выше.

Особенно выпукло рассогласование работы дорожной одежды и плиты проезжей части пролетного строения проявилось при испытаниях в точке 1, где в вертикальном, продольном и поперечном направлениях регистрируются колебания с частотами 13 – 16 Гц и 260 – 300 Гц (рисунки 4, 5, 6). Как показывает фоторегистрация (рис. 10), около точки 1 имеют место сильные сдвиговые деформации дорожной одежды, влияние которых и привело к образованию повреждений на поверхности дорожной одежды.



Рисунок 10 – Повреждение дорожной одежды, вызванное нарушением ее сцепления с плитой проезжей части

В точке 2 в продольном направлении амплитуды колебаний снижены. Однако существенные амплитуды колебаний в вертикальном и поперечном направлениях указывают о начале развития процесса отслаивания асфальтобетонного покрытия.

Проведенные исследования позволяют утверждать, что с помощью виброизмерительного комплекса можно обнаруживать повреждения дорожной одежды на мостовом сооружении, приводящие к ее отслаиванию от плиты проезжей части.

УДК 624

Безбабічева О.І., канд. техн. наук, Віхров Є.О.

ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ КОНСОЛЬНИХ ТРОТУАРІВ МОНОЛІТНОГО МОСТУ З ВИКОРИСТАННЯМ ПК «ЛІРА»

Анотація. У статті проаналізовано основні дефекти старих балково-консольних монолітних мостів. Досліджується комп'ютерна модель у програмі «ЛІРА» для визначення напружено-деформованого стану тротуарів монолітних мостів. Запропоновані шляхи підвищення залишкового ресурсу таких мостів.

Ключові слова: комп'ютерне моделювання, монолітні мости, тротуари, тріщини, напружений стан, залишковий ресурс.

Аннотация. В статье проанализированы основные дефекты старых балочно-консольных монолитных мостов. Исследуется компьютерная модель в программе «ЛИРА» для исследования напряженно-деформированного состояния тротуаров монолитных мостов. Предложены пути увеличения остаточного ресурса таких мостов.

Ключевые слова: компьютерное моделирование, монолитные мосты, тротуары, трещины, напряженное состояние, остаточный ресурс.

Annotation. The article analyzes the main defects of the old monolithic cantilever girder-bridges. The computer model of the monolithic sidewalks on the program "LIRA" to determine the stress-strain state monolithic sidewalk of bridges was been researched. Ways to improve the residual life of bridges are suggested.

Key words: computer modeling, monolithic bridges, sidewalks, cracks, stress, residual life.

З стрімким розвитком обчислювальної техніки комп'ютерне моделювання займає дедалі більше значення у багатьох напрямках інженерної та наукової діяльності. Воно потребує не тільки відповідного програмного забезпечення, а й нових підходів та алгоритмів, що призводять до спрощення розрахунків та зменшення витрати часу на проектування споруд. Використання сучасних програмних комплексів в дослідженнях напруженого стану елементів інженерних споруд відкриває нові можливості як для проектувальників споруд, так і для фахівців, що виконують оцінювання технічного стану цих споруд під час експлуатації.

На автомобільних шляхах України та країн СНГ існують монолітні залізобетонні мости, які були побудовані у 1946-1960 р., зокрема, балково-консольні з підвісними прогонами за Технічними умовами Гушосдору НКВД СРСР на проектування штучних споруд на автомобільних дорогах (вид. 1943 р.). Десятки мостів були виконані за типовим проектом розробки «Союздорпроекту» від 1947 р. «Сборник типовых проектов железобетонных и каменных искусственных сооружений, вып. 6. Железобетонные балочно-консольные пролетные строения. Пролеты 12, 16, 20, 25 и 30 м. Нагрузки: Н-10 и НГ-60». Ресурс таких споруд у відповідності до діючих норм, практично вичерпаний. Однак, запаси міцності, що закладені в несучі елементи, капітальність прогонів та опор, а також досвід реконструкції (відновлення) подібних споруд із застосуванням сучасних матеріалів та технологій на території СНГ дозволяють сподіватись на подовження терміну служби цих унікальних мостів.

Мости подібних конструктивних рішень в Харківській області та на території України неодноразово обстежувались фахівцями ГНДЛ кафедри мостів, конструкцій і будівельної механіки ХНАДУ. До найбільш значущих дефектів, що впливають та несучу здатність і безпеку руху автомобілів та пішоходів, відносяться руйнування вузлів спирання підвісних частин прогонів на опірні столики, руйнування ділянок консольних тротуарів. В 2011 р. виконувалось обстеження монолітного ребристого трьох прогонового залізобетонного мосту, що знаходиться у комунальній власності Харкова і розташований на трасі Київ – Харків. Міст балково-консольної схеми з

підвісною ділянкою в середньому прогоні. Схема мосту: 8+22,2+33+22,2+8 м. Габарит проїжджої частини – 11,7 м., тротуари – 1,46 и 1,50 м (рис. 1).

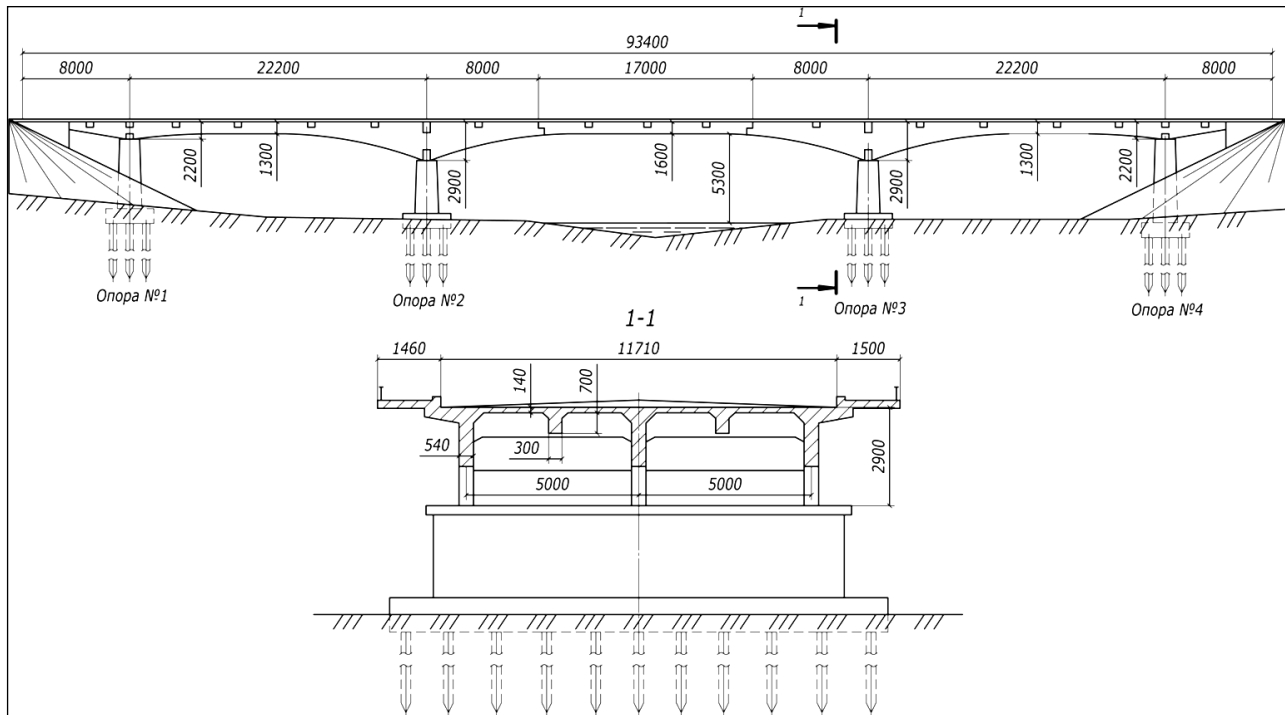


Рисунок 1 – Схема мосту через р. Уди на трасі Київ – Харків по вул. Полтавський шлях

Інтенсивність руху по споруді за даними обстежень – до 1200 автомобілів за годину. Проект мосту через р. Уди був розроблений у 1952 р., рік побудови також 1952. Слід відмітити, що ширина тротуарів за типовим проектом дорівнює 0,75 м. На мосту фактична ширина консольних тротуарів в 2 рази більше, тому що він є міським. На даній споруді були виявлені наскрізні тріщини, з розкриттям до 20 мм, в зонах тротуарних консолей з низової та верхових сторін за всією довжиною мосту. Окремі тріщини перетинають консольну частину плит і наближуються до ребер головних балок. Поблизу тріщин виявлені: ділянки зволоженого бетону, сталактити, сліди вилуговування, відшарування бетону, корозія арматури. Достовірну причину появи таких тріщин встановлювати складно, особливо при відсутності проектної та виконавчої документації. З 1952 р. було лише два обстеження мосту: у 1989 та 2002 р., даних про пересування понаднормативних навантажень по мостовій споруді не виявлено. При обстеженнях 1989 р. саме таких тріщин ще не було виявлено. При обстеженні 2011 р. відмічено, що

можливим є як температурний, так і силовий характер тріщин. Після появи первісних температурних (або силових) тріщин, неминучим стає їх інтенсивний розвиток і розкриття внаслідок порушень ухилів, водовідводу з проїзної частини та тротуарів, руйнування гідроізоляції, сумісної дії води, льоду, солей та температурних перепадів. Крім того, поява таких тріщин та руйнувань є наслідком недоліків конструкції монолітних тротуарів такого типу. В монолітних мостах при бетонуванні тротуарів разом з плитою проїзної частини робоча арматура плити тротуару і плити проїзної частини розташовані у різних рівнях. Вертикальні сітки арматури, що їх поєднують, не створюють жорстких вузлів, і тому у кореня тротуарних консолей розташовані пластичні шарніри. При невеликому постійному та тимчасовому навантаженні мости з таким дефектом нормально експлуатуються, але є випадки обвалення таких тротуарів [1]. Детальні обстеження зони тротуарів показали, що існує ухил назовні стійок перильної огорожі, що може бути ознакою нахилу тротуару. За даними вимірів міцність бетону плити тротуарів берегової консолі 14,5 МПа (В 28), в зонах тріщин: 9-10,5 МПа (В18-В20). Виконано розрахунок плити з урахуванням фактичної міцності бетону та встановлено, що монолітні тротуарні консолі, які складають єдине ціле з консольними частинами плит крайніх балок прогонової будови моста, є найбільш слабким елементом даної споруди і відносяться до експлуатаційного стану 5 – не працездатний. Крім того, ремонт цих елементів з моменту будівництва не виконувався, і їх ресурс вироблений. Збільшити ресурс мосту в цілому можливо, якщо виконати роботи з ремонту (заміни) консолей і усунути дефекти і пошкодження, що внесені до відомості дефектів.

Для оцінки умов роботи та вивчення напружено-деформованого стану тротуарних консолей, руйнація яких є головним чинником зниження залишкового ресурсу мосту, було вирішено створити комп'ютерну модель з використанням пакету "ЛІРА". Обґрунтовано, що можливо буде надалі використовувати таку модель для проведення віртуальних експериментів по завантаженню аналогічних конструкцій різними видами навантаження.

На рисунку 2 зображено фрагмент перетину прогонової будови з застосуванням 3D-моделювання.

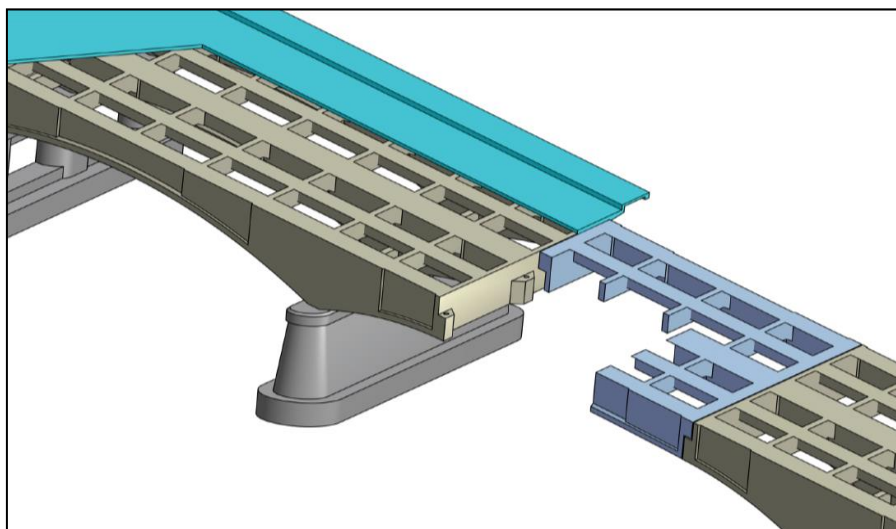


Рисунок 2 – Фрагмент перетину прогонової будови (3D-моделювання)

У програмі "ЛІРА" створено модель прогону та підвіски (з використанням розмірів конструкції моста, що наведені на рис.1, 3), яка наближено імітує роботу тротуарних консолей та плити прольотної будови. При цьому плита задається у вигляді пластин, що опираються на стержні, що відтворюють поздовжні та поперечні балки і працюють з ними як суцільне тіло (рис. 4, 5).

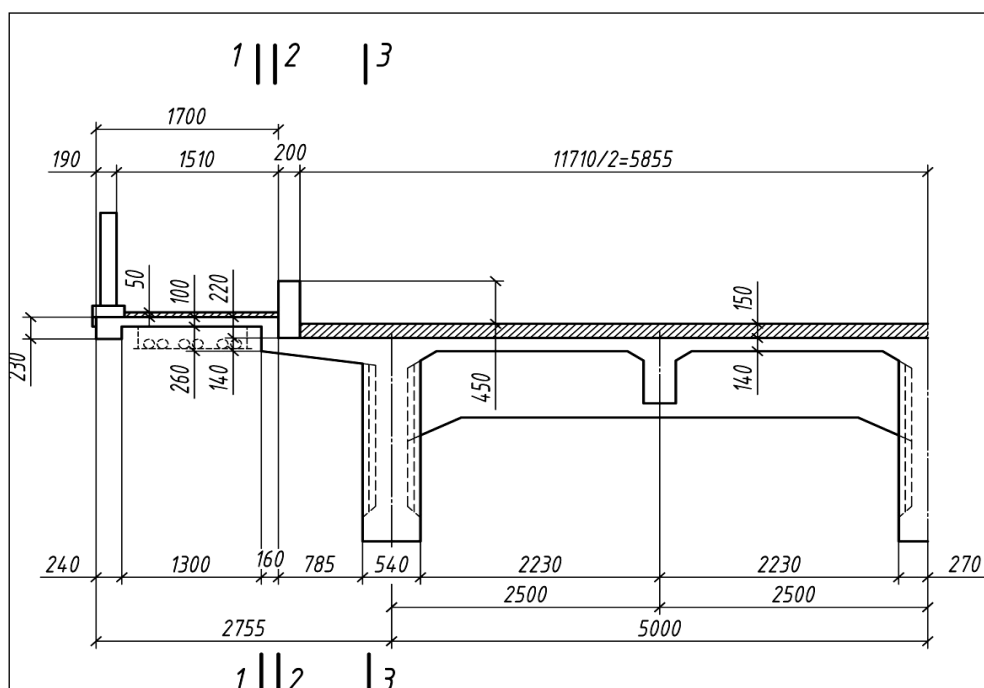


Рисунок 3 – Схема поперечного перерізу та консольного тротуару мосту

Згідно з нормами були використані дві моделі завантаження: модель 1, яка моделює навантаження від рухомого складу за схемою А-15 та Н-10;

модель 2 – за схемою одиничного колісного навантаження НК-100 та НГ-60. Тимчасове навантаження на тротуари мостів прийняте, як вертикальне рівномірно розподілене, при розрахунках з урахуванням інших рухомих навантажень (схем Н-10 та А-15) за відповідними нормативами. $P_{тр1} = 200 \text{ кгс/м}^2$ та $P_{тр2} = 300 \text{ кгс/м}^2$. На рис. 6 показані вибіркові мозаїки зусиль з проведеного за допомогою програми «ЛПРА» розрахунку.

