

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

СУЧАСНІ ТЕХНОЛОГІЇ
ТА МЕТОДИ РОЗРАХУНКІВ
У БУДІВНИЦТВІ

Збірник наукових праць

Випуск 4

Луцьк – 2015

У збірнику висвітлюються результати експериментально-теоретичних досліджень будівельних матеріалів і конструкцій, технологій їхнього виготовлення та експлуатації, теорії опору елементів будівельних конструкцій зовнішнім впливам, методів їхнього розрахунку.

Призначений для наукових працівників, спеціалістів проектних установ і виробничих підприємств будівельної галузі, докторантів, аспірантів і студентів вищих навчальних закладів.

Редакційна колегія:

Головний редактор - **Шваб'юк В.І.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ);

Заступник редактора - **Максимович В.М.**, д.ф.-м.н., професор (Луцький НТУ);

Відповідальний секретар - **Андрійчук О.В.**, к.т.н. (Луцький НТУ);

Бабич Є.М., д.т.н., професор (Національний університет водного господарства та природокористування); **Белятинський А.О.**, д.т.н., професор (Національний авіаційний університет); **Бондарський О.Г.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Делявський М.В.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ); **Жданюк В.К.**, д.т.н., професор (Харківський національний автомобільно-дорожній університет); **Іванченко Г.М.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Славомір Карась** доктор інженерії (Люблінська політехніка, Польща); **Максимович О.В.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ); **Пастернак Я.М.**, д.ф.-м.н., доцент (Луцький НТУ); **Пустульга С.І.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ); **Савенко В.Я.**, д.т.н., професор (Національний транспортний університет); **Солодкий С.Й.**, д.т.н., професор (Національний університет "Львівська політехніка"); **Трач В.М.**, д.т.н., професор (НУВГП); **Ужегова О.А.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ).

Зареєстрований Державною реєстраційною службою України (свідоцтво серія КВ, № 20340-10140Р від 31.05.2013 р.).

Включений Міністерством освіти і науки України до переліку наукових фахових видань України (Наказ МОН України, № 747 від 13.07.2015 р.).

Матеріали збірника рекомендовані до друку на засіданні Вченої ради Луцького національного технічного університету (протокол № 5 від 29 грудня 2015 р.).

Адреса редакції: 43018, м. Луцьк, вул. Потебні, 56, Луцький НТУ, кафедра "Автомобільних доріг та аеродромів", e-mail: Zbirnukfbd@gmail.com, телефон (0332) 76-73-96.

**ЗАСТОСУВАННЯ СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ
В ДОРОЖНЬОМУ БУДІВНИЦТВІ**

**APPLICATION STEEL FIBER CONCRETE
IN ROAD BUILDING**

Бабич Є.М. д.т.н., проф. (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне), Андрійчук О.В. к.т.н., доцент., Ужegov С.О. асист., Шаповал І.В. студент (Луцький НТУ, м. Луцьк),

Babich E.M. DSc in engineering, professor (National University of Water Management and Nature Resources Use, Rivne), Andriichuk A.V., Ph.D., senior lecturer, Uzhegov S.O. assistant, Shapoval I.V. student (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У статті описано характеристики фібробетонів, що застосовуються в дорожньому будівництві. Представлено досвід застосування жорстких дорожніх одягів в розвинених країнах Європи та США. Проаналізовано доцільність застосування сталеві фібробетону в дорожньому будівництві при влаштуванні цементно-бетонного покриття.

The article describes the characteristics of fiber concrete, their research and manufacture steel fiber concrete. Posted prospects for its use in road construction. Submitted experience placement rigid type pavements in the developed world. The scope of work for the repair and rehabilitation of existing and construction of new roads is enormous. Therefore, the use of strong, durable and cost effective material in road construction is very actual problem today.

This article describes the advantages and disadvantages of asphalt-concrete and cement-concrete pavement roads. Presented perspective of rigid pavement designs using steel fiber concrete. Posted experience of steel fiber concrete in road construction in our country and abroad.

Ключові слова: фібробетон, фібра, сталеве волокно, базальтова фібра, дорожнє будівництво.

Keywords: fiber concrete, fiber, steel fiber, basalt fiber, road building.

У дорожньому будівництві кінцевою продукцією є автомобільна дорога, що призначена для здійснення безпечних вантажних і пасажирських перевезень протягом строку її служби. Саме ці споживчі властивості автомобільної дороги забезпечуються одним із найбільш важливих її складових – конструкцією дорожнього одягу необхідної міцності.

Забезпечення міцності дорожнього одягу регламентується нормативними документами з проектування конструкцій дорожнього одягу. Ці документи поєднують процедури збору вихідних даних, розрахунок і конструювання варіантів конструкцій дорожнього одягу, а також обґрунтування вибору найбільш раціональної конструкції для кожного окремого об'єкта.

Основною умовою проектування конструкції дорожнього одягу згідно вказаних нормативних документів є забезпечення повного щеплення між шарами дорожнього одягу. Це створює найкращі умови роботи кожного шару зокрема, та всієї конструкції вцілому. Погіршення зчеплення між шарами призводить до збільшення розтягуючих напружень в монолітних конструктивних елементах, викликаючи передчасне утворення поздовжніх тріщин та сітки тріщин від втоми. Крім того прискорює утворення колійності, зсувів, напливів в асфальтобетонному покритті, а також зменшує жорсткість і розподільчу здатність пакету з слабозчеплених шарів, що погіршує напружено-деформований стан додаткових шарів основи та ґрунту земляного полотна та є причиною утворення просідань. Таким чином, зчеплення між шарами дорожнього одягу є важливим фактором забезпечення міцності дорожнього одягу та суттєво впливає на якість автомобільних доріг.

Дорожній одяг автомобільної дороги може бути жорсткого та нежорсткого типу. Вибір типу дорожнього одягу, вартість якого становить до 60% загальної вартості дороги, є важливим і відповідальним рішенням. Чим вище технічна категорія дороги, тим більш високі вимоги пред'являються до міцності та капітальності дорожнього одягу.

Від дії впливів, що виникають під час руху т/з та погоднокліматичних факторів на поверхні покриттів нежорстких дорожніх одягів (асфальтобетонне покриття) утворюються руйнування (вибоїни, тріщини, вилущування і т.д.) та деформації різного виду (колійність, напливи, гребінки).

Можна вважати, що автомобільна дорога – це складний інженерно-технічний комплекс, для функціонування якого мають бути створені відповідні умови і до складу якого входять не лише земляне полотно та дорожній одяг, а й значна кількість дорожньо-транспортних споруд (ДТС), що мають задане функціональне призначення. В Україні мережа автомобільних шляхів загального користування включає 169,5 тис. км доріг.

Згідно нормативних документів цементобетонне покриття влаштовується на дорогах I-а, I-б і II категорії при великій інтенсивності руху т/з – більше ніж 3000 автомобілів за добу. Пропускна здатність окремих а/д України навіть перевищує ці стандарти – зокрема дорога Київ-Бориспіль має пропускну здатність 40 тис. авт/добу.

На сьогоднішній час в Україні найскладніша ситуація зі станом доріг у західних регіонах, а також у Миколаївській, Одеській і Харківській областях. В країні 50 тисяч км доріг потребують ремонту. Крім того, на 1740 км автомобільних доріг покриття відсутнє повністю, тому ремонт цих доріг можна зробити тільки комплексно [1]. Для задоволення системи життєзабезпечення багатофункціонального господарства нашої країни вже нині потрібно звести велику кількість нових магістральних доріг із твердим покриттям та здійснити капітальний ремонт існуючих. Якщо стан регіональних та державних доріг – справа винятково внутрішня, то міжнародних трас, яких в Україні більше 8 тис км, – це питання іміджу та репутації держави на міжнародному рівні.

Розвиток дорожньої інфраструктури, в умовах щорічно зростаючого транспортного потоку, передбачає будівництво сучасних автомагістралей із високими транспортно-експлуатаційними характеристиками та є надзвичайно актуальним завданням для інтеграції України в Європейську спільноту.

Як показує світова практика, єдиним варіантом вирішення проблеми будівництва платних автобанів (нім. Autobahn, дослівно – «автомобільна траса») є концесійне будівництво із залученням зарубіжних інвесторів. Доречі автобани Німеччини є єдиною у світі діючою шляховою системою, на якій максимальна швидкість принципово законом не обмежена. Оскільки дорожнє будівництво є дуже вартісним, то окупність таких проектів може становити десятки років.

У порівнянні з асфальтобетонним покриттям дорожній одяг жорсткого типу має вищу міцність, рівність і в той же час достатнє зчеплення автомобільних шин із поверхнею покриття.

Технологія виконання робіт по влаштуванню цементобетонного покриття майже повністю механізована. Воно являє собою плит з бетону, влаштовану по міцній і стійкій основі (рис. 1).



Рис. 1. Влаштування цементобетонного покриття

У даний час на території України будують автомобільні дороги з асфальтобетонним покриттям. Для порівняння згідно зі статистикою в розвинених країнах протяжність цементобетонних а/д складає: США – 60 %, Австрія – 46 %, Німеччина – 38 %. А в Росії, для порівняння – 3 %. Термін експлуатації до ремонту для цементобетонного покриття в США, Німеччині, Голландії та Австрії часто перевищує 30...40 років, що в 2...3 рази більше міжремонтного терміну служби асфальтобетонного покриття.

Конструктивно цементобетонне покриття може бути збірним (складається з окремих з/б плит заводського виготовлення) та монолітним (суцільним). Під час влаштування монолітного покриття надрізаються деформаційні шви на $1/3$ товщини плити з інтервалом 6...10 м, які заповнюють спеціальною еластичною

мастикою. Головне призначення деформаційних швів – сприйняття напружень, що виникають в плиті, та її захист від температурних тріщин.

В процесі виготовлення класичного цементобетонного покриття через якість компонентів, умови тужавлення та ущільнення, можуть накопичуватися дефекти, що зменшують його теоретичну міцність. Однією з головних причин недобору міцності може бути процес тріщиноутворення (у випадку перевищення навантаженням, що виникає, міцності бетону).

Внутрішнє тріщиноутворення найчастіше спричиняється усадкою свіжеукладеної бетонної суміші, що обумовлено процесами твердіння в початкові строки та швидким випаровуванням води протягом перших 24 годин після вкладання та ущільнення бетону. Спочатку тріщини непомітні (початкова стадія процесу тріщиноутворення), але після тужавлення бетону та впливу зовнішніх динамічних навантажень стають помітними. Найчастіше вони проходять через всю плиту та порушують цілісність конструкції ще до того, як бетон набуде проектної міцності. Таким чином, розвиток мережі нових автомобільних доріг, також, як і утримання діючих в належному стані, пов'язано в значній мірі з необхідності подальшого вдосконалення їх конструктивних рішень, у тому числі з застосуванням для їх зведення нових ефективних конструкційних матеріалів, що здатні задовольняти сучасні вимоги.

Аналіз вітчизняних і зарубіжних робіт показує, що одним з перспективних напрямків в галузі дорожнього будівництва є застосування в якості несучого шару доріг дисперсно-армованих бетонів і насамперед сталевібробетону. Дисперсно-армовані бетони, які є різновидом широкого класу композиційних матеріалів, в наш час все більш широко використовуються в різних галузях будівництва. Фібробетони в порівнянні з класичним бетоном за технічними характеристиками мають:

- підвищений модуль пружності;
- високу міцність на розтяг;
- стійкість до дії хімічних речовин і атмосферного впливу;
- відсутність усадки;
- стійкість до тріщин;
- високу водонепроникність;
- високу морозостійкість і вогнестійкість;
- стійкість до стирання;

- високу ударостійкість і пластичність.

Основними добавками для виробництва фібробетонів є: сталевий дріт (СФБ), скляне волокно, поліпропіленове волокно; поліетиленові, поліамідні, базальтові, азбестові, вуглецеві, карбонові, акрилові, поліефірні, нейлонові нитки, віскоза, хлопок.

Вперше сталофібробетон в якості матеріалу був використаний для ремонту дорожніх покриттів в США [2]. Завдяки своїй високій міцності, опору втомі, можливості укладання досить тонкими шарами, сталеві фібробетон володіє очевидними перевагами, які, як було встановлено, можуть проявляються не тільки у випадку ремонту, але і при зведенні покриттів нових доріг. Починаючи з 1972 року в США були здійснені досить великі проекти в цьому напрямку, що включають влаштування покриттів міжміських шосе, міських вулиць, площадок для стоянок автомобілів (штати Мічиган, Айова, Міннесота). Довжина ділянки покриття дороги в штат Айова становила 8 км при ширині проїзної частини 6,7 м. Вміст сталевих фібр в покритті змінювався на різних ділянках дороги від 0,75 до 1,5 % за об'ємом. У штаті Міннесота в якості армуючих компонентів були застосовані відрізки сталевого дроту та скляні волокна. Товщина покриття варіювалась в межах від 51 до 102 мм.

На території Росії значний обсяг досліджень з вивчення експлуатаційних характеристик сталеві фібробетонних покриттів доріг був проведений в Алтайському краї [3], Зведення покриття здійснювалося за допомогою бетоновкладальних машин (БУМ). Товщина перерізу покриття становила 12 см. Спостереження за покриттям з моменту його зведення в 1982 р. по 1998 р. показало, що його стан в жорстких кліматичних умовах Алтайського краю був досить стабільним, не вимагав капітального ремонту і відновлення. У той же час, експлуатаційні пошкодження на сусідніх ділянках автодороги виникали в значній кількості. Був зроблений висновок про можливість і доцільність подальшого застосування сталеві фібробетону при зведенні автодоріг з високою інтенсивністю руху (першої та другої технічних категорій).

Дослідно-виробничі роботи по зведенню ділянки дороги з сталеві фібробетону показали наступне. Якість одержуваної в автобетонозмішувачі сталеві фібробетонної суміші з підвищеним вмістом фібр була цілком задовільною. Завдяки використанню автобетонозмішувача був забезпечений практично весь комплекс робіт, пов'язаних з монолітним бетонуванням, починаючи від

приготування сталевібробетонної суміші та закінчуючи її доставкою та вкладанням в конструкцію. Будь-яких ускладнень в процесі виробництва робіт не виникало.

Таким чином, було встановлено, що застосування автобетонозмішувачів при зведенні монолітних конструкцій з сталевібробетону виявляється досить ефективним і може бути рекомендовано для широкої практики в дорожньому будівництві. У цьому випадку створюються передумови для скорочення кількості технологічних операцій і підвищується продуктивність праці на будівельному майданчику.

Матеріал володіє унікальною міцністю на згин (7-17 МПа) і стиск (70-95 МПа). У результаті 15-мм плита з сталевібробетону може витримати навантаження в 15 кН/м². До того ж, матеріал не схильний до утворення тріщин, відмінно протистоїть впливу вологи, витримує півтисячі циклів розморожування.

Опалубка з фібробетону використовується і як опалубка для бетонування залізобетонних плит проїжджої частини. Допустима довжина прольоту при цьому становить до 4 метрів. Ефективне застосування фібробетону для виготовлення акустичних (шумопоглинальних) екранів при будівництві шумозахисних бар'єрів автомобільних доріг. Це не весь перелік сфер застосування фібробетону в дорожньому будівництві. Матеріал можна використовувати для виготовлення: настилів, колон, опор мостів, естакад і шляхопроводів; парапетів; підпірних стінок і стійок.

1. <http://ukr.segodnya.ua/economics/avto/stalo-izvestno-gde-v-uk-raine-samye-plohie-dorogi-564400.html>.

2. Дорошенко Ю., Дорошенко О., Чиженко Н., Гудименко К. Дисперсно-армований бетон – надійний та ефективний матеріал для транспортного будівництва // Транспортное строительство Украины. – 2007. - №1 (5) – С. 16-19.

3. Талантова К.В. Эксплуатационные характеристики сталефибробетонных конструкций для дорожного строительства / К.В. Талантова, Н.М. Михеев, Л.А. Хвоинский // Бетон и железобетон. - 2002. - №3. - с. 6-8.

АКТИВАЦІЯ СУБМІКРОРІВНЯ СТРУКТУРИ ЦЕМЕНТНОГО БЕТОНУ

ACTIVATION SUBMICROLEVEL STRUCTURE OF THE CEMENT CONCRETE

Беліченко О.А., к.т.н, ст. наук. співр. (Харківський національний автомобільно-дорожній університет, м. Харків)

Belichenko O.A., Ph.D., Senior Researcher (Kharkov national automobile und highway university, Kharkiv)

У статті розглянуті активаційні способи впливу на рівні структури цементних бетонів. Розглянуто активаційні прийоми впливу на воду зачинення цементного бетону. Приведено експериментальні дослідження малорозмірних дорожніх бетонних виробів із застосуванням високодисперсних вуглецевих колоїдних частинок.

The article discusses ways of influencing the activation levels of structure of cement concrete. We consider the impact of activation techniques on the water closing cement concrete. It is shown that the direction of a comprehensive activation as components of concrete and its different structural levels is urgent and requires serious research. Experimental study of small road concrete products with highly carbon colloid particles. It demonstrated that the introduction of fine carbon colloidal particles in the mixing water of concrete leads to a significant improvement of operation performance road concrete products. Strength concrete with superfine colloidal carbon particles is increased by 1.5 times, frost resistance is increased by 1...2 stamps relative to a control composition without superfine colloidal carbon particles. Also, there is a significant increase in the density of concrete with such particles.

Ключові слова: структуроутворення, рівні структури бетону, цементний бетон, субмікроструктура, високодисперсні вуглецеві колоїдні частинки

Keywords: structure formation, levels of structure of concrete, cement concrete, submicrostructure, fine carbon particles of colloidal

Вступ. Багато експлуатаційних характеристик бетонів залежать від їх структури. Для забезпечення високих значень експлуатаційних показників бетонів необхідно навчитися управляти процесами виникнення і розвитку структури. Цементний бетон являє собою поліструктурну систему, тому в ній дослідники виділяють кілька структурних рівнів [1, 2]. Послідовність структур представлена наступним чином: субмікроструктура (істинний або колоїдний водний розчин розчинних або нерозчинних речовин) входить складовою частиною в мікроструктуру; мікроструктура (цементне тісто в незатверділому або затверділому стані) входить до складу мезоструктури; мезоструктура (цементно-піщана суміш розчину або цементно-піщаний розчин) є складовою макроструктури бетону; макроструктура (великий заповнювач спільно з цементно-піщаною частиною), що об'єднує всі попередні рівні. Всі рівні структури бетону взаємозалежні між собою, тобто має місце підпорядкованість більш грубих і менш однорідних структурних рівнів, більш дисперсним і впорядкованим. Властивості мікроструктури визначають властивості мезоструктури, а властивості мезоструктури визначають властивості макроструктури. Можна сказати, що досконалість більш дисперсного рівня обумовлює якість структури більш грубої. Такий поділ структури бетону на рівні викликано в першу чергу тим, що кожен з них зручно розглядати як єдине ціле, з властивою йому певною частиною однорідності. Це дозволяє, запропонувавши ту чи іншу фізико-хімічну або фізико-механічну модель поведінки певного рівня структури, застосувати закони фізико-хімічної механіки та механіки руйнування і описати стан бетону в даний момент часу і прогнозувати його поведінку в період експлуатації.

Огляд останніх досліджень. Однак, навіть у разі ідеального підбору матеріалів, бетон має високу ступінь неоднорідності, яка зростає з переходом від нижчого рівня структури до вищого. Мінімальна неоднорідність притаманна субмікроструктурі, максимальна - макроструктурі. Підвищення однорідності всіх рівнів структури є одним із завдань бетонознавства, вирішення якої дозволить поліпшити експлуатаційні властивості бетону. Найбільш просте вирішення цього завдання можливе за рахунок послідовного підвищення однорідності конкретно кожного структурного рівня індивідуально. Наприклад, для субмікро- і мікрорівня найбільш підходящим є фізико-хімічна активація. Для рівнів більш грубих -

мезо- і макрорівня поряд з фізико-хімічною ефективним є структурна активація (поліпшення гранулометрії, підвищення якості в'язучих і заповнювачів та ін.), а також фізико-механічна активація. У кожному конкретному випадку для досягнення максимального результату слід вибирати певні види активації.

Окремо можна виділити структурну активацію за допомогою тонкоподрібнених макро- і нанонаповнювачів. У першу чергу, вона стосується мікро- і мезорівня. На сьогодні відсутній повний механізм цього виду активації. Відомо, що застосування мінеральних добавок сприяє ущільненню цих рівнів структури за рахунок зниження пористості [3, 4].

За нашими даними наповнювачі нанорівня, являють собою центри кристалізації, при цьому сприяють прискоренню процесів кристалізації, особливо на початковому етапі твердіння, що підтверджують дані про високу ранньої міцності бетонів з наномодифікаторами [5].

У деяких випадках, використання декількох видів активації приводить до погіршення показників бетону в порівнянні з одним активаційним впливом. Причому це може проявитися не відразу, а з плином часу. Наприклад: у дорожніх монолітних бетонах застосування мікроструктурної активації (введення мікронаповнювачів) і фізико-хімічної активації (введення комплексу суперпластифікатор + повітровтягуюча добавка) приведе до різкого зменшення кількості залученого повітря і зниження пластифікуючого ефекту, а значить погіршення якості бетону. Причиною в цьому випадку є традиційний підхід до введення всіх добавок - одночасно.

Одним із поширених фізичних способів активаційного впливу на воду (водний розчин добавок) зачинення є обробка магнітним полем [6, 7]. За даними В.І. Класена [6] короткочасні впливи електромагнітного поля на гетерогенні водні системи приводять до зміни швидкості протікання хімічних реакцій за рахунок зміни кінетики розчинення мінералів клінкеру. Їм же відзначено вплив магнітного поля на процеси змочування, коагуляції і кристалізації [6]. Як зазначав А.І. Зятьков, обробка води магнітним полем приводить до зміни поверхневого натягу і характеру адсорбції добавок [7]. Однак, відомо, що такий вплив нестабільний, тривалість ефекту дуже мала, будь-які критерії оцінки

ефективності, крім кінцевих показників бетону (в основному, міцності) відсутні.

Дослідження, проведені під керівництвом І.М. Грушко [8, 9] показали, що механоактивація цементно-водної суспензії в роторно-пульсаційному апараті (РПА) приводить до збільшення міцності бетонних виробів. Це можна пояснити тим, що при такому способі активації у водне середовище потрапляє велика кількість штучних зародків кристалізації, що утворюються при кавітаційному руйнуванні будь-яких мікрочастинок (у тому числі цементу та ін.) в РПА. Це дозволяє прискорити процеси структуроутворення за рахунок прискорення кристалізації. Розглянута фізико-механічна активація компонента мікроструктури забезпечувала досить стабільний ефект для цементних і зольних суспензій, однак, величина його була різною, а тривалість впливу не була визначена.

Застосування хімічних добавок, які вводять в бетонну суміш через рідку фазу, відноситься до фізико-хімічної активації, дія якої спрямована на зміну властивостей субмікро- і мікроструктури. Її ефективність багато в чому визначається складом і будовою добавок, а також видом в'язучого. За своїми властивостями хімічні добавки не завжди є модифікаторами води зачинення, що змінюють її властивості. У першу чергу добавки змінюють поверхневі властивості вихідних мінералів і новоутворень цементу, а рідка фаза служить передавальною ланкою для отримання бажаного ефекту. Це найбільш вивчений і часто вживаний спосіб активації. Але і в даному випадку, необхідні критерії, що дозволяють визначити часові інтервали і тривалість інших видів впливу.

Постановка мети і задач досліджень. Виходячи з вищевикладеного можна сказати, що напрямок комплексної активації, як компонентів бетону, так і його різних структурних рівнів є досить актуальним і вимагає серйозного наукового дослідження. У Харківському національному автомобільно-дорожньому університеті на кафедрі технології дорожньо-будівельних матеріалів протягом багатьох років проводять дослідження як по застосуванню різних видів активації в бетонних сумішах і бетонах, так і з узагальнення багаторічного досвіду роботи інших дослідників у цій галузі.

Практичний інтерес представляє ефективність використання високодисперсних вуглецевих колоїдних частинок як модифікатора субмікро- і мікроструктури при виготовленні малорозмірних

дорожніх бетонних виробів. Теорія їх застосування викладена в [5], і заснована на тому, що застосування високодисперсних вуглецевих колоїдних частинок сприяє ущільненню структури бетону на субмікро- і мікрорівні, що приводить до збільшення щільності і міцності всього композиту. Крім того, високодисперсні вуглецеві колоїдні частинки - готові центри кристалізації. Все це приводить до отримання принципово нових властивостей бетонів і підвищенню їх довговічності.

Методика досліджень. У дослідженнях застосовували такі матеріали: цемент ПЦ І-500 Н Балаклійського цементного комбінату, кварцовий пісок з модулем крупності $M_{кр} = 1.3$ мм, щебінь фр. 5-10 мм і 10-20 мм, відсів каменеподрібнення, високодисперсні вуглецеві колоїдні частинки (ВВКЧ) розміром $10^{-7} \dots 10^{-8}$ м у вигляді малоконцентрованої водної суспензії (гідрозоля), яку одержували шляхом ультразвукового диспергування коксового пилу в воді. Метод синтезу водної суспензії розроблено в Українському державному науково-дослідного вуглехімічного інституті [10]. Концентрація ВВКЧ становить 0,9 г/літр. Отримані таким чином водні суспензії високодисперсних вуглецевих колоїдних частинок вводили в воду зачинення цементних бетонів.

Результати досліджень. Починаючи з 2011 року на заводі ТОВ «Геомакс» по виготовленню дорожніх бетонних сумішей і виробів, при науковому супроводі співробітників кафедри ТДБМ, випускали малорозмірні елементи облаштування доріг: бортовий камінь, поребрик, тротуарну плитку з бетону, до складу якого вводили високодисперсні вуглецеві колоїдні частинки.

Вироби виготовляли методом вібропресування і після формування пропарювали в камері тепловологісної обробки по режиму 3+3+10+2 при $t_{із} = +80$ °С. Періодично фізико-механічні властивості бетонів вивчали на зразках-кубах, які випилювали з виробів. Аналіз даних показав, що міцність бетону з високодисперсними вуглецевими колоїдними частинками збільшується в 1,5...1,6 разів (табл. 1).

Спостерігається істотне збільшення щільності бетону з високодисперсними вуглецевими колоїдними частинками у порівнянні з бетоном контрольного складу без них. Щільність збільшується з 2195 кг/м^3 до 2308 кг/м^3 . При цьому бетонні суміші, що містять ВВКЧ значно краще формуються.

Таблиця 1

Фізико-механічні властивості вібропресованих бетонних виробів

	Контрольний склад	Склад з ВВКЧ
Межа міцності при стисканні, МПа	31,5	48,1
Щільність, кг/м ³	2195	2308
Водопоглинання, %	6,15	4,23
Стиранність, г/см ²	0,65	0,49

Стиранність бетону з ВВКЧ істотно знижується у порівнянні з контрольним складом без ВВКЧ. Для контрольного складу стиранність становить 0,65 г/см², а для бетону з ВВКЧ - 0,49 г/см². Це на 32,6 % нижче у порівнянні з контрольним складом. Знижується також і водопоглинання бетону з ВВКЧ. Для бетону контрольного складу водопоглинання становить 6...7 %, а для бетону з ВВКЧ 3,5...4,5 %, що нижче в 1,3 рази.

Періодичні випробування морозостійкості зразків бетону, які були випиляні з бортового каменю по другому базовому методі визначення морозостійкості для бетонів дорожніх і аеродромних покриттів показали, що у бетоні з ВВКЧ коефіцієнт морозостійкості вище, ніж у складів без них (табл. 2).

Таблиця 2

Морозостійкість вібропресованого бетону

	Коефіцієнт морозостійкості після кількості циклів				
	50	75	100	150	200
Контрольний склад	1,03	0,98	0,92	-	-
Склад з ВВКЧ	-	-	1,05	1,03	1,00

Для складу бетону з ВВКЧ коефіцієнт морозостійкості після 100 циклів заморожування і відтавання склав 1,05, а для контрольного складу 0,92. На зразках бетону контрольного складу після 100 циклів випробування на морозостійкість спостерігали руйнування, відколи та лушення поверхні. На зразках бетону з ВВКЧ після 200 циклів випробування на морозостійкість спостерігали несуттєві руйнування і слабкі поверхневі лушення.

Дослідження показали, що використання способу активації води зачинення за рахунок введення високодисперсних вуглецевих

колоїдних частинок у комплексі з тепловологісною обробкою виробів у жорстких бетонних сумішах, які ущільнюються пресуванням, приводить до підсилення одного способу активації за рахунок іншого (табл. 3).

Таблиця 3
Вплив ВВКЧ та ТВО на міцність рівнів структури пресованого бетону

№ з/п	Рівень структури	Наявність ВВКЧ	R після ТВО, % від контролю	R 28 діб, % від контролю
1	Мікро (цем. камінь)	-	100	100
2		+	160	130
3	Мезо (цементно-піщаний розчин)	-	100	100
4		+	155	130
5	Макро (бетон)	-	100	100
6		+	145	130

У цьому випадку фізико-хімічна активація посилюється механічним впливом – створенням щільної упаковки частинок усіх розмірів на всіх структурних рівнях. Це підтверджує висловлене припущення про можливість покращення якості бетону за рахунок правильного вибору комплексу впливів на його рівні структури. Встановлено, що для підвищення якості важких цементних бетонів в кожному конкретному випадку ефективно використання комплексу методів впливу на структурні рівні бетону. При цьому необхідно, щоб ці методи впливу посилювали індивідуальність кожного, що дозволить значно підвищити довговічність бетонів.

Висновки.

1. Показана необхідність виділення декількох (двох-трьох) параметрів активації цементного каменю, розчину і бетону, які будуть контролюватись, а також визначення критеріїв ефективності (не більше трьох-чотирьох, основних) для кожного прийнятого виду активації. Такий підхід, на нашу думку, дозволить удосконалити наукові основи застосування різних видів активації в технології цементних бетонів.

2. Встановлено, що експлуатаційні властивості бетонних виробів з ВВКЧ, виготовлених на заводі ТОВ «Геомакс» істотно відрізняються від виробів без ВВКЧ. Міцність бетону з ВВКЧ

зростає в 1,5 рази, а морозостійкість збільшується на 1...2 марки у порівнянні з контрольним складом без ВВКЧ.

3. Показано, що для підвищення якості цементних бетонів в кожному конкретному випадку можливе ефективне використання комплексу методів впливу на структурні рівні бетону. При цьому необхідно, щоб ці методи впливу посилювали індивідуальність кожного, що дозволить значно підвищити довговічність бетонів. У нашому випадку вивчення експлуатаційних властивостей бетонів з ВВКЧ дозволило встановити, що комплекс впливів (ВВКЧ + ТВО + пресування) підвищує не тільки міцність, але також знижує водопоглинання (до 30 %) і стиранність (до 40 %), підвищує морозостійкість (на 1...2 марки).

1. Грушко И.М. Структура и прочность дорожного цементного бетона [Текст] / И.М. Грушко, Н.Ф. Глущенко, А.Г. Ильин - Харьков: Харьковский государственный университет, 1965. - 135с.

2. Бабушкин В.И. Физико-химические процессы коррозии бетона и железобетона [Текст] / В.И. Бабушкин. - М.: Стройиздат, 1968. - 187с.

3. Кузнецова Т.В. Физическая химия вяжущих материалов [Текст] / Т.В. Кузнецова, И.В. Кудряшов, В.В. Тимашев. – М.: Высш. шк., 1989. – 384 с.

4. Теория цемента [Текст] / Под ред. А.А. Пашенко. – К.: Будівельник, 1991. – 168 с.

5. Толмачев С.Н. Применение углеродных коллоидных наночастиц в мелкозернистых цементных бетонах [Монография] [Текст] / С.Н. Толмачев, Е.А. Беличенко. – Х.: ХНАДУ, 2014. – 152 с.

6. Классен В.И. Омагничивание водных систем [Текст] / В.И. Классен. – М.: Химия. – 1982. – 296 с.

7. Зятков А.И. Физическая адсорбция магнитообработанной воды [Текст] / А.И. Зятков // ЖПХ. – 1975. – Т. 48. - № 11. – С. 2430 – 2433.

8. Грушко И.М. Влияние обработки цементных суспензий на ускоренное твердение бетонов [Текст] / И.М. Грушко, В.А. Бирюков, И.И. Селиванов, И.Ф. Киселев // Бетон и железобетон. – 1981. - № 3. – С. 38 – 40.

9. Солдатенко С.Е. Механохимическая активация малоконцентрированных цементно-водных суспензий для интенсификации твердения бетона при тепловой обработке: дисс. кандидата техн. наук: 05.23.05 / Солдатенко Сергей Евгеньевич. – Х., 1990. – 288 с.

10. Зеленский О.И. Получение углеродных наноструктур из углей и продуктов коксования [Текст] / О.И. Зеленский, В.М. Шмалько, С.И. Богатыренко // Углекимический журнал. – 2010. – № 1 – 2. – С. 15 – 20.

**МІЦНІСНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДОСЛІДНИХ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІДСИЛЕНИХ РІЗНИМИ
СПОСОБАМИ В РОЗТЯГНУТІЙ ЗОНІ**

**STRENGTH CHARACTERISTICS OF EXPERIMENTAL
REINFORCED CONCRETE BEAMS STRENGTHENED IN
VARIOUS WAYS IN THE STRETCHED AREA**

**Боярчук Б.А., к.т.н., доцент, Маліков В.В., к.т.н., доцент (Луцький
НТУ, м. Луцьк)**

**Boyarchuk B.A, Ph.D., associate professor, Malikov V.V, Ph.D.,
associate professor (Lutsk National Technical University, Lutsk)**

Наведені результати досліджень міцнісних характеристик підсилених залізобетонних балок в розтягнутій зоні трьома способами: сталевібробетоном, полімербетоном і стержньовою арматурою з важким бетоном

These results reinforced durable characteristics of reinforced concrete beams stretched zone in three ways: stalefibrobetonom, the rod and concrete reinforcement of heavy concrete. In the design of strengthening the idea was to increase the stats (strength, crack resistance, deformability) of the structures by approximately the same value, and then evaluate their effectiveness. To do this, one series of beams was reinforced with a layer of concrete, the strength of which is subject to increase shoulder internal pair of forces the cross-section should be equal to the strength of beams reinforced with additional reinforcement in combination with polimerbetona or heavy concrete.

According to the research results, the most effective way to gain one is the growing layer of concrete, since strength properties of the reinforcement used in full.

Ключові слова: залізобетонні балки, сталевібробетон, полімербетон, стержньова арматура, важкий бетон

Keywords: concrete beams, stalefibrobeton, concrete, reinforcing rod, heavy concrete

Експериментальні балки виготовлялися в заводських умовах з важкого бетону класу В15, які армувались в розтягнутій зоні стержньовою арматурою 2Ø14АІІІ. Для поперечного армування використовувалась дротова арматура Ø4Вр-1 з кроком 100мм на приопорних ділянках балки. Середня третина балок поперечною арматурою не армувалась. Всього було виготовлено 4 серії балок з розмірами 120х200х2000 мм по 4 штуки в кожній. Балки першої серії не підсилювались. Половину балок з решти трьох серій підсилювали трьома способами (див. табл.1). Для порівняння результатів підсилення балок другу половину з решти трьох серій балок моделювали, імітуючи таким чином втрату ними своєї несучої здатності. Це досягалось за допомогою попереднього навантаження балки на спеціальній установці зусиллям, що становило приблизно 80% від руйнівного до появи та розкриття тріщин. Після цього балки розвантажували і підсилювали.

Підсилення балок другої серії виконували сталеві фібробетоном, що складався з матриці (дрібнозернистий бетон класу В20) і сталевих фібр з відпрацьованих канатів Ø1 мм. Вміст фібр становив 3% за об'ємом. Товщина шару підсилення прийнята 40 мм.

Балки третьої серії підсилювали полімербетоном, який виготовляли з дрібнозернистого бетону класу В20 та епоксидної смоли ЕД-20 (20% за об'ємом). Товщина шару підсилення - 20 мм.

Балки четвертої серії підсилювали способом підведення додаткової арматури 2Ø8АІІІ, яку замонолічували дрібнозернистим бетоном класу В20. Товщина шару підсилення - 20 мм.

Методика та програма експерименту описанні у роботах [8, 9].

Як показав експеримент з чотирьох випробуваних серій балок дві серії (непідсилені зразки та зразки, підсилені шаром сталеві фібробетону) зруйнувалися за нормальними перерізами. Дві інші серії (підсилені додатковою арматурою і шаром полімербетону або важкого бетону) були зруйновані за похилими перерізами внаслідок сумісної дії поперечної сили та згинального моменту.

При проектуванні підсилення задум полягав у тому, щоб підвищити параметри (міцність, тріщиностійкість, деформативність) конструкцій приблизно на одну і ту ж величину, а потім оцінити їх ефективність.

Для цього одна серія балок була підсилена шаром сталеві фібробетону, міцність якого з урахуванням збільшення плеча внутрішньої пари сил перерізу мала дорівнювати міцності балок,

підсилених додатковою арматурою 2 Ø8 А-III у сполучені з полімербетоном або важким бетоном.

Однак, зважаючи на те, що нові матеріали (сталеві фібробетон і полімербетон), які були використані як елементи підсилення, вивчені недостатньо і мають свої особливості, при виробництві з'явилися деякі відхилення у їх реальних міцнісних і деформативних характеристиках. Крім того, при наявності додаткової поздовжньої арматури підсилення несуча здатність похилих перерізів виявилася меншою, ніж нормальних. В той же час, як видно з результатів випробувань зразків марок БС і БСН при включенні в роботу сталеві фібробетону, спільна деформація шару підсилення з основною балкою може тривати від початку навантаження до руйнування.

У балках, підсилених сталеві фібробетоном спостерігалось практично одночасне руйнування розтягнутої та стиснутої зон. Підсилюючий шар зруйнувався внаслідок висмикування фібр. Цей спосіб руйнування відбувається при помірному зчепленні бетону з гладенькими фібрами, отриманих з відпрацьованих канатів [1].

Руйнівне розтягуюче напруження у підсилюючому шарі сталеві фібробетону можна отримати, прирівнюючи його до міцності зчеплення фібр з бетоном [1] за формулою

$$R_{fbt} \approx \tau_c = K_\tau \Delta L_c \quad (1)$$

де K_τ , МПа/мм, - коефіцієнт зсуву; ΔL_c , мм, - видовження та зсув фібр відносно бетонної матриці.

За показаннями приладів (індикаторів і компоратора) [2] в описуваних дослідах середнє видовження та зсув фібр відносно бетонної матриці складало $\Delta L_c = 4,5$ мм.

Величину коефіцієнта K_τ досліджували у роботі [1]. Статистична обробка даних експериментів з 95% забезпечуваністю показала, що для вирівняної (гладенької) фібри Ø1,2 мм і при бетоні матриці класу В20 середнє значення цього коефіцієнту становить $K_\tau = 0,8$ МПа / мм. Ці умови практично збігаються з умовами наших дослідів, тому руйнівне розтягуюче зусилля можна визначити так:

$$R_{fbt} \approx \tau_c = 0,8 \times 4,5 = 3,6 \text{ МПа,}$$

що практично не відрізняється від міцнісних властивостей використаних основних бетонів та бетонів підсилення для експериментальних зразків.

З точки зору підвищення міцності підсилюваного згинального балочного елемента ефективнішим є випадок, коли більшість фібр

розриваються, а решта – висмикуються. Але з точки зору найповнішого використання підсилюючого шару вигідніше мати тільки висмикування фібр, тому що у такому разі деформативність сталевібробетону збільшується [1, 3, 4, 5].

Таким чином, у балках, підсилених шаром сталевібробетону, була повністю вичерпана несуча здатність як за нормальними, так і за похилими перерізами.

Решта зразків підсилених балок (марок БП, БПН, БТ, БТН), як вже було згадано вище, зруйнувалися за похилими перерізами, внаслідок розриву поперечних стержнів. У цьому випадку у зонах спільної дії згинальних моментів і поперечних сил із збільшенням навантаження після 0,7...0,8 від руйнівного і розвитку похилих тріщин балки розділилися на частини, з'єднані стиснутою зоною і поперечною арматурою, яку перетинають тріщини. Руйнування характеризується різким розкриттям однієї з похилих тріщин, так званої критичної, та наступним фізичним руйнуванням бетону над цією тріщиною з одночасним розривом поперечних стержнів. Це явище відповідає численним дослідженням [6, 7], які відзначають, що при прольотах зрізу $a/h_o = 2...3$ і наявності поперечної арматури відбувається перехід від руйнування за нормальними перерізами до руйнування за похилими перерізами.

У нашому випадку для зазначених марок експериментальних балок фактичний відносний проліт зрізу становив $a/h_o = 600/207 = 2,9$.

Такій формі руйнування сприяла втрата контакту між основною балкою та шаром підсилення на опорі. Після розшарування і відокремлення підсилюючого шару полімербетону (балки БП і БПН) або важкого бетону (балки БТ і БТН) на опорі підсилена балка виявилася такої ж висоти, що і до підсилення. Отже, шар підсилення, з точки зору поперечної сили виключився з роботи. При цьому, чим більшими були зусилля зчеплення, тим більша поперечна сила була необхідна для руйнування елемента. Так, балки, підсилені шаром полімербетону, зруйнувалися при більших зусиллях, ніж ті, що були підсилені важким бетоном.

У табл. 1 наведені результати експериментальних досліджень несучої здатності непідсилених і підсилених різними способами зразків залізобетонних балок. У зв'язку з тим, що балки зруйнувалися різними способами, у цій таблиці паралельно показані руйнуючі поперечні сили та згинальні моменти.

Таблиця. 1

Середні експериментальні значення міцностей дослідних зразків балок.

№ п/п	Марка балки	Шифр способу підсилення	Руйнівне зусилля (поперечна сила), P_u , кН	Коеф.іці -енти варіації, %	Відносне значення міцності P_{ui} / P_o	Згиналь -ний момент при руйнуванні, M , кНм
1	Б	0	27,0	5,1	1,0	16,2
2	БС	1-1	35,0	3,2	1,296	21,0
3	БСН	1-2	37,5	3,2	1,389	22,5
4	БП	2-1	35,75	4,1	1,361	22,05
5	БПН	2-2	42,25	2,8	1,565	21,45
6	БТ	3-1	34,0	6,5	1,259	20,4
7	БТН	3-2	33,25	15	1,250	19,95

Умовні позначення: Б - балки без підсилення; БС – балки підсиленні сталевібробетоном; БП – балки підсиленні полімер бетоном; БТ – балки підсиленні стержньовою арматурою і важким бетоном; БСН - балки підсиленні сталевібробетоном з попереднім навантаженням; БПН - балки підсиленні полімербетоном з попереднім навантаженням; БТН - балки підсиленні стержньовою арматурою і важким бетоном з попереднім навантаженням.

Як видно з табл. 1, найбільший приріст несучої здатності виявився у балках, підсиленних армованим шаром полімербетону. Але у цьому випадку, як і при підсиленні армованим шаром важкого бетону, поздовжня арматура не досягла межі текучості, тобто не була використана повністю.

Таким чином, найбільш ефективним способом підсилення можна вважати підсилення шаром сталевібробетону, оскільки у цьому разі міцнісні властивості шару підсилення використано повністю.

1. Ашимов Б.А., Хайдуков Г.К. Исследования расчетных параметров фибры из стальных отработанных канатов // Пространственные конструкции зданий и сооружений: М. - Белгород: Изд. Бел ГТСАМ, 1996. - С. 101-111.

2. ДСТУ БВ.2.6-7-95. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості. - К.: Украхбудінформ, 1997. - 30 с.

3. Боярчук Б.А. Характер тріщиноутворення і розкриття тріщин в експериментальних залізобетонних балках, підсилених різними способами // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів і конструкцій. Зб. Наукових праць. Вип. 5. - Львів: Каменяр, 2002. - С. 219 - 223.

4. Кричевский С.А. Прочность, деформативность и трещиностойкость торкретсталефибробетонных покрытий железобетонных балок: Дис...канд. техн. наук. - Киев, 1996. - 152 с.

5. Кричевский А.П. Новые технологии, материалы и конструкции на основе сталефибробетона // Новые строительные технологии, материалы и конструкции на основе сталефибробетона. Материалы семинара. – Донецк -Харцизск, 2002. - 50 с.

6. Лозовский Д.А. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений. - Новополоцк: Изд-во Полоцкого гос. ун-та. 1998. - 240 с.

7. Проектирование усиления несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений // А.Б. Голышев, И.Н. Ткаченко.- К.: Логос, 2001. - 172 с.

8. Боярчук Б.А. Міцність, тріщиностійкість та деформації залізобетонних конструкцій при різних способах підсилення розтягнутої зони: Дис. канд. техн. наук. Луцьк 2003. - 159 с.

9. Підвищення надійності підсилених залізобетонних конструкцій будівель та споруд. Звіт про виконання науково-дослідної роботи №39дб (заключний). Луцьк, 2000, - 103.

**НЕБЕЗПЕКА ВІД НЕХТУВАННЯ ВПЛИВУ ПОВЕРХНЕВИХ
ТА ГРУНТОВИХ ВОД НА ОСНОВИ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД**

**DANGER NEGLECT FROM IMPACT SURFACE WATER AND
GROUNDWATER ON FOUNDATIONS BUILDINGS**

**Гордіюк Т.Л., студент групи БДН-41 (Луцький НТУ, м. Луцьк),
Біскуб П.І., к.т.н., доцент (Луцького НТУ, м. Луцьк)**

**Gordiyuk T.L., student group BDN-41 (Lutsk National Technical
University, Lutsk), Biskub P.I., Ph.D., senior lecturer (Lutsk National
Technical University, Lutsk)**

У статті описано негативний вплив факторів поверхневих та ґрунтових вод на основи будівель та споруд, а також заходи, що забезпечують недопущення надмірного зволоження основ.

This article describes the negative influence of factors of surface and ground water on the foundations of buildings. Characteristics of soil on indicators by state building codes. Identify the most adverse hrnutu construction according to performance. Describe events and circumstances that affect pidnnyattya fluctuations or groundwater. Factors possible flooding (wetlands) basis under the sole foundation. Also described such a circumstance, the depth distribution of the load. Available information on the positive characteristics and shortcomings of each of the soils and effects of the above factors, events, circumstances. And also describes measures to ensure the prevention of excessive moisture bases, raising or fluctuations in groundwater for their normal operation. Rationale plots hakterystyk and data regarding factors.

Ключові слова: основи, ґрунтові води, негативні фактори, перезволоження

Keywords: foundations, groundwater, negative factors, wetlands

Основа будівлі - це масив ґрунту, що знаходиться під подошвою фундаменту на який припадає, та на певну глибину розповсюджується, навантаження від будівлі.

Глибина розповсюдження навантаження в основі залежить від питомого тиску будівлі, якісного складу масиву та негативних факторів, що впливають на поведінку ґрунту.

Найбільш негативним фактором впливу на ґрунт є його перезволоження. Особливо небезпечним явищем є надмірне перезволоження в поєднанні з вібрацією від обладнання або від транспорту дорожньої мережі.

Згідно Державних будівельних норм, ґрунти основ характеризуються за такими показниками:

1. Питома вага "Y"
2. Коефіцієнт пористості "e"
3. Коефіцієнт питомого зчеплення "C_n"
4. Коефіцієнт текучості "I_L"
5. Коефіцієнт вологості на границі текучості "W"
6. Розрахунковий опір "R_o"

Показник, розрахунковий опір R_o, є ключовим у забезпеченні стійкості проти деформації та понаднормативної усадки основи.

Такі показники як пористість, питома вага, питома зчеплення та текучість при певній вологості є такі, що найголовніше формують значення величини опору "R_o" основи.

Прикладом різноманітних варіантів збігів значень таких коефіцієнтів, є формування різних видів ґрунтів наведених нижче.

По спадковій величині питомого опору R_o ґрунти класифікуються за своїм фізичним та морфологічним складом та мають відповідну несучість:

1. Піски крупні 60-40 т/м²
2. Піски дрібні 40-30 т/м²
3. Піски пилеваті 30-25 т/м²
4. Піски пилеваті мокрі 15-12 т/м²
5. Глини важкі сухі 40-30 т/м²
6. Глини важкі мокрі 30-20 т/м²
7. Глини пористі та текучі 25-10 т/м²
8. Суглинки 30-20 т/м²
9. Суглинки мокрі 25-15 т/м²
10. Супісь 35-25 т/м²
11. Супісі мокрі 25-12 т/м²
12. Лесовидні суглинки 20-15 т/м²
13. Лесовидні суглинки мокрі 15-10 т/м²

Основи складені стійкими проти зволоження ґрунтами такими як піски, (крім пілуватих) не потребують уваги впливу вод, але такі основи явище мало ймовірно.

Переважає більшість основ під фундаментами будівель України складають ґрунти піддатливі впливу вод через свій метаморфічний та дисперсний склад (це глини, суглинки, піски пілуваті, супісі та лесовидні суглинки).

Такі ґрунти в стані надмірної зволоженості втрачають свою несучу здатність в 2-2,5 рази.

Виходячи з цього видно, що самий несприятливий ґрунт основи є лесовидний суглинок. Підтвердженням цього є те що, на карті країни залежі лесовидних суглинків, як небезпечних ґрунтів, означенні контурами.

Суть такої проблеми лесовидних суглинків полягає в трьох показниках.

Перший негативний показник, це дуже велика пористість "e".

Другою характеристикою негативу є пилевата структура з малим питомим коефіцієнтом зчеплення C_n .

Останнім негативом є те, що границя текучості лесовидних суглинків наступає при відносно незначній вологості. Збіг таких обставин виводить такі основи за межі сприятливих.

До небезпечних основ відносяться і піски пілуваті, що в 2-2,5 рази втрачають свою несучість при надмірному зволоженні.

По суті, це пливунні ґрунти, які особливо небезпечні при надмірному зволоженні та сприйняттю вібрувань від транспорту чи обладнання під значним навантаженням будівлі.

Прикладом поведінки таких ґрунтів є розрідження і усадка бетонної суміші при застосуванні вібратора. При тому, слід мати на увазі, що в бетоні діють тільки гравітаційні сили, а в спорудах діє постійна та значна маса будівлі.

Саме тому державними будівельними нормами (ДБН) України передбачено норматив безпечного рівня ґрунтових вод для житлових та громадських будівель 3,5 м і для промислових, (де за конструктивними особливостями значна глибина закладання фундаменту) становить 7 м.

Слід зауважити що, за умови показника високої капілярності ґрунту, ці норми збільшуються.

Ще більш небезпечним є явище циклічного підняття рівня ґрунтових вод до стану перезволоження основи.

Таке явище створює ефект забивання опори в ґрунт.

При відносному підсиханні основа збільшує опір постійному тиску від будівлі та, якби накопичує напруження, а після перезволоження опір зменшується і будівля наче забиває фундамент в основу.

Крім того слід враховувати таку обставину, як глибина розповсюдження навантаження.

Чим менша несучість основи, тим на більшу глибину розповсюджується навантаження від будівлі. За таких обставин, норма осушення має бути збільшеною, для унеможливлення перезволоження основи в межах розповсюдженого навантаження.

При розгляді впливу підтоплення на несучість основ будівель, самим значущим показником є коефіцієнт текучості " I_L " при певному рівні перезволоження відносно природної вологості.

Цей показник має важливе значення для таких ґрунтів як, глина, суглинок, супісь та лесовидний суглинок, які крім того мають пористість яка сприяє накопиченню вологи.

Прикладом цьому є дані ДБН які характеризують нормативний опір R_0 глини при різному значенні пористості.

Так, один і той же метаморфічний склад ґрунту за класифікацією «глина» при коефіцієнт пористості $e = 1,1$ та коефіцієнт текучості $I_L = 0$ має опір $R_0 = 25 \text{ т/м}^2$. При тому ж коефіцієнт $e = 1,1$ та іншому коефіцієнт текучості $I_L = 1$ опір становить $R_0 = 14 \text{ т/м}^2$

Слід також мати на увазі, що показники рівня ґрунтових вод, які були в період вишукувань, як і данні можливого зовнішнього підтоплення, що брались до уваги як 1% забезпеченість, можуть бути невідповідними майбутньому столітньому періоду, що нерідко підтверджується історичними свідченнями.

До факторів можливого підтоплення (перезволоження) основи під подошвою фундаменту будівлі відносяться:

- значні коливання рівня ґрунтових вод на прилеглий території;
- тимчасові зливи, чи талі, недостатньо відведені від будівлі стоки в період повені;
- неякісну зворотну засипку пазух між відкосом котловану та стіною фундаменту;

— аварійне підтоплення поривом напірних водопровідних мереж, тим більше скритих, де підтоплення відбувається в довгий період до їх виявлення.

З врахуванням вірогідності впливу перелічених факторів на основу під фундаментом будівлі потрібно забезпечити відсутності таких.

Але передбачити на багатолітній період існування будівлі наявність таких явищ як коливання рівня ґрунтових, підземних вод, дощових та талих повеней як і аварій напірних дворових та внутрішньобудинкових мереж, неможливо.

Тому в таких країнах як Нідерланди, Німеччина, Польща, які в місцях, де повені мають велику вірогідність та природній високий рівень ґрунтових вод, формують великий запас надійності будівель за рахунок заходів недопущення надмірного зволоження основ.

Це стосується захисту тих основ, що складені вразливими до дії води ґрунтами, а також при будівництві у відповідних зонах ризику.

А саме:

1. В зоні будівництва, що може піддатись впливу дощових та талих вод непередбачуваної інтенсивності та основ складених глинами, супісями, суглинками з великим коефіцієнтом пористості та текучості, по контуру фундаменту (вище рівня подошви) укладається дренаж з перфорованих труб та дрібно-щебеневою обсіпкою з відводом в приймальний колодязь.

2. В зоні вірогідності значних перевищень нормального рівня ґрунтових вод до небезпечного – по обидві сторони, (нижче рівня подошви) фундаменту (ні в якому разі не під подушкою) влаштовується дренаж.

Такий дренаж виконується з поліетиленових перфорованих труб підвищеної пружності за межами подушки на глибині від 0,6 – 1 м з заповненням траншей щебеним відсівом або крупнозернистим піском з відведенням дренажних вод у приймальник.

3. При проходженні в безпосередній близькості до фундаменту напірних водопровідних чи каналізаційних колекторів влаштовується ловчий дренажний колектор з великою приймальною здатністю і виведенням його природний стік або колодязь з автоматизованим відкачуванням.

4. В місцях де немає можливості забезпечити природний ухил для відводу дренажних вод влаштовуються заглиблені приймальні колодязі з установкою в них побутових відкачуючих насосів, що працюють в автоматичному режимі.

Суть таких заходів полягає у відводі надлишкових вод з тієї зони, на яку припадає максимальне навантаження від будівлі.

Як відомо з дослідів, питомий тиск від будівлі на глибині основи, яка дорівнює ширині подошви фундаменту зменшується вдвоє.

Це означає що, перезволоження основи на такій глибині, не створює критичного стану несучості.

Ключовим заходом є недопущення перезволоження основи (до межі текучості) на відрізок від подошви фундаменту до глибини від 0,5 до 1 її ширини в залежності від ґрунту основи.

Ці заходи потребують відповідних затрат, але якщо порівняти їх з можливими наслідками, вони вартують уваги.

Крім того 1 % забезпеченість природних явищ, яка приймається за вірогідність в розрахунках не може бути остаточною.

Ще один момент, який впливає на вибір ділянок під забудову, це ринок землі. Сприятливих місць для забудови стає все менше. Доступними є саме несприятливі ділянки, в тому числі, з точки зору негативного водного впливу.

З іншого міркування, такі ділянки ,які знаходяться поблизу водних об'єктів мають більшу привабливість, яка нівелює додаткові витрати на безпеку та довговічність будівлі.

Тому пропозиція сприйняти викладене, мабуть, є слушною.

1. ДБН В.1.1-24:2009 «Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування»;
2. ДБН В.1.1-25-2009 «Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення».

**ТЕОРЕТИЧНЕ ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНО-
ДЕФОРМАЦІЙНОГО СТАНУ ТА МІЦНОСТІ
СТАЛЕФІБРОБЕТОННИХ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

**THEORETICAL CALCULATION OF STRESS-DEFORMATION
STATE AND STRENGTH OF STEELFIBRECONCRETE
BENDING ELEMENTS**

Дробишинець С.Я., к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Drobyshynets S. Y., Ph.D., docent (Lutsk National Technical University, Lutsk)

В статті запропоновано методику визначення напружено-деформаційного стану і міцності нормальних перерізів сталевібробетонних згинальних елементів з урахуванням залежностей між напруженнями і деформаціями в сталевібробетоні на основі деформаційної розрахункової моделі.

At the present stage, improving the theory of concrete and reinforced concrete, development of methods of calculations of construction elements based on the estimated deformation model. In respect of designs on the basis of concrete, such techniques are not yet sufficiently developed. The proposed method allows to determine the stress-strain state steel fiber concrete bending elements at any stage short single and repeated low-cycle loading. In the article proposed the method of determining the stress-deformation state and strength of normal cross sections of steelfibreconcrete bending elements with consideration of the dependencies between the stresses and strains in steelfiberconcrete based on deformational calculation model.

Ключові слова: сталевібробетон, напружено-деформований стан, деформаційна модель

Keywords: steelfibreconcrete, stress-deformation state, deformational model

На сучасному етапі удосконалення теорії бетону і залізобетону, розробляються методики розрахунків елементів конструкцій на основі

розрахункової деформаційної моделі. Стосовно конструкцій на основі сталевібробетону, подібні методики ще є не достатньо розроблені.

В роботі [1], по аналогії з нормами проектування бетонних і залізобетонних конструкцій, пропонується розраховувати міцність сталевібробетонних елементів, виходячи з передумови, що епюра напружень в стиснутій зоні елемента має трикутну форму, а в розтягнутій - прямокутну. Виходячи з цього, розрахункова формула для міцності бетонних елементів прийнята у вигляді:

$$M \leq \alpha R_{bt} W_{pl}, \quad (1)$$

де α – коефіцієнт, який приймається для важкого і дрібнозернистого бетонів рівним $\alpha = 1,0$;

R_{bt} – міцність бетону на розтягання;

W_{pl} – момент опору перерізу для крайнього розтягнутого волокна з урахуванням непружних деформацій розтягнутого бетону (для елементів прямокутного перерізу можна приймати $W_{pl} = bh^2 / 3,5$).

Використавши наведену методику, для сталевібробетонних елементів представимо розрахункову схему нормального перерізу у вигляді, який наведений на рис. 1.

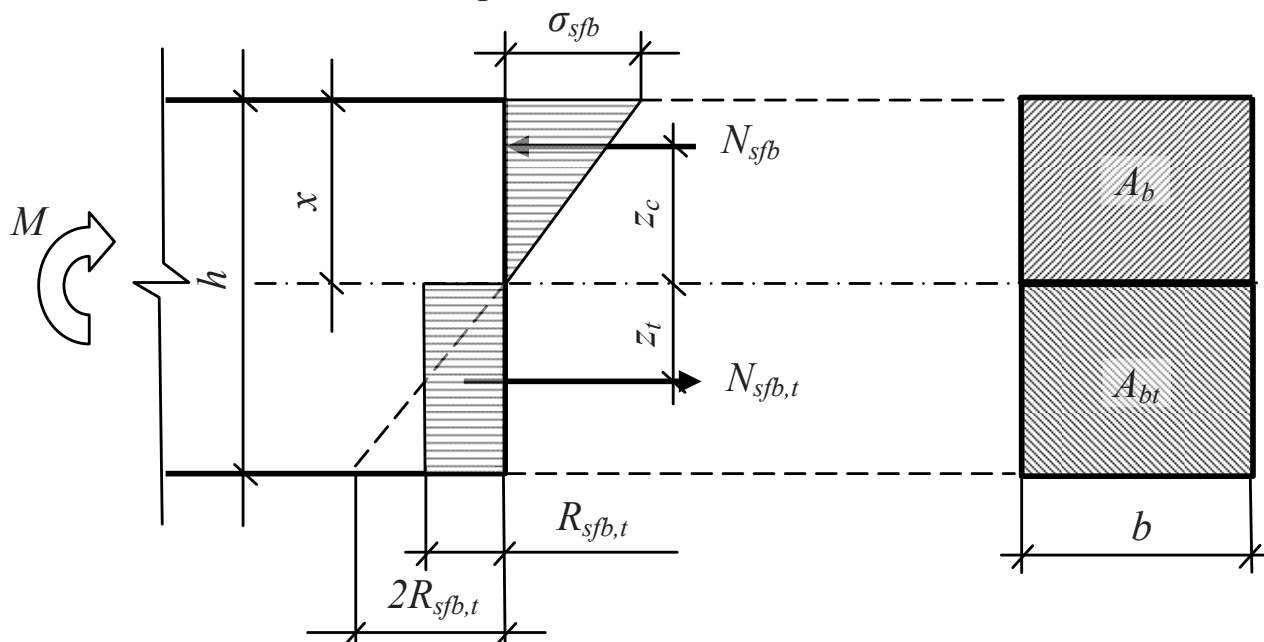


Рис. 1. Схема зусиль і епюри напружень в сталевібробетонному згинальному елементі.

В цьому випадку умови рівноваги запишемо у вигляді:

$$M = N_{sfb,c} z_c + N_{sfb,t} z_t \quad (2)$$

$$N_{sfb,c} = N_{sfb,t}; \quad 0,5\sigma_{sfb} bx = R_{sfb,t} b(h-x); \quad (3)$$

Підставивши в формулу (2) значення

$$N_{sfb} = 0,5\sigma_{sfb} bx; \quad \sigma_{sfb} = 2R_{sfb,t} \frac{x}{(h-x)}; \quad z_c = 2x/3$$

і $z_t = (h-x)/2$, отримаємо:

$$M = R_{sfb,t} b \left[\frac{x^3}{3(h-x)} + \frac{(h-x)^2}{2} \right], \text{ або}$$

$$M = R_{sfb,t} \left[\frac{2I_{sfb,0}}{(h-x)} + S_{sfb,0} \right] = R_{sfb,t} W_{sfb,pl}, \quad (4)$$

де $I_{sfb,0}$ – момент інерції площі перерізу стиснутої зони сталевібробетону відносно нейтральної лінії;

$S_{sfb,0}$ – статичний момент площі перерізу розтягнутої зони сталевібробетону відносно нейтральної лінії;

$W_{sfb,pl}$ – те ж, що і у формулі (1), тільки для сталевібробетонного перерізу.

Значення висоти стиснутої зони визначається з рівняння (3).

Стосовно розрахункової схеми, представленої на рис.1, можна зробити такі зауваження. В дійсності, як показують експериментальні дослідження, епюра напружень в розтягнутій зоні перед руйнуванням не є прямокутною і на нейтральній лінії напруження не досягають $R_{sfb,t}$. Також, в стиснутій зоні епюра напружень дещо відхиляється від форми у вигляді трикутника. Крім цього, побудовані формули на прийнятій фізичній моделі напружень в поперечному перерізі (рис.1), дають змогу визначити несучу здатність елемента тільки в граничному стані і вони не придатні для визначення напружено-деформаційного стану при різних рівнях навантаження.

Відмічені вади прийнятої в нормативних документах методики розрахунку згинальних елементів можна усунути, використавши розрахункову деформаційну модель поперечного перерізу [2]. Деформаційна модель включає рівняння зовнішніх і внутрішніх зусиль, умови деформування у вигляді гіпотези плоских перерізів та дійсні діаграми деформування матеріалів. За критерій міцності будемо приймати, в даному випадку, досягнення граничних деформацій в сталевібробетоні розтягнутої зони.

Виходячи з названих передумов, розглянемо напружено-деформаційний стан нормальних перерізів сталевібробетонних балок. Приймаємо епюри напружень в стиснутій і розтягнутій зонах криволінійними (рис.2), а для їх описання використаємо залежності, отримані при випробовуванні сталевібробетонних призм, як на стиск, так і на розтяг.

$$\sigma_{sfb} = \frac{E_{sfb,0}}{\frac{1}{\varepsilon_{sfb}} + \frac{(1 - \nu_{sfb,R})E_{sfb,0}}{R_{sfb}}}, \quad (5)$$

$$\sigma_{sfb,t} = \frac{E_{sfb,0}}{\frac{1}{\varepsilon_{sfb,t}} + \frac{(1 - \nu_{sfb,R,t})E_{sfb,0}}{R_{sfb,t}}}, \quad (6)$$

де $E_{sfb,0}$ – початковий модуль пружнопластичності бетону, який відповідає напруженням $\sigma_{sfb} = 0$ і $\sigma_{sfb,t} = 0$;

σ_{sfb} і $\sigma_{sfb,t}$ – напруження в сталевібробетоні відповідно при стисканні і розтяганні;

ε_{sfb} і $\varepsilon_{sfb,t}$ – деформації сталевібробетону при стисканні і розтяганні;

R_{sfb} і $R_{sfb,t}$ – міцність сталевібробетону відповідно при осьовому стисканні і розтяганні;

$\nu_{sfb,R}$ і $\nu_{sfb,R,t}$ – граничний коефіцієнт пружності сталевібробетону при стисканні і розтяганні.

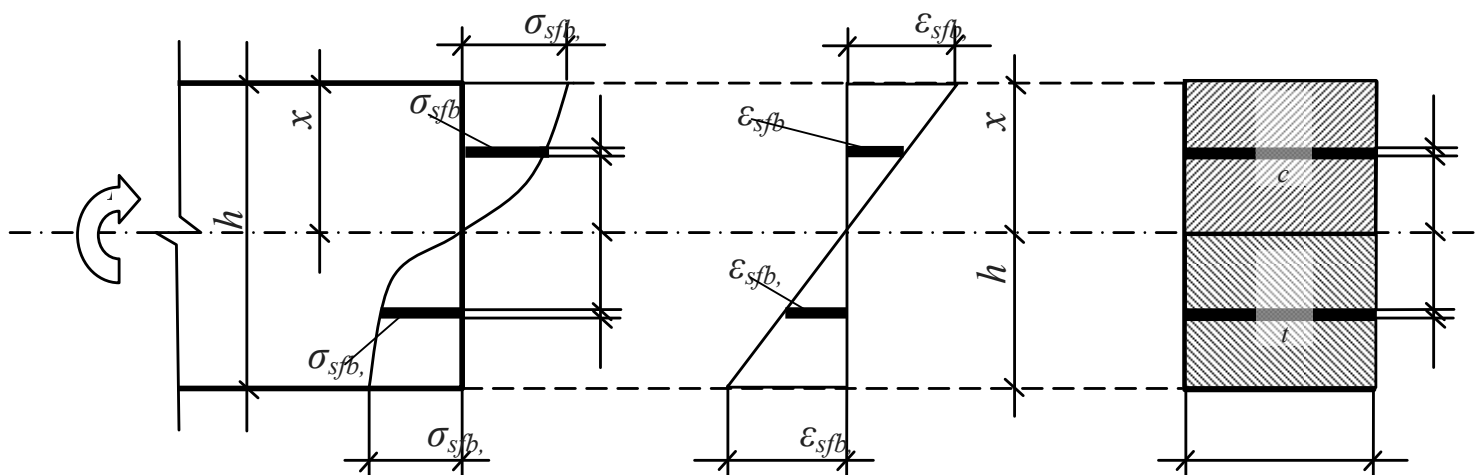


Рис. 2. Схема розподілу напружень (а) та деформацій (б) в поперечному перерізі (в) згинального сталевібробетонного елемента.

Виразам (5) і (6) з урахуванням відомих співвідношень

$$R_{sfb} = E'_{sfb,R} \cdot \varepsilon_{sfb,R} = \nu_{sfb,R} \cdot E_{sfb} \cdot \varepsilon_{sfb,R}, \quad (7)$$

$$R_{sfb,t} = E'_{sfb,t,R} \cdot \varepsilon_{sfb,t,R} = \nu_{sfb,t,R} \cdot E_{sfb,t} \cdot \varepsilon_{sfb,t,R}, \quad (8)$$

можна надати такого вигляду

$$\sigma_{sfb} = \frac{E_{sfb,0}}{\frac{1}{\varepsilon_{sfb}} + \frac{(1-\nu_{sfb,R})}{\nu_{sfb,R}} \cdot \frac{1}{\varepsilon_{sfb,R}}}, \quad (9)$$

$$\sigma_{sfb,t} = \frac{E_{sfb,t,0}}{\frac{1}{\varepsilon_{sfb,t}} + \frac{(1-\nu_{sfb,t,R})}{\nu_{sfb,t,R}} \cdot \frac{1}{\varepsilon_{sfb,t,R}}}, \quad (10)$$

Зафіксуємо висоту стиснутої зони балки, прийнявши $x=z_1$, і запишемо умови рівноваги елемента у вигляді:

$$M_1 = M_{c1} + M_{t1}, \quad (11)$$

$$N_{c1} = N_{t1}, \quad (12)$$

де M_1 , M_{c1} і M_{t1} – згинальні моменти відповідно від зовнішнього навантаження, зусилля в стиснутій зоні і розтягнутій зоні перерізу, відносно нейтральної лінії;

N_{c1} і N_{t1} – внутрішні зусилля відповідно в стиснутій і розтягнутій зонах перерізу.

Розрахункову діаграму деформування сталевібробетону при стиску, при одноразовому і повторному навантаженнях прийемо у вигляді діаграми Прандтля (рис.3). Аналогічні діаграми приймаємо і для випадку розтягання.

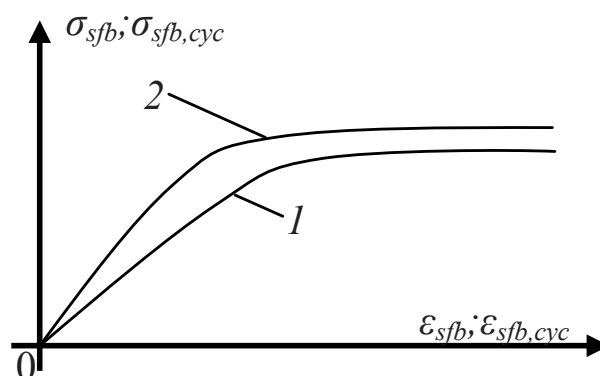


Рис.3. Розрахункові діаграми деформування сталевібробетону при стиску. 1 – при першому навантаженні; 2 – після повторних навантажень.