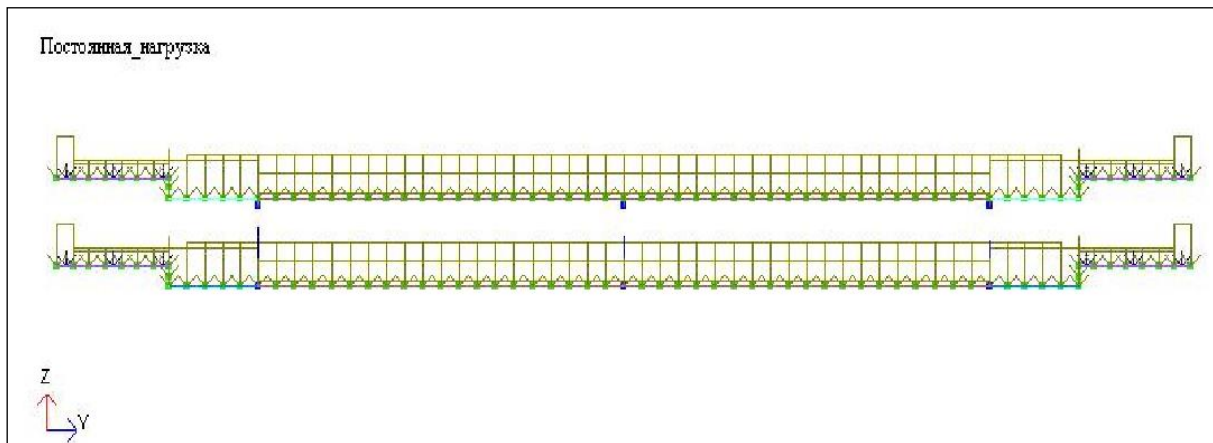


Рисунок 4 – Поперечний переріз моделі прогону та підвіски

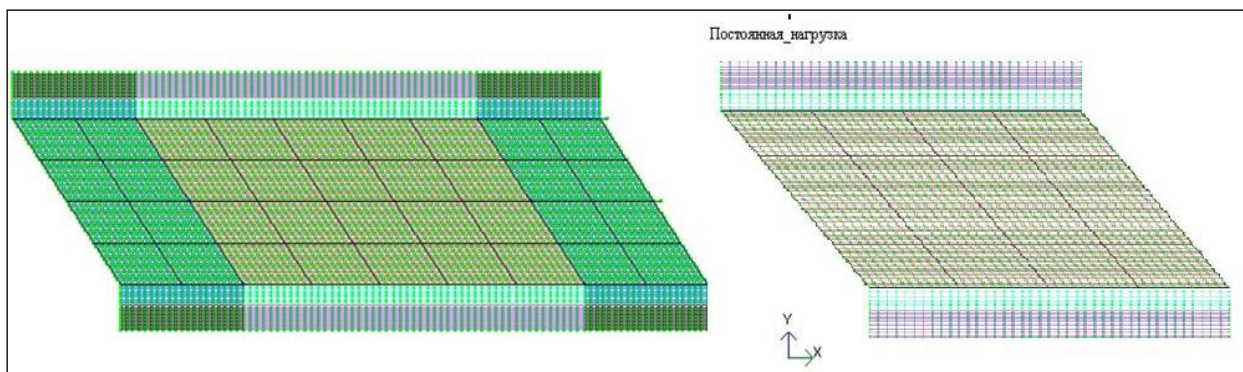


Рисунок 5 – План моделі прогону та підвіски

В табл. 1 наведені результати визначення згинальних моментів у тротуарних консолях мосту.

Результати розрахунків свідчать, що данні сучасні завантаження є несприятливими. Особливо, якщо враховувати знижену міцність бетону та корозію арматури цих ділянок. Аналіз результатів розрахунку перетинів тротуарних консолей також показав, що при завантаженні тротуарів натовпом в розрахункових перетинах можливі перенапруження. Для перевірки адекватності створеної моделі для дослідження роботи монолітних консольних тротуарів були виконані контрольні розрахунки зусиль в окремих точках моделі

за допомогою програми Mathcad. Результати порівняльного розрахунку значень, отриманих за двома програмами, наведені в табл. 2.

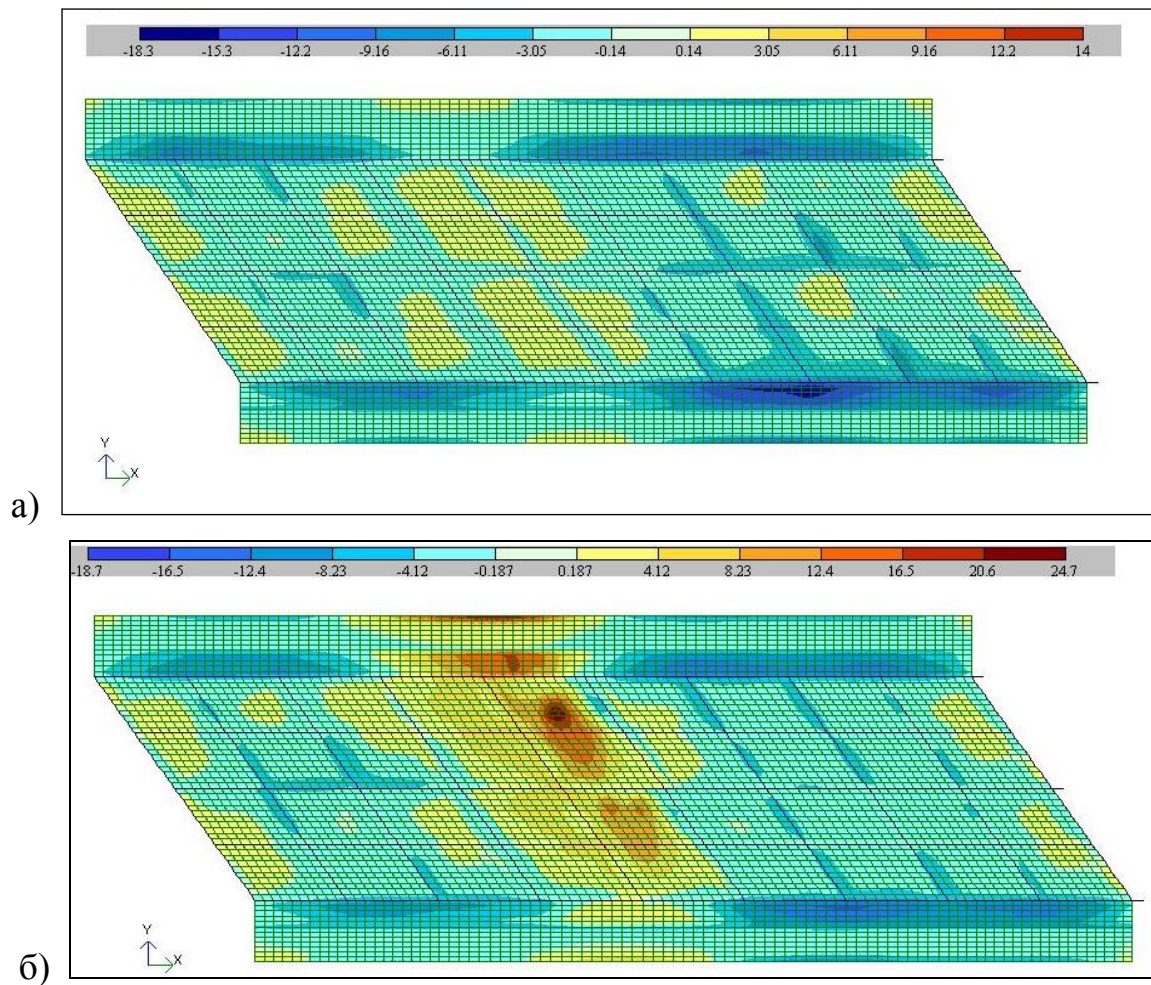


Рисунок 6 – Мозаїка напружень M_x , кНм/м: а) від власної ваги №1; б) від власної ваги №1, натовпу $P_{тр}$ та колісного навантаження А-15

Таблиця 1 – Результати визначення згинальних моментів у тротуарних консолях мосту

Напрямок дії згинального моменту	Розрахунковий перетин	Згинальні моменти у розрахункових перетинах тротуарної консолі, кНм/м						
		Проектне навантаження				Сучасне навантаження		
		постійне	тимчасове (натовп + Н-10)	тимчасове (НГ-60)	граничне	постійне	тимчасове (натовп + А-15)	тимчасове (НК-100)
M_y	1-1	-7,22	-7,51	-7,29	-31,5	-8,6	-10,7	-8,75
	2-2	-15,6	-17,6	-17,1		-16,3	-22	-18,9
	3-3	-31,4	-31,5	-31		-36	-42,5	-41,3
M_x	Оп. 1	-11,4	-13	-10,6	-19,9; +16,6	-12,6	-13,8	-12,3
	Середина прогону	+2,71	+6,5	+16,6		+3,12	+24	+26,2
	Оп. 2	-17,3	-19,9	-16,9		-18,3	-18,7	-17,8

Таблиця 2 – Результати порівняльних розрахунків згинальних моментів M_y

Програма для розрахунку	Напрямок дії згинального моменту	Розрахунковий перетин	Згинальні моменти у розрахункових перетинах тротуарної консолі, кНм/м					
			Проектне навантаження			Сучасне навантаження		
			постійне	тимчасове (навант. + Н-10)	тимчасове (НГ-60)	постійне	тимчасове (навант. + А-15)	тимчасове (НК-100)
Ліра	M_y	1-1	-7,22	-7,51	-7,29	-8,6	-10,7	-8,75
		2-2	-15,6	-17,6	-17,1	-16,3	-22	-18,9
		3-3	-31,4	-31,5	-31	-36	-42,5	-41,3
Mathcad	M_y	1-1	-7,5	-9,4	-7,5	-8,69	-12,1	-8,69
		2-2	-14,75	-15,8	-14,75	-15,9	-21,2	-15,9
		3-3	-30,32	-29,63	-28,2	-34,2	-40,7	-38,1

Дані порівняльних розрахунків показали, що модель, створена в ПК «ЛІРА», може бути застосована для проведення подальших розрахунків напружено-деформованого стану консольних тротуарів монолітних мостів.

Висновки

1. Запропоновані у роботі підходи та алгоритми побудови комп'ютерної моделі у пакеті "ЛІРА" відповідають сформульованим на початку роботи вимогам, модель є адекватною.

2. Отримані за розрахунками дані дозволяють стверджувати, що тротуарні консолі працюють з перевантаженням.

3. Необхідно вжити своєчасних ремонтних та експлуатаційних заходів, для запобігання аварійного обвалення тротуарів; такі заходи водночас підвищать залишковий ресурс споруди.

4. Розглянутий міст має особливу конструкцію тротуарів, які потребують спеціальних заходів при експлуатації та виконанні ремонтних робіт.

5. Отримана модель моста дозволяє використовувати її в розрахунках при проектуванні, будівництві або реконструкції подібних мостів.

Література

1. Рузов А.М. Эксплуатация мостового парка – М.: Академия, 2007. – 175 с.

ПЕШЕХОДНЫЙ МОСТ В г. ТАБОР, ЧЕШСКАЯ РЕСПУБЛИКА

Общая концепция

В 2007 году был построен пешеходный мост в составе проекта модернизации железнодорожного участка Весели над Лужници – Табор, на км80+530 в городе Табор. Необходимо было запроектировать надежную и эстетичную конструкцию с умеренными инвестиционными затратами и минимальными расходами на содержание, а также с максимально простым ходом строительства над действующими железнодорожными путями.

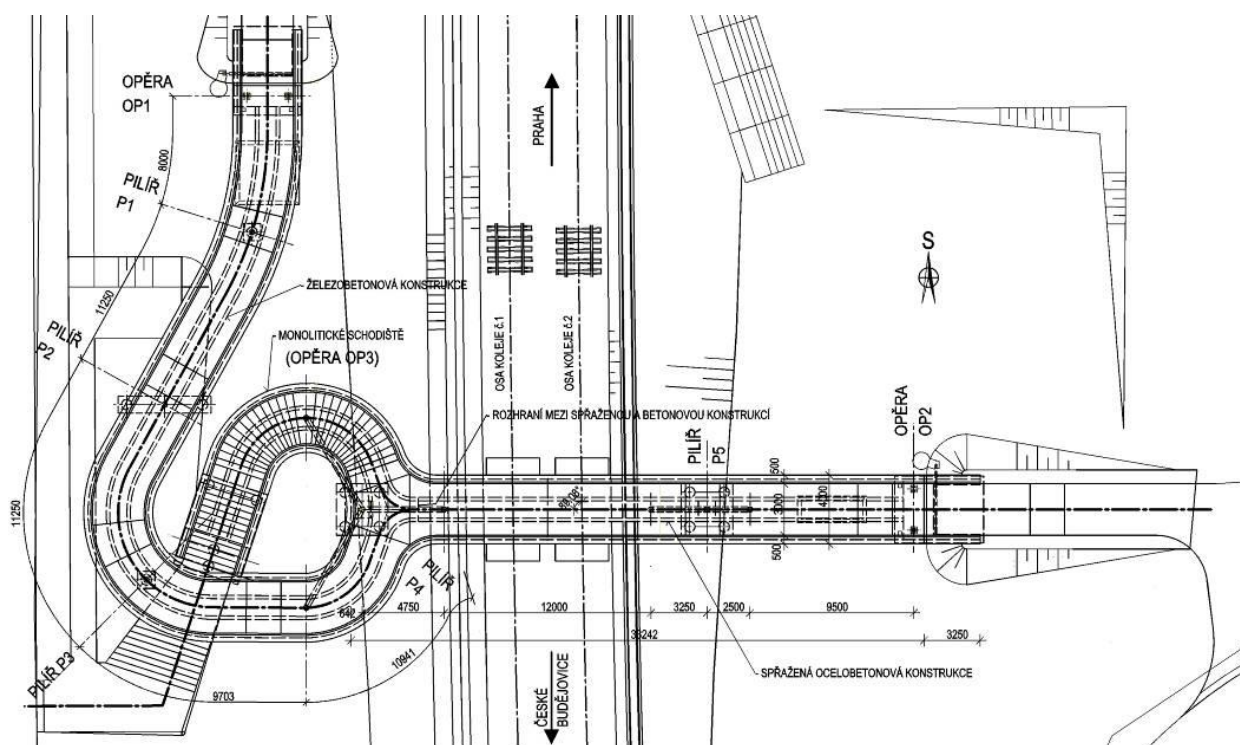


Рисунок 1 – План пешеходного перехода

На правой стороне железнодорожного пути (по ходу пикетажа) пролетное строение моста выведено непосредственно на поверхность земли, которая здесь находится довольно высоко. С левой стороны от пути, где поверхность земли значительно ниже, пешеходный мост имеет лестничный сход и пандус, что соответствует требованиям норм с точки зрения доступности сооружения для маломобильных групп населения. Лестничный сход и пандус устроены так,

чтобы вход на них располагался на минимальной пешеходной удаленности от моста. Прохожая часть на мосту имеет продольный уклон максимум 8,33% с площадками для отдыха длиной 2,0м и уклоном 2,0% с шагом 8,0м. Нижняя поверхность пролетного строения выровнена и имеет общий продольный уклон. В связи с этим, высота поперечного сечения по длине пролетного строения умеренно переменная. Габарит прохода по мосту составляет 3,0м при общей ширине пролетного строения 4,0м. Поперечный уклон двускатный 2,5%.

Конструкция пешеходного моста

Пролетное строение над железнодорожными путями было запроектировано из условия максимально упрощенного хода строительства, поэтому конструкция принята сталежелезобетонной. Металлическая часть пролетного строения коробчатого сечения с трапецевидным очертанием высотой 0,45м, ширина в верхней части 1,44м, по нижнему поясу – 1,04м. Верхний пояс пролетного строения оснащен штыревыми гибкими упорами (анкера Нельсона).

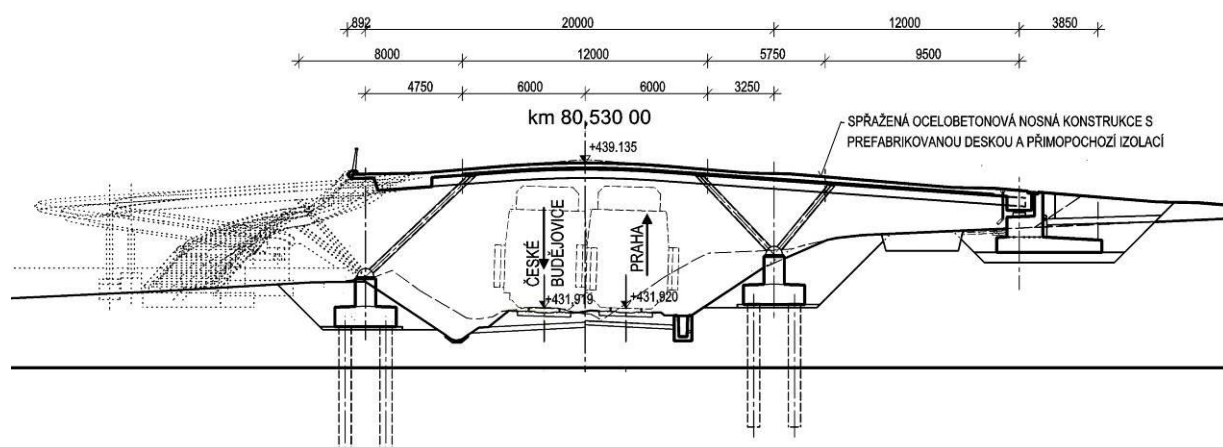


Рисунок 2 – Продольный разрез моста над железнодорожными путями

Железобетонная плита, опять же с точки зрения упрощения строительных работ, состоит из плиты заводского изготовления толщиной 0,1м (запроектирована в форме т. наз. “filigránů”), в нижней части, и монолитного бетона толщиной минимум 0,15м (по оси моста), в верхней части. Общая минимальная толщина объединенной плиты составляет 0,25м, в продольном

направлении моста толщина плиты плавно изменяется под влиянием переменного продольного уклона. Ширина составной плиты составляет 3,5м.

Остальные части пролетного строения – пандус и лестничные сходы – были, принимая во внимание значительную криволинейность, запроектированы из монолитного железобетона. Поперечное сечение Т-образное с высотой 0,7м. Ширина плиты балки – 3,5м, ширина ребра балки вверху – 1,4м, внизу 1,0м.

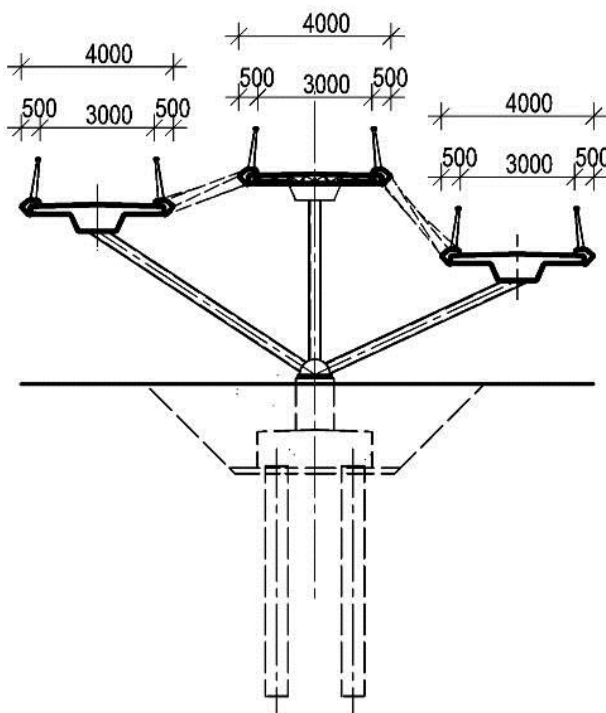


Рисунок 3 – Поперечный разрез моста у опоры Р4

Основное пролетное строение на устоях ОР1 и ОР2 установлено на армированные полимерные опорные части, все промежуточные опоры имеют жесткое соединение с пролетным строением (рамный узел). Устой ОР3 выполнен в виде монолитной железобетонной лестницы. Промежуточные опоры Р1, Р2 и Р3 (под пандус) состоят из одной стальной трубы диаметром 324мм (толщина стенки 12÷20мм), защемленной в блоке фундамента и в железобетонном пролетном строении. Промежуточная опора Р4 состоит из трех стальных трубок Ø324/12, из них первая поддерживает пандус, вторая – лестничный сход, третья – пролетное строение над железнодорожными путями. Все три трубы нижними концами объединены (приварены) с помощью полусферы диаметром 0,8м, которая крепится, в свою очередь, к железобетонному фундаменту.

Промежуточная опора Р5 состоит из двух стальных трубок $\varnothing 324/12$, которые в продольном направлении образуют букву V, в нижней части приварены к полусфере диаметром 0,8м. Так как эта опора не воспринимает усилия кручения в поперечном направлении, пролетное строение на устой ОРЗ заанкерено с помощью двух вертикальных предварительно напряженных стержней. Стержни уложены в каналах, заполненных герметиком и законструированы таким образом, чтобы в случае необходимости их можно было заменить.



Рисунок 4 – Мост в период строительства

Стальная часть основного пролетного строения выполнена из стали S235 J2H, трубы промежуточных опор из стали S355 J2H. Сборные блоки и монолитная часть плиты пролетного строения выполнены из бетона C30/37-XF2. Противокоррозионное покрытие нанесено на внешние поверхности металлоконструкций, внутреннее пространство герметично закрыто сварными швами.

Основание, в большинстве случаев, свайное на буровых сваях диаметром 0,6м. Промежуточные опоры Р1 и Р3 безростверковые на одной свае, опора Р2 имеет свайный ростверк из двух свай по условию пропуска под ним

существующего водовода, опоры Р4 и Р5 запроектирована на 4 сваях. Лестничный сход (устой ОР3) имеет в основании 4 буровых сваи. Устои ОР1 и ОР2 имеют фундаменты на естественном основании.



Рисунок 5 – Пешеходный мост после введения в эксплуатацию

На пешеходном мосту устроены монолитные железобетонные карнизы и металлическое перильное ограждение. Покрытие прогожей части на мосту выполнено на основе эпоксидных смол с посыпкой кварцевым песком, которое одновременно служит и гидроизоляцией. Перед устоями расположены ливнеприемники, сброс воды с которых предусмотрен в дренажные ямы.

Заключение

Генеральным проектантом стройки (модернизация участка железнодорожного участка Veselí nad Lužnicí – Tábor) была проектная фирма **Sudop Praha a.s.**, проектантом мостов на прилегающем участке – фирма **Pontex s.r.o.** Проект пешеходного моста разработал Ing. **Roman Šafář** и коллеги. Мост возводила фирма **Firesta – Fišer, rekonstrukce a stavby a.s.** Пешеходный мост введен в эксплуатацию в 2007 году.

Кот Д.В.

ЕТАПИ СПОРУДЖЕННЯ ТА ОСНОВНІ РОЗРАХУНКОВІ СТАДІЇ ОДНОСКЛЕПИСТОЇ ПІДЗЕМНОЇ СПОРУДИ ДЛЯ МІСЬКОГО ТРАНСПОРТУ

Анотація. Ця стаття описує етапи спорудження та основні розрахункові стадії та схеми односклепистої підземної споруди для міського транспорту.

Ключові слова: будівництво, тунель, оправа.

Аннотация. Эта статья описывает все этапы строительства односводчатого сооружения глубокого заложения и его все расчетные стадии и схемы.

Ключевые слова: строительство, тоннель, обделка.

Annotation. This article describes stages of construction and main design stage of single arched vaulted deep location construction for transport.

Key words: building, tunnel, lining.

Оправа універсальної підземної споруди [1] розраховується на інтегральне вертикальне навантаження від ваги всієї налягаючої товщі порід $2P_b$, під яким розуміється рівнодіюча згаданої ваги, яка збирається з прольоту оправи $2B_r$.

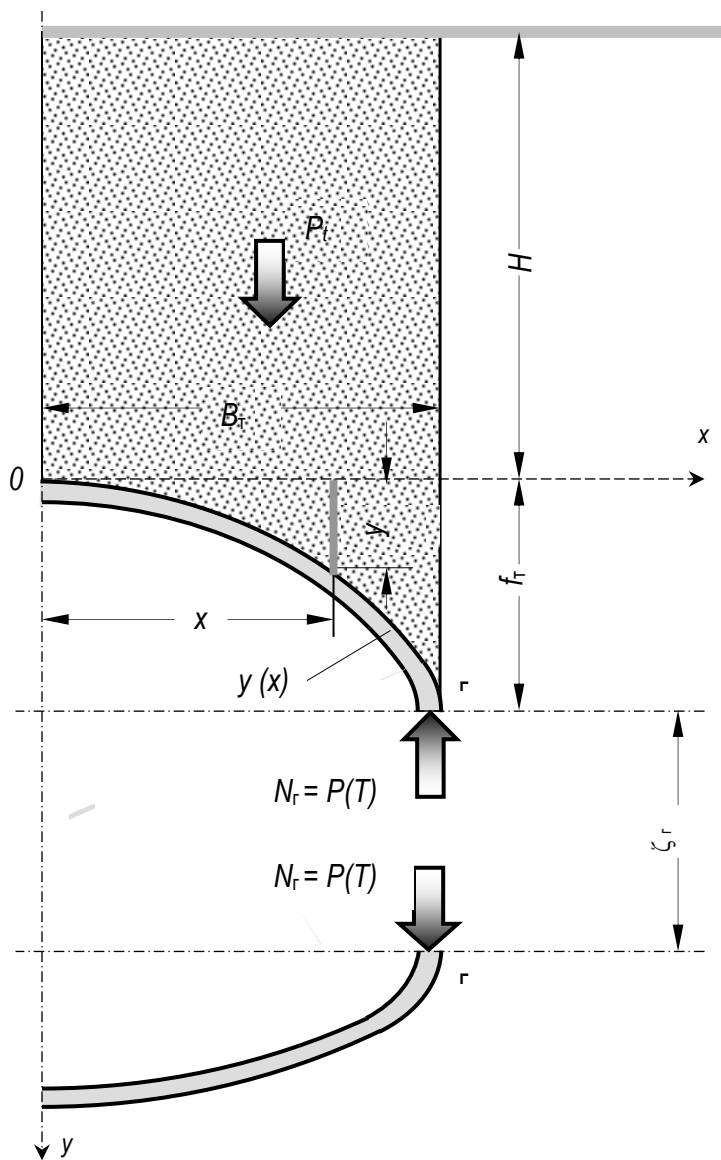
Для оправи з коробовим зовнішнім окресленням (рис. 1) незалежно від її конструктивних особливостей величина P_t знаходиться за формулою:

$$P(T)=n_1P_o\Omega(T), \quad (1)$$

де

$$P_o=b\gamma(HB_r+\int_0^{B_r}y(x)dx), \quad (2)$$

рівняння зовнішнього окреслення верхньої частини оправи.



товщі порід

визначається на підставі положень теорії пружної спадковості через часовий

інтегральний $\mathfrak{E}_\alpha^*$ – оператор з ядром у вигляді дрібноекспоненціальної функції від’ємного порядку (ядро Работнова) [6], який має вигляд:

$$\mathfrak{E}_\alpha^*(-\beta; T) = \int_0^T \mathfrak{E}_\alpha^*(-\beta; T - \tau), \quad (3)$$

де $\alpha \approx 0,7$ – реологічна константа, $\beta = \tau_0^{\alpha-1}$ – реологічна константа, τ_0 – час релаксації (доби) при випробуванні породи на стиск. Константа β залежить від ступеню реологічності породи і для спондилових глин (а також порід, що прилягають до цих глин) знаходиться у межах 0,55...0,68. Для практичних розрахунків підземних споруд Києва в спондилових глинах може використовуватися $\beta = 0,59$.

Вказана функція впливу часу на розвиток навантаження на оправу Ω_t виражається через часовий інтегральний оператор пружної спадковості (3) формулою:

$$\Omega(t) = \beta \int_0^T \mathfrak{E}_\alpha^*(-\beta; T - \tau). \quad (4)$$

З використанням алгебраїчної апроксимації [7] згаданого ядра інтегральному часовому оператору пружної спадковості надається вигляд

$$\mathfrak{E}_\alpha^*(-\beta; T) = 1/\beta \{1 - \exp[(1 - \alpha)^{1-\alpha} \beta T^{1-\alpha}]\}, \quad (5)$$

а для визначення функції впливу часу $\Omega(T)$ при $\alpha = -0,7$ та при $\beta = 0,59$ використовується формула

$$\Omega(T) = 1 - \exp(0,785 T^{0,3}). \quad (6)$$

Прикладання навантаження до оправи виконується по її розрахунковим стадіям, які відповідають окремим технологічним етапам будівництва і

експлуатації підземної споруди та часовим рамкам виконання цих етапів. Стосовно багат шарнірних оправ односклепистих підземних споруд можна визначити такі стадії спорудження та розрахунку [9].

Стадія 0. Стадія 0 (рис. 2) не розрахункова. На цій стадії споруджуються два пілоттунелі. Існує два варіанти спорудження цих тунелів. Перший – спорудження ведеться за допомогою звичайної обтисненої в породу оправ, яка потім перебирається, інший – ведеться додатково доробка породи під монтаж 3-х стінових та опорного блоків, які стануть вже постійною оправою станційної споруди. Також на цьому етапі спорудження ведеться влаштування буронабивних паль та поздовжньої монолітної балки в опорних блоках.