Користуючись розрахунковою схемою зусиль в поперечному перерізі згинального елемента (див. рис.2), визначимо внутрішні зусилля, які будуть рівними:

$$M_{c1} = b \int_0^{z_1} \sigma_{sfb} z dz; \quad M_{t1} = b \int_0^{h-z_1} \sigma_{sfb,t} z_t dz_t;$$

$$N_{c1} = b \int_0^{z_1} \sigma_{sfb} dz, \quad N_{t1} = b \int_0^{h-z_1} \sigma_{sfb,t} dz_t, \quad (13)$$

Користуючись гіпотезою плоских перерізів, зі схеми на рис.2 можна отримати наступне:

$$\frac{z}{\varepsilon_{sfb}} = \frac{z_1}{\varepsilon_{sfb,1}}; \quad z = \frac{z_1 \cdot \varepsilon_{sfb}}{\varepsilon_{sfb,1}}; \quad dz = \frac{z_1}{\varepsilon_{sfb,1}} d\varepsilon_{sfb}, \quad (14)$$

$$\frac{z_t}{\varepsilon_{sfb,t}} = \frac{h_0 - z_1}{\varepsilon_{sfb,t,1}}; \quad z_t = \frac{\varepsilon_{sfb,t}(h_0 - z_1)}{\varepsilon_{sfb,t,1}}; \quad dz_t = \frac{h_0 - z_1}{\varepsilon_{sfb,t,1}} d\varepsilon_{sfb,t}, \quad (15)$$

Крім цього
$$\varepsilon_{sfb,t} = \frac{\varepsilon_{sfb} \cdot z}{z_t}; \quad \varepsilon_{sfb,t,1} = \frac{\varepsilon_{sfb} \cdot z_1}{h - z_1}, \quad (16)$$

Підставляючи значення інтегралів формули (11) і (12) набудуть наступного вигляду:

$$M_1 = C \frac{b \cdot z_1^2}{\varepsilon_{sfb,1}^2} + D \frac{b(h - z_1)^2}{\varepsilon_{sfb,t,1}^2}, \quad (17)$$

$$A \frac{b \cdot z_1}{\varepsilon_{sfb,1}} = B \frac{b(h - z_1)}{\varepsilon_{sfb,t,1}}, \quad (18)$$

Формули (17) і (18) можна використати для визначення напружено-деформаційного стану при будь-якому рівні навантаження елемента та для визначення його міцності. Задачі можна вирішити методом послідовних наближень.

Для вирішення внутрішнього напруженого стану, тобто для знаходження зусиль M_1 , M_{c1} і M_{t1} , попередньо задаємося фіксованою деформацією крайнього розтягнутого волокна сталевібробетону $\varepsilon_{sfb,t,1}$ і висотою стиснутої зони перерізу $x=z_1$. Значення $\varepsilon_{sfb,t,1}$ приймаємо в межах $0 \leq \varepsilon_{sfb,t,1} < \varepsilon_{sfb,t,R}$, де $\varepsilon_{sfb,t,R}$ – граничні деформації сталевібробетону

при розтяганні. При цьому значення $\varepsilon_{sfb,t,1}$ повинно відповідати рівню навантаження, при якому необхідно визначити внутрішні зусилля. Вибір спочатку фіксованого значення $\varepsilon_{sfb,t,1}$ приймається тому, що міцність сталевібробетонних згинальних елементів визначається, в першу чергу, роботою розтягнутої зони. Значення $x = z_1$ в першому наближенні, приймаємо $z_1 = 0,5h$. За прийнятих значень $\varepsilon_{sfb,t,1}$ і z_1 знаходимо відповідну деформацію крайнього стиснутого волокна бетону, використовуючи гіпотезу плоских перерізів,

$$\varepsilon_{sfb,1} = \frac{\varepsilon_{sfb,1} \cdot z_1}{h - z_1}, \quad (19)$$

а потім перевіряємо умову (18). Якщо умова (18) виконується (відхилення приймаємо не більше 5 %), то за формулою (17) знаходимо діючий в перерізі згинальний момент M_1 , який відповідає деформації $\varepsilon_{sfb,t,1}$. У випадку, коли умова $N_{c1} \neq N_{t1}$, не виконується, то необхідно в другому наближенні скорегувати значення z_1 . Його можна прийняти дещо меншим, якщо $N_{c1} > N_{t1}$ і більшим, якщо $N_{c1} < N_{t1}$. Після чого наближення повторюють до досягнення виконання даної умови (в межах $0,95 \leq N_{c1}/N_{t1} \leq 1,05$). З використанням обчислювальної техніки можна досягти точного виконання умови (18).

Як згадувалось вище, критерієм руйнування згинального елемента є досягнення деформаціями в крайньому розтягнутому волокні граничних значень. З огляду на це, для визначення міцності згинального сталевібробетонного елемента з використанням формули (17), в першому наближенні прийmemo $\varepsilon_{sfb,t,1} = \varepsilon_{sfb,t,R}$ і $z_1 = 0,5h$. Кінцево згинальний момент M_1 визначимо при значеннях $\varepsilon_{sfb,t,R}$ і z_1 , які будуть задовольняти умову (18).

Для елементів, які піддаються повторним навантаженням, внутрішні згинальні моменти і міцність можна також обчислити за формулами, які мають структуру, як і (17) і (18), але залежність між напруженнями і деформаціями необхідно приймати з урахуванням впливу на діаграму деформування бетону повторних навантажень. З огляду на наведене, розрахункові формули матимуть вигляд:

$$M_{cyc,1} = C \frac{b \cdot z_1^2}{\varepsilon_{sfb,cyc,1}^2} + D \frac{b(h - z_1)^2}{\varepsilon_{sfb,cyc,t,1}^2}, \quad (20)$$

$$A \frac{b \cdot z_1}{\varepsilon_{sfb,cyc,1}} = B \frac{b(h - z_1)}{\varepsilon_{sfb,cyc,t,1}}, \quad (21)$$

Запропонована методика дає можливість визначити напружено-деформаційний стан сталевібробетонних згинальних елементів на будь якій стадії короточасного одноразового і повторного малоциклового навантаження.

1. Сунак О.П. Прочность, трещиностойкость и деформативность нормальных сечений изгибаемых комбинированно армированных сталефибробетонных элементов: Дис ... канд. техн. наук: 05.23.01.-Киев, 1986. - 175с.

2. Бабич Є.М., Бабич В.Є. Удосконалення розрахунку нерозрізних залізобетонних балок з використанням деформаційної моделі нормальних перерізів // Таврійський науковий вісник. Херсон, 1999. – С. 18-24.

3. Бабич Є.М., Дробишинець С.Я. Експериментальні дослідження роботи сталевіброзалізобетонних балок при повторних навантаженнях // Гідромеліорація та гідротехнічне будівництво: Збірник наукових праць. – Рівне, 2003. – Випуск 28: - с. 44-52.

4. Дробишинець С.Я. Експериментальні дослідження сталевібробетонних та сталевіброзалізобетонних балок при одноразовому та малоцикловому навантаженні // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне, 2003. – Випуск 9: - с. 218-224.

5. Бабич Є.М., Дробишинець С.Я. Робота сталевібробетонних та сталевіброзалізобетонних балок при одноразовому та повторних малоциклових навантаженнях // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація // Збірник наукових статей. Випуск 6. – Кривий Ріг: КТУ, 2004. - с. 65-71.

6. Дробишинець С.Я. Вплив повторних малоциклових навантажень на механічні характеристики сталевібробетону та роботу згинальних елементів на його основі.: Дис ... канд. техн. наук. – Луцьк, 2005. – 192 с.

**ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ДИСПЕРСНОГО
МІКРОАРМУВАННЯ НА ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ
ВЛАСТИВОСТІ БЕТОНУ**

**THE INVESTIGATION OF THE INFLUENCE OF DISPERSED
MICRO-REINFORCEMENT ON PHYSICAL AND
MECHANICAL PROPERTIES OF CONCRETE**

**Дробишинець С.Я., к.т.н., доцент, Киричук М.В., аспірант
(Луцький НТУ, м. Луцьк)**

**Drobyshynets S. Y., Ph.D., docent, Kirichuk M.V., postgraduate
student (Lutsk National Technical University, Lutsk)**

У статті описано застосування різного виду фібр для покращення експлуатаційних властивостей будівельних матеріалів. Наведено основні переваги фібробетону над звичайним бетоном. Докладно описано переваги та галузі застосування сталевोї та базальтової фібри. Описано дослідження міцнісних характеристик сталевіфібробетону.

In this article described the use of various types of fibers to improve performance properties of building materials. Described the basic advantages of fiber-reinforced concrete over conventional concrete. In the article proposed the basic properties and performance of various types of fibers. Detailed benefits and the application of steel and basalt fiber. Described research strength characteristics of steelfiberconcrete by various scientists and contains formulas for determining the physical and mechanical characteristics of steelfiberconcrete. The conclusions about the possibility to use of steelfiberconcrete for making various building constructions.

Ключові слова: сталевіфібробетон, фібра, фізико-механічні характеристики.

Keywords: steelfiberconcrete, fiber, the physical and mechanical characteristics.

Про застосування різного виду волокон або фібр для покращення експлуатаційних властивостей будівельних матеріалів відомо з давнини: різана солома для сирі цегли, кінський та інший волос для штукатурних робіт, пізніше – азбестові волокна для азбофанери. На даний час використовують в якості фібр скловолокно, вуглецеве волокно, різного роду синтетичні волокна та сталеві фібри.

Ідея про підсилення звичайного бетону рівномірно розподіленими по об'єму сталевими відрізками дроту (фібрами) виникла більше ніж 100 років тому. У 1874 році Д. Берард отримав перший патент в цій області. Першим дослідником властивостей сталевібробетону був російський інженер В.П.Некрасов. На початку ХХ століття ним було виготовлено перші сталевібробетонні конструкції, а також зроблено низку експериментально-теоретичних висновків, проте вони не отримали подальшого розвитку. Тільки у 70-их роках минулого століття дослідження Д.П.Ромуальді, Г.Б.Батсона, і Д.А.Манделя знову привернули увагу світових вчених до сталевібробетону (фібробетону), що послужило поштовхом для нових досліджень. За останні три десятиріччя вченими в багатьох країнах світу отримано результати, якими підтверджено якісно кращі показники сталевібробетону у порівнянні зі звичайним бетоном.

Фібробетон - це бетон, армований дисперсними волокнами (фібрами). Такий бетон являє собою звичайну суміш цементу, піску, великого заповнювача та води, доповнену певною кількістю сталевих або інших волокон (фібр). Іноді додається пластифікуюча добавка, щоб поліпшити оброблюваність суміші. Дискретні волокна виробляються з різних матеріалів - від поліпропілену до сталі, в різних конфігураціях, довжинах і поперечних перетинах. (табл. 1).

В даний час найбільша ефективність фібробетону як композиту досягається при правильному підборі і поєднанні компонентів. Найефективнішим матеріалом у цьому плані, не зважаючи на його відносну вартість, є сталева арматура.

Модуль пружності арматури в 56 разів більше аналогічного показника бетону, однак, при звичайному достатньому анкеруванні, в бетоні не може бути повністю використана міцність і отримано найбільший внесок арматури в роботу самого матеріалу як до, так і після утворення тріщин.

При використанні сталевих фібр, проблема з анкеруванням вирішується, так як сталеві фібри однаково поширюються по всій площині бетонної матриці, на відміну від анкерування арматури, яка встановлюється в одній площині. Сталева фібра виконує безліч функцій залежно від пропорцій, які можуть варіюватися в межах 25-120 кг/м³. Одна з початкових функцій - зменшення мікро- і макротріщин. Визначаючи тріщини на початковій стадії їх появи, сталеві фібри перешкоджає їх поширенню. Традиційна класична арматура, або дротяна сітка, призначена для того, щоб оберегти бетон від утворення найперших усадочних тріщин, а не запобігти їх поширенню.

Багато виробників мають і продають комп'ютерні програми, які дозволяють перераховувати і застосовувати певні пропорції фібри для заміни арматури або арматурної сітки.

Надалі детально розглянемо основні техніко-фізичні показники на прикладі різних фібр. Основним показником вважається тимчасовий опір розриву, або міцність на розтяг.

Основні властивості та показники різних видів волокон наведені нижче в табл. 1.

Залежно від виду матеріалу і способу виготовлення маємо різні значення параметрів і, як наслідок, різні дозування і способи застосування.

Таблиця 1

Основні властивості та показники різних видів волокон

Волокно	Щільність г/см ³	Міцність на розтяг, МПа	Модуль пружності, МПа
Поліпропіленове	0,90	400-700	3500-8000
Поліетиленове	0,95	600-720	1400-4200
Нейлонове	1,10	770-840	2100-2150
Акрилове	1,10	210-420	4900-5100
Поліефірне	1,40	730-780	7000-8000
Бавовняна	1,50	420-700	190 000-210 000
Азбестове	2,60	910-3100	68 000-70 000
Скляне	2,60	1800-3850	7000-8000
Сталеве	7,80	600-3150	190 000-210 000
Вуглецеве	2,00	2000-3500	200 000-250 000
Карбонове	1,63	2000-3500	280 000-380 000

Докладно зупинимося на сталевій і базальтовій фібрі.

Сталева фібра являє собою відрізки сталевих волокон спеціальної форми і довжини, в певних дозуваннях (від 25 кг / м³) додаються в бетонну матрицю для здійснення об'ємного армування.

У результаті фібрового армування створюється композитний матеріал - сталевіфібробетон, що володіє рядом переваг перед неармованим бетоном і бетоном з традиційними видами армування. Зокрема, підвищується:

- міцність на розтяг при згині - в 2-3 рази;
- міцність на стиск - до 10-50%;
- міцність на осьовий розтяг - до 10-40%;
- ударна міцність - в 8-12 разів;
- опір стиранням - до 2 разів;
- тріщиностійкість - в 2-3 рази;
- морозостійкість і водонепроникність - не менше ніж на клас.

Використання технології фібрового армування дозволяє істотно знизити час виконання і трудомісткість робіт за рахунок відмови від в'язки арматури і укладання сіток, а в ряді випадків - заощадити будівельні матеріали за рахунок досягнення проектних характеристик при меншій товщині або металоємності конструкцій.

Перспективні напрямки застосування сталевої фібри:

- у дорожньому будівництві. Підвищена стійкість до тріщиноутворення, утворенню ям і вибоїн, більш рівна поверхня, менша кількість швів і стиків, підвищене шумопоглинання, істотна економія на ремонті;

- злітно-посадкові смуги. Підвищення довговічності, більш рівна поверхня, менша кількість швів і стиків, підвищення безпеки зльотів і посадок, зниження зносу деталей шасі літаків, стійкість до впливів зовнішнього середовища і складних умов експлуатації;

- у мостобудуванні. Підвищення експлуатаційної надійності, зниження трудомісткості за рахунок часткової чи повної відмови від традиційного армування, поліпшення гідроізоляційних властивостей, армування важкодоступних ділянок;

- у гідротехнічних спорудах. Підвищення характеристик міцності, водонепроникності і термінів експлуатації, зниження трудомісткості будівництва;

- виготовлення паль і шпунтів. Застосування паль з оголовком із сталевіфібробетону забезпечує можливість забивання паль до

проектної відмітки без пошкоджень, відпадає необхідність забивання паль-дублерів;

- виготовлення збірних залізобетонних конструкцій. Застосування сталевібробетону в кільцях стінових колодязів, водопропускних і колекторних трубах, плитах перекриттів дозволяє збільшити термін експлуатації виробів при істотному зниженні трудовитрат і економії матеріалів.

Базальтова фібра. Найбільш поширеним є два типи даного матеріалу: мікрофібра і рубане волокно.

Мікрофібра базальтова модифікована (МБМ). МБМ виходить шляхом просочення подрібненої мінеральної вати, виробленої з розплаву базальтових порід. Рекомендований вміст - 1,5-20%, залежно від виду та призначення композиційного матеріалу.

МБМ призначена для дисперсного армування пластмас, бетонів, асфальтобетонів, мінеральних сумішей. З метою поліпшення їх властивостей - міцність на стиск, розтяг, вигин, зріз, водопоглинання, морозостійкість, тріщиностійкість.

Рекомендований вміст мікрофібри - 1,5-20% від маси цементу, в залежності від виду, призначення та вартості композиційного матеріалу.

Методика введення і конкретний вміст мікрофібри в композиті регламентується спеціалізованими інструкціями.

При армуванні мінеральних сумішей і бетонів використовується змішувач примусової дії, причому мікрофібра додається в суху суміш безпосередньо перед додаванням рідких компонентів. Час перемішування - не менше 10 хв.

При армуванні асфальтобетонів і пластмас МБМ додається в розплав матеріалу, і примусове перемішування здійснюється до отримання однорідної маси.

Базальтове рубане волокно. Дана фібра проводиться методом рубки базальтового ровінгу на волокна заданої довжини.

Властивості:

- висока міцність і довговічність;
- висока термостійкість, абсолютна негорючість;
- стійкість до агресивних середовищ;
- екологічна чистота.

Базальтова фібра забезпечує тривимірне зміцнення (традиційна арматура - лише двомірне).

Має наступні сфери застосування:

- зведення об'єктів цивільного будівництва;
- реконструкція сховищ та банківських сейфів;
- спорудження мостів, злітно-посадкових смуг, гідротехнічних споруд (берегових дамб і гребель, шлюзів і каналів річок);
- виготовлення реакторних відділень атомних електростанцій, контейнерів для захоронення радіоактивних відходів;
- зміцнення і ремонт склепінь шахт і тунелів;
- створення різних видів дорожніх покриттів, збірних і монолітних плит, бордюрів, розділових смуг і тротуарної плитки;
- виготовлення деталей об'ємного промислового обладнання.

Розглянемо дослідження міцнісних характеристики сталевібробетону.

Дослідженням сталевібробетону та проблемами широкого його впровадження в будівельну галузь займалися багато як вітчизняних так і закордонних вчених [1,2-5]. Ними отримано ряд експериментальних результатів, які характеризують міцнісні та деформативні властивості дрібнозернистого бетону, сталеві фібри та сталевібробетону. Такі дослідження, як правило, виконувалися паралельно з пошуками ефективних технологічних прийомів виготовлення експериментальних зразків. Незважаючи на деякі відмінності у результатах досліджень, отриманих різними авторами, можна простежити загальні закономірності, що дозволяють оцінити вплив дисперсного армування на властивості бетонів.

До відомих науковців, які займалися вивченням матеріалу, армованого сталевими волокнами, та зробили значний внесок в його впровадження можна віднести: Д.С.Аболіньша, В.В.Білозіра, П.І.Васильєва, І.В.Волкова, Г.В.Гетуна, В.М.Косарева, Б.О.Крилова, О.П.Кричевського, А.Н.Кулікова, Л.Г.Курбатова, Г.Е.Лагутіну, Є.Ф.Лисенка, Е.І.Митрофанова, А.П.Павлова, С.М.Панаріна, Ф.Н.Рабіновича, В.Рамачадрана, А.В.Сакварелідзе, В.І.Соломіна, А.В.Сопільняка, Г.Г.Степанову, О.П.Сунака, Н.Г.Тхань, Р.О.Эйзеншмідта, Батсона, Дж. Бодуена, І. Еджингтона, Ромуальді, Р.Н.Свемі, Д.І.Хананта та інших.

Багато дослідників вивчали кубикову і призмову міцність сталевібробетону та його модуль пружності, використовуючи у своїх дослідженнях різні за міцністю та складом матриці, різноманітні сталеві волокна, а також змінюючи об'ємний відсоток фібрового армування, кількість зразків та їх розміри.

В огляді різних дослідників наведено дані, що характеризують можливість покращення деяких властивостей бетону при введенні в нього хаотично орієнтованих сталевих волокон. Результатами показано, що введення волокон в бетон значно підвищує його ударостійкість, опір термічним впливам та стиранню, міцність на розтяг і т. д. Проте необхідно відмітити, що покращення властивостей залежить від параметрів фібрового армування.

Гетун Г.В. [5] досліджувала призмову міцність та модуль пружності. Клас бетону матриці при цьому приймав в межах від В15 до В30, фібри використовував діаметром 0,5 мм і 0,3 мм довжиною відповідно 50 та 80 мм. Відсоток армування становив 1...2,2%. Інші науковці для визначення таких характеристик сталеві фібробетону використовували як матрицю дрібнозернистий бетон класу В15 і сталеві фібри діаметром 0,8 мм, довжиною 90 мм з відсотком армування 1...2,5%.

Ряд науковців для визначення кубикової міцності сталеві фібробетону у якості матриці приймали дрібнозернистий бетон класу В10...В25 та різну за розмірами та формою поверхні фібру при різних відсотках об'ємного вмісту фібр.

Сунак О.П. [6] на основі повного факторного експерименту досліджував кубикову та призмову міцність сталеві фібробетону та його модуль пружності. Клас дрібнозернистого бетону матриці приймався В10, В20 та В30, відсоток армування становив 1,5; 2,0 і 2,5 %. При виготовленні зразків використано сталеву фібру з маловуглецевого дроту діаметром 0,3; 0,5; 0,8 мм та довжиною 30, 50, 80 мм відповідно.

Більшість дослідників акцентують увагу на тому, що введення в бетон хаотично орієнтованих коротких волокон мало впливає на міцність сталеві фібробетону на стиск і на модуль пружності, але приводить до суттєвого збільшення міцності на розтяг та згин.

Для обчислення розрахункового опору сталеві фібробетону на стиск рекомендується залежність [6,7]:

$$R_{sfb} = R_b + k_n^2 \varphi_f \mu_{fv} R_f, \quad (1.1)$$

де R_b – опір бетону матриці на осьовий стиск (призмova міцність);

k_n – коефіцієнт, що враховує роботу фібр в перерізі, перпендикулярному до напрямку зовнішньої стискаючої сили;

μ_{fv} – коефіцієнт об'ємного армування;

R_f – опір фібр розтяганню;

φ_f – коефіцієнт ефективності фібрового армування, який визначається за формулою

$$\varphi_f = (5 + L)/(1 + 4,5L); \quad (1.2)$$

де $L = (k_n^2 \mu_{fv} R_f)/R_b$

В дослідженнях вчених [1,6,7] показано, що міцність сталевібробетону на розтяг в 1,5...2 рази більша за міцність бетону матриці, а за даними [8] ця цифра сягає 3,5. Стійкість сталевібробетону до розвитку тріщин при осьовому розтягу в 1,5...2,5 рази вища у порівнянні зі звичайним бетоном та підвищується зі збільшенням об'ємного відсотку армування (μ) і зменшенням діаметра фібр.

Міцність сталевібробетону на розтяг залежить від об'ємного коефіцієнта армування, виду, розмірів і характеру поверхні фібр, класу бетону матриці, а також від геометричних розмірів перерізу елемента. При цьому, розрізняли два випадки руйнування сталевібробетонного елемента: перший – висмикування усіх фібр, другий – розрив і висмикування частини фібр. У першому випадку, при $l_{f,an} > l_f/2$, міцність сталевібробетону на розтяг визначають за формулою [7]:

$$R_{sfb,t} = m_2 R_b [(k_{02} \mu_{fv} l_f)/(4\eta d_f) + 0,08 - 5,5 \mu_{fv}], \quad (1.3)$$

а у другому випадку, при $l_{f,an} < l_f/2$ –

$$R_{sfb,t} = m_1 [(k_{02} \mu_{fv} R_f)(1 - l_{f,an}/l_f) + R_b(0,08 - 5,5 \mu_{fv})], \quad (1.4)$$

де $l_{f,an} = (\eta d_f R_f)/R_b$, (1.5)

$l_{f,an}$ – мінімальна довжина анкерування фібр в бетоні, що відповідає їх обриву при висмикуванні, мм;

$m_1=1,1$ для фібр з анкерами і $m_1=1,0$ для фібр без анкерів;

$m_2=1,2$ – коефіцієнт умов роботи фібр;

d_f і l_f – відповідно діаметр та довжина фібр, мм;

k_{02} – коефіцієнт орієнтації фібр відносно напрямку головних розтягувальних напружень;

η – характеристика зчеплення фібр з бетоном.

Отже, в цілому ряді конструкцій, де чітко виражена розтягнута чи стиснута зони, з метою економії сталі, сталевібробетон можна вводити тільки в розтягнуту зону. При цьому висота шару сталевібробетону може змінюватися в залежності від потреб: міцності, тріщиностійкості чи деформативності конструкцій.

Слід зазначити, що в умовах короткочасного навантаження [6] граничну стисливість, нижню межу тріщиноутворення та коефіцієнт поперечних деформацій сталевібробетону досліджували

в меншій мірі. У своїх дослідженнях вченими використано різні класи дрібнозернистого бетону-матриці (в межах від В10 до В30), сталеві фібри діаметром від 0,3 до 1 мм, довжиною 30...150 мм. Відсоток фібрового армування змінювався в межах 1,0...2,5 %.

Багато досліджень показало, що при порівнянні із аналогічними показниками бетону-матриці, фіброве армування підвищує кубикову міцність сталевібробетону на 30%, призмову міцність – на 32%, початковий модуль пружності на 20%, граничну стисливість – на 23%, нижню межу тріщиноутворення – на 15% та знижує коефіцієнт поперечних деформацій сталевібробетону – на 12%. Міцність сталевібробетону на осьовий розтяг може бути вища за міцність бетону матриці на 60...100%, а на розтяг при згині – на 140...200% [6,7]. Більш високу міцність сталевібробетону на розтяг при згині можна пояснити тим, що сталеві фібри, які мають більшу густину ніж бетон, осідають під власною вагою, тому нижня розтягнута зона елемента, що працює на згин, буде більше містити фібр.

Встановлено, що діаметр фібрової арматури не має значного впливу на кубикову та призмову міцність сталевібробетону, а також його початковий модуль пружності, в основному ці показники зростають прямо-пропорційно збільшенню об'ємного коефіцієнта армування та класу бетону матриці. Проте, більший вплив на вище вказані характеристики має клас бетону матриці. Варто зауважити, що при збільшенні відсотку армування та зменшенні діаметра фібр для низьких класів матриці є характерним більш інтенсивніше нарощування міцності та пружності.

Основним фактором, що забезпечує спільну роботу фібр та матриці є міцність зчеплення фібр з бетоном. Цей фактор залежить, в основному, від сил зчеплення за утворені періодичним профілем виступи фібр, від сил тертя і сил склеювання між фіброю та бетоном, від довжини зони анкерування фібр, а також від марки цементу, водоцементного відношення, орієнтації фібр, віку і класу бетону. У [7] зазначено, що міцність зчеплення фібр з бетоном зростає аналогічно зростанню міцності самого бетону, на протязі перших 28 діб тужавлення. При зменшенні довжини анкерування фібр вдвічі та використанні відпрофільованих фібр, авторами стверджується, що дана міцність зростає в 1,5...2 рази.

З вищенаведеного можна зробити такі висновки:

- сталевібробетон є ефективним композиційним матеріалом, який може широко використовуватись для виготовлення різноманітних конструкцій;

- на основі сталевібробетону можуть виготовлятися сталевіброзалізо-бетонні (комбіновано-армовані) конструкції, в яких розтягнута зона підсилюється стержневою арматурою (в таких конструкціях порівняно з конструкціями виготовленими зі звичайного бетону, підвищується жорсткість та тріщиностійкість);

Отже, використання дисперсного мікроармування бетону для покращення його фізико-механічних властивостей є актуальним та перспективним на даний час та потребує подальшого наукового дослідження.

1. Аболиньш Д.С., Трейс Ю.Э. Экспериментальное исследование изгибаемых железобетонных элементов, в которых обычный бетон заменен иглобетоном // Расчет и оптимизация строительных конструкций. - Рига: РПИ, 1973. Вып.1. - с. 46-50.

2. Билозир В.В. Образование и раскрытие трещин в нормальных сечениях изгибаемых сталефибробетонных элементов на фибре из листа: Дис ... канд.Техн.наук: 05.23.01-М., 1991. - 164с.

3. Валовой А.И. Образование и раскрытие трещин в преднапряженных элементах при повторном нагружении // Бетон и железобетон. – 1988.- № 12.- С. 6 – 7.

4. Вылегжанин В.П. Деформации и напряжения при растяжении и чистом изгибе в сталефибробетонных и в сталефиброжелезобетонных элементах после образования в них трещин: Автореф. дис... канд.Техн.наук:05.23.01/-Л., 1984. - 22с.

5. Гетун Г.В. Экспериментально-теоретические исследования изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных в растянутой зоне слоем сталефибробетона: Дис... канд. техн. наук: 05.23.01.-Киев, 1983. - 180с.

6. Сунак О.П. Прочность, трещиностойкость и деформативность нормальных сечений изгибаемых комбинированно армированных сталефибробетонных элементов: Дис ... канд. техн. наук: 05.23.01.-Киев, 1986. - 175с.

7. Сунак О.П. Сталевібробетонні конструкції: Навч. посібн. - Луцьк: Media, 1999. - 158с.

8. Трамбовецкий Б.П. Бетон, армированный дисперсной арматурой // Бетон и железобетон. -1974. - №2. - с 40-42.

ЗАКОРДОННИЙ ДОСВІД В ГАЛУЗІ ЕНЕРГОЗБЕРЕЖЕННЯ ТА ЕНЕРГОЕФЕКТИВНОСТІ

FOREIGN EXPERIENCE IN THE FIELD OF ENERGY CONSERVATION AND EFFICIENCY

**Дробішинець С.Я., к.т.н., доцент, Романюк Н.Г., ст. гр. БДН-32
(Луцький НТУ, м. Луцьк)**

**Drobyshynets S. Y., Ph.D., docent, Romanuk N.G. st. gr. BDN-32
(Lutsk National Technical University, Lutsk)**

У статті досліджено використання закордонного досвіду управління енергозбереженням та застосування його для реалій української економіки. Цей досвід дозволив сформулювати основні інструменти світової практики у сфері енергозбереження. Визначено основні пріоритети діяльності у сфері енергозбереження. Заходи та інструменти, що успішно зарекомендували себе в інших державах, придатні і в українських реаліях.

In the article investigated the use of foreign experience of management of energy conservation and its application to the realities of the Ukrainian economy. This experience helped to formulate the basic tools of the world practice in the field of energy saving. Defined the main priorities in the field of energy saving. The activities and tools that have proved successful in other States, suitable in the Ukrainian realities. The rising cost of natural gas, increase utility rates and the tendency to further increase demand Ukraine a systematic approach to energy saving.

In European countries the growth in utility tariffs are controlled by the state and by the market itself. All network infrastructure is shared service companies. In some countries, the infrastructure is nationalized, its special service contractors paid by the state or the companies themselves.

Ключові слова: енергозбереження, закордонний досвід, практика, ефективність.

Keywords: energy conservation, foreign experience, practice, effectiveness.

Світові тенденції зростання вартості енергоносіїв вчать західні країни економити енергоресурси та шукати нові джерела енергії. Україні теж доведеться пройти цим шляхом, якщо країна прагне інтеграції у європростір.

Зростання вартості природного газу, підвищення комунальних тарифів та тенденції до їхнього подальшого збільшення вимагають від України системного підходу щодо енергозбереження.

В європейських країнах зростання тарифів ЖКГ контролюється державою і самим ринком. Уся мережева інфраструктура перебуває у загальному користуванні обслуговуючих компаній. У ряді країн інфраструктура націоналізована, її обслуговують спеціальні підрядники, яким платить держава, або ж самі компанії.

У деяких країнах магістральні трубопроводи передали приватним компаніям, але цим компаніям на законодавчому рівні заборонено займатися постачанням води, тепла, газу або електроенергії. Тарифи для цих гравців ринку (володіють мережею і обслуговують її) регулюються державою, а вона не допускає монополізації і зростання цін.

Наприклад, у Великобританії споживач сам може обирати постачальника послуг, тарифи і якість роботи якого його влаштовують найбільше. Всім компаніям, що працюють на цьому ринку держава на законодавчому рівні забезпечила рівний, недискримінаційний доступ до мережевої інфраструктури. Якщо надалі споживач буде незадоволений наданими послугами, він легко зможе замінити постачальника. Тому у Великобританії на ринку послуг ЖКГ висока конкуренція серед компаній, і єдиним інструментом залучення клієнтів є ставка тарифів.

Найчастіше компанії проводять різні акції, пропонуючи підписати контракт з їх компанією на п'ять років, отримавши при цьому певну знижку або фіксовану ставку на всі п'ять років.

Аналогічно підходять до даної проблематики у інших країнах Європи. На ринку електроенергії та газопостачання ситуація наступна. В ЄС лічильники електроенергії обладнані ключем з мікрочіпом. Цей чіп прив'язаний до рахунку в конкретній енергетичній компанії. Власник цього ключа в будь-якому терміналі може поповнити рахунок. Господар житла при цьому

може мати кілька таких ключів і особисто обирати постачальника послуг. Взаємовідносини з газопостачальними компаніями будуються за таким самим принципом, з тією лише різницею, що для газових лічильників застосовується пластикова карта.

Застосування таких технологій забезпечує високу конкуренцію серед постачальників послуг ЖКГ в Європі, що призводить до зменшення їх вартості. Держава стежить за тим, щоб на ринку послуг ЖКГ серед постачальників електроенергії, газу, води не з'являлися монополії. Державні органи також регулюють цінову політику постачальників цих послуг. Не підпадають під регулювання тільки постачання електрики і газу, оскільки цими енергоносіями торгують на біржі.

Крім того, в Європі національні регулятори контролюють тарифи на воду та сервісні збори (за обслуговування прилеглої території і самого будинку). Для цього держава застосовує спеціальні індекси підвищення цін, які щорічно публікуються. Ці показники є граничними для компаній, що працюють у сфері водопостачання, тобто вони не можуть встановити тариф вище зазначеної державою цінової межі. Індекси розраховуються спеціальними аналітичними департаментами на підставі розроблених методик, які враховують всі необхідні фактори.

Також політика ЄС орієнтована на жорсткий контроль фінансової діяльності компаній-постачальників, щоб уникнути шахрайства та крадіжок. Всі постачальники проходять повний аудит у незалежних фірм, а результати цього аудиту знаходяться у відкритому доступі, і з ними може ознайомитися будь-який споживач.

У США турбота про житловий фонд, тарифи та обслуговування споживачів - компетенція муніципалітетів. Місцеві (виборні) органи влади займаються житловим будівництвом визначенням орендної плати, обслуговуванням територій та охороною навколишнього середовища. Тарифи на газ і електроенергію контролює рада місцевого органу влади. Що стосується житлового фонду, то його переважна частина в США - приватні будинки. Органи місцевого управління у галузі житлового будівництва зобов'язані передбачати стандарти освітлення, вентиляції, протипожежної безпеки, санітарного обладнання об'єктів та інше. У таких цілях ними приймаються житлові кодекси. Місцева влада володіє незначною частиною

житлового фонду, але і тоді, коли муніципалітети роблять таке будівництво, вони охоче продають потім зведені будови приватним власникам.

Німецька енергозалежність на шляху до свободи.

Частка експортованих Німеччиною енергоносіїв становить на сьогоднішній день близько 80%. Жоден інший енергоносіє не робить її такою залежною від іноземних експортерів, як газ. Тільки 16% споживаного газу добуваються в Німеччині, а інші 84% поставляються з Норвегії, Голландії.

Дилему енергетичної безпеки Німеччина намагається вирішити шляхом енергозбереження та підтримки стабільної системи змішаного енергозабезпечення. В тому числі, державними дотаціями стимулюються екологічні, альтернативні види енергії і видобуток бурого і кам'яного вугілля. Як один з варіантів розглядається імпорт скрапленого газу, поставки якого можуть здійснюватися в танкерах, минаючи газопроводи. Від повернення до атомної енергетики ФРН, тим не менш, відмовляється. Звичайно, відмовитися від імпорту газу, частка якого в енергоспоживанні країни становить 20% в принципі неможливо.

При цьому газ обходиться кінцевому споживачеві майже вдвічі дорожче, ніж п'ять років тому. У 2006 році набула чинності директива «Енергетичні характеристики будівель», положення якої знайшли своє відображення в національному законодавстві країн-членів Євросоюзу. Відповідно до цієї директиви, розробленої Європейським парламентом і Радою Євросоюзу, загальна енергоефективність будівлі - це кількість енергії, споживана нею, крім іншого, на опалення, гаряче водопостачання, вентиляцію, кондиціювання повітря та освітлення. Оскільки будівлі стають енергетичними системами, дуже важливо налагодити взаємодію різних галузей. Що стосується Німеччини, то положення директиви ЄС введені в існуючий національний закон (норми) EnEv, який стосується енергозбереження.

Важливо відзначити, що впровадження енергозбереження в Німеччині фінансують банки і великі корпорації, а не держава. Капітал DENA - Німецьке Енергетичне Агентство - товариство з обмеженою відповідальністю - створено в 2000 році в Берліні, є федеральною структурою. Його засновниками є держава ФРН і фінансовий інститут - Кредитне відомство відновлення і розвитку

(KfW) - це право порівну ділиться між федеральним урядом і банківською групою KfW.

Німеччина є країною, яка активно використовує сучасні технології енергозбереження та альтернативні джерела енергії. Сьогодні вже третину всієї електроенергії тут отримують від вітроустановок.

Берлін має намір економити на енергоносіях за рахунок альтернативних джерел енергії. Всі басейни будуть оснащені сонячними батареями. Приватні інвестори отримають можливість розмістити на дахах громадських будівель понад 100 тис. кв. м. сонячних батарей і подавати отриману енергію у міську мережу.

Норвезька енергетична ліберальність

Розробка програм з енергоефективності в Норвегії почалася в кінці 1970-х років з підготовки кількох планів, які подаються у вигляді звітів у норвезький парламент (Плани по енергоефективності).

1990-ті роки можна описати як період коригування програм з енергоефективності з урахуванням лібералізації ринку електроенергії, яка сталася у Норвегії в 1991-1992 рр. Період після 2000 року - період реорганізації урядових структур в більш вузькоспрямовані (цільові) установи і постановку цілей з розвитку відновлюваної енергетики. Таким чином, норвезький досвід можна охарактеризувати як процес забезпечення енергоефективності з урахуванням всіх аспектів лібералізованих ринків, цільового планування та захисту навколишнього середовища.

Головним принципом в галузі електроенергетики в Норвегії з кінця 1980-х років є те, що ціни на електроенергію повинні відображати її ринкову вартість, аналогічно принципу лібералізації енергетичного ринку в Росії. Високі ціни на електроенергію, які відображають її реальну вартість, зроблять інвестиції в сектор енергоефективності більш рентабельними, в той час як низькі ціни роблять їх менш прибутковими.

У Норвегії також приділяється велика увага питанням ефективності енергоємних галузей промисловості (виробництво алюмінію, феросплавів) та скорочення обсягів використання електроенергії для побутового опалення, створюються програми інвестиційної підтримки щодо особливих демонстраційних і дослідних проектів. Вже багато років запроваджено освітні програми по вдосконаленню навичок реалізації програм з

підвищення енергоефективності та розвитку технологій в організаціях, які відповідають за експлуатацію будівель.

Австрійська житлова енергоефективність

З 1980 року в Австрії діють нові будівельні вимоги до теплоізоляції. З урахуванням цих і близько десятка інших нормативних актів ведуться розрахунки по споживанню. Приміром, місцеві домашні господарства витрачають на опалення житла та гарячу воду щорічно близько 2,5 млрд євро. З урахуванням додаткової потреби ще 1,5 млрд євро. В цілому на це витрачається близько 4,5% бюджету господарств. Все скрупульозно прорахувавши, австрійці знають, як заощадити в довгому ланцюгу від виробника до споживача. В Австрії вважають, що, використовувати тверде паливо (корисні копалини) не вигідно, тому його поступово перестали використовувати, починаючи з 2003 року.

Здають свої позиції і дрова, але не остаточно, оскільки відомо, що в країні є 450 тис. печей. Але якщо буде прийнято рішення перевести їх на газ, зміниться весь ринок опалювальних приладів. Все це теж прораховано, аж до урахування підвищення цін на газ. Досить цікаві розрахунки за споживання електроенергії в промисловості. Вони такі ж дуже ретельні, як і в житловому секторі.

Статистика свідчить, що австрійська промисловість, яка дає близько 24% валового національного продукту країни, споживає трохи більше 30% електроенергії (це частка від загального кінцевого обсягу споживання). Оскільки більшість австрійських підприємств за місцевим та європейськими мірками є середніми і дрібними, у них не вистачає ні сил, ні коштів для енергозбереження, це бере на себе держава. У країні є ціла структура організацій, які допомагають у питаннях енергозбереження і енергоефективності. Наприклад, Палата економіки Австрії зі своєю регіональною мережею у всіх дев'яти федеральних землях, Асоціація галузей промисловості, Австрійська асоціація споживачів, Австрійське агентство з ефективного використання енергії, яке розробляє методи і засоби підвищення енергоефективності в промисловості. Не стоять осторонь і міністерства, інші владні структури, надаючи різні послуги або ж фінансуючи роботи з енергозбереження.

Крім того, держава через спеціальний банк фінансування комунальних екологічних інвестицій і консалтингових проектів виділяє федеральні субсидії. Ці кошти розподіляються за декількома напрямками: підприємств на охорону навколишнього середовища та енергозбереження (25%), інвестиції для обладнання ТЕЦ (від 10 до 20%), гранти на покращення теплових характеристик старих будинків (25-30%).

Завданнями органів державної влади в сфері ЖКГ в розвинених європейських країнах є створення нормативної бази, встановлення тарифів на оплату послуг споживачам, а також координація діяльності приватних компаній і надання їм можливостей для прояву ділової активності. Тому комунальні послуги в розвинутих економічних країнах, де сильна конкуренція, завжди були об'єктом пильної уваги з боку приватного бізнесу. Але при цьому відповідальність за стан і розвиток цих систем лежить на державі в особі місцевих органів державної влади.

У більшості європейських країн комунальна інфраструктура не повністю передана у приватну власність, а залишається муніципальною, або експлуатується приватними операторами. Участь приватного сектора в обслуговуванні споживачів дуже різноманітна. Наприклад, у Франції і Фінляндії, найбільш поширені такі форми залучення приватних підприємців, як договір про обслуговування, договір про управління, договір оренди і договір концесії, але при цьому зберігається форма державної (муніципальної) власності, з метою ефективного управління ними.

Позитивним у цій формі є те, що приватні інвестори зацікавлені в подальшій роботі у цій сфері, та надають споживачам комунальні послуги високої якості, так як в даному випадку діють закони конкуренції. Недоліком у даному випадку є те, що держава не бере участі в управлінні об'єктами ЖКГ.

Спеціальні форми організації муніципальних підприємств, що діють у Польщі та Угорщині. Це такі форми як: власне підприємство муніципалітету, кероване підприємство муніципалітету. Їх відрізняє дуже низька самостійність і як наслідок повільне і недостатньо гнучке реагування на зовнішні зміни.

В інших країнах Європи велику кількість муніципальних підприємств організовано у формі господарських товариств:

акціонерних товариств і товариств з обмеженою відповідальністю. Наприклад, у Німеччині, в одному муніципальному місці діє кілька комунальних організацій, більша частина яких є приватними на 100% у формі ТОВ, інша частина - у формі змішаних компаній з участю приватного капіталу. Комунальні організації самостійно встановлюють тарифи на послуги, з відображенням у договорах з власниками житла. Тому односторонньо підвищення тарифів не відбувається.

Слід зазначити, що незалежно від організаційно-правової форми організацій сфери ЖКГ в розвинених країнах спільними для них є те, що для управління і контролю за їх діяльністю, створюються колегіальні органи. Таким чином, слід зробити висновок, що одним з негативних факторів зарубіжного досвіду в управлінні житловим господарством є надмірна роль держави і муніципалітетів.

1. Денис О. Промоція використання відновлюваних джерел енергії в Україні // Перспективи фінансування ЕКО–Будівництва та енергозбереження із зарубіжних фондів: Інформаційні матеріали Міжнародної науково – практичної конференції за проектом «ЕКО-Будівництво» енергозберігаюче та екологічне будівництво в умовах трансформації економіки (Львів, 7-8 грудня 2006 р.) / Упорядник Кульчицький І.І. – Львів, ЛьвЦНТЕІ, 2006. – 121 с.

2. Керш В.Я. Енергозберігаючі технології у міському будівництві і господарстві: Навч. посіб. – Одеса: Астропринт, 2007. – 124 с.

3. Саницький М.А., Позняк О.Р. Аналіз міжнародного та вітчизняного досвіду використання енергозберігаючих технологій у галузі будівництва. Методичні рекомендації. – Львів: 2008. – 134 с.

**ПОРІВНЯЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ АСФАЛЬТОБЕТОНІВ
РІЗНИХ ГРАНУЛОМЕТРИЧНИХ ТИПІВ ЗА КРИТЕРІЄМ
МІЦНОСТІ ПРИ ЗСУВІ**

**COMPARATIVE RESEARCH OF ASPHALT CONCRETE
OF DIFFERENT GRADING BY SHEAR STRENGTH**

Жданюк В.К., д.т.н., проф., Богомолов В.О., д.т.н., проф., Костін Д.Ю., Воловик О.О., Цинка А.О. (ХНАДУ, м. Харків)

Zhdanyuk V.K., DSc in engineering, professor, Bogomolov V.O., DSc in engineering, professor, Kostin D.Y., Volovyk O.O., Tsynka A.O. (Kharkiv National Automobile and Highway University, Kharkiv)

У статті наведені результати експериментальних досліджень впливу гранулометричного складу мінеральної частини та марочної в'язкості бітумів на показники границі міцності при зсуві гарячих щільних асфальтобетонів в широкому діапазоні температур. Встановлено, що зі збільшенням в'язкості вихідного бітуму та вмісту зерен щебеню у складі досліджуваних асфальтобетонів їх опір зсуву зростає.

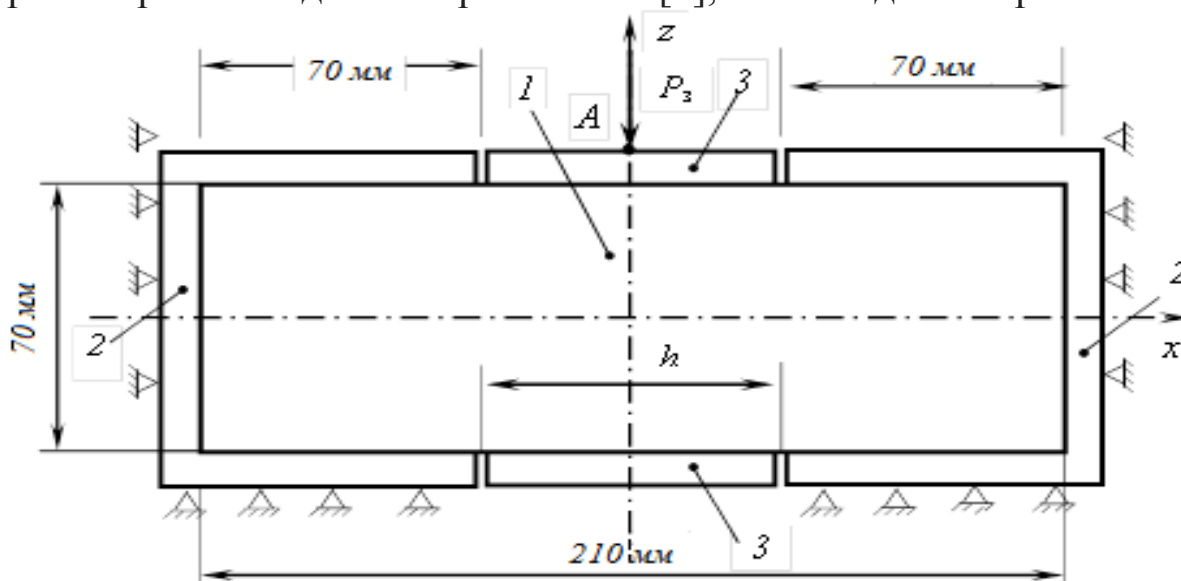
Under traffic asphalt pavements on motor roads are subjected to simultaneous influence of compression, tensile and shear stresses. In contrast to sufficient knowledge about asphalt concrete strength at compression and tension, its shear resistance is still studied insufficiently. Shear strength evaluated applying load to asphalt prismatic sample (shear in two cross sections) has been accepted as shear resistance criterion in the study. Results of experimental research of influence of mineral material grading and bitumen viscosity on shear strength of hot dense asphalt concretes within wide temperature range have been highlighted in the paper. Increase of initial bitumen viscosity and aggregate (grains more than 5 mm in diameter) content in asphalt concrete under research has been found to increase its shear resistance. Higher rates of shear strength increase is typical for asphalt concrete on bitumen characterized by higher viscosity, when decreasing test temperature.

Ключові слова: гранулометричний склад, марочна в'язкість бітумів, асфальтобетон, границя міцності при зсуві

Keywords: grading, bitumen viscosity, asphalt concrete, shear strength

Асфальтобетонні покриття при русі транспортних засобів сприймають напруження стиску, розтягу та зсуву, які можуть викликати їх руйнування. На сьогодні недостатньо вивчено вплив гранулометричного складу мінеральної частини асфальтобетонів на їх міцність при зсуві в широкому діапазоні температур. Для визначення показників границі міцності при зсуві дослідники в лабораторних умовах приймають різні схеми прикладання навантаження до зразка асфальтобетону [1-5].

В даних дослідженнях границю міцності при зсуві визначали за схемою прикладання навантаження «зсув асфальтобетонного зразка-призми за двома перетинами» [5], яка наведена на рис. 1.

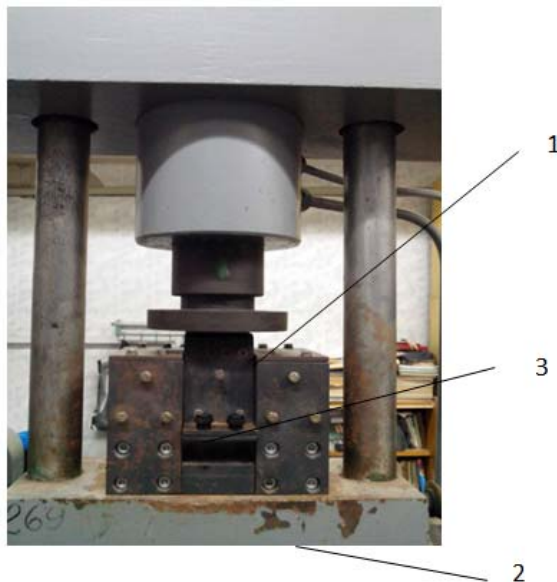


1 – зразок асфальтобетону; 2 – нерухомі частини; 3 – рухома частина; P_z – зусилля зсуву

Рис. 1. Схема навантаження зразка асфальтобетону при випробуваннях на зсув

Для експериментальних досліджень були прийняті асфальтобетони з максимальним розміром зерен щебеню 10 мм, гранулометричні склади яких наведені на рис. 3 – 6. Асфальтобетони виготовляли на основі бітумів різних марок,

основні властивості яких наведені в таблиці 1. За показниками фізико-механічних властивостей всі бітуми та асфальтобетони відповідали вимогам [6,7]. Для визначення границі міцності при зсуві формували зразки-призми розміром $210 \times 70 \times 70 \pm 2$ мм із виготовлених асфальтобетонних сумішей. Зразки виготовляли в сталевих формах ущільненням сумішей згідно з [4] з використанням пресового обладнання згідно з ГОСТ 28840. Тиск, що передавався на зразки при ущільненні, залежав від типу асфальтобетонної суміші та приймався згідно з [6]. Випробування полягало у визначенні зусилля, при якому відбувається руйнування асфальтобетонного зразка при заданих умовах навантаження, та початкового поперечного перерізу зразка, як вихідних параметрів для розрахунку границі міцності при зсуві. Границю міцності при зсуві визначали згідно [8].



1 – навантажувальна плита пресу; 2 – нерухома обойма пристосування; 3 – рухома обойма пристосування

Рис. 2. Лабораторне обладнання для навантаження зразка при визначенні границі міцності при зсуві

Абсолютні значення вихідних параметрів для розрахунку границі міцності при зсуві визначали в діапазоні температур від мінус 20 °С до плюс 50 °С. Як результат приймали середнє арифметичне значення випробування трьох асфальтобетонних зразків.

Результати експериментальних досліджень щільних асфальтобетонів різних гранулометричних типів представлені на рис. 7 – 10.

Таблиця 1
Фізико-механічні властивості нафтових дорожніх бітумів

Показники властивостей	БНД 40/60		БНД 60/90		БНД 90/130	
	Фактичні значення	Вимоги ДСТУ 4044	Фактичні значення	Вимоги ДСТУ 4044	Фактичні значення	Вимоги ДСТУ 4044
Температура розм'якшення, °С	55	51-57	50	47-53	44	43-49
Пенетрація при 25 °С, 0,1 мм	42	40-60	69	61-90	99	91-130
Дуктильність при 25 °С, см	50	>45	55	>55	>100	>65

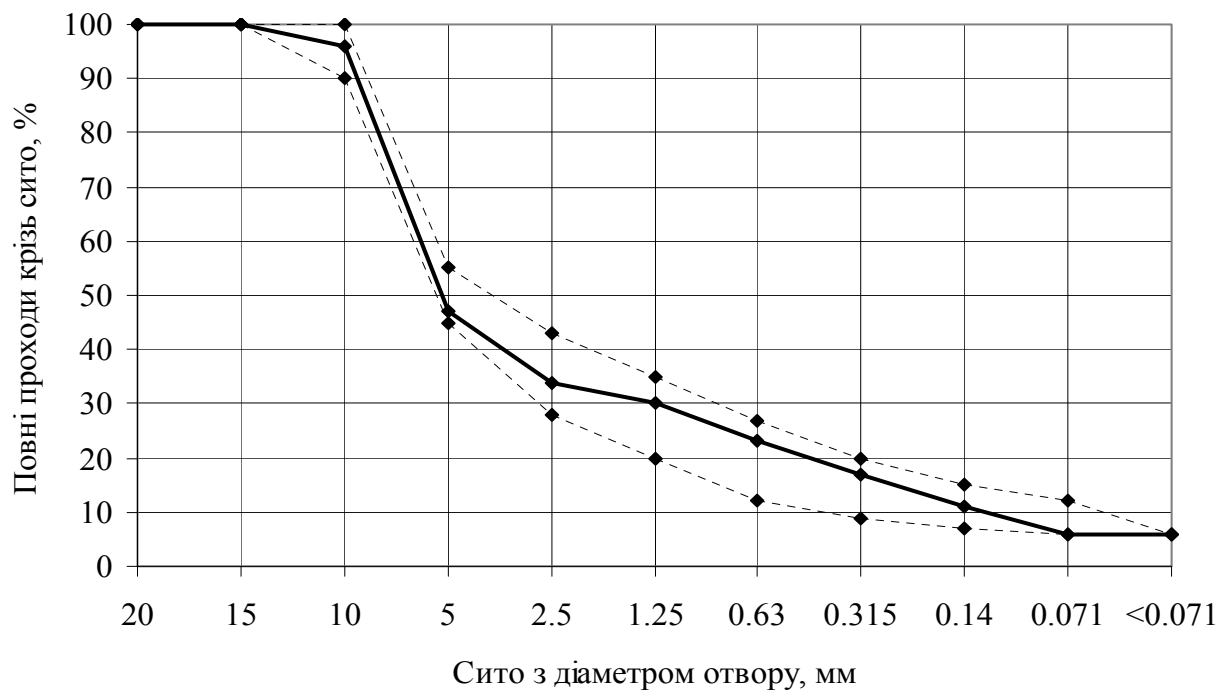


Рис. 3. Зерновий склад щільного дрібнозернистого асфальтобетону типу А безперервної гранулометрії

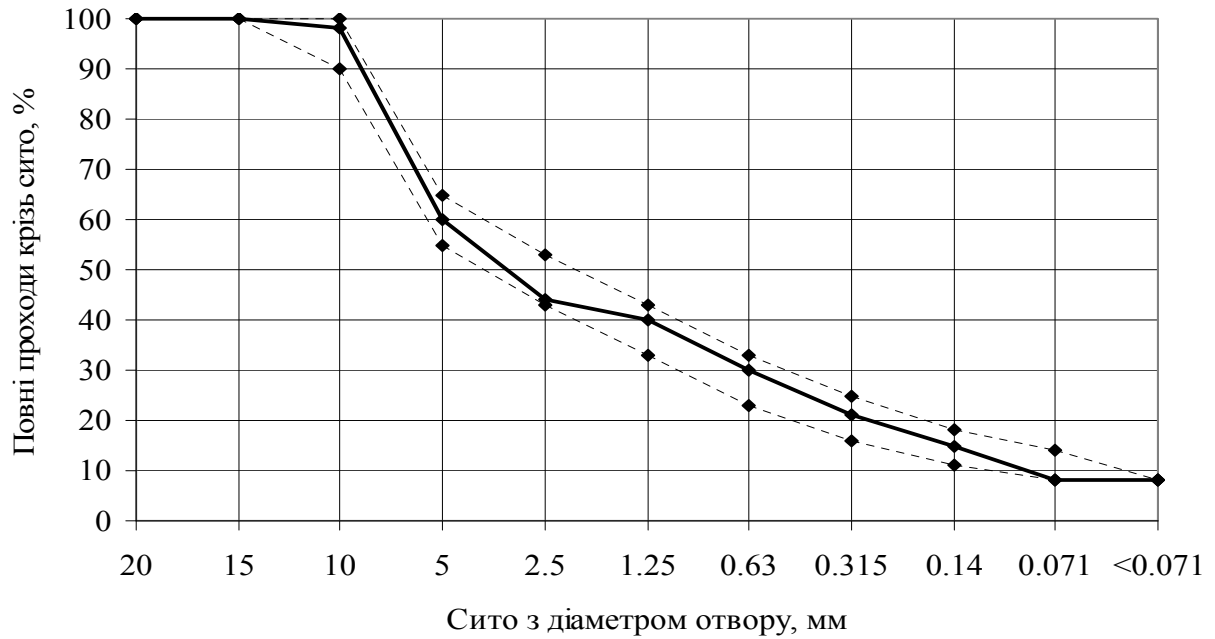


Рис. 4. Зерновий склад щільного дрібнозернистого асфальтобетону типу Б безперервної гранулометрії

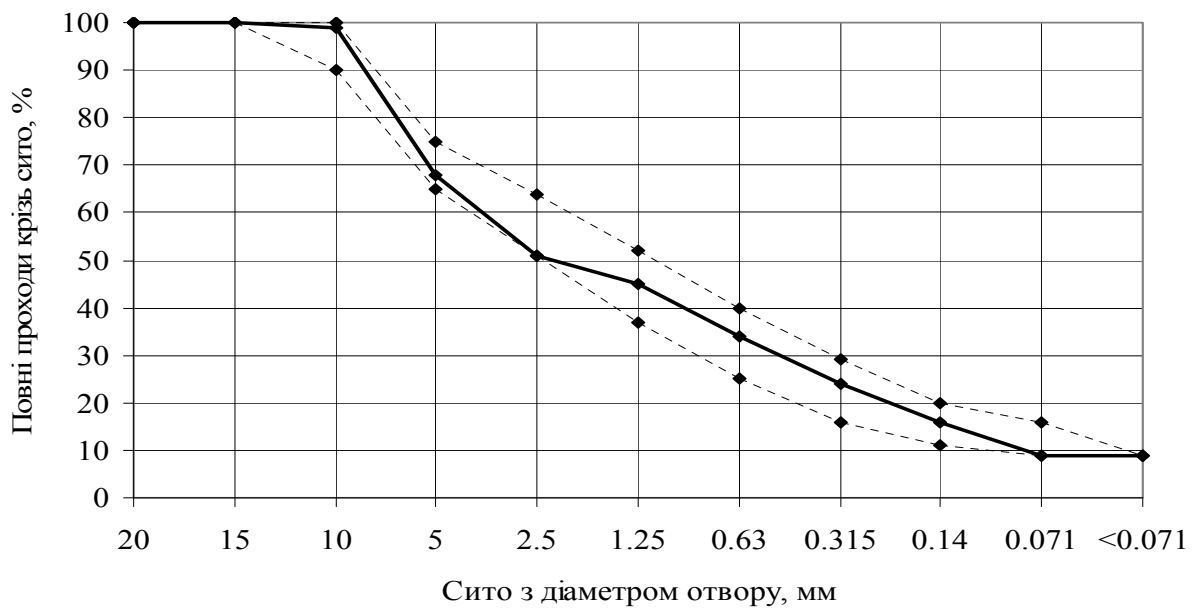


Рис. 5. Зерновий склад щільного дрібнозернистого асфальтобетону типу В безперервної гранулометрії

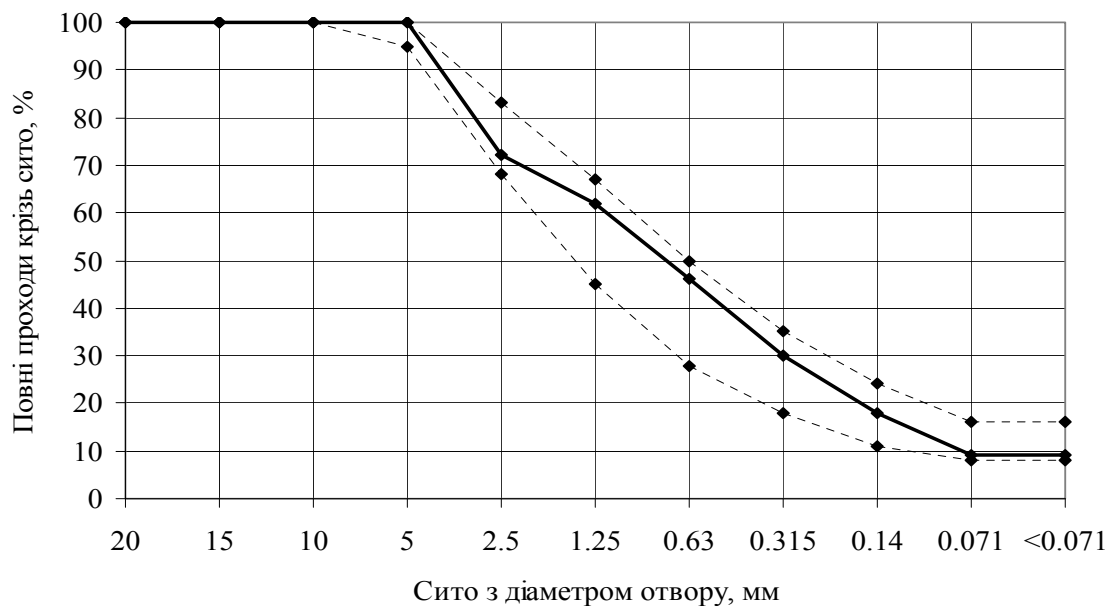


Рис. 6. Зерновий склад щільного піщаного асфальтобетону типу Г безперервної гранулометрії

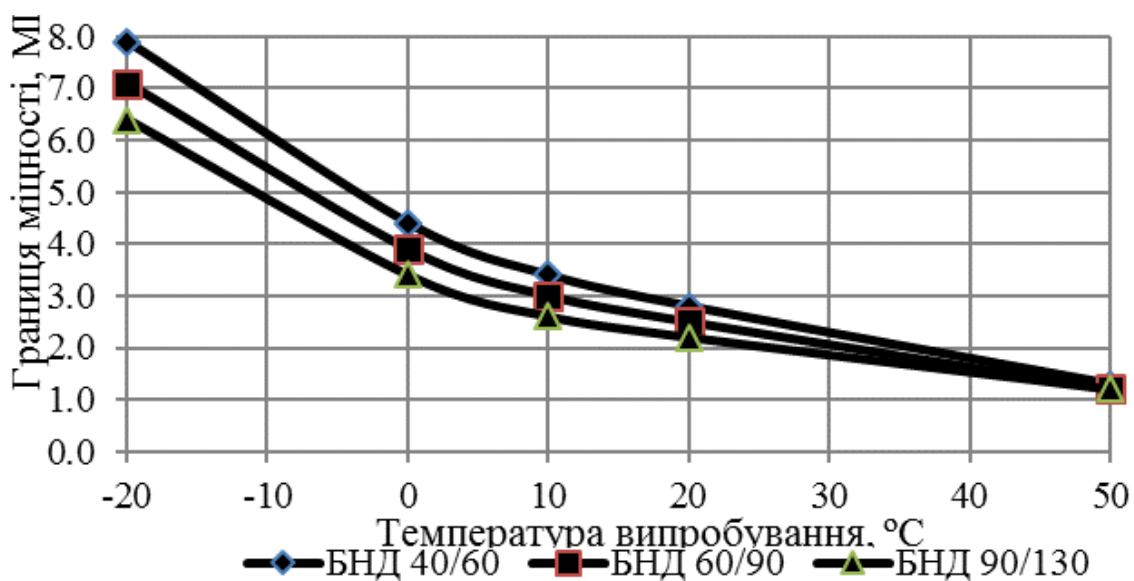


Рис. 7. Температурна залежність граничної міцності при зсуві дрібнозернистого асфальтобетону типу А

Наведені результати експериментальних досліджень показують, що при збільшенні температури від мінус 20 °C до плюс 50 °C значення граничної міцності при зсуві суттєво знижуються. На граничну міцність при зсуві впливає також в'язкість вихідного бітуму, на основі якого була виготовлена асфальтобетонна суміш. Показники граничної міцності при зсуві зростають при збільшенні

в'язкості вихідного бітуму. Більша інтенсивність зростання показника міцності зі зниженням температури властива асфальтобетонам на основі бітуму, який має більшу марочну в'язкість.

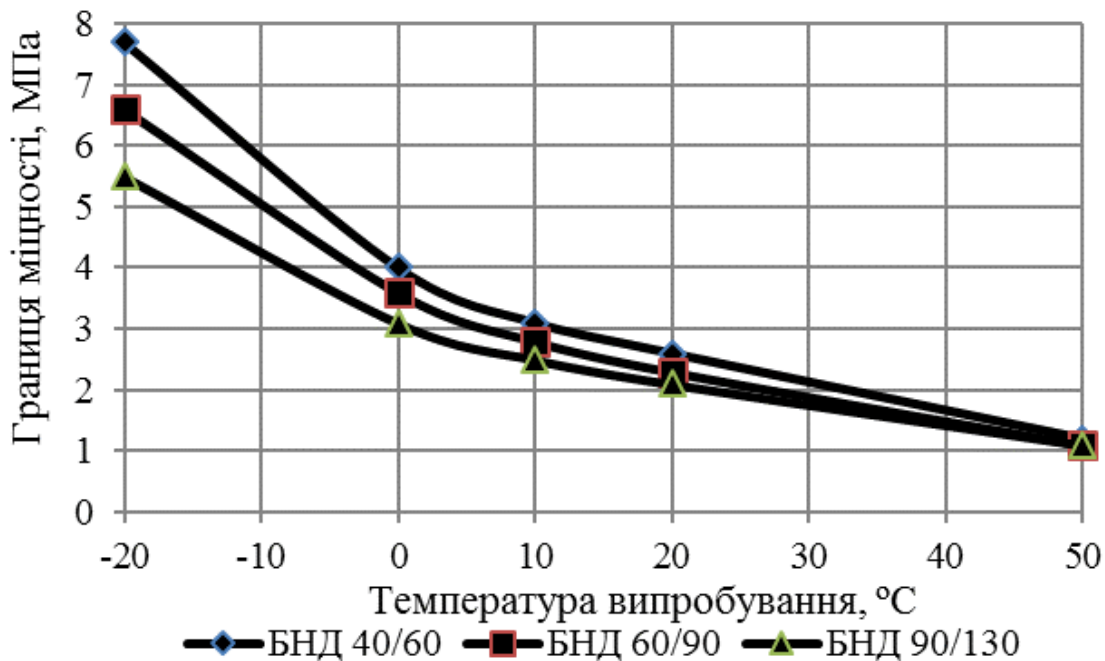


Рис. 8. Температурна залежність границі міцності при зсуві дрібнозернистого асфальтобетону типу Б

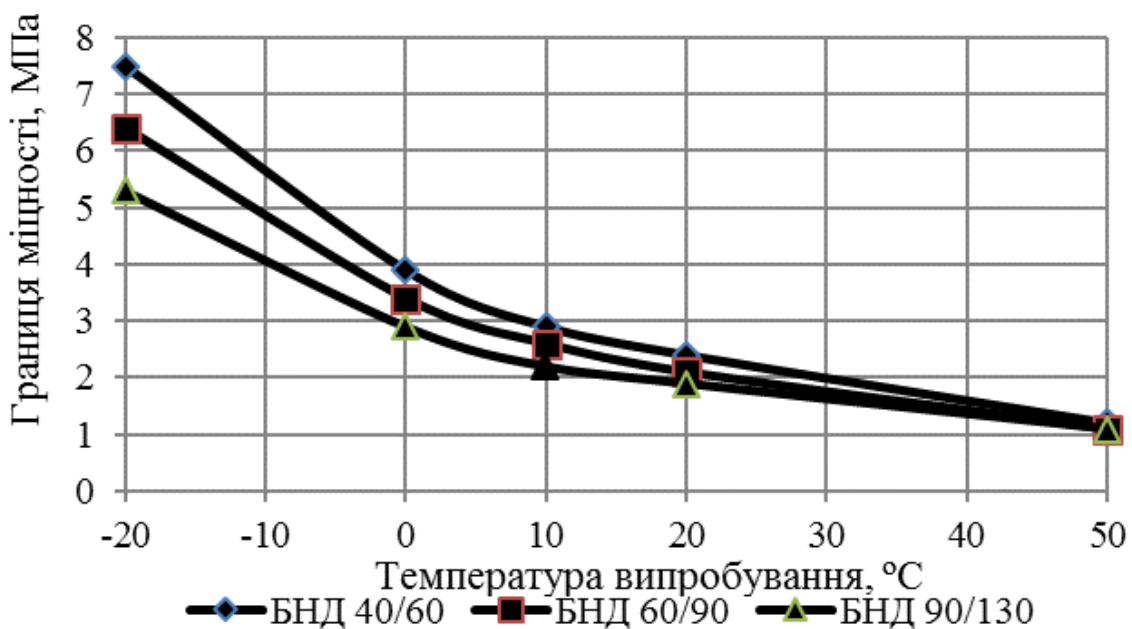


Рис. 9. Температурна залежність границі міцності при зсуві дрібнозернистого асфальтобетону типу В

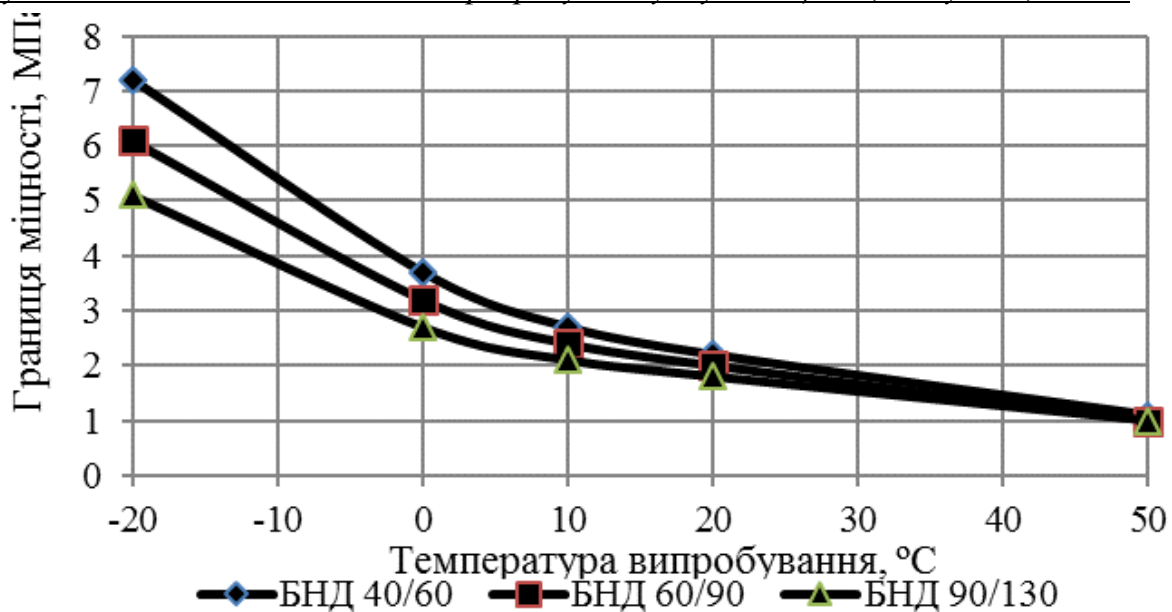


Рис. 10. Температурна залежність границі міцності при зсуві піщаного асфальтобетону типу Г

Порівняння отриманих залежностей вказує на те, що зі збільшенням вмісту зерен щебеню у складі досліджуваних асфальтобетонів їх міцність при зсуві зростає (найбільша міцність при зсуві властива дрібнозернистому асфальтобетону типу А, а найменша піщаному асфальтобетону типу Г). При цьому, вплив марочної в'язкості бітуму та гранулометричного складу мінеральної частини на абсолютне значення границі міцності при зсуві нівелюється зі збільшенням температури випробування.

1. Кирюхин Г.Н. Сдвигоустойчивость асфальтобетонов в покрытиях дорог // Труды СоюздорНИИ / Вопросы проектирования и строительства автомобильных дорог.- 1993.- С. 79 – 91. 2. Золотарев В.О. Проблема зсувостійкості асфальтобетонів потребує поглиблених консолідованих досліджень // Автошляховик України. – 2008. – №5. – С.26-28. 3. Методические рекомендации по оценке сдвигоустойчивости асфальтобетона / Минтранс РФ.- 2002.- 11 с. 4. Матеріали на основі органічних в'язучих для дорожнього і аеродромного будівництва. Методи випробувань: ДСТУ Б В.2.7 – 89 – 99. – К.: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 2000. – 45с. – 5. Провести дослідження асфальтобетонів різних типів і видів та розробити методіку визначення показників границі міцності при розтягу та зсуві: - Харків,2014.- 190 с.. 6. Суміші асфальтобетонні і асфальтобетон дорожній та аеродромний: ДСТУ Б В.2.7-119-2011. – К.: Мінрегіон України, 2011. – 45с. 7. Бітуми нафтові дорожні в'язкі. Технічні умови. ДСТУ 4044-2001. – К., 2001. – 17с.. 8. Методика визначення показників границі міцності при розтягу та зсуві: М 02071168-731:2014 / Державне агентство автомобільних доріг України, 2014.- 16 с.

ВПЛИВ ОПАЛЮВАЛЬНИХ ПРИЛАДІВ НА ПАРАМЕТРИ МІКРОКЛІМАТУ В ПРИМІЩЕННЯХ БУДІВЕЛЬ

EFFECT OF HEATING APPLIANCES ON THE PARAMETERS OF THE MICROCLIMATE OF PREMISES

**Задорожнікова І.В. к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк),
Ужегова О.А. к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк), Ротко С.В.
к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк), Поремчук В.В. студент
(Луцький НТУ, м. Луцьк)**

**Zadorozhnikova I. Ph.D., senior lecturer (Lutsk National Technical
University, Lutsk), Uzhegova O. Ph.D., senior lecturer (Lutsk National
Technical University, Lutsk), Rotko S. Ph.D., senior lecturer (Lutsk
National Technical University, Lutsk), Poremchuk V., student (Lutsk
National Technical University, Lutsk)**

У статті розглядається залежність параметрів мікроклімату від дії опалювальних приладів приміщень будинку.

The comparison of the use for space heating panel heaters and radiators. The main advantages and shortcomings of their device. We consider the dependence of microclimate of action heaters building premises. Thus, the use of panel heaters is the least appropriate. Identified deficiencies will require the development of fundamentally new technical solutions that will allow you to control the redistribution of air masses in the room.

So, different types of heating devices have inherent advantages and disadvantages, evaluate the technical and economic comparison.

Ключові слова: опалення, вентиляція, теплообмін, опалювальні прилади.

Keywords: heating, ventilation, heat exchange, heaters.

При експлуатації будівель визначальним є тепловий режим приміщень від якого залежить відчуття теплового комфорту людей,

нормальне протікання виробничих процесів, стан і довговічність конструкцій та його обладнання [1].

Відповідно до українських стандартів при дослідженні параметрів мікроклімату приміщень користуються: ДБН В.2.5-67:2013 «Опалення, вентиляція та кондиціонування», ДБН В.2.2-15-2005 «Житлові будинки. Основні положення» [2, 3]. Вчені стверджують, що аналіз особливостей формування повітряних потоків показує, що найбільші проблеми виникають при проектуванні приміщень, які мають значні розміри.

Мета дослідження полягає в тому, щоб визначити основні переваги та недоліки при влаштуванні опалювальних приладів у приміщення будівель.

Тепловий комфорт в приміщенні визначається спільною дією ряду факторів: температури, швидкості і вологості повітря приміщення. Згідно ДБН В.2.5-67:2013 «Опалення, вентиляція та кондиціонування» [2], серед визначальних параметрів найбільш важливими є температура і швидкість руху повітря. Підтримання їх оптимальних значень є складним інженерно-технічним та архітектурним завданням.

Управління процесами теплообміну дозволяє сформувати температурне поле і поле швидкостей руху повітря в приміщенні з метою створення умов комфорту. Одним із способів управління є вибір типу та місця розміщення опалювальних приладів. В даному дослідженні проведено порівняльний аналіз розподілу температури і характеру руху повітря при використанні панельних опалювальних приладів і радіаторів.

Панельні опалювальні прилади мають ряд переваг: можливість монтажу всередині приміщення, можливість формування дизайну внутрішнього простору, зручність очищення і т. д. З позиції теплообміну панелі характеризуються великими розмірами і рівномірністю розподілу теплового потоку на більшій площі огорожень, що повинно знижувати нерівномірність температурного поля в приміщенні [4].

Недоліки радіаторів добре відомі: трудомісткість виробництва і монтажу, складність очищення від пилу, непривабливість зовнішнього вигляду, необхідність відведення спеціальних місць для установки, висока вартість. Однак на відміну від панельних приладів радіатори відрізняються значною тепловою потужністю на одиницю довжини приладу (компактністю) [4].

Як показали дослідження, використання зазначених опалювальних приладів у приміщеннях великих розмірів, насамперед у приміщеннях значної висоти, має свої певні особливості, які необхідно враховувати на етапі проектування [5].

Задача оптимізації теплообміну вирішувалася аналітичним методом. Розрахунок виконувався чисельними методами з використанням програмного комплексу Matlab [6]. Достовірність отриманих результатів перевірялася натурними вимірами в існуючих приміщеннях. Об'єкт дослідження – приміщення висотою 10 м і шириною 10 м. Порівняння опалювальних приладів здійснювалося за наступними критеріями: нерівномірність температурного поля в приміщенні і градієнта температур, поле швидкостей, ізобари та лінії потоків повітря в приміщенні.

На рис. 1 показано розподіл ліній повітря в приміщенні при використанні панельних опалювальних приладів і радіаторів, що дозволяє виділити характерні особливості формування повітряних потоків.

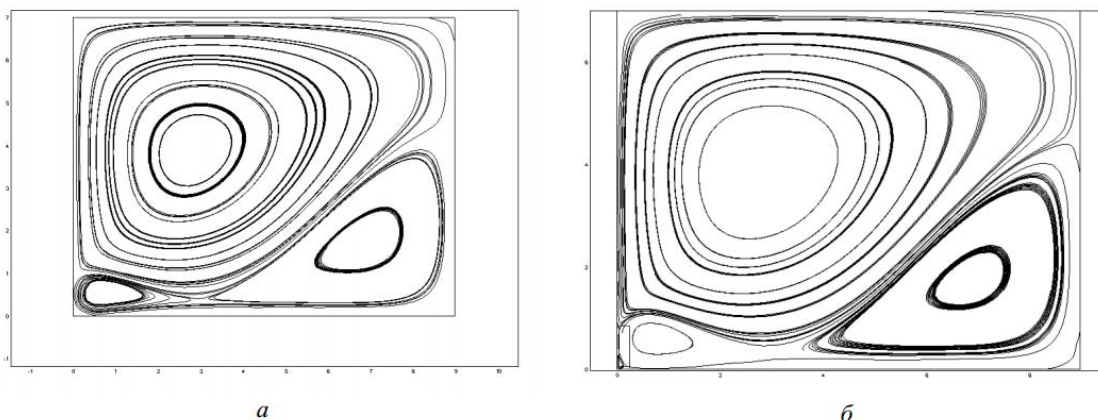


Рис. 1. Розподіл ліній потоку в приміщенні:
а – панельні опалювальні прилади; б – радіатори

З рис. 1 видно, що панельні опалювальні прилади створюють інтенсивний висхідний потік, що локалізується в стіновій області та активно взаємодіє з низхідним потоком повітря уздовж огорожі. Така взаємодія призводить до формування вихрової зони, яка займає приблизно 30% площі приміщення на висоті близько 2 м. Таким чином, забезпечення комфортних умов для людей в цій частині приміщення вимагає додаткових архітектурно-будівельних рішень. Висока питома теплова потужність радіаторів в подібних умовах забезпечує більший комфорт. Як видно з рис. 1, спадний

повітряний потік локалізується висхідним потоком від радіатора, істотно знижуючи інтенсивність циркуляції повітря в зоні знаходження людей [6].

На рис. 2 показано розподіл ізобар в приміщенні при використанні панельних опалювальних приладів і радіаторів. Як видно з рис. 2, радіатор, на відміну від панельного приладу, створює область підвищеного тиску, «піднімаючи» спадний повітряний потік до рівня верхньої межі опалювального приладу [6].

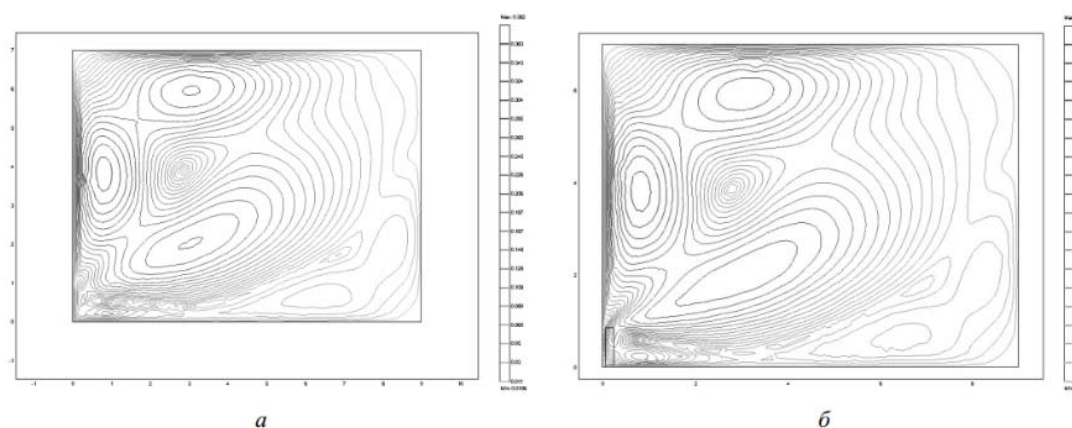


Рис. 2. Поле тисків в приміщенні:
а – панельні опалювальні прилади; б – радіатори

Особливості формування повітряних потоків пояснюють формування температурного поля в приміщенні (рис. 3).

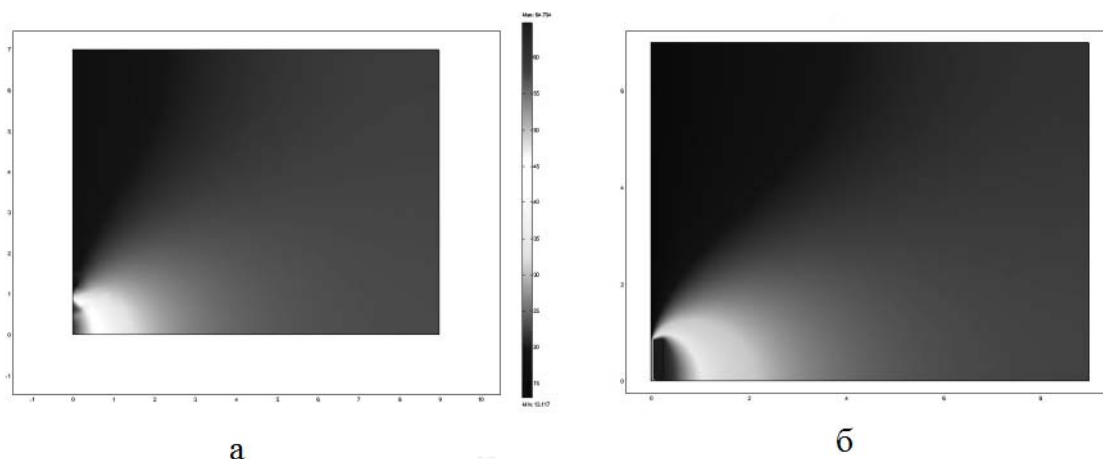


Рис. 3. Температурне поле в приміщенні:
а – панельні опалювальні прилади; б – радіатори

Відображена вище висока питома щільність теплового потоку від радіатора і мала швидкість циркуляції в області його розміщення призводять до істотної нерівномірності температурного поля близько опалювального приладу зі значним перевищенням відносних умов комфорту. На противагу радіаторів панельні прилади створюють більш рівномірне температурне поле [6].

Висновки та перспективи подальших досліджень. Таким чином, застосування панельних опалювальних приладів є найменш доцільними. Виявлені недоліки вимагають розробки принципово нових технічних рішень, що дозволять управляти перерозподілом повітряних мас в приміщенні.

Застосування радіаторів дозволяє зменшити вільноконвективну циркуляцію повітря в приміщенні, захищаючи присутніх в приміщенні людей від протягів.

Створюваний ними ефект горизонтальної повітряної завіси обмежується верхньою межею опалювального приладу, що необхідно враховувати при розміщенні радіаторів. Нерівномірність розподілу температури в приміщенні може бути знижена відомим способом - установкою екранів перед опалювальними приладами.

Отже, різні типи опалювальних приладів мають властиві їм переваги і недоліки, оцінка яких здійснюється техніко-економічним порівнянням.

Вдалий вибір опалювального приладу дасть змогу підтримувати оптимальну температуру, вологість, рух повітряних мас, тобто забезпечити оптимальні параметри мікроклімату приміщень будівлі.

1. Богословский В. Н., Сканава В. А. Отопление. – М.: Стройиздат, 1991. – 735 с.
2. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування.- К.: Мінрегіон України, 2013.
3. ДБН В.2.2-15-2005. Житлові будинки. Основні положення. - К.: Держбуд України, 2005.
4. Любарець О.П., Зайцев О.М., Любарець В.О. Проектування систем водяного опалення. – М.: Відень - Київ – Сімферополь, 2010. 123с.
5. ГОСТ12.1.005-88.ССБТ. Общие санитарно-гигиенические требования к воздуху рабочей зоны.- М.: Госкомиздат, 1988.
6. www.danfoss.com/NR/rdonlyres/481F05AA.../0/otopl_68_138.

СУЧАСНІ МЕТОДИ РОЗРАХУНКІВ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

MODERN CALCULATION METHODS IN CONSTRUCTION

**Задорожнікова І.В. к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк),
Павлів О.І. студент (Луцький НТУ, м. Луцьк)**

**Zadorozhnikova I. Ph.D., senior lecturer (Lutsk National Technical
University, Lutsk), Pavliv O., student (Lutsk National Technical
University, Lutsk)**

У статті наведено дослідження механізму побудови та концепції систем, що контролюють розрахунки у процесі будівництва.

The aim of this work is to study the mechanism of construction and the concept of systems that control the calculations in the construction process. With the emergence of different systems of calculation, construction technology became more clear and detailed. These systems work on designing a facility is much more accurate and rapid in execution. The concept of settlement systems in the construction is interesting and promising. At the moment the use of these systems is the perfect solution work on the calculations for architects and builders. Because the execution of the work becomes more systematic, detailed, to a certain extent, safe and fast in execution.

Ключові слова: розрахунок, будівельні конструкції, автоматизоване проектування.

Keywords: calculation, building constructions, computer-aided design.

Останнім часом в розмовах про новаторські технології багато говорять про різноманітні методи розрахунків у будівництві. За допомогою цих систем робота є набагато досконалішою, детальнішою та зміненою щодо виконання у часі. Тобто під методами розрахунків слід розуміти системи, які забезпечують безпеку і ресурсозбереження для всіх користувачів. Одним з

найважливіших показників якості будівельної продукції є точність зведення будинків і споруд, що характеризує ступінь наближення дійсних параметрів об'єкта до заданого в проекті. До параметрів відносять основні характеристики взаємного положення конструкцій, частин або самих споруд (відстані, перевищення, кути, позначки, координати), розміри й форму елементів і конструкцій (довжина, ширина, висота, прямолінійність і неплотинність), а також характеристики виконання збірних конструкцій у місцях спряження елементів - вузлах (зазори, довжини опирання, розбіжність поверхонь, невертикальність) [1]. Тому з виникненням різноманітних систем розрахунку, технології будівництва стали більш чіткішими та детальними.

Особливу популярність у проектувальників здобули об'єктно орієнтовані програми для перевірки елементів конструкцій на відповідність вимогам норм проектування: «ЛІРА», «SCAD OFFICE», «ФУНДАМЕНТ», «СТАРКОН».

Система автоматизованого проектування і розрахунку будівельних і машинобудівних конструкцій різного призначення «САПР ПК ЛІРА» включає:

- Розвинене графічне середовище ЛІР-Візор користувача з можливістю 3D-візуалізації розрахункової схеми на всіх етапах синтезу і аналізу.
- Потужний багатофункціональний процесор, який реалізує швидкодіючі алгоритми складання і рішення систем рівнянь з порядком до декількох мільйонів невідомих.
- Можливість розрахунку на різні види динамічних впливів (сейсміка, вітер з урахуванням пульсації, вібраційні навантаження, імпульс, удар, сейсміка на основі акселерограм). Для сейсмічних впливів реалізовані норми далекого і ближнього зарубіжжя.
- Конструюючі системи залізобетонних і сталевих елементів відповідно до нормативів країн СНД, Європи та США.
- Спеціалізований документатор, що дозволяє формувати звіт, що складається з текстової, табличної та графічної інформації з формуванням файлів для MS Office.
- Зв'язок з іншими розрахунковими, графічними та документуючими САПР комплексами (Revit Structure 2008/2009/2010, AutoCAD, ArchiCAD, Advance Steel, BoCAD,

Allplan, STARK ES, Gmsh, MS Word, MS Excel, GLAZER та ін.) на основі DXF, MDB, STP, SLI, MSH, STL, OBJ, IFC та ін. файлів

- Можливість зміни мови (російська / англійська / французька) інтерфейса та / або документування на будь-якому етапі роботи [2, 3].

1.2. Інтегрована система аналізу і проектування конструкцій «Structure CAD Office». До складу системи входить обчислювальний комплекс SCAD, а також ряд допоміжних програм, які дозволяють вирішувати питання розрахунку та проектування сталевих і залізобетонних конструкцій.

SCAD Office включає наступні програми:

SCAD - обчислювальний комплекс для аналізу конструкцій методом кінцевих елементів.

КРИСТАЛЛ - розрахунок елементів сталевих конструкцій.

АРБАТ - підбір арматури і експертиза елементів залізобетонних конструкцій

КАМИН - розрахунок кам'яних і армокам'яних конструкцій.

МОНОЛИТ – проектування ребристого монолітного перекриття.

ДЕКОР - розрахунок дерев'яних конструкцій.

ЗАПРОС - розрахунок елементів основ і фундаментів.

ОТКОС - аналіз стійкості відкосів і схилів.

КОМЕТА - розрахунок і проектування вузлів сталевих конструкцій.

КОНСТРУКТОР СЕЧЕНИЙ - формування та розрахунок геометричних характеристик перетинів з прокатних профілів і листів.

КоКон - довідник за коефіцієнтами концентрації напружень і коефіцієнт інтенсивності напружень.

КУСТ - розрахунково-теоретичний довідник проектувальника [4].

1.3. Спеціальна програма для розрахунку підземних конструкцій «ФУНДАМЕНТ» виконує розрахунок фундаментів на:

- усадку і крен фундаментів на природній основі (3 теорії);
- просадку, підйом і усадку при набуханні, суфозійне осідання;
- окремої палі на вертикальне навантаження, горизонтальне навантаження і момент;
- розрахунок балок на природній основі (3 теорії);
- розрахунок прямокутних плит на природній та пальовій основі;

- розрахунок фундаментів під резервуари;
- розрахунок анкерних плит і фундаментів;
- розрахунок колодязів різного перерізу в плані;
- розрахунок труб і тунелів різної форми;
- розрахунок фундаментів, підпірних стін і паль в умовах вічної мерзлоти [1].

1.4. Автоматизована система інженерного аналізу в будівництві «СТАРКОН». Ядром системи є програмний комплекс (ПК) «STARKE S» для розрахунку конструкцій будівель і споруд на міцність, стійкість і колювання.

Розрахунки конструкцій здійснюються не тільки за допомогою ПК «STARKE S», але і за допомогою ПК для розрахунку та конструювання окремих елементів будівельних конструкцій і вузлів «ПРУСК». На відміну від ПК «STARKE S», в цьому комплексі розглядаються конкретні приватні типи будівельних конструкцій, для яких використовуються стандартні розрахункові схеми [4].

В ПК ПРУСК розглядаються: системи залізобетонних плоских і ребристих плит; багатопверхові залізобетонні колони прямокутного, круглого перерізу; залізобетонні плитні, стрічкові і стовпчасті фундаменти; зварні вузли сталевих рам.

Пакет програм для розрахунку і конструювання елементів і вузлів будівельних конструкцій – ПРУСК 2,0 призначений для проектування і розрахунку системи прямокутних плит «Бетонні та залізобетонні конструкції». Статичний розрахунок проводиться за методом скінченних елементів [2].

- Розрахункова схема. Розрахункова схема являє собою набір прямокутних плит. Розміщення плит, колон і отворів можна задавати як в глобальній системі координат, так і в локальних системах. Можна задати вільне опираювання, закладення, вільний край, пружне защемлення [1].
- Навантаження. Навантаження поділяються на постійні, тривалі, короткочасні і особливі. Можливе введення до 20 навантажень. Передбачені такі навантаження: рівномірно розподілені по площі, рівномірно розподілені по відрізкам, зосереджені навантаження.
- Визначення необхідної поздовжньої арматури. Необхідна поздовжня арматура визначається в кожному вузлі КЕ-сітки для всіх розрахункових поєднань зусиль [1].

- Визначення необхідної поперечної арматури. Необхідна поперечна арматура визначається в кожному вузлі КЕ-сітки на основі розрахунку по міцності похилих перерізів на дію поперечної сили. При розрахунку поперечної арматури визначаються області, де вона не потребується [2].
- Розрахунок на продавлювання. Розрахунок на продавлювання може проводитися без обліку або з урахуванням моментів і ексцентриситетів точки докладання продавлюють сили. В результаті розрахунку на продавлювання визначається необхідна поперечна арматура [2].

Розроблена нова система документування "Книга звітів"

Нова система документування "Книга звітів" включає інтерактивні копії екранів розрахункової схеми і концептуально нові таблиці результатів МКЕ і з/б розрахунку. Інтерактивна копія екрану здатна у будь-який момент часу повертати розрахункову схему до вигляду або фрагмента, що зберігається в її зображенні. Нові таблиці забезпечують повноцінний аналіз результатів розрахунку схеми за допомогою таблиць. І копії екранів, і таблиці здатні автоматично оновлювати свій вміст услід за змінами розрахункової схеми. "Книга звітів" дозволяє організовувати свої елементи в ієрархічну деревовидну структуру, додавати довільний текст і графічні зображення. Елементи книги звітів можуть бути скомпоновані в єдиний файл формату DOCX та роздруковані.

Концепція систем розрахунків у будівництві є цікавою і перспективною. На даний момент використання цих систем є ідеальним рішенням роботи над розрахунками для архітекторів та будівельників. Адже виконання роботи стає більш систематизованим, детальним, певною мірою безпечним та швидшим у виконанні.

1. URL: <http://www.google.com.ua/>
2. URL: <http://lection.com.ua/>
3. Програмный комплекс Лира-Сапр 2012 Водопьянов Р.Ю., Гензерский Ю.В., Титок В.П., Артамонова А.Е. Электронное издание, 2012, стр. 249
4. URL: <http://window.edu.ru/resource/554/74554/files/ulstu2011-107.pdf>
5. URL: <http://n-auditor.com.ua/>

**АНАЛІЗ ВАНТАЖОПОТОКІВ У МІСТІ ЛУЦЬКУ
НА СУЧАСНОМУ ЕТАПІ**

**STATE AND PROSPECTS OF CONSTRUCTION INDUSTRY
IN LUTSK**

Коваль М.І., асистент (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Koval M.I., assistant (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У статті проаналізовано існуючий стан вантажного транспорту міста, досліджено структуру вантажоперевезень та вплив вантажного транспорту на функціонування транспортних потоків та на завантаження вулично-дорожньої мережі міста Луцька.

The paper analyzes the current state of freight transport in the city, investigated the structure of the freight and the impact of freight transport on the functioning of traffic flows and loading on the road network of the city of Lutsk. Analyzed the dynamics of cargo turnover and the number of transport at the present stage of development of the city. From the point of view of movement of transport flows on the transport network of the city reviewed the thread structures and the allocation of the share of freight transport in the General stream of cars.

The analysis and development of new approaches to work in the transport market in the context of transition and the establishment of market relations. It is established that one of such progressive approaches is the logistics-based approach to increase the volume of freight, increase the yield and profitability of work of transport, improving the efficiency of delivery, increased revenues and profits from the operation of transport.

Ключові слова: транспортна система, вантажний транспорт, вантажоперевезення, транспортна логістика, вантажообіг, вулично-дорожня мережа.

Keywords: transportation system, freight transportation, freight , transport logistics, turnover, street and road network.

Розвиток систем магістральних вулиць і доріг здійснюється під впливом вантажних і пасажирських перевезень, що виконуються

автомобільним транспортом в межах взаємозв'язаних систем розселення. На сучасному етапі проблема диференціації транспортних потоків стає більш актуальною, у зв'язку з постійним збільшенням об'ємів транспортного руху і перевантаженням ВДМ.

Дослідженням вантажних перевезень у містах в свій час займалися такі видатні вчені як Глухарьова Т.А., Горбаньов Р.В. [1], Штундель Е.В. [2], Любарський Р.Е. [3], Сігаєв А.В. [4] та інші.

Метою даної роботи є дослідження структури вантажоперевезень та впливу вантажного транспорту на функціонування транспортних потоків та на завантаження вулично-дорожньої мережі міста Луцька.

Основні результати дослідження. Сучасний Луцьк знаходиться на перетині транспортного коридору Е85: Клапейда – Каунас – Вільнюс – Ліда – Брест – Ковель – Луцьк – Тернопіль – Чернівці – Сирет, а також п'ятох територіальних доріг.

Магістральні вулиці міста прокладено за класичною радіальною схемою, яка притаманна більшості європейських міст і в сучасних умовах має вагомий недолік – скупчення транзитного транспорту у центральній частині. В процесі розвитку вуличної мережі збудовані хордові магістралі, які не проходять через центр і дають змогу спрямувати транспортні потоки на вулиці з більшою пропускною здатністю. Тому схема маршрутного орієнтування у місті будується за принципом проходження транзитного транспорту через ці вулиці, оминаючи центр, в напрямку інших населених пунктів туристичних маршрутів.

Транспортне обслуговування Луцька забезпечується автомобільним, залізничним та електротранспортом.

Залізничними перевезеннями місто забезпечує станція Луцьк Рівненської дирекції Львівської державної залізниці – це залізничний вокзал “Луцьк” та вантажно-сортувальна станція “Луцьк”.

Основним видом міських вантажних перевезень у місті Луцьку є автомобільні. Вони забезпечує зручну доставку вантажів безпосередньо від відправника до споживача. Вантаж, що доставляється автомобільним транспортом на відстань до 200 км, надходить до споживача в п'ять разів швидше, ніж по залізниці.

Як можна спостерігати на графіку (рис. 1) вантажооборот автомобільного транспорту у місті за останні два роки помітно знизився [5]. Проте починаючи вже з другого півріччя 2014 року знову почав зростати (рис. 2). Так за січень-червень 2015 року

вантажооборот зріс на 4 % і становив 135,5 млн.ткм. Однак кількість вантажних перевезень скоротилася. Автотранспортом перевезено 731,3 тис.т вантажів, що на 4,1 % менше, ніж у січні–червні 2014 р. [6]

Як свідчить статистика, на зменшення вантажообороту транспорту вплинуло підвищення споживчих цін на паливо і мастила, а отже, і на вартість перевезень.

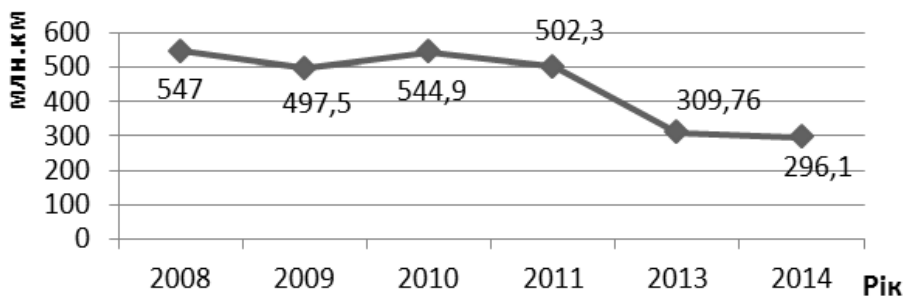


Рис. 1. Динаміка вантажообороту автомобільного транспорту у м. Луцьку

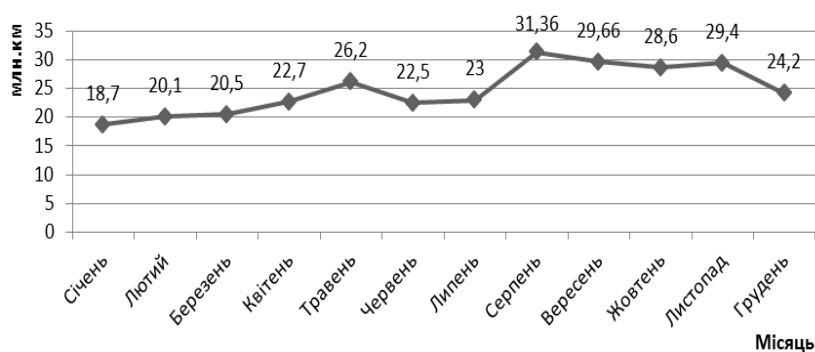


Рис. 2. Динаміка вантажообороту автомобільного транспорту у м. Луцьку за 2014 рік

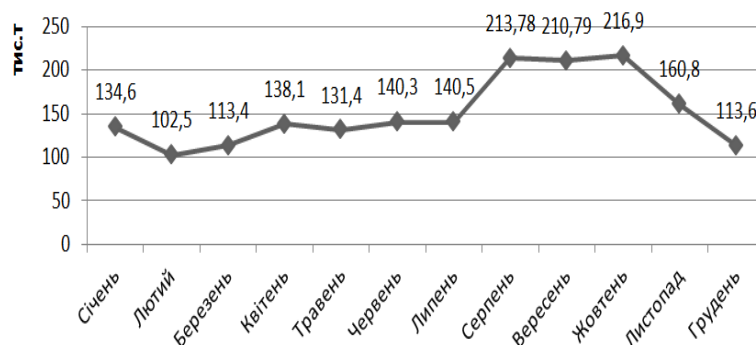


Рис.3. Динаміка перевезень вантажів автомобільного транспорту у м. Луцьку за 2014 рік

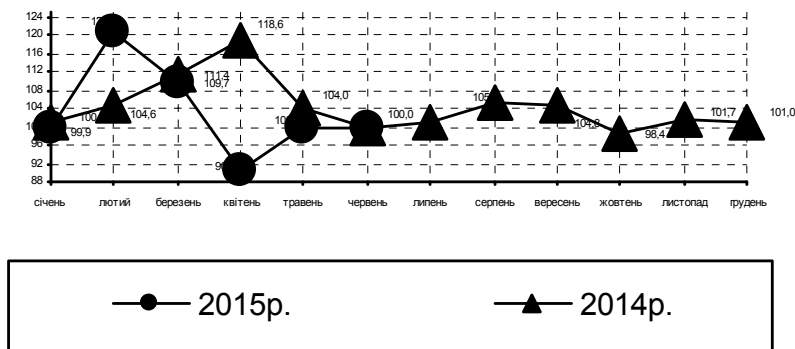


Рис. 5. Індекси споживчих цін на паливо і мастила (у % до попереднього місяця) [6]

Автотранспортом підприємств Волинської області, які займаються комерційними перевезеннями на постійній основі, здійснено 283,3 млн.ткм та перевезено 1,0 млн.т вантажів, що відповідно на 9,5% більше та на 2,6% менше, ніж у відповідному періоді 2014р. Як і раніше, значну частину вантажних автоперевезень виконали підприємства м. Луцька та Луцького району (відповідно 70,8% і 11,1%).

Найбільше вантажних перевезень виконували : виробничо – комерційна фірма у формі товариств з обмеженою відповідальністю “Віта-Авто”, фірма “Каскад-Транспорт”, “Бріс”, “Арзу”.

Автотранспортом суб’єктів підприємництва-фізичних осіб, за розрахунковими даними, виконано 340,8 млн.ткм і перевезено 625,3 тис.т вантажів, що відповідно на 2,2% та 10,0% менше минулорічного.

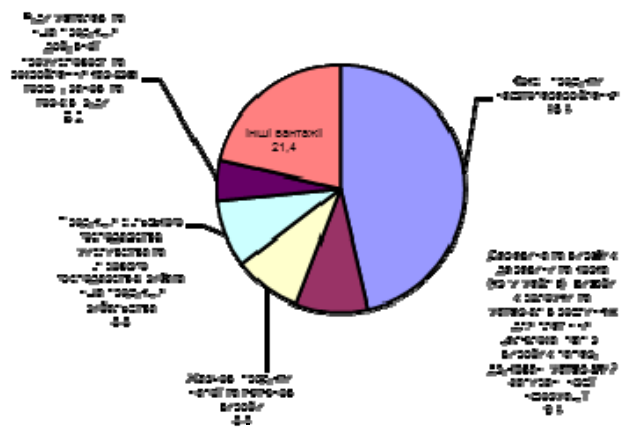


Рис. 4. Структура комерційних вантажних перевезень автотранспортними підприємствами (у відсотках до загальних перевезень)

Варто зазначити, що статистична інформація характеризує роботу автотранспорту підприємств, які займаються комерційними вантажними перевезеннями на постійній основі. В загальні обсяги вантажних перевезень, за результатами одноразового тижневого обстеження, включено розрахункові дані про автоперевезення, здійснені фізичними особами-підприємцями.

Як показує закордонний досвід, щоб змодельювати потоки вантажних автомобілів на вулично-дорожній мережі міст потрібно зібрати та врахувати вихідні дані для аналізу. Ця робота потребує найбільших затрат часу. Тільки після аналізу усіх питань вирішується, як перевести показники вантажних перевезень в модель, за допомогою якої можна зпрогнозувати майбутні перевезення.

З погляду на переміщення транспортних потоків на транспортні мережі міста першочерговим є розгляд структури потоків, а також виділення частки вантажного транспорту у загальному потоці автомобілів. З цією метою був проведений моніторинг інтенсивності руху автотранспорту на ВДМ міста Луцька, де здійснюється рух вантажного транспорту. Дослідження проводилися на 30 пунктах обліку (рис.5) та на входах автомобільних доріг у місто візуальним методом. Було визначено кількість проходження автотранспорту за видами за певний проміжок часу (1 година) в різні дні та в різні години доби.

Для визначення середньодобової інтенсивності руху було використано методику, розроблену на кафедрі міського будівництва КНУБА [7]:

$$\bar{N} = P_{a-b} \times K_{\text{ч}} \times K_{\text{с}} \times K_{\text{н}} \times K_{\text{м}} \times K_{\text{е}} \times \left(1 + \frac{P}{100}\right)^n \times F_{(t)} \quad (1)$$

де \bar{N} - середньодобове значення інтенсивності руху на розрахунковий рік;

P_{a-b} - кількість автотранспортних засобів, що проїхали за час від "а" до "б" хвилин в середині однієї визначеної години, проміжок "а"- "б" приймається кратним 60 і складає 20 або 30 хвилин;

$K_{\text{ч}}$ - коефіцієнт внутрішньогодинної нерівномірності руху, який забезпечує перехід від вибіркової інтенсивності до годинної;

$K_{\text{с}}$ - коефіцієнт переходу від годинної інтенсивності до добової;

$K_{\text{н}}$ - коефіцієнт нерівномірності руху за днями тижня;

$K_{\text{м}}$ - коефіцієнт внутрішньомісячної нерівномірності руху;

K_z - коефіцієнт сезонної нерівномірності руху;
 P - середньорічний відсоток приросту інтенсивності;
 n - кількість років, на які виконується прогноз інтенсивності;
 $F_{1/n}$ - функція, яка передає випадкові обставини, що впливають на розвиток транспорту.

Таблиця 1
 Інтенсивність руху транспортних засобів на входах у місто Луцьк

№ входу	Найменування входу	Напрямок руху	$N_{год}, \text{авт./год}$				%	$N_{доб}, \text{авт./добу}$		$K_{пр}$	$N_{год, мікр.}, \text{авт./год}$	
			$N_{год, авт./год}$	$\Sigma N_{год}$	$N_{год, ван. авт./год}$	$\Sigma N_{год, ван.}$						
1	Володимир-Володинський	→	657	1210	106	181	15	7222	13473	1,2	901	1681
		←	553		75			6251			780	
2	Ковель	→	470	862	78	126	15	5390	10137	1,2	673	1265
		←	392		48			4747			592	
3	Ківерці	→	426	825	70	127	15	4968	9493	1,2	620	1185
		←	395		57			4525			565	
4	Рівне	→	798	1410	155	254	18	8930	15847	1,2	1114	1977
		←	612		99			6917			863	
5	Дубно	→	398	656	33	79	12	4710	7970	1,2	600	1007
		←	258		46			3260			407	
6	Львів	→	543	960	67	129	13	6093	10783	1,2	760	1345
		←	417		62			4690			585	

Дослідження дало змогу зробити висновок, що серед видів автотранспорту найчастіше зустрічаються легкові автомобілі (в середньому близько 65 % від загальної кількості), маршрутні таксі (до 20 %), вантажні (до 10 %) та інші. Найбільша кількість вантажного транспорту спостерігається на вулицях Боженка (28% від загального потоку) та вул. Мамсурова (26%), вул. Карпенка-Карого та на входах у місто Луцьк (таблиця 1). Отримані результати дослідження в подальшому дають змогу скласти картограму вантажопотоків у місті Луцьку.

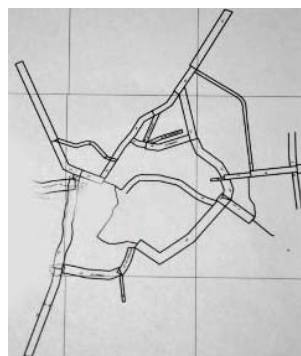
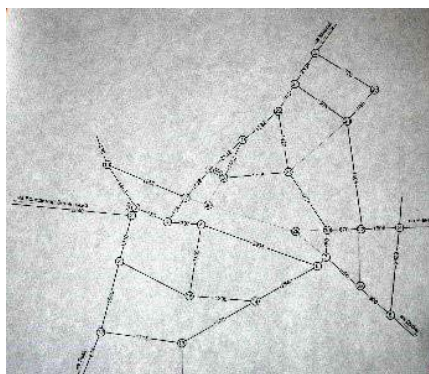


Рис. 5. Картограма вантажних перевезень

Однією з найбільших проблем міста є проїзд великовагових транспортних засобів через центр міста. Проїзд вантажівок, що рухаються містом по вулицях не призначених для руху вантажного транспорту, створюють небезпечні умови для інших учасників дорожнього руху, а через вібрацію від них пошкоджуються житлові будинки, руйнується дорожнє покриття.

Все вище викладене потребує подальшого аналізу і розробки нових підходів до роботи на транспортному ринку в умовах переходу і становлення ринкових відносин. Одним із таких прогресивних підходів є логістичний підхід, орієнтований на збільшення об'єму перевезення вантажів, підвищення прибутковості роботи транспорту, підвищення ефективності доставки вантажів, підвищення доходів і прибутків від роботи транспорту.

1. Глухарёва Т.А., Горбанёв Р.В. Организация движения грузовых автомобилей в городах. – М.: Транспорт. 1989 – 125 с.

2. Штундель Е.В. Исследование вопросов прогнозирования грузопотоков(на примере городов УССР) / Автореф. дисс. канд. техн. наук. К.: КИСИ, 1972 – 20 с.

3. Любарский Р.Э. Проектирования городских транспортных сетей. К.: Будівельник, 1984 – 216 с.

4. Сигаев А.В. Грузовые магистрали города. М.: Высшая школа. – 1975. – 253 с.

5. Сайт статистики у Волинській області: <http://www.lutsk.ukrstat.gov.ua>.

6. Основні показники роботи автотранспорту області: за редакцією Л.С. Баранюк // Статистичний збірник. – Луцьк, 2015. – 12 с.

7. Рейцен Є. О. Організація і безпека дорожнього руху: навчальний посібник / Є.О. Рейцен. – К.: ТОВ «СІК ГРУП Україна», 2014. – 454 с.

СТАН ТА ПЕРСПЕКТИВИ РОЗВИТКУ БУДІВЕЛЬНОЇ ГАЛУЗІ У МІСТІ ЛУЦЬКУ

STATE AND PROSPECTS OF CONSTRUCTION INDUSTRY IN LUTSK

Коваль М.І., асистент (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Koval M.I., assistant (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У статті описано стан будівельної галузі у місті Луцьку на сучасному етапі розвитку ринкових відносин, прослідковано динаміку показників її розвитку, досліджено специфіку діяльності підприємств в будівництві в умовах загострення кризових явищ, визначено основні шляхи їх подолання.

The aim of the article is the analysis of the current state of the construction industry in Lutsk, identify negative factors and their causes in order to eliminate the negative influence on the situation in the construction industry.

The article describes the state of the construction industry in the city of Lutsk at the present stage of development of market relations, traced the dynamics of its development, studied the activity in the construction business in the conditions of intensifying crisis, identified the main ways of overcoming them. The main causes for the drop-down dynamics of volume of construction works industry in whole and by main types of construction activity.

Ключові слова: будівельна галузь, будівництво, перспективи, тенденції розвитку, будівельні роботи.

Keywords: construction industry, construction, prospects, development trends, construction work.

Постановка проблеми. Будівельна галузь є однією з найважливіших галузей народного господарства, від якої залежить ефективність функціонування всієї системи господарювання в країні. Адже розвиток цієї галузі сприяє створенню великої кількості робочих місць, розвитку виробництва будівельних матеріалів та відповідного

обладнання, транспортної галузі, енергетики тощо, а також розвитку підприємств малого бізнесу, особливо того, який спеціалізується на оздоблювальних і ремонтних роботах, на виробництві та встановленні вбудованих меблів і т. ін.

Будівельна галузь пропонує різноманітний та широкий асортимент продукції, який постійно розширюється та удосконалюється, але обсяги виробництва будівельної продукції у кризовий період значно скоротилися.

Якщо прослідкувати вплив світової фінансової кризи на народногосподарський комплекс, то можна помітити, що вітчизняна будівельна галузь постраждала від неї майже першою. Кожен з суб'єктів будівельної галузі (забудовники, інвестори, підрядні організації, банки) зіткнувся з порушенням своїх прав та інтересів.

Так, підрядні організації, через відсутність фінансування вимушені були припинити будівельні роботи, генеральні інвестори не здали, а інвестори не отримали об'єкти будівництва в передбачені строки, внаслідок девальвації гривні та інфляційних процесів, а також масових звільнень з роботи інвестори зіткнулися з проблемами виплати по кредитах, а банки відповідно – не повернення кредитів та їх незабезпеченості (у випадках, коли в іпотеку передавався майбутній об'єкт нерухомості) [1].

Нині ситуація в галузі є близькою до кризової – низький рівень виробництва, великий відсоток зношення основних засобів галузі, нестача фінансування та значні обсяги незавершеного будівництва – це лише частина проблем, що свідчить про необхідність реформування вітчизняної будівельної сфери. Таким чином, проблема виходу з кризового стану будівельної галузі на сьогодні не втрачає своєї актуальності.

Вже неодноразово питання розвитку будівельної галузі вивчалися в країні в цілому. В контексті даного дослідження пропонується здійснити аналіз стану будівельної галузі на рівні міста Луцька.

Подальшого дослідження потребує динаміка показників розвитку будівельної галузі міста, виявлення негативних факторів впливу та причин їх виникнення задля усунення негативного впливу на ситуацію в галузі та розробки дієвих шляхів для її розвитку.

Аналіз останніх досліджень. Теоретичні аспекти діяльності будівельної галузі та будівельних компаній були досліджені в роботах Бобкова К. І., Бузирьова В.В., Гойка А.Ф., Степанова І.С., Тугая А.М., Чистова Л.М. та інших. Серед перших праць, що розкривають

теоретичні та методологічні основи розміщення продуктивних сил, зокрема, сутність та структуру будівельного комплексу варто виділити наукові доробки Л. Л. Тарангул, І. О. Горленко, Г. І. Євтушенко [2].

Мета дослідження: проаналізувати стан будівництва у м. Луцьку та визначити перспективи розвитку будівельної галузі міста, дослідити специфіку діяльності підприємств в будівництві в умовах загострення кризових явищ, визначити основні шляхи їх подолання.

Виклад основного матеріалу. У загальному обсязі будівельних робіт, виконаних в Україні, частка Волинської області незначна (1%) (рис. 1) [3], за темпами будівництва Волинь посіла 11 місце в державі.

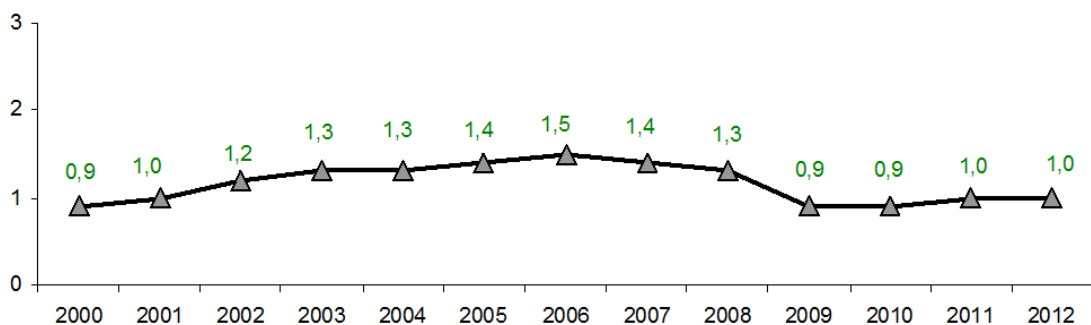


Рис. 1. Частка обсягів будівельних робіт Волині у загальному обсязі в Україні (у % до попереднього року)

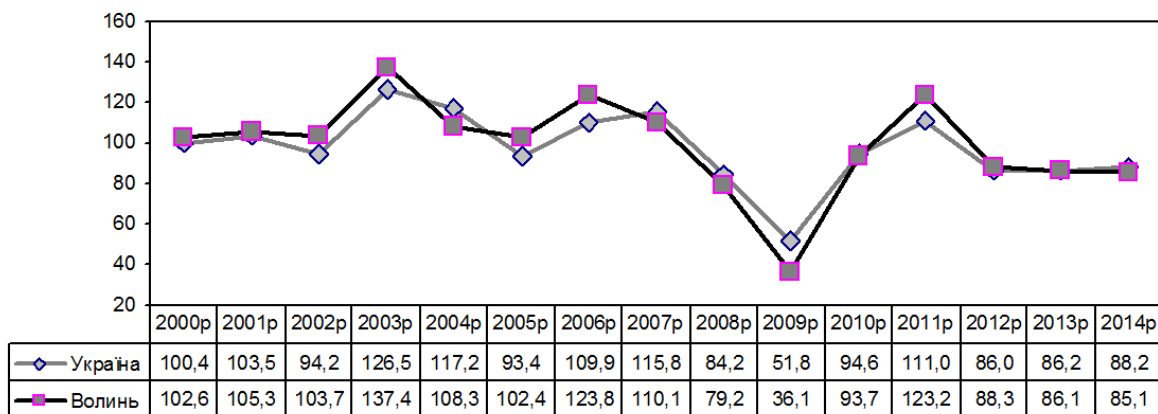


Рис. 2. Динаміка обсягів будівельних робіт (у % до попереднього року)

Така ж тенденція спостерігається протягом останніх років. На зменшення темпів будівництва найбільше вплинула діяльність підприємств, що займаються будівництвом та капітальним ремонтом доріг.

Скорочення обсягів будівництва відбулося за всіма видами будівельної діяльності, крім підготовки будівельних ділянок. На загальну тенденцію найбільше вплинула діяльність підприємств, що займаються будівництвом будівель і споруд, частка яких у загальному

обсязі становила 86,7%. Серед них значно скоротили обсяги робіт підприємства, що виконують будівництво і капітальний ремонт доріг (на 34,4%), будівництво підприємств добувної промисловості (на 25,9%) та будівництво мостів і шляхопроводів (на 17,7%). Водночас збільшили обсяги робіт підприємства, що здійснюють будівництво будівель (на 2,5%) [4].

Більше половини всіх будівельних робіт виконали будівельники м.Луцька, як видно на рис. 3 за рік в середньому 79,6%, а в цілому обсяг міст обласного значення та Луцького району становив 89,1% робіт, виконаних в області. Майже 62% загальнообласних обсягів будівельних робіт виконали публічні акціонерні товариства «Луцьксантехмонтаж №536», «Волиньобленерго», державне підприємство «Передпускова дирекція шахти №10 «Нововолинська», приватне підприємство «ВВС», приватне акціонерне товариство «Луцький домобудівельний комбінат», товариства з обмеженою відповідальністю «Монтажне підприємство «Електросервіс», «Житлобуд–2», «Луцькспецбуд», «Шинака–Україна», «Луцькавтодор–сервіс», «Волинська електротехнічна компанія», «Луцька дорожна пересувна механізована колона», «Західелектромонтаж».

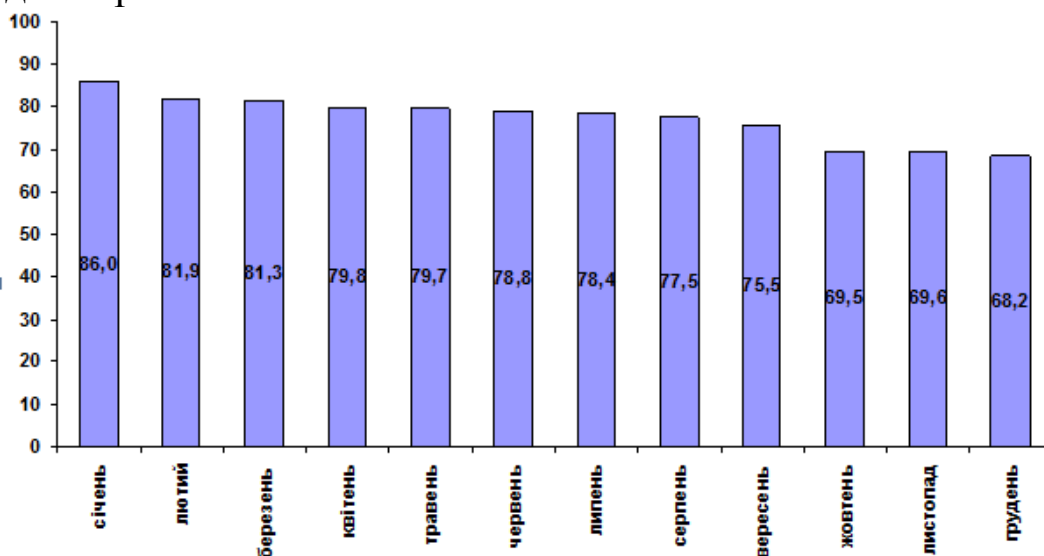


Рис. 3. Питома вага обсягу будівельних робіт, виконаних підприємствами міста Луцька (у % до загального обсягу виконаних будівельних робіт в області за відповідний місяць) [4]

Як видно на рис. 3 за рік в середньому 79,6% усіх будівельних робіт виконали будівельники м. Луцька [3].

Проте, якщо прослідкувати динаміку введення в експлуатацію житла протягом 2005-2011 років (таблиця 1) [5] серед міст Західного регіону, Луцьк займає чи не найгіршу позицію. Причиною цьому є низька активність в інвестуванні житлового будівництва міста, як видно з рис 4.

Таблиця 1

Введення в експлуатацію житла, тис.м² загальної площі
у містах Західного регіону

	2005р	2007р	2008р	2009р	2010р.	2011р.
м.Луцьк	63,6	42,9	74,9	43,5	45,2	48,2
м.Рівне	28,3	83,6	64,5	52,2	48,2	64,2
м.Львів	158,7	201,3	239,6	187,2	184,2	301,9
м.Івано-Франківськ	124,4	174,1	152,0	194,0	202,7	297,2
м.Тернопіль	133,4	126,7	130,3	115,2	100,4	132,6
м.Ужгород	38,9	44,8	45,7	29,2	26,0	53,1
м.Чернівці	80,7	122,5	127,7	89,8	75,6	108,0

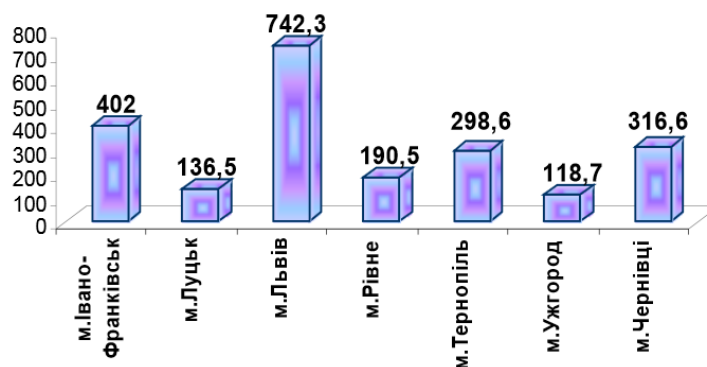


Рис. 4. Інвестиції у житлове будівництво станом на 1 січня 2012 року у містах Західного регіону.

На ринку будівельних робіт в місті працює близько 100 будівельних підприємств та організацій.

Середньомісячна заробітна плата одного штатного працівника у будівництві станом на 1 січня 2013 року становила близько 2125 грн., що на 9,1% менше розміру середньомісячного рівня в області та на 14,7% менше розміру середнього рівня заробітної плати в будівництві України [3]. Це породжує проблему браку кількості кваліфікованих працівників. Частково це пов'язано з тим, що будівельні професії не є престижними серед молоді через недостатньо високу оплату порівняно з великими затратами праці.

Впродовж останніх років у м. Луцьку спостерігається спадаюча динаміка щодо обсягу виконаних будівельних робіт в цілому по галузі та по основних видах будівельної діяльності. Так, у 2014р. підприємствами обласного центру виконано будівельних робіт на суму 428,226 млн. грн., що становить 68,2% від загального обсягу виконаних будівельних робіт у Волинській області. Цей показник приблизно на 15% менший за показник 2013 року. На зниження індексу будівельної продукції вплинуло зменшення обсягів будівництва будівель, зокрема нежитлових. Водночас житлове будівництво зросло. На спорудженні будівель виконано 63,6% всіх робіт, решта – на будівництві інженерних споруд.

Таблиця 2

Обсяг робіт, виконаних підприємствами м. Луцька за видами будівельної продукції [4]

	Виконано будівельних робіт	
	тис. грн.	у % до загального обсягу
Будівництво	428226	100,0
Будівлі	272180	63,6
з них		
житлові	160143	37,4
нежитлові	112037	26,2
Інженерні споруди	156046	36,4

За характером робіт у місті Луцьку переважають нове будівництво, реконструкція та технічне переозброєння, незначний відсоток становить капітальний і поточний ремонт (рис. 5) [6].

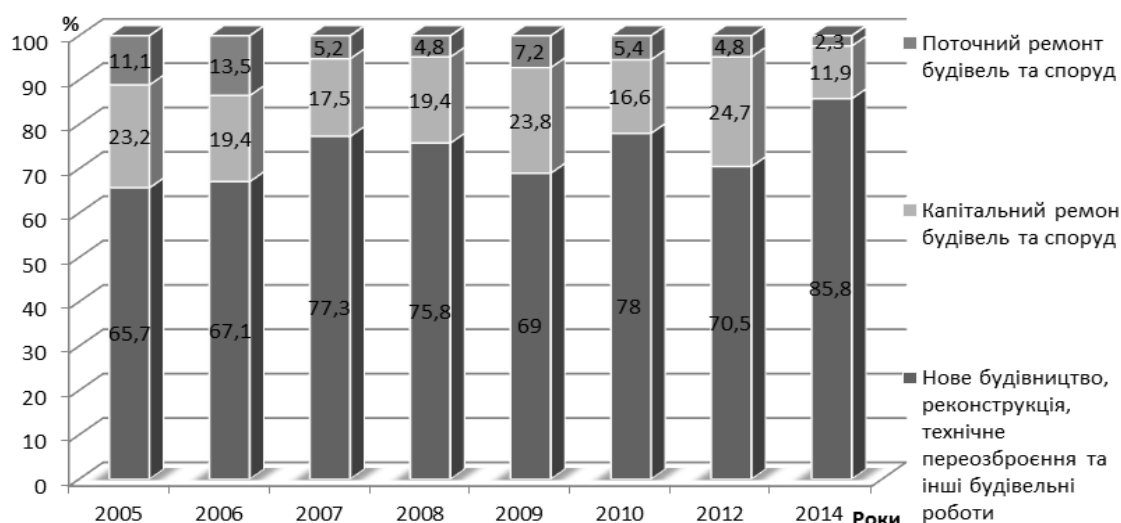


Рис. 5. Розподіл обсягів виконаних будівельних робіт за характером будівництва у місті Луцьку

На 1 січня 2015р. у стадії незавершеного будівництва знаходилось 78 об'єкти що на 8,7% більше, ніж рік тому (таблиця 3) [6].

Із загальної кількості недобудованих будівель і споруд будівництво здійснювалось на 42 об'єктах (53,8 %), а будівництво решти 36 об'єктів (46,2%) тимчасово припинено.

Житлові будівлі склали 38,4% загальної кількості незавершених об'єктів. Серед них 21 будинки з двома і більше квартирами, 8 – одноквартирних і 1 гуртожиток.

Нежитлові будівлі, які становили більше половини (57,7%) загальної кількості об'єктів, за функціональним призначенням розподілились на будівлі для публічних виступів, закладів освітнього, медичного та оздоровчого призначення (7 об'єктів, або 21,8% від загальної кількості об'єктів незавершеного будівництва), промислові та склади (5; 6,5%), торгівельні (6; 7,7%), офісні (7; 8,9%), транспорту та зв'язку (13; 3,5%), готельного та ресторанного господарства (1; 1,3%), решта – інші нежитлові будівлі.

Інженерні споруди становили 3,9% загальної кількості незавершених об'єктів і розподілились на транспортні споруди (1; 1,3%), комплексні промислові споруди та інші інженерні споруди (по 2; 2,6%). Будівництво трубопроводів, комунікацій та ліній електропередач не передбачалось.

Основною причиною призупиненого будівництва у місті Луцьку є припинення фінансування даних об'єктів через брак коштів, а в деяких випадках порушення законодавства та будівельних норм. Однак за даними Головного управління статистики у Волинській області [6] в майбутньому планується продовжити будівництво 36 будівель та споруд та одну з них перепрофілювати через недоцільність будівництва.

Таблиця 3

Кількість будівель та інженерних споруд незавершеного будівництва у місті Луцьку станом на 1 січня 2015 року [6]

	Загальна кількість, одиниць	У % до загальної кількості	У тому числі					
			здійснюється			тимчасово припинено		
			Кількість будівель, одиниць	Загальна площа, м ²	У % до загальної кількості	Кількість будівель, одиниць	Загальна площа, м ²	У % до загальної кількості
- будівництво усіх типів житлових будинків:	30	38,4	20	75168	25,6	10	22747	12,8
• одноквартирних будинків;	8	10,3	8	1349	10,3	-	-	
• багатоквартирних будинків, у тому числі багатопверхових будинків;	21	26,8	12	73819	15,3	9	22413	11,5
• гуртожитки.	1	1,3	-	-		1	334	1,3
- будівництво усіх типів нежитлових будівель:	45	57,7	22	-	28,2	23	-	29,5
• готелі, ресторани та подібні будівлі;	1	1,3	-	-	-	1	-	1,3
• офісні;	7	8,9	2	-	2,6	5	-	6,3
• торговельні;	6	7,7	4	-	5,1	2	-	2,6
• транспорту та зв'язку;	5	6,5	2	-	2,6	3	-	3,9
• промислові та склади;	17	21,8	7	-	9,0	10	-	12,8
• для публічних виступів, закладів освітнього, медичного та оздоровчого призначення;	7	8,9	5	-	6,3	2	-	2,6
• інші нежитлові.	2	2,6	2	-	2,6	-	-	-
- будівництво усіх інженерних споруд:	3	3,9	-	-	-	3	-	3,9
• транспортні;	1	1,3	-	-	-	1	-	1,3
• комплексні промислові споруди;	2	2,6	-	-	-	2	-	2,6
• трубопроводи, комунікації та ЛЕП;	-	-	-	-	-	-	-	-
• інші інженерні споруди	-	-	-	-	-	-	-	-
	78	100	42		53,8	36		46,2



Рис. 6. Загальна кількість незавершених будівель та інженерних споруд, згрупованих за роками початку та припинення будівництва

На рис. 6 можна прослідкувати динаміку загальної кількості незавершених будівель та інженерних споруд, згрупованих за роками початку та припинення будівництва. Станом на 1 січня 2015 року більше половини будівельних об'єктів у м. Луцьку перебувають на початковому етапі будівництва з рівнем будівельної готовності 1-30% (рис. 7).

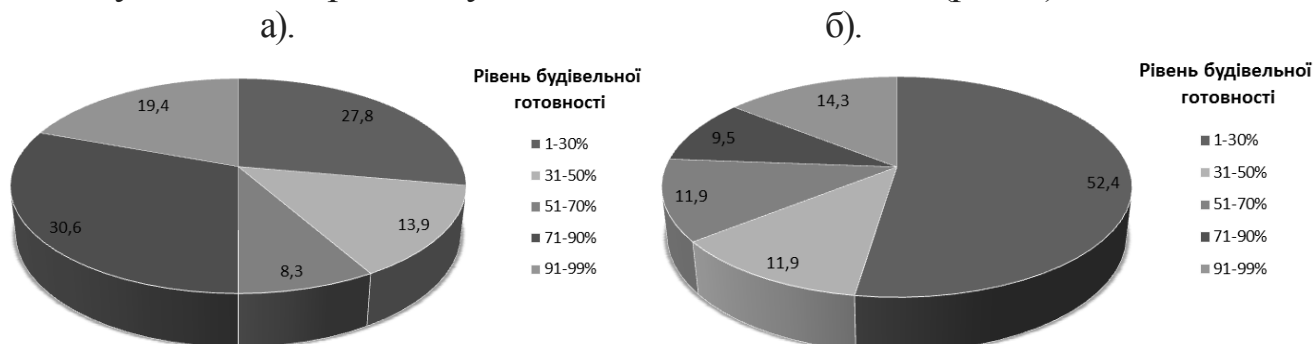


Рис. 7. Розподіл незавершених будівель та інженерних споруд, за рівнем будівельної готовності, %:

а) будівництво яких тимчасово припинено; б) які будуються.

До основних проблем розвитку будівництва на сучасному етапі можна також віднести: проблеми розвитку території та комплексної забудови; низька якість будівництва, а саме значні обсяги браку в будівництві породжують відповідне за своїми обсягами паралельне ремонтно-будівельне виробництво, що потребує додаткових витрат;

порушення чинного законодавства; недостатня кількість кваліфікованих працівників. Однак позитивні сигнали ринок будівництва вже отримав. Про це свідчать першочергові заходи в галузі стратегічного розвитку міста Луцька на наступні роки. Зокрема, розробка і затвердження Правил забудови в м. Луцьку на базі Генерального плану; встановлення і закріплення меж м. Луцька; проведення повної інвентаризації земель, тощо. Верховною Радою прийнято закон «Про регулювання містобудівної діяльності», який передбачає спрощення дозвільних процедур у будівництві та проектуванні. Не менш важливим стимулом для інвесторів має стати програма «ліквідації недобудов і довгобудів», курс на яку проголосив уряд - в першу чергу житла, лікарень, шкіл, дитячих садів, тобто соціальної інфраструктури

Фінансовий механізм будівельного комплексу потрібно вдосконалювати, задіявши нові джерела та форми фінансування, досягнувши таким чином баланс цілей стратегічного розвитку та його фінансового забезпечення. Необхідно прискорити розвиток ринкових економічних відносин між учасниками будівництва, забезпечити постійне підвищення ефективності проектних рішень у містобудуванні, будівництві і капітальному ремонті.

Висновки. На даному етапі у місті Луцьку переважає нове будівництво, однак за останні роки спостерігається спадаюча динаміка щодо обсягу виконаних будівельних робіт в цілому по галузі та по основних видах будівельної діяльності. Основними причинами цьому є припинення фінансування даних об'єктів через брак коштів, через що м. Луцьк, у порівнянні з іншими містами Західного регіону займає передостанню позицію за розвитком будівельної галузі. Однак першочергові заходи в галузі стратегічного розвитку міста Луцька сприяють розвитку будівництва.

1. Дзюбенко С. В. Проблеми будівництва в умовах кризи / С. В. Дзюбенко // Український юрист. – 2009. – № 11. – с. 19-21. 2. Тарангул Л. Л. Розміщення продуктивних сил : навч. посіб. для вузів [Електронний ресурс] / Л. Л. Тарангул, І. О. Горленко, Г. І. Євтушенко // К. : Б.в., 2000. – 264 с. 3. Діяльність будівельних підприємств області: за редакцією Л.С. Баранюк // Статистичний збірник. – Луцьк, 2013. – 35 с. 4. Виконання будівельних робіт підприємствами області за 2014 рік: за редакцією Л.С. Баранюк // Статистичний бюлетень. – Луцьк, 2015. – 14 с. 5. Розвиток будівельної галузі м.Івано-Франківська. Досягнення та проблеми // <http://www.mvk.if.ua/uploads>. 6. Виконання будівельних робіт підприємствами області за січень–червень 2015 року: за редакцією Л.С. Баранюк // Статистичний бюлетень. – Луцьк, 2015. – 14 с.

НАПРУЖЕННЯ БІЛЯ ВИСВЕРДЛЕНИХ ОТВОРІВ У ОКОЛІ ВЕРШИН ТРІЩИН

STRESSES NEAR HOLES DRILLED IN THE VICINITY OF CRACK TIP

**Максимович О.В., д.т.н., проф. (Луцький НТУ, м. Луцьк),
Іллюшин О.В., аспірант (Луцький НТУ, м. Луцьк), Лавренчук С.В.,
аспірант (Луцький НТУ, м. Луцьк)**

**Maksimovich O.V., DSc in engineering, professor(Lutsk National
Technical University, Lutsk), Ilyushin O.V., PhD student, (Lutsk National
Technical University, Lutsk), Lavrenchuk S.V., PhD student, (Lutsk
National Technical University, Lutsk)**

Виконано дослідження напружень біля отвору, що створений біля вершини тріщини з метою гальмування її росту, та на їх основі надані рекомендації щодо вибору оптимальних отворів з метою гальмування росту тріщин.