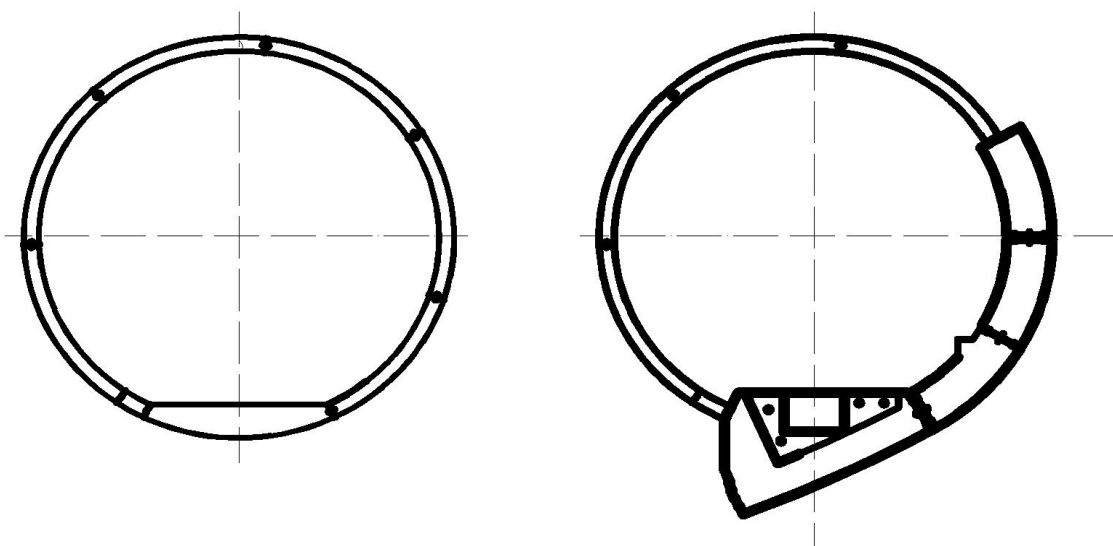


Рисунок 2 – Два варіанти пілоттунелю

Стадія 1. Стадія попереднього обтиснення верхнього склепіння (рис. 3). У цій стадії здійснюється обтиснення змонтованого верхнього склепіння у його шелизі контрольованим зусиллям попереднього обтиснення N_k , яке за допомогою розпирного устрою прикладається у вигляді поздовжньої сили. На момент обтиснення ($T = 0$) в змонтованій частині оправ, яка складається з верхнього склепіння, бокових стін та опорних лоткових блоків, діють зусилля від згаданого обтиснення, а також досить незначні зусилля від її власної ваги. Практика показала, що доцільна величина контрольованого зусилля обтиснення кільця верхнього склепіння оправ N_k складає біля половини значення P_0 .

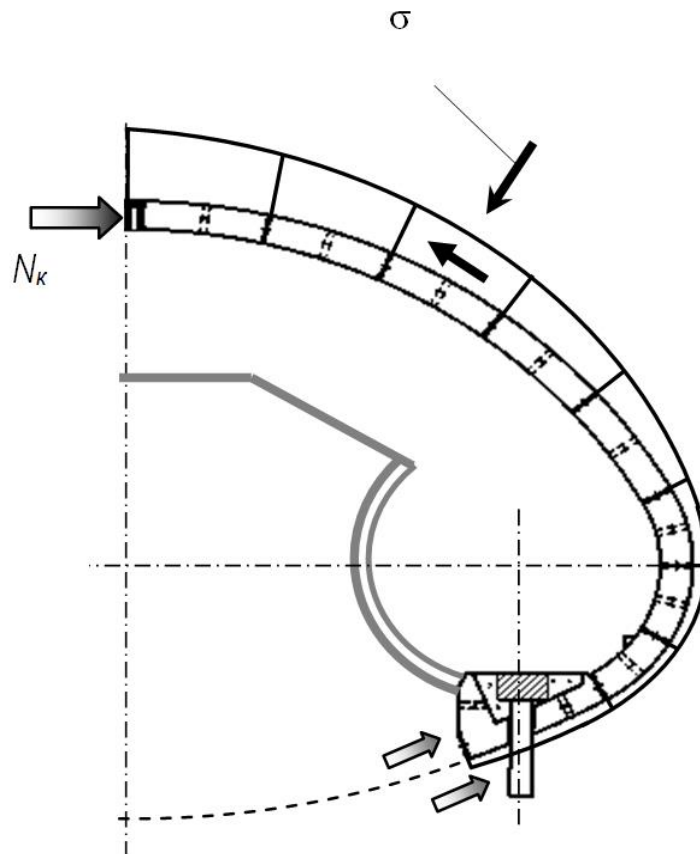


Рисунок 3 – Стадія попереднього обтиснення верхнього склепіння

Стадія 2. Стадія завершення розробки породного ядра (рис. 4). Початком цієї стадії слід вважати час $T = 0$. Незамкнута оправа споруди складається з тих саме елементів, що і в попередній стадії. Тривалість стадії 2 визначається часом T_2 , необхідним для розробки породного ядра на всій довжині споруди або на її значній частині (в залежності від прийнятої технології), а інтегральне навантаження на кінець стадії при $T = T_2$ знаходиться через функцію впливу часу $\Omega(T_2)$. Зрозуміло, що при необхідності інтегральне навантаження на оправу у цій стадії може бути визначено для будь-якого довільного часу в інтервалі від 0 до t_2 . Тут слід зауважити, що наявність породного ядра, яке своєю вагою обтискує породу у лотковій частині споруди, покращує умови роботи опорного лоткового блоку і всієї змонтованої частини оправи, а тому за кінцевий час згаданої стадії вважається саме час завершення робіт з розробки згаданого породного ядра, коли вказаного позитивного обтиснення породи лоткової частини вже не відбувається.

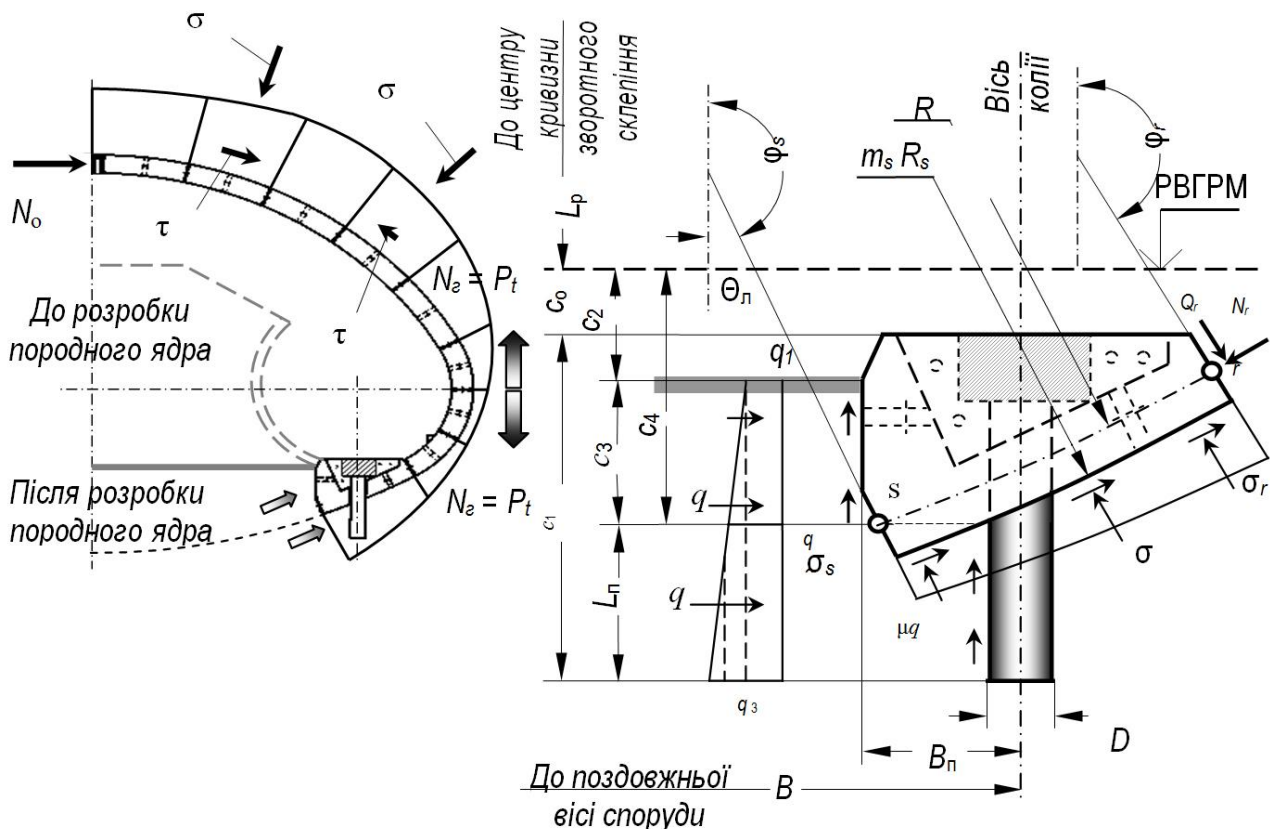


Рисунок 4 – Стадія завершення розробки породного ядра (стадія 2)

Стадія 3. Ця стадія потребує особливої уваги – стадія розробки лоткової частини породи, коли унеможливується спирання на породу внутрішніх граней опорних лоткових блоків (рис. 5). На відміну від породного ядра розробка породи у лотковій частині споруди виконується окремими невеликими заходками на одне або два кільця оправи (0,75...1,5 м) з невідкладним монтажем блоків зворотного склепіння та замиканням оправи. При цьому на таких окремих заходках, де розроблена порода лотка, але ще не змонтоване зворотне склепіння, утворюються т.зв. “вісячі” кільця оправи. Стійкість зазначених кілець забезпечується за рахунок сил тертя по зовнішньому контуру наявних блоків оправи, анкерних буронабивних паль, вбудованих в опорні лоткові блоки, і поздовжніх в’язей – монолітних залізобетонних балок, влаштованих в згадані блоки, та болтів, які встановлюються в їхніх кільцевих бортах (рис. 5). При визначенні зусиль у таких кільцях в розрахунок вводиться інтегральне навантаження P_3 , яке відповідає функції впливу часу $\Omega(T_3)$, де T_3 – час розробки породи в лотковій

частині у межах конкретної заходки. Зрозуміло, що частина навантаження з “вісячого” кільця перерозподіляється на кільця оправи сусідніх заходок, які у технологічному потоці розташовані попереду та позаду і працюють відповідно у стадіях 2 та 4.

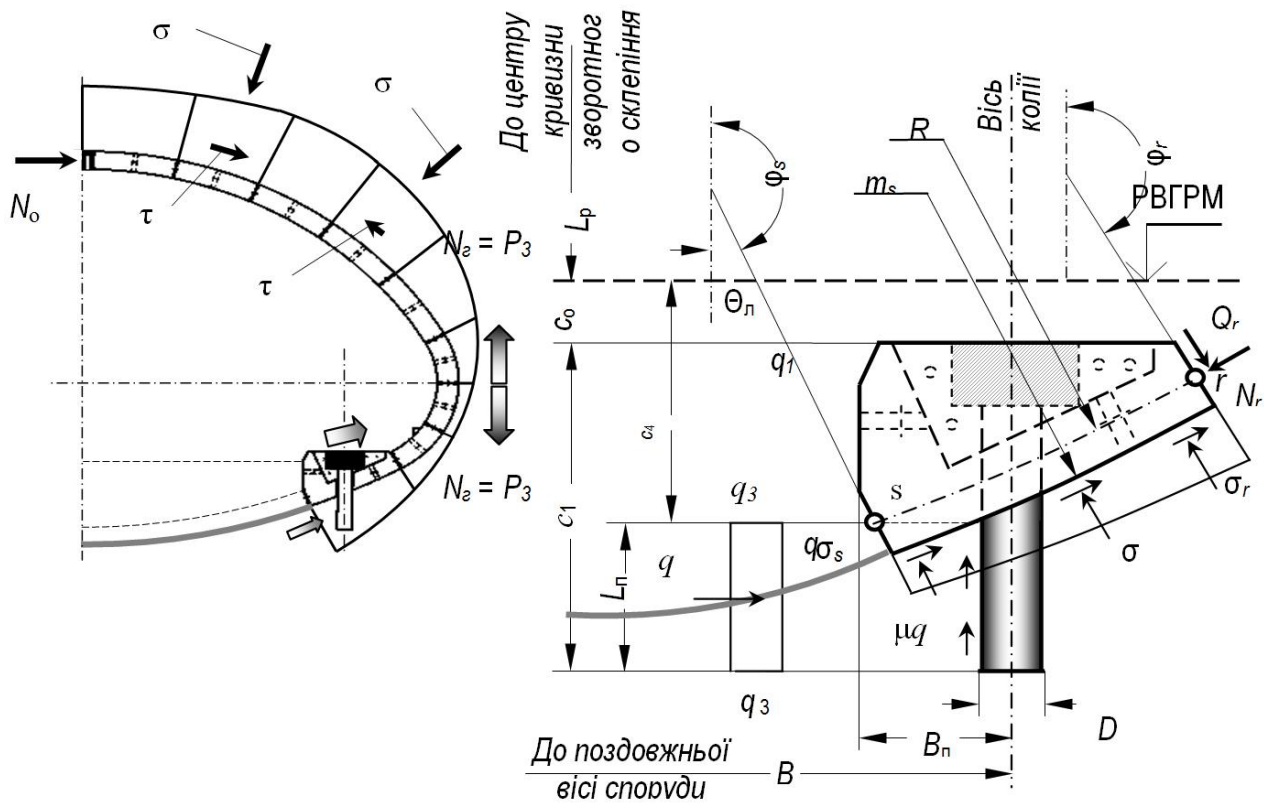


Рисунок 5 – Стадія розробки лоткової частини породи (стадія 3)

Стадія 4. Вона настає після розробки лоткової частини породи, монтажу та попереднього обтиснення зворотного склепіння, тобто, після замикання оправи (рис. 6). Величина інтегрального навантаження на оправу у цій стадії P_3 визначається через функцію $\Omega(T_4)$, в якій під T_4 слід розуміти будь-який час в інтервалі від T_3 до ∞ . Очевидно, що через відповідність кінця стадії 4 умовам експлуатації готової оправи за розрахункове інтегральне навантаження слід приймати його максимальне значення при часі T , який дорівнює термінам служби споруди або $T \rightarrow \infty$. Доцільніше і зручніше призначати $P_{\text{розр}}$, яке визначається через $\Omega(\infty)$ і дорівнює P_0 . Що стосується контрольованого зусилля попереднього обтиснення зворотного склепіння, то, як підказує практичний досвід спорудження багатошарнірних односклепистих підземних споруд, воно

застосовується тільки для найскорішого включення в роботу зворотного склепіння і може призначатися від 0,15 до 0,25 величини P_0 .

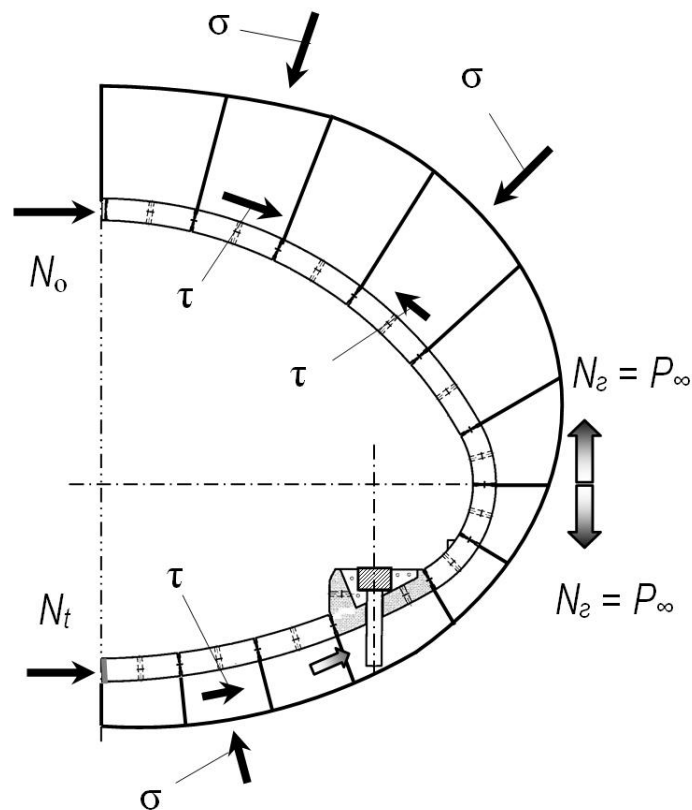


Рисунок 6 – Стадія роботи замкнутої конструкції (стадія 4)

При розрахунку на інтегральне навантаження оправи односклепистої багат шарнірної універсальної споруди у всіх стадіях конструкція розглядається як система брусів (у загальному випадку кривих) на пружній породній основі. Через значну згинальну жорсткість відносно коротких блоків оправи, остання працює як багат шарнірний ланцюг, і всі переміщення носять кінематичний характер та здійснюються в основному за рахунок взаємного повороту у стиках та переміщень окремих блоків, які можуть вважатися жорсткими дисками.