This article has explored tensions near the hole that was created at the crack tip for the purpose of braking its growth. Calculation of stress concentration on the edge of the hole and the stress at the crack tip made by the Muskhelishvili method using conformal mapping. On the basis of research for openings of various shapes offered advice on choosing the best holes for the purpose of growth inhibition cracks.

Ключові слова: напруження, пластинка, тріщина, оптимальний отвір.

Keywords: stress, plate, crack, hole, optimal hole.

Для зупинки тріщин у околі їх вершин висвердлюють отвори, переважно кругової форми. При циклічних навантаженнях на межі отвору часто виникають нові мікротріщини, що приводить до подальшого росту тріщини. Причиною їх росту є високі напруження, які виникають на межі отвору напроти основної тріщини. Виконаємо дослідження концентрації напружень на межі отворів із крайовою тріщиною та коефіцієнтів інтенсивності

напружень (КІН) залежно від їх форми й довжини тріщини. Такі дослідження дозволять оцінити можливість регулювати концентрацію напружень формою отворів. Питанням дослідження напружень біля отворів з тріщинами в літературі присвячено значна кількість робіт [2,4,7,8]. Однак в цих роботах основна увага спрямовувалась на дослідження напружень біля вершин тріщин.

Постановка задачі. Розглянемо пластинку з отвором, яка знаходиться під дією прикладеного навантаження на нескінченності. Прийmemo, що отвір послаблений крайовою прямолінійною тріщиною довжиною L , межа отвору та береги тріщини вільні від навантаження. Розв'язок даної задачі з використанням конформного відображення отримано в [6]. Використаємо цей розв'язок для дослідження НДС пластинок із отворами, що мають крайові тріщини, представивши його в зручному для розрахунків вигляді.

Розв'язок виразимо через комплексні потенціали Колосова-Мусхелішвілі $\varphi_1(z)$, $\psi_1(z)$ [6]. Тут область, яку займає пластинка, віднесена до Декартової системи координат Oxy , $z=x+iy$. Прийmemo, що на нескінченності до пластинки прикладені зусилля, які описуються потенціалами у вигляді

$$\varphi_1(z) \approx a_1 z + a_2 z^2 + \dots + a_M z^M, \quad \psi_1(z) \approx e_1 z + e_2 z^2 \dots + e_M z^M,$$

де $a_1, a_2, \dots, a_M, e_1, e_2, \dots, e_M$ - відомі сталі [6].

Випишемо ці коефіцієнти для деяких випадків навантаження [6]. У випадку, коли на нескінченності головні напруження дорівнюють N_1, N_2 та головна вісь, що відповідає зусиллям N_1 нахилена під кутом α до осі Ox , то ненульовими будуть коефіцієнти

$$\operatorname{Re} a_1 = (N_1 + N_2) / 4, \quad e_1 = -(N_1 - N_2) e^{-2i\alpha} / 2.$$

При чистому зсуві пластинки (коли при $z \rightarrow \infty$ $\tau_{xy} = \tau$) тут $a_1 = 0, e_1 = i\tau$.

Метод конформного відображення. Задача теорії пружності для нескінченної пластинки з отвором, межа якого вільна від навантаження, зводиться до визначення функцій Мусхелішвілі $\varphi_1(z)$ та $\psi_1(z)$ з умови [6]

$$\varphi_1(z) + \overline{z\varphi_1'(z)} + \overline{\psi_1(z)} = C, \quad z \in L,$$

де C – довільна комплексна стала, L – межа отвору.

Прийmemo, що відома функція, яка конформно відображає зовнішність одиничного круга в площині ζ на область, що займає пластинка

$$\omega(\zeta) = c\zeta + \sum_{n=1}^N \frac{c_n}{\zeta^n}, \quad (1)$$

де c, c_1, \dots, c_N – відомі коефіцієнти, $|\zeta| > 1$.

Зазначимо, що метод Мусхелішвілі розглядався в низці робіт, огляд яких наведено в [4,6]. Реалізація цього методу зводиться до розгляду достатньо громіздких співвідношень, пов'язаних із діями над рядами. Викладемо розв'язок цієї задачі у матричному вигляді, який дозволяє реалізувати його за допомогою процедур сучасних математичних систем, зокрема, "Matlab".

Позначимо $\varphi_1(\omega(\zeta)) = \varphi(\zeta)$, $\psi_1(\omega(\zeta)) = \psi(\zeta)$. В допоміжній системі ζ на нескінченності для цих функцій маємо

$$\varphi(\zeta) \sim U(\zeta), \psi(\zeta) \sim V(\zeta),$$

$$\text{де } U = \sum_{j=1}^M \alpha_j \zeta^j, V = \sum_{j=1}^M \delta_j \zeta^j.$$

Зокрема, при $M = 3$ тут

$$\alpha_1 = c(a_1 + 3a_3cc_1), \alpha_2 = a_2c^2, \alpha_3 = a_3c^3,$$

$$\delta_1 = c(e_1 + 3e_3cc_1), \delta_2 = e_2c^2, \delta_3 = e_3c^3.$$

Функцію $\varphi(\zeta)$ будемо шукати у вигляді

$$\varphi(\zeta) = U(\zeta) - S(1/\zeta), \quad (2)$$

де $S(\zeta) = S_1\zeta + S_2\zeta^2 + \dots + S_{N_1}\zeta^{N_1}$; $N_1 = N + M - 1$; S_1, \dots, S_{N_1} - невідомі сталі, які будуть визначені нижче.

Тоді [6]

$$\psi(\zeta) = -\overline{\varphi(1/\zeta)} - \frac{\overline{\omega(1/\zeta)}}{\omega'(\zeta)} \varphi'(\zeta), \quad (3)$$

де

$$\varphi'(\zeta) = U'(\zeta) - \sum_{n=1}^{N+2} s_n / \zeta^{n+1}, \quad s_n = nS_n.$$

Зобразимо

$$\bar{\omega}(1/\zeta)/\omega'(\zeta) = \frac{\bar{c}/\zeta + \bar{c}_1\zeta + \dots + \bar{c}_N\zeta^N}{c + c'_1/\zeta + c'_2/\zeta^2 + \dots + c'_N/\zeta^{N+1}} = w(\zeta) + B(\zeta), \quad (4)$$

де $c'_j = -(j-1)c_{j-1}$, $B(\zeta) = b_0 + b_1\zeta + \dots + b_N\zeta^N$,

$$w(\zeta) = \frac{W(\zeta)}{\omega'(\zeta)}, \quad W(\zeta) = \frac{W_1}{\zeta} + \frac{W_2}{\zeta^2} + \dots + \frac{W_N}{\zeta^N}.$$

Функцію $\psi(\zeta)$ перепишемо у вигляд

$$\psi(\zeta) = \psi_A(\zeta) + \psi_B(\zeta), \quad (5)$$

де

$$\psi_A(\zeta) = -\bar{U}(1/\zeta) - w(\zeta)\varphi'(\zeta) + v_1\zeta, \quad v_1 = 3\alpha_3 \frac{W_1}{c},$$

$$\psi_B(\zeta) = -B(\zeta)U'(\zeta) + \bar{S}(\zeta) + B(\zeta)(S(1/\zeta))' - v_1\zeta. \quad (6)$$

Тут функція $\psi_A(\zeta)$ – загасає на нескінченності. Для знаходження коефіцієнтів S_1, \dots, S_{N_1} розкладемо функцію $\psi_B(\zeta)$ в ряд Лорана. Для цього використаємо співвідношення для добутку двох функцій, заданих відрізками рядів при $M > N$

$$\sum_{n=0}^N a_n \zeta^n \sum_{m=0}^M \frac{r_m}{\zeta^m} = \sum_{n=0}^N \alpha_n \zeta^n + \sum_{m=1}^M \frac{\rho_m}{\zeta^m}. \quad (7)$$

Тут коефіцієнти рядів справа визначаються через коефіцієнти рядів зліва за формулами

$$\begin{pmatrix} \alpha_0 \\ \alpha_1 \\ \dots \\ \alpha_N \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_0 & a_1 & \dots & a_N \\ a_1 & \dots & a_N & 0 \\ \dots & & & \\ a_N & 0 & \dots & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} r_0 \\ r_1 \\ \dots \\ r_N \end{pmatrix}, \quad \begin{pmatrix} \rho_1 \\ \rho_2 \\ \dots \\ \rho_M \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_0 & a_1 & \dots & a_{M-1} \\ 0 & a_0 & \dots & a_{M-2} \\ \dots & & & \\ 0 & \dots & 0 & a_0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} r_1 \\ r_2 \\ \dots \\ r_M \end{pmatrix}, \quad (8)$$

причому тут у останній матриці $a_k = 0$ при $k > N$.

На основі (7) і (8) маємо

$$B(\zeta)(S(1/\zeta))' = -\sum_{n=0}^N b_n \zeta^n \sum_{m=2}^{N+3} \frac{S_{m-1}}{\zeta^m} = \sum_{n=0}^{N-2} D_n \zeta^n + \sum_{m=1}^{N+3} \frac{E_m}{\zeta^m},$$

де

$$\begin{pmatrix} D_1 \\ D_2 \\ \dots \\ D_{N-2} \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} b_3 & b_4 & \dots & b_N \\ b_4 & \dots & b_N & 0 \\ \dots & & & \\ b_N & 0 & \dots & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} s_1 \\ s_2 \\ \dots \\ s_{N-2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} E_1 \\ E_2 \\ \dots \\ E_{N+3} \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} b_0 & b_1 & \dots & b_N & 0 & 0 \\ 0 & b_0 & \dots & b_N & 0 & \\ \dots & & & & & \\ 0 & \dots & 0 & b_0 & & \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ s_1 \\ \dots \\ s_{N+2} \end{pmatrix}$$

Звідси

$$\psi_B(\zeta) = - \sum_{n=1}^{N+2} \beta_n \zeta^n + \sum_{n=1}^{N+2} \frac{\overline{s_n}}{n} \zeta^n + \sum_{n=0}^{N-2} D_n \zeta^n + \sum_{m=1}^{N+3} \frac{E_m}{\zeta^m} - v_1 \zeta,$$

де

$$\sum_{n=0}^{N+2} \beta_n \zeta^n = B(\zeta)U'(\zeta) = (\alpha_1 + 2\alpha_2 \zeta + 3\alpha_3 \zeta^2) \sum_{n=0}^N b_n \zeta^n.$$

Вимагаючи, щоби коефіцієнти при ступенях $\zeta^k, k \geq 4$ у функції ψ дорівнювали нулю, а перші три дорівнювали δ_k , отримуємо систему рівнянь

$$- \begin{pmatrix} b_3 & b_4 & \dots & b_N \\ b_4 & \dots & b_N & 0 \\ b_5 & \dots & b_N & 0 \\ \dots & & & \\ b_N & 0 & \dots & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} s_1 \\ s_2 \\ s_3 \\ \dots \\ s_{N-2} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 1/2 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 1/3 & 0 \dots & 0 \\ \dots & & & \\ 0 & 0 & \dots & 1/(N-2) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \overline{s_1} \\ \overline{s_2} \\ \overline{s_3} \\ \dots \\ \overline{s_{N-2}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \\ \beta_4 \\ \dots \\ \beta_{N-2} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \delta_1 + v_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \dots \\ 0 \end{pmatrix} \quad (9)$$

$$\overline{s_n} / n = \beta_n, \quad n = N-1, \dots, N+2.$$

Після розв'язування системи рівнянь (9), отримуємо

$$\psi(\zeta) = V(\zeta) - \overline{U}(1/\zeta) - w(\zeta)\varphi'(\zeta) + \sum_{m=1}^{N+3} \frac{E_m}{\zeta^m}.$$

Допоміжні співвідношення. Для знаходження коефіцієнтів b_j, W_j у формулі (4) можуть бути використані процедури системи Matlab. Напруження у пластинці визначаються за формулами

$$\sigma_y = \text{Re}(2\Phi + F), \quad \sigma_x = \text{Re}(2\Phi - F), \quad \tau_{xy} = \text{Im} F,$$

$$\text{де } F = \overline{z} \frac{d\Phi}{dz} + \frac{d\psi}{dz}, \quad \Phi = \frac{d\varphi}{dz}.$$

Через допоміжну змінну ζ ці функції запишуться у вигляді

$$\Phi = \frac{\varphi'(\zeta)}{\omega'(\zeta)}, \quad F = \overline{\omega(\zeta)}[\varphi''(\zeta)\omega'(\zeta) - \varphi'(\zeta)\omega''(\zeta)]/[\omega'(\zeta)]^3 + \psi'(\zeta)/\omega'(\zeta).$$

Результати розрахунків. Розрахунки виконано стосовно до пластинки з отворами наступних форм: 1, 2) квадрата із стороною a та заокругленими вершинами чвертьколами радіуса $R/a=0,25$ і $R/a=0,5$ (рис.1.а); 3) знайденого в [1] отвору оптимальної форми, біля якого виникає низький рівень напружень (рис.1.б); 4) круг; 5) межа отвору близька до перетину кіл (1.в). Прийmemo, що ці отвори послаблені крайовими тріщинами довжиною L (рис. 1) та пластинка розтягується в напрямку осі Oy зусиллями p . Зазначимо, що для вибраних отворів без тріщин коефіцієнти концентрації напружень (ККН) для отворів 1-4 рівні: 3,38; 2,94; 2,24; 3.

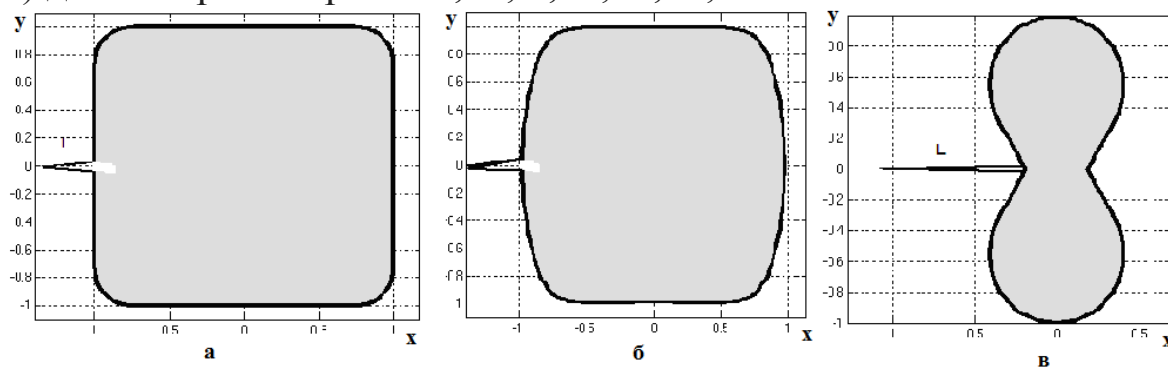


Рис.1. Форми отворів з тріщинами.

Функції, які відображають зовнішність круга одиничного радіуса в площині ζ на зовнішність області, що займає пластинка, наведені в [3]. Розрахунки показали, що при розгляді пластинок із великими тріщинами ряди (1) збігаються повільно. В зв'язку з цим у рядах (1) утримували $\sim 200 - 600$ членів та застосували до цього ряду покращення збіжності ряду, запропонованого в [5].

Розраховані відносні КІН $F_I = K_I / p\sqrt{\pi L}$ для отворів із тріщинами залежно від довжини тріщини зображено на рис.2.а кривими 1-5.

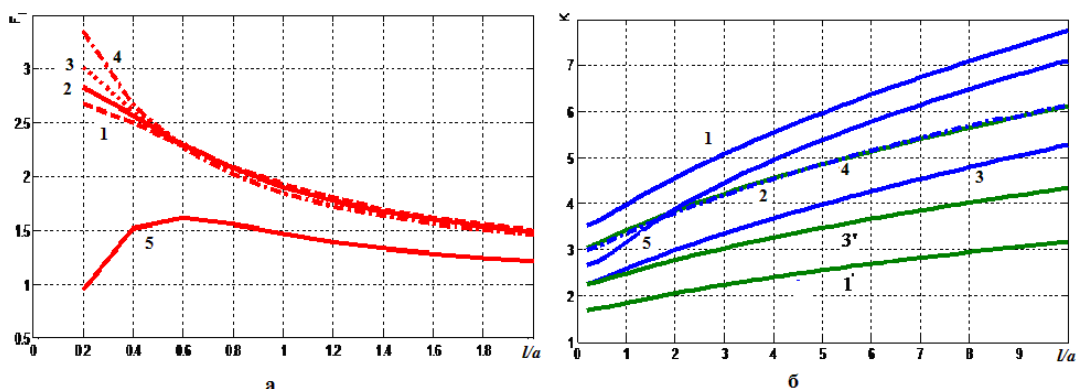


Рис. 2. Значення КІН (а) та ККН (б) для отворів різної форми залежно від відносної довжини тріщини

Знайдені ККН для цих отворів із тріщиною зображено на рис.2.б кривими 1-5. Кривими 1' і 3' зображено значення відносних напружень на отворі в точці на осі Ox , протилежній тріщині для заокругленого квадрата при $R/a=0,25$ та оптимального отвору.

На основі виконаних розрахунків можна зробити висновки: При малих довжинах тріщин найменші КІН на квадратних отворах, за винятком отвору ϵ на рис.1. При відносних відстанях $L/a > 0,4$ КІН для всіх отворів близькі між собою. Руйнування для випадків отворів з номерами 1-3 розпочинатиметься в точках напроти тріщини, які віддалені від осі Ox (оскільки тут досягаються найбільші напруження). Для цих же отворів напруження в точці на межі, що лежить на осі Ox напроти тріщини є меншими за величиною - криві 1 і 1' та 3 і 3' на рис.3. На рис.3 наведено ККН для випадку еліптичного отвору для різних відношень його півосей b/a (піввісь a лежить на продовженні тріщини), які вказані біля відповідних кривих залежно від відношення довжини тріщини до піввісі b .

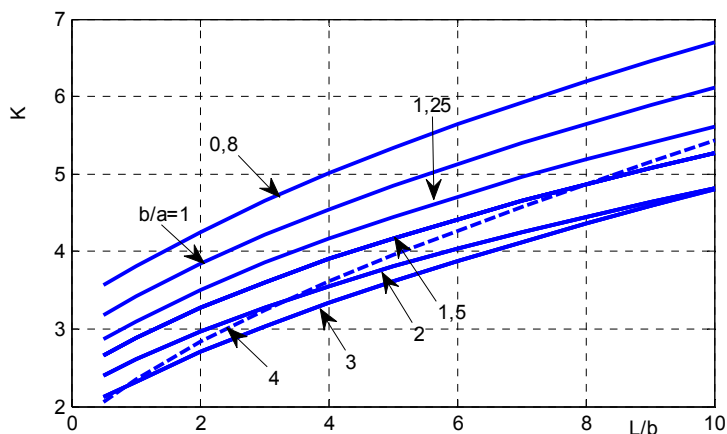


Рис.3. ККН для еліптичного отвору залежно від відносної довжини тріщини

Таким чином, для отворів, близьких за формою до кругового, значення ККН виявились найменшими для оптимального отвору (рис.1.б), причому при збільшенні розмірів тріщини ефективність цього отвору в порівнянні із іншими формами отворів не зменшується. В зв'язку з цим, для загальмовування тріщини доцільно створювати оптимальний отвір (рис.1.б), на якому найменша ймовірність виникнення нових тріщин.

Заслуговують також на увагу отвори еліптичної форми, витягнутих в напрямку перпендикулярному до тріщини. На основі рис.3 можна рекомендувати створювати отвір з відношенням півосей $b/a \approx 2$. Зазначимо, при цьому, що концентрація на такому отворі є близькою до отвору оптимальної форми (рис.1.б). Зазначимо, що заслуговує на особливу увагу отвір, що має форму 1.в, для якого ККН є найменшими.

Висновок. Виконано дослідження напружень біля отвору, що створений біля вершини тріщини з метою гальмування її росту. Розрахунок концентрації напружень на межі отвору та напружень біля вершини тріщини здійснено методом Мусхелішвілі з використанням конформного відображення. На основі проведених досліджень для отворів різної форми запропоновані рекомендації щодо вибору оптимальних отворів з метою гальмування росту тріщин.

1. Божидарнік В. В., Максимович О. В. Пружна та гранична рівновага анізотропних пластинок з отворами і тріщинами. – Луцьк, 2003. – 226 с.

2. Божидарнік В.В., Максимович О.В. Визначення напруженого стану біля крайових тріщин у пластинці з отвором складної форми // Фіз.-хім. механіка матеріалів. – 2010. - №1. С.19-26.

3. Иванов В.И. Конформные отображения и их приложения/ Иванов В.И., Попов В.Ю. // М.: Едиториал УРСС. 2002. – 324 с.

4. Каминский А.А. Хрупкое разрушение вблизи отверстий. –К.: Наук, думка, 1982. –160 с.

5. Максимович В.М., Соляр Т.Я. Спосіб покращення збіжності рядів Фурє та його застосування для числового обернення Лапласа// Прикладні проблеми механіки і математики. – 2015. Вип.7.

6. Мусхелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. –М.: Наука, 1966. –708 с.

7. Саврук М.П., Осив П.Н., Прокопчук И.В. Численный анализ в плоских задачах теории трещин. – К.: Наук.думка, 1989. – 248 с.

8. Справочник по коэффициентам интенсивности напряжений. В 2-х томах / Под ред. Ю. Мураками. –М.: Мир, 1990. -т. 1. – 448 с.

ВИЗНАЧЕННЯ МОРОЗОСТІЙКОСТІ КОМПЛЕКСНО УКРІПЛЕНИХ ГРУНТІВ

FROST RESISTANCE DETERMINATIONS REINFORCEMENT OF SOIL BY COMPLEX

Маліков В.В., к.т.н., доц. (Луцький НТУ, м. Луцьк), Боярчук Б.А., к.т.н., доц. (Луцький НТУ, м. Луцьк), Панасюк Я.І., к.т.н., старший викладач (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Malikov VV, Ph.D., senior lecturer (Lutsk National Technical University, Lutsk), Boyarchuk B.A., Ph.D., senior lecturer (Lutsk National Technical University, Lutsk) Panasuk Y.I., Ph.D., senior teacher (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У статті описано залежності міцності від процентного вмісту цементу, добавок «БЕТО-ЩЕЛЬ», «Coral MasterFix», «ВСЕСЕЗОН-УНІВЕРСАЛ» при укріпленні ґрунту та кількості циклів заморожування-відтавання із застосуванням математичного планування

This article describes the strength depending on the percentage of cement additives "Beto-SCHEL», «Coral MasterFix», «multigrade-UNIVERSAL" in strengthening the soil and the number of cycles of freezing and thawing with using mathematical planning. That was the aim Determination of research by physical and mechanical properties of application for reinforcement of soil layers mortars in clothing road.

As a result of experiments were obtained and identified according to the impact of changes in components of cementogenesis mixtures on the compressive strength, however, for finding optimal concentrations of components should reduce settings steps additives and displacement of the centre of the experiment, especially for additives "BETO-SCHEL" in subsequent surveys.

Ключові слова: цементогрунт, морозостійкість, «БЕТО-ЩЕЛЬ», «Coral MasterFix», «ВСЕСЕЗОН-УНІВЕРСАЛ», математичне планування.

Keywords: tsementohrunt, frost, "Beta-SCHEL», «Coral MasterFix», «multigrade-UNIVERSAL", mathematical planning

Удосконалення рецептур цементогрунтових матеріалів для конструкцій автомобільних доріг може надати можливість знайти оптимальний шлях у вирішенні питань збереження якості при зменшенні витрат. Поява нових хімічних добавок для модифікації цементних композицій потребує всебічного вивчення їх впливу на фізико-механічні властивості ґрунтових сумішей.

Метою досліджень було визначення фізико-механічних властивостей необхідних для застосування цементогрунтових сумішей в якості шарів дорожніх одягів.

Для приготування сумішей на основі ґрунту в якості в'язучого використовувався портландцемент марки М 500, який відповідав вимогам [1], в якості добавок використовувалися «БЕТО-ЩЕЛЬ», «Coral MasterFix» та «ВСЕСЕЗОН-УНІВЕРСАЛ» відповідали вимогам [2,3,4]. Вода для приготування сумішей відповідала вимогам [5].

В якості ґрунту використовувався пісок мілкий [6], властивості якого наведені в таблиці 1.

Таблиця 1

Властивості прийнятого для досліджень ґрунту

Гранулометричний склад, %		
Розмір зерен, мм	2-1	0,4
	1-0,5	1,6
	0,5-0,25	32,8
	0,25-0,071	60,2
	<0,071	5
Границя текучості, %		7,5

За даними виробника «БЕТО-ЩЕЛЬ» це гідроізоляційна добавка, яка необхідна для гідроізоляції матеріалів на основі цементу, які будуть піддаватись впливу вологи та води. Дана добавка складається з набору натуральних жирних кислот, а також водного розчину силікату натрію (рідке / розчинне скло) [2]. Пластифікатор, прискорювач твердіння «Coral MasterFix». Пластифікатор розроблений для застосування в умовах термовологісної обробки матеріалів на основі цементу.

Склад пластифікатора адаптований до вітчизняних заповнювачів і цементів, в тому числі і шлаколузких, з вмістом шлаків до 80% [3]. «ВСЕСЕЗОН-УНІВЕРСАЛ» – пластифікатор карбоксилатного типу матеріалів на основі цементу при добових різких перепадах температури весною та восени від позитивної вдень (від +10°C до +20°C) до негативної вночі (від -1°C до -8°C) [4].

Концентрація цементу у складі досліджуваних сумішей становила 18% та 10% від маси сухого ґрунту. Кількість води становила 10% та 6 % від маси сухої цементогрунтової суміші. Для встановлення впливу концентрації добавок «БЕТО-ЩЕЛЬ», «Coral MasterFix» та «ВСЕСЕЗОН-УНІВЕРСАЛ» на міцність та водопоглинання було запропоновано процентний числовий ряд: 0,5% та 2,5% від маси цементу. Добавки вводились безпосередньо у воду. Також було виготовлено контрольну серію зразків із цементогрунту без добавок.

Для досліджень властивостей укріпленого ґрунту застосовувались методи, які викладені в нормативних документах [7, 8, 9, 10].

Для визначення фізичних властивостей укріпленого ґрунту були заформовані серії зразків-циліндрів 50x50 мм (по 6 зразків на точку).

Зразки формувалися при навантаженні 150 кгс/см². Після витримування виготовлених зразків терміном 28 діб в ванні з гідравлічним затвором, після чого вони були водонасичені терміном 2 доби після чого визначалась морозостійкість комплексно укріплених ґрунтів за критеріями міцності при стиску після 5, 10, 30, 50 циклів заморожування відтавання.

З метою встановлення залежностей морозостійкості від зміни концентрацій цементу, добавок та вмісту кількості води було запропоновано виконати експеримент на підґрунті методів математичного планування.

Матриця експерименту при зміні трьох факторів для добавки-прискорювача «Coral MasterFix» представлена в таблиці 2

Таблиця 2

Матриця експерименту при зміні трьох факторів для добавки-прискорювача «Coral MasterFix»

«Coral Master-Fix»	x0	x1	x2	x3	C	dod	H ₂ O	Цем.	Дод.	H ₂ O
					%	%	%	гр	гр	гр
1	1	1	1	1	18	2.50	10	432.00	10.80	227.42
2	1	-1	1	-1	10	2.50	6	240.00	6.00	211.68
3	1	1	-1	-1	18	0.50	6	432.00	2.16	226.73
4	1	-1	-1	1	10	0.50	10	240.00	1.20	211.30

Параметри кроків змінних встановлені за попередніми результатами досліджень та закодовані відповідно таблиці 3.

Таблиця 3

Закодовані параметри кроків змінних встановлені за попередніми результатами досліджень

Змінні	Фактори		i	+1	-1	0
% C	x1	X1	4	18	10	14
% dod	x2	X2	1	2.5	0.5	1.5
% H ₂ O	x3	X3	2	10	6	8

Після обрахунку коефіцієнтів в поліноміальному рівнянні отримуємо узагальнену залежність:

$$y = -2,716 + 0,270x_1 + 0,328x_2 + 0,152x_3 \quad (1)$$

Матриця експерименту при зміні трьох факторів для добавки «БЕТО-ЩЕЛЬ» представлена в таблиці 4.

Таблиця 4

Матриця експерименту при зміні трьох факторів для добавки «БЕТО-ЩЕЛЬ»

Бето-щель	x0	x1	x2	x3	C	dod	H ₂ O	Цем.	Дод.	H ₂ O
					%	%	%	гр	гр	гр
1	1	1	1	1	18	2.50	10	432.00	10.80	227.42
2	1	-1	1	-1	10	2.50	6	240.00	6.00	211.68
3	1	1	-1	-1	18	0.50	6	432.00	2.16	226.73
4	1	-1	-1	1	10	0.50	10	240.00	1.20	211.30

Параметри кроків змінних встановлені за попередніми результатами досліджень та закодовані відповідно таблиці 5.

Таблиця 5

Закодовані параметри кроків змінних встановлені за попередніми результатами досліджень

Змінні	Фактори		i	+1	-1	0
% C	x1	X1	4	18	10	14
% dod	x2	X2	2	5.0	1.0	3.0
% H ₂ O	x3	X3	2	10	6	8

Після обрахунку коефіцієнтів відповідно рівняння має наступний вигляд:

$$y = - 0,237 + 0,109x_1 - 0,223x_2 - 0,250x_3 \quad (2)$$

Матриця експерименту при зміні трьох факторів для добавки «ВСЕСЕЗОН-УНІВЕРСАЛ» представлена в таблиці 6.

Таблиця 6

Матриця експерименту при зміні трьох факторів для добавки «ВСЕСЕЗОН-УНІВЕРСАЛ»

Всесезон-універсал	x0	x1	x2	x3	C	dod	H ₂ O	Цем.	Дод.	H ₂ O
					%	%	%	гр	гр	гр
1	1	1	1	1	18	2.50	10	432.00	10.80	227.42
2	1	-1	1	-1	10	2.50	6	240.00	6.00	211.68
3	1	1	-1	-1	18	0.50	6	432.00	2.16	226.73
4	1	-1	-1	1	10	0.50	10	240.00	1.20	211.30

Параметри кроків змінних встановлені за попередніми результатами досліджень та закодовані відповідно таблиці 7.

Таблиця 7

Закодовані параметри кроків змінних встановлені за попередніми результатами досліджень

Змінні	Фактори		i	+1	-1	0
% C	x1	X1	4	18	10	14
% dod	x2	X2	2	5.0	1.0	3.0
% dH ₂ O	x3	X3	2	10	6	8

Після обрахунку коефіцієнтів відповідно рівняння має наступний вигляд:

$$y = - 2,459 + 0,255x_1 + 0,089x_2 + 0,093x_3 \quad (3)$$

За результатами досліджень побудовані залежності міцності від процентного вмісту добавок в цементогрунті та кількості циклів заморожування-відтавання. Отримані залежності відображують декілька важливих питань, а саме:

- концентрація цементу в складах грає основну роль, всі серії із 10%-ною концентрацією не пройшли випробування до кінця;
- збільшення концентрації прискорювача «Coral MasterFix» - 2,5% (рис. 1) позитивно відображається на марочній міцності (збільшення 1,7...2,8 рази), коефіцієнт морозостійкості $K_{мрз} = 0,94$;
- зменшення концентрації добавки «БЕТО-ЩЕЛЬ» – 0,5% дало змогу витримати, всім зразкам серії, 50 циклів однак коефіцієнт морозостійкості $K_{мрз} = 0,69$ (рис.2);
- достатньо добре показала себе добавка «ВСЕСЕЗОН-УНІВЕРСАЛ» – 2,5% в суміші з $K_{мрз} = 0,64$, та зменшення концентрації – 0,5% в суміші показало зростання $K_{мрз} = 1,02$ (рис. 3).

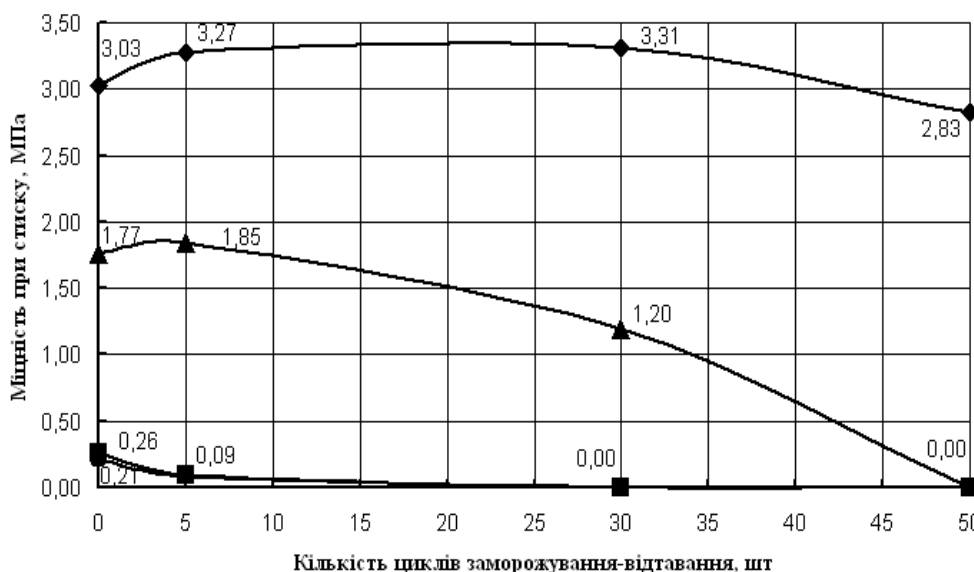


Рис. 1. Залежності міцності від процентного вмісту добавки «Coral MasterFix» в цементогрунті та кількості циклів заморожування-відтавання (◆ – 18 % цементу, 2,5 % добавки, 10 % води; ▲ – 18 % цементу, 0,5 % добавки, 6 % води; ■ – 10 % цементу, 2,5 % добавки, 6 % води; ● – 10 % цементу, 0,5 % добавки, 10 % води;)

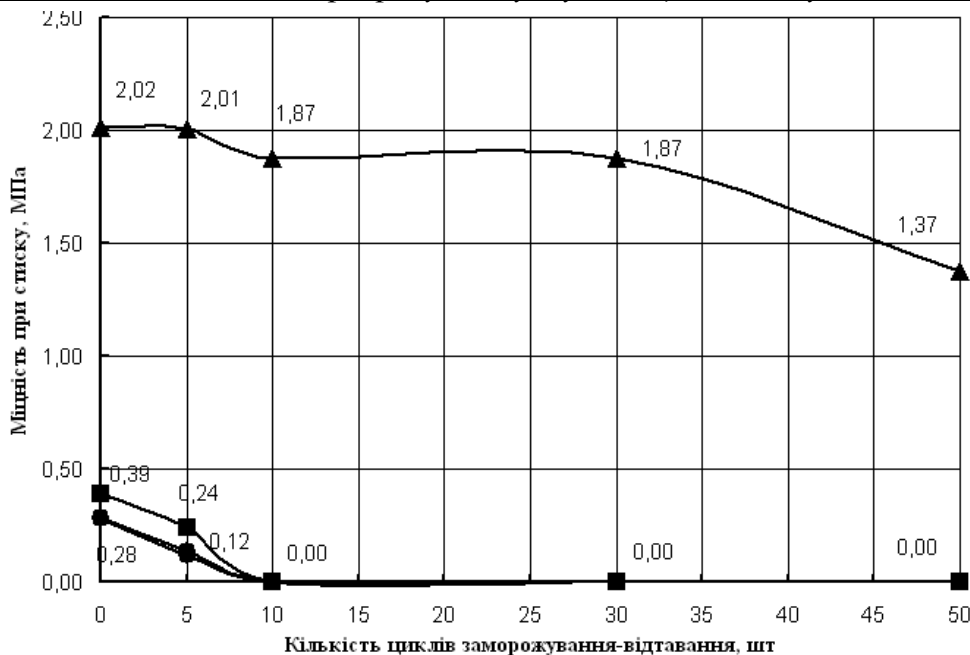


Рис. 2. Залежності міцності від процентного вмісту добавки «БЕТО-ЩЕЛЬ» в цементогрунті та кількості циклів заморозування-відтавання (◆ – 18 % цементу, 2,5 % добавки, 10 % води; ▲ – 18 % цементу, 0,5 % добавки, 6 % води; ■ – 10 % цементу, 2,5 % добавки, 6 % води; ● – 10 % цементу, 0,5 % добавки, 10 % води;)

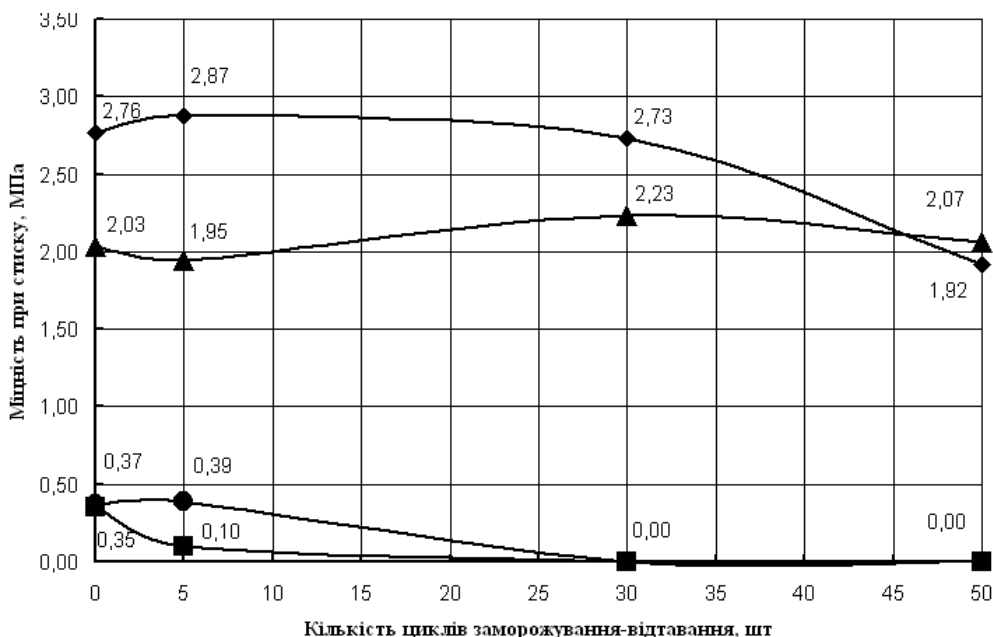


Рис. 3. Залежності міцності від процентного вмісту добавки «ВСЕСЕЗОН-УНІВЕРСАЛ» в цементогрунті та кількості циклів заморозування-відтавання (◆ – 18 % цементу, 2,5 % добавки, 10 % води; ▲ – 18 % цементу, 0,5 % добавки, 6 % води; ■ – 10 % цементу, 2,5 % добавки, 6 % води; ● – 10 % цементу, 0,5 % добавки, 10 % води;)

В результаті проведених дослідів були отримані залежності та виявлений вплив зміни складових цементогрунтових сумішей на міцність при стиску, однак для знаходження оптимальних концентрацій складових необхідно зменшення параметрів кроків добавок та зміщення центра постановки експерименту, особливо для добавки «БЕТО-ЩЕЛЬ», в наступних вишукуваннях.

1. Будівельні матеріали. Цементи загальнобудівельного призначення. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-46-96. – [Чинний від 1996-10-03] – Держкоммістобудування України. – К.: Держкоммістобудування України, 1996.

2. БЕТО-ЩЕЛЬ® — гидроизолирующая добавка в бетон. – Режим доступу до каталогу: <http://plastificator.com.ua>

3. Пластификатор - ускоритель твердения Coral MasterFix. – Режим доступу до каталогу: <http://www.coral.ua/products/master/masterfix>.

4. Пластификатор Всесезон-Универсал – Режим доступу до каталогу: http://www.nl.ua/ru/otdelochnye_materialy/smesi/protivomoroznye_dobavki/plastifikator_vsesezon_universal_6_kg.html.

5. Будівельні матеріали. Вода для бетонів і розчинів. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-273:2011 (ГОСТ 23732-79). – [Чинний від 2012-12-01]. – К.: Науково-дослідний інститут будівельних матеріалів і продукції, 2011.

6. ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95) Основи та підвалини будинків і споруд. Грунти. Класифікація. Державний комітет України містобудування і архітектури, Київ – 1997.

7. ВБН В.2.3-218-541:2010. Споруди транспорту. Влаштування шарів дорожніх одягів з ґрунтів, укріплених в'язучими матеріалами. Дордерж НДІ, Київ – 2010.

8. Проектування і будівництво основ та покриттів автомобільних доріг із кам'яних матеріалів, промислових відходів і ґрунтів, укріплених цементом: ВБН В.2.3-218-002-95. – [Чинний від 1995-12-11]. – К.: Укравтодор, 1995.

9. Смеси щебеночно-гравийно-песчаные и грунты, обработанные неорганическими вяжущими материалами, для дорожного и аэродромного строительства. Технические условия: ГОСТ 23558-94. – [Чинний від 1995-01-01]. – М., 1994.

10. Материалы на основе органических вяжущих для дорожного и аэродромного строительства. Методы испытаний: ГОСТ 12801-98. – [Чинний від 1998-11-12]. – М., 1998.

**ВПЛИВ ВОДОНАСИЧЕННЯ НА МІЦНІСНІ
ХАРАКТЕРИСТИКИ КОМПЛЕКСНО УКРІПЛЕНИХ
ГРУНТІВ**

**INFLUENCE OF WATER SATURATION ON THE
STRENGTH CHARACTERISTICS BY SOIL COMPREHENSIVE
STRENGTHENING**

Маліков В.В., к.т.н., доц. (Луцький НТУ, м. Луцьк), Панасюк Я.І., к.т.н., старший викладач (Луцький НТУ, м. Луцьк), Ящук Ю.Ф., студент групи БДНс-21 (Луцький НТУ, м. Луцьк), Бурак А.В. студент групи БДНс-21 (Луцький НТУ, м. Луцьк), Недоходюк Р.П., студент групи БДНс-21 (Луцький НТУ, м. Луцьк), Яцьковський В.Ю., студент групи БДНс-21 (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Malikov VV, Ph.D., senior lecturer (Lutsk National Technical University, Lutsk), Panasuk Y.I., Ph.D., senior teacher (Lutsk National Technical University, Lutsk), Yashchuk Y.F., student of BDNc -21 (Lutsk National Technical University, Lutsk), Burak A.V., student of BDNc -21 (Lutsk National Technical University, Lutsk), Nedohodyuk R.P., student of BDNc -21 (Lutsk National Technical University, Lutsk), Yatskovsky V.Y., student of BDNc -21 (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Стаття присвячена питанням аналізу впливу концентрації хімічних добавок на міцність та водонасичення ґрунтів укріплених цементом. Крім того проведено статистичний аналіз результатів з метою визначення щільності зв'язків між сукупностями результатів дослідів та зміни концентрації хімічних добавок.

Article is devoted to analysis of the impact of the concentration of chemical additives for strength and water saturation of soil reinforced cement. Also conducted a statistical analysis of the results to determine the density of links between sets of results and changes in the concentration of chemical additives. Lately there in the market of Ukraine on sale loarge quantity of chemical additives physicochemical properties of materials. Identify porosity of influence soil reinforcement by cement materials, the concentration of chemical additives changes.

Ключові слова: цементогрунт, водонасичення, «БЕТО-ЩЕЛЬ», «Coral MasterFix», «ВСЕСЕЗОН-УНІВЕРСАЛ», статистичний аналіз.

Keywords: soil reinforcement by cement, water saturation, "Beta-SCHEL», «Coral MasterFix», «multigrade-UNIVERSAL", statistical analysis

Останнім часом на ринку України з'являється все більше і більше хімічних добавок для цементних в'язучих, які призначені покращувати фізико-механічні властивості матеріалів на їх основі. З метою виявлення впливу водонасичення на міцність цементогрунтових матеріалів, при зміні концентрацій хімічних добавок, в будівельній лабораторії Луцького НТУ було проведено ряд дослідів у відповідності до [1].

При дослідженні міцності при стиску та водонасичення були заформовані серії зразків-циліндрів 5x5 при навантаженні 150 кг/см² протягом 3 хв у кількості 6 зразків на точку. В якості ґрунту використовувався пісок мілкий [2], в якості в'язучого використовувався цемент марки М 500, в якості добавок використовувались «БЕТО-ЩЕЛЬ», «Coral MasterFix», «ВСЕСЕЗОН-УНІВЕРСАЛ». Вода використовувалась згідно [3].

Результати зміни міцності при стиску в залежності від концентрацій хімічних добавок до цементу на 7-му та 28-му добу подані на рис 1, рис 2.

Результати зміни водонасичення при зміні концентрацій хімічних добавок у цементогрунті представлені на рис. 3., рис.4., відповідно на 7-у та 28-му добу.

Для визначення ступеню зв'язку між показниками водонасичення та міцності при стиску, відповідно до зміни значень концентрацій, проведено визначення коефіцієнтів парної кореляції.

На рис. 5 подані величини кореляції між числовими рядами концентрацій добавок та міцності при стиску.

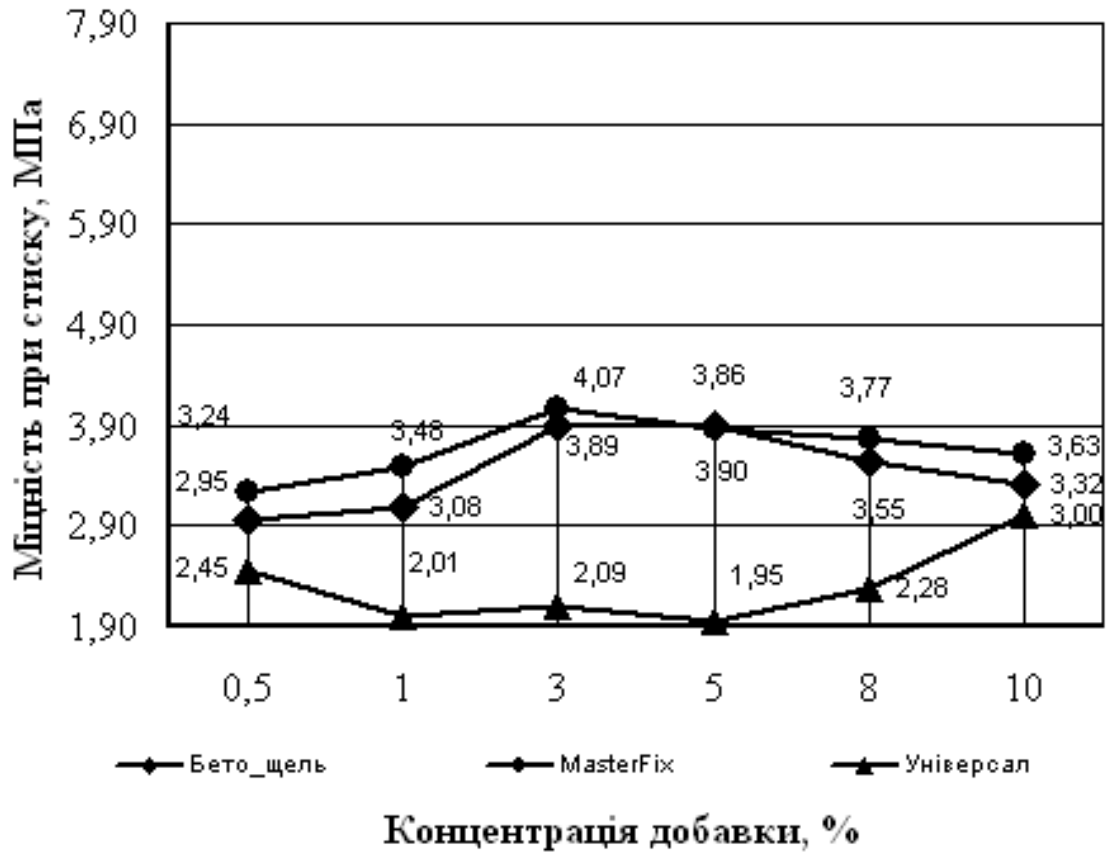


Рис. 1. Зміна міцності при стиску в залежності від концентрації добавок після водонасичення на 7 добу.

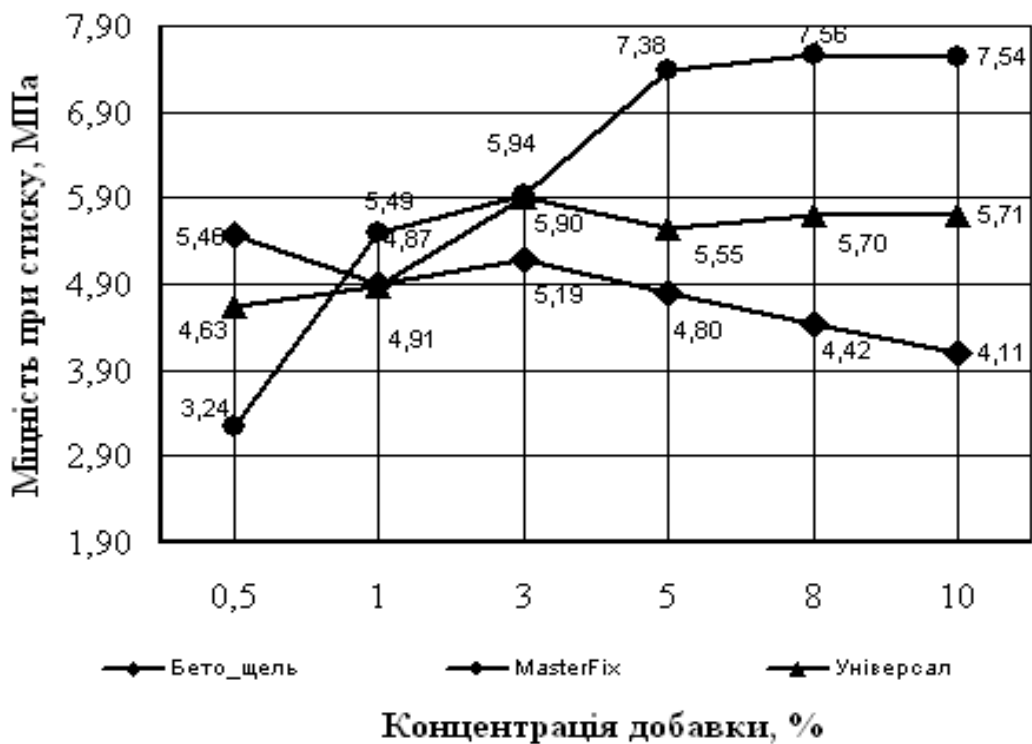


Рис. 2. Зміна міцності при стиску в залежності від концентрації добавок після водонасичення на 28 добу.

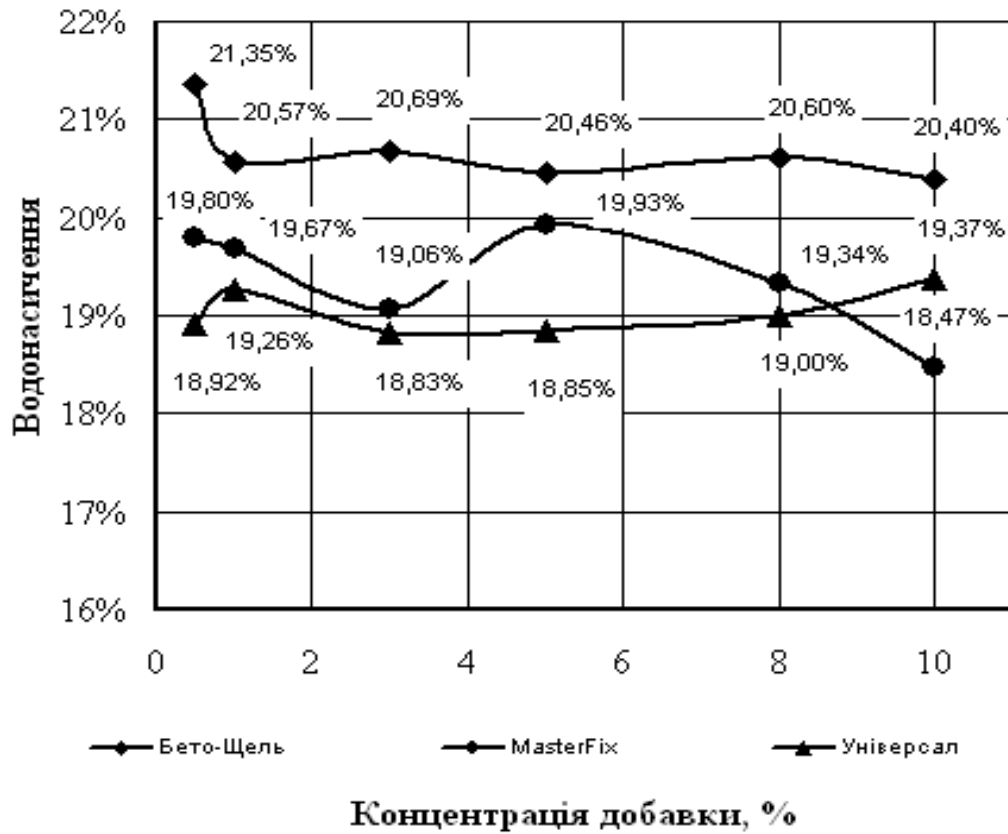


Рис. 3. Зміна водонасичення в залежності від концентрації добавок на 7 добу.

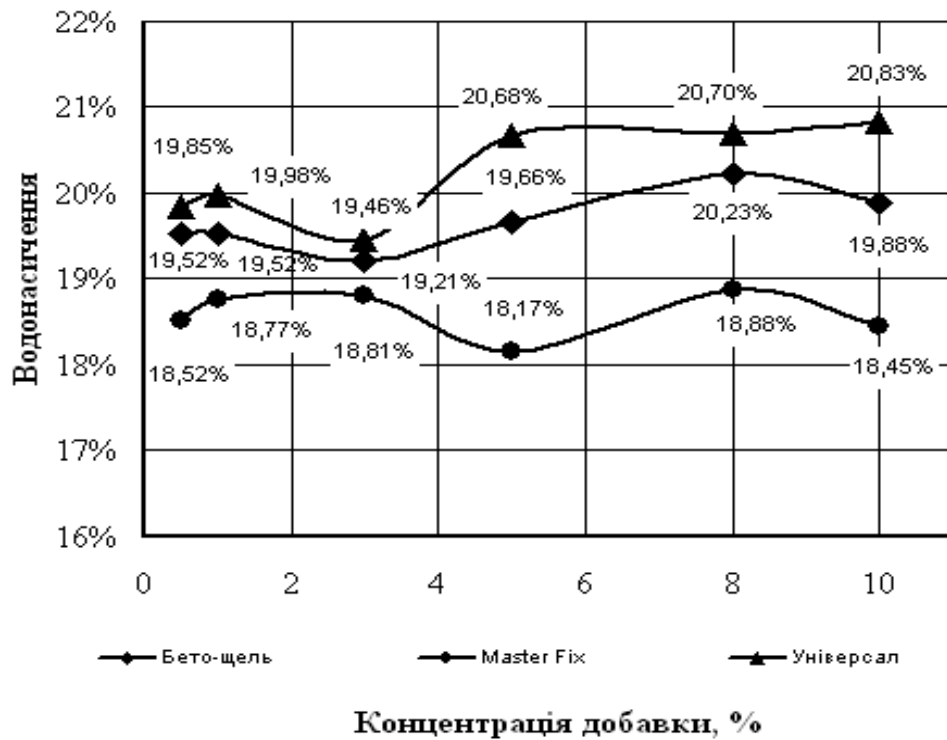


Рис. 4. Зміна водонасичення в залежності від концентрації добавок на 28 добу.

Однозначна зворотна залежність між збільшенням концентрації добавки «БЕТО-ЩЕЛЬ» та міцністю при стиску відмічена на 28-му добу $k_{28} = -0,93$, для двох інших добавок наглядається прямопропорційна залежність між процентом добавки та міцністю цементогрунту $k_7 = 0,36$ та $k_{28} = 0,85$ для «Coral MasterFix» і $k_7 = 0,58$ та $k_{28} = 0,71$ для добавки «ВСЕСЕЗОН-УНІВЕРСАЛ» відповідно.

Наступний аналіз ступенів зв'язку проведено між значеннями концентрацій добавок та водонасичення. На рис. 6 відмічається зворотна залежність величини коефіцієнта кореляції для добавки «БЕТО-ЩЕЛЬ» $k_7 = -0,64$ та $k_{28} = 0,73$, та зміна знаків (зворотна залежність) для добавки «Coral MasterFix» $k_7 = -0,68$ та $k_{28} = -0,13$. Для добавки «ВСЕСЕЗОН-УНІВЕРСАЛ» залежність оцінюється прямопропорційним зв'язком із величиною $k_7 = 0,37$ та $k_{28} = 0,81$.

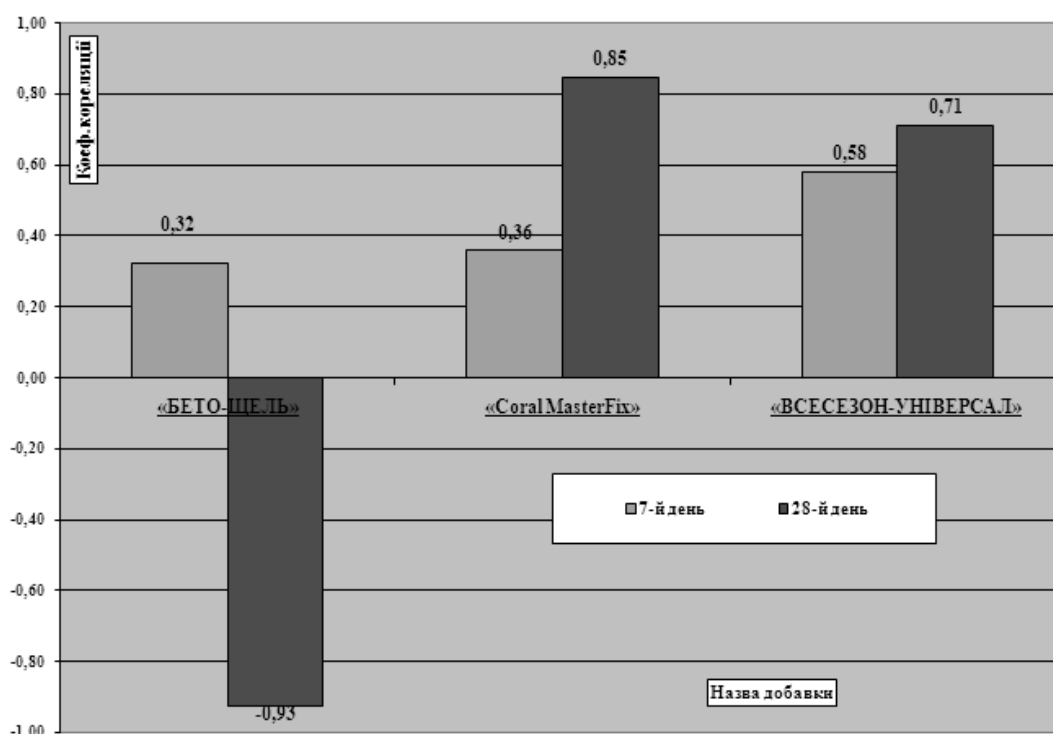


Рис. 5. Величини кореляції між числовими рядами концентрацій добавок та міцності при стиску.

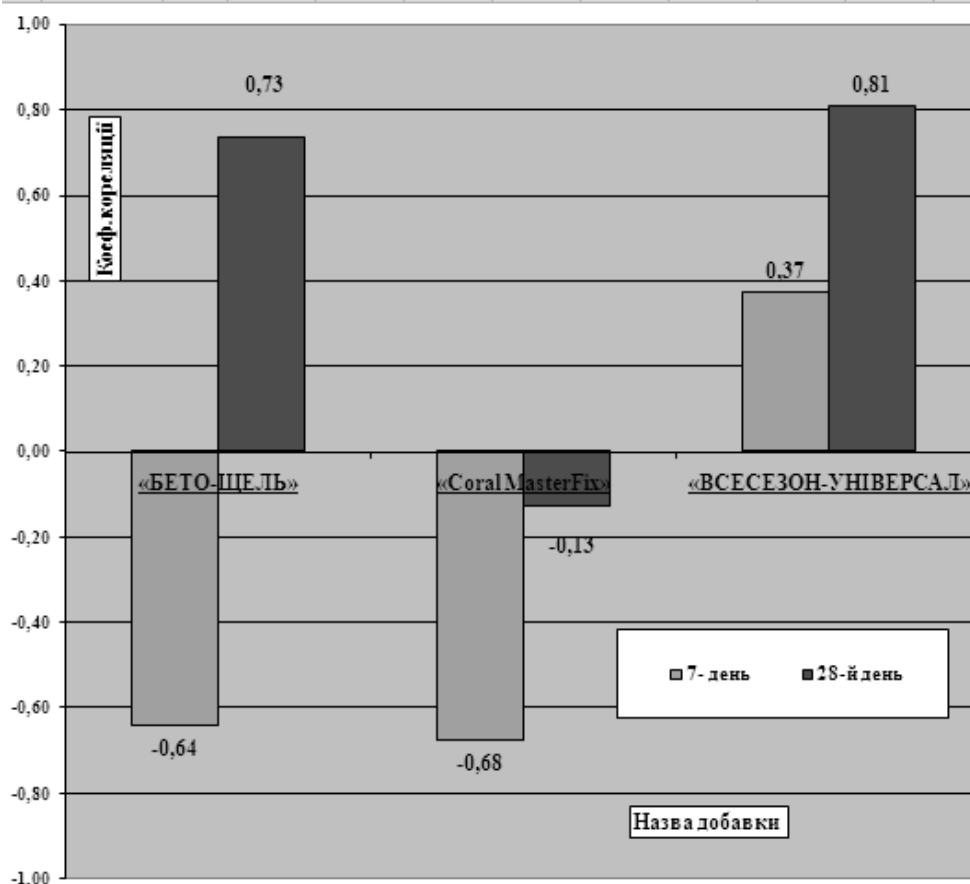


Рис. 6. Величини кореляції між числовими рядами концентрацій добавок та водонасичення.

Для остаточного висновку про ступінь зв'язку між міцністю при стиску зразків та водонасиченням визначимо коефіцієнти їх парної кореляції в межах зміни процентного вмісту добавок рис. 7. На отриманих діаграмах відмічається значний негативний вплив збільшення водонасичення для добавок «БЕТО-ЩЕЛЬ» а також помірно негативний, особливо на пізніх термінах твердіння, для «Coral MasterFix». Для добавки «ВСЕСЕЗОН-УНІВЕРСАЛ» між водонасиченням та міцністю при стиску наглядається прямо пропорційний зв'язок особливо на ранній стадії твердіння.

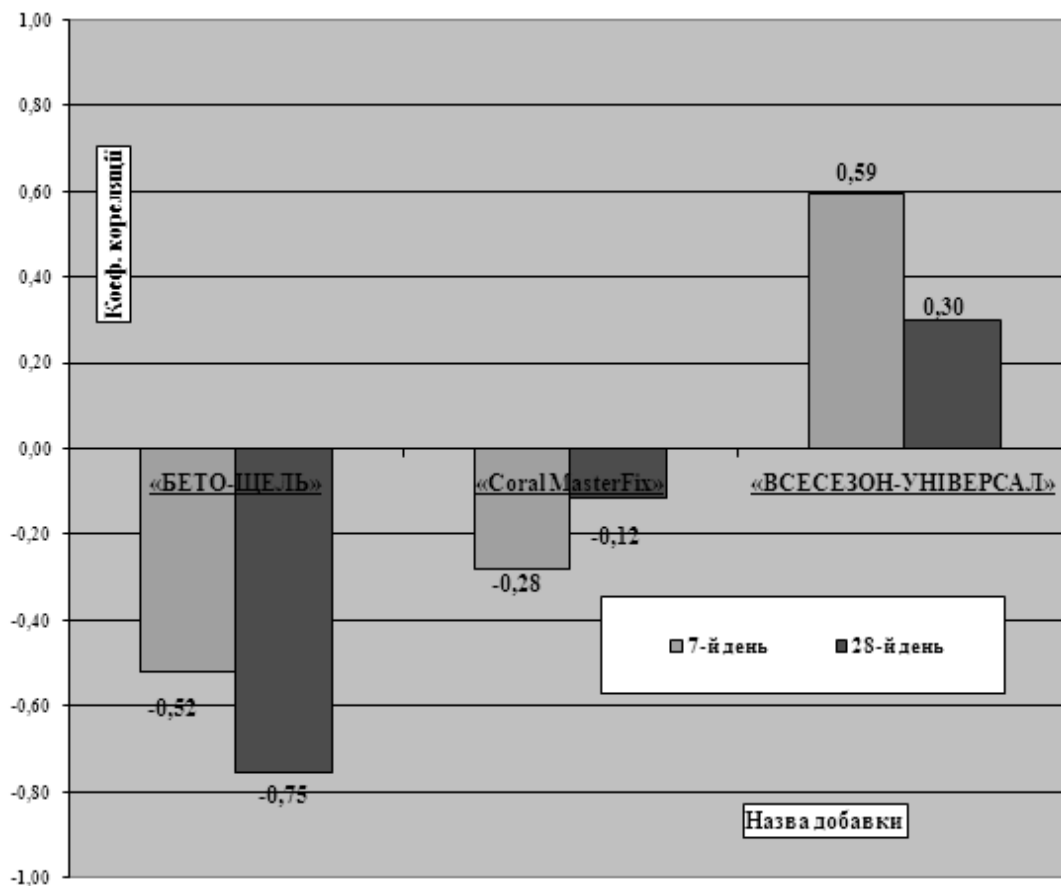


Рис. 7. Коефіцієнти парної кореляції в межах зміни процентного вмісту добавок

Проведений аналіз з використанням коефіцієнтів кореляції може вказувати на те, що збільшення проценту добавки «БЕТО-ЩЕЛЬ» негативно відображається на водонасиченні, вона збільшується, що приводить вочевидь до зменшення міцності при стиску цементогрунту в часі, тому необхідно провести ряд дослідів для визначення оптимальної концентрації цієї добавки при її зменшенні (в межах 0,25%.....0,75% для даних ґрунтів). Збільшення концентрації добавки «Coral MasterFix» приводить до збільшення міцності при стиску та зменшенню водонасичення особливо на коротких термінах твердіння, найбільший приріст міцності при стиску 41% при концентрації 0,5%....1,0 % , що вказує на межі оптимальних параметрів застосування даної добавки. Добавка «ВСЕСЕЗОН-УНІВЕРСАЛ» при її збільшенні в цементогрунтовій суміші показала свою ефективність: зростає як міцність при стиску так і водонасичення. Однак в цілому

щільність зв'язку між міцністю при стиску та водонасиченням зменшується на пізніх термінах твердіння майже на половину відповідно $k_7 = 0,59$ та $k_{28} = 0,30$ рис.7. тобто зростання водонасичення приводить до зменшення міцності при стиску, оптимальні параметри концентрації даної добавки від 1% до 4%.

За результатами досліджень встановлені межі концентрацій добавок для цементогрунтових сумішей, в рамках яких відбувається збільшення міцності при стиску, а також встановлені залежності між параметрами водонасичення і міцності при стиску. Подальша робота із даними добавками з врахуванням отриманих значень, повинна відповісти на питання об'єктивності вказаних параметрів.

1. Материалы на основе органических вяжущих для дорожного и аэродромного строительства. Методы испытаний: ГОСТ 12801-98. – М.: «Трансстрой», 1999.

2. ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95) Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація. Державний комітет України містобудування і архітектури, Київ – 1997.

3. Будівельні матеріали. Вода для бетонів і розчинів. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-273:2011 (ГОСТ 23732-79). – [Чинний від 2012-12-01]. – К.: Науково-дослідний інститут будівельних матеріалів і продукції, 2011.

ВПЛИВ КІЛЬКОСТІ ЦЕМЕНТУ ДЛЯ УКРІПЛЕННЯ ГРУНТІВ НА ВИЗНАЧЕННЯ СТИРАНОСТІ

INFLUENCE AMOUNT OF CEMENT TO STRENGTHEN THE SOIL ON DEFINING ABRASION

Маліков В.В., к.т.н., доц. (Луцький НТУ, м. Луцьк), Панасюк Я.І., к.т.н., старший викладач (Луцький НТУ, м. Луцьк), Вінцюк М.В. студент групи БДН-32 (Луцький НТУ, м. Луцьк), Пекар С.Б. студент групи БДН-32 (Луцький НТУ, м. Луцьк), Шишков Б.М. студент групи АДAm-51 (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Malikov V.V., Ph.D., senior lecturer (Lutsk National Technical University, Lutsk), Panasuk Y.I., Ph.D., senior teacher (Lutsk National Technical University, Lutsk), Vintsyuk N.V., student of BDN-32 (Lutsk National Technical University, Lutsk), Paker S.B., student of BDN -32 (Lutsk National Technical University, Lutsk), Shishkov B.M., student of ADAm-51 (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У статті описано залежності зміни міцності при стиску та стираності від зміни кількості цементу при укріпленні ґрунту. Встановлено зміну маси зразків укріплених цементом після проходження дистанції різної довжини при стиранні

The article describes the dependence of compressive strength and abrasion by changing the amount of cement during soil stabilization. The change in mass of the samples fortified with cement after passing a distance of different length abrasion. The coating must be stably durable, smooth rough, resist the accumulation of plastic deformations in the summer, while maintaining the integrity of the trough in spring and autumn, and in tension on cooling in the winter. For long term storage roughness of the coating material should be resistant to abrasion. The obtained dependences allow to predict the level of abrasion and compressive strength depending on the amount of cement during soil stabilization.

Ключові слова: цементогрунт, міцність при стиску, стирання, покриття.

Keywords: soil reinforcement by cement, compression strength, abrasion coating.

Нові хімічні добавки для цементів розширюють можливості застосування цеменогрунтових матеріалів в якості дорожнього покриття. Покриття повинно бути стабільно міцним, рівним шорстким, протистояти накопиченню пластичних деформацій влітку, зберігати суцільність при прогині навесні і восени та при розтягуванні від охолодження в зимовий період. Для тривалого збереження шорсткості матеріал покриття повинен бути стійким до стирання [1]. З метою перевірки цементогрунтових сумішей в якості матеріалу покриття автомобільних доріг, були проведено їх дослідження на стираність у відповідності до [2].

Випробування цементогрунтових зразків на крузі стирання ЛКИ-3 (рис. 1) проводилося на сухих зразках, заздалегідь витриманих дві доби у приміщенні з умовами температура повітря 25 ± 10 °С, відносна вологість 50 ± 20 %.



Рис. 1. Визначення стираності на приладі ЛКИ-3.

Стиранню підлягала нижня грань зразка. Перед випробуванням зразки зважили і виміряли площу стираної грані згідно з [2]. Відхилення від площинності поверхні стираної грані зразків не повинно перевищувати 0,05 мм на 100 мм довжини. Визначення відхилення від площинності поверхні проводили відповідно до [2].

Бічні грані зразків-циліндрів, перпендикулярні до стираної грані, перед випробуванням розмічали та нумерували цифрами 1, 2, 3, 4 і в цій послідовності зразки повертали для проведення випробувань.

До кожного зразка (по центру) було прикладене зосереджене, вертикальне навантаження величиною (300 ± 5) Н, що відповідає тиску (60 ± 1) кПа.

На стираний диск рівномірним шаром насипали першу порцію (20 ± 1) г піску стандартного для випробувань (на перші 30 м шляху стирання кожного зразка).

Одночасно на крузі стирання ЛЖИ-3 випробовували по два зразки. Після установки зразків і нанесення на стиральний диск абразиву проводили стирання.

Через кожних 30 м шляху стирання, пройденого зразками –28 кругів диск, що стирає, його зупиняли та видаляли залишки абразивного матеріалу і розтертого на порошок цементогрунту, насипали нову порцію абразиву і знову включали привід стираного круга. Таку операцію повторювали п'ять разів, що склало один цикл випробувань (150 м шляху випробування).

Після кожного циклу випробувань зразки виймалися із гнізда, поверталися на 90° в горизонтальній площині (до вертикальної осі) і проводили наступні цикли випробувань.

Всього проводили чотири цикли випробувань для кожного зразка (загальний шлях стирання - 600 м).

Для приготування сумішей на основі ґрунту в якості в'язучого використовувався портландцемент марки 500 (8; 10; 12; 14; 16; 18; 20 % від маси ґрунту). В якості ґрунту використовувався пісок мілкий [3]. Вода для приготування сумішей відповідала вимогам [4]. Для визначення міцності при стиску формували зразки-циліндри розміром 5x5 см в кількості 6 зразків на точку для даного виду випробування, а для визначення стираності формували зразки-циліндри розміром 7x7 см в кількості 3 зразки на точку. При формуванні зразків витримувалось навантаження протягом 3 хв, яке становило 150 кг/см^2 . Зразки-циліндри перед випробуванням тверділи у ванні з гідравлічним затвором терміном 28 діб та висушувались протягом 2 діб.

Залежності міцності при стиску та стираності від кількості цементу при укріпленні ґрунту наведено на рис. 2. Результати експериментальних досліджень свідчать, що для ґрунтів з різним вмістом цементу спостерігається зростання показників абсолютних значень міцності при стиску на 28 добу твердіння при збільшенні

концентрації цементу, а при визначенні стираності навпаки при збільшенні кількості цементу спостерігається її зниження. Наприклад, якщо для цементогрунтових зразків з концентрацією 8 % від маси сухого ґрунту міцність при стиску становить 1,39 МПа, то при концентрації цементу 20 % міцність при стиску збільшилась та становила 6,58 МПа. При визначенні стираності цементогрунтових зразків для концентрації цементу 8 % стираність становила 2,42 г/см², а для концентрації 20 % цементу 0,86 г/см². Як і очікувалось міцність при стиску виявилась найбільшою для найвищої концентрації цементу, а стираність найменшою.

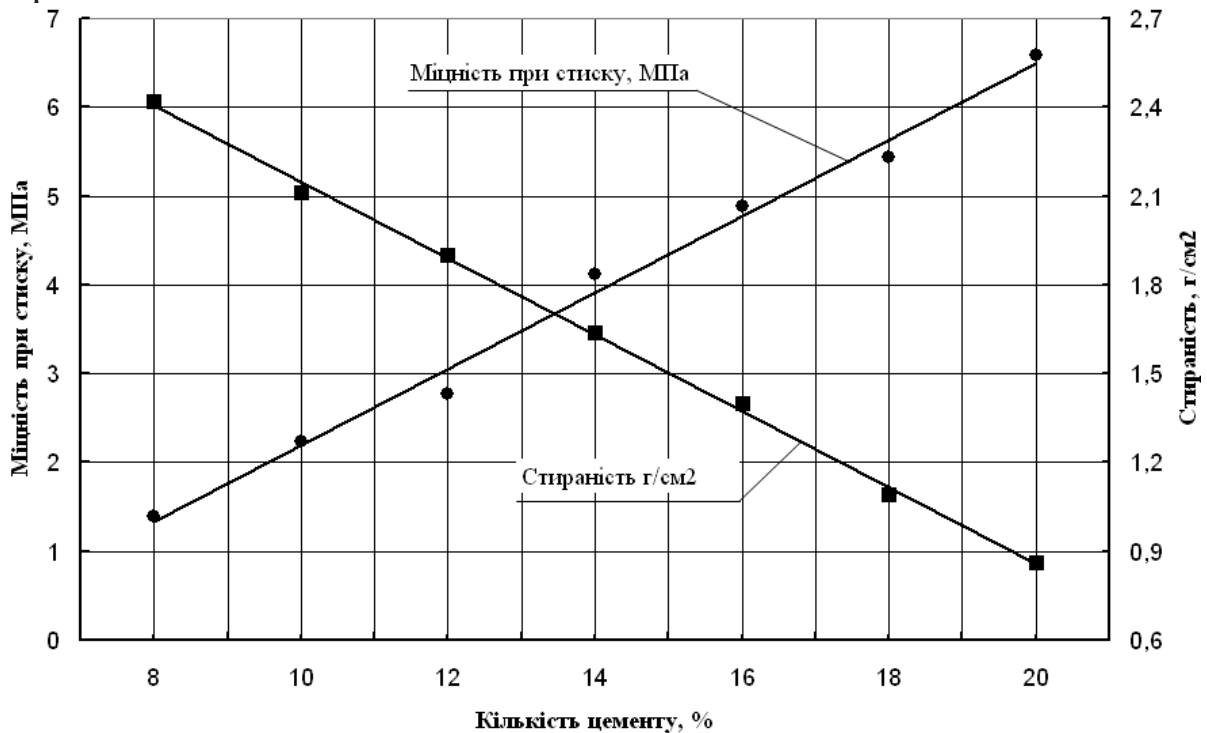


Рис. 2. Залежності міцності при стиску та стираності від кількості цементу при укріпленні ґрунту

На рис. 3 наведена залежність ваги цементогрунтових зразків від довжини проходження на приладі ЛКІ-3. З залежностей видно, що початкова вага зразків з меншою концентрацією цементу дещо вища ніж з більшою після твердіння в ванні з гідравлічним затвором протягом 28 діб та висушування терміном 2 доби.

Після проведення дослідів, тобто проходження зразками дистанції у 600 м спостерігається прямопропорційна залежність чим більша концентрація цементу, тим більша кінцева вага цементогрунтових зразків. Так для цементогрунтових зразків з концентрацією цементу 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20 % початкова вага

становила 540, 538, 536, 530, 528, 522 та 519 г, а після проходження дистанції стирання довжиною 600 м – 447, 457, 463, 467, 474, 480 та 486 г. Отже чим більша концентрація цементу в цементогрунті, тим менше втрачається ваги при стиранні.

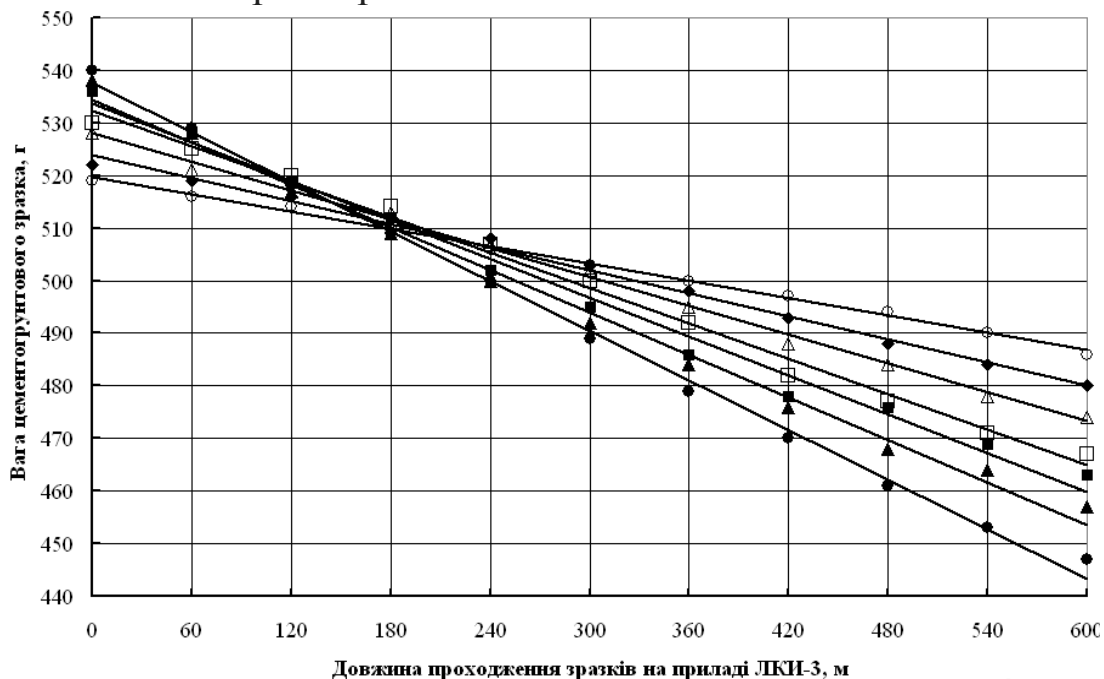


Рис. 3. Залежності ваги цементогрунтових зразків від довжини проходження на приладі ЛКІ-3 (● – 8 % цементу; ▲ – 10 % цементу; ■ – 12 % цементу; □ – 14 % цементу; △ – 16 % цементу; ◆ – 18 % цементу; ○ – 20 % цементу).

Отримані залежності дозволяють прогнозувати рівень стираності та міцності при стиску в залежності від кількості цементу при укріпленні ґрунту для можливого будівництва покриттів автомобільних доріг.

1. Споруди транспорту. Автомобільні дороги (Частина I. Проектування. Частина II. Будівництво): ДБН В.2.3-4:2007. – [Чинний від 2008-03-01] – Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2007.
2. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення стираності: ДСТУ Б В.2.7-212:2009. – [Чинний від 2009-12-22] – Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010.
3. ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95) Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація. Державний комітет України містобудування і архітектури, Київ – 1997.
4. Будівельні матеріали. Вода для бетонів і розчинів. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-273:2011 (ГОСТ 23732-79). – [Чинний від 2012-12-01]. – К.: Науково-дослідний інститут будівельних матеріалів і продукції, 2011.

СУЧАСНІ МЕТОДИ ОЗЕЛЕНЕННЯ МІСЬКОЇ ЗАБУДОВИ

MODERN METHODS OF URBAN GREENERY PLANTING

Мельник Ю.А. к.т.н., в.о. доц., Синій С.В., к.т.н., доц., Сунак П.О. к.т.н., доц., Парасюк Б.О., ас. (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Melnyk J. A., Ph.D. in engineering, Synii S.V., Ph.D. in engineering, Associate Professor, Sunak P.O., Ph.D. in engineering, Associate Professor, Parasyuk B.O., Assistant Lecturer (Lutsk National Technical University, Lutsk)

В статті розглянуто сучасні методи озеленення із збереженням існуючих екопросторів в умовах міської забудови. Пропонується використовувати прогресивні методи, зокрема: озеленення плоских покрівель, вертикальне озеленення фасадів, екопарковки та мобільні системи озеленення.

The development and expansion of large cities led to the emergence of new sources of conversion and pollution, and changes in urban space. In the article proposed the modern methods of persistence of existing landscaping spaces eco urban conditions. It is proposed to use the following progressive methods. Greening of rooftops, which consists of two types of extensive and intensive. Vertical gardening helps regulate facades thermal conditions interior premises of buildings, makes it possible to disguise the unsightly buildings and outside to create optimal microclimatic conditions. Ecoparking - their main purpose - to preserve the ecological environment by providing the possibility of movement of transport. Mobile Systems planting - planting this city realized through constructive elements which can be introduced, to move, if necessary, and completely get out of the urban environment. Considered the article questions the organization of environmental comfort zone against the backdrop of the dynamic development of the city is now becoming a significant relevance.

Ключові слова: екопарковки, озеленення пласких покрівель, вертикальне озеленення фасадів та мобільні системи озеленення

Keywords: ecoparking, flat roof greening, vertical greening facades, mobile systems and landscaping

В умовах сучасної щільної міської забудови спостерігається зниження екологічних показників, що в першу чергу пов'язано зі зменшенням площі міського озеленення. Розвиток та розширення великих міст призвели до появи нових джерел перетворення і забруднення навколишнього середовища, а також зміни міського простору. Розвиток міста обумовлює скорочення кількості чистого повітря, води, зеленого простору і тиші, чого так не вистачає сучасній людині з її прискореним ритмом життя в містах і мегаполісах [1].

Сучасні містобудівні тенденції (зростання і ущільнення забудови міського простору) практично не залишають місць, які відділяли б людину від факторів, згубно впливаючих на здоров'я населення міста (шуму, пилу і агресивного міського середовища). Все менше залишається місць для комфортного відпочинку людини.

Особливо це відчувається в центральній частині великих міст. Точкова забудова збільшує щільність населення і часто норми за кількістю озеленення на одного жителя там не дотримуються. У цій ущільненій забудові, де розміщені будівлі і обслуговуючі їх парковки, немає площ для створення рекреаційних зон. Сучасні підходи до озеленення міського простору дозволяють вирішувати проблеми екології без радикальних методів перетворення міського середовища (без зносу будівель для створення нормованої кількості озелених зон).

Важливим напрямком у розвитку архітектури міста є вироблення сучасних способів формування зон екологічного комфорту в умовах ущільненої забудови. До них можна віднести:

І. Озеленення дахів будинків. Існує два типи озеленення даху:

1. Екстенсивне озеленення – найпростіше, його часто використовують на дахах промислових підприємств: озеленюють дахи гаражів, альтанок, терас і різних господарських будівель. При цьому доступ людей на такий дах не передбачається. Для даного виду озеленення підбирають рослини, які вимагають мінімального догляду. З часом на покрівлі приживаються інші види рослин.

2. Інтенсивне озеленення накладає серйозні обмеження на конструкцію будівлі. Озеленення таким способом дозволяє не тільки споглядати зелену галявину на покрівлі будинку, але і відпочивати на ній. На дахах влаштовують справжній сад з водоймами, фонтанами, пишними клумбами, доріжками, проектують систему автоматичного поливу [2].

Основні переваги озеленення дахів:

1. Покращення екологічного стану;
2. Рослинний шар саду:
 - зменшує шкідливі електромагнітні випромінювання,
 - захищає покрівлю від ультрафіолетових променів,
 - служить додатковим утепленням покрівлі,
 - оберігає покрівлю від механічних пошкоджень;
3. Повільне випаровування води з рослинного шару підвищує вологість на території саду. Температурний режим верхніх поверхів будівлі змінюється – поліпшується мікроклімат, влітку стає набагато прохолодніше, а взимку тепліше, відбувається скорочення річного споживання електроенергії;
4. Зменшується запиленість - рослинність вловлює пил, цей ефект посилюється при поливі і зволоженні рослин;
5. Шумозахисні властивості саду;
6. Проявляється сприятливий психологічний ефект контакту людей з природою;
7. Підвищується комфортність житла на верхньому поверсі, що однак тягне за собою і підвищення його вартості;
8. Покращення життєвих умов існування людей різних категорій, їх комфортного відпочинку, покращення стану здоров'я;
9. Підвищення естетичності самої будівлі і міста в цілому [3].

II. Застосування вертикального озеленення фасадів.

Цікавим, оригінальним і одночасно простим засобом декорування будинків є вертикальне озеленення фасадів [3, 4]. За допомогою рослин можна отримати значний декоративний ефект, що особливо актуально там, де спостерігається постійна нестача місця для висадки рослин, наприклад у міських житлових та громадських територіях.

Використання вертикального озеленення фасадів допомагає регулювати тепловий режим внутрішніх приміщень будівель, дає можливість замаскувати зовні непривабливі споруди і створити оптимальні мікрокліматичні умови - знизити рівень шуму, силу вітру, підвищити вологість, створити тінь, збагатити повітря киснем, поглинути шкідливі гази і пил. Крім того, вертикальне озеленення має позитивний емоційний вплив.

Останнім часом вертикальне озеленення фасадів все частіше застосовують у великих містах, в яких будівлі зі скла, бетону, пластику і каменю займають більшу частину міської забудови, і місць для зон екологічного комфорту практично не залишається.

Можна виділити такі види вертикального озеленення фасадів:

1. Суцільне озеленення. У цьому випадку потрібно ретельно передбачити формування пагонів навколо входів і вікон.

2. Озеленення групою рослин, озеленення одиночними рослинами, доцільно використовувати для оформлення фасадів, що відрізняються простим рішенням - без лоджій або балконів, з рівномірною розбивкою простінків і віконних прорізів по фасаді. При озелененні лоджій і балконів рослини піднімають вгору по торцевих гранях, по простінках і по огорожувальних ґратах балконів. При цьому використовуються розімкнуті або зімкнуті групи рослин [2].

III. Будівництво екопарковок, які широко поширені у світі, особливо у масштабах мегаполісів, де активно скорочуються площі під рослинність. Головне їх призначення - зберегти екологічне середовище, забезпечивши можливість пересування транспорту.

Екопарковки створюються шляхом зміцнення ґрунту природними матеріалами, такими як щебінь, пісок. Потім укладається газонна решітка і ґрунтовий шар з насінням. Екологічні парковки підходять як для легкових автомобілів, так і для вантажних. Для посилення стійкості до високих навантажень використовують складніші "подушки" (георешітку, засипану піском і щебенем, застеляють геотекстилем). Такі міцні екологічні стоянки автомобілів дозволяють без проблем паркуватися важкому транспорту, включаючи вантажні автомобілі та вертольоти [3].

Екопарковки – це складові технології будівництва, яка дозволяє в гармонії з природою досягти комфортних умов проживання людини.

IV. Мобільні системи озеленення - це озеленення міста, реалізоване за рахунок конструктивних елементів, які можуть впроваджуватися, переміщатися, а при необхідності і зовсім забиратися з міського середовища. Вони необхідні в умовах ущільненої забудови центральної частини міста або при створенні рекреації в стислі терміни. Це легкомонтажні системи, що мають мобільний, переносний характер і дозволяють середовищу міста регулярно змінюватися, бути більш різноманітним, неоднорідним і цікавим для жителів міста. Мобільні системи озеленення - один із способів впровадження в структуру міста зелених елементів.

Мобільність систем озеленення досягається завдяки:

- можливості переміщення: еко-осередки здатні впровадитися в будь-яке урбанізоване середовище, бути самодостатнім елементом міста і відповідати всім потребам людини в нестачі природи, виконуючи рекреаційні та санітарно-захисні функції.

- швидке монтування (змінність): конструктивна простота, модульність елементів, легкість монтажу і демонтажу мобільних систем озеленення дозволяє в короткі терміни створити екологічно сприятливе середовище. Для створення і розміщення подібних систем потрібно мінімум тимчасових витрат та інших ресурсів.

Мобільні системи озеленення є засобом реалізації доступності озелених просторів для населення великих міст. При грамотному розміщенні мобільні системи озеленення здатні виконувати утилітарну, естетичну та санітарно-гігієнічну ролі, а також урізноманітнити міське середовище, зробивши його індивідуальним та композиційно привабливим. Заходи покращення навколишнього середовища, благоустрою, озеленення міст і населених місць з часом стають актуальнішими. Озеленені простори (садово-паркові комплекси і окремі ділянки) сучасного міста найчастіше об'єднані в динамічно взаємопов'язану систему. Зростає значення справжньої природи в озелененні міста, формуванні його зовнішнього вигляду, збільшенні площ під зелені насадження, створенні нових парків, скверів, бульварів, лісопарків. Також, постійно вишукуються досконаліші рішення забудови житлових територій з елементами їх озеленення [5].

Сучасні вимоги до архітектурно-планувальної організації зон екологічного комфорту визначаються тенденцією пошуку пропозицій нових шляхів рішень зелених територій, а головне - вирішенням проблеми браку місця в міському просторі для розміщення таких зон. Питання організації зон екологічного комфорту на тлі динамічного розвитку міста буде набувати все більшої актуальності.

1. Лунц Л. Б. Городское зеленое строительство. Учебник для вузов. Изд. 2-е, доп. и перераб. М., Стройиздат, 1974, 275 с. 2. Горохов В. А. Городское зеленое строительство: Учеб. Пособие для вузов.- М.: Стройиздат, 2003. – 416 с.: ил. 3. Теодоронский В. С. Строительство и эксплуатация объектов ландшафтной архитектуры : учебник для студ. высш. учеб. заведений / В.С.Теодоронский, Е.Д. Сабо, В.А.Фролова ; под ред. В.С.Теодоронского. — М.: Издательский центр «Академия», 2006. — 352 с. 4. Вертикальное озеленение фасадов зданий. – http://www.remontpozitif.ru/publ/idei_dlja_sada_i_dachi/vertikalnoe_ozelenenie_fasadov/66-1-0-593 5. Мельник Ю.А. Благоустрій прибудинкової території / Мельник Ю.А., Мельник О.В., Синій С.В., Сунак П.О., Парасюк Б.О., Павлюк А.В. // Сучасні проблеми містобудування. Перспективи та пріоритети розвитку: зб. тез доп. всеукр. наук.-практ. інтернет-конф. мол. учених та студентів, 4–6 грудня 2014р., м. Луцьк. – Луцьк: РВВ Луцького НТУ, 2014. – С. 38-41.

**КОМП'ЮТЕРНА ПРОГРАМА «РОЗРАХУНОК ОБОЛОНОК».
ОБЛАСТЬ ЗАСТОСУВАННЯ ТА МОЖЛИВОСТІ.**

**THE COMPUTER PROGRAM «ROZRAHUNOK OBOLONOK»
FIELD OF APPLICATION AND CAPABILITIES**

**Пасічник Р.В., к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк),
Ужегов С.О., аспірант (Луцький НТУ, м. Луцьк), Пасічник О.С.,
к. арх., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк)**

**Pasichnyk R.V., Ph.D., senior lecturer (Lutsk National Technical
University, Lutsk), Uzhehov S.O., postgraduate (Lutsk National Technical
University, Lutsk), Pasichnyk R.V., Ph.D., senior lecturer (Lutsk National
Technical University, Lutsk)**

У статті описано комп'ютерну програму для розв'язку задач міцності та стійкості оболонок обертання методом сіток. Розглянуто інтерфейс програми, область застосування та можливості.

This article describes the computer program for calculating problems of strength and stability shells of rotation by the method of nets. Considers the interface of the program, scope and opportunities.

The feature of this program is implemented in its algorithm for automatic generation of systems of linear equations depending on the number of grid points and size, type and nature of the external loads on the shell specified by the user. The program can be used for these calculations without using expensive universal software.

Ключові слова: комп'ютерна програма, скінченно-різницевий метод, стійкість, міцність, оболонки обертання.

Keywords: the computer program, finite-difference method, stability, strength, shells of rotation.

Комп'ютерна програма «Розрахунок оболонок» розроблена на кафедрі промислового та цивільного будівництва Луцького національного технічного університету. Вона призначена для обчислення деформацій та дослідження стійкості оболонок обертання з від'ємною гаусовою кривиною типу однопорожнинного гіперболоїда (рис 1). Програма передбачає обчислення вказаних

параметрів, як для вибраної користувачем області, так і для всієї замкнутої оболонки при різноманітних навантаженнях.

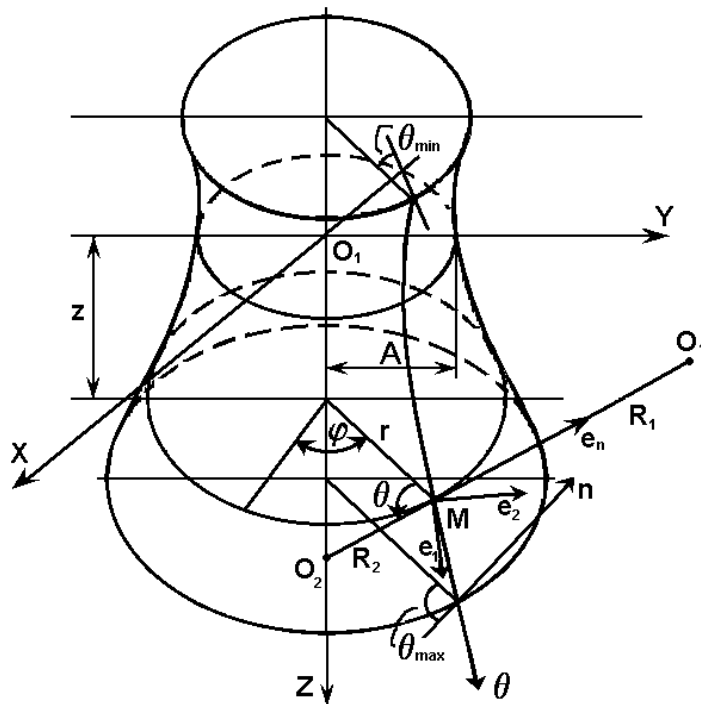


Рис. 1. Геометрія оболонки з прийнятою системою координат

Для повного використання можливостей сучасних персональних ЕОМ та їх операційних систем програма написана з використанням мови програмування "Delphi", яка дозволяє використовувати сучасні об'єктно-орієнтовані технології програмування, підтримує змінні процедурного типу та динамічні масиви розмірністю до 2 Гбайт.

В основі алгоритму програми закладено метод розв'язку диференціальних рівнянь за допомогою скінченних різниць у криволінійній системі координат (метод криволінійних сіток).

Особливістю даної програми є реалізований у ній алгоритм автоматичного формування системи лінійних рівнянь залежно від кількості вузлів сітки та величини, виду й характеру зовнішніх навантажень на оболонку, які задаються користувачем.

Результати роботи програми доступні користувачу як у вигляді таблиць, так і графіків як на екрані, монітора, так і у друкованому вигляді.

Початкові дані для розрахунку вводяться у вікнах: «Параметри поверхні» (рис. 2), «Параметри області дослідження» (рис. 4), «Граничні умови» (рис. 6)

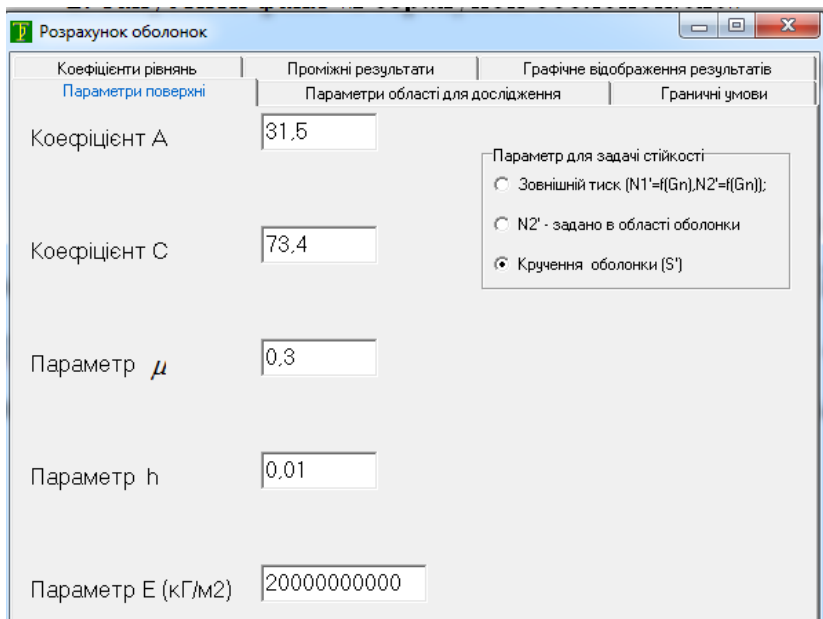


Рис. 2. Фрагмент вікна «Параметри поверхні»

У вікні «Параметри поверхні» (рис. 2) задаються коефіцієнти «А» та «С», що описують меридіан однопорожнинного гіперболоїда; коефіцієнт Пуасона «μ», товщину оболонки «h»; модуль Юнга «Е». Праворуч можна вибрати параметри для розрахунку оболонки на стійкість.

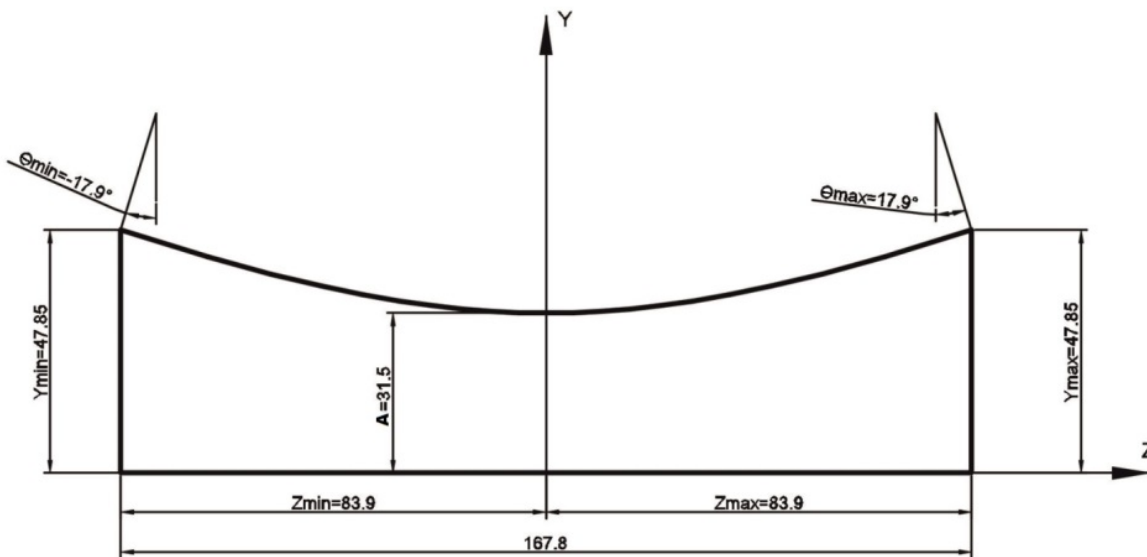


Рис. 3. Прийняті позначення для розрахунку

Варто пам'ятати, що «А»- радіус однопорожнинного гіперболоїда в горловому січнні (рис. 3). Формула меридіана в прийнятій системі координат – $y = \frac{A}{c} \sqrt{z^2 + c^2}$.

Звідси визначаємо $c = z / \sqrt{(y^2/A^2) - 1}$.

У вікні «Параметри області дослідження» (рис. 4) можна задати розміри досліджуваної області оболонки (рис. 1), та густоту сітки вузлів на поверхні.

За допомогою допоміжних функцій g_1 , g_2 , g_n можна задати навантаження на елемент оболонки, що розраховується. Напрямок прикладання цих зусиль показано на рис. 5.

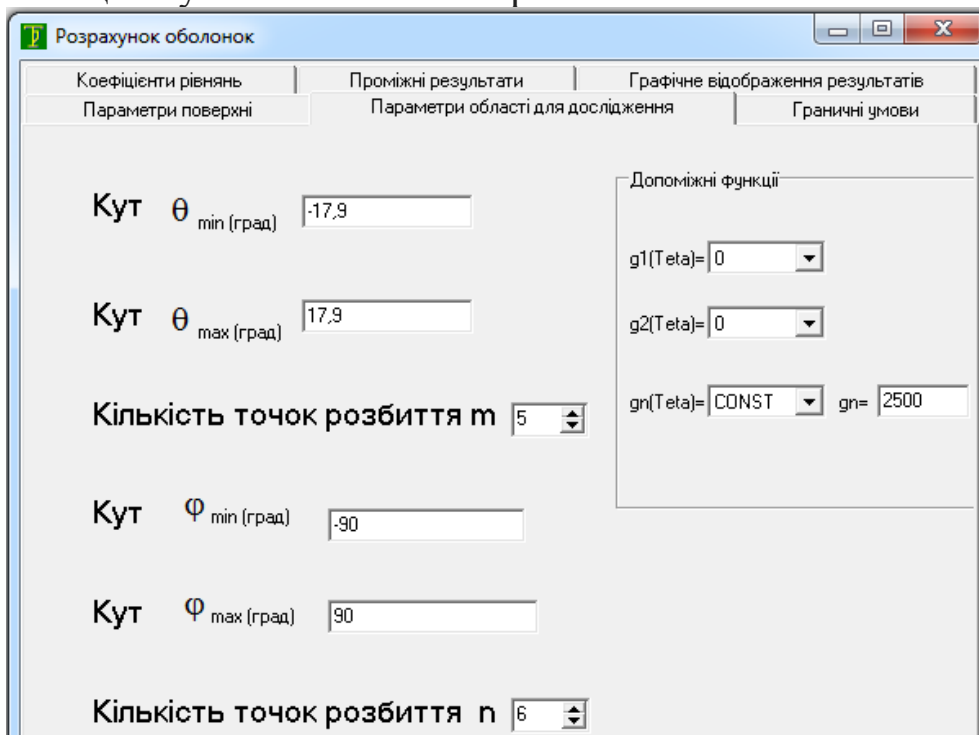


Рис. 4. Фрагмент вікна «Параметри області дослідження»

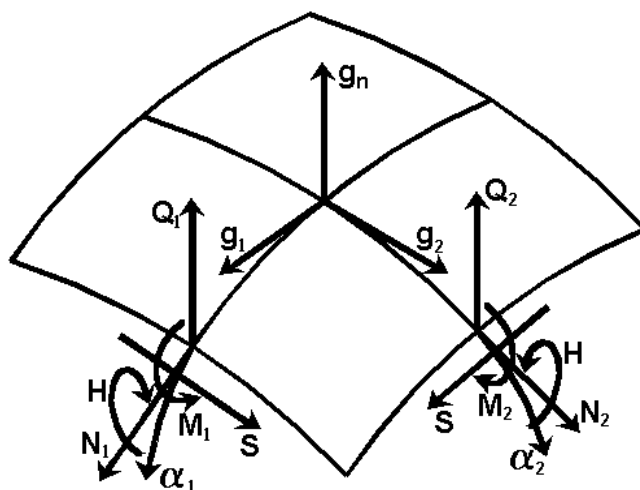


Рис. 5. Зусилля, що діють на елементі серединної поверхні

Для визначення початкового та кінцевого кутів θ_{\min} та θ_{\max} досліджуваної області оболонки маючи лінійні розміри оболонки (рис. 3) можна скористатися формулою

$$\theta = \left(\operatorname{atg} \left(\frac{A}{y_c} \sqrt{y^2 - A^2} \right) \right) 180/\pi$$

У вікні «Граничні умови» (рис. 6) потрібно задати величину відомих внутрішніх зусиль, або переміщень на краях оболонки. Так, наприклад, якщо край «TetaMinimum» закріплено просторовими шарнірно нерухомими опорами, то вибираємо $U=V=W=0$. Так як на краю не защемлення а шарнір, $M=0$.

Назва та розміщення кромки показано на рис 1.

Після закінчення введення початкових даних для розрахунку оболонки потрібно натиснути кнопку Розрахунок коефіцієнтів, яка знаходиться в нижній частині вікна.

На екрані з'явиться фрагмент таблиці коефіцієнтів (рис. 7). За допомогою вертикального та горизонтального повзунка можна переглянути значення усіх коефіцієнтів

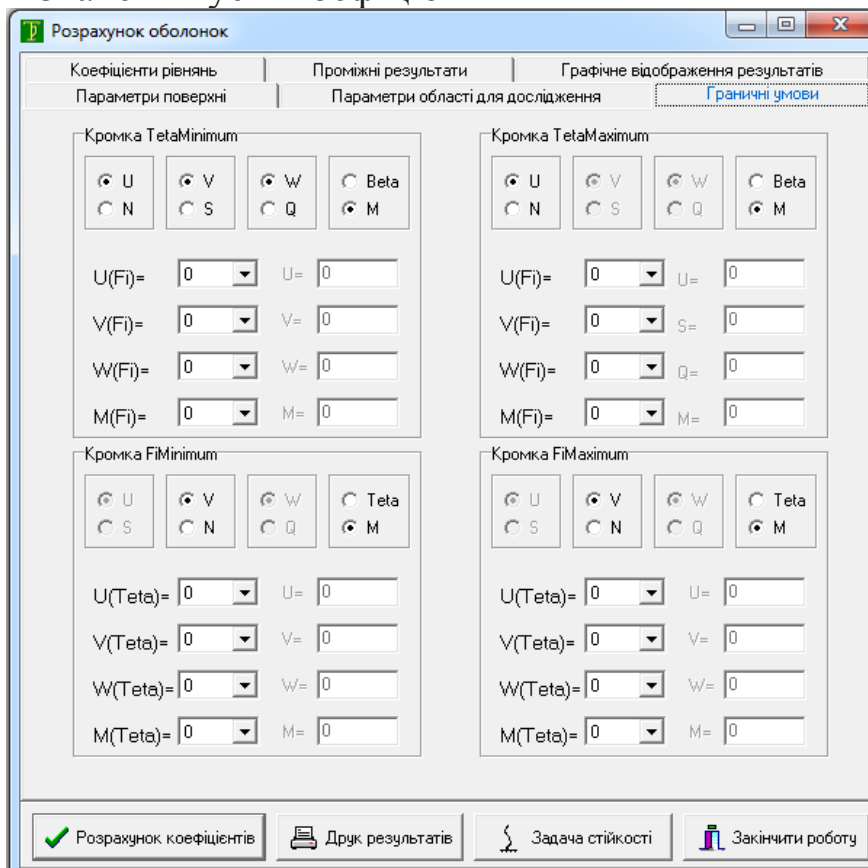
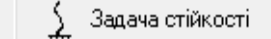


Рис. 6. Вікно «Граничні умови»

Розрахунок оболонки																	
Параметри поверхні		Параметри області для дослідження				Граничні умови		Коефіцієнти рівнянь		Проміжні результати		Графічне відображення результатів		Щодо задачі стійкості			
V(0,1)	V(0,2)	V(0,3)	V(0,4)	V(0,5)	V(1,0)	V(1,1)	V(1,2)	V(1,3)	V(1,4)	V(1,5)	V(2,0)	V(2,1)	V(2,2)	V(2,3)	V(2,4)	V(2)	
1 (Ур.1. (1.1))	-1.977E-002	4.093E-002	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	
2 (Ур.1. (1.2))	3.684E-002	5.196E-003	-3.878E-002	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	
3 (Ур.1. (1.3))	0.000E+000	3.878E-002	5.196E-003	-3.684E-002	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	
4 (Ур.1. (1.4))	0.000E+000	0.000E+000	4.093E-002	1.977E-002	-3.323E-002	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	
5 (Ур.1. (2.1))	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	3.323E-002	-1.977E-002	4.093E-002	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	
6 (Ур.1. (2.2))	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	3.684E-002	-5.196E-003	-3.878E-002	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	
7 (Ур.1. (2.3))	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	
8 (Ур.1. (2.4))	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	4.093E-002	1.977E-002	-3.323E-002	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	
9 (Ур.1. (3.1))	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	3.323E-002	-1.977E-002	-4.093E-002	0.000E+000	0.000E+000	
10 (Ур.1. (3.2))	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	3.684E-002	-5.196E-003	-3.878E-002	0.000E+000	
11 (Ур.1. (3.3))	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	3.878E-002	5.196E-003	-3.684E-002	
12 (Ур.1. (3.4))	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	4.093E-002	1.977E-002	
13 (Ур.1. (4.1))	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	
14 (Ур.1. (4.2))	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	
15 (Ур.1. (4.3))	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	
16 (Ур.1. (4.4))	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	
17 (Ур.1. (5.1))	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	
18 (Ур.1. (5.2))	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	
19 (Ур.1. (5.3))	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	
20 (Ур.1. (5.4))	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	

Рис. 7. Фрагмент вікна «Коефіцієнти рівнянь»

Після розрахунку коефіцієнтів можна провести розрахунок на стійкість натиснувши на кнопку . В результаті обчислень отримуємо параметр S^L

У вікні «Проміжні результати» (рис. 8) можна побачити основні геометричні характеристики оболонки у вузлах сітки.

Розрахунок оболонки											
Параметри поверхні			Параметри області для дослідження				Граничні умови		Коефіцієнти рівнянь		
Проміжні результати			Графічне відображення результатів						Щодо задачі стійкості		
Індекс	Teta(град)	tg(Teta)	Cos(Teta)	r	z	Dr/DTeta	R1	R2	K1	K2	
= -1	25.0600	-0.46758	0.90586	72.82307	-152.99314	-1.204,17340	2.605,20480	80,39067	-0.00038	0.01244	
= -0,5	21.4800	-0.39351	0.93055	78,93989	-168,66319	-1.223,25520	3.340,61700	84,83185	-0.00030	0.01179	
= 0	17.9000	-0.32299	0.95159	47,83932	-83,89704	-213,69369	695,26302	50,27280	-0.00144	0.01989	
= 0,5	14.3200	-0.25527	0.96893	39,18585	-54,31223	-89,52631	361,96049	40,44242	-0.00276	0.02473	
= 1	10.7400	-0.18968	0.98248	35,11595	-36,16478	-46,56112	249,85503	35,74204	-0.00400	0.02798	
= 1,5	7.1600	-0.12562	0.99220	32,94291	-22,46944	-24,96289	200,27901	33,20182	-0.00499	0.03012	
= 2	-3.5800	-0.06256	0.99805	31,84017	-10,81614	-11,09427	177,67280	31,90242	-0.00563	0.03135	
= 2,5	0.0000	0.00000	1.00000	31,50000	0.00000	0.00000	171,03365	31,50000	-0.00585	0.03175	
= 3	3.5800	0.06256	0.99805	31,84017	10,81614	11,09427	177,67280	31,90242	-0.00563	0.03135	
= 3,5	7.1600	0.12562	0.99220	32,94291	22,46944	24,96289	200,27901	33,20182	-0.00499	0.03012	
= 4	10.7400	0.18968	0.98248	35,11595	36,16478	46,56112	249,85503	35,74204	-0.00400	0.02798	
= 4,5	14.3200	0.25527	0.96893	39,18585	54,31223	89,52631	361,96049	40,44242	-0.00276	0.02473	
= 5	17.9000	0.32299	0.95159	47,83932	83,89704	213,69369	695,26302	50,27280	-0.00144	0.01989	
= 5,5	21.4800	0.39351	0.93055	78,93989	168,66319	1.223,25520	3.340,61700	84,83185	-0.00030	0.01179	
= 6	25.0600	0.46758	0.90586	72.82307	152.99314	1.204,17340	2.605,20480	80,39067	-0.00038	0.01244	

Рис. 8. Вікно «Проміжні дані»

У вікні «Графічне відображення результатів» (рис 9) виводиться на екран графік переміщень W , U , V точок поверхні, що розміщені у вузлах сітки вибраного меридіана (наприклад, на рис. 9 для меридіана при $\varphi_i = -60^\circ$)

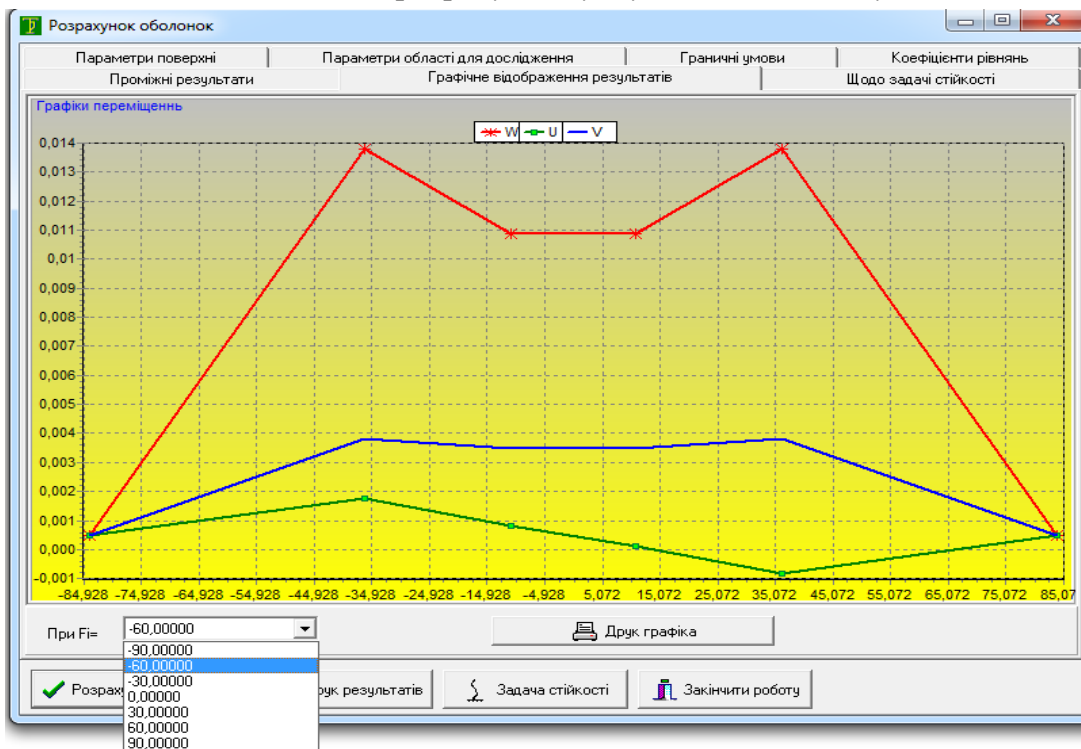


Рис. 9. Вікно «Графічне відображення результатів»

У даному вікні передбачено можливість збільшення масштабу певних ділянок графіка, шляхом виділення цих ділянок рамкою (зліва направо, зверху вниз). Повернутися до початкового масштабу можна за допомогою рамки проведеної у зворотному напрямку.

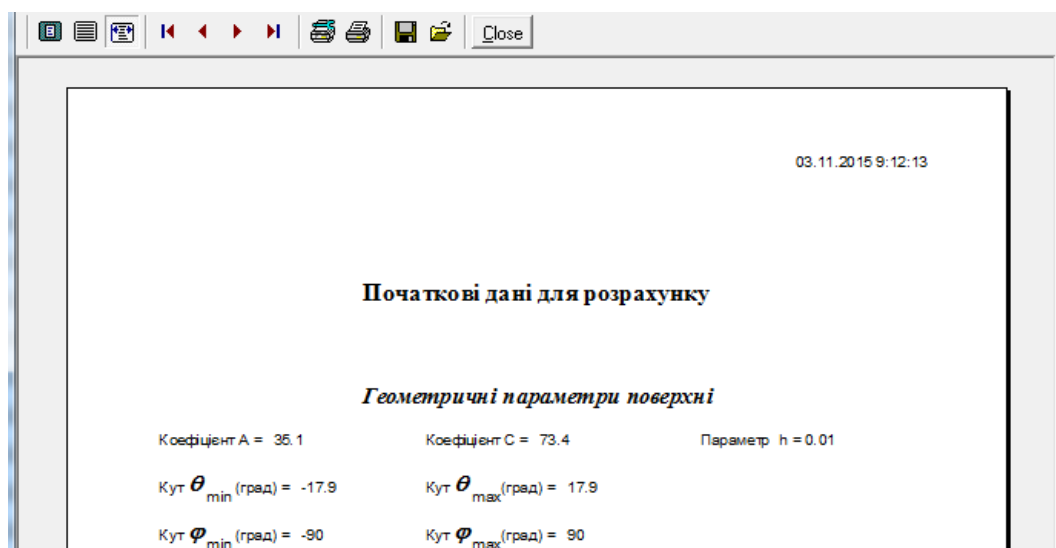


Рис. 10. Фрагменти вікон «Print Preview» з вихідними даними

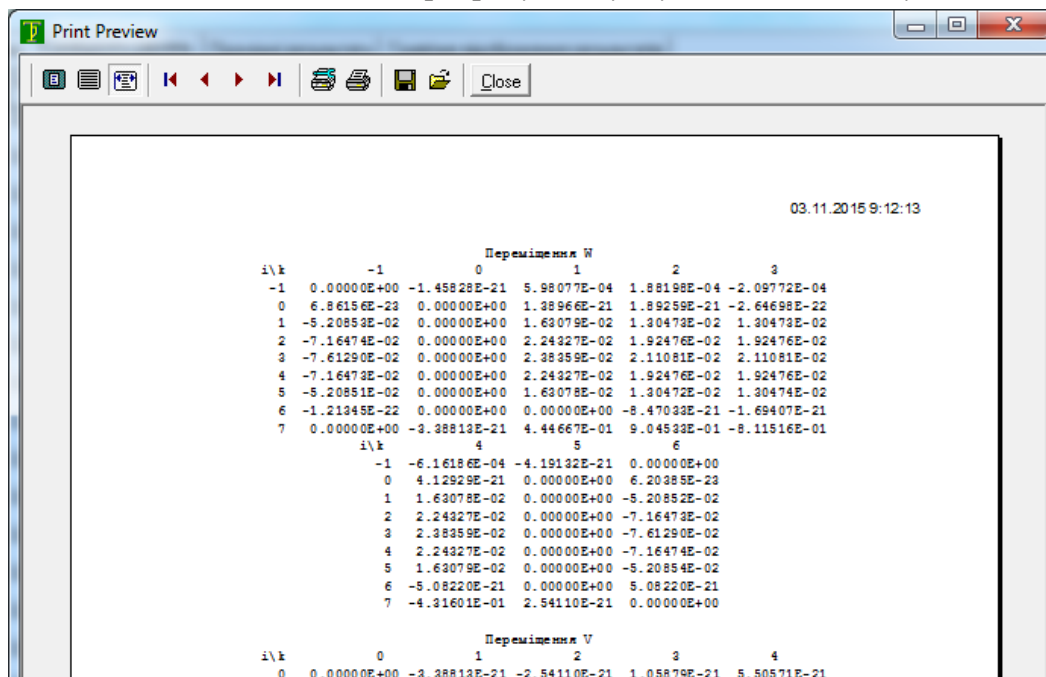



Рис. 11. Фрагменти вікон «Print Preview» з результатами розрахунку

За допомогою кнопки  Друк графіка графік автоматично виводиться на друк.

При натисканні на кнопку  Друк результатів програма формує для попереднього перегляду перед виведенням на друк текстовий документ в якому містяться вихідні дані та результати розрахунку.

Отже, комп'ютерна програма «Розрахунок оболонок» дозволяє проводити обчислення деформацій та досліджувати стійкість оболонок обертання з від'ємною гаусовою кривою типу однопорожнинного гіперболоїда як для вибраної користувачем області, так і для всієї замкнутої оболонки при різноманітних навантаженнях, а результати отримувати як у формі графіків, так і в числовій формі. Програму можна застосовувати для вказаних розрахунків не використовуючи універсальних дорогих програмних комплексів.

1. Пасічник Р.В. Застосування методу криволінійних сіток для розрахунку ротонди на стійкість в залежності від жорсткості з'єднувальних елементів / Р. Пасічник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне, 2009 – Вип. 19. – С. 283 – 290.

МАТЕМАТИЧНІ МЕТОДИ ТА МОДЕЛІ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ

MATHEMATICAL METHODS AND MODELS FOR CALCULATING BUILDING STRUCTURES FOR FIRE RESISTANCE

**Пасічник Р.В., к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк),
Шаповал І.В, студент (Луцький НТУ, м. Луцьк), Кіриша К.В. студент
(Луцький НТУ, м. Луцьк)**

**Pasichnyk R.V., Ph.D., senior lecturer (Lutsk National Technical
University, Lutsk), Shapoval I.V., student (Lutsk National Technical
University, Lutsk), Kirysha K.V., student (Lutsk National Technical
University, Lutsk)**

У статті описано математичні методи розрахунку будівельних конструкцій на вогнестійкість. Детально розглянуто метод скінченних елементів. Досліджено можливості програмного комплексу ANSYS для розрахунку на вогнестійкість.

Because of the large amount of construction, the complexity of conducting fire tests there need for a computer-aided design. Analytical method describes the behavior of the system at any point. Numerical method approximates the exact solution only in discrete points. This article describes the mathematical methods of calculation of building structures on fire. Finite difference method and finite element method investigated. Studied the advantages of finite element method. Possibilities ANSYS software system for calculating fire resistance. The program ANSYS is a modern, developed and used in Ukrainian space. It is the possibility of raising the temperature of the nonlinear problem, and output the required calculation results to compare with experimental data.

Ключові слова: скінченно-різницевий метод, метод скінченних елементів, вогнестійкість, програмний комплекс.

Keywords: finite-difference method, finite element method, fire resistance, the software package.

У зв'язку з великим обсягом будівництва в нашій країні, трудомісткістю проведення вогневих випробувань та складністю теоретичного визначення меж вогнестійкості складних сучасних залізобетонних конструкцій існує ще багато невирішених питань у галузі впливу вогню на споруди та їх елементи. Існуючі лабораторії не можуть повною мірою задовольнити потребу в експериментальних натурних випробуваннях залізобетонних конструкцій на їх вогнестійкість та залишкову несучу здатність після пожежі, особливо в тих випадках, коли конструкції є громіздкими і мають складну конфігурацію.

Існує необхідність створення систем автоматизованого проектування, оскільки багато важливих технічних задач не можуть бути вирішені аналітично внаслідок складності геометрії конструкції і граничних умов. Тому для того, щоб врахувати реальні особливості досліджуваного матеріалу, доводиться вдаватися до чисельних методів розрахунку.

На відміну від аналітичного рішення, яке описує поведінку системи в будь-якій точці, чисельне рішення апроксимує точне рішення тільки в дискретних точках. Першим кроком при отриманні чисельного рішення є побудова дискретної моделі безперервної величини. Широко застосовуються два основні чисельні методи - метод скінченних різниць і метод скінченних елементів[2].

У методі скінченних різниць диференціальні рівняння, що описують фізичний процес, що відбувається, записуються для кожного вузла і частинні похідні за часом замінюються їх скінченно-різницевою аналогом із застосуванням центральної різницевої схеми. Скінченно-різницевий метод дуже ефективний при рішенні простих задач, але його складно застосовувати при розв'язанні задач зі складною геометрією, нелінійними властивостями матеріалу конструкції або з складними граничними умовами[1].

Область застосування методу скінченних елементів охоплює практично всі фізичні задачі, які можуть бути описані диференціальними рівняннями. Основна ідея методу скінченних елементів полягає в тому, що будь-яку величину можна апроксимувати дискретною моделлю, яка будується на безлічі шматково-безперервних функцій, визначених на скінченному числі підобластей (елементів). Важливою є можливість виділити з набору

елементів типовий елемент і знайти безперервну функцію, що представляє наближене рішення для цього елемента невідривно від положення цього елемента в загальній зв'язній моделі і від функцій інших елементів, а потім отримати загальне рішення для всієї моделі, компонуючи ці частинні рішення, використовуючи при цьому безперервність функцій на межах елементів і граничні умови.

Все більшого поширення набувають чисельні методи розрахунку складних фізичних систем за допомогою програмних комплексів. Перевагами їхнього використання є збільшення точності, покращення дизайну і краще бачення критичних параметрів, швидке створення віртуальних і зменшення кількості реальних прототипів, пришвидшення та здешевлення проектування, збільшення продуктивності та прибутковості.

Розвиток методу скінченних елементів обумовлений взаємозв'язком трьох факторів: наявністю високопродуктивної обчислювальної техніки; розробленням математичних моделей досліджуваних явищ, які адекватні реальним процесам з достатнім ступенем точності; особливостями самого методу.

У кожній програмі є свої сильні і слабкі сторони при розрахунку конкретної конструкції. Вибір програми розрахунку залежить від підготовленості користувача в своїй науковій області, типу вирішуваної задачі, типу доступної ЕОМ, розмірності задачі і інших факторів.

Метод скінченних елементів (МСЕ) - чисельний метод рішення диференціальних рівнянь з частинними похідними, а також інтегральних рівнянь, що виникають при вирішенні завдань прикладної фізики. Метод широко використовується для вирішення завдань механіки деформованого твердого тіла, теплообміну, гідродинаміки і електродинаміки.

Суть методу впливає з його назви. Область, у якій шукається рішення диференціальних рівнянь, розбивається на скінченну кількість елементів. У кожному з елементів довільно вибирається вид апроксимуючої функції. У найпростішому випадку це поліном першого ступеня. Поза своїм елемента апроксимуюча функція дорівнює нулю. Значення функцій на кордонах елементів (вузлах) є розв'язком завдання і заздалегідь невідомо. Коефіцієнти апроксимуючих функцій зазвичай шукаються з умови рівності значення сусідніх функцій на кордонах між елементами (у вузлах).

Потім ці коефіцієнти виражаються через значення функцій у вузлах елементів.

Складається система лінійних алгебраїчних рівнянь. Кількість рівнянь дорівнює кількості невідомих значень у вузлах, на яких шукається рішення вихідної системи, прямо пропорційно кількості елементів і обмежується тільки можливостями ЕОМ. Так як кожен з елементів пов'язаний з обмеженою кількістю сусідніх, система лінійних алгебраїчних рівнянь має розріджений вигляд, що істотно спрощує її рішення.

З точки зору обчислювальної математики, ідея методу кінцевих елементів полягає в тому, що мінімізація функціоналу варіаційної задачі здійснюється на сукупності функцій, кожна з яких визначена на своїй підобласті, для чисельного аналізу системи дозволяє розглядати його як одну з конкретних гілок діакоптіки - загального методу дослідження систем шляхом їх розчленовування.

Переваги та недоліки

- Властивості матеріалів суміжних елементів можуть бути різними. Це дозволяє застосовувати метод до тіл, складених з декількох матеріалів.

- Скінченними елементами є прості області (прямі лінії, трикутники, прямокутники, піраміди, призми). Таким чином, даним методом можна апроксимувати тіла із складною формою країв.

- Розміри елементів можуть бути змінними. Це дозволяє збільшувати чи зменшувати елементи сітки.

- За допомогою МСЕ легко розглянути граничні умови з розривним поверхневим навантаженням, а також змішані граничні умови.

- Алгоритм методу скінченних елементів дозволяє створити загальні програми для розв'язку завдань різного класу.

- Завдання зводиться до розв'язку системи рівнянь алгебри великої розмірності. Проте хороша обумовленість системи розв'язних рівнянь алгебри дозволяє отримувати досить точні розв'язки для систем рівнянь розмірністю 5-10 мільйонів і більше.

Головний недолік цього методу полягає у потребах великого обсягу пам'яті ЕОМ і високої швидкості розрахунку. В наш час розвиток ЕОМ практично усунув цей недолік.

Особливу популярність як серед науковців, так і інженерів-виробничників високотехнологічних галузей має ANSYS. В цілому, перевагами використання ANSYS є збільшення точності,

покращення дизайну і краще бачення критичних параметрів, швидке створення віртуальних і зменшення кількості реальних прототипів, пришвидшення та здешевлення проектування, збільшення продуктивності та прибутковості.

Програмна система розробляється американською компанією ANSYS incorporated. Компанія також випустила інші системи СЕ моделювання, в тому числі DesignSpace, AI Solutions (NASTRAN, ICEM CFD); призначені для використання в більш специфічних галузях виробництва.

ANSYS - універсальна програмна система скінченно-елементного аналізу для рішення лінійних і нелінійних, стаціонарних і нестаціонарних просторових задач механіки деформованого твердого тіла та механіки конструкцій (включаючи нестаціонарні геометрично і фізично нелінійні задачі контактної взаємодії елементів конструкцій), задач механіки рідини і газу, теплопередачі і теплообміну, електродинаміки, акустики, а також механіки зв'язаних полів. Моделювання та аналіз в деяких областях промисловості дозволяє уникнути дорогих і тривалих циклів розробки типу "проектування - виготовлення - випробування". Система працює на основі геометричного ядра Parasolid.

Програма є інструментом для проведення математичного моделювання і обчислювального експерименту на основі принципово нових математичних моделей, містять ефективні чисельні методи реалізації таких моделей. Ці системи є відкритими для програмування на будь-якому рівні за допомогою вбудованих мов програмування і мов програмування високого рівня, таких, як Visual Fortran і C++. Користувач має нагоду вбудовувати будь-які процедури, елементи, вирішувати, модифікувати і доповнювати меню, підключати файли повідомлень і таким чином створювати власні програми.

Програмна система ANSYS сумісна з відомими CAD системами Unigraphics, CATIA, Pro/ENGINEER, SolidEdge, SolidWorks, Autodesk Inventor та деякими іншими.

Програмна система ANSYS є досить відомою CAE-системою, яка використовується на таких відомих підприємствах, як ABB, BMW, Boeing, Caterpillar, Daimler Chrysler, Exxon, FIAT, Ford, БелАЗ, General Electric, Lockheed Martin, MeyerWerft, Mitsubishi, Siemens, Shell, Volkswagen-Audi і ін, а також застосовується на багатьох провідних підприємствах промисловості України, приклад,

Державне підприємство «Виробниче об'єднання Південний машинобудівний завод імені О.М. Макарова» і т. д.

У програмі ANSYS доступні наступні види міцнісного аналізу:

- статичний аналіз - обчислення переміщень, напружень і т.д. в умовах статичного навантаження;

- модальний аналіз - визначення власних частот і форм коливань;

- гармонійний аналіз - визначення відгуку конструкції на гармонійні складові обурює навантаження;

- динамічний аналіз - визначення відгуку конструкції на дію довільної навантаження як функції часу;

- спектральний аналіз - розширення модального аналізу для обчислення напружень та деформацій при дії спектру частот або випадкової вібрації;

- аналіз стійкості - розрахунок критичних навантажень і визначення форм втрати стійкості.

Крім того, є можливість проводити спеціальні види розрахунків в області механіки руйнування, міцності композитних матеріалів і втомного руйнування.

Більшість ANSYS-елементів призначені для проведення розрахунків на міцність конструкцій - від простих балок і стержнів до багат шарових оболонок і суцільних тіл при великих деформаціях.

Отже, ця програмна система американської компанії ANSYS є сучасною, розвиненою і застосовуваною в українському просторі. В ній є можливість постановки нелінійної температурної задачі, та виведення необхідних результатів розрахунку для порівняння їх з експериментальними даними.

1. Пасічник Р.В. Порівняльний розрахунок ротонди на стійкість методом скінченних елементів та методом криволінійних сіток / Р. Пасічник // Містобудування та територіальне планування: Науково-техн. збірник – Київ, 2009. – Вип. 33. – С. 304 – 309.

2. Пасічник Р.В. Застосування методу криволінійних сіток для розрахунку ротонди на стійкість в залежності від жорсткості з'єднувальних елементів / Р. Пасічник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне, 2009 – Вип. 19. – С. 283 – 290.

ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ПЛАСКИХ СОНЯЧНИХ ПОВІТРЯНИХ КОЛЕКТОРІВ

RESEARCH A WORK OF FLAT SOLAR AIR COLLECTORS

Пахолюк О.А. к.т.н., доц., Ящинський А.Л. аспірант (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Pakholiuk O.A. candidate of technical science, associate professor, Yashynskyu A.L. graduate student (Lutsk national technical university, Lutsk)

У статті описано математичне моделювання роботи сонячного повітряного колектора з рухом повітря між склом і днищем-абсорбером із непаралельними та паралельними перегородками. Проаналізовано ефективність роботи обох схем.

The use of renewable energy in Ukraine and the world is becoming more popular. Solar collectors are used more often every year. However, collectors prefabrication quite expensive and their payback period is significant. So many engineers working on simple inexpensive designs.

The main prerequisite for the efficiency of the solar air collector is the maximum coverage of air flow absorber surfaces to remove them from the heat. The article deal with mathematical modeling of solar air collector with air traffic between the glass and the bottom-absorber with parallel and non-parallel walls. Analyzed the effectiveness of both schemes.

Ключові слова: Сонячний колектор, Xflow, вітровий потік.

Keywords: Solar collector, Xflow, wind flow.

Застосування відновлюваних джерел енергії в Україні та світі набирає все більших обертів. Сонячні колектори користуються все більшою популярністю. Однак, колектори заводського виготовлення достатньо дорогі і термін їх окупності значний. Тому багато інженерів працюють над простими недорогими конструкціями.

На сьогоднішній день найпоширенішими є наступні конструкції доступних повітряних сонячних колекторів: із рухом повітря по каналах-абсорберах різноманітних форм перерізу, із рухом повітря по простору між днищем корпусу і суцільною пластиною-абсорбером, із рухом повітря між склом і днищем-абсорбером за заданою траєкторією.

Проведемо дослідження останнього варіанту колекторів як найпростішого конструктивно і, відповідно, найдешевшого.

Враховуючи найбільш прогнозований рух теплоносія у колекторах із рухом повітря між склом і днищем-абсорбером проведемо дослідження ефективності роботи різних його конструктивних схем для визначення оптимального найпродуктивнішого варіанту.

Основною умовою забезпечення ефективності роботи сонячного повітряного колектора є максимальне охоплення потоком повітря поверхонь абсорбера для зняття з них тепла. Це можна забезпечити, створивши турбулентність потоку.

У даному типі колекторів цього можна досягнути за рахунок надання потоку повітря відповідної траєкторії за допомогою змінного положення внутрішніх перегородок.

Для цього було заплановано комплексний експеримент по дослідженню ефективності різних конструктивних схем даного типу колектора.

Для зменшення вартості та матеріаломісткості експерименту на першій стадії було проведено математичне моделювання процесу проходження повітряного потоку для двох найпростіших схем даних колекторів.

У ході експерименту була проведена візуалізація траєкторії руху частинок потоку і визначені його основні робочі характеристики (швидкість та завихреність).

Математичне моделювання є достатньо гнучким, дає можливість перевіряти найрізноманітніші ситуації і служить хорошим інструментом підготовки до фізичного випробування або його перевірки чи підтвердження.

Одним із таких програмних пакетів є програмний комплекс XFlow повноцінного дослідження об'єкта у середовищі повітряного чи водяного потоку з визначенням необхідних параметрів і характеристик, а також з отриманням ряду покрокових зображень,

які можна об'єднати у відео файл доступних форматів для отримання анімованого зображення процесу ходу потоку.

Другим етапом експерименту буде натурне дослідження виготовленого зразка колектора за вибраною схемою.

Методика досліджень.

В якості двох найпростіших схем колекторів із рухом повітря між склом і днищем-абсорбером були вибрані конструкції з горизонтальним робочим рухом повітряного потоку (рис. 1). Дані схеми передбачають активну примусову подачу повітря всередину колектора. Попередні дослідження подібних схем без примусової подачі повітря (пасивні схеми гравітаційних сонячних повітряних колекторів) показали їх невисоку ефективність. Велика різниця між температурою повітря на вході в колектор та на виході з нього не давала відчутного ефекту через невеликий об'єм теплого повітря, що виходив з колектора під дією природньої конвекції. Значна частина нагрітого повітря залишалась всередині колектора, створюючи теплову пробку.

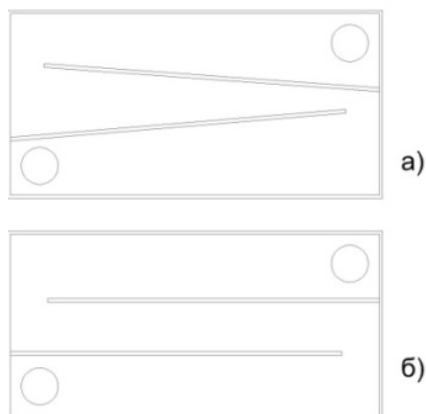


Рис. 1. Досліджувані схеми колектора

а) з непаралельними перегородками, б) з паралельними перегородками

Тому було вирішено застосувати до даних схем колектора примусову подачу повітря всередину. Схема з паралельними перегородками приймалась як базова, з непаралельними – як її модифікація. Вирішено було перевірити як зміна структури схеми (розташування елементів) буде впливати на рух повітряного потоку всередині колектора, створювати завихреність потоку та забезпечувати швидкість проходження.

Оскільки основною умовою забезпечення ефективності є максимальне охоплення потоком повітря поверхонь абсорбера для зняття з них тепла, то занадто великі швидкості руху потоку повітря, як і ламінарний його характер не дадуть змоги зняти з поверхні абсорбера весь енергетичний потенціал.

Було виконано тривимірні повнорозмірні моделі колектора за вказаними схемами.

При дослідженні моделей на вході задавалась швидкість повітряного потоку 6 м/с. фіксувались режими швидкості та вихороутворення.

У полі моделі відображено кольорову шкалу, яка показує величину досліджуваного показника.

Фіксація потоку повітря, що проходить через колектор, відбувалась на однакових часових відрізках від моменту початку експерименту.

Результати моделювання наведені у табл. 1. Як добре видно із експериментальних даних, паралельні перегородки забезпечують значно більшу швидкість переміщення повітря на прямолінійних ділянках каналу і швидке проходження потоку у точках зміни напрямку руху.