До складу верхнього півсклепіння входить n блоків, кожна бокова стіна оправи складається з $r - n + 1$ блоків, опорний лотковий блок має номер $r + 1$ (або s), зворотне півсклепіння складається з $t - s$ лоткових блоків. Шарніри (стики блоків) нумеруються у напрямку від шелиги склепіння до лотка. Кожен блок має номер свого правого (старшого) шарніру. Без суттєвої втрати точності

короткі розпирні блоки BK у верхньому та зворотному склепіннях оправи замінені шарнірами (відповідно 0 та t). Таким чином, блоки верхнього півсклепіння мають номери 1, 2 ... n , блоки бокової стіни – $n+1$, $n+2$, ... , r , блоки зворотного півсклепіння – $s+1$, $s+2$, ..., t .

У межах довільного жорсткого i -го блоку оправи (з початковим шарніром $i-1$, а з кінцевим – i), зовнішня поверхня якого окреслена за дугою кола нормальна складова контактних напружень σ_ψ розподіляється за законом [8]:

$$\sigma_\psi = (1/\sin \psi_i) * [\sigma_i \sin \psi + \sigma_{i-1} \sin (\psi_i - \psi)], \quad (7)$$

де ψ_i – центральний кут охоплення i -го блоку, σ_i – значення нормальної складової контактних напружень на рівні i -го шарніру, σ_{i-1} – значення нормальної складової контактних напружень на рівні шарніру $i - 1$, ψ – поточна кутова координата у межах i -го блоку, яка відраховується від шарніру $i-1$. Дотична складова контактних напружень τ пов'язана з виникненням сил тертя і виражається через значення нормальної складовою σ за допомогою співвідношення:

$$\tau = \pm \mu \sigma, \quad (8)$$

де μ – коефіцієнт тертя між породним контуром виробки та зовнішньою поверхнею оправи. Знак перед μ у правій частині (8) залежить від напрямку взаємного дотичного зміщення оправи і породи по контактному контуру. Вважається, що поверхня виробки є пружною основою з властивостями, описаними гіпотезою місцевих деформацій (гіпотезою Фусса-Вінклера), а тому нормальні складові переміщень та контактних напружень пов'язуються:

$$W = \frac{\sigma}{k_o}, \quad (9)$$

де k_o – коефіцієнт пружного стиску породної основи.

Значення внутрішніх зусиль у довільному поперечному перерізі i -го блоку з кутовою координатою ψ при розподілі нормальних контактних напружень за (7) визначаються формулами [8]:

$$\begin{aligned} Q_{\psi} &= N_{i-1} \sin \psi + Q_{i-1} \cos \psi - m_i R_i \sigma_{i-1} (e_{\psi} - \{\cos \psi / \sin \psi\} d_{\psi}) - \{m_i R_i / \sin \psi\} \sigma_i d_{\psi}, \\ N_{\psi} &= N_{i-1} \cos \psi - Q_{i-1} \sin \psi + m_i R_i \sigma_{i-1} (a_{\psi} + \{\cos \psi / \sin \psi\} \psi b_{\psi}) - \{m_i R_i / \sin \psi\} b_{\psi}, \end{aligned} \quad (10)$$

$$M_{\psi} = N_{i-1} R_i (1 - \cos \psi) + Q_{i-1} R_i \sin \psi - m_i R_i^2 \sigma_{i-1} [a_{\psi} + m_i e_{\psi} + \{\cos \psi / \sin \psi\} (b_{\psi} - m_i f_{\psi})] + \{m_i R_i / \sin \psi\} \sigma_i (b_{\psi} - m_i f_{\psi}).$$

В формулах (10):

N_{i-1} та Q_{i-1} – значення відповідно поздовжньої та поперечної сили у початковому шарнірі $i-1$ блоку i , σ_{i-1} та σ_i – значення нормальних контактних напружень відповідно у точках $i-1$ та i , ψ_i – центральний кут охоплення i -го блоку, R_i – осьовий радіус кривизни i -го блоку, m_i – відношення зовнішнього радіусу кривизни i -го блоку до осьового,

$$\begin{aligned} a_{\psi} &= \frac{1}{2} [\psi (\sin \psi - \mu \cos \psi - \mu \sin \psi)], \quad b_{\psi} = \frac{1}{2} [\psi (\cos \psi + \mu \sin \psi) - \sin \psi], \\ c_{\psi} &= \frac{1}{2} [\psi (\cos \psi + \mu \sin \psi) + \sin \psi], \quad d_{\psi} = \frac{1}{2} [\psi (\sin \psi - \mu \cos \psi) + \mu \sin \psi], \\ e_{\psi} &= \mu \sin \psi, \quad f_{\psi} = \mu (1 - \cos \psi). \end{aligned} \quad (11)$$

В (11) додатне значення коефіцієнту тертя зовнішньої поверхні блоку по поверхні виробки μ відповідає спрямуванню дотичних контактних напружень τ від лотка оправи до шелиги її верхнього склепіння. У протилежному випадку значення коефіцієнту μ у всі залежності (10) повинно входити зі знаком “мінус”.

На заключних етапах розрахунків оправи універсальної підземної споруди станційного комплексу метрополітену на підставі положень [4] виконується перевірка несучої спроможності її елементів.

Література

1. Науково-технічний збірник «Автомобільні дороги і дорожнє будівництво» Вип. 81, Київ, НТУ, 2011.
2. ГОСТ 23961–80. Метрополитены. Габариты приближения строений, оборудования и подвижного состава.— М.: Издательство стандартов, 1980.
3. ДБН В.2.3-7-2003. Державні будівельні норми України. Споруди транспорту. Метрополітени/Держбуд України. — К.: Держбуд України, 2003.
4. Глава СНиП 2.03.01–84. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
5. Рекомендации по проектированию и строительству односводчатых станций в плотных устойчивых глинах типа протерозойских. ЦНИИС, М.: 1979.
6. Работнов Ю.Н. Механика деформируемого твердого тела. — М.: Наука, 1979.
7. Глушко В.Т., Долинина Н.Н., Розовский М.И. Устойчивость горных выработок. — К.: Наукова думка, 1973.
8. Айвазов Ю.М. Розрахунок тунельної оправи за умовами рівноваги її елементів. Зб. «Автомоб. Дороги і дор. Будівництво». Вип. VI. К.: Будівельник, 1970.
9. Айвазов Ю.М. Расчет тоннельных обделок, обжатых в породу. — К.: КАДИ, 1978.
10. Методические рекомендации по статическому расчету односводчатых станций глубокого заложения. ЦНИИС, М.: 1979.

Лантух-Лященко А.І., д-р техн. наук

ЄВРОКОД – НОВИЙ ПІДХІД В ПРОЕКТУВАННІ МОСТІВ

Анотація. Стаття присвячена огляду Єврокоду та аспектам його впровадження в Україні.

Ключові слова: Єврокод, нормативна база проектування, надійність, довговічність.

Аннотация. Статья посвящена обзору Еврокода и аспектам его внедрения в Украине.

Ключевые слова: Еврокод, нормативная база проектирования, надежность, долговечность.

Annotation. The article presents overview of the Eurocode and some aspect of implementation.

Key words: Eurocode, regulatory design framework, reliability, durability.

Проблема. Цією публікацією автор хотів би привернути увагу науковців і проєктантів будівельної галузі України до процесу неминучого переходу в проєктуванні за спільними нормами Європейського Союзу – так званого Єврокоду.

Чому Єврокод? Мотивів є декілька. По-перше, впровадження європейських нормативних документів на проєктування об'єктів будівництва є одним із складових елементів української державної політики інтеграції з Євросоюзом [1]. На державному рівні прийнято закони і постанови про наближення законодавчої бази України до європейської. Чітко сформульована державна концепція адаптації національної нормативної бази до нормативів ЄС, її інтегрування у європейський нормативно-правовий простір технічного регулювання у будівництві [2], [3].

По-друге, сьогодні експертами всього світу визнається, що Єврокод є новітньою, найбільш досконалою базою нормативного регулювання в

будівництві. І дійсно, протягом 30 років в розробці, введенні та науковому супроводі приймають активну участь видатні фахівці більшості країн Європи. Завдяки цьому Єврокод адсорбував сучасні наукові досягнення в теорії споруд, механіці ґрунтів, механіці і фізиці будівельних матеріалів.

По-третє, Єврокод – це перша в світі система проектування, в основу концепції якої, покладено принцип *керованої* надійності і довговічності. Безумовно, до цього всі системи проектування, мали за центральну мету гарантувати безпеку споруди, проте тільки за Єврокодом проектанту було надано *апарат керування надійністю*, а відтак і довговічністю об'єкта будівництва.

Мотивацію актуальності впровадження в Україні Єврокодів можна було би продовжити, проте викладено, мабуть достатньо, щоби бачити важливість і необхідність гармонізації нормативної бази України з нормативною базою ЄС.

В рамках вдосконалення національної нормативної бази будівництва останні роки знаменуються рішучими кроками з впровадження Єврокодів в проектування споруд. Так, починаючи з липня 2013 р., Законом України «Про будівельні норми» [1] встановлюється період одночасної дії національних будівельних норм та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами ЄС, тобто Єврокодів. Порядок застосування зазначених норм визначається постановою Кабінету Міністрів України від 23.05.2011 № 547 [2] та національним нормативним документом ДБН А.1.1-94:2010 [4]. Це означає що в країні існуватиме дві паралельні системи проектування об'єктів будівництва. Як довго – прогнозувати сьогодні неможливо.

План впровадження Єврокодів в Україні, як і у всіх країнах ЄС, має дві глобальні складові: підготовка гармонізованих стандартів і заходи стосовно інформування та освіти спеціалістів і студентів за новою системою нормативного регулювання в будівництві.

Гармонізація (термін з глосарію Єврокодів) – це є заходи подальшого розвитку Єврокодів, які складаються з ідентичного перекладу стандартів на національну мову, доповнення їх параметрами національного рівня та погодженими технічними специфікаціями. Україна сьогодні пройшла вже значну частину цього шляху – підготовлено українською мовою ідентичні переклади всіх 58 документів Єврокоду, розпочато роботу з підготовки, так званих, Національних додатків (НД), що містять параметри відкриті для

національного вибору, розроблено велику кількість погоджених специфікацій. За планами Мінрегіону України гармонізація більшості стандартів Єврокоду має бути закінчена до 1.07.2013 року.

Що стосується освітянських заходів стосовно Єврокодів, то ця робота в Україні тільки починається. Програмами ЕС на період співіснування двох гілок нормативного регулювання в будівництві передбачаються такі заходи:

- інформування і надання спеціалістам повних знань про Єврокоди;
- надання можливості спеціалістам постійного професійного розвитку і навчання;
- заохочення укладання підручників, настанов з проектування, програмного забезпечення тощо для сприяння впровадженню Єврокодів;
- заохочення університетів і технічних коледжів до викладання проектування будівель і споруд за Єврокодами.

Все це вельми коштовні заходи, проте більшість країн Європи вважають такі витрати виправданими в силу значного очікуваного економічного ефекту. (Так, наприклад, вартість перепідготовки в Голландії 6 тис. інженерів-проектувальників сягнула близько 10 млн. євро.)

Впровадження Єврокодів у жодній країні не здійснюється примусово. Широко прийняті засоби заохочення замовника та проектувальників застосовувати Єврокод. Наприклад, при проведенні міжнародних тендерів на проектування у ЄС усталено висувається вимога застосування Єврокодів, надається перевага проектам за Єврокодами при укладанні угод, що фінансуються за державні або муніципальні кошти.

Цілі і статус Єврокодів. Головна мета Єврокодів декларується як документ регулювання в будівництві країн ЄС (наприклад в [5]), що застосовується в таких цілях:

- як засіб довести відповідність будівель і споруд основним вимогам Директиви Ради 89/106/ЕЕС, зокрема основній вимозі N°1- Механічна стійкість та стійкість і основній вимозі N°2 – Пожежна безпека;
- як основа для укладання контрактів для будівель і споруд та пов'язаних з ними інженерних послуг;
- як основа для складання узгоджених технічних специфікацій для будівельних виробів (ENs та ETAs).

Призначенням Єврокодів, за словами керівників Технічного комітету CEN/TC250 [6], є досягнення таких потенційних переваг:

- забезпечення взаєморозуміння при проектуванні споруд між замовниками, експлуатаційними службами, проектантами, будівельниками і постачальниками будівельних матеріалів;
- забезпечення єдиних критеріїв і методів при розробці конкретних вимог з механічної міцності, стійкості, вогнетривкості, довговічності та економічності;
- сприяння ринку і застосуванню будівельних компонентів країнах ЄС;
- бути загальною основою для досліджень і дослідних розробок, що має привести до значного зниження витрат на дослідження;
- надання можливості розробки універсальних засобів проектування та відповідного програмного забезпечення;
- сприяння європейським фірмам і підприємцям будівельної галузі, проектантам та постачальникам будівельних матеріалів підвищенню їх конкурентоспроможності.

Склад і структура нормативної бази ЄС. Нормативна база регулювання в будівництві ЄС продумано структурована, має кілька рівнів ієрархії. На найвищому рівні знаходилася донедавна Директива Ради ЄС 89/106/ЕЕС щодо зближення законів, підзаконних актів та адміністративних положень держав-членів ЄС стосовно будівельних матеріалів. (З початку 2013 року Директиву замінено на Регламент ЄС № 305/2011 Європейського Парламенту і Ради). Цими документами встановлено загальні підходи до технічного регулювання в галузі будівництва на всій території ЄС. Передбачається, що рівень потрібної безпеки будівельних об'єктів на території тієї чи іншої держави є виключною прерогативою цієї держави. Установлено, що вимоги до забудови територій та об'єктів будівництва приймаються на національному рівні.

Тлумачні та керівні документи до Директиви уточнюють її положення і підкреслюють її специфічність у порівнянні з іншими директивами.

Сьогодні у ЄС налічується близько 500 стандартів, які забезпечують відповідність вимогам Директиви, крім того у галузі будівництва діє біля 2500 інших стандартів (категорії B та B_h), що так чи інакше пов'язані з виконанням Директиви. Ці складові є невід'ємними частинами технічного регулювання у комплексній сфері будівництва та промисловості будівельних матеріалів.

Структура європейської системи технічного регулювання у будівництві наведена на рис. 1.



Рисунок 1 – Структура Європейської системи нормування у будівництві

Єврокоди стосуються виключно проектування будівельних конструкцій. Цим пакетом стандартів охоплюються основні будівельні конструктивні матеріали (бетон, сталь, деревина, камінь/цегла й алюміній), всі сфери проектування конструкцій (навантаження, механічна міцність та стійкість, захист від пожежі, сейсміка тощо).