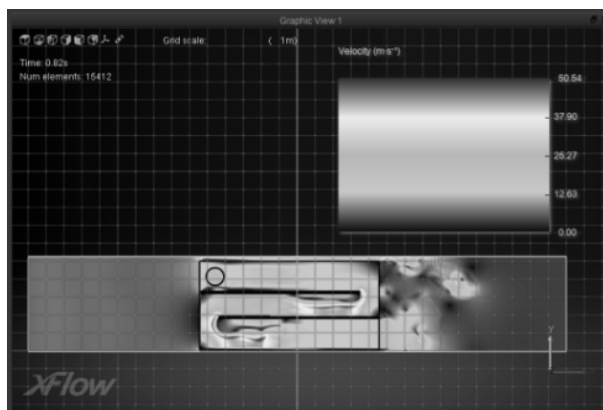


Рис. 2. Поле моделі із кількісними та якісними показниками

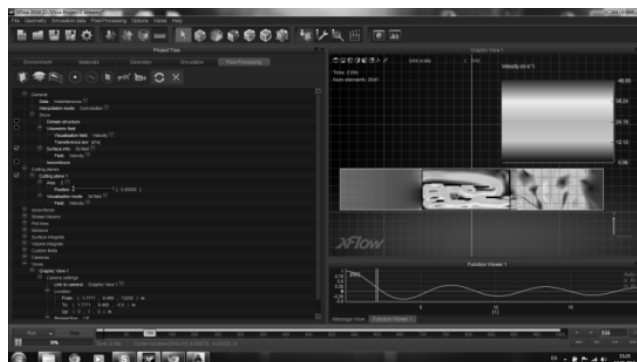
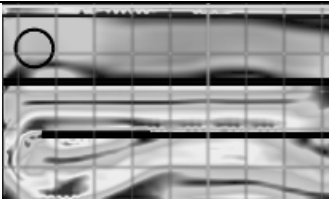
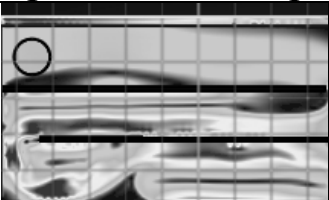
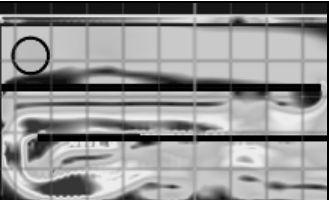
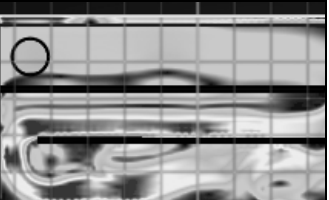
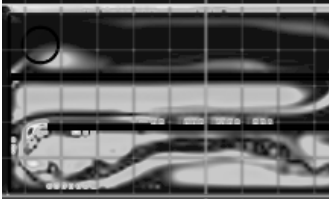

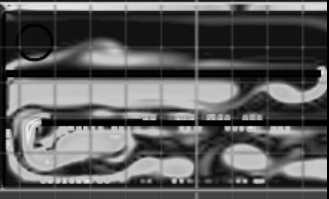

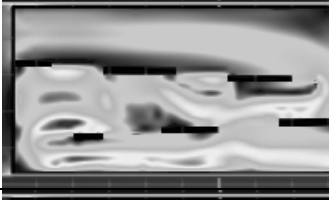
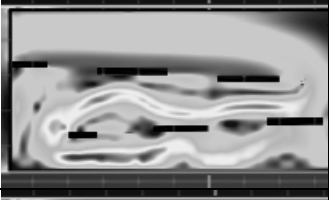
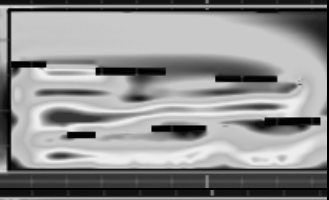
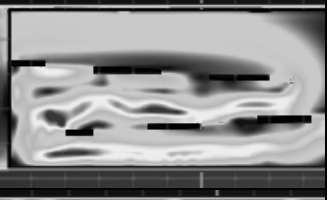
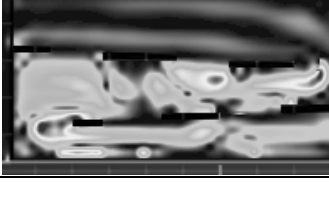





Рис. 3. Вікно програми під час дослідження

Схеми колектора

		з паралельними перегородками			
швидкіс ть					
вихоро- утворення					
		з непаралельними перегородками			
швидкіс ть					
вихоро- утворення					

Такий рух повітря не утворює значної кількості завихрень, що негативно відобразиться на передачі тепла від абсорбера до повітряного потоку.

У схемі з непаралельними перегородками траєкторія руху потоку вже не є такою прямолінійною, а його загальна швидкість суттєво знизилась. При цьому зросла інтенсивність утворення вихорів, які займають практично весь переріз каналу. Цей випадок значно краще буде забезпечувати теплообмін.

Із проведених досліджень можна зробити висновок, що непаралельність перегородок сприяє кращій передачі тепла від абсорбера до повітряного потоку, що, в цілому, збільшить ефективність сонячного повітряного колектора.

Наступним етапом експерименту буде виготовлення натурального дослідного зразка сонячного повітряного колектора з рухом повітря між склом і днищем-абсорбером із непаралельними перегородками розміром 1,0*0,5 м.

Ця схема, як ефективніша від схеми із паралельними перегородками, буде випробувана в реальних умовах роботи.

1. Пахолук О.А., Задорожнікова І.В. Дослідження каналів-абсорберів повітряних сонячних колекторів. - Рівне: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Випуск 30, 2015. – ст. – 390-397.

2. Огородников І.А., Макарова О.М. та ін. Екодім в Сибіру [Електронний ресурс] – Режим доступу: <http://cozap.com.ua/text/10059/index-1.html?page=9>

**ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ТОВЩИНИ ШАРІВ ОСНОВИ ІЗ
МІСЦЕВИХ МАТЕРІАЛІВ НА ЗАГАЛЬНИЙ МОДУЛЬ
ПРУЖНОСТІ КОНСТРУКЦІЇ ДОРОЖНЬОГО ОДЯГУ**

**RESEARCH OF FUNDAMENTATION BASICS THICKNESS
LAYERS WITH LOCAL MATERIALS BASIS FOR ELASTIC
MODULUS OF PAVEMENT**

**Процюк В.О., асистент (Луцький НТУ, Луцьк), Гречко О. Г.,
студент (Луцький НТУ, Луцьк)**

**Protsuik V.O., assistant (Lutsk National Technical University, Lutsk),
Grechko O.G., student (Lutsk National Technical University, Lutsk)**

У статті проаналізовані результати розрахунків конструкцій дорожнього одягу нежорсткого типу з різними товщинами шарів основи із фракційного щебеню і гравійно-піщаної суміші. Розрахунки виконувалися для конструкції капітального і перехідного типів.

The article analyzes the calculations results of pavements design flexible type layers with different thicknesses basics of fractional crushed stone and gravel-sand mixture. For calculations took thickness 20cm, 25cm and 30cm. Calculations were performed for capital construction and transition types. In the underlying layer used for comparison, subgrade that is arranged of sandy loam sandy and silty loam. The calculations are made according ВБН В.2.3-218-186-2004. The calculations graphs which traced the impact of humidity for the subgrade overall structural strength of pavement.

Ключові слова: земляне полотно, дорожній одяг, модуль пружності, капітальний тип, перехідний тип.

Keywords: subgrade, pavement, elastic modulus, general type, transition type.

Щоб забезпечити необхідний термін експлуатації дорожнього одягу, відповідно до нормативних документів [1], потрібно

дотримуватися вимог по забезпеченню якісного виконання дорожньо-будівельних робіт з дотриманням проектної документації. Це передбачає застосування якісних дорожньо-будівельних матеріалів відповідно до [2], сучасної будівельної техніки. Однак проблема, яка склалася в дорожній галузі України за останні роки, що пов'язана із здороженням матеріалів на основі бітумних в'язучих, призвела до підвищення вартості влаштування асфальтобетонних шарів дорожньої конструкції. В умовах обмеженого фінансування доцільно передбачати інші заходи щодо підвищення загального модулю пружності дорожнього одягу.

Для вирішення цієї ситуації необхідно забезпечувати потрібний загальний модуль пружності за рахунок збільшення товщини основи з використанням місцевих матеріалів або забезпечення високого модуля пружності ґрунтів земляного полотна.

Для дослідження впливу деформаційних характеристик ґрунтів на загальний модуль пружності конструкції були проведені розрахунки конструкцій дорожніх одягів. Для порівняння результатів дослідження, розрахунки проводилися для капітальних конструкцій дорожнього одягу нежорсткого типу (рис. 1), та перехідних конструкцій нежорсткого типу (рис. 2). В якості підстильного ґрунту земляного полотна приймався супісок піщанистий і суглинок пилуватий.



Рис. 1. Капітальний тип конструкції дорожнього одягу

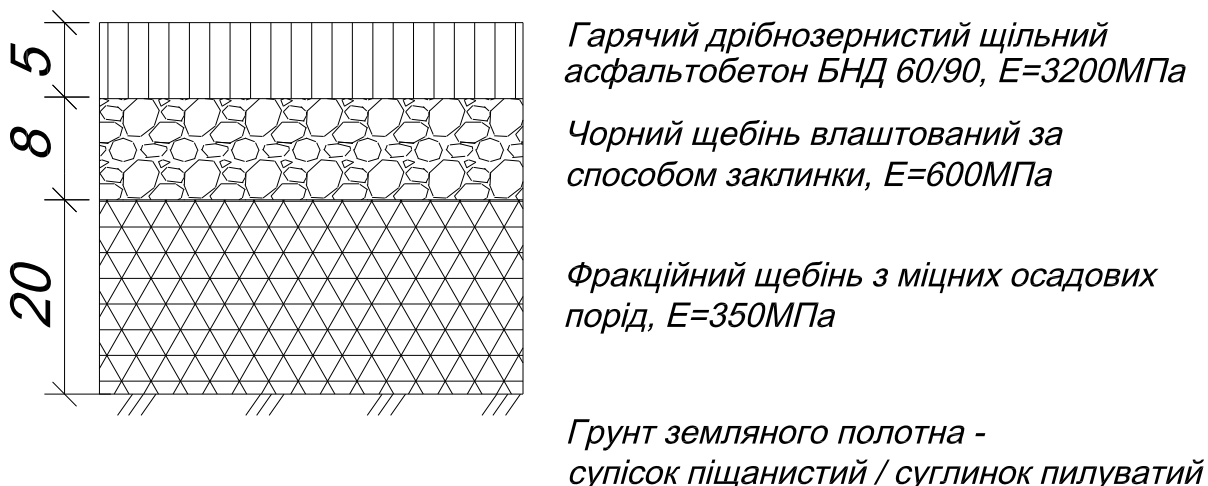


Рис. 2. Перехідний тип конструкції дорожнього одягу

Пошаровий розрахунок багат шарової конструкції проводили знизу вгору згідно з [3].

Вихідні дані для розрахунку дорожнього одягу капітального і перехідного типу конструкції наведені в таблиці 1.

Таблиця 1

Розрахункові характеристики конструкції дорожніх одягів

Розрахункові параметри	Тип нежорсткого дорожнього одягу	
	Капітальний	Перехідний
Категорія дороги	I-а, I-б, II	IV, V
Значення допустимого модуля пружності	350 МПа	150 МПа
Розрахункове навантаження на вісь	115 кН	60 кН
Динамічний діаметр відбитка колеса	34,5 см	37 см
Питомий тиск в шинах колеса	0,8 МПа	0,5 МПа

В розрахунках приймалися міцнісні і деформаційні характеристики супіску піщанистого і суглинку пилуватого, які отримані в результаті лабораторних досліджень ґрунтів [4].

Для дослідження впливу товщини шару основи на загальний модуль пружності всієї конструкції були проведені розрахунки для різних значень товщини шару основи. В конструкції з капітальним

типом нижній шар основи із гравійно-піщаної суміші збільшували з 20 см до 25 см і 30 см. В конструкції з перехідним типом шар основи із фракційного щебеню збільшували також з 20 см до 25 см і 30 см. В якості підстильного ґрунту прийняли супісок з вологістю 16 % (0,71 W_T) і модулем пружності 55 МПа. Результати проведених розрахунків зведені у таблиці 2 та представлені графічно (рис. 3).

Таблиця 2

Результати розрахунків конструкцій дорожніх одягів

Товщина шару, що змінюється, см	Модуль пружності для капітального типу, МПа	Модуль пружності для перехідного типу, МПа
20	487	226
25	512	240
30	528	256

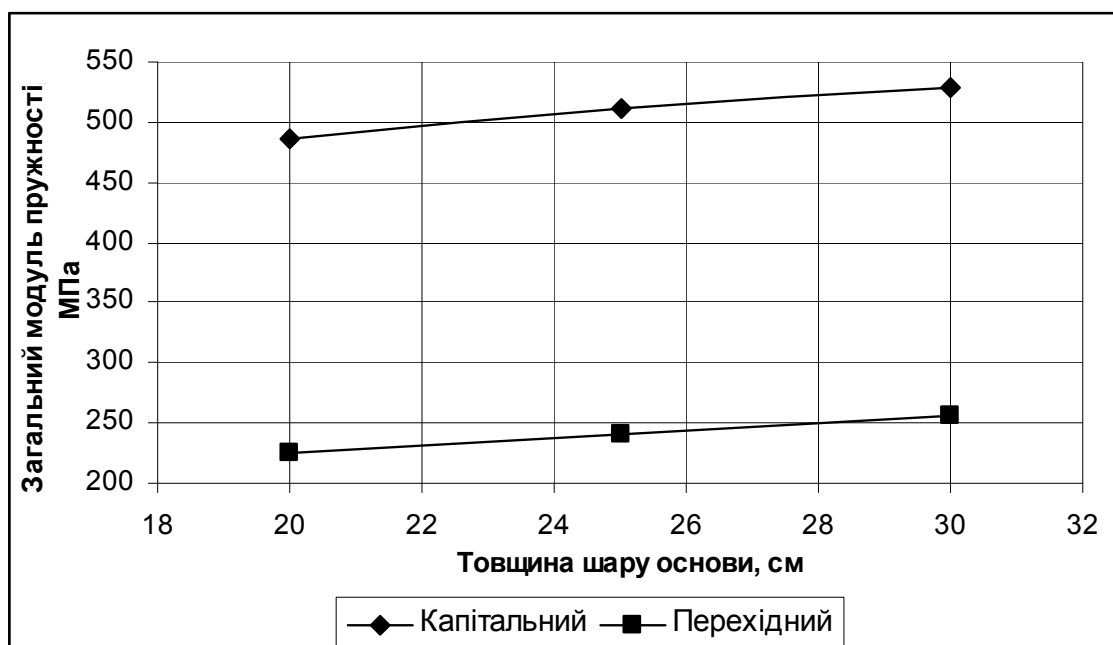


Рис. 3. Змінення модуля пружності покриття в залежності від товщини основи

Результати розрахунків показують, що збільшення товщини шару основи із гравійно-піщаної суміші з модулем пружності 180 МПа на 10 см призводить до збільшення загального модуля пружності конструкції капітального дорожнього одягу на 41 МПа,

тобто лише на 8 %. Збільшення товщини шару основи із фракційного щебеню з модулем пружності 350 МПа на 10 см призводить до збільшення модуля пружності конструкції перехідного типу на 30 МПа, або на 13 %.

За результатами розрахунків можемо зробити висновок, що збільшення товщини шарів основи із фракційного щебеню не дає значного збільшення загального модуля пружності конструкції дорожнього одягу. Це пояснюється тим, що в дорожньому одязі можна виділити «активну зону» [5]. Якщо ж шари основи, в яких ми збільшуємо товщину не попадають у «активну зону», тому модуль матеріалу не буде здійснювати вплив на напруження розтягу в покритті.

1. Міжремонтні строки експлуатації дорожніх одягів та покриттів на автомобільних дорогах загального користування : ВБН Г.1-218-050-2001 – [Чинний від 2002-01-01]. – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2001. – 7 с.

2. Споруди транспорту. Автомобільні дороги : ДБН В.2.3-4:2007 – [Чинний від 2008-03-01]. – К. : Державна служба автомобільних доріг України (Укравтодор), 2007. – 91 с. – (Стандарт Укравтодор).

3. Споруди транспорту. Дорожній одяг нежорсткого типу : ВБН В.2.3-218-186-2004 – [Чинний від 2005-01-01]. – К. : Державна служба автомобільних доріг України (Укравтодор), 2004. – 151 с. – (Стандарт Укравтодор).

4. Ряпухін В.М. Дослідження зв'язку між електрофізичними і деформаційними характеристиками ґрунту / Ряпухін В.М., Батракова А.Г., Процюк В.О. // Містобудування та територіальне планування: Науково-технічний збірник, вип. 45, К.; КНУБА, 2012. – С.102–107.

5. Радовский Б.С. Проектирование дорожных одежд для движения большегрузных автомобилей / Радовский Б.С., Супрун А.С., Козаков И.И. – К.: Будивэльнык, 1989. – 168 с.

**ДО РОЗРАХУНКУ ДОВГОВІЧНОСТІ БЕТОННИХ І
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ МЕТОДАМИ
МЕХАНІКИ РУЙНУВАННЯ**

**CALCULATION OF DURABILITY OF CONCRETE AND
REINFORCED CONCRETE STRUCTURES BY METHODS OF
FRACTURE MECHANICS**

Ротко С.В., к.т.н., доц., Ужегова О.А., к.т.н., доц., Задорожнікова І.В., к.т.н., доц., Ротко В.О., студентка (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Rotko S.V., candidate of technical sciences, associate professor, Uzhegova O.A., candidate of technical sciences, associate professor, Zadorozhnikova I.V., candidate of technical sciences, associate professor, Rotko V.O., student (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Розглядаються питання необхідності розрахунку конструкцій методами механіки руйнування, важливості на стадії експлуатації спрогнозувати залишковий термін служби та резерви несучої здатності існуючих конструктивних елементів, а для проєктованих – забезпечити розрахункову довговічність.

The questions need analysis of structures fracture mechanics, the importance at the operational stage to predict the residual life of the reserves and the carrying capacity of existing structural elements and designed to provide the calculated durability. Existing methods of calculating the strength and crack resistance for the calculated average and standard specifications do not take into account the local nature of the fracture, which in some cases can give large deviations of the calculated values from the actual one. Using the methods of fracture mechanics and its criteria can be considered more real than this state.

Ключові слова: бетон і залізобетон, механіка руйнування, довговічність.

Keywords: concrete and reinforced concrete, fracture mechanics, durability.

Із великої кількості будівельних матеріалів бетон є, мабуть, найскладнішим. Причина цієї складності полягає у непередбачуваності структури бетону. Відсутність закономірності у розташуванні та крупності заповнювачів, пор, у параметрах різноманітних дефектів на границі «заповнювач – цементний камінь», та й у самому цементному камені призводить до того, що при випробовуванні зразки, виготовлені з одного замісу бетонної суміші, ніколи не матимуть однакової міцності. Не кажучи вже про бетони однакового складу, але виготовлені у різний час. Розкид міцнісних характеристик може досягати 30-40%.

Управління структурою бетону означає ретельне попереднє планування бетонів із заданими, потрібними у конкретній ситуації властивостями. Міцність бетону залежить від технологічних факторів, від його віку та умов тужавлення, а також від форми, розмірів зразка та виду напруженого стану. Тобто, міцність – це варіантна характеристика: будь-яка зміна навіть розмірів дослідного зразка веде до зміни чисельного значення міцності.

Методи розрахунку бетонних і залізобетонних конструкцій ґрунтуються на теорії міцності бетону, тому на неї орієнтуються і при підборі його складу. Адже вважається, що правильно підібраний склад бетону лише за міцністю, із умови мінімальних витрат цементу (оскільки це найдорожчий із усіх компонентів бетону, якщо не враховувати добавок), забезпечує безремонтний строк служби конструкцій, будівель і споруд, встановлений вимогами будівельних нормативів. Проте це не так. Міцний – ще не означає довговічний, а довговічний – це однозначно міцний (адже якщо розрахувати довговічність за заданими зовнішніми навантаженнями та впливами, то міцність, а точніше – несуча здатність, – буде забезпечена априорі).

Існуючі методи розрахунку на міцність і тріщиностійкість за усередненими розрахунковими та нормативними характеристиками не враховують локального характеру руйнування, що в окремих випадках може давати великі відхилення розрахункових величин від дійсних. Використовуючи методи механіки руйнування та її критерії, можна реальніше враховувати такий стан.

Механіка руйнування ідеально підходить для описання роботи таких матеріалів, як бетон і залізобетон. У структурі бетону ще до прикладання зовнішнього навантаження є величезна кількість дефектів різноманітного походження, причому розміри їхні

неоднакові. До того ж, бетон і залізобетон є, мабуть, єдиними матеріалами, наявність тріщин у яких визначена самою сутністю їхньої роботи під навантаженням; крім того, у них допускається на стадії експлуатації розкриття тріщин до відносно великих розмірів.

Бетон і залізобетон використовують у спорудах і конструкціях, призначених для тривалих термінів експлуатації. Це визначено особливостями та специфікою їхнього ремонту та повторного використання. Із цих позицій довговічність бетонних і залізобетонних конструкцій необхідно оцінювати на стадіях їхнього проектування, виготовлення елементів і зведення залежно від умов експлуатації у будівлях і спорудах із різноманітними режимами теплових, корозійних і силових впливів.

Розрахунок конструкцій за довговічністю та її нормування – нагальна вимога часу. Задана довговічність повинна стати єдиною вимогою замовника до якості як залізобетонної конструкції, так і всієї будівлі чи споруди. Тобто, довговічність має стати розрахунковою характеристикою конструкції: у паспорті елемента, що відпускається заводом залізобетонних виробів замовнику, необхідно вказувати її гарантований термін служби, залежно від якого й буде визначатися ціна продукції.

Процес руйнування бетонних і залізобетонних конструкцій не є раптовим і миттєвим, він готується безперервним утворенням різноманітних дефектів структури, їх розвитком по довжині та ширині до критичних розмірів.

Прогнозування руйнування має вирішити такі основні задачі: 1) на стадії проектування конструкції оцінити термін її служби за довговічністю використовуваних матеріалів при заданих умовах експлуатації (або підібрати матеріали з певними властивостями та конструктивні рішення елементів із умови заданого терміну експлуатації споруди);

2) встановити момент часу руйнування існуючої конструкції, тобто ресурс її довговічності (або визначити ймовірність руйнування у певному часовому інтервалі за відсутності інформації про передісторію навантаження).

Адекватне прогнозування довговічності конструкції пов'язане з кількісним аналізом процесу руйнування, коли враховуються усі можливі фактори впливу на конструкцію (технологічні, конструктивні, експлуатаційні тощо) на кінетику розвитку мікро-, мезо- та макропошкоджень у структурі бетону та арматури. Таке

прогнозування дозволяє передбачити вирішення низки проблем за використання високоміцних і високотріщиностійких бетонів і проектування бетонів із умов заданої довговічності.

Основні принципи та положення, які визначають довговічність і механізми руйнування бетону:

1. Всі порожнечі у структурі бетону можуть бути розглянуті як тріщиноподібні дефекти структури.

2. Час (а не лише навантаження) є головною причиною руйнування. Силкові умови руйнування не будуть визначальними, фізично обґрунтованими та адекватними є часовий критерій або часова залежність, описана формулою Журкова, руйнування – не тільки механічне явище, його закономірності визначаються кінетичними, статичними та термодинамічними властивостями навантаженого бетону з урахуванням молекулярної, надмолекулярної будови та дефектів структури. Міцність конструкцій повинна бути інтерпретована як величина, обмежена часом її безпечної експлуатації, протягом якого безперервно відбувається підготовка бетону (арматурної сталі) до повного руйнування і порушення суцільності за рахунок розвитку макродефектів структури, що уможливорює визначення часу до руйнування конструкцій в цілому. При проектуванні за міцнісними критеріями до уваги беруть конструкцію під час її роботи під навантаженням тільки у двох станах: початковому та зруйнованому. Причому за руйнування конструкції прийнято вважати момент сприйняття нею навантаження, що відповідає максимальній несучій здатності перерізу, проте вже після такого уявного «руйнування» бетонний армований елемент здатний досить тривалий час чинити опір меншому за величиною зовнішньому впливу, і повне руйнування на фрагменти може наступити при якомусь навантаженні, набагато меншому за максимальне. Тому недостатньо розглядати лише два стани конструкції, адже генерація тріщин протікає у часі та є кінетичним процесом. Цей процес можна охарактеризувати як «старіння» бетону, що призводить до його руйнування, коли відбувається лавиноподібне нестійке збільшення параметрів макротріщин на критичній стадії тріщиностійкості.

3. Напружено-деформований стан конструкцій залежить від ушкодження у структурних елементах бетону (та арматурної сталі). Тріщини у структурі бетону, що розвиваються за механізмами нормального відриву та поперечного зсуву, виявляють домінуючий

вплив на несучу здатність перерізу бетонних і залізобетонних конструкцій. Досягаючи критичних розмірів у процесі сприйняття силових і температурних впливів, ці тріщини призводять і до локальних порушень суцільності перерізів, і до руйнування елемента в цілому.

4. Збільшення у часі міцності бетону практично не впливає на довговічність конструкцій, яку завжди лімітує його знижена тріщиностійкість.

Відомо, що в часі показники тріщиностійкості бетону K_{IC} та K_{IIS} релаксують, причому величини цього зменшення можна визначати аналітично для бетону заданого складу. У початковий період твердіння бетону, під час стабілізації його структури, тріщиностійкість підвищується, потім процеси деструкції починають переважати над стабілізаційними, а у вершинах порожнеч (пор, капілярів і дефектів структури) – інтенсивність напружень, критичні параметри тріщиностійкості досягають граничної величини

$$K^{lim} = K_C^{max} / \sqrt{1 + 2E_b(1 - \nu^2)C(\infty, \tau)} \quad (1)$$

5. При визначенні довговічності матеріалів і конструкцій на стадії росту тріщин на даному рівні знань у механіці руйнування бетону використовується поняття сумарної швидкості. Сумарна швидкість розвитку тріщини дорівнює арифметичній сумі швидкостей від дії статичного та циклічного навантажень, від тепловологісного та корозійного впливів. Довговічність даного елемента визначає час (або число циклів), за який тріщина від початкової довжини l_{cr0}^0 виросте до критичної l_{cr}^{cr} .

Загальні положення розрахунку за довговічністю. За чинними нормами розрізняють дві групи граничних станів. Розрахунок за першою групою – це розрахунок за міцністю (несучою здатністю), за другою – за утворенням і розкриттям тріщин і за деформаціями. Довговічність необхідно розглядати як третій граничний стан. Він визначається тимчасовим відрізком, у межах якого в бетоні внаслідок теплових і корозійних процесів, а також механічних напружень сумарна характеристика структурних дефектів, що накопичилися у матриці та заповнювачах, досягає критичної величини, а залишкові фізико-механічні властивості відповідають умовам експлуатації. Найближче до довговічності поняття – ресурс. Термін «ресурс» означає період безпечної експлуатації або

здатність безпечної експлуатації протягом даного періоду. Граничний ресурс – це час експлуатації нового елемента конструкції, по закінченні якого він підлягає списанню або відновленню. Залишковий ресурс – розрахунковий час до повного руйнування. Існує також міжремонтний ресурс.

Для того, щоб розрахувати довговічність бетону, приймають такі основні припущення [1]:

1. Бетон розглядають як пружне квазіоднорідне двокомпонентне середовище, що складається із матриці – цементного каменю зі структурними елементами щебеню, піску та порожнеч: капілярів-тріщин і пор.

2. Порожнечі в матриці представлені субпідрядною п'ятирівневою системою (за формою і розмірами, кратними діаметру; чим більше кратне, тим вищий рівень). Порожнечі під зовнішніми впливами при досягненні критичних розмірів переходять із одного рівня у наступний за схемою: стабілізація розмірів – делокалізація накопичення – критична концентрація в одиничному об'ємі – перехід на наступний, вищий рівень.

3. Процес формування і руху тріщин розглядають як результат зовнішніх силових і несилових впливів; у вершині кожної тріщини свого рівня у канонічному об'ємі бетону виникають поля деформацій і напружень, що створюють схеми нормального відриву та зсуву.

4. У якості узагальненої константи властивості тріщиностійкості бетону, його опору утворенню, накопиченню в об'ємах і формуванню магістральних тріщин критичних величин прийнятий параметр $K_{IC}(\tau)$ як алгебраїчна сума критичних значень K_{ij} у всій системі всіх рівнів тріщин-порожнеч, що заповнюють канонічний об'єм до критичної концентрації.

5. Зовнішні температурні, вологісні та корозійні тривалі впливи створюють поля напружень у вершинах порожнеч-тріщин, оцінка яких враховується параметром D із застосуванням положень теорії старіння бетону

$$K_{IC}(\tau) = K_{IC}(\tau_0)D . \quad (2)$$

6. Процеси руйнування бетону тріщинами розглядають як узагальнений напружено-деформований стан у деякому канонічному об'ємі, що володіє фізичними особливостями,

притаманними композиту з пружними та реологічними властивостями.

Зі зміною зовнішніх умов, температури, вологості, тиску в дефектах структури, заповнених рідиною, паром, льодом, виникають зусилля, змінюються розміри та кількість дефектів, кількість і властивості структурних зв'язків, що впливає на рівень початкових властивостей, таких, як міцність чи модуль пружності та рівні їх вимірюваних границь.

Висновки. Оскільки бетону та залізобетону без тріщин не буває, то використання методів механіки руйнування при розрахунку конструкцій із цих матеріалів є повністю виправданим. Тому на зміну міцності, як основній нормованій характеристиці бетону, має прийти енергія, що витрачається на руйнування його структури, та її робочий параметр – критичний коефіцієнт інтенсивності напружень (КІН). Маючи дані про фізичний стан конструкції на момент часу t , дуже важливо на стадії експлуатації спрогнозувати залишковий термін служби та резерви несучої здатності існуючих конструктивних елементів будівель і споруд. А для проєктованих – забезпечити розрахункову довговічність.

К.А.Пирадов, К.А.Бисенов, К.У.Абдуллаев. Механика разрушения бетона и железобетона. – АЛМАТЫ: Изд.центр ВАК РК Минобразования и науки РК, 2000. – 305 с.

Лучко Й.Й., Чубріков В.М., Лазар В.Ф. Міцність, тріщиностійкість і довговічність бетонних та залізобетонних конструкцій на засадах механіки руйнування. – Львів: Каменяр, 1999. – 348 с.

Механіка руйнування та міцність матеріалів. Довідниковий посібник. Т.6. / Й.Й.Лучко, Г.Т.Сулим, В.І.Кирян. Механіка руйнування мостових конструкцій та методи прогнозування їх залишкової довговічності. – Львів: Каменяр, 2004. – 885 с.

Пирадов К.А. Теоретические и экспериментальные основы механики разрушения бетона и железобетона. – Тбилиси: Энергия, 1998. – 355 с.

Пирадов К.А., Пирадов А.Б., Иосебашвили Г.З., Какиани Л.А. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на основе методов механики разрушения. – Тбилиси: Мецниереба, 1999. – 250 с.

КОМП'ЮТЕРНІ ТЕХНОЛОГІЇ ПРОЕКТУВАННЯ ПРОСТОРОВИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

COMPUTER TECHNOLOGIES OF DESIGNING SPATIAL CONSTRUCTIONS OF BUILDINGS AND STRUCTURES

Самчук В.П., к.т.н., доц., Кислюк Д.Я., к.т.н., доц., Пасічник Р.В., к.т.н., доц., (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

V. Samchuk, Ph.D., assistant professor, D. Kysljuk Ph.D., assistant professor, R. Pasichnyk, Ph.D., assistant professor, (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Стаття присвячена опису розробленої авторами структури та елементів комплексу програм для проектування просторових конструкцій будівель і споруд. Застосування комп'ютерних технологій дозволяє автоматизувати процес проектування поверхонь покриття й організувати інтерактивний режим створення складних геометричних форм, які відповідають попередньо заданим вимогам. Розроблений комплекс програм дозволяє здійснювати геометричне моделювання й управління формою поверхні покриття, як на початковому етапі проектування, так і корегувати вже сформовані моделі.

The article describes the structure and elements of the complex software for designing spatial constructions of buildings and structures. The use of computer technology allows you to automate the process of designing the surfaces of roofs and organize an interactive mode of creating complex architectural forms that meet the pre-specified requirements. The developed complex programs enables geometric modeling and control of the surface shape of the roofs of buildings and structures at the initial design stage, and adjust the already formed model. The complex is based on MathCAD, it has a modular structure. This allows each module in the overall process of designing and changing the shape of a discrete set roof surfaces, and for solving specific problems of design and visualization of architectural objects.

Ключові слова: комп'ютерні технології, просторові конструкції, покриття, оболонки, геометричне моделювання.

Keywords: computer technologies, spatial structures, roofs, shell structures, geometric modeling.

У наш час достатньо переконливо доведена техніко-економічна ефективність застосування в будівництві просторових конструкцій. Чітко простежується тенденція прогресу у створенні й застосуванні збірних конструкцій з типових елементів. Вони знайшли широке застосування в цивільному, промисловому й сільськогосподарському будівництві.

Міжнародний досвід [1, 2] свідчить, що застосування просторових конструкцій складних геометричних форм забезпечує мінімальну витрату матеріалів, а в поєднанні із прогресивними методами виробництва дозволяє будувати ефективні споруди, що відповідають функціональним, естетичним та економічним вимогам.

Одним з напрямків, що забезпечують зниження матеріалоємності й вартості будівництва, є вдосконалення об'ємно-планувальних і конструктивних форм споруд. Геометрія споруди в цілому й окремих конструктивних елементів зумовлює її напружено-деформований стан і несучу здатність, вибір матеріалів, їх витрату й питому вагу в загальній вартості. Форма конструкцій, яка відповідає вимогам несучої здатності, визначає технологію виготовлення й монтажу, а, отже, і потребу в робочій силі, інструментах і їх частку в загальній вартості об'єкта.

Таким чином, розвиток методів геометричного моделювання збагачує сучасне будівництво новими формами та видами конструкцій, які намагаються поєднати в собі архітектурну та конструктивну досконалість.

Геометричне конструювання, використовуючи принципи комбінаторики стандартних елементів, серійності та технологічності, задовольняє вимоги індустріальності виробництва й можливості масового застосування розроблених конструкцій.

Під час вдосконалення існуючих і створенні нових конструктивних форм, як правило, розрізняють два підходи: перший ґрунтується на творчій фантазії проєктанта; другий передбачає використання математичного апарата, що дозволяє проєктувати множини необхідних форм.

Пошук варіантів, що задовольняють вимоги до конструкцій,

при першому підході здійснюється за рахунок ескізування або макетування, що потребує значних витрат часу та не завжди призводить до оптимального результату.

Другий, математичний підхід, на основі використання комп'ютерних технологій дозволяє дуже швидко отримати параметри бажаної конструктивної форми, відокремити варіанти, які відповідають поставленим вимогам, представити їх у вигляді масиву координат дискретних вузлів, за яким можна візуалізувати модель просторової конструкції покриття та в подальшому провести необхідні її дослідження.

Результатом геометричного моделювання певного об'єкта є математична модель, яка описує форму конструкції. Вона дозволяє графічно представити об'єкт, отримати його геометричні та масо-інерційні характеристики, виконати дослідження багатьох фізичних властивостей об'єкта шляхом постановки чисельних експериментів та підготувати виробництво для його виготовлення, зокрема визначити технологію збирання проєктованого об'єкта у випадку конструювання паркетованої поверхні.

Використовуючи геометричну модель, можна поставити чисельний експеримент з визначення напружено-деформованого стану, частот і форм власних коливань, стійкості елементів конструкції, теплових, оптичних та інших властивостей конструкції. Для цього потрібно доповнити її фізичними властивостями, змоделювати зовнішні умови роботи й, використовуючи фізичні закони, виконати відповідні розрахунки.

За математичною моделлю можна визначити траєкторію різального інструменту механічної обробки штампів для виготовлення конструкції. Але для того, щоб виготовити об'єкт, крім геометричної інформації, потрібні дані про технологічний процес, виробниче обладнання, тощо. При обраній технології виготовлення аналітична модель дозволяє спроектувати оснащення й виконати підготовку виробництва, а також перевірити саму можливість створення конструкції даним способом і її якість. Крім того, можлива графічна імітація виготовлення [3].

Процес моделювання й управління формою дискретних сіток, які представляють серединні поверхні оболонок покриття, вимагає проведення великої кількості повторюваних обчислень, тому реалізація алгоритмів здійснюється з використанням ЕОМ.

За результатами проведених досліджень [4] розроблено комплекс програм, який в інтерактивному режимі реалізує алгоритми побудови й управління геометрією складних поверхонь покриття, як на етапі формоутворення, так і корегування вже сформованих моделей.

Комплекс, створений на базі середовища MathCAD, має модульну структуру, що дозволяє використовувати його, як в загальному процесі моделювання та управління формою дискретно представлених поверхонь покриття, так і для розв'язання окремих локальних задач формоутворення та візуалізації моделей конструкцій.

Особливістю задач архітектурно-будівельного проектування є необхідність у процесі розв'язку забезпечити можливість оперативного та наочного представлення даних з метою оцінки отриманих результатів формоутворення. Врахування цієї вимоги визначило структуру пакету програм і набір задіяних систем автоматизованого проектування.

Схема послідовності автоматизованого проектування дискретних моделей кривих ліній, як елементів каркасу поверхні покриття, представлена на рис 1. Вона включає: задання вихідних умов моделювання; вибір системи координат, у якій здійснюється формування конструкції; параметрична оцінка можливості розв'язання поставленої задачі; вибір алгоритму врахування вихідних вимог. Далі проводиться розрахунок координат вузлів кривої. На виході отримуємо дискретну модель із забезпеченням заданих вихідних умов моделювання. На останньому етапі здійснюється експорт розрахованої геометричної моделі до графічної САПР AutoCAD чи ArchiCAD для подальшої роботи з моделлю.

Схема послідовності автоматизованого формування дискретних моделей поверхонь представлена на рис 2. Вона складається з: задання вихідних умов моделювання; побудови опорних кривих поверхні; вибору системи координат, у якій здійснюється формування конструкції; параметричної оцінки можливості розв'язання поставленої задачі; вибору алгоритму врахування вихідних вимог. Після розрахунку отримуємо дискретну модель поверхні покриття із забезпеченням заданих умов моделювання. На останньому етапі здійснюється аналіз напружено-деформованого стану конструкції та експорт розрахованої геометричної моделі

поверхні до графічних САПР для подальшої обробки її спеціалізованими інструментами.

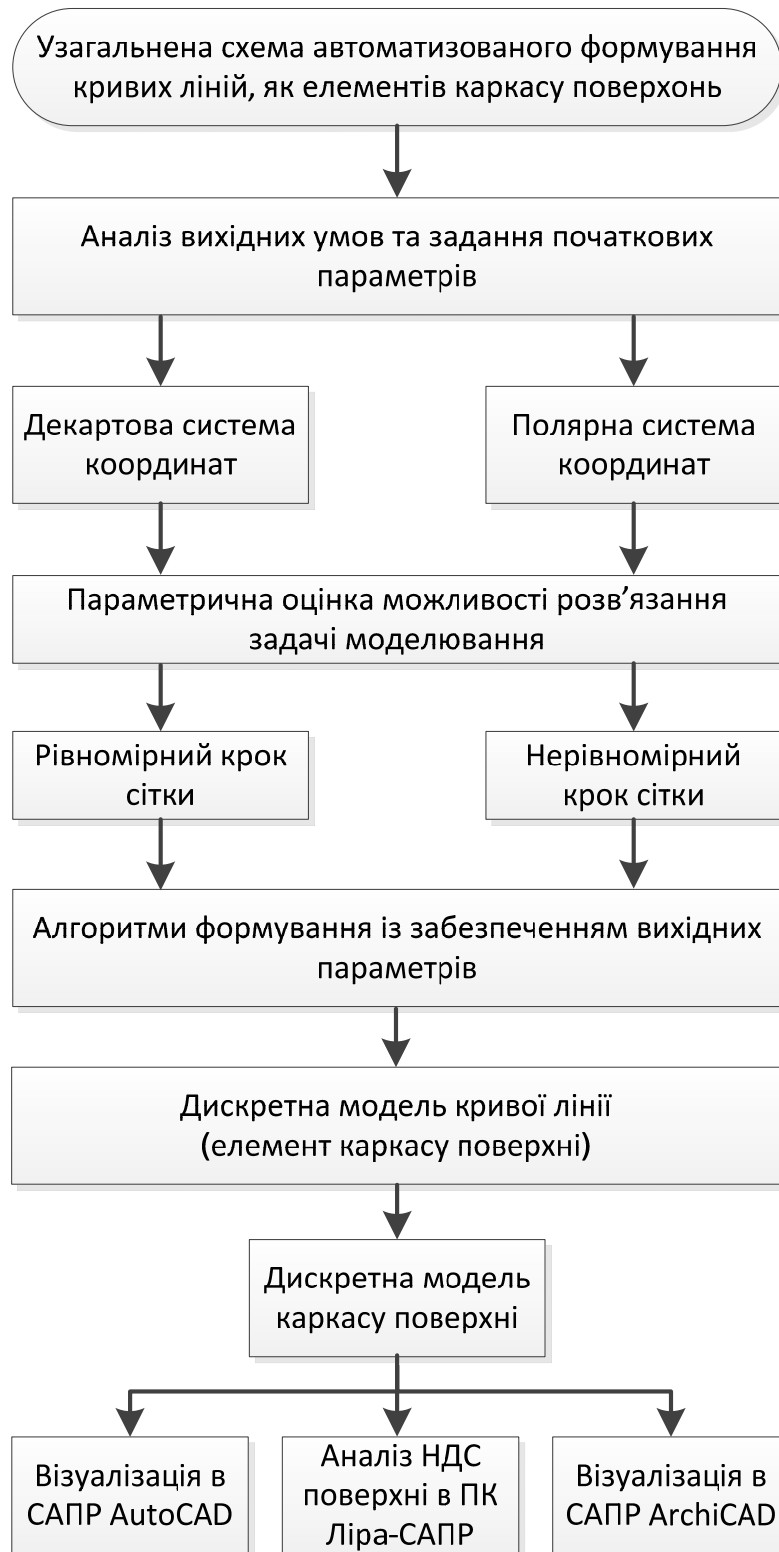


Рис. 1. Схема автоматизованого формування дискретних кривих ліній як елементів каркасу моделей поверхонь покриття

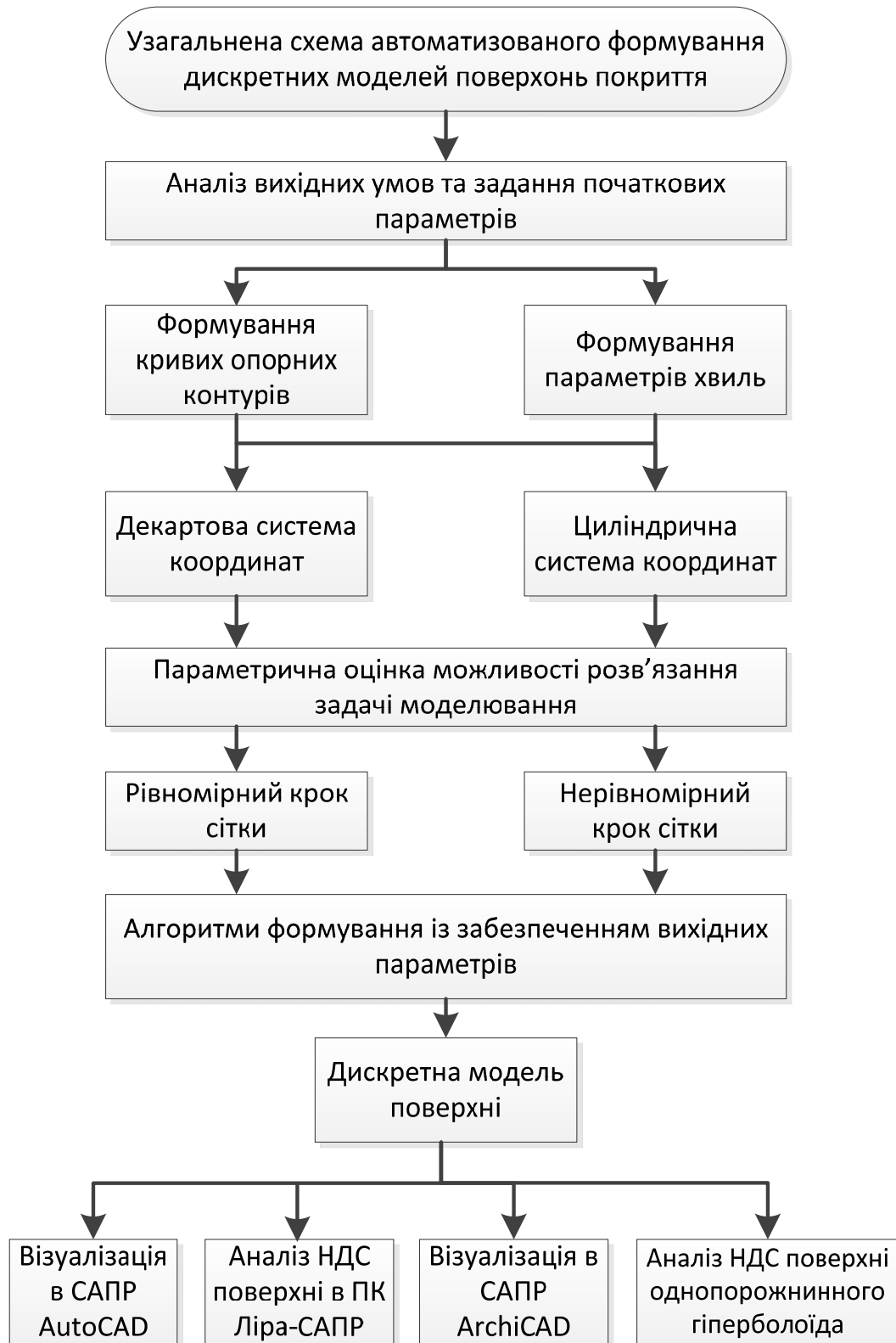


Рис. 2. Схема автоматизованого формування дискретних моделей поверхонь покриття

Для повноцінної роботи з моделлю конструкції потрібно імпортувати координати її вузлів, які представляють серединну поверхню оболонки, до САПР AutoCAD або ArchiCAD. Під час фотореалістичної візуалізації граням моделі можна надати необхідний колір, прозорість, фактуру, використовувати освітлення з різноманітними параметрами, тощо.

Були розроблені функція та бібліотечний елемент, за допомогою яких отримані координати дискретних моделей поверхонь покриття та кривих ліній експортуються до графічних САПР AutoCAD (рис. 3, 4) та ArchiCAD (рис. 5) для подальшого аналізу та використання їх при розробці технічної документації та візуалізації проекту.

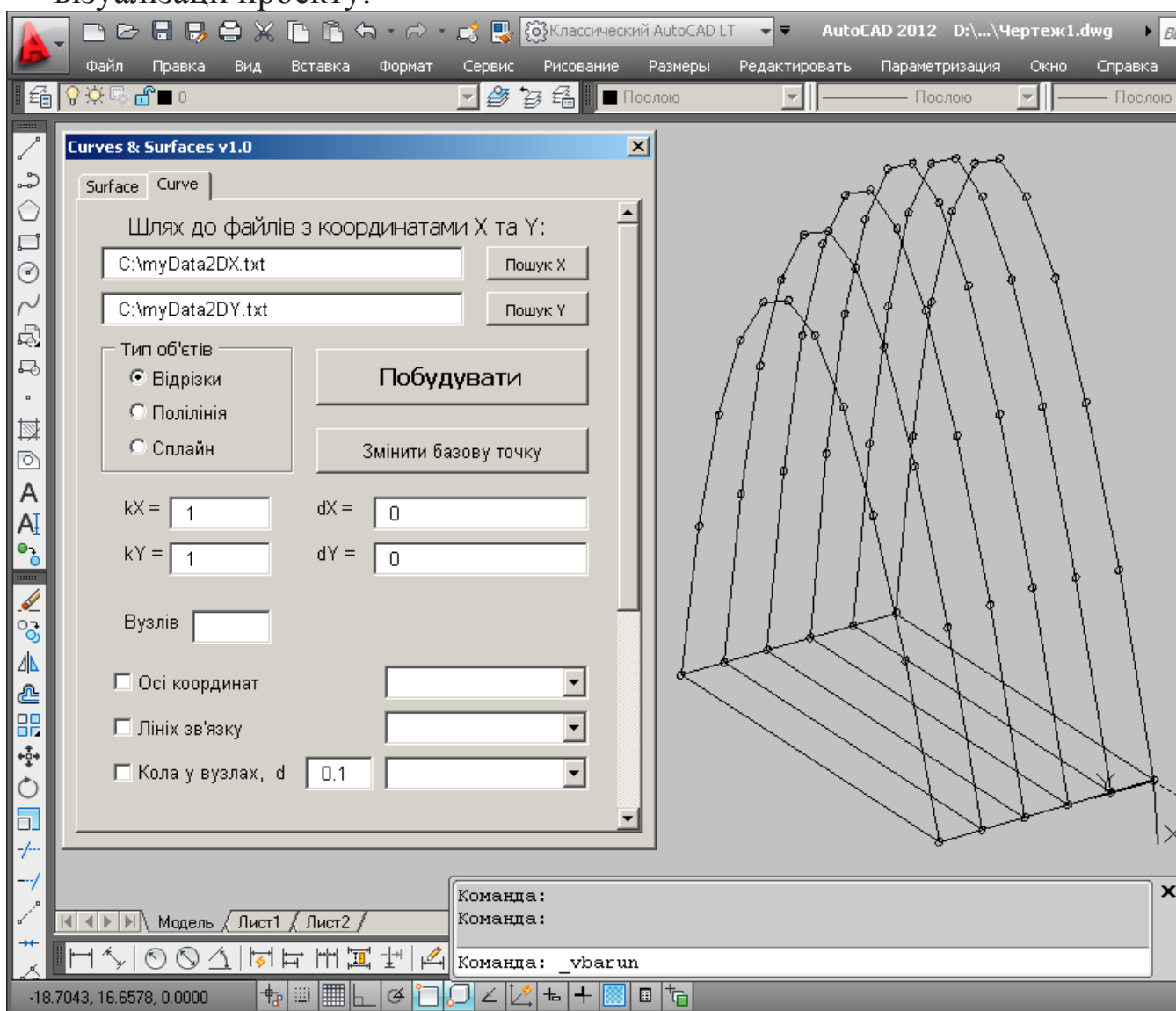


Рис. 3. Діалогове вікно функції імпорту до САПР AutoCAD 2D-елементів каркасу дискретно представлених поверхонь покриття

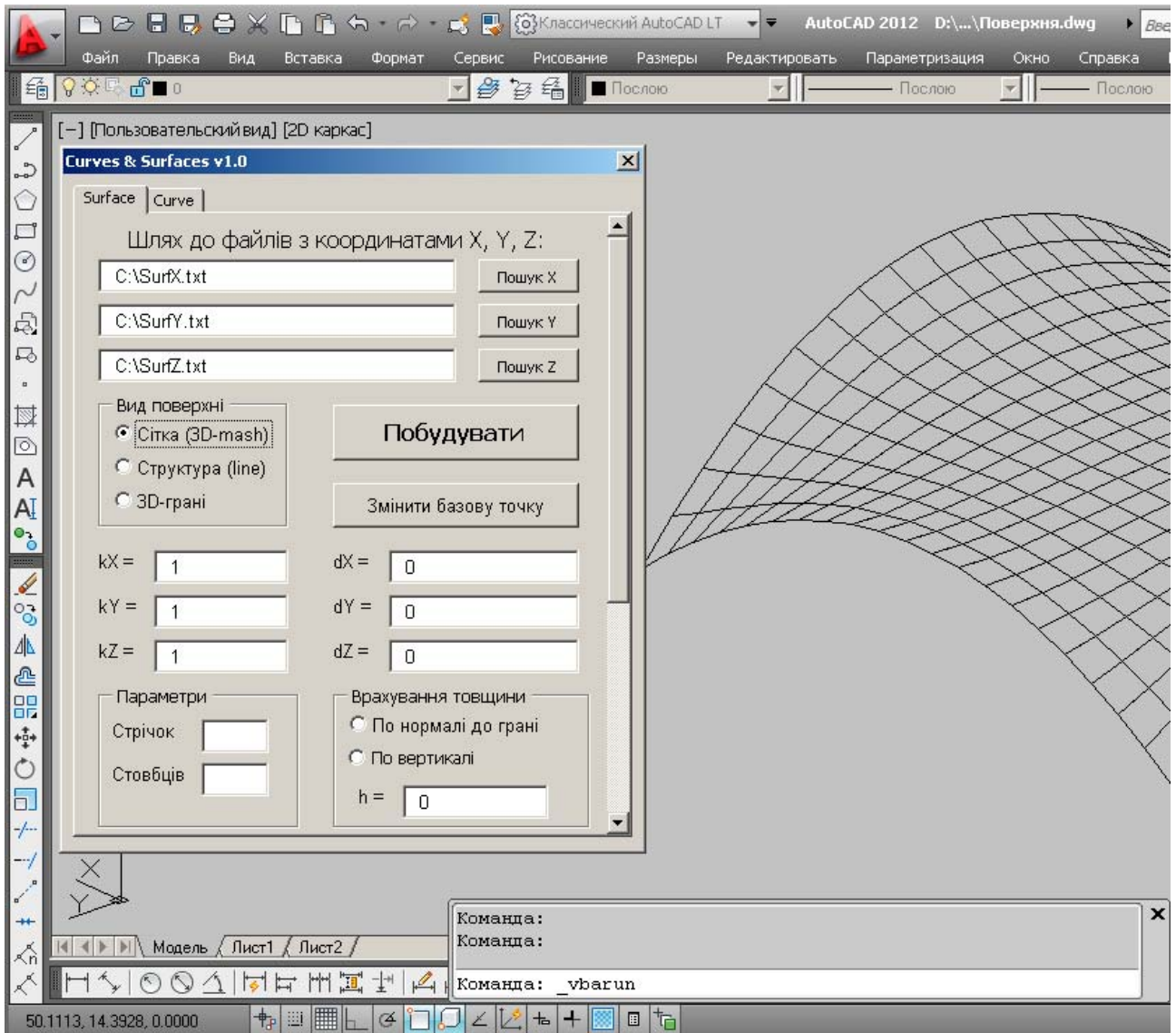


Рис. 4. Діалогове вікно функції імпорту до САПР AutoCAD дискретно представлених поверхонь покриття

Розроблено програму для обчислення деформацій та дослідження стійкості оболонок обертання з від'ємною гаусовою кривиною типу однопорожнинного гіперболоїда [5]. Модуль "Розрахунок оболонок" (рис. 6) написано у середовищі "Delphi" з використанням сучасних об'єктно-орієнтованих технологій програмування, і дозволяє визначати вказані параметри, як для вибраної користувачем області, так і для замкнутої оболонки при різноманітних навантаженнях та умовах закріплення. Особливістю даної програми є реалізація алгоритму автоматичного формування системи лінійних рівнянь залежно від кількості вузлів сітки, величини, виду й характеру зовнішніх навантажень на поверхню, а також застосування методу розв'язку диференціальних рівнянь за допомогою скінченних різниць у криволінійній системі координат.

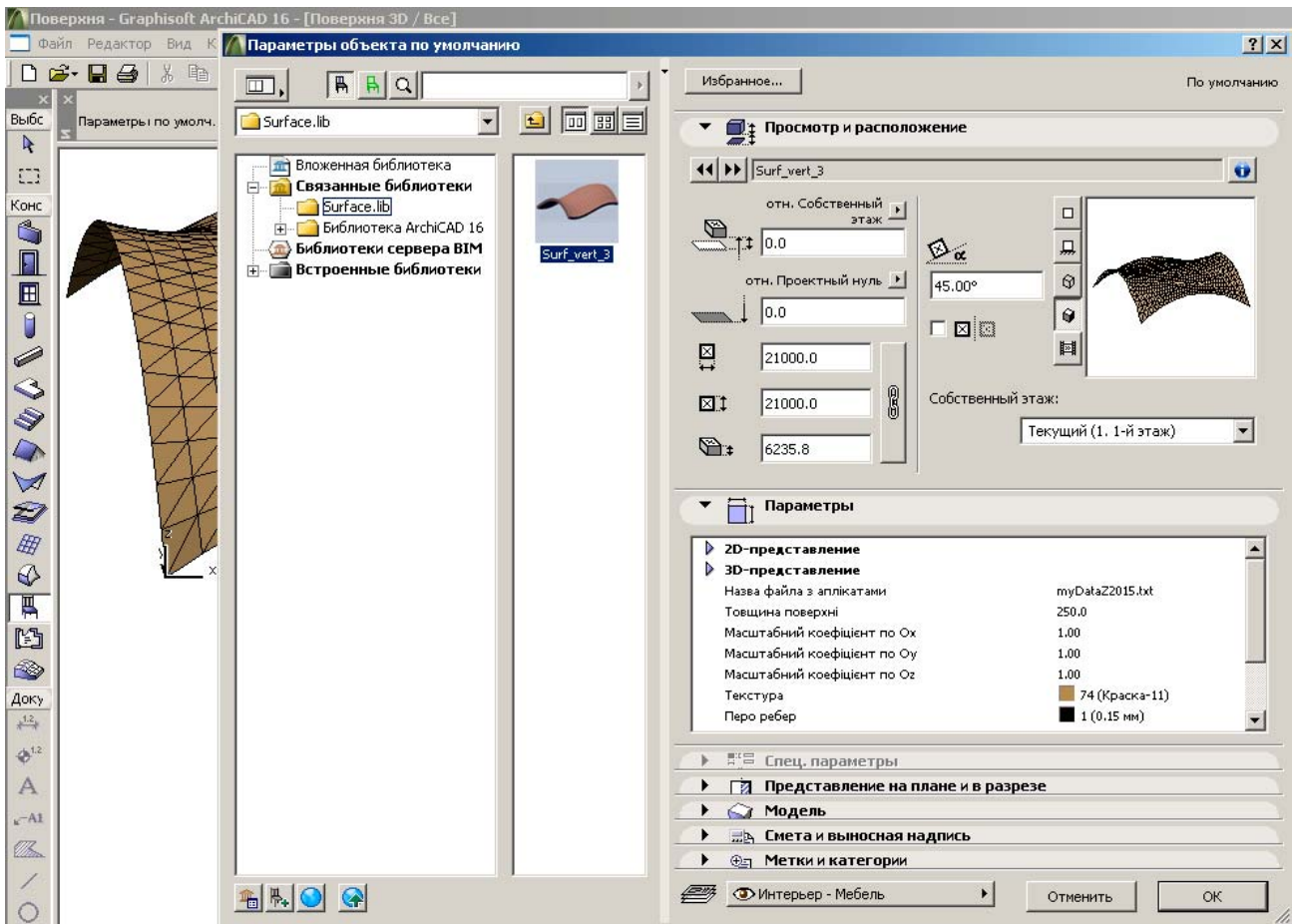


Рис. 5. Діалогове вікно бібліотечного елемента для побудови в САПР ArchiCAD дискретно представлених поверхонь покриття

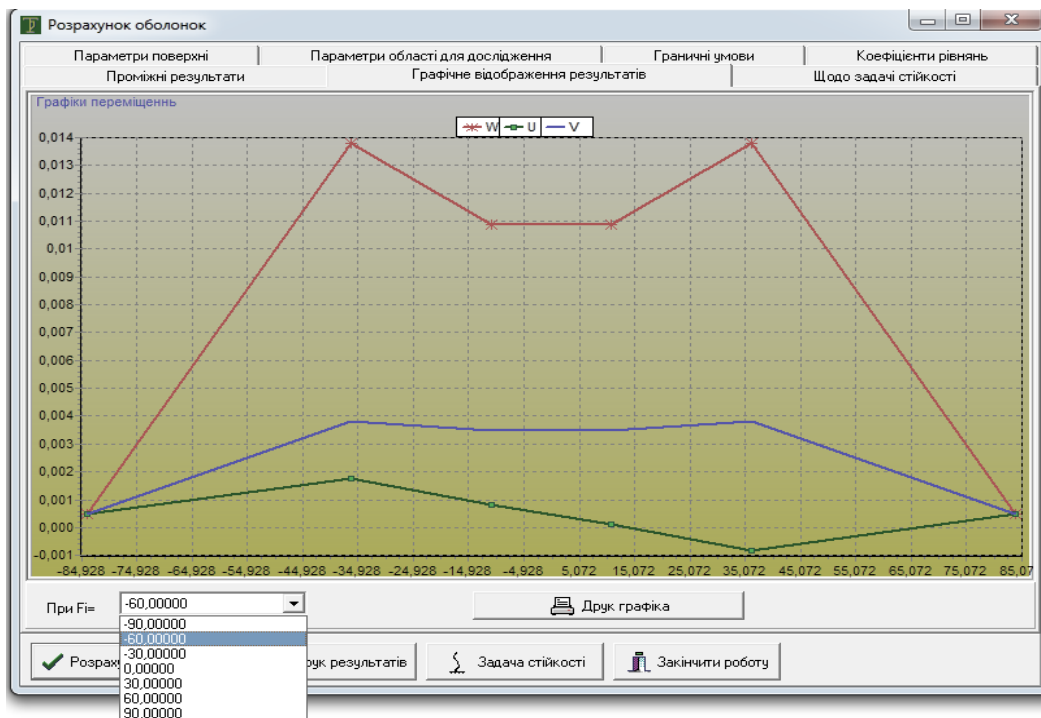


Рис. 6. Графічне відображення результатів розрахунку поверхонь форми однопорожнинного гіперболоїда

Висновок. У роботі представлено опис розробленої авторами структури й елементів комплексу програм для проектування просторових конструкцій будівель і споруд. Застосування комп'ютерних технологій дозволяє автоматизувати процес створення поверхонь покриття й організувати інтерактивний режим побудови складних геометричних форм, які відповідають попередньо заданим вимогам. Розроблений комплекс програм дозволяє здійснювати геометричне моделювання й управління формою поверхонь покриття, як на початковому етапі проектування, так і корегувати вже сформовані моделі.

Модуль "Розрахунок оболонок" дозволяє обчислювати деформації та досліджувати стійкість оболонок обертання з від'ємною гаусовою кривиною типу однопорожнинного гіперболоїда при різноманітних навантаженнях як для вибраної користувачем окремої локальної області, так і замкнутої поверхні вцілому.

1. Pottman H. Architectural Geometry / H. Pottman, A. Asperl, M. Hofer, A. Kilian // – Bentley Institute Press; 1st edition, 2007, - 744 p.

2. Blackwell W. Geometry in Architecture. / W. Blackwell // – New York: Ed. John Wiley, 1984.

3. Струтинський В.Б. Математичне моделювання процесів та систем механіки / В.Б. Струтинський // Підручник. – Житомир: ЖІТІ. 2001 – 612 с.

4. Самчук В. П. Дискретне моделювання хвилястих поверхонь покриття: дис. ... кандидата тех. наук : 05.01.01 / Самчук Володимир Петрович. – Луцьк., 2012. – 206 с.

5. Пасічник Р.В. Застосування методу криволінійних сіток для розрахунку ротонди на стійкість в залежності від жорсткості з'єднувальних елементів / Р. Пасічник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне, 2009 – Вип. 19. – С. 283 – 290.

БІТУМНА ЧЕРЕПИЦЯ: АНАЛІЗ ПОПИТУ В УКРАЇНІ ТА ПЕРЕВАГ ВИКОРИСТАННЯ

FLEXIBLE TILES: ANALYSIS OF THE DEMAND IN UKRAINE AND THE ADVANTAGES OF USING

Самчук В.П., к.т.н., доц. Нікітюк Ю.В., бакалавр будівництва, (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

V. Samchuk, Ph.D., assistant professor Y. Nikityuk, Bachelor of construction (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У статті розглядається м'яка покрівля або бітумна гнучка черепиця, як один з найбільш використовуваних і популярних покрівельних матеріалів в Україні. Досліджено переваги її використання та показники росту попиту серед споживачів.

In this paper, we consider soft or bituminous roof shingles, as one of the most common and popular roofing materials in Ukraine. Explore the benefits of its use. Compare the performance of growth in demand among consumers. Tile bituminous good alternative to the more expensive roofing materials. It is a worthy competitor, and a market leader in roof coverings. The main advantages of using bitumen shingles is a handsome appearance, resistance to the external environment, low weight, high insulating properties.

Ключові слова: бітумна черепиця, покрівля, м'яка покрівля.

Keywords: tile bituminous, roof, soft roof.

Через зростання темпів будівництва в Україні виникає потреба у постійному збільшенні виробництва покрівельних матеріалів. Це, у свою чергу, призводить до щорічного розширення номенклатури виробів, поповнюючи її новими більш технологічними матеріалами. Підвищуються і вимоги до покрівельних матеріалів, а саме: надійність, легкість монтажу, простота експлуатації, висока стійкість до атмосферних опадів, екологічність, і головне – довговічність.

Сучасні тенденції житлового будівництва зумовлюють

використання архітекторами у проектах складних покрівельних конструкції. Складні форми покрівлі, з великою кількістю башт, розжолобків і ребер користуються популярністю в забудовників. Реалізувати такі проекти неможливо без використання прогресивних покрівельних матеріалів, зокрема гнучкої бітумної черепиці.

Одним з найбільш поширених покрівельних матеріалів у світі є бітумна черепиця. Вона була винайдена в США більше 100 років тому [1]. Її застосування в Європі розпочалось з 1960 року. Обсяги виробництва такої черепиці у світі сьогодні становлять більше 10 мільярдів квадратних метрів на рік. У США і Канаді 90% скатних дахів накрито м'якою покрівлею.

Гнучка черепиця – відносно молодий матеріал на українському ринку (з'явилась близько 10 років тому) [2]. Спочатку вона позиціонувалась як заміна шиферу, металочерепиці, керамічної або натуральної черепиці, ондуліну, цементно-піщаної черепиці, тощо. Проте дещо пізніше стало зрозуміло, що бітумна черепиця не лише хороша альтернатива більш дорогим матеріалам, а й їх гідний конкурент та певною мірою лідер серед покрівельних матеріалів.

За результатами досліджень [3] найвищий попит на гнучку черепицю був у 2007 – 2009 роках. У цей період вона користувалась найбільшою популярністю серед покрівельних матеріалів в українських покупців (табл. 1). У 2009 році, у зв'язку з фінансовою кризою, темпи зростання знизились на 20% порівняно з 2008. Проте з поліпшенням економічної ситуації в країні, попит на бітумну черепицю зріс, і зараз вона є одним з серйозних конкурентів на ринку покрівельних будівельних матеріалів.

Таблиця 1

Порівняльні показники найвищого попиту на гнучку черепицю

Роки	Ємність ринку гнучкої черепиці, млн. кв. м.	Темпи зростання порівняно з минулим роком, %.
2006	1,76	Зростання 50 %
2007	2,93	Зростання 40 %
2008	3,66	Зростання 20 %
2009	3	Спад 20 %

За оцінкою ринкової ситуації Сергія Доронкіна, директора з маркетингу Балакійського шиферного комбінату, у 2007 році в загальній структурі вітчизняного ринку матеріалів для скатних дахів частка бітумної черепиці склала 4 %, бітумних хвилястих матеріалів –

6 %, що значно програє асбестоцементному шиферу (74 % на той час) і металочерепиці (13 %). На сьогодні обсяги реалізації цієї продукції збільшились на 60-70 %. Олексій Клецьов, регіональний представник заводів "Шинглас" та "Люксард" корпорації "ТехноНІКОЛЬ" на території України та Молдови, зростання споживчого попиту на бітумну черепицю пояснює збільшенням обсягів котеджного та індивідуального будівництва [4].

На українському ринку 84,4 % займає продукція закордонного виробництва, 15,6 % припадає на вітчизняний покрівельний матеріал. Найбільшими закордонними виробниками бітумної черепиці, продукція яких представлена на українському ринку [4] (рис. 1) є: Kateral (Фінляндія) – 24 %, "Технікополь" (Росія) – 22 %, Tegola (Італія) – 13 %, Karebit (Фінляндія) – 10 %, Іко (Бельгія) – 9 %, Icoral (Польща) – 6 %, GAF, Certainteed (США). Українські виробники – "Славутицький руберойдовий завод" або "СПОЛГонт" (Хмельницька обл.), завод "Акваізол" та "Стройінвест" (м. Харків).