Сама система Єврокод також чітко структурована: складається з 10 Європейських стандартів (EN 1990, EN 1991, ..., EN 1999) для проектування конструкцій, а кожний стандарт, в свою чергу, складається з декількох частин (загалом є 58 частин), котрі присвячені конкретним технічним аспектам, наприклад «Дії на конструкції», «Проектування сталезалізобетонних елементів мостів» і т.п. Стандарти Єврокоду верхнього рівня та гармонізовані національні стандарти представлені в табл. 1.

Проектування мостів за Єврокодом регламентується, окрім загального для всіх конструкцій стандарту EN 1990 Eurocode: Basis of Structural Design (Основи проектування конструкцій), п'ятьма стандартами другого рівня (табл. 2). Цими стандартами охоплюються всі типи мостів. Проектування фундаментів

виконується за стандартом першого рівня EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design (Геотехнічне проектування).

Таблиця 1 – Стандарти Єврокоду верхнього рівня

Оригінальний документ	Український гармонізований документ
EN 1990 Eurocode: Basis of Structural Design	ДСТУ-Н Б EN 1990 Єврокод: Основи проектування конструкцій
EN 1991 Eurocode 1: Actions on structures	ДСТУ-Н Б EN 1991 Єврокод 1: Дії на конструкції
EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures	ДСТУ-Н Б EN 1992 Єврокод 2: Проектування бетонних конструкцій
EN 1993 Eurocode 3: Design of steel structures	ДСТУ-Н Б EN 1993 Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій
EN 1994 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures	ДСТУ-Н Б EN 1994 Єврокод 4: Проектування сталезалізобетонних конструкцій
EN 1995 Eurocode 5: Design of timber structures	ДСТУ-Н Б EN 1995 Єврокод 5: Проектування дерев'яних конструкцій
EN 1996 Eurocode 6: Design of masonry structures	ДСТУ-Н Б EN 1996 Єврокод 6: Проектування конструкцій кам'яної кладки
EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design	ДСТУ-Н Б EN 1997 Єврокод 7: Геотехнічне проектування
EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance	ДСТУ-Н Б EN 1998 Єврокод 8: Проектування конструкцій при сейсмічному навантаженні
EN 1999 Eurocode 9: Design of aluminum structures	ДСТУ-Н Б EN 1999 Єврокод 9: Проектування алюмінієвих конструкцій

Таблиця 2 – Стандарти Єврокоду другого рівня – мости

Оригінальний документ	Український гармонізований документ
EN 1991-2:2003 Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges	ДСТУ-Н Б EN 1991-2:2010 «Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 2. Рухомі навантаження на мости (EN 1991-2:2003, IDT)»
EN 1992-2:2005 Eurocode 2: Design of concrete structures – Concrete bridges – Design and detailing rules	ДСТУ-Н Б EN 1992-2:2012 «Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 2. Залізобетонні мости. Правила проектування (EN1992-2:2005, IDT)»
EN 1993-2:2006 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 2: Steel Bridges	ДСТУ-Н Б EN 1993-2:2012 «Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 2. Сталеві мости (EN 1993-2:2006, IDT)»
EN 1994-2:2005 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 2: Bridges	ДСТУ-Н Б EN 1994-2:2012 «Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 2. Загальні правила і правила для мостів (EN 1994-2:2005, IDT)»
EN 1995-2:2004 Eurocode 5: Design of timber structures – Part 2: Bridges	ДСТУ-Н Б EN 1995-2:2012 «Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 2. Мости (EN 1995-2:2004, IDT)»

Концепція надійності в Єврокодi. В одному із перших пунктів стандарту [7] декларується наступне: «EN 1990 дає керівні вказівки щодо аспектів надійності, які відносяться до безпеки, експлуатаційної придатності та довговічності»

В ідейних засадах визначення надійності споруди за Єврокодом немає революційних звершень. Це фундаментальні принципи пов'язані для нас із прізвищами В.В. Болотіна [13] та А.Р. Ржаницина [14]. Однак на відміну від всіх норм, котрі застосовувалися раніше і мали “приховану” надійність, про рівень якої ми тільки здогадуємося, Єврокоди мають апарат “керованої” надійності. Це означає, що рівень надійності споруди перевіряється проектантом за допомогою кількісного показника і може змінюватись на вимогу замовника чи іншого компетентного органу. В цій концепції безумовна принципова новизна європейської системи нормативного регулювання в будівництві.

Проте, в Єврокодах ми не вбачаємо ніякої абсолютизації кількісного показника надійності. Поряд із своїм основним призначенням – характеризувати рівень безпеки споруди, він має іншу функцію – служити інструментом оптимізації якості проекту. Так в [7], знаходимо: “Слід наголосити, що значення параметру надійності є формальним чи уявним показником ймовірності руйнування. Він використовується скоріше, як засіб для розвитку послідовних проектних правил, ніж для опису частоти руйнування конструкції”.

Поняття надійності споруди трактується як ймовірність того, що буде перевищеним граничний стан:

$$P_f = P(F > F_d), \quad (1)$$

де F_d – резерв узагальненої опірності споруди в граничному стані:

$$F_d = R - Q, F_d > 0, \quad (2)$$

де R – узагальнена опірність споруди; Q – узагальнене навантаження.

Наведене класичне формулювання надійності є загальновизнаним.

Єврокод рекомендує скористатися для визначення проектної надійності одним з трьох методів:

- за допомогою коефіцієнтів надійності, визначених на основі історичного досвіду і гіпотез математичної статистики. Ці методи названі “Рівень I”;
- застосуванням методики “FORM”, заснованої на класичних засадах теорії ймовірностей і надійності – “Рівень II”;
- застосуванням новітніх точних рішень теорії надійності – “Рівень III”.

Застосування методики рівня 1 не потребує від проектанта виконання будь-яких ймовірнісних розрахунків. Розрахунки мають вигляд детермінованих, а всі необхідні обчислення в рамках теорії ймовірностей і математичної статистики, у цьому випадку, виконані укладачами норм. Вимоги надійності формуються як виконання нерівності:

$$E(F_k, \gamma_k) \leq R(a_k, f_k, \gamma_k) \quad (3)$$

де E – узагальнена зовнішня дія на споруду; R – узагальнений опір споруди; F_k – зовнішнє навантаження; a_k – геометричні параметри; f_k – механічні характеристики; γ_k – коефіцієнти надійності, що отримуються з виразу: $\gamma_k = R_k / E_k$.

Метода рівня II вимагає від проектанта ймовірнісних розрахунків. Умова безпеки формується як ймовірне рішення проблеми:

$$F_d = R - E, \quad (4)$$

де F_d – узагальнений резерв опірності споруди, $F_d > 0$.

Вводиться характеристика безпеки β , котра визначається на основі фундаментальних принципів теорії ймовірностей та математичної статистики, виходячи із наступних гіпотез:

- вважається, що F_d , R та E є випадковими величинами;
- постулюється, що розподіл R та E і, як слідство F_d , є нормальним.

Характеристика безпеки вводиться як відношення середнього значення резерву опірності споруди до її стандарту:

$$\beta = \frac{\mu}{\sigma} = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} \quad (5)$$

де μ_R – середнє значення узагальненого опору споруди; μ_E – середнє значення узагальненого навантаження споруди; σ_R – середнє квадратичне відхилення узагальненого опору споруди (стандарт); σ_E – середнє квадратичне відхилення узагальненого навантаження споруди.

(Формулювання характеристики безпеки (5) належить А.Р. Ржаніцину [14]. В літературі зараз нерідко зустрічається назва параметру β – “індекс надійності”, що є дослівним перекладом англійського “reliability index”. Ми вважаємо за доцільне вживати ту назву, під якою визначення цього параметру було вперше опубліковано.)

Між надійністю за визначенням (1) та характеристикою надійності є чіткий математичний зв'язок:

$$P_f = \Phi(-\beta), \quad (6)$$

де $\Phi(-\beta)$ – функція Лапласа.

Графічна інтерпретація характеристики безпеки в просторі випадкових змінних E, R наведена на рис. 2.

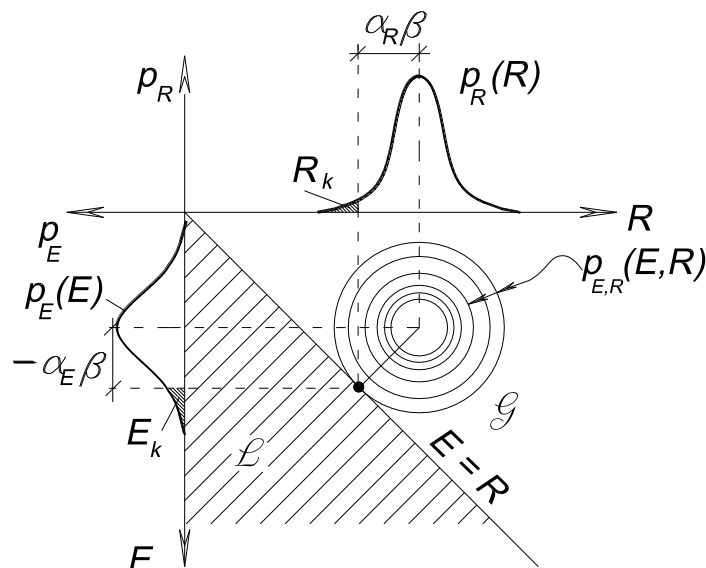


Рисунок 2 – Характеристика безпеки

В закордонній літературі наведене формулювання кількісного параметру надійності має назву FORM (First-Order Reliability Method).

Надійність споруди на рівні II досягається перевірками в граничних станах першої та другої груп. В необхідних випадках має бути здійснена перевірка за втомою. Розрахункові значення зовнішньої дії на споруду E_d та опору споруди R_d визначаються так, щоб ймовірність отримання більш несприятливого значення була наступною:

$$\begin{aligned} P(E > E_d) &= \Phi(+\alpha_E \beta), \\ P(R > R_d) &= \Phi(+\alpha_R \beta), \end{aligned} \quad (7)$$

де α – ваговий коефіцієнт методи FORM ($-1 \leq \alpha \leq +1$); β – мінімальне значення характеристики рекомендоване в [7].

Вагові коефіцієнти α можуть бути вирахованим точно через стандарти σ_R та σ_E :

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R / \sigma_E}{\sqrt{1 - (\sigma_R / \sigma_E)^2}}; \quad \alpha_E = \frac{1}{\sqrt{1 - (\sigma_R / \sigma_E)^2}} \quad (8)$$

Проте, Єврокод дозволяє приймати емпірично отримані значення:

$$\alpha_R = 0,8; \quad \alpha_E = -0,7 \quad (9)$$

В практичних розрахунках Єврокод [7] рекомендує скористатися залежністю записаною через параметри закону розподілу μ та σ :

$$\mu_E - \alpha_E \beta \sigma_E \leq \mu_R - \alpha_R \beta \sigma_R \quad (10)$$

Користуючись умовою (10) знаходять значення коефіцієнтів надійності γ_i для змінної X_i , що входить до виразу E або R :

$$\gamma_i = (\mu_i - \alpha_i \beta \sigma_i) / X_{ki}, \quad (11)$$

де X_{ki} – нормативне значення i -тої змінної.

Нерівності (10) наведені в [7] також для розподілів лог-нормального та Гумбеля.

Таким чином, для практичних розрахунків надійності за Єврокодом на рівні II потребується мати значення параметрів розподілу всіх випадкових змінних, тобто механічних характеристик матеріалів, топологічних даних та навантажень.

Що стосується визначення надійності на рівні III, то Єврокод не дає ніяких рекомендацій відносно методів, окрім вказівки що це “точні методи”.

Висновки

1. Глобалізація європейського економічного і соціального простору передбачає вироблення уніфікованих, загальновизнаних основ для інтеграції. В економічній сфері такими основами є норми і стандарти, що дозволяють учасникам виробничого процесу в різних країнах пред'являти ідентичні вимоги до продукції і послуг країн ЄС. В галузі будівництва такими стандартами є Єврокод.

2. Єврокод сьогодні має репутацію новітньої найбільш досконалої бази нормативного регулювання в будівництві. Міжнародне значення, що надається Єврокодам обумовлене їх сприйняттям, як єдиних методичних підходів до проектування конструкцій. Головним керівним принципом стандартів є забезпечення безпеки будівель і споруд.

3. Впровадження Єврокодів в державах ЄС є добровільним. Політика застосування Єврокодів базується на принципах урахування національних законодавчих та нормативних актів і традицій проектування. Це означає, що проектувальник, застосовуючи Єврокоди, приймає основні визначальні параметри регламентованими на національному рівні. Ці параметри описуються в спеціальному документі, так званому, Національному додатку.

4. Можна очікувати, що в найближчі роки в Україні розпочнеться проектування будівель і споруд за Єврокодом. Національна нормативна база в будівництві, постійно вдосконалюючись, буде існувати, за оцінкою автора, ще не менше як пів століття.

Терміни і визначення:

CEN – Європейський комітет зі стандартизації (Comite Europeen de Normalisation);

ETAG – Європейські директиви з технічного контролю (European Technical Approval Guidelines);

hEN гармонізований європейський стандарт на будівельну продукцію (Harmonized European Standard for a construction product);

Національний додаток (National Annex) – додаток до документу Єврокоду, який містить параметри, що визначаються на національному рівні.

hEN и **ETA** Технические условия (Technical specifications) на строительные изделия.

Література

1. Закон України «Про будівельні норми» в редакції від 05.01.2013.
2. Постанова Кабінету Міністрів України від 23.05.2011 № 547 «Про затвердження Порядку застосування будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами Європейського Союзу».
3. Розпорядження Кабінету Міністрів України від 14.07.2010 № 1436-р «Про схвалення Концепції реалізації державної політики з нормативного забезпечення будівництва в Україні на період до 2015 року».
4. ДБН А.1.1-94:2010 «Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами». Мінрегіонбуд. К.: 2010.
5. ДСТУ-Н Б.В.1.2-13:2008 (EN 1990:2002, IDN). Мінрегіонбуд, Укрархбудінформ. – К.: 2009.
6. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 1990: Основы проектирования сооружений: пер. с англ. / Х. Гульванесян, Ж.-А. Калгаро, М. Голицки; М-во образования и науки Росс. Федерации, ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т» ; М.: МГСУ, 2011.
7. EN 1990:2002 Eurocode – Basis of structural design. European Committee for Standardization. Brussels: 2003.
8. EN 1991-2:2003 Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges. – European Committee for Standardization. Brussels: 2003.
9. EN 1992-2:2005 Eurocode 2: Design of concrete structures – Concrete bridges – Design and detailing rules.
10. EN 1993-2:2006 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 2: Steel Bridges.
11. EN 1994-2:2005 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 2: Bridges.
12. EN 1995-2:2004 Eurocode 5: Design of timber structures – Part 2: Bridges.
13. Болотин В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. – М.: Стройиздат, 1982.- 351с.
14. Ржаницын А.Р. Применение статистических методов в расчетах сооружений на прочность и безопасность. – Строительная промышленность. 1952, № 6.

УДК 625.7

Богаченко В.М., канд. техн. наук, Тютюнник Я.С.

ВРАЖАЮЧІ ФАКТОРИ ВИБУХУ ПАЛИВО-ПОВІТРЯНОЇ СУМІШІ НА АВТОЗАПРАВНИХ СТАНЦІЯХ

Анотація. Однією з найнебезпечніших аварій можна вважати вибух паливо-повітряної суміші на автозаправній станції при розливі бензину з автоцистерни. Наслідки такої аварії будуть залежати від кількості автомобілів, споруд і, відповідно, людей, що потраплять в зону ураження, та сили вибуху.