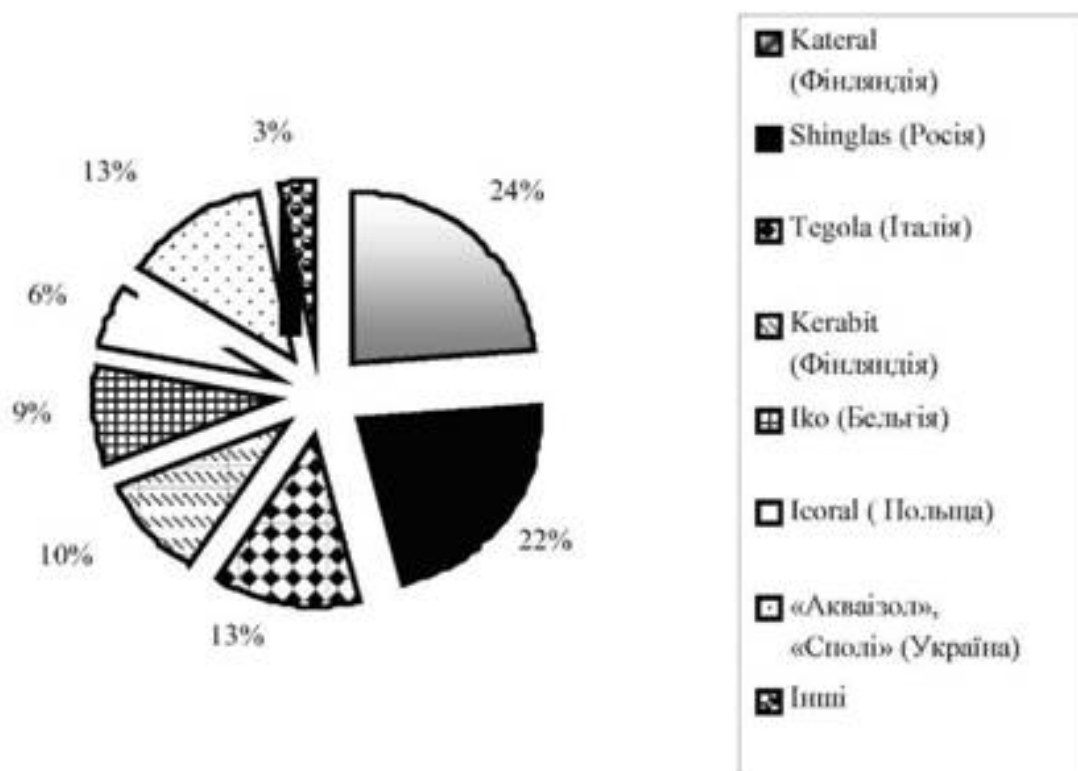
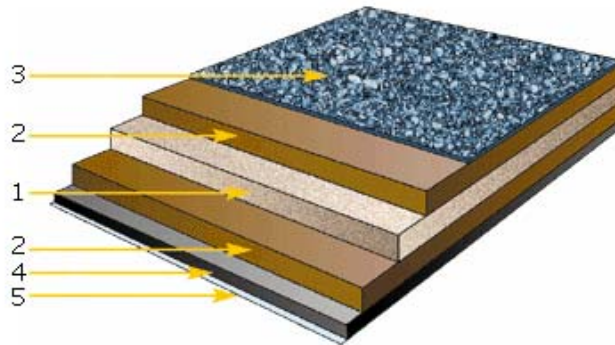


Рис. 1. Бітумна черепиця на українському ринку

Гнучка черепиця – це покрівельний матеріал полімерно-бітумного складу з армуючою основою зі скловолокна (рис. 2). Під терміном "м'яка покрівля" мається на увазі сімейство різних за складом і призначенням покрівельних матеріалів. Пелюстка бітумної черепиці складається з декількох шарів. В основі лежить склолист, який

просочений з двох сторін бітумом. Склолист забезпечує форму й надійність матеріалу, а бітум – його герметичність, довговічність та еластичність. В окисленого бітуму вища стійкість до впливу ультрафіолетового випромінювання, відповідно і триваліший термін служби; у модифікованого – вища теплостійкість та гнучкість, що розширює його географію використання і знижує температурний режим, при якому може проводитись монтаж. Поверхню покривають базальтовим гранулятом або мінеральною крихтою різного забарвлення, а нижню поверхню обробляють морозостійкою самоклеючою бітумно-полімерною масою. На нижню поверхню накладають силіконізовану плівку, яка легко знімається. Резино-бітум на нижньому шарі дозволяє всім пелюсткам черепиці склеїтися в єдине ціле під впливом сонячного світла. Це створює хороший водонепроникний захист даху.



1. Армирующая основа (Стекловолокно)

- основа черепицы
- увеличивает прочность на разрыв
- придает механическую прочность

2. Резинобитум

(СБС модифицированный битум)

- служит защитным слоем гидроизоляции
- придает черепице гибкость и эластичность
- улучшает показатели теплостойкости и морозостойкости

3. Минеральная посыпка

- защищает от механического износа и УФ-лучей
- за счет разных цветов легко вписываются в любой ландшафт
- улучшает показатели пожаробезопасности
- делает кровлю менее скользкой, что важно для безопасности кровельных работ

4. Самоклеящийся слой

- обеспечивает приклеивание гонтов к обрешетке и их склеивание между собой, благодаря эластичной битумной массе, обеспечивает стопроцентную гидроизоляцию.

5. Снимающаяся силиконовая плёнка

Рис. 2. Склад бітумної черепиці

У середині листопада 2011 року на будівельному порталі "Ваш Дім" проводилось опитування на тему: "Покрівельні матеріали: думка споживачів". Метою даного дослідження було визначення споживчих переваг серед покрівельних матеріалів для скатних дахів, а також оцінка ключових переваг гнучкої черепиці будівельними компаніями і приватними особами. Серед відповідей на запитання: "Якому

покрівельному матеріалі ви віддали б перевагу, якби будували будинок?" – лідерство належить гнучкій черепиці (понад 32 % опитаних); бажаними матеріалами також є єврошифер – 18 % і натуральна черепиця – 14 % [4].

Застосування гнучкої черепиці зростає з кожним роком [5]. Даний покрівельний матеріал набирає популярності завдяки ряду споживчих характеристик. Слід зазначити, що переваги бітумної черепиці оцінили, як будівельні компанії, так і кінцеві споживачі – власники малоповерхових будинків. За результатами опитування будівельних компаній найбільш вигідними характеристиками бітумної черепиці є простота монтажу (90 %) та її мала вага (75 %). Логістичні переваги, рівень цін і надійність поставок також є вагомими чинниками при виборі гнучкої черепиці серед всього асортименту покрівельних матеріалів і при укладанні партнерських угод при закупівлі. 85 % приватних домовласників у якості ключової вигоди використання гнучкої черепиці визначили насамперед її естетичні переваги – зовнішній вигляд, різноманітність форм і кольору. Важливими характеристиками вважаються простота монтажу (72 %), зручність доставки (52 %) і тривалий термін експлуатації (51 %).

Отже, можна виділити такі переваги використання бітумної черепиці [6, 7]:

- гарний зовнішній вигляд – розмаїття форм і забарвлення дозволяє підібрати м'яку покрівлю навіть людям з найвибагливішим смаком;

- стійкість до впливу навколишнього середовища – не піддається гниттю та корозії, не вигоряє на сонці, чинить опір біологічним впливам (появі цвілі, грибків, лишайників, комах), стійка до хімічного впливу та ультрафіолетового випромінювання;

- мала вага не вимагає підсилення конструкцій даху;

- гнучкість та герметичність стиків – дозволяє здійснювати монтажні роботи на дахах з деформаціями та на поверхнях неправильної геометричної форми (укладається на звичайну скатну, сферичну, вальмову, багаторівневу покрівлю);

- широкий діапазон використання – відмінно експлуатується в різних температурних режимах (від -55 до 120 °C), стійка до перепаду температур;

- високі гідроізоляційні властивості – не вбирає вологу і не пропускає воду;

- тепло- і звукоізоляція – не шумить під час граду та дощу;

забезпечує додатковий захист від спеки та холоду;

– матеріал діелектрик – знижує ймовірність попадання блискавки в будинок;

– не вимагає установки снігозатримувачів та не руйнується під дією сильних поривів вітру;

– великий термін служби – виробники дають гарантію на 25 років, матеріал не втрачає початкового вигляду навіть після кількох років експлуатації;

– екологічність – розкладання бітумної черепиці триває від 100 до 300 років;

– зручність у транспортуванні – компактний матеріал (невеликі розміри та вага), що не потребує спеціальної техніки при перевезенні;

– ремонтпридатність – усі листи гнучкої черепиці є взаємозамінними;

– швидкий і простий монтаж – не вимагає спеціальних знань і особливого інструменту (за даними фірми "Діана" 20-30 % покупців укладають бітумну черепицю самостійно), передбачає мінімальну кількість відходів.

Висновок. Серед великого вибору будівельних покрівельних матеріалів, завдяки ряду значних переваг, провідну роль відіграє бітумна черепиця. На українському ринку цей матеріал відомий споживачам під різними назвами: гнучка черепиця, гонт, шинглас, покрівельна плитка, м'яка черепиця тощо. Широкий асортимент моделей, колірних та фактурних рішень дозволяє кожному забудовнику вибрати покрівельний матеріал відповідно до дизайнерського рішення, архітектурного проекту, навколишнього ландшафту і власного вподобання.

1. <http://innovationwh.com.ua/uk/pokrvlya/bitumnaya-cherepicza2>

2. <http://rooffaq.com/ua/news/detail.php?ID=520>

3. <http://84m2.com/oglyad-rinku-pokrivelnix-materialiv.html>

4. <http://www.avista.ua/pages.asp?id=610%200>

5. Ринок і ресурси споживчих товарів. Офіленко Н.О., Кайнаш А.П., Калашник О.В., Мороз С.Е./ Навчальний посібник - К.: Центр учбової літератури, 2011. - 184 с.

6. http://www.krovla.ternopil.ua/osobliv__dakhi_b_tumna_cherepitsya__vib_r_nomer_odin.html

7. <http://gidremontu.com.ua/metalocherepitsya-abo-gnuchka-cherepitsya-porivnyal-ni-vlastivosti.html>

УДК 666.972.16

**ВИГОТОВЛЕННЯ БРУКІВКИ МЕТОДОМ
ВІБРОПРЕСУВАННЯ З ВИКОРИСТАННЯМ ЩЕБІНЮ З
ВТОРИННОГО БЕТОНУ В ЯКОСТІ КРУПНОГО
ЗАПОВНЮВАЧА**

**MAKING OF ROADWAY BY VIBROPRESSING METHOD
WITH THE USE OF MACADAM FROM A SECONDARY
CONCRETE AS LARGE FILLER**

Смаль М.В., к.т.н., доцент, Дзюбинська О.В., асистент (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Smal M.V., Ph.D., associate Professor, Dzubynska O.V., assistant (Lutsk National Technical University, Lutsk)

В статті охарактеризовано переваги використання бруківки в якості тротуарного та дорожнього покриття. Проаналізовано процес виготовлення бруківки методом вібропресування напівсухої бетонної суміші.

Ключові слова: бруківка, вібропресування, щебінь з вторинного бетону.

Keywords: roadway, vibropressing, macadam from a secondary concrete.

In the article advantages of the use of roadway are described as sidewalk and travelling coverage. The process of making of roadway is analysed by a vibropressing method that envisages the compression of half-dry concrete mixture. For this purpose concrete mixture in the special press-form yields to influence of vibrating force from below or from one side at simultaneous pressure from above. Concrete mixture that is used for making of roadway has subzero correlation of water and cement, that optimizes the expense of cement and provides high durability and frost-resistance of wares, keeps the coloured saturation on all tenure of employment (25 more than), and subzero absorption of water, and subzero capacity for elimination determine longevity of vibropressed finish goods. Actual in our time is making of roadway with the use of secondary concrete in quality of large filler. It is related to the

increase of deficit of natural fillers, increase of their cost and necessity of guard surrounding.

Бруківка виникла багато століть тому. Спочатку вона була кам'яна, пізніше – бетонна. В Стародавньому Римі бруківку широко використовували при оформленні стежин і доріжок у парках та садах. Сьогодні поряд із бетонними плитами широко застосовують фігурні елементи мощення для облаштування покриття тротуарів, площ пішохідного руху, садово-паркових і пішохідних доріжок, прогулянкових алей у парках, ботанічних садах, скверах і бульварах.

Основні сфери застосування бруківки:

– автомобільні дороги загального призначення, промислові дороги;

– вулиці житлових масивів;

– пішохідні зони, міські площі;

– смуги для легкового автомобільного транспорту;

– майданчики заправних станцій;

– території для відпочинку;

– промислові території;

– перони, міські площі;

– в'їзди, поверхні дворів, місця стоянки легкового автотранспорту;

– укріплення берегів та схилів.

Для оформлення замських ділянок, паркових доріжок, паркінгів чи просто тротуарів можна вибрати різні варіанти: можна залити поверхню бетоном, укласти асфальт чи зупинитись на виборі бруківки. Останній варіант має багато переваг в порівнянні з іншими, а саме:

1. Естетичність. Великий асортимент форм і кольорів бруківки дозволяє зробити будь-яку ділянку дороги чи тротуару справжнім витвором мистецтва та втілити в життя навіть найскладніший дизайнерський задум. З часом колір бруківки не змінюється, а отже естетичний ефект залишиться таким самим.

2. Довговічність. Якісно виготовлена бруківка прослужить не менше 25 років. При цьому максимальне стирання лицевого шару бруківки - не більше, ніж $0,7 \text{ г/см}^2$.

3. Температурна стійкість. При охолодженні, поверхня, вимощена бруківкою, не утворює тріщин, тому що проміжки між плитками відіграють роль теплових компенсаторів. Розмір плиток обраний таким чином, щоб вона на морозі не руйнувалася. Морозостійкість бруківки - до 200 циклів.

4. Стійкість до хімічних сполук. Бруківка максимально стійка до активних хімічних речовин - солей, інших хімічних сполук, які завдають значних пошкоджень асфальту та іншим видам дорожнього покриття.

5. Стійкість до фізичних навантажень. Різні фізичні та механічні чинники не становлять серйозної загрози для бруківки. Міцність не нижча 450 кг/см^2 . Тому саме її варто використовувати для укладки на об'єктах, які будуть піддаватись значним механічним навантаженням з нестійким температурним режимом.

6. Зручність у використанні. На бруківці, на відміну від покритих асфальтом доріжок, не залишається калюж. Їх немає по причині того, що лишня вода протікає у щілини між плитками, не залишаючись на поверхні, що також запобігає руйнуванню. Все, що потрібно - це точне виконання всіх технологічних вимог під час укладання. Крім того, бруківку легко чистити і підтримувати в хорошому стані. У випадку необхідності проведення ремонту газових чи водяних труб, або встановлення комунікацій, що розміщуються в землі, не виникає жодних проблем. Бруківку можна акуратно зняти, не пошкоджуючи її, а після завершення потрібних ремонтних робіт викласти на попереднє місце. Це надає суттєву перевагу над використанням інших матеріалів.

7. Простота укладання. Для того, щоб вимостити доріжку бруківкою, немає необхідності використовувати велику будівельну техніку. Плитки укладаються за допомогою спеціальної невеликої машини, або ж просто вручну. Затрати часу для вимощення ділянки – невеликі, особливо, якщо говорити про малі розміри ділянок. Це все знижує собівартість використання бруківки, що робить її економічно вигідною.

8. Екологічність. В сучасних умовах екологічність продукту – річ важлива. У цьому асфальт також програє бруківці. У спекотну погоду можна побачити, як при високій температурі «плавиться» асфальт. При цьому, в повітря виділяються шкідливі канцерогенні речовини, що погано впливають на здоров'я людини. Бруківка ж такого впливу не здійснює. Звісно, назвати її екологічно чистим

продуктом не можна, але її використання є менш загрозливим і шкідливим, ніж використання асфальту.

Є дві основні технології виготовлення бруківки: лиття та вібропресування. Є багато технологічних процесів, які використовують заводи з виробництва бруківки, проте методів виготовлення на сьогоднішній момент є лише два. Метод вібропресування є більш перспективним, тому детальніше зупинимося на ньому.

Процес вібропресування передбачає ущільнення напівсухої бетонної суміші. Для цього бетонна суміш у спеціальній прес-формі піддається впливу віброуючої сили знизу або збоку при одночасному тиску зверху. Бетонна суміш, яка використовується для виготовлення бруківки, має низьке водоцементне співвідношення, яке оптимізує витрату цементу та забезпечує високу міцність і морозостійкість виробів, зберігає кольорову насиченість на весь термін служби (більше 25 років), а низьке водопоглинання, і низька здатність до стирання визначають довговічність готових вібропресованих виробів.

В основі цієї технології лежить процес вібропресування напівсухого бетону, при цьому обов'язково навантажують формуючий пуансон.

Технологічний процес вібропресування ділиться на три етапи:

1. Приготування бетонної суміші.
2. Формування.
3. Сушіння виробів.

Технологічний процес виготовлення бруківки починається із ретельного очищення та пересівання щебеню і піску (рис.1)

Підготовлену сировину подають до бетонного вузла (рис.2), де перемішують з іншими компонентами (вода, цемент, барвники, пластифікуючі добавки). На виході отримують напівсухий бетон (з низьким водоцементним співвідношенням), розподілений для двох шарів бруківки – верхнього та нижнього. Ця бетонна суміш надходить до бункерів вібропресу.



Рис.1. Просіювання сипучих матеріалів

Конструкція виробничої лінії забезпечує досконале автоматизоване дозування сировини та мікрохвильове визначення вологості бетону.



Рис. 2. Бетонний вузол

Надругому етапі – суміш напівсуха, тобто практично сипуча, завантажується в матрицю спеціального віброущільнювача (рис.3). Після цього вона притискає технологічний піддон до вібраційного майданчика. Далі опускається пуансон і відбувається включення вібраторів каретки пуансона і самої віброплощадки. Вони

виробляють характерні вібраційні імпульси, під дією яких протікає ущільнення напівсухої суміші. Як правило, вся процедура вібраційного ущільнення не займає більше п'яти секунд. Після цього матриця, при впливі на неї різних приводних важелів, повертається в початковий стан, при цьому на вібраційному майданчику залишається лежати відформована суміш, тобто бруківка. Піддон, на якому виготовляють бруківку, разом з нею подається на спеціальну ділянку, де відбувається його сушіння. На місце цього піддону встановлюється наступний, таким чином, забезпечується безперервність виробництва.



Рис. 3. Віброущільнювач



Рис. 4. Транспортування готової продукції у сушильну камеру.

На останньому етапі відбувається безпосередньо сушіння виробів, яке здійснюється за нормальних атмосферних умов (рис.5).



Рис. 5. Сушка готових виробів

Коли фігурні елементи досягають 70% твердості, продукція готова до проходження завершальних етапів виробничого циклу. Після контрольної ручної перевірки якості бруківка подається на спеціалізовану лінію пакування (рис. 6) і транспортується на склад, де автовантажувачем розподіляється в ряди, готові до відвантаження споживачам.



Рис. 6. Лінія пакування

Готові бетонні вироби, виготовлені цим методом мають чітку геометричну форму, що полегшує роботу при будівництві та укладанні тротуарних доріжок. Вироблена за цим методом бруківка має шорстку поверхню. Методом вібропресування, при використанні бетонних сумішей різного складу виготовляють широкий асортимент продукції: шлакоблоки, керамзитоблоки, декоративну цеглу і декоративні блоки, бруківку та різноманітні декоративні аксесуари, і навіть такі готові предмети благоустрою, як квітники та урни.

Виготовлення бруківки методом вібропресування із використанням вторинного бетону у якості крупного заповнювача пов'язано з підвищенням дефіциту природних заповнювачів, збільшенням їх вартості та необхідністю охорони навколишнього середовища. Для виготовлення бруківки товщиною 60 мм розроблена наступна рецептура:

1. Вага 1 м³ бруківки товщиною 60 мм – 132 кг.
2. Товщина верхнього шару 6 мм, що становить 10 % від загальної товщини. Товщина нижнього шару «К» – 54 м – 90 %.
3. Вага шару «V» – 13,2 кг. Вага шару «К» – 118,8 кг.
4. Із одного замісу мішалки «V» виходить 52,65 м² «V». Із одного замісу мішалки «К» виходить 18,69 м² «К».

Норми витрат матеріалів на 1 м² бруківки 60 мм наведені в табл. 1

Таблиця 1

Верхній шар «V»		Бетон конструкційний «К»	
Пісок 0-1,25	4,27 кг	Пісок 0-1,25	10,7 кг
Пісок 0-2	4,27 кг	Пісок 0-2	42,8 кг
Щебінь 0-2	1,9 кг	Щебінь з втор. бетону 2-5	48,15 кг
Цемент 500	2,75 кг	Цемент 500	17,12 кг
Пластифікатор	0,011 кг	Пластифікатор	0,037 кг

5. Норма витрат матеріалів на 1 м² сірої бруківки товщиною 60 мм становить:

Пісок 0-1,25	14,97 кг
Пісок 0-2	47,07 кг
Щебінь 0-2	1,9 кг
Щебінь з вторинного бетону 2-5	48,15 кг
Цемент 500	19,87 кг
Пластифікатор	0,048 кг

1. Большаков В.І., Дворкін Л.І. Будівельне матеріалознавство. - Дніпропетровськ: РВА «Дніпро-VAL», 2004. - 677 с.

2. Гусев Б.В., Загурский В.А. Вторичное использование бетонов. М.: «Стройиздат», 2008г. - 98 с.

3. http://budmaster.in.ua/index/vigotovlennja_brukivki/0-83

4. <http://rusyn-o.lviv.ua/article/vygotovlennja-brukivky>

**ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛЕЖНОСТІ ДЕФОРМАЦІЙ
В АРМАТУРІ ВІД ВІДНОСНОЇ ВИСОТИ СТИСНУТОЇ ЗОНИ
СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ**

**INVESTIGATION OF DEFORMATIONS
IN VALVES FROM HEIGHTS COMPRESSED ZONE OF FIBRE
REINFORCED CONCRETE**

Сунак П.О. к.т.н., доц., Мельник Ю.А. к.т.н., в.о. доц., Синій С.В., к.т.н., доц., Парасюк Б.О., ас. (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Sunak P.O., Ph.D. in engineering, Associate Professor, Melnyk J. A., Ph.D. in engineering, Synii S.V., Ph.D. in engineering, Associate Professor, Parasyk B.O., Assistant Lecturer (Lutsk National Technical University, Lutsk)

В статті проаналізовано залежності деформацій в арматурі від відносної висоти стиснутої зони сталевібробетону і отримано формулу для визначення граничної висоти стиснутої зони сталевібробетону, при якій напруження в арматурі досягають межі текучості.

To improve the performance properties of concrete can be due to concrete reinforcement randomly arranged short segments of steel wire. The resulting material is called fibre reinforced concrete. So fibre reinforced concrete - a composite material consisting of a matrix and randomly located in her short segments of steel wire - fiber. In the article Analyzed according to strain in the fixture on the relative height of the compressed zone of fibre reinforced concrete and returned the decision to determine the maximum height of the compressed zone of fibre reinforced concrete in which the tension in the fixture reaches the yield point.

Ключові слова: Сталевібробетон, бетон, напруження, висота стиснутої зони

Keywords: Fibre reinforced concrete, concrete, tension, the height of the compressed zone.

Як відомо, основним недоліком найпоширенішого будівельного матеріалу – бетону різних видів та модифікацій є його низька міцність на розтяг, і як результат низька тріщиностійкість.

Покращити експлуатаційні властивості бетону можна за рахунок армування бетону хаотично розташованими короткими відрізками сталевих дроту. Отриманий таким чином матеріал називають сталеві фібробетоном [1].

Отже, сталеві фібробетон – це композитний матеріал, що складається з матриці та хаотично розташованих в ній коротких відрізків сталевих дроту – фібр.

Як матрицю найчастіше використовують дрібнозернистий бетон, який у порівнянні з іншими бетонами є більш однорідним матеріалом. Сталеві фібри можуть виготовлятися з маловуглецевого дроту періодичного профілю або гладенького із значенням діаметру від 0,3 до 2 мм, сталеві стрічки тощо. Для виготовлення сталеві фібробетонних конструкцій поряд зі спеціальною фібровою арматурою можна використовувати відпрацьовані канати і троси, відходи від обробки на металорізальних верстатах та інші волокна. Відношення довжини фібри до її діаметра приймають в межах 70...150 [1].

Ідея про підсилення бетону рівномірно розподіленими по об'єму сталевими відрізками виникла понад 100 років тому. У 1874 році Д.Берард отримав перший патент у цій області. Першим дослідником властивостей сталеві фібробетону був російський інженер В.П. Некрасов. На початку ХХ століття він виготовив перші сталеві фібробетонні конструкції та зробив ряд експериментально-теоретичних висновків. Але ці роботи за певних обставин не отримали подальшого розвитку. Лише у 70-их роках ХХ століття дослідження Д.П.Ромуальді, Г.Б.Батсона і Д.А.Манделя знову привернули увагу вчених до сталеві фібробетону, що було поштовхом для нових досліджень.

Сталеві фібробетон можна віднести до матричних сумішей з нерегульованим хаотичним розподілом сталевих фібр.

Суттєва перевага композитного матеріалу – його висока питома міцність на одиницю маси. При цьому складові матеріалу, як правило, мають нижчі міцнісні і деформативні властивості, ніж кінцевий продукт – композит.

Сталеві фібробетон, як показують численні дослідження, має ряд переваг над бетоном, а частково і залізобетоном – підвищену міцність на розтяг, вищу тріщиностійкість, більшу витривалість проти ударних

та вібраційних навантажень, підвищену морозостійкість, стійкість на стирання та дію підвищених температур тощо.

Підвищена тріщиностійкість і міцність сталевібробетону на розтяг у порівнянні зі звичайним бетоном дозволяє використовувати його в елементах залізобетонних конструкцій, що працюють на розтяг і згин. Але при значних прольотах і навантаженнях розтягувальні зусилля в конструкціях зростають і дисперсне армування не може повністю забезпечити експлуатаційну міцність конструкції. За таких умов роботи конструкцій доцільно поєднати фіброве та стержньове армування, тобто застосувати комбіноване армування. Такі конструкції прийнято називати комбіновано армованими сталевібробетонними конструкціями. У комбіновано армованих сталевібробетонних конструкціях підвищену міцність сталевібробетону на розтяг використовують для підвищення їх тріщиностійкості та міцності, а також для зменшення ширини розкриття тріщин і прогинів конструкцій.

Як відомо, коли граничний стан при розрахунку за нормальними перерізами супроводжується руйнуванням бетону стиснутої зони, бетон досягає своїх граничних міцнісних і деформативних характеристик, які визначаються діаграмою $\sigma - \epsilon$ бетону [3].

На сьогодні відомо, що сталевібробетон є пружнопластичним матеріалом, епюра напружень в стиснутій зоні сталевібробетонного елемента перед руйнуванням криволінійна і за характером подібна до епюри напружень в стиснутій зоні залізобетонних балок.

У рекомендаціях [3] пропонується виконувати розрахунок сталевібробетонних комбіновано армованих елементів, що працюють на згинання, на основі СНиП 2.03.01.84 та СНиП 2.03.03-85, тобто подібно до розрахунку залізобетонних конструкцій з тією різницею, що в розтягнутій зоні враховується робота сталевібробетону. Епюри напружень в стиснутій і розтягнутій зонах мають прямокутні форми. Несуча здатність нормального перерізу вважається втраченою, якщо деформації крайових стиснутих волокон сталевібробетону або розтягнутої стержневої арматури (або сталевібробетону і арматури одночасно) досягають граничних значень; при цьому повністю використовується міцність сталевих фібр, які не втратили зчеплення з бетоном матриці.

Для розрахунку комбіновано армованих сталевібробетонних елементів необхідно знати граничну висоту стиснутої зони

сталефібробетонного перерізу $\xi_{R,sfb}$. Тому необхідне уточнення залежності граничної висоти стиснутої зони сталефібробетонного перерізу від граничних деформацій стискання.

Досліди багатьох авторів показали, що при розрахунках міцності згинальних комбіновано армованих сталефібробетонних елементів співвідношення між граничною відносною висотою стиснутої зони $\xi_{R,sfb}$ і граничними деформаціями ε_{sfbu} може бути прийнято таким же, як у залізобетонному перерізі.

Як відомо, напруження в поздовжній арматурі, яка розташована у розтягнутій зоні або менш стиснутій зоні, можуть змінюватися у широкому діапазоні, від граничних напружень при стисканні R_{sc} до граничних напружень при розтягу R_s . Їх величина, очевидно, в нашому випадку буде залежати від висоти стиснутої зони сталефібробетону x_{sfb} . Деформації в арматурі в сталефібробетонному елементі визначають за формулою

$$\varepsilon_s = k_u \varepsilon_b \left(\frac{1}{\xi_{sfb}} - 1 \right), \quad (1)$$

де k_u – коефіцієнт, який враховує підвищену стискуваність сталефібробетону.

Використання прямокутної епюри нормальних напружень у стиснутій зоні сталефібробетону призводить до того, що значення деформацій і напружень у поздовжній арматурі будуть рівними нулю при деякій висоті стиснутої зони $x_{0,sfb}$ меншій за $h_{0,sfb}$, тобто при відносній висоті меншій за (1) (рис.1). Для того щоб врахувати цю обставину у залежності (1) замість $\left(\frac{1}{\xi_{sfb}} - 1 \right)$ треба написати

$\left(\frac{\xi_{0,sfb}}{\xi_{sfb}} - 1 \right)$, звідки можна отримати співвідношення для визначення

відносних деформацій в арматурі

$$\varepsilon_s = k_u \varepsilon_{bu} \left(\frac{\xi_{0,sfb}}{\xi_{sfb}} - 1 \right). \quad (2)$$

Тоді, при $\xi_{sfb} = \xi_{0,sfb}$ деформації ε_s і напруження σ_s у поздовжній арматурі дорівнюватимуть нулю. При $\xi_{sfb} > \xi_{0,sfb}$ значення ε_s , виходячи з (2), стає від'ємним, що відповідає деформаціям вкорочення, тобто у цьому випадку весь переріз стає стиснутим.

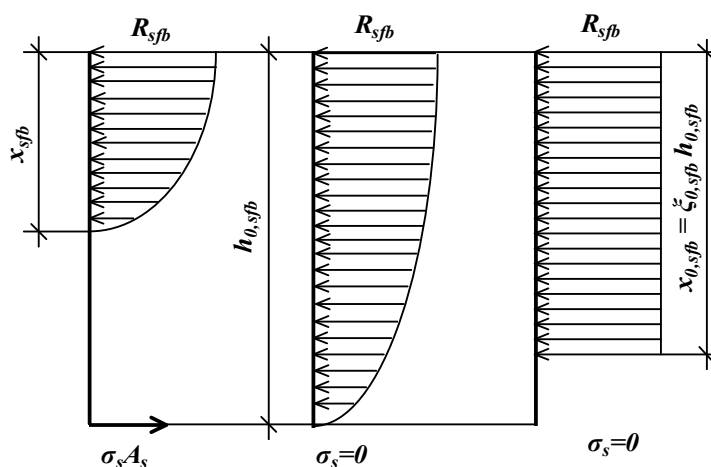


Рис.1. Епюри напружень в стиснутій зоні сталевібробетону

При рівномірному стисканні деформації вкорочення арматури повинні бути рівними граничним деформаціям сталевібробетону при стисканні $k_u \varepsilon_{bu,1}$. Однак слід врахувати, що крайові деформації сталевібробетону при знакозмінній епюрі деформацій значно більші за деформації рівномірно стиснутого сталевібробетону. Щоб врахувати цю обставину в [2] для бетонного елемента пропонується визначати

$$\xi_{bu} = \frac{\varepsilon_{bu,1}}{1 - \frac{\xi_0}{1,1}}, \quad (3)$$

де $\varepsilon_{bu,1}$ – відносні граничні деформації стискання бетону при рівномірному стисканні.

Отже, залежність для комбіновано армованого сталевібробетонного елемента (2) прийме вигляд

$$\varepsilon_s = k_u \frac{\varepsilon_{bu1}}{1 - \frac{\xi_{0,sfb}}{1,1}} \left(\frac{\xi_{0,sfb}}{\xi_{sfb}} - 1 \right). \quad (4)$$

Величина $\xi_{0,sfb}$ являє собою відносну висоту стиснутої зони сталевібробетону з прямокутною епюрою напружень, при якій деформації і напруження у поздовжній арматурі дорівнюють нулю. Надалі цю величину позначають як ω_{sfb} .

Для сталевібробетону цю величину можна визначити як аналогічну для бетону [3], приймаючи замість R_b величину R_{sfb} , а коефіцієнт α рівним 0,8 як для дрібнозернистого бетону оскільки останній є матрицею для сталевібробетону:

$$\omega_{sfb} = \alpha - 0,008R_{sfb} \quad (5)$$

Для пружної області роботи арматури напруження в арматурі визначаються за формулою

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s \quad (6)$$

Підставивши (4) в (6), можна отримати напруження в арматурі в залежності від висоти стиснутої зони:

$$\sigma_s = \frac{k_u \sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega_{sfb}}{1,1}} \left(\frac{\omega_{sfb}}{\xi_{sfb}} - 1 \right), \quad (7)$$

де
$$\sigma_{sc,u} = \varepsilon_{bu1} E_s. \quad (8)$$

Як відомо з [2] для м'яких сталей, які мають горизонтальну площадку текучості, при збільшенні деформацій арматури вище значень, що відповідають початку текучості, напруження в арматурі залишаються постійними і рівними її межі текучості R_s . У цьому випадку, очевидно, напруження в арматурі σ_s , які обчислюються за формулою (7), повинні прийматися не більшими за R_s .

Отже, підставивши $\sigma_s = R_s$, з (7) отримаємо формулу для обчислення граничної висоти стиснутої зони сталевібробетону $\xi_{R,sfb}$, при якій напруження в арматурі досягають межі текучості:

$$\xi_{R,sfb} = \frac{\omega_{sfb}}{1 + \frac{R_s}{k_u \sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega_{sfb}}{1,1} \right)} \quad (9)$$

Нижче (табл.1) подано результати співставлення відносної висоти стиснутої зони бетону і сталевібробетону при комбінованому армуванні із арматурою.

Таблиця 1

Значення відносної висоти стиснутої зони для бетону і сталевібробетону

Вид матеріалу	Позначення	Клас бетону матриці					
		B10	B15	B20	B25	B30	B35
Бетон	ω	0,802	0,782	0,758	0,734	0,714	0,694
	ξ_R	0,674	0,619	0,591	0,563	0,541	0,519
Сталевібробетон	ω_{sfb}	0,713	0,684	0,652	0,622	0,598	0,574
	$\xi_{R,sfb}$	0,568	0,537	0,503	0,473	0,449	0,427

Як видно з таблиці 1, відносна гранична висота стиснутої зони сталевібробетону у порівнянні з такою у залізобетонному елементі менша приблизно на 13...16 %, що призводить до збільшення плеча внутрішньої пари сил. Це пояснює чому сталевібробетонні згинальні елементи мають більшу несучу здатність у порівнянні із залізобетонними при рівних міцнісних характеристиках бетону і арматури. Дана властивість сталевібробетону повинна добре враховуватись діючими нормативами, для забезпечення більшої ефективності його використання у будівельних конструкціях.

1. Лысенко Е.Ф., Гетун Г.В. Проектирование сталефибробетонных конструкций. - Киев: УМК ВО, 1989. - 184с. 2. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. Под ред. А. А. Гвоздева М.: Стройиздат, 1978. - 205 с. 3. Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций. - М.: НИИЖБ, ЛенЗНИИЭП, ЦНИИпромзданий, 1987. -148с.

**ДОСЛІДЖЕННЯ СТАТИСТИЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК
МІЦНІСНИХ ТА ДЕФОРМАТИВНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ
БЕТОНУ ПРИ КОРОТКОЧАСНОМУ НАВАНТАЖЕННІ**

**INVESTIGATION STATISTICAL CHARACTERISTICS OF
STRENGTH AND DEFORMATION PROPERTIES OF
CONCRETE UNDER SHORT-TERM STRESS.**

**Сунак П.О. к.т.н., доц., Синій С.В., к.т.н., доц., Мельник Ю.А.
к.т.н., в.о. доц., Парасюк Б.О., ас. (Луцький НТУ, м. Луцьк)**

**Sunak P.O., Ph.D. in engineering, Associate Professor, Synii S.V.,
Ph.D. in engineering, Associate Professor, Melnyk J. A., Ph.D. in
engineering, Parasyk B.O., Assistant Lecturer (Lutsk National Technical
University, Lutsk)**

У статті проаналізовано змінюваність міцнісних та деформативних характеристик дрібнозернистого бетону – міцність на стиск, розтяг, початковий модуль пружності, гранична стискуваність.

Factors that influence the formation of character, the value of physical and mechanical properties of concrete, changing them over time can be divided into two groups. The first group should include factors associated with the production designs. The second group of factors that affect the variability of physical and mechanical properties of materials determined by the terms of structures. As a matrix for fibre reinforced concrete designs often use fine-grained concrete on a cement binding agent with a density of not less than 1800 kg / m³, as more efficient and having a best compared to the coarse concrete structure homogeneity indicators. The research results obtained and on the basis of statistical data allow to assert the presence of almost linear dependence on the size of turnover strength h-edge research sample cube.

Ключові слова: міцність, бетон, матриця, призма, дрібнозернистий

Keywords: strength, concrete, matrix, prism, close-grained

Фактори, що впливають на характер формування, величину фізико-механічних характеристик бетону, змінювання їх в часі можна умовно поділити на дві групи.

До першої групи слід віднести фактори, пов'язані з виготовленням конструкцій. Другу групу факторів, що впливає на змінюваність фізико-механічних властивостей матеріалів, визначають умовами роботи конструкцій [6,7].

Як матрицю для сталевібробетонних конструкцій найчастіше використовують дрібнозернистий бетон на цементному в'язучому з густиною не меншою за 1800 кг/м³, як більш ефективний і такий, що має кращі у порівнянні з крупнозернистим бетоном показники однорідності структури [2,3,4].

Розкид міцності бетону насамперед визначається його середньою міцністю $\bar{R}_{b,28}$ у віці $\tau_0=28$ діб, віком в момент випробувань, тобто міцністю $R_{b,\tau}$, умовами тужавлення, розмірами зразків, їх числом в серії.

В роботі [9] методом точкового оцінювання експериментальних даних при випробуванні призм з дрібнозернистого бетону у віці 28 діб на стиск зроблено статистичну обробку. Число зразків призм для кожного класу становило 24.

Знайдені коефіцієнти варіації для дрібнозернистого бетону наведені у табл. 1. Середнє значення коефіцієнта варіації призмової міцності дрібнозернистого бетону становило 12,1 %.

Таблиця 1

Коефіцієнти варіації призмової міцності бетону V_{Rb} , %

Умови твердіння	Клас бетону									
	Крупнозернистий							Дрібнозернистий		
	10	20	30	40	50	60	≥70	10	20	30
Природне твердіння	15,9	12,9	10,5	8,2	6,6	5,4	5,1	14,3	12,5	9,3
Теплова обробка	12,1	11,1	9,4	9,0	7,8	6,6	5,5	–	–	–

Дані табл. 1 свідчать, що при порівнянні бетонів однакових класів для дрібнозернистого бетону характерне менше значення коефіцієнта варіації міцності на стиск ніж для крупнозернистого.

Величина коефіцієнта варіації кубикової міцності бетону природного твердіння зменшується із збільшенням його віку від τ до 28 діб. До цього моменту часу мінералогічний склад і структура бетону стабілізуються, вони стають більш однорідними по всьому зразку. Значення відношення $V_{R,\tau}/V_{R,28}$ для важких бетонів природного твердіння наведено в табл. 2.

Результати досліджень і отримані на основі їх статистичні дані дозволяють твердити про наявність практично лінійних залежностей змінюваності міцності від розміру h ребра дослідного зразка-куба [5,8]. (табл. 3).

Таблиця 2

Вплив віку бетону на змінюваність його міцності

τ , діб.	1–2	3–4	5–6	7–8	9–12	13–16	17–20	21–24	25–27	28
$V_{R,\tau}/V_{R,28}$	4,0	2,4	1,8	1,5	1,35	1,15	1,09	1,05	1,02	1,0

Таблиця 3

Вплив розмірів зразка на змінюваність міцності бетону

h , мм	40	80	120	160	200
$V_{R,h}/V_{R,200}$	0,62	0,73	0,82	0,91	1,0

Значення коефіцієнтів варіації V_R бетонів, випробуваних в лабораторних умовах, можуть суттєво відрізнитись від отриманих на виробництві. Дослідження свідчать, що для бетонів, які використовують в будівництві, коефіцієнти варіації більші в середньому в 1,5 рази.

У виробничих умовах змінюваність міцності бетону залежить від технологічних параметрів і може суттєво змінюватись в межах однієї конструкції.

Щодо міцності бетону на розтяг, то в роботі [2] пропонується залежність величини опору бетону на розтяг R_{bt} від класу бетону

(міцності на стиск) B (табл. 4), яка отримана на основі статистичної обробки результатів експериментів.

В роботі [9] відмічено, що для дрібнозернистого бетону на кварцовому піску значення R_{bt}/B лежить в межах від 0,04 до 0,15. Перше значення відноситься для бетонів високих класів (B50, B60), друге – до низьких класів (B10, B20).

Таблиця 4

Співвідношення міцності бетону при стисканні і розтяганні

B, МПа	10	20	30	40	50	60	80	90
R_{bt}/B	0,105	0,085	0,071	0,062	0,058	0,055	0,051	0,050

Дослідних даних для оцінювання величини змінюваності міцності бетону при розтяганні VR_{bt} в літературі недостатньо. Встановлено лише те, що розкид міцності бетону при розтяганні суттєво більший, ніж при стисканні. За результатами досліджень отримано величину $V_{Rbt}/V_{Rb} = 1,5$.

Таким чином можна вважати, що середні коефіцієнти варіації міцності бетону на стиск знаходиться в межах 5...15 %, на розтяг – в межах 10...25 %.

Коефіцієнт варіації початкового модуля пружності бетону V_{Eb} мало залежить від факторів, які впливають на V_{Rb} . Разом з тим статистичний аналіз результатів досліджень встановив зменшення величини V_{Eb} з віком τ (табл. 5).

Таблиця 5

Вплив віку бетону на змінюваність початкового модуля пружності

τ , діб.	0...12	13...25	26...359	360...624	≥ 625
V_{Eb} , %	13,0	12,0	9,0	9,0	9,0

Змінюваність граничної стискуваності бетону досліджувалась недостатньо. За даними роботи [5] значення граничної стискуваності крупнозернистого бетону лежить в межах $(150...230) \cdot 10^{-5}$. Середнє значення становить $190 \cdot 10^{-5}$.

В роботі [8] для бетону середньої міцності $R_b = 30$ МПа отриманий коефіцієнт варіації $V_{ebu} = 14,3\%$. Випробування балок із

змішаним армуванням показали, що для бетонів середньої міцності $R_b = 40...60$ МПа коефіцієнт варіації граничної стискуваності бетону може досягати $V_{ebu}=15...20\%$.

В виробничих умовах із збільшенням неоднорідності бетону стиснутої зони можливе значне збільшення коефіцієнта V_{ebu} .

За дослідженнями роботи [5] встановлено, що середнє значення граничної стискуваності для дрібнозернистого бетону є дещо більшим ніж для крупнозернистого і розташовується в межах $(145...255) \cdot 10^{-5}$. Середнє значення становить $\varepsilon_{b,u}=200 \cdot 10^{-5}$.

1. Барашиков А. Я., Сирота М. Д. Надежность зданий и сооружений: Уч. пособие. - К.: УМК ВО. 1993 - 212 с.

2. Бабич Є. М. Розрахунок сталевібробетонних і сталевіброзалізо-бетонних елементів: Рекомендації. [Текст] / Є. М. Бабич, С. Я. Дробишинець. – Рівне: НУВГП, 2006. – 40 с.

3. Гетун Г. В. Экспериментально-теоретические исследования изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных в растянутой зоне слоем сталефибробетона: Дис... канд. техн. наук: 05.23.01. - Киев, 1983. - 180с.

4. Москалькова Ю. Г. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружениях : автореф. дис. на соискание научн. степени канд. техн. наук : спец. 05.23.01 – «Строительные конструкции, здания и сооружения» / Москалькова Юлия Георгиевна ; УО «Брестский госуд. техн. ун-т. Брест, 2013. – 30 с.

5. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. Под ред. А. А. Гвоздева М.: Стройиздат, 1978. – 205 с.

6. Сунак О. П. Прочность, трещиностойкость и деформативность нормальных сечений изгибаемых комбинированно армированных сталефибробетонных элементов: Дис ... канд. техн. наук: 05.23.01. - Киев, 1986. - 175с.

7. Сунак О. П. Сталефібробетонні конструкції: Навч. посібн. - Луцьк: Media, 1999. – 158 с.

8. Пошивач В.Г. Надежность и контроль качества изгибаемых железобетонных конструкций: Дис ... канд. техн. наук: 05.23.01. - Киев, 1997. - 150 с.

9. Кудзис А. П. Оценка надежности железобетонных конструкций. - Вильнюс: Мокслас, 1985. - 156 с.

**АНАЛІЗ ФАКТОРІВ, ЩО ВПЛИВАЮТЬ НА ЗМІНЮВАНІСТЬ
МІЦНІСНИХ ТА ДЕФОРМАТИВНИХ ХАРАКТЕРИСТИК
КРУПНОЗЕРНИСТОГО ТА ДРІБНОЗЕРНИСТОГО БЕТОНІВ
В ЧАСІ**

**ANALYSIS OF FACTORS AFFECTING THE VARIABILITY
STRENGTH CHARACTERISTICS COARSE AND FINE
CONCRETE TIME**

**Сунак О.П., к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк), Сунак П.О.,
к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк)**

**Sunak O.P., Ph.D., senior lecturer (Lutsk National Technical
University, Lutsk), Sunak P.O., Ph.D., senior lecturer (Lutsk National
Technical University, Lutsk)**

Наведено результати досліджень статистичних характеристик крупнозернистого та дрібнозернистого бетонів. Проаналізовано фактори, що впливають на змінюваність статистичних характеристик цих матеріалів.

The results of the studies statistical characteristics of coarse and fine concrete. Factors that affect the variability statistical characteristics of these materials. Based on experimental data of tests of prisms of fine-grained concrete age of 28 days in compression made statistics processing by the method of point estimation. The number of prism samples for each class was 24. Thus calculated the coefficients of variation for fine-grained concrete are presented in table. 1. The average value of the prismatic coefficient of variation of strength of fine concrete was 12.1%.

Ключові слова: фактори, бетон, статистика

Keywords: factors, concrete, statistics

Фактори, що впливають на характер формування і величину фізико-механічних характеристик бетону, змінювання їх в часі можна умовно поділити на дві групи.

Перша група – це фактори, що пов'язані з виготовленням конструкцій. Вони визначаються властивостями і співвідношеннями вихідних матеріалів; умовами виготовлення і формування бетонної суміші; режимом перемішування і ущільнення; об'ємом в конструкції і умовами тужавлення. Другу групу факторів визначають умови роботи конструкцій: вологість і температура навколишнього середовища; розміри поперечного перерізу елемента; тривалість і характер дії навантажень і впливів.

На основі статистичної обробки великого числа дослідних даних різних авторів було визначено найбільш суттєві фактори, що впливають на міцність і модуль пружності бетону.

На міцність бетону суттєвий вплив мають вид і активність цементу, склад бетону, фізико-механічні властивості, інтенсивність навантаження.

На початковий модуль пружності найбільше впливають склад бетону, його кубикова міцність, відносний рівень і характер прикладених напружень.

Мінливість фізико-механічних властивостей матеріалів та її рівень залежить від багатьох причин, основні з яких: старіння (зношення) матеріалів у часі, природні умови роботи матеріалу, низька культура виробництва, умови зберігання і транспортування, тощо.

Тривалі деформації в бетоні (усадка і повзучість) дуже залежать від умов роботи конструкцій.

Розкид міцності бетону насамперед визначається його середньою міцністю $\bar{R}_{b,28}$ у віці $\tau_0=28$ діб, віком в момент випробувань, тобто міцністю $R_{b,\tau}$, умовами тужавлення, розмірами зразків, їх числом в серії. Для стандартних заводських випробувань величину коефіцієнтів варіації V_{Rb} для крупнозернистого бетону визначають за табл. 1.

На основі експериментальних даних випробування призм з дрібнозернистого бетону у віці 28 діб на стиск [1] зроблено статистичну обробку методом точкового оцінювання. Число зразків призм для кожного класу становило 24. Підраховані таким чином коефіцієнти варіації для дрібнозернистого бетону наведені у табл. 1. Середнє значення коефіцієнта варіації призмової міцності дрібнозернистого бетону становило 12,1%.

Коефіцієнти варіації призмової міцності бетону V_{R_y} , %

Умови твердіння	Клас бетону									
	Крупнозернистий							Дрібнозернистий		
	10	20	30	40	50	60	>70	10	20	30
Природне твердіння	15,9	12,9	10,5	8,2	6,6	5,4	5,1	14,3	12,5	9,3
Теплова обробка	12,1	11,1	9,4	9,0	7,8	6,6	5,5	-	-	-

Проаналізувавши дані табл. 1 приходимо до висновку, що коефіцієнт варіації міцності на стиск для дрібнозернистого бетону даного класу має тенденцію зменшуватися по відношенню до цього ж коефіцієнту бетону крупнозернистого.

Як відомо величина коефіцієнта варіації кубикової міцності бетону природного твердіння зменшується із збільшенням його віку від τ до 28 діб. Це пояснюється тим, що до цього моменту часу мінералогічний склад і структура бетону стають більш однорідними по всьому зразку, тобто вони стабілізуються. Значення коефіцієнтів відношення $V_{R,\tau}/V_{R,28}$ для важких бетонів природного твердіння наведено в табл. 2.

Результати досліджень [3] і отримані на основі їх статистичні дані дозволяють твердити про наявність практично лінійних залежностей змінюваності міцності від розміру h ребра дослідного зразка-куба. (табл. 3).

Проте значення коефіцієнтів варіації V_R бетонів, випробуваних в лабораторних умовах, можуть суттєво відрізнятись від отриманих на виробництві. В виробничих умовах змінюваність міцності бетону залежить від технологічних параметрів і може суттєво змінюватись в межах однієї конструкції.

Дослідження [3,4] свідчать, що для бетонів, які використовують в будівництві, коефіцієнти варіації більші в середньому в 1,5 рази.

Таблиця 2

Вплив віку бетону на змінюваність його міцності

τ , діб	1-2	3-4	5-6	7-8	9-12	13-16	17-20	21-24	25-27	28
$\frac{V_R}{V_{R,28}}$	4,0	2,4	1,8	1,5	1,35	1,15	1,09	1,05	1,02	1,0

Таблиця 3

Вплив розмірів зразка на змінюваність міцності бетону

h , мм	40	80	120	160	200
$\frac{V_R}{V_{R,28}}$	0,62	0,73	0,82	0,91	1,0

Щодо міцності бетону на розтяг, то в роботі [5] пропонується залежність величини опору бетону на розтяг R_{bt} від класу бетону (міцності на стиск) B (табл. 4), яка отримана на основі статистичної обробки результатів експериментів.

Таблиця 4

Співвідношення міцності бетону при стисканні і розтяганні

B , МПа	10	20	30	40	50	60	80	90
$\frac{R_b}{B}$	0,105	0,085	0,071	0,062	0,058	0,055	0,051	0,050

Дослідних даних для оцінювання величини змінюваності міцності бетону при розтяганні V_{Rbt} в літературі недостатньо. Встановлено лише те, що розкид міцності бетону при розтяганні суттєво більший, ніж при стисканні. За результатами досліджень отримано величину $V_{Rbt} / V_{Rb} = 1,5$.

Таким чином можна вважати, що середні коефіцієнти варіації міцності бетону на стиск знаходиться в межах 5...15%, на розтяг – в межах 10...25%.

Коефіцієнт варіації початкового модуля пружності бетону V_{Eb} мало залежить від факторів, які впливають на V_{Rb} . Разом з тим

статистичний аналіз результатів досліджень встановив зменшення величини V_{Eb} з віком τ (табл. 5).

Таблиця 5

Вплив віку бетону на змінюваність початкового модуля пружності

τ , діб	0...12	13...25	26...359	350...624	>625
V_{Eb} , %	13,0	12,0	9,0	9,0	9,0

Важливою характеристикою випадкової величини є закон її розподілу.

В реальних умовах велику роль в формуванні законів розподілу властивостей бетону грають технологічні фактори. Як обґрунтування можливості використання нормального закону розподілу міцності бетону на рис. 1 і 2 зображені результати досліджень, отримані при різних умовах виробництва. Відповідність розподілу міцності бетону нормальному закону перевірені за критерієм χ^2 Пірсона .

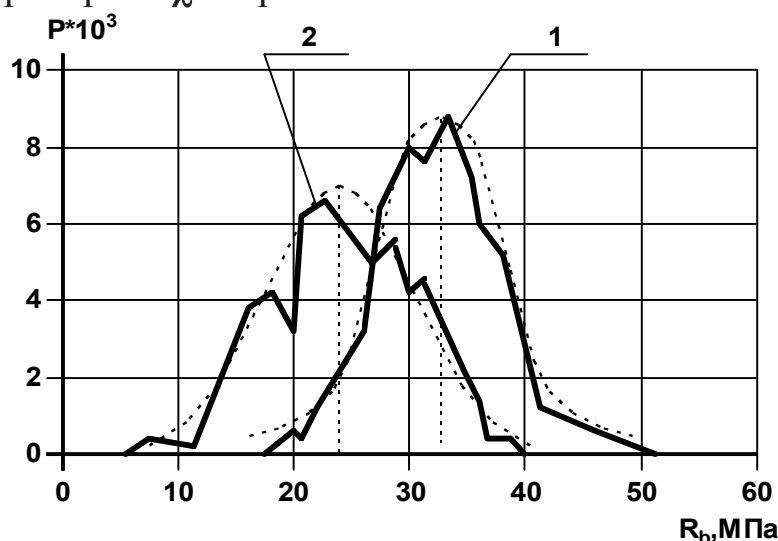


Рис. 1 Полігони розподілу міцності бетону на стиск за даними заводів залізобетонних конструкцій України; 1– через 28 діб; 2 – після пропарювання; — експериментальні криві; ---- криві нормального розподілу

На рис.3 зображені результати дослідження змінюваності призмової міцності дрібнозернистого бетону класу В10 за експериментальними даними роботи [5]. Відповідність розподілу міцності дрібнозернистого бетону нормальному закону перевірені шляхом аналізу асиметрії $-A$ та ексцесу $-E$.

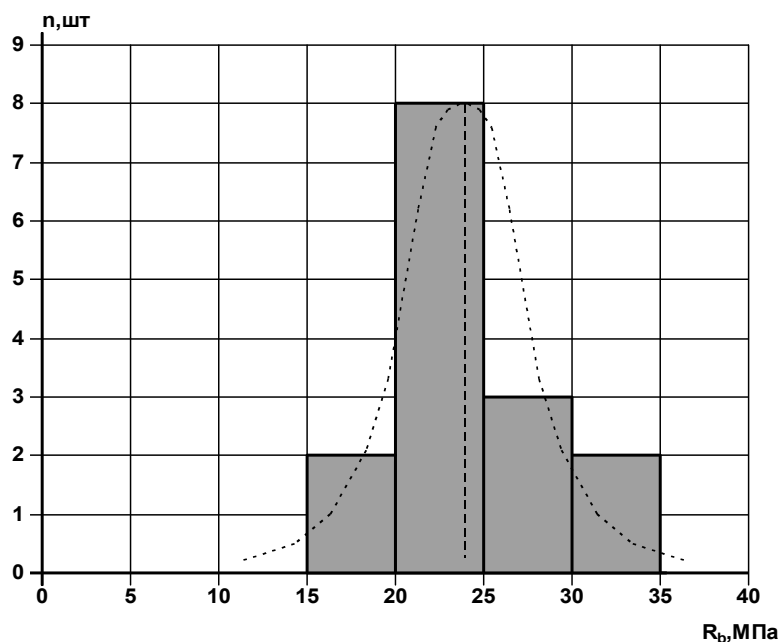


Рис. 2. Гістограми розподілу міцності бетону класу В10 на стиск, отримані за даними лабораторних випробувань

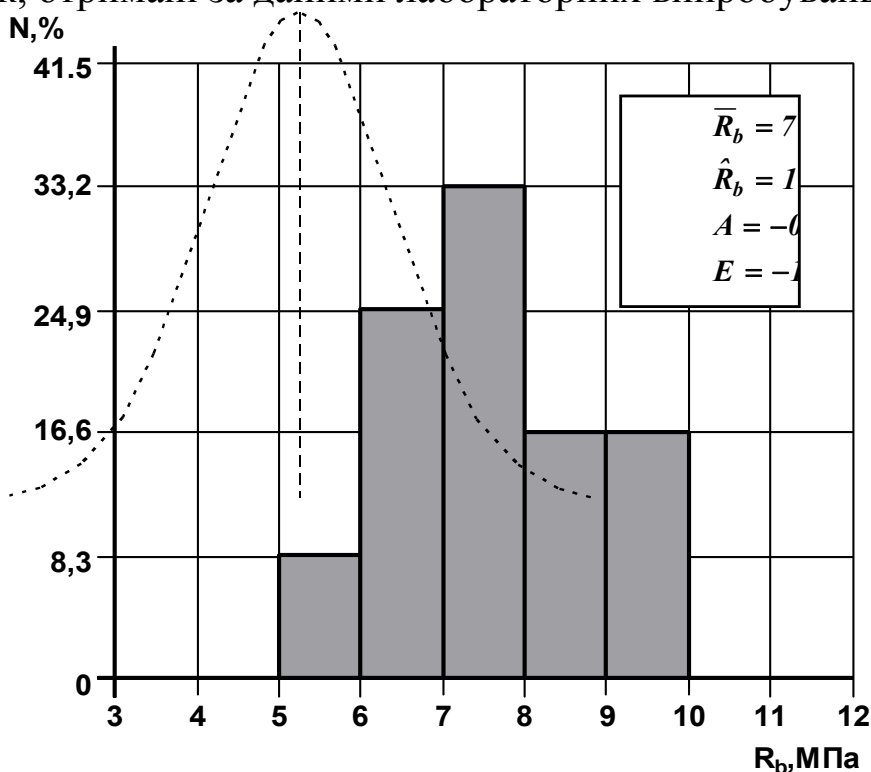


Рис. 3 Гістограма розподілу призмової міцності дрібнозернистого бетону класу В10; ---- крива Гауса

Причинами аномальності розподілу R_b , як правило, бувають грубі порушення в технології: неоднорідність заповнювачів, недотримання точності дозування, змінюваність вологості заповнювачів, недотримання теплового режиму обробки виробів тощо.

Дослідженню модуля пружності приділено менше уваги. В роботах [1,2] проведений аналіз відповідності нормальному закону експериментальних даних величини E_b за критерієм χ^2 Пірсона.

Як приклад на рис.4 зображені емпірична і теоретична нормальна криві розподілу початкового модуля пружності E_b у віці бетону 1085 діб за даними 27 зразків в серії. Рис.5 містить графічне зображення розподілу початкового модуля пружності дрібнозернистих бетонів середніх класів міцності.

На основі статистичного аналізу методом точкового оцінювання результатів експериментальних даних 30 зразків роботи [1] з дослідження початкового модуля пружності дрібнозернистого бетону у віці 28 діб для середнього класу міцності в межах В10...В30 отримана величина коефіцієнта варіації $V_{E_b} = 12,9\%$. За своїм значенням вона близька до значень коефіцієнта варіації початкового модуля пружності крупнозернистого бетону. Можливість використання нормального закону розподілу перевірена шляхом аналізу асиметрії – A та ексцесу – E (рис. 5).

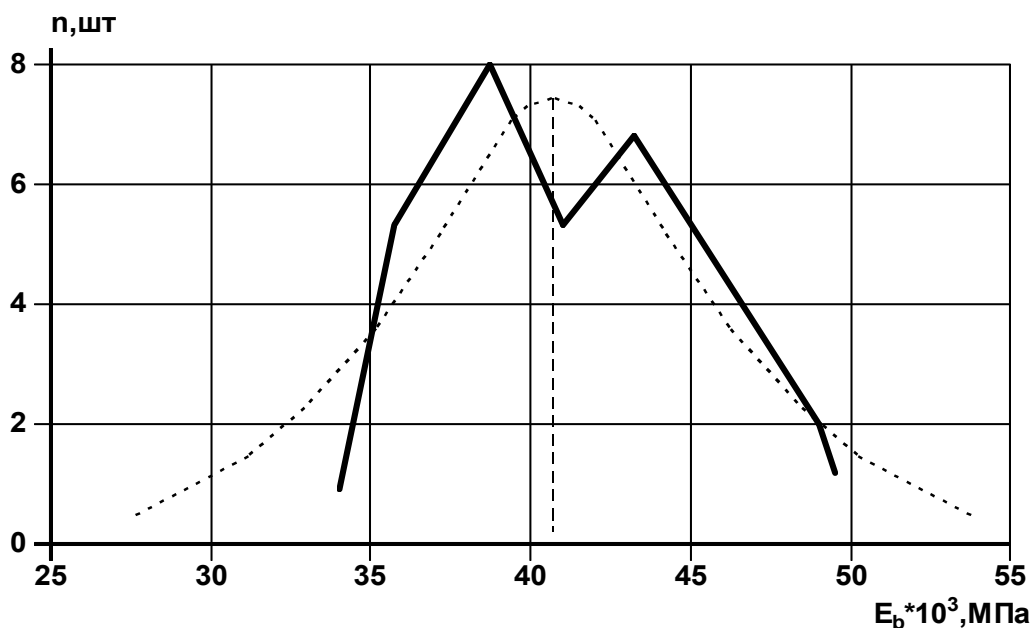


Рис. 4. Полігон розподілу початкового модуля пружності бетону:

— експериментальна крива; ---- крива нормального закону розподілу

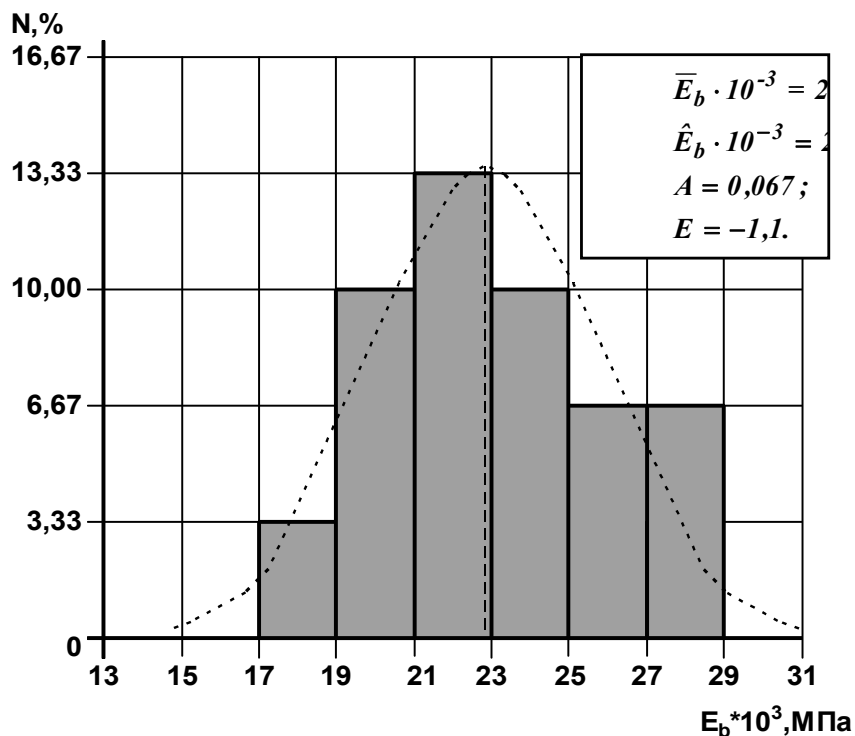


Рис.5 Гістограма розподілу початкового модуля пружності дрібнозернистого бетону; ---- крива Гауса

Таким чином, міцнісні та деформативні характеристики крупнозернистого та дрібнозернистого бетону можуть бути описані нормальним законом розподілу.

1.Сунак О.П. Прочность, трещиностойкость и деформативность нормальных сечений изгибаемых комбинированно армированных сталефибробетонных элементов: Дис ... канд.техн.наук: 05.23.01.-Киев, 1986. - 175с.

2.Сунак П.О. Оцінювання надійності сталефібробетонних елементів: Дис... канд.техн.наук: 05.23.01. –Луцьк, 2001. –176с.

3. Пошивач В.Г. Надежность и контроль качества изгибаемых железобетонных конструкций: Дис ... канд.техн.наук: 05.23.01.- Киев, 1997. - 150 с.

4. Кудзис А.П. Оценка надежности железобетонных конструкций. - Вильнюс: Мокслас, 1985. - 156 с.

5. Гетун Г.В. Экспериментально-теоретические исследования изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных в растянутой зоне слоем сталефибробетона: Дис... канд.техн.наук: 05.23.01.-Киев, 1983. - 180с.

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ УСАДКИ
СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ**

**EXPERIMENTAL STUDY FIBER STEEL CONCRETE
ELEMENTS**

**Сунак О.П., к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк), Сунак П.О.,
к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк)**

**Sunak O.P., Ph.D., senior lecturer (Lutsk National Technical
University, Lutsk), Sunak P.O., Ph.D., senior lecturer (Lutsk National
Technical University, Lutsk)**

Наведено результати експериментальних досліджень сталевібробетону. Проаналізовано фактори, що впливають на змінюваність цієї характеристики.

The results of experimental studies steelfibreconcrete. Factors that affect the variability of characteristics. The basis of experimental studies on symmetric composite plan. Observations of deformations of shrinkage of fine-grained concrete and concrete show that their shrinkage is different. The fibers contribute to the attenuation of the shrinkage deformations. Comparing the ultimate warp shrinkage of fine-grained concrete and concrete, we can conclude that prrove more intense reinforcement constrains deformation at low grades of concrete matrix and thus a smaller cross-sectional dimensions of the element.

Ключові слова: фактори, сталевібробетон, статистика, усадка
Keywords: Factors steelfibreconcrete, statistics, shrinkage

В основу експериментальних досліджень покладено симетричний композиційний план типу Вк (див.табл.1, табл.2 та табл.3.)

Таблиця 1

Рівні змінюваності факторів

Рівні факторів	Ф а к т о р и			
	Діаєм тр фібр, мм	Об'ємний відсоток армування фібрами, %	Клас дрібнозернистого бетону матриці	Масштабний фактор (розміри призми), мм
1	2	3	4	5
Основний рівень X_{i0}	0,5	2,0	B20	70x70x280
Інтервал зміни, ΔX_i	0,25/0,3	0,5	10	30x30x120
Верхній рівень $X_i=+1$	0,8	2,5	B30	100x100x400
Нижній рівень $X_i=-1$	0,25	1,5	B10	40x40x160

Таблиця 2

Симетричний композиційний план 2^4 типу Вк з зірковими точками

№ дослід	x_0	x_1	x_2	x_3	x_4	x_1x_2	x_1x_3	x_1x_4	x_2x_3	x_2x_4	x_3x_4	x_1^2	x_2^2	x_3^2	x_4^2	Примітка
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1.	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	План 2^4
2.	+	-	+	+	+	-	-	-	+	+	+	+	+	+	+	
3.	+	+	-	+	+	-	+	+	-	-	+	+	+	+	+	
4.	+	-	-	+	+	+	-	-	-	-	+	+	+	+	+	
5.	+	+	+	-	+	+	-	+	-	+	-	+	+	+	+	
6.	+	-	+	-	+	-	+	-	-	+	-	+	+	+	+	
7.	+	+	-	-	+	-	-	+	+	-	-	+	+	+	+	
8.	+	-	-	-	+	+	+	-	+	-	-	+	+	+	+	
9.	+	+	+	+	-	+	+	-	+	-	-	+	+	+	+	
10.	+	-	+	+	-	-	-	+	+	-	-	+	+	+	+	
11.	+	+	-	+	-	-	+	-	-	+	-	+	+	+	+	
12.	+	-	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	+	+	+	
13.	+	+	+	-	-	+	-	-	-	-	+	+	+	+	+	
14.	+	-	+	-	-	-	+	+	-	-	+	+	+	+	+	

15	+	+	-	-	-	-	-	-	+	+	+	+	+	+	+
16	+	-	-	-	-	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
17	+	+	0	0	0	0	0	0	0	0	0	+	0	0	0
18	+	-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	+	0	0	0
19	+	0	+	0	0	0	0	0	0	0	0	0	+	0	0
20	+	0	-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	+	0	0
21	+	0	0	+	0	0	0	0	0	0	0	0	0	+	0
22	+	0	0	-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	+	0
23	+	0	0	0	+	0	0	0	0	0	0	0	0	0	+
24	+	0	0	0	-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	+
25	x	x	x	+	+	Порівнювальні випробовування з дрібнозернистого бетону матриці									
26	x	x	x	+	0										
27	x	x	x	+	-										
28	x	x	x	0	+										
29	x	x	x	0	0										
30	x	x	x	0	-										
31	x	x	x	-	+										
32	x	x	x	-	0										
33	x	x	x	-	-										

“+” – верхній рівень; “-” – нижній рівень; “0” – основний рівень змінюваності факторів (див. табл.1); “x” – факторів немає

Таблиця 3

Матриця експерименту в натуральному масштабі

№ дослідю	x ₁	x ₂	x ₃	x ₄
	Діаметр фібр, мм	Об’ємний відсоток армування, %	Масштабний фактор М (розміри призми), мм	Клас бетону матриці
1	2	3	4	5
1.	0,8	2,5	100x100x400	B30
2.	0,25	2,5	100x100x400	B30
3.	0,8	1,5	100x100x400	B30
4.	0,25	1,5	100x100x400	B30
5.	0,8	2,5	40x40x160	B30
6.	0,25	2,5	40x40x160	B30
7.	0,8	1,5	40x40x160	B30
8.	0,25	1,5	40x40x160	B30
9.	0,8	2,5	100x100x400	B10
10.	0,25	2,5	100x100x400	B10
11.	0,8	1,5	100x100x400	B10
12.	0,25	1,5	100x100x400	B10
13.	0,8	2,5	40x40x160	B10
14.	0,25	2,5	40x40x160	B10
15.	0,8	1,5	40x40x160	B10

16.	0,25	1,5	40x40x160	B10
17.	0,8	2,0	70x70x280	B20
18.	0,25	2,0	70x70x280	B20
19.	0,5	2,5	70x70x280	B20
20.	0,5	1,5	70x70x280	B20
21.	0,5	2,0	100x100x400	B20
22.	0,5	2,0	40x40x160	B20
23.	0,5	2,0	70x70x280	B30
24.	0,5	2,0	70x70x280	B10

Деформації усадки вимірювали механічним способом індикаторами годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм і тензометрами Аістова починаючи з третього дня після виготовлення зразків. Зразки знаходилися на протязі 28 діб у приміщенні з температурою 20...22⁰С при вологості 100%. Далі зразки зберігалися в лабораторії в звичайних умовах. Показники з вимірювальних приладів знімали на протязі 240 діб. Результати випробовування бетонних та сталевібробетонних призм в залежності від класу бетону матриці, діаметра фібр, об'ємного відсотку армування та масштабного фактору наведені в табл. 4.