Ключові слова: АЗС, паливо-повітряна суміш, вибух, надлишковий тиск вибуху.

Аннотация. Одной из самых опасных аварий можно считать взрыв топливно-воздушной смеси на автозаправочной станции при разливе бензина из автоцистерны. Последствия такой аварии будут зависеть от количества автомобилей, сооружений и, соответственно, людей, попавших в зону поражения, а также силы взрыва.

Ключевые слова: АЗС, топливно-воздушная смесь, взрыв, избыточное давление взрыва.

Annotation. One of the most dangerous accidents can be considered an explosion of fuel-air mixture at petrol station in pouring gasoline tanker. Consequences of such an accident will depend on the number of cars, buildings and, respectively, people who fall into the area of damage, and force of the explosion.

Key words: gas stations, fuel-air mixture explosion overpressure blast.

Вибух – швидке екзотермічне хімічне перетворення вибухонебезпечного середовища, що супроводжується виділенням енергії і утворенням стиснених газів, здатних виконувати роботу. При вибуху утворюється ударна хвиля, яка створює надлишковий тиск, що спричиняє руйнівні наслідки.

При випадковому розливі палива на певну площу, горючі речовини починають випаровуватись, утворюючи паливо-повітряні суміші, які при сприятливих умовах можуть вибухнути. Сприятливими умовами для такого випадку буде вважатись швидкість вітру до 0,5 м/с, температура навколишнього середовища $\approx +10^{\circ}\text{C}$ та розлив палива з вищим октановим числом.

Залежно від надмірного тиску виникають різні пошкодження у людей і тварин, які за складністю ураження поділяються на легкі, середні і дуже важкі. Легкі травми виникають при надмірному тиску 20—40 кПа і характеризуються вивихами, тимчасовим пошкодженням слуху, контузією. Середні травми виникають при надмірному тиску 40—60 кПа і виявляються в контузії, пошкодженні органів слуху, вивихах кінцівок, кровотечі з носа і вух, розривах барабанних перетинок. Важкі травми виникають при надмірному тиску 60—100 кПа і характеризуються важкими контузіями, переломами кінцівок, часто відкритими, сильними кровотечами з носа і вух. Дуже важкі травми виникають при надмірному тиску понад 100 кПа. Для них характерні переломи кісток, розриви внутрішніх органів (печінки, селезінки, нирок, легенів та інших), відкриті переломи кінцівок, струси мозку, переломи хребта.

Але більшість травм людина може отримати від уламків зруйнованих споруд чи транспортних засобів, або отримати опіки від горіння пролитого палива.

Надлишковий тиск для руйнування різних конструкцій залежить від матеріалів, з якого виготовлені:

- споруди: залізобетонні та антисейсмічні конструкції — 50-80 кПа;
- цегельні будинки — 30-40 кПа;
- дерев'яні будинки — 10-20 кПа;
- скло — 6-8 кПа.

В зоні сильних руйнувань надмірний тиск сягає від 50 до 30 кПа. Руйнування характеризуються деформацією більшої частини несучих конструкцій, можуть залишатися частково стіни і перекриття нижніх поверхів, утворюються завали. Вони виникають при надмірному тиску:

- багатопверхових будинків — 25—30 кПа,
- малоповерхових будівель — 25—35 кПа,
- споруд виробничого типу — 30—50 кПа.

В цій зоні автомобіль може бути повністю зруйнований, що завдасть дуже важких уражень водію та пасажирам.

У зоні середніх руйнувань більшість несучих конструкцій зберігається, лише частково деформується. Зберігається основна частина стін з можливими тріщинами в зовнішніх стінах і провалами в окремих місцях, але при цьому другорядні та частина несучих конструкцій можуть бути зруйновані повністю. Герметичні сховища не пошкоджуються. Середніх руйнувань зазнають:

- багатоповерхові споруди при надмірному тиску 10—20 кПа,
- малоповерхові будівлі — 15—25 кПа,
- виробничі споруди — 20—30 кПа.

На комунально-енергетичній мережі деформуються і руйнуються окремі опори повітряних ліній електропередачі, пошкоджуються технологічні трубопроводи. Транспортний засіб може бути перекинутий ударною хвилею з усіма вихідними з цього наслідками.

У зоні слабких руйнувань руйнуються вікна, двері, легкі перегородки, з'являються тріщини, в основному в стінах верхніх поверхів. Підвали й нижні поверхи зберігаються. Незначні руйнування і пошкодження на комунально-енергетичній мережі. Слабкі руйнування будівель усіх типів виникають при надмірному тиску 7—20 кПа. характеризуються порушенням найбільш слабких елементів будівель: карнизів, перегородок, дверей, вікон та ін. Автомобілі зазнають, що найменше, руйнування вікон. Пошкодження будівель усіх типів, які виникають при надмірному тиску 3—5 кПа, характеризуються порушенням найбільш слабких елементів будівель: карнизів, перегородок, дверей, вікон та ін.

Використовуючи НАПБ Б.03.002-2007 «Норми визначення категорій приміщень, будинків та зовнішніх установок за вибухопожежною та пожежною небезпекою» та Методику визначення ризиків та прийнятних рівнів для декларування безпеки об'єктів підвищеної небезпеки, було розраховано радіуси впливу надлишкового тиску в фронті вибухової хвилі паливо-повітряної суміші пролитого пального на відкритому просторі в залежності від площі його розливу, температури навколишнього середовища, швидкості вітру та типу палива (дизельне, бензин). Об'єм пролитого палива (ємність резервуару) не є важливим, адже формування паливо-повітряної суміші залежить лише від площі, на яку воно було розлите. По результатам розрахунків було встановлено, що радіус дії надлишкового тиску в фронті вибухової хвилі дизпалива надзвичайно малий порівняно з бензином, тому далі розглядається лише бензини марок А-95 та А-98. Результати розрахунків наведені в таблиці 1.

Таблиця 1 – Радіус дії надмірного тиску в фронті вибухової хвилі паливо-повітряної суміші залежно від площі розливу палива при швидкості вітру 0,5 м/с та температурі навколишнього середовища 10°C.

Площа розливу, м ²	P=14кПа A-95	P=14кПа A-98	P=28кПа A-95	P=28кПа A-98	P=70кПа A-95	P=70кПа A-98
50	117,1	133,1	40,1	45,6	23,4	26,6
100	183,6	207,9	63	71,3	36,7	41,6
150	236,6	266	81,1	91,2	47,3	53,2

Графічно це можна зобразити наступним чином (рис. 1).

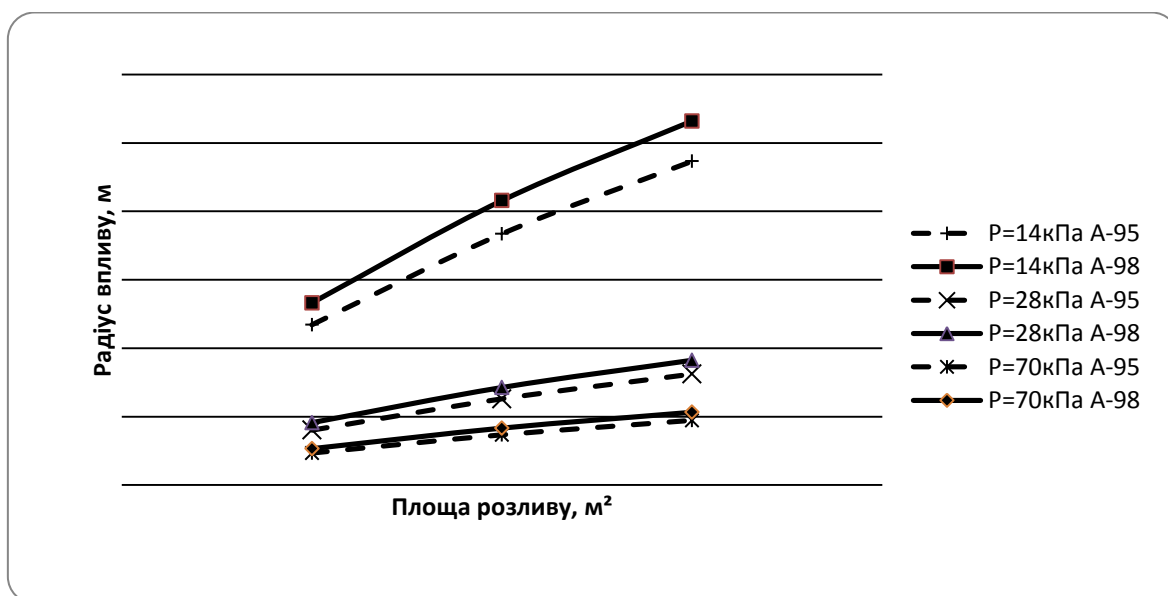


Рисунок 1 – Залежність радіус дії надмірного тиску (14 кПа, 28 кПа та 70 кПа) в фронті вибухової хвилі паливо-повітряної суміші від площі розливу при швидкості вітру 0,5 м/с та температурі навколишнього середовища 10°C

Для більшої наглядності пропонується схема дії надлишкового тиску вибуху на прикладі існуючої АЗС на 492 км автомобільної дороги Знам'янка – Луганськ – Ізварине (рис. 2). У випадку аварії площа розливу пального складе 150 м². На цьому рисунку ми одразу можемо побачити які будівлі та яка довжина ділянки дороги, що потрапляють в зону сильних, середніх і слабких руйнувань.

Виходячи з цього, можна зробити висновки щодо можливої завданої шкоди спорудам, розташованим навколо АЗС, та транспортним засобам, що в момент вибуху могли опинитись на дорозі, і відповідно людям, що перебували в будівлях, автомобілях чи на вулиці під час вибуху. Отже, дві споруди

потрапляють в зону сильних руйнувань (від 70 кПа) та дві – в зону середніх. 176 м дороги знаходяться в зоні сильних та середніх руйнувань, а 354 м – середніх та слабких.

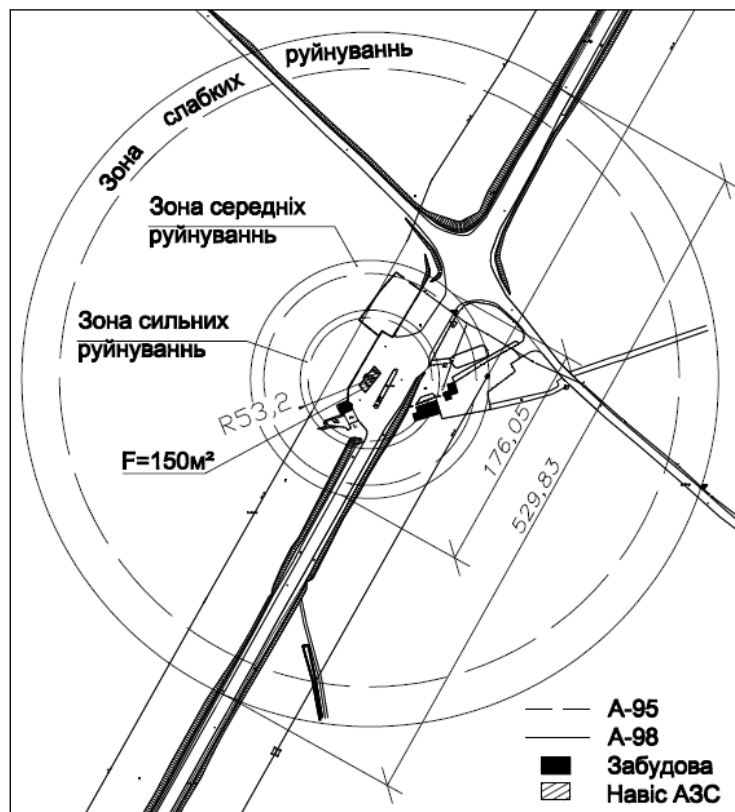


Рисунок 2 – Схема дії надлишкового тиску вибуху ($P = 14$ кПа, $P = 28$ кПа, $P = 70$ кПа) на прикладі існуючої АЗС

Література

1. Бандурка О.М., Шаша І.К., Власенко І.В., Бортнічук П.М. Охорона праці в діяльності ОВС України: підручник. – Харків: Вид-во Націон. ун-ту внутр. справ, 2003. – 288 с.
2. Стеблюк М.І. Цивільна оборона та цивільний захист: підручник. / 2-ге вид., переробл. – К.: Знання, 2010. – 487 с.
3. НАПБ Б.03.002-2007. Норми визначення категорій приміщень, будинків та зовнішніх установок за вибухопожежною та пожежною небезпекою. Київ, 2007.
4. Методика визначення ризиків та їх прийнятних рівнів для декларування безпеки об'єктів підвищеної небезпеки затверджено наказом Міністерства праці та соціальної політики України від 04.12.2002 N 637.

УДК 625.7/.8

Коваленко Л.О., канд. техн. наук

АНАЛІЗ УМОВ ТА БЕЗПЕКИ РУХУ НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ З УРАХУВАННЯМ ІНФОРМАЦІЙНИХ ПОКАЗНИКІВ ДОРОЖНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

Анотація. В статті розглянуто метод оцінки безпеки руху на автомобільних дорогах з урахуванням закономірностей поведінки водія та мотивації його діяльності. Розглянуто вплив показників транспортного потоку та інформаційних характеристик на умови та безпеку руху.

Ключові слова: автомобільна дорога, безпека руху, водій, транспортний потік, інформаційні характеристики.

Аннотация. В статье рассмотрен метод оценки безопасности движения на автомобильных дорогах с учетом закономерностей поведения водителя и мотивации его деятельности. Рассмотрено влияние показателей транспортного потока и информационных характеристик на условия и безопасность движения.

Ключевые слова: автомобильная дорога, безопасность движения, водитель, транспортный поток, информационные характеристики.

Annotation. The method of an estimation of traffic safety on highways in view of laws of behavior of the driver and motivation of his activity has been considered in this article. Influence of parameters of a transport stream and information characteristics on conditions and traffic safety has been considered.

Key words: highway, traffic safety, driver, transport stream, information characteristic.

Зростання автомобільного парку та обсягів автомобільних перевезень в останні роки визвали нову хвилю збільшення числа дорожньо-транспортних пригод та їх жертв на дорогах України. Так, якщо в період з 1992 по 2000 рік спостерігалась тенденція до зменшення кількості дорожньо-транспортних пригод, то з 2002 року почалось різке збільшення ДТП. За даними ДАІ в останні роки спостерігається тенденція щодо стабілізації кількості ДТП. Але залишається високий рівень аварійності в Закарпатській області, Миколаївській, АР Крим та Дніпропетровській області. В цілому по Україні тяжкість наслідків дорожньо-транспортних пригод зросла за останній рік на 4,5%.

Статистичні дані Державтоінспекції свідчать про те, що у 25 % причиною ДТП є притуплення уваги учасниками руху, біля 20 % ДТП відбувається при порушенні правил маневрування, 15 % аварій виникають через перевищення швидкості руху, у 10 % ДТП причиною є виїзд транспортного засобу на зустрічну смугу руху, а 5 % аварій відбувається за участю нетверезих водіїв та пішоходів. Але недостатньо встановити, що аварія виникла за причини невірних дій учасників руху. Треба з'ясувати, чому саме водій скоїв похибку і які умови дорожнього руху сприяли цьому. Як правило дорожньо-транспортні пригоди виникають у тому разі, коли учасники руху не справляються з середовищем дорожнього руху.

Для детального дослідження умов руху та їх впливу на безпеку руху водіїв на кафедрі вишукувань і проектування доріг ХНАДУ був застосований ергономічний метод [1]. Цей метод розглядає взаємодію елементів системи «водій – автомобіль – середовище руху». Для аналізу відповідності умов дорожнього руху можливостям водія були враховані закономірності поведінки водія, вплив мотивації діяльності та інформаційне завантаження водія. При визначенні оптимальних для водіїв швидкостей руху та дистанцій між автомобілями в конкретних дорожніх умовах розглядалась дія мотивів безпеки руху та вільних дій [1, 2].

Основний вплив на зміну умов та безпеки руху мають дорожні умови, інтенсивність і склад руху. Причому, саме ці показники формують характер інформаційного завантаження водія. Кількість інформації може бути охарактеризована величинами максимальної ентропії H_m , поточної ентропії H_t і абсолютної організації Q поля сприйняття водія. Співвідношення між ентропією й абсолютною організацією (коефіцієнт стохастичності G) може

бути основою для оцінки умов і безпеки руху (табл. 1). Інформаційні показники поля сприйняття водія тісно пов'язані між собою (рис. 1), [1, 3].

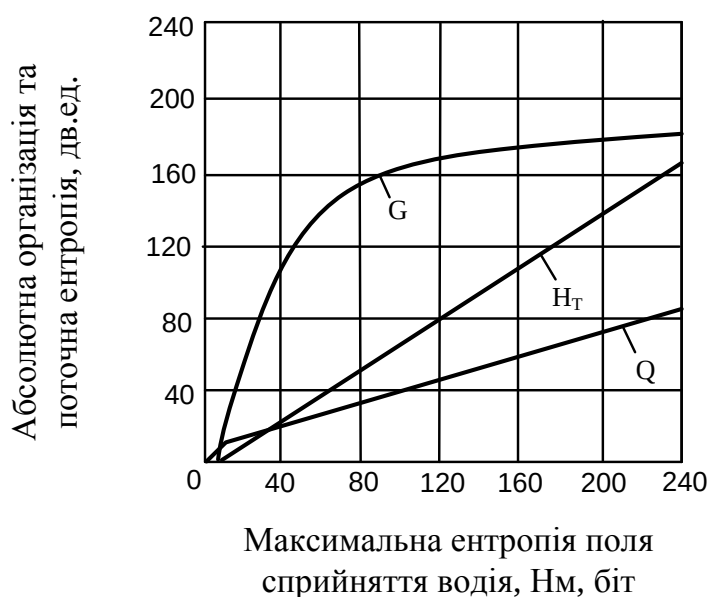


Рисунок 1 – Залежність між інформаційними характеристиками поля сприйняття водія

Таблиця 1 – Градація умов руху за ступенем небезпеки

Модальна оцінка умов руху	Показники стану умов руху					
	Коефіцієнт пригод	Імовірність утримання заданої швидкості руху	Функціональний стан організму		Інформаційні показники	
			$\Delta\Phi, \%$	$\Delta\mathcal{E}, \text{ккал/хв}$	G	$V_{\text{п}}, \text{біт/с}$
Безпечні	<0,4	>0,8	10-16	1,5-2,0	4-6	3-4
Малонебезпечні	0,4-0,8	0,8-0,61	16-20	2,0-3,0	6-8	4-6
Небезпечні	0,8-1,2	0,61-0,40	20-30	3,0-6,5	8-16	6-13
Дуже небезпечні	>1,2	<0,4	>30	>6,5	>16	>13

Досліди впливу дорожніх умов на динаміку розвитку стомлення водія та імовірність скоєння їм ДТП показали, що найбільш значним фактором є інтенсивність руху та монотонні умови роботи. Перший фактор визначає емоційну напруженість роботи водія та рівень його уваги, а другий – суб'єктивне відчуття стомлення та уповільнення процесів сприйняття. При інтенсивності руху та кількості інформації, що забезпечують оптимальну емоційну напругу водія, спостерігається найбільш довгий період оптимальної надійності роботи та відповідна їй найбільша швидкість переробки інформації. Кращі умови роботи водія спостерігаються при рівні завантаження дороги рухом 0,3 – 0,35, гірші умови роботи водія були отримані на дорогах з рівнем завантаження рухом 0,1–0,2 та 0,5–0,7 (рис. 2).

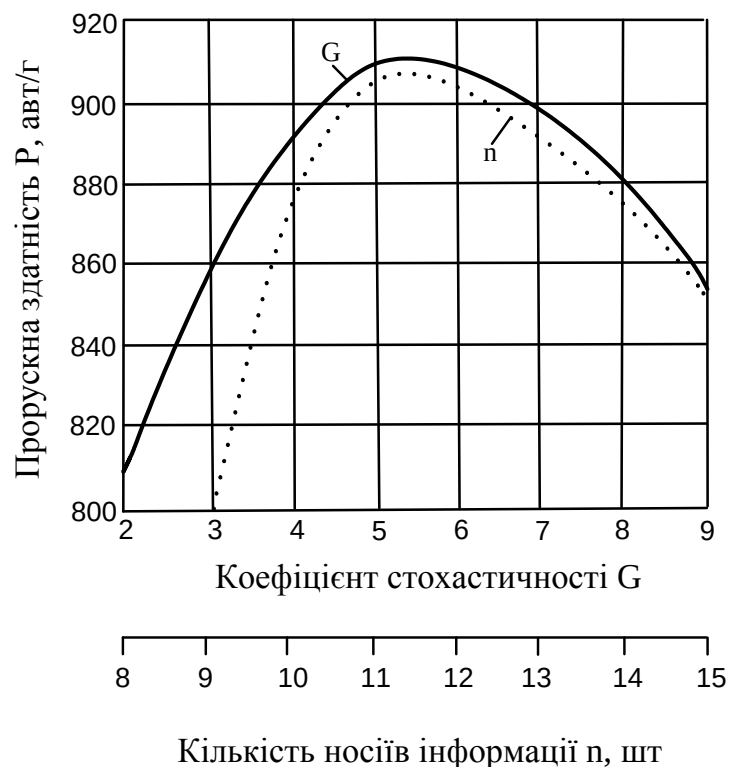


Рисунок 2 – Залежність величини пропускної здатності від інформаційних характеристик

Вивчення впливу інтенсивності руху як основного фактора емоційної напруги показали, що найбільша тривалість роботи водія з оптимальною надійністю практично без появи ознак стомлення спостерігається при рівні завантаження дороги рухом 0,2–0,4. Ця ж сама щільність руху відповідає оптимальному рівню емоційного напруження водія, що дозволяє за рахунок

незначного вольового зусилля компенсувати зниження продуктивності роботи центральної нервової системи, що визвано стомленням, та не відчувати відчуття перевантаження.

При рівні завантаження рухом, більшим за 0,4, швидкість розвитку стомлення збільшується через необхідність роботи тривалий час на високому рівні психічного напруження. Стомлення впливає насамперед на рухливість психічних процесів: здатності до перемикання уваги, зміни інтенсивності розумової праці, зорового пошуку, сприйняття та обробки інформації. Як показали досліди після 10 годин роботи водія, з інтенсивністю руху, що відповідає рівню завантаження 0,7–0,75, навіть за рахунок значних вольових зусиль він не в змозі буде забезпечити надійність роботи, що наближається до оптимальної. При той же тривалості роботи на дорозі з рівнем завантаження рухом 0,25–0,3 на випадок необхідності водій міг на протязі 30 хвилин показувати найвищу надійність роботи.

Інформація про швидкості і маневри зустрічних і попутних автомобілів, відстаней до них є найбільш значимою з погляду безпеки руху. Надійність роботи водія визначається відношенням пропущених або невірні розшифрованих символів до їх загальної кількості. Було встановлено, що більшість водіїв найвищу надійність в переробці інформації показують при швидкостях від 3 до 6 біт/с. При цьому спостерігалась й оптимальна емоційна напруга, частота пульсу 110–125% відносно фону.

Вплив інтенсивності руху на зміну умов руху зв'язано зі зміною числа автомобілів, що попадають у межі поля сприйняття водія (число перемінних носіїв інформації). При числі перемінних носіїв інформації в межах від 2 до 4 зменшується і стабілізується величина психічного примушення водія і зменшуються питомі витрати абстрактної праці, збільшується надійність водія та складаються найбільш безпечні умови руху (рис. 3).

Короткочасне інформаційне перевантаження, при якому швидкість надходження інформації може бути близької до пропускної здатності людини в її переробці, переноситься водієм безболісно за рахунок використання резервних можливостей організму і практично не викликають зниження надійності роботи. Однак, тривала робота в умовах інформаційного перевантаження веде до підвищення психічної напруги, розвитку стомлення, зниженню швидкості руху і зменшенню величини пропускної здатності дороги та погіршенню умов руху для транспортних потоків [3]. Особливо це

виявляється при інтенсивності руху більше 7000 авт./добу. З усіх елементів простору тільки інформація про рух автомобілів несе для водія постійну новизну. Уся інша інформація прив'язана до дороги та змінюється як якісно, так і кількісно при зміні дорожніх умов.

При інтенсивності руху менше 3000 авт./добу основна частина інформації, що надходить до водія, зв'язана з дорожніми умовами. Швидкість надходження цієї інформації невелика і не потрібно великих зусиль водія по її переробці. У таких умовах при відсутності перемінних носіїв інформації які періодично можуть з'являтися робота водія стає монотонною, рівень уваги і надійність водія значно знижується, погіршуються умови роботи для водіїв.

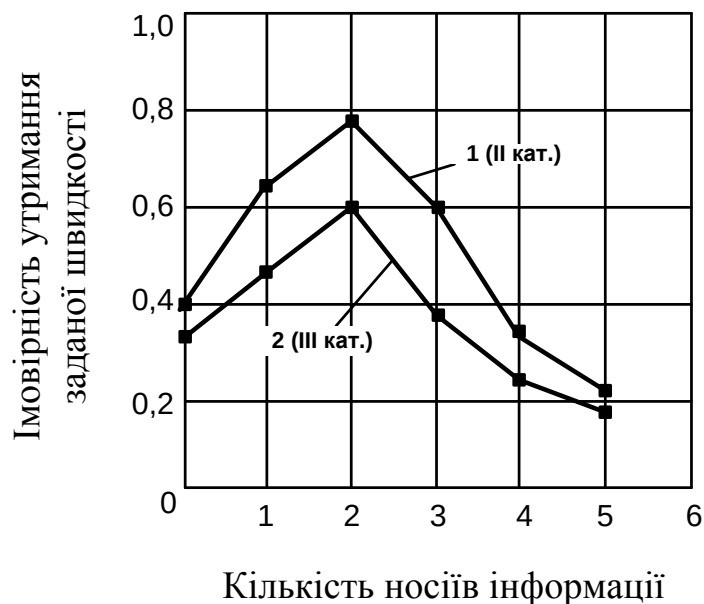


Рисунок 3 – Залежність надійності діяльності водія від кількості автомобілів в полі сприйняття

Досліди показують, що на жодній дорозі ще не вдалося створити умови, що забезпечують роботу водія при оптимальному рівні емоціонального напруження. На двосмугових дорогах частіше необхідно мати справу з перевантаженням водія, а на автомагістралях – з монотонністю руху та інформаційним голодом.

Рівень психічної напруги водія при сприйнятті інформації залежить від двох факторів: цінності і кількості інформації. Кількість інформації залежить в основному від швидкості й інтенсивності руху. Найбільш цінною інформацією

є та, котра в більшому ступеню впливає на прийняття водієм рішень, зв'язаних із забезпеченням безпеки руху.

По ступеню впливу дорожніх факторів на умови руху елементи дорожньої обстановки можна розташувати в такий спосіб: обмеження відстані видимості, населені пункти, близькість проїзної частини, перетинання в одному рівні, звуження проїзної частини, поганий стан узбіч, криві в плані малих радіусів, поздовжні ухили. Чим вище в даному розподілі знаходиться елемент, тим більше його вплив.

При сприятливих дорожніх умовах інформаційне завантаження водія формується числом носіїв інформації. Найбільші значення сумативних норм швидкостей руху, величин пропускної здатності та найбільш безпечні умови руху спостерігаються при числі носіїв інформації в межах поля сприйняття водія в інтервалі від 7 до 13. Зменшення числа носіїв інформації менш 7 веде до недостатнього інформаційного завантаження водіїв і розвитку стану монотонії. Збільшення числа елементів поля сприйняття водія понад 13 супроводжується ускладненням умов руху.

Оптимальні умови руху спостерігаються при числі носіїв інформації в межах від 9 до 11. При цьому надійність водія утримується на рівні 85 – 95 %, а величина психічного примушення мінімальна. Крім того, дослідження, виконані на кафедрі вишукувань та проектування доріг проф. Гавриловим Е.В та іншими показали, що між інформаційними показниками та рівнем аварійності на ділянках дороги існує тісний зв'язок (табл. 1). Причому, як свідчить аналіз фактичної кількості ДТП, збільшення аварійності спостерігається як у випадку інформаційного перевантаження водія, так і при недостатньої кількості інформації, тобто монотонії [1, 4]. При постійному числі носіїв інформації характер умов руху залежить від коефіцієнта стохастичності й абсолютної організації поля сприйняття водія. При будь-якому числі носіїв інформації максимум надійності діяльності водія спостерігається при коефіцієнті стохастичності $G = 3 - 6$.

Збільшення швидкості руху і покращення умов руху можливо при збільшенні величини абсолютної організації поля сприйняття і зміні імовірності погрози аварії за рахунок окремих об'єктів дорожнього середовища. Оскільки найбільший вплив на величину ентропії й абсолютної організації мають об'єкти поля сприйняття з імовірністю знаходження в небезпечному для руху стані (P_i)

близькими до 0,5, то впливаючи на ці об'єкти можна істотно вплинути на величину швидкості руху і пропускної здатності дороги та покращити умови руху.

Тому до числа заходів, що регулюють умови руху варто віднести: збільшення дальності видимості в плані і профілі, збільшення відстані від проїзної частини до забудови, підвищення шорсткості покриття і зчіпних якостей, улаштування перетинань у різних рівнях чи облаштування перетинань в одному рівні, розширення проїзної частини мостів, раціональне розміщення дорожніх знаків.

Таким чином, аналіз інформаційних показників середовища руху (коефіцієнту стохастичності, швидкості надходження інформації, кількості носіїв інформації) дозволяє надати кількісну оцінку безпеці руху на автомобільних дорогах та встановити аварійно небезпечні ділянки дороги. Заходи з підвищення безпеки руху повинні бути спрямовані на створення середовища руху, що забезпечує оптимальне інформаційне завантаження водія та рух транспортного потоку з оптимальними швидкостями.

Література

1. Гаврилов Э.В. Системное проектирование автомобильных дорог : учебное пособие / Гаврилов Э.В., Гридчин А.М., Ряпухин В.Н. – Москва : Белгород : изд-во АСВ, 1998. – 138 с.
2. Коваленко Л.А. Влияние мотивации на выбор водителем дистанции между автомобилями / Л.А. Коваленко // Вестник ХНАДУ : сб. науч. тр. – Харьков : ХНАДУ. – 2000. – Вып. 12-13. – С. 183–185.
3. Гаврилов Э.В. Оценка безопасности движения в городских условиях / Гаврилов Э.В., Линник И.Э., Банатов А.В. // Вестник ХНАДУ : сб. науч. тр. – Харьков : ХНАДУ. – 2002. – Вып. 17. – С. 57–62.
4. Коваленко Л.А. Оценка пропускной способности автомобильных дорог / Л.А. Коваленко // Вестник ХНАДУ : сб. науч. тр. – Харьков : ХНАДУ. – 2002. – Вып. 19. – С. 62–64.