Таблиця 4
Результати визначення "кінцевих" усадочних деформацій в бетонних та сталевібробетонних призмах

Марка серії	x ₁	x ₂	x ₃	x ₄	Деформації усадки $\epsilon_{sh} \cdot 10^5$			Примітка
	d, мм	μ , %	КБ	М, мм	№1	№2	серед.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
ПФ-1	0,8	2,5	B30	+1	64	60	62	План 2 ⁴
ПФ-2	0,25	2,5	B30	+1	58	62	60	
ПФ-3	0,8		B30	+1	65	71	68	
ПФ-4	0,25		B30	+1	67	65	66	
ПФ-5	0,8	2,5	B10	+1	53	51	52	
ПФ-6	0,25	2,5	B10	+1	51	49	50	
ПФ-7	0,8		B10	+1	54	58	56	
ПФ-8	0,25		B10	+1	51	57	54	
ПФ-9	0,8	2,5	B30	-1	84	80	82	
ПФ ₄ -2	0,25	2,5	B30	-1	78	82	80	
ПФ ₄ -3	0,8		B30	-1	88	84	86	
ПФ ₄ -4	0,25		B30	-1	83	85	84	
ПФ ₄ -5	0,8	2,5	B10	-1	72	68	70	
ПФ ₄ -6	0,25	2,5	B10	-1	66	70	68	
ПФ ₄ -7	0,8		B10	-1	81	75	78	

ПФ ₄ -8	0,25		B10	-1	77	73	75	Зіркові точки
ПФ ₇ -9	0,8	2,0	B20	0	60	58	59	
ПФ ₇ -10	0,25	2,0	B20	0	58	56	57	
ПФ ₇ -11	0,5	2,5	B20	0	57	53	55	
ПФ ₇ -12	0,5	1,5	B20	0	63	67	65	
ПФ ₇ -13	0,5	2,0	B30	0	67	69	68	
ПФ ₇ -14	0,5	2,0	B10	0	55	54	55	
ПФ-15	0,5	2,0	B20	+1	57	66	62	
ПФ ₄ -14	0,5	2,0	B20	-1	65	68	66	
ПБ-1	-	-	B30	+1	68	66	67	Призми з дрібнозернистого бетону
ПБ-2	-	-	B20	+1	68	64	66	
ПБ-3	-	-	B10	+1	55	57	56	
ПБ ₄ -1	-	-	B30	-1	89	93	91	
ПБ ₄ -2	-	-	B20	-1	90	88	89	
ПБ ₄ -3	-	-	B10	-1	85	87	86	
ПБ ₇ -1	-	-	B30	0	76	70	73	
ПБ ₇ -2	-	-	B20	0	66	70	68	
ПБ ₇ -3	-	-	B10	0	60	64	62	

Умовні позначення: "М" – масштабний фактор; +1 – розміри призм 100x100x400 мм; -1 – розміри призм 40x40x160 мм; 0 – розміри призм 70x70x280 мм.

Дані спостережень за деформаціями усадки ДЗБ та СФБ свідчать про те, що усадка ДЗБ та СФБ протікає по різному. Фібри сприяють затуханню усадочних деформацій. Так, у середньому за серіями, деформації усадки в сталевібробетонних призмах на 7-му добу склали 12% від кінцевих величин, на 14-у – 16%, на 28-у – 35% і на 60-у – 60%. В бетонних призмах відповідно: на 7-у – 13,5%, на 14-у – 22%, на 28-у – 46%, на 60-у – 69%. По закінченню досліджень різниця між деформаціями усадки сталевібробетонних та бетонних призм розміром 100x100x400мм становила 7%, розміром 70x70x280мм – 10%, розміром 40x40x160мм – 12,5%.

Як видно із табл. 4 різниця між кінцевими деформаціями усадки для серій з різними діаметрами фібр при однаковому відсотку армування незначна. Так для серій ПФ-1 і ПФ-2, ПФ₄-5 і ПФ₄-6 вона складає лише 2 одиниці, для серій ПФ-3 і ПФ-4 – 3 одиниці, для серій ПФ-15 і ПФ-16 – 1 одиницю і т.д. Отже діаметр фібр на деформації усадки СФБ впливає не суттєво. До такого ж висновку приходимо, проаналізувавши сповільнення деформацій усадки в СФБ у залежності від зміни діаметра фібр.

Відсоток армування фібрами впливає на деформації усадки СФБ суттєво (див. табл.4) і сприяє більш швидкому затуханню деформацій усадки.

Так само на деформації усадки СФБ впливає масштабний фактор. Із зменшенням розмірів призм фіброве армування більш ефективно впливає на сповільнення та зменшення кінцевих значень деформацій усадки СФБ.

Для побудови математичної моделі скористаємося методикою, викладеною в роботі (1).

Коефіцієнти моделі визначаємо за формулою

$$b_i = \frac{\sum_{u=1}^N x_{i_u}}{N}, \quad u = 0,1,2,\dots,k \quad . \quad (1)$$

Вони складають $b_0 = 68,1$; $b_1 = 1,125$; $b_2 = -2,75$; $b_3 = 5,375$; $b_4 = -9,75$; $b_{12} = 0$; $b_{13} = -0,125$; $b_{14} = 0$; $b_{23} = 0,25$; $b_{24} = 0,125$; $b_{34} = 0,25$.

Дисперсію визначення цих коефіцієнтів визначаємо за формулою

$$S_{bi} = \frac{\sum_{g=1}^{n_u} (y_{u_g} - \bar{y}_u)^2}{Nf_u}, \quad (2)$$

де y_{u_g} – результат g -го повторення u -го дослідження; \bar{y}_u – середнє арифметичне значення всіх n_u дублів u -го дослідження; f_u – число ступенів вільності при визначенні u -ої дисперсії $S_{y_u}^2$.

Підрахувавши ці значення і визначивши при $\alpha = 0,05$ і $f_1 = 16$ табличне значення t -критерія, виявилось, що значущими слід прийняти коефіцієнти моделі, які перевищують значення $\Delta b_i = 1,10$.

Таким чином отримана математична модель в кодовому масштабі має вигляд

$$y = 68,1 + 1,125 x_1 - 2,75 x_2 + 5,375 x_3 - 9,75 x_4 \quad . \quad (3)$$

При перевірці за критерієм Фішера модель виявилася адекватною.

В рівнянні (3) x_i в кодовому масштабі зв'язане з натуральним масштабом співвідношенням

$$x_i = \frac{X_i - X_{i0}}{\Delta X_i}, \quad (4)$$

де X_i – істинне значення фактора; X_{i0} – основний рівень фактора; ΔX_i – інтервал змінюваності (див. табл.1).

Підставивши в рівняння (3) значення факторів за (4), отримаємо залежність деформацій усадки СФБ від діаметра і відсотку армування фібрами, класу бетону матриці та масштабного фактору:

$$\varepsilon_{sh} \cdot 10^5 = 66,5 + 3,75d - 5,5\mu + 0,54R - 9,75M, \quad (5)$$

де d – діаметр фібр, мм; μ – відсоток армування, %; R – кубикова міцність бетону матриці (клас ДЗБ); M – масштабний фактор, при товщині 40мм і менше дорівнює -1 , при товщині 100мм і вище дорівнює $+1$, проміжні значення приймаються за інтерполяцією. Вплив факторів на кінцеві деформації усадки СФБ показаний на рис. 1.

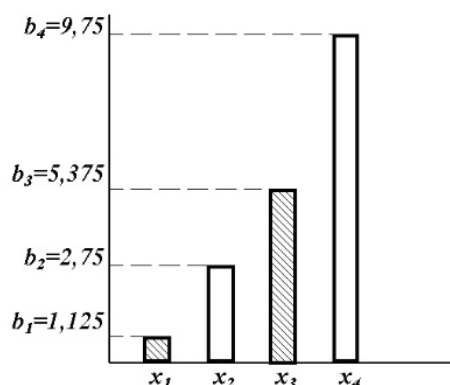


Рис. 1. Гістограма впливу факторів на кінцеві деформації усадки сталевібробетону: x_1 – діаметр фібр; x_2 – відсоток армування; x_3 – клас бетону матриці; x_4 – масштабний фактор; заштриховано – пряма пропорційна залежність; не заштриховано – обернена пропорційна залежність

З рівняння (5) та з рис.1 витікає, що кінцеві деформації усадки мало залежать від діаметра фібр. Найбільший вплив має масштабний фактор, далі іде клас бетону матриці та відсоток армування. Кінцеві деформації усадки зменшуються із збільшенням відсотку армування та із зменшенням класу бетону матриці, розмірів зразка і діаметра фібр.

Для визначення деформацій усадки СФБ в будь-який момент часу можна скористатися залежністю

$$y(t) = b_0(t) + b_1(t)x_1 + b_2(t)x_2 + b_3(t)x_3 + b_4(t)x_4, \quad (6)$$

де коефіцієнти $b_i(t)$ визначають за табл. 5.

Таблиця 5

Значення коефіцієнтів $b_i(t)$ для визначення деформацій усадки сталевібробетону в будь-який момент часу

Час, днів	Коефіцієнти				
	$b_0(t)$	$b_1(t)$	$b_2(t)$	$b_3(t)$	$b_4(t)$
1	2	3	4	5	6
30	23,6	0,56	-0,50	1,00	-2,00
90	43,5	0,80	-1,10	2,20	-4,40
180	63,6	0,95	-2,20	4,40	-8,80
>240	68,1	1,125	-2,75	5,375	-9,75

Таблиця 6

Порівняння кінцевих деформацій сталевібробетону та дрібнозернистого бетону матриці

Клас бетону матриці	Масштабний фактор, мм	Деформації усадки $\epsilon_{sh} \cdot 10^5$			
		ДЗБ	СФБ	для серій	у т.ч. середнє
1	2	3	4	5	6
В10	40x40x160	86	73	18	12,3
	70x70x280	62	55	12	
	100x100x400	56	53	7	
В20	40x40x160	89	78	14	10,0
	70x70x280	68	62	10	
	100x100x400	66	62	6	
В30	40x40x160	91	83	10	7,3
	70x70x280	73	68	7	
	100x100x400	67	64	5	

Порівнявши кінцеві деформації усадки ДЗБ та СФБ (табл. 6), можна зробити висновок, що фіброве армування більш інтенсивно стримує деформації при низьких класах бетону матриці і менших розмірах поперечного перерізу елемента.

1. Налимов В.В., Чернова Н.А. Статистические методы планирования экстремальных экспериментов. –М., Наука, 1965. 2. Сунак О.П. Прочность, трещиностойкость и деформативность нормальных сечений изгибаемых комбинированно армированных сталевібробетонных элементов. Диссер. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук. Киев, КИСИ, 1986.

ОБСТЕЖЕННЯ БУДІВЛІ ПРОМИСЛОВОГО ПРИЗНАЧЕННЯ

INSPECTION OF BUILDING OF INDUSTRIAL SETTING

Талах Л.О., к.т.н., доц. (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Talakh L.A., Ph.D., associate professor (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У статті наведені результати обстеження будівлі промислового призначення, виробничого корпусу (незавершене будівництво), подано рекомендації, щодо ліквідації дефектів будівельних конструкцій для безпечної та довготривалої експлуатації будівлі.

As building during great while, stood more than 25 years, as unfinished building without incomplete implementation of measures after canning, the continuous inspection of all of build constructions, collapsible reinforced-concrete columns, ригелей, flags of ceiling and coverage, and also bricking of internal and external sthenes was executed. As a result of implementation of works it was set from an inspection, that over the protracted unfavorable influence of environment and insignificant lacks of implementation of buildings and installation works brought to that separate structural elements got the row of damages and defects which worsened their technical state.

The results of inspection of building of the industrial setting are resulted, production corps (building is uncompleted), recommendations are given, in relation to liquidation of defects of build constructions for safe and of long duration exploitation of building.

Ключові слова: залізобетон, колона, плита, перекриття, тріщина, цегла, розчин

Keywords: reinforced concrete, column, flag, ceiling, crack, brick, solution

Інструментальне та візуальне обстеження будівлі промислового призначення виробничого корпусу Є-3 (незавершене будівництво) у м. Луцьку по вул. Шевченка, 13 виконувалось науковими

співробітниками науково-дослідної лабораторії при кафедрі промислового та цивільного будівництва факультету будівництва та дизайну Луцького НТУ.

Запроектована будівля є каркасною. Вона має розміри в осях 150×36 м. Крок колон у поздовжньому напрямі 6 м, а в поперечному 9 м, триповерхова, Конструкції перекриття та покриття – збірні залізобетонні ребристі плити розміром 3×6 м, 1,5×6 м, 0,75×6 м, змонтовані по залізобетонних ригелях, які опираються на залізобетонні колони перерізом 400×600 мм (перший та другий поверхи) і 400×400 мм (третій поверх), замонолічені в окремих фундаментах стаканного типу. Фундаменти монолітні.

Оскільки будівля протягом тривалого часу, більше 25 років простояла, як незавершене будівництво без неповного виконання заходів по консервації, виконувалось суцільне обстеження всіх будівельних конструкцій, а також цегляної кладки внутрішніх і зовнішніх стін.

Дослідження фізико-механічних характеристик збірних залізобетонних колон, ригелів, плит перекриття і покриття та зовнішніх і внутрішніх цегляних стін, зварних швів ванної зварки опорних вузлів ригелів та колон з технічного обстеження виконувалося інструментальне дослідження не руйнівними методами фізико-механічних властивостей бетону залізобетонних колон, ригелів та плит перекриття і покриття будівлі. При цьому використовували наступні прилади: еталонний молоток Кашкарова по ГОСТ 22690.2-77, ИЗС-10Н по ГОСТ 12997-84, повірених 23.01.2013 року, ультразвуковий дефектоскоп УДЗ-71, ультразвуковий товщиномір ТУЗ-1 з перетворювачами П112-5×10/2-Т-003, П112-10×6/2-Т-003, П111-2,5-К12-003, повірених 10.09.2013 року, а також ліхтар і фотоапарат "Nikon".

Для всіх методів визначення міцності бетону виконувалась статистична обробка отриманих результатів. За отриманими даними визначалося нормативне значення характеристик міцності бетону, яке відповідає найменшому контрольному значенню з достовірною ймовірністю 0,95. Ця величина була базовою для встановлення класу бетону по міцності на стиск. При цьому згідно рекомендацій норм коефіцієнт достовірності приймався $\beta = 1,64$.

Перевірочні розрахунки несучих будівельних конструкцій будівлі промислового призначення виробничого корпусу Є-3 з побудовою її моделі були виконані в ПК ЛИРА 9.4 з урахуванням

реальних фізико-механічних характеристик матеріалів та врахуванням реальних розмірів і технічного стану елементів будівлі, визначених інженерними обстеженнями та дослідженнями матеріалів. Розрахунок виконувався, як для чотирьохпрогінної рами.

Виконані розрахунки показали, що незважаючи на відхилення від вимог проекту по класах і марках основних несучих збірних залізобетонних конструкцій, а саме – бетон В20 (М250), В25 (М300) замість – по проекту В25 (М300), В30 (М400); несуча здатність консолей, ригелів, колон забезпечена. При виконанні перевірочних розрахунків не враховувались недопустимі за умов нормальної експлуатації пошкодження та дефекти конструкцій, оскільки такі конструкції підлягають підсиленню за спеціально розробленим проектом.

Дані випробувань фізико-механічних характеристик збірних залізобетонних колон, ригелів, плит перекриття та покриття наведені в таблиці 1.

Таблиця 1

Фізико-механічні показники збірних залізобетонних колон,
ригелів, плит перекриття і покриття

№ з/п	Найменування показника	Усереднена міцність бетону, R_m , МПа	Коефіцієнт достовірності, β	Середнє квадратичне відхилення, σ , МПа	Нормативна міцність бетону, B , МПа
1.	Колони I-II поверхів	28,60	1,64	2,42	24,63
2.	Колони III поверху	30,56	1,64	3,59	24,67
3.	Збірні з/б ригелі I-III поверхів	32,47	1,64	1,93	29,30
4.	Збірні з/б плити I-II поверхів	28,01	1,64	2,37	24,12
5.	Збірні з/б плити III поверху	27,64	1,64	3,39	22,08

При розрахунку використане тимчасове рівномірно-розподілене навантаження на перекриття 10 кН/м^2 . При цьому несуча здатність в опорних перерізах ригеля забезпечена, хоча запас міцності мінімальний. Розрахунок колон показав, що використання даного навантаження максимально допустиме.

Розрахунок виконувався з врахуванням перерозподілу зусиль між опорними та прольотними згинальними моментами. В нелінійному розрахунку в ПК ЛИРА зафіксовано початок виникнення пластичних шарнірів в опорних перерізах ригеля.

Для визначення фізико-механічних властивостей цегли та розчину самонесучих стін було відібрано з 1-го по 3-й поверхи проби цегли та розчину безпосередньо з існуючих стін. При влаштуванні стін використовувалась звичайна глиняна червона цегла пластичного формування.

Міцність (марка) цегли визначалась шляхом дослідження відібраних зразків (штампів) у лабораторних умовах на пресовому обладнанні (преси ИП -1000, ПСУ-125, ПСУ-10) повірених 23.01.2013 року. Випробування проведено згідно вимог ДСТУ Б В.2.7-61:2008 (EN 771-1:2003, NEQ); ГОСТ 8462-85,

В результаті виконаних випробувань і технічного обстеження встановлено, що цегла має середню міцність: $R_c^{сер} = 73,85 \text{ кгс/см}^2 = 7,385 \text{ МПа}$, що відповідає марці М 75, а конструкції цегляних стін знаходяться в стані II – задовільному.

Для випробування цементно-піщаного розчину згідно ГОСТ 5802-86, ДСТУ Б В.2.7-239:2010 (EN1015-11:1999. NEQ) з відібраних проб виготовляли дослідні зразки розміром $20 \times 20 \times 20$ мм. Зразки випробовувалися на гідравлічному пресі ПСУ-10 повіреному 23.01.2013 року.

У результаті випробування визначено, що середня міцність цементно-піщаного розчину складає: $R_p^{сер} = 50,23 \text{ кгс/см}^2 = 5,023 \text{ МПа}$, що відповідає М 50, а конструкції цегляних стін на цементно-піщаному розчині знаходяться в стані II – задовільному.

Ультразвуковий контроль якості зварних з'єднань опорних вузлів ригелів і колон з метою виявлення внутрішніх дефектів зварних швів (пор, тріщин, шлакові включення, не сплавлення та не проварів металу) проводився у відповідності з ГОСТ 25863-83, інструкції з експлуатації приладу, ГОСТ 10922-75 та ГОСТ 23858-

79, а оцінка якості згідно ГОСТ 10922-75 та ГОСТ 23858-79 такими засобами: ультразвуковим дефектоскопом УД 3-71, ультразвуковим товщиноміром ТУЗ-1 з перетворювачами П112-5×10/2-Т-003, П112-10×6/2-Т-003, П111-2,5-К12-003, повіреними 10.09.2013 року, а також ліхтар і фотоапарат "Nikon" (рис. 1, 2).



Рис. 1. Вузол з'єднання колони і ригеля по осі 19 ряд А/1 на відмітці +6,000 (Ф-1)



Рис. 2. Виявлення внутрішніх дефектів зварного шва в з'єднанні колони і ригеля по осі 19 ряд А/1 на відмітці +6,000, стержень правий (Ф-2)

Результати ультразвукового контролю якості зварних з'єднань опорних вузлів ригелів і колон наведені в таблиці 2.

Таблиця 2

Результати ультразвукового контролю якості зварних з'єднань опорних вузлів ригелів і колон

№ з/п	Прив'язка в плані			Тип зварного з'єднання	Діаметр арматури	Опис дефектів	Оцінка якості
	Вісь	Ряд	Арматура				
1.	19	A/1	ліва	стиківий шов	Ø36	не відповідає вимогам	бал 1
2.	20	A/1	ліва	стиківий шов	Ø36	в межах допуску	бал 2
3.	20	A/1	права	стиківий шов	Ø36	в межах допуску	бал 2
4.	26	Г/1	середня	стиківий шов	Ø36	в межах допуску	бал 2
5.	26	Г/1	права	стиківий шов	Ø36	в межах допуску	бал 2
6.	19	A/1	права	стиківий шов	Ø36	не відповідає вимогам	бал 1
7.	10	Е	права	стиківий шов	Ø36	не відповідає вимогам	бал 1
8.	10	Е	ліва	стиківий шов	Ø36	в межах допуску	бал 2

Аналіз результатів інженерних обстежень показує, що внаслідок тривалого перебування незавершеного будівництва будівлі промислового призначення виробничого корпусу Є-3 без належної консервації під дією навколишнього середовища та відсутність справного організованого відведення дощових вод привело до того, що будівельні конструкції отримали ряд дефектів та пошкоджень і це погіршило їх технічний стан та експлуатаційну

придатність (особливо в критичному стані колона першого поверху вісь 10Л ряд Б/1).

Додатковою причиною є недотримання технології при виготовленні збірних залізобетонних конструкцій – не витримана товщина захисного шару бетону конструктивної арматури.

Висновки та рекомендації

1. Результати виконаних інженерних обстежень показали, що внаслідок тривалого перебування незавершеного будівництва виробничого корпусу Є-3 без належної консервації під дією навколишнього середовища, при відсутності справного організованого відведення дощових вод, збірні залізобетонні конструкції отримали ряд дефектів та пошкоджень, які суттєво погіршили їх технічний стан і придатність до нормальної експлуатації.

2. При виконанні технічного обстеження збірних залізобетонних колон виробничого корпусу Є-3 виявлено з дефектами: I-ий поверх – 66 колон; II-ий поверх – 67 колон; III-ій поверх – 120 колон.

Підсилення поперечного перерізу колон по висоті пропонуємо виконати: I-ий поверх – 24 колони; II-ий поверх – 50 колон; III-ій поверх – 14 колон.

Рекомендуємо в технологічній частині будівельно-монтажних робіт робочого проекту ліквідації дефектів і підсилення збірних залізобетонних колон, при доведенні їх до нормального стану, передбачити:

- відокремлення відшарованого захисного шару бетону від робочої, конструктивної арматури;
- очищення шару корозії арматури механічним способом за допомогою піскоструменевої установки;
- виконання антикорозійного захисту арматури;
- влаштування захисного шару робочої, конструктивної арматури дрібнозернистим бетоном, класом $B \geq 25$ при допомозі торкрет-установки;
- здійснення підсилення металоконструкціями з кутикового профілю і штрипсової полоси по висоті колон в колонах з відокремленим захисним шаром бетону від робочої арматури в кутах поперечного перерізу згідно з розробленим проектним рішенням;

- обтягнення сіткою-рабицею і виконання торкрет-штукатурки з наступним тинкуванням обрамлених (підсилених) колон металоконструкціями.

Окремого виду підсилення рекомендуємо виконати на колоні першого поверху вісь 10Л ряд Б/1, – проектом передбачити влаштування залізобетонної «сорочки»

3. При проведенні технічного обстеження збірних залізобетонних ригелів виробничого корпусу Є-3 виявлено з дефектами: I-ий поверх – 89 штук; II-го поверху – 105 штук; III-го поверху – 99 штук.

Рекомендуємо в технологічній частині будівельно-монтажних робіт робочого проекту ліквідації дефектів, при доведенні їх до нормального стану, передбачити:

- очищення ділянок залізобетонних поверхонь з корозією арматури і металевих закладних деталей за допомогою піскоструменевих установок;

- виконання антикорозійного захисту арматури, закладних деталей;

- влаштування захисного шару конструктивної арматури дрібнозернистим бетоном (наповнювач – крупнозернистий промитий кварцовий пісок), класом В \geq 25 товщиною 5 – 10 мм при допомозі торкрет-установки;

- виконання захисного шару бетону на ділянках оголеної робочої арматури після їх очищення від корозії, згідно вимог серії виготовлення.

4. Технічним обстеженням збірних залізобетонних плит перекриття виробничого корпусу Є-3 (проекції на стелі з кроком 1500 мм) виявлено з дефектами: I-ий поверх – 359 штук; II-ий поверх – 330 штук; III-ій поверх – 354 шт.

Рекомендуємо в технологічній частині будівельно-монтажних робіт робочого проекту ліквідації дефектів, при доведенні їх до нормального стану, передбачити:

- очищення ділянок залізобетонних поверхонь з корозією арматури і металевих закладних деталей за допомогою піскоструменевих установок;

- виконання антикорозійного захисту арматури, закладних деталей;

- влаштування захисного шару конструктивної арматури дрібнозернистим бетоном (наповнювач – крупнозернистий

промийтий кварцовий пісок), класом $B \geq 25$ товщиною 5 – 10 мм при допомозі торкрет-установки;

- виконання захисного шару бетону на ділянках оголеної робочої арматури після їх очищення від корозії, згідно вимог серії виготовлення.

5. При виконанні технічного обстеження зовнішніх і внутрішніх стін з цегляної кладки виробничого корпусу Є-3 та лабораторного випробування зразків будівельних матеріалів та зразків цементно-піщаного розчину відхилення від вимог нормативно-технічної документації не виявлено.

Зовнішні і внутрішні цегляні стіни знаходяться в нормальному стані.

6. Проведеними дослідженнями збірних залізобетонних конструкцій колон, ригелів, плит перекриття і покриття з використанням не руйнівних методів встановлено, що усереднена міцність бетону збірних залізобетонних конструкцій колон I і II поверхів відповідає класу бетону B20 (M250), III поверху B25 (M300), а по проекту (оригіналам паспортів) – B25 (M300) та B30 (M400); усереднена міцність бетону збірних залізобетонних конструкцій ригелів, перекриття I, II поверхів і покриття III поверху відповідає класу B25 (M300), а по проекту (оригіналам паспортів) – B25 (M300) або B30 (M400).

7. За результатами розрахунків, для безпечної та довготривалої експлуатації корпусу, враховуючи короточасні перевантаження, рекомендується зменшити тимчасове експлуатаційне навантаження до 9 кН/м^2 .

8. При технічному обстеженні доступних зварних швів ванної зварки опорних вузлів ригелів та колон перевірених зовнішнім оглядом, виявлено: відсутність підрізів; відсутність тріщин; відсутність видимих порожнин, які виходять на зовні; відсутність ніздрюватості зварних швів; відсутність переривів зварювального шва; відсутність незаплавлених кратерів; наявність зварювальних напливів; наявність усадочних раковин наплавленого металу до 2 – 2,5 мм.

Вибірковим ультразвуковим контролем якості зварних з'єднань виявлено монолітність зварних з'єднань а в деяких місцях помічено наявність поодиноких внутрішніх газових і шлакових включень розмірами 1 – 1,5 мм, що відповідає вимогам ГОСТ 10922, тобто вони є придатними для подальшої експлуатації.

9. При виконанні геодезичних робіт по нівелюванню перекриття першого поверху сіткою 6000x9000 мм відносно умовного репера, $R = 0.000$, визначено фактичне перевищення (пониження) на кожному перетині осей і рядів корпусу:

- мінімальна висота перевищення $h_{\min} = +2$ мм;
- максимальна висота перевищення $h_{\max} = +58$ мм;
- мінімальна висота пониження $h_{\min} = -1$ мм;
- максимальна висота пониження $h_{\max} = -122$ мм.

При вибірково-доступному виміру відхилень колон по вертикалі по контуру корпусу встановлено:

- мінімальне відхилення по вертикалі $a_{\min} = 5$ мм;
- максимальне відхилення по вертикалі $a_{\max} = 50$ мм.

Результати виконаних геодезичних робіт засвідчують невідповідність допусків вимогам на монтаж збірних залізобетонних конструкцій згідно ДБН.

При виконанні окремого проектного рішення конструкції виробничого корпусу придатні для подальшої експлуатації.

1. НПАОП 45.2-1.01-98 Правила обстежень, оцінки технічного стану та паспортизації виробничих будівель і споруд. Затверджено наказом №321288 від 27.11.1997р. Державного комітету будівництва, архітектури та житлової політики України.

2. ДСТУ Б В.2.7-239:2010. Будівельні матеріали. Розчини будівельні. Методи випробувань. Мінрегіонбуд України (EN1015-11:1999. NEQ).

3. ДСТУ Б В.2.7-61:2008. Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові і лицьові. Технічні умови. Мінрегіонбуд України (EN 771-1:2003, NEQ);

4. ДСТУ БВ.2.7-43-96. Будівельні матеріали. Бетони важкі. Технічні умови.

5. ДБН В.1.2.-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Мінбуд України.– Київ: 2006 – 79 с.

6. ДБН В.2.6. – 98: 2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Мінрегіонбуд України.– Київ: 2011 – 84 с.

7. Неразрушающие методы испытания бетона.– Москва: Стройиздат, 1985 г.

8. Рекомендации по определению прочности бетона эталонным молотком Кашкарова по ГОСТ 22690.2-77. – Москва : Стройиздат, 1985 г.

ПРОБЛЕМИ ПІДВИЩЕННЯ МІЦНОСТІ ДОРОЖНІХ БЕТОНІВ НА РОЗТЯГ

THE PROBLEM OF INCREASING THE TENSILE STRENGTH OF ROAD CONCRETE

Толмачов С.М., д.т.н., проф., Рідкозубов О.О., к.т.н., доц., Захаров Д.С., аспірант (Харківський національний автомобільно-дорожній університет, м. Харків)

Tolmachov S.M., Doctor of Technical Sciences, Prof., Ridkozubov O.O., candidate of technical sciences, Associate Prof., Zakharov D.S., postgraduate (Kharkov national automobile and highway university, Kharkiv)

У статті показана необхідність підвищення міцності дорожнього цементного бетону на розтяг. Наведено кілька способів підвищення міцності на розтяг. Показано, що підвищення міцності при розтягуванні - це шлях можливого вирішення проблеми підвищення довговічності.

The article shows the need to improve the tensile strength of cement road concrete. Here are a few ways to increase the tensile strength. It is shown that an increase in tensile strength - this is the way to solve the problem of possible increase durability. Shown in the article problems require further analysis, search of new and improvement of existing methods of increasing the strength of the road concrete on a stretching at a bend, as a decisive factor in its durability. Studies were conducted of the change in strength of specimens of fine concrete in various stages of hardening on activated very fine quartz sand with a content of silty-clay particles.

Ключові слова: дорожній цементний бетон, міцність на розтяг, зона контакту, структура бетону

Keywords: road concrete, tensile strength, contact zone, structure of concrete

Вступ. Численні дослідження різних вчених показали, що руйнування дорожніх і аеродромних цементних бетонів обумовлено розтягуючими напруженнями. У випадку, якщо міцність зони контакту «цементний камінь-заповнювач» або міцність самого цементного каменю, менше, ніж виникають внутрішні напруження розтягу, відбувається руйнування бетону. В умовах «вільного» (без обтиснення) прикладання стискаючого навантаження руйнування також походить від розтягуючих напружень. Розтягуючи навантаження при експлуатації дорожніх бетонів виникають при проїзді транспорту, при гальмуванні і наборі швидкості. Навіть при стоянці автомобіля, якщо вважати, що монолітний бетон розбитий на окремі плити, які спираються по контуру, розтягуючи напруження виникають і від статичного навантаження. Враховуючи, що в останні роки підвищенню міцності бетону на розтяг (або розтяг при згині) дослідники приділяють мало уваги, актуальними є дослідження, які спрямовані на підвищення саме цих механічних властивостей дорожнього бетону.

Огляд останніх досліджень. Торкаючись основних причин руйнування дорожніх бетонів, Р.Я. Лівша зі співробітниками зазначив, що тільки за останні 10 років інтенсивність руху на дорогах України зросла настільки, що в 1,5 - 3 рази перевищує допустиму для даних категорій доріг інтенсивність [1]. Дослідження показали, що однією з головних причин руйнування покриття дороги є дія температури в момент, коли бетон знаходиться у водонасиченому стані. У осінньо-зимово-весняний період при заморожуванні води виникає кристалізаційний тиск льоду, який приводить до значних внутрішніх напружень. У літній період до цього ж приводять набухання і усадка. Розтягуючи деформації, що виникають при таких впливах, викликають появу тріщин, руйнування швів, лущення і викришування дорожнього бетону.

Й. Фунакосі пропонує оцінювати експлуатаційні властивості дорожніх покриттів за кількома показниками [2], одним з них є зносостійкість, яка характеризує опір тріщиноутворенню і деформаціям згину та розтягу.

Як зазначає О.В. Ушеров-Маршак, найбільшою ефективністю для підвищення якості бетону мають заходи, які спрямовані на поліпшення структури бетону, зокрема, зміни характеру капілярної пористості у всьому масиві бетону [3]. Про це ж свідчать

дослідження І.М. Грушко, в яких також відзначена можливість отримання бетонів високої міцності на розтяг, щільності, водонепроникності і зниженою стиранистю за рахунок зміни характеру пористості, наприклад, введенням до складу бетону хімічних і мінеральних добавок. У той же час, в роботі [4] показано, що структура порового простору, щільність і проникність бетону залежать від процесів, які відбуваються під час твердіння бетону.

Багаторічні дослідження, які були проведені на кафедрі технології дорожньо-будівельних матеріалів Харківського національного автомобільно-дорожнього університету під керівництвом І.М. Грушко [5] показали, що міцність бетону при розтягу можна виразити формулою:

$$R_p = A_1 A_2 A_3 R_{ц} ,$$

де $R_{ц}$ - активність цементу; A_1 ; A_2 ; A_3 - показники, що враховують якість макро-, мезо- і мікроструктури бетону.

Тому змінюючи показники якості кожного рівня структури бетону можна направлено впливати на міцність бетону в цілому, і, в першу чергу, на міцність при розтягу. Відомо, що руйнування бетону обумовлено трьома причинами: низькою міцністю зони контакту «цемент-заповнювач», низькою міцністю самого великого заповнювача або низькою міцністю цементного каменю. Найбільш слабкою ланкою є міцність зони контакту, зміцнити яку можна попередньою обробкою заповнювачів розчинами солей, кислот або лугів. При такій обробці змінюється (або посилюється) знак заряду поверхні заповнювача і забезпечується підвищення якості зони контакту.

Механізм цього можна викласти таким чином [6]. Гідратація поверхні кварцу визначається розташуванням кремнікисневих тетраедрів поверхневого шару, які характеризуються наявністю некомпенсованих валентностей. Компенсування атомів кисню тетраедрів SiO_4 зазвичай відбувається за рахунок гідроксилювання поверхні кварцового заповнювача. Зазначена будова поверхні кварцу визначає і його електрокінетичний потенціал при контакті з водою. Гідроксильні групи частково дисоціюють, при цьому віддають у водну фазу іон водню, поверхня при цьому заряджається негативно. Тому, на поверхні кварцу адсорбуються переважно позитивно заряджені продукти гідратації цементу - гідроалюмінати

або гідросульфоалюмінати кальцію. Якщо перезарядити поверхню кварцу, то можна забезпечити коагуляцію негативно заряджених гелевих частинок гідросилікатів. Менші розміри цих частинок (у порівнянні з кристалогідратами) забезпечать щільну структуру зони контакту.

Перезарядку поверхні кварцу можна забезпечити шляхом змочування його розчинами електролітів, які містять іони полівалентних металів. Оптимальна концентрація розчинів для обробки може визначатися на підставі оцінки електрокінетичного потенціалу заповнювача. В результаті проведених експериментів [6] встановлена залежність зміни міцності дрібнозернистих цементних бетонів з активованим заповнювачем від концентрації обробляючих розчинів електролітів і величини дзета-потенціалу кварцового піску.

Результати досліджень. Були проведені дослідження зміни міцності зразків із дрібнозернистого бетону в різні терміни твердіння на активованому дуже дрібному кварцовому піску з вмістом 12 % пилювато-глинистих частинок (табл. 1). Оскільки випробування на чисте розтягування бетону являє значні труднощі, то зазвичай для оцінки стійкості бетонів на розтяг досліджують розтяг при згині. Активацію проводили 0,01 % розчином $AlCl_3$.

Таблиця 1

Міцність бетонів

Склад	Міцність при стиску / при згині, МПа					
	Доби					
	3	7	14	28	90	180
Контрольний	7,5/1,4	12,4/1,9	20,2/2,9	25,8/3,6	26,7/3,9	27,1/4,1
На активованому заповнювачі	16,9/2,2	23,2/3,1	30,1/4,3	33,6/4,9	34,9/5,4	35,5/5,7

Кінетика зміни міцності бетону на активованому заповнювачі показує, що підвищення міцності у початковий період твердіння (до 14 діб) відбувається інтенсивно, тому бетонні зразки у цьому віці набирають до 75 % марочної міцності. Після 28 діб твердіння в нормальних умовах міцність збільшується незначно.

На підставі отриманих даних можна встановити вплив добавок, що вводяться у бетонну суміш на якість структури бетону. Для цього необхідно оцінити коефіцієнт дефектності структури, що приймається як відношення міцності при стиску до міцності при згині (по І.М. Грушко). Коефіцієнт дефектності структури до 28 діб твердіння в бетонах з обробленим заповнювачем складає 6,9, а у контрольних зразків 7,2. Отримані дані свідчать про те, що бетон на активованому заповнювачі має більш однорідну структуру з меншою дефектністю.

Крім того, таке значне підвищення міцності бетону на розтяг при згині (на 40...60 %) і зниження коефіцієнта дефектності структури бетону свідчить про значне зміцнення зони контакту. Підвищення міцності зони контакту дозволяє підвищити опір бетону дії розтягуючих напружень на рівні мезо- і макроструктури.

Ще одним ефективним способом впливу на структуру дорожнього бетону з метою підвищення його міцності на розтяг при згині є введення різного роду фіброволокон. Враховуючи, що металева фібра може після ущільнення знаходитися на поверхні і становити небезпеку для проїзду транспорту, найбільш придатною є полімерна або базальтова фібра.

Дослідження різних авторів показують, що існує різні думки з приводу фізико-механічних характеристик фібробетонів. Зокрема висловлюється думка про те, що при введенні фібри міцність бетонів при стиску знижується. Однак немає сумніву в тому, що практично всі інші характеристики фібробетонів перевершують характеристики бетонів без фібри. Це відноситься до міцності на розтяг при згині, ударної стійкості, зносостійкості, морозо- і корозійної стійкості. Наші дослідження показали, що при введенні в бетонну суміш, наприклад, поліпропіленової фібри виробництва ТОВ «Спецснаб», м. Дніпропетровськ відбувається підвищення міцності на розтяг при згині, а міцність бетонів при стиску в розглянутому діапазоні кількості фібри практично залишається незмінною (табл. 2). У бетоні використовували щебінь фракції 5-10 мм в кількості 1280 кг/м³, пісок кварцовий з Мкр = 2,2 в кількості 600 кг/м³, цемент ПЦ І – 500 Н в кількості 380 кг/м³, а також суперпластифікатор Fk 88 виробництва фірми MC Bauchemie, Німеччина.

Цікаво, що найкращі результати отримані при введенні в суміш 1 кг фібри. При подальшому збільшенні її кількості (більше 1 кг)

відбувається зниження показників. Міцність фібробетонів на розтяг при згині зростає у порівнянні з бетонами без фібри на 40 %. Приблизно на стільки ж поліпшується коефіцієнт дефектності структури бетону.

Ці та інші дослідження фібробетонів, у тому числі піщаних, які були проведені нами, свідчать про ефективність застосування полімерних фібр для підвищення міцності важких бетонів на розтяг при згині.

Таблиця 2

Властивості фібробетонів з полімерними волокнами

№ з/п	Найменування бетону	Кількість фібри, кг/м ³	Показники міцності, МПа у віці 28, діб	Кдеф.
			$R_{згин} / R_{стиск}$	$R_{стиск} / R_{згин}$
1	Контрольний, без фібри	-	4,9/44,0	8,98
2	З фіброю	0,6	6,0/44,2	7,36
3	З фіброю	1,0	6,9/45,4	6,58
4	З фіброю	1,4	6,5/43,0	6,62

Існують також і інші методи підвищення міцності бетону на розтяг і розтяг при згині. До них відносяться різні види фізико-механічної активації бетонної суміші та бетону. Однак, як показує практика дорожнього будівництва, зазначені методи досі не знаходять застосування. Не зовсім зрозуміле питання з впливом суперпластифікаторов (СП) на зростання міцності бетонів на розтяг. Всім відомо, що введення СП приводить до зростання міцності бетону на стиск на 30...60 % і більше. Але міцність на розтяг при згині у цьому випадку (за даними ряду авторів) зростає не більше, ніж на 20...40 %, тобто в меншій мірі. Якщо аналізувати різницю у приростах міцностей, то виникає висновок про те, що при введенні СП, незважаючи на зростання міцностей, формується більш дефектна структура бетону, тому підвищується коефіцієнт її дефектності. Найголовнішою перешкодою спрямованого підвищення міцності бетонів на розтяг є відсутність аналізу ефективності методів впливу, що застосовуються і, власне, необхідності їх прикладання. Це є прямим порушенням «принципу

відповідності», який було запропоновано О.П. Мчедловим-Петросяном. Відсутність наукового підходу до вибору методів впливу приводить до хаотичного прикладання різних активаційних прийомів, які протидіють між собою.

Висновок. Висловлені в статті проблеми вимагають подальшого аналізу, пошуку нових і вдосконалення існуючих способів підвищення міцності дорожніх бетонів на розтяг при згині, як вирішального чинника його довговічності.

1. Лівша Р. Я. Сумісний вплив вологості й температури на поздовжню стійкість монолітних цементобетонних покриттів / Р. Лівша, М. Ольховик, Н. Васьків // Автомобільні дороги й дорожнє будівництво. – 2004. – Вип. 72. – С. 47 - 52.

2. Фунакоси Йоити. Метод оценки дорожных покрытий / Й. Фунакоси // Roads and Road Construction. – 1981. – № 484. – Р. 81 – 82.

3. Usherov-Marshak A.V. DSK investigation and analysis of ice formation in capillary-porous materials / A.V. Usherov-Marshak, V.P. Sopov, O.A. Zlatkovski // Proc. ESTAC-7. - Balatonfurd. Hungary. - 1998. - P. 158.

4. Грушко И.М. Довговічність бетону при спільній дії середовища та механічного навантаження / И.М. Грушко, Е.Б. Киреева // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – 1978. – № 23. - С. 64 – 68.

5. Грушко И.М. Прочность бетонов на растяжение / И.М. Грушко, А.Г. Ильин, С.Т. Рашевский. - Х.: изд-во ХГУ, 1973. - 156 с.

6. Ольгинский А.Г. Регулирование прочности мелкозернистых цементных бетонов по электрокинетическому потенциалу заполнителя / А.Г. Ольгинский, А.А. Редкозубов // Вестник Харьковского государственного автомобильно-дорожного технического университета, Выпуск №3. – Харьков, 1996. – С. 42 - 45.

СТАН ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ЇХ РЕСТАВРАЦІЯ В ЗАМКУ ЛЮБАРТА М. ЛУЦЬКА

THE CONDITION OF WOODEN CONSTRUCTIONS AND THEIR RESTORATION IN LUBART'S (LUTSK) CASTLE

Чапюк О.С., к.т.н., доцент, Кислюк Д.Я., к.т.н., доцент (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

O. Chapiuk, Ph.D., senior lecturer, D. Kusliuk, Ph.D., senior lecturer (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Наведено індивідуальний комплекс реставраційних робіт, головною метою якого є збереження історичної достовірності Луцького замку. Запропоновано використання компаунда, арматури, глибокого просочення дерев'яних деталей за допомогою дифузійного методу антисептування та заміну елементів покрівлі на ідентичні та штучно зістарити.

The problem of conservation of wooden monuments and the ways of their solution on the example of the architectural character of Volyn' is given. Substitution of old wooden items and constructions for new ones involves high material costs and is often unnecessary not only from historical and cultural point of view, but also from the point of view of possibilities to preserve the old wood. Individual complex of restoration works main objective of which is the preservation of the historical authenticity of Lutsk Castle is given in the article. The use of compound valve, reinforcement, deep impregnation of wooden parts using a diffusion method of anticipation and replace elements of the roof to identical and to distress them artificially is offered in the scientific piece of writing.

Ключові слова: дерев'яні конструкції, реставрація, компаунд, збереження, Луцький замок, замок Любарта

Key words: wood constructions, restoration, compound value, conservation, Lutsk Castle, Liubart Castle

Проблема консервації деревини в пам'ятках архітектури є дуже гострою і, окрім того, заміна старих дерев'яних конструкцій новими

пов'язана з великими матеріальними витратами і буває часто невиправданою не тільки з історико-культурної точки зору, але і з погляду можливостей збереження старої деревини. Питання збереження та використання пам'яток дерев'яної архітектури може бути вирішено шляхом застосування комплексного підходу до проведення всебічного обстеження пам'яток, визначення їх технічного стану і режиму збереження, проведення комплексу протиаварійних заходів та реставрації об'єктів, що мають особливу культурну цінність.

В загальному, реставрацією називають сукупність науково обґрунтованих заходів щодо укріплення (консервації) фізичного стану, розкриття найбільш характерних ознак, відновлення втрачених, або пошкоджених елементів об'єктів культурної спадщини із забезпеченням збереження їх автентичності. Тоді, як консервація безпосередньо дозволяє захистити об'єкти культурної спадщини від подальших руйнувань і забезпечує збереження їх з мінімальним втручанням у існуючий вигляд (тобто збереження пам'ятки практично в тому вигляді, в якому вона дійшла до наших днів).

Використання дерева логічно виникає в місцевостях, багатих лісом. Дещо легші засоби обробки сировини і наявність матеріалу спонукали до поширеного використання саме дерева. На ранішніх і середніх етапах розвитку дерев'яної архітектури характерна відсутність гідроізоляції, розвиток плісняви і недовготривалість дерев'яних споруд. Свої обмеження вносила і велика пожежонебезпека. Дерев'яні споруди добре горять, що небезпечно як в воєнні, так і мирні часи, в часи посух. Практично у всіх випадках реставрація дерева має справу з частково зруйнованим деревом, тобто матеріалом із зміненими структурними характеристиками, більшою чи меншою мірою зараженим грибками або комахами, які призводять до повного руйнування деревини. З часом змінюється і хімічний склад деревини, а через руйнування структури сильно підвищується водопоглинання. Проте розвиток реставраційної справи, впровадження нових технологій дозволяють тепер у чималій кількості випадків успішно боротися з пошкодженням деревини і значно продовжити термін її служби.

Детальніше консервацію пошкодженої деревини і її засоби розглянемо на прикладі найбільшої, найдавнішої і найкраще збереженої на Волині пам'ятки архітектури – Луцького замку (замок Любарта), XIII-XIV ст. Це прекрасна і автентична пам'ятка,

культурний осередок міста Луцька, що виражає національні риси архітектури. Розташований в старій частині міста на високому пагорбі, він був однією з наймогутніших фортець Волині, основною ланкою системи міських зміцнень. Здавна образ замку Любарта використовувався як символ Луцька. Образ мурів присутній на численних печатках, гербах, грошах, значках, поштових листівках. Ще з давньоруських часів він є духовною столицею Волині [1]. Саме тому так важливо зберегти цей скарб, щоб ще багато наступних поколінь змогли побувати у царстві середньовіччя та з висоти його головної вежі оглянути старий Луцьк і відчутти захоплююче минуле міста. Востаннє держава виділяла гроші на реставраційні роботи у Луцькому замку в 2006 році.

Замок Любарта являє собою у плані рівносторонній трикутник із випнутими сторонами і відстанями між вершинами (вежами) 100 м. Висота стін близько 12 м над валом, товщина сягає 3 м. За підрахунками спеціалістів, на будівництво замку використано до 5 мільйонів цеглин (в середньому на 1,5 поверховий стандартний житловий будинок витрачається близько 50 тисяч цеглин). Стіни і вежі вимурувані у готичній системі кладки. Розміри цеглин коливаються у залежності від будівельного періоду, в якому вони використовувалися. В середньому це $(0,28-0,3) \times (0,125-0,15) \times (0,75-0,95)$ м [2]. На стінах містяться бойові галереї з бійницями. Стіни подекуди покриті гонтом. Сходи, покриття підлоги та підпори огорожі, на мурах виготовлені з дерева.

При проведенні інженерного та технологічного обстеження об'єкту була виявлена необхідність ремонтно-реставраційних робіт.

Серед проблемних питань у дерев'яних конструкціях Луцького замку є часткова зруйнованість балок в конструкціях сходів (рис.1).



Рис. 1. Часткова зруйнованість балок в конструкціях сходів

Питання є нагальним, оскільки пошкодженим є елемент несучої конструкції, що зменшує її стійкість до навантажень і може спричинити руйнування. Згідно з ДБН В.3.2-1-2004 [3], необхідно проводити укріплення балки.

Перед початком роботи слід встановити розвантажувальні опори, щоб запобігти заваленню конструкцій та елементів. З повністю зруйнованої ділянки видаляють зруйновану (трухляву) частину конструкцій, а потім у залишеній здоровій частині просвердлюють отвори для арматури. Схема розташування отворів і арматури повинні відповідати статистичному розрахунку і відповідати вимогам до конструкцій. Доповнення маси деревини, якої бракує, здійснюють заливанням компаунда в попередньо підготовлену ущільнену опалубку (рис.2). Компаунд – це суміш синтетичної смоли і наповнювача. За своїми фізичними якостями компаунд повинен бути близьким до деревини.

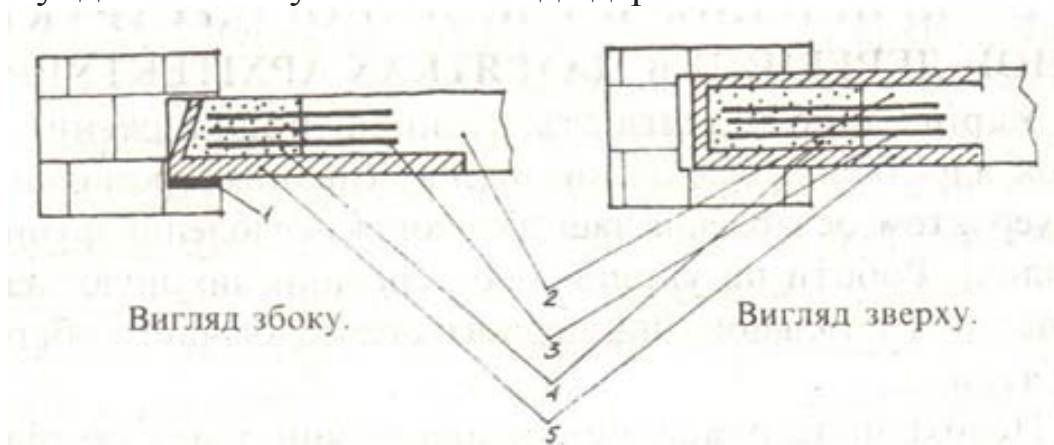


Рис. 2. Підсилення дерев'яних конструкцій за допомогою компаунда: 1-підложка, 2-здорова деревина балки, 3-арматура, 4-опалубка, 5-компаунд

Заливання компаунда повинно виконуватись без бульбашок повітря і утворення порожнин. Отвори в деревині для арматури заливають тією ж смолою без наповнювача. Після отвердіння (залежно від застосованого матеріалу – через 1-30 діб) створюється статично повноцінна ділянка балки, закріплена стержнями (арматурою), заглибленими у здорову деревину. Характеристика компаунда: з'єднання з деревиною силовим замиканням; мінімальна усадка; міцність на стискання, зріз, пружність при тривалому з'єднанні з деревиною; відсутність водопоглинання. Деревина не

повинна «задихатися» від хімічного додатку; терморегуляція, запобігання утворенню конденсату.

Також причиною пошкодження дерев'яних елементів є біологічне руйнування та гниття консольних балок у конструкції огорожі проходів над мурами замку (рис.3).



Рис.3. Біологічне руйнування та гниття дерев'яних консолей

Конструкції з деревини мають потребу в захисті від гниття і руйнування жуками, особливо коли ця деревина знаходиться зовні приміщення і зволожується при своїй подальшій службі. В умовах реставраційного процесу глибоке просочення дерев'яних деталей може бути досягнуте за допомогою дифузійного методу антисептування [4]. Для цього на поверхню наноситься шар антисептичної пасту або концентровані розчини (30-10%), потім гідроізоляцію. Конструкції вводять в експлуатацію без витримки. Для насичення використовують такі антисептики: препарат ББ32; комплексний препарат: бура, борна кислота і солі амонію. В порівнянні із заводським просоченням, обробка пастами проста і доступна, а при виготовленні паст можна обходитися досить нескладним обладнанням.

До числа недоліків дифузійного антисептування слід віднести велику витрату антисептика на квадратний метр оброблюваної поверхні, а також вимога точного дотримання рецептури при складанні паст.

Згідно з ДБН В.3.2-1-2004, дозволяється замінювати ті частини і елементи конструкції, які знаходяться у зруйнованому

стані або відсутні, коли є їхні прототипи. Замінник повинен мати таку ж форму і зовнішній вигляд, як історичний елемент. Тому в місцях покрівлі, де відсутні елементи гонту (Рис.4) необхідно використати спеціально підготовлені нові дощечки, виготовлені за існуючим зразком. Відтворивши форму існуючих елементів, необхідно штучно зістарити деревину, максимально наблизившись до автентичного вигляду елементів. Для виготовлення гонту застосовують деревину хвойних порід: ялини, сосни, ялиці, кедра, осики, модрина.



Рис.4. Проблема гідроізоляції в покрівлі над мурами.

1. Для укріплення балок в конструкціях сходів в місцях примикання до стін запропоновано наростити поперечний переріз за допомогою розчину компаунда та підсилити стержнями арматури. Для здешевлення робіт можна замінити використання розчину компаунда та арматури на з'єднання в зубчатий шип.

2. Рекомендовано глибоке просочення дерев'яних деталей за допомогою дифузійного методу антисептування.

3. Елементи покрівлі які неможливо відновити потрібно поштучно замінити на ідентичні та штучно зістарити.

1. Троневиц П. Луцький замок в історії України. – Луцьк, 2007.
2. „Замки та монастирі України”. О.В.Лесик, Львів, 1993 р.
3. ДБН В.3.2-1-2004 Реставраційні, консерваційні та ремонтні роботи на пам'ятках культурної спадщини.
4. [<http://wood.ukrtechno.info/index.php?mod=text&uitxt=942>]

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗЧЕПЛЕННЯ КОМПОЗИТНОЇ СКЛОПЛАСТИКОВОЇ АРМАТУРИ З ВАЖКИМ БЕТОНОМ

STRESS-STRAIN STATE GRIP FIBERGLASS COMPOSITE FITTINGS HEAVY CONCRETE

Чапук О.С., к.т.н, доц. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк), Кислюк Д.Я., к.т.н, доц. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк), Гришкова А.В., асп. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк), Орешкін Д.О. (ТОВ Технологічна група «Екіпаж», м. Харків)

Chapyuk OS, Ph.D., Assoc. (Lutsk National Technical University, Lutsk), Kyslyuk D.Ya., Ph.D., Assoc. (Lutsk National Technical University, Lutsk), Grishkova AV, PhD student. (Lutsk National Technical University, Lutsk), Oreshkyn DO (Open Technology Group "Crew", m. Kharkiv)

Наведені результати випробувань зчеплення композитної склопластикової арматури з важким бетоном за балковим методом RILEM-CEB-FIP, досліджено поведінку нормальних напружень по довжині арматурного стержня та розподіл дотичних напружень в контактному шарі бетону з арматурою.

The problem of conservation of wooden monuments and the ways of their solution on the example of the architectural character of Volyn' is given. Substitution of old wooden items and constructions for new ones involves high material costs and is often unnecessary not only from historical and cultural point of view, but also from the point of view of possibilities to preserve the old wood. Individual complex of restoration works main objective of which is the preservation of the historical authenticity of Lutsk Castle is given in the article.

Ключові слова: композитна склопластиково арматура, важкий бетон, балковий метод RILEM-CEB-FIP, зчеплення, нормальні та дотичні напруження, тензорезистори, тензометрична станція

Keywords: composite fiberglass fittings, heavy concrete girder method RILEM-CEB-FIP, grip, normal and shear stresses, strain gauges, gage station

Постановка проблеми та задачі дослідження.

Зчеплення арматури з бетоном є важливим фактором в забезпеченні їхньої спільної роботи в складі залізобетонних конструкцій. Бетон, розташований в зоні контакту, піддається суттєвій деструкції під час прикладення навантаження. Виходячи з цього розглядається взаємодія трьох компонентів: бетону, контактного шару і арматури. Вивченням статичної роботи контактного шару займається теорія зчеплення [1].

Напружений стан безперервно ускладнюється через появу нових поперечних тріщин, що порушують контакт арматури з бетоном та тріщин, що розвиваються уздовж арматури. Звідси одна з найважливіших завдань теорії залізобетону - з'ясування закономірностей контакту бетону та арматури при передачі розтягуючих зусиль через арматуру в умовах тріщиноутворення [2].

В даній статті ставиться задача детально дослідити питання контакту композитної арматури з бетоном в представлених зразках-балках, випробуваних на згин за балковим методом RILEM/CEB/FIP [3], дослідити поведінку напружень в арматурному стержні та встановити напружено-деформований стан композитної склопластикової арматури під час випробування бетонної балки.

Конструкція дослідних зразків.

Для експериментального дослідження було виготовлено два дослідних зразка з класом бетону C12/15 та два зразка класу C20/25. Для оцінки поведінки напружень в арматурному стержні обрано зразок-балку класу бетону C20/25, при цьому стержень був обладнаний тензодатчиками.

Дослідні зразки-балки мали прямокутний поперечний переріз розміром 120x220мм, довжина балки – 1230мм. Балка складається з двох половинок, які з'єднані в розтягнутій зоні арматурним стержнем діаметром $d=100$ мм, а в стиснутій зоні - шарніром у вигляді двох закладних деталей та металевим циліндром між ними. В кожній з половинок балки стержень має зчеплення з бетоном довжиною $10d$ (d – діаметр стержнів), на інших ділянках зчеплення відсутнє, так як арматурний стержень поміщений у пластикові трубки, довжина кожної 250мм. Довжина кожної з половинок балки – 600мм, відстань між половинками – 30мм. Конструкція балок наведена на рис. 1.

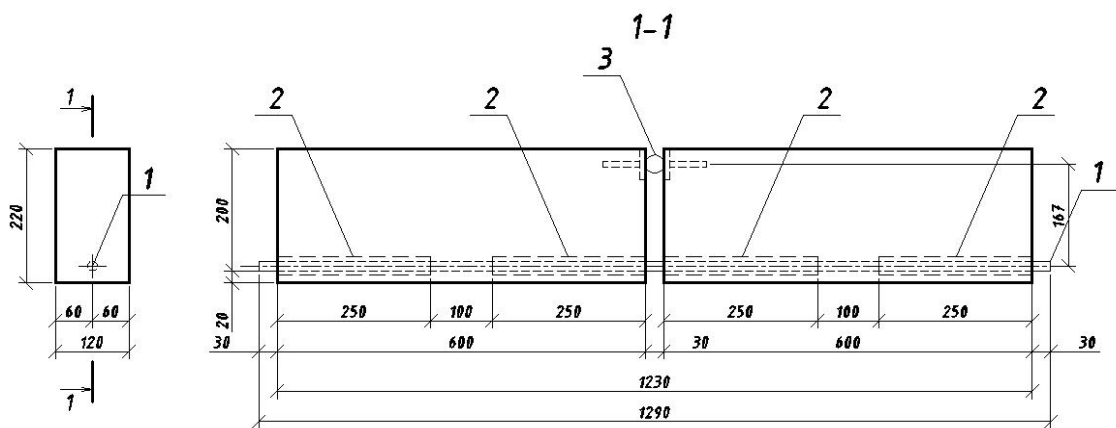


Рис. 1. Конструкція дослідного зразка - бетонної балки:
 1 – композитна склопластикова армура Ø10АКС;
 2 – пластикова трубка; 3 – сталевий циліндр

Методика експериментальних досліджень. Експериментальні дослідження випробування бетонних балок здійснювались за балковим методом RILEM/CEB/FIB на згин (рис. 2).

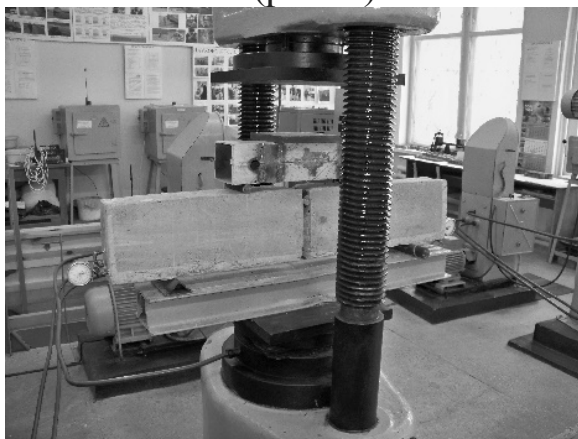


Рис. 2. Загальний вигляд випробування бетонних балок

Суть цього методу в тому, що в процесі випробувань вимірюються переміщення вільних кінців досліджуваного стержня, розташованих на торцях балок [4]. Балки випробовувались двома зосередженими силами, відстань між якими становила 400мм. Навантаження дослідних зразків здійснювалось ступенями по 5 кН. В зразку-балці Б4 на кожному ступені навантаження вимірювали поздовжні деформації стержня, заробленого в бетон, за допомогою тензорезисторів.

Значення зусилля, яке діє на стержень, для його висмикування визначали за такою формулою:

$$N = \frac{M}{z}, \quad (1)$$

де M – момент, що діяв посередині прольоту балки у місці (рис. 3), де вона розділена на дві половинки; z – плече внутрішньої пари сил, що дорівнює відстані від осі стрижня, що висмикувався, до осі шарніра у стисненій зоні.

Момент M визначався за формулою:

$$M = P_1 \cdot e, \quad (2)$$

де e – відстань від прикладеного навантаження P_1 до опори.

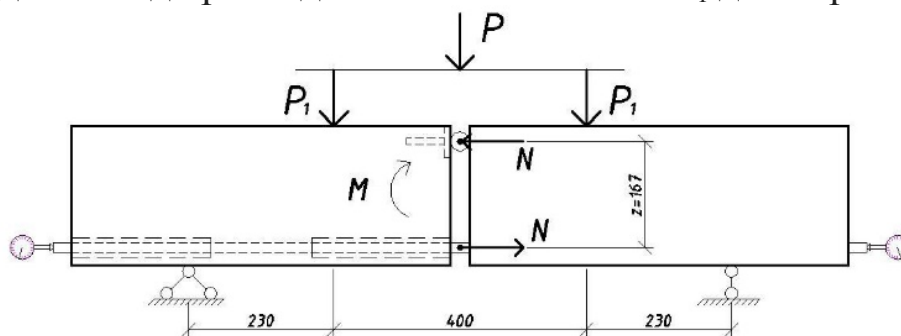


Рис. 3. Схема випробувань бетонних балок

В арматурному стержні дослідного зразка – балки Б4 вибиралися симетрично поздовжні пази глибиною 2мм, в яких розташовувалися тензорезистори для вимірювання деформацій стержня під час випробування на згин бетонної балки (рис. 4).

Тензорезистори приклеювалися клеєм БФ2 та гідроізолювалися епоксидною смолою. Від тензорезисторів влаштовувалися дротяні виводи, які приєднувалися до тензометричної станції.

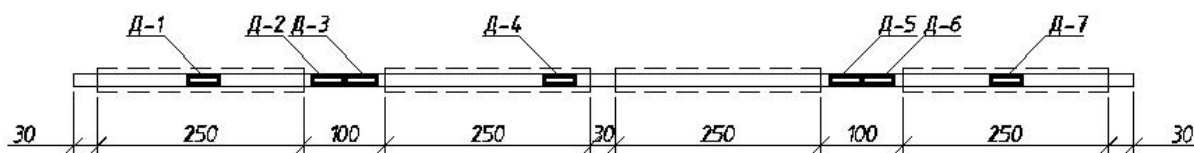


Рис. 4. Схема розташування тензорезисторів в арматурному стержні

Дослідження розподілення напружень зчеплення за допомогою тензорезисторів. При експериментальних випробуваннях дослідного зразка – бетонної балки Б4 за допомогою тензорезисторів вимірювалися деформації арматурного стержня ε_{si} , які виникають в середині довжини стержня, тобто в точках $i - 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7$ (див. рис. 5). Для того, щоб оцінити поведінку напружень f_{ydi} в арматурному стержні загалом, його визначали в кожній i -тій точці за формулою:

$$f_{ydi} = \varepsilon_{si} \cdot E_s, \quad (3)$$

У кожній i -тій точці за знайденими напруженнями побудовані епюри їхнього розподілу по довжині арматурного стержня для різних рівнів навантажень, а саме $P = 5, 10, 15, 20, 25, 30$ кН та при руйнівному навантаженні $P_u = 34$ кН (рис. 5).

При рівнях навантаження у $P = 5$ кН; 10кН; 15кН за допомогою тензодатчиків відображались зміни напружень по всій довжині стержня. Далі, зі збільшенням величини прикладеного навантаження, поступово кожен із тензодатчиків припиняв свою роботу, при руйнівному навантаженні $P=34$ кН знімалися покази лише з тензодатчика у точці 7 (див. рис. 5).

При збільшенні навантаження від $P=15$ кН (44% від руйнівного $P_u = 34$ кН) відбувається зменшення максимального напруження на ділянках зчеплення. Це свідчить про перерозподіл напруження в арматурному стержні.

На ненавантажених ділянках арматурного стержня, які розташовані поблизу торців балки, при збільшенні навантаження зменшується напруження в стержні.

Окрім нормальних напружень, що виникають в арматурі, необхідно також оцінити розподіл дотичних напружень в арматурному стержні при контакті з бетоном. Для цього детальніше розглядаються ділянки анкерування (довжиною $10d$), на яких розміщені точки $i - 2, 3, 5, 6$. Ці точки розділили зони анкерування (зчеплення з бетоном) стержня на 6 ділянок (див. рис. 5). Прийнято, що на кожній i -тій ділянці в стержні діє зусилля $f_{ydi} A_s$, яке передається на бетон внаслідок виникнення напружень зчеплення та на наступні ділянки стержня (стосується лише ділянок, розташованих в зонах анкерування). В цьому випадку дотичні напруження зчеплення в середині ділянок τ_{ci} можна визначити за формулою:

$$\tau_{ci} = \frac{(f_{ydi} - f_{yd,i-1}) \cdot A_s}{\pi d l_i}, \quad (4)$$

де, f_{ydi} і $f_{yd,i-1}$ - напруження в стержні на i -тій та попередніх ділянках; l_i - довжина i -тої ділянки.

f_{yd} , МПа

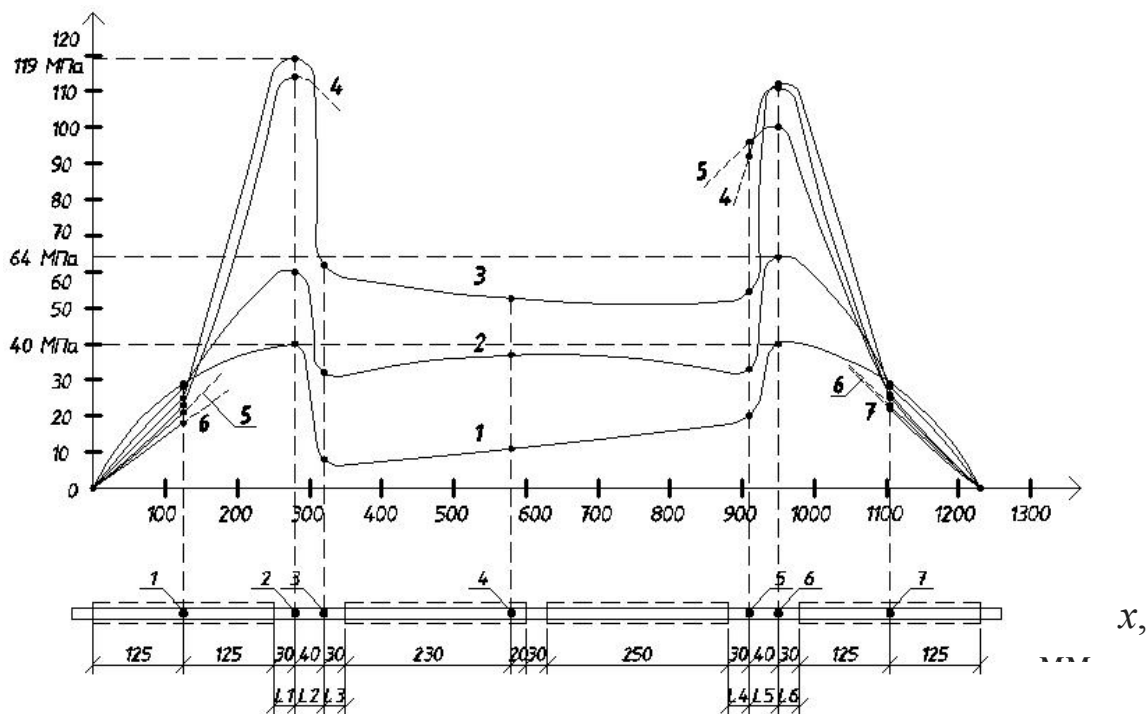


Рис. 5. Графік розподілу напружень f_{ydi} по довжині стержня залежно від навантаження P : 1 – $P = 5$ кН; 2 – $P = 10$ кН; 3 – $P = 15$ кН; 4 – $P = 20$ кН; 5 – $P = 25$ кН; 6 – $P = 30$ кН; 7 – $P_u = 34$ кН (руйнівне зусилля).

За знайденими середніми дотичними напруженнями зчеплення на кожній ділянці побудовані епюри їхнього розподілу по довжині анкерування арматурного стержня в бетоні для певних рівнів навантаження, а саме $P = 5, 10, 15$ кН (рис. 6).

На першій ділянці зчеплення (з тензодатчиками Д-2 та Д-3) (див. рис. 6, а) при мінімальному рівні навантаження $P = 5$ кН максимальне напруження виникло посередині зони анкерування і склало $\tau_c = 3$ МПа. При наступному рівні навантаження $P = 10$ кН зона максимальних напружень залишалась на тому ж місці, при цьому напруження досягли значення $\tau_c = 5$ МПа. Далі при навантаженні $P = 15$ кН максимальне напруження склало $\tau_c = 10$ МПа.

Проаналізувавши розташування кривих на графіку розподілу дотичних напружень (див. рис. 6, б) видно, що права ділянка зчеплення (з тензодатчиками Д-5 та Д-6) симетрично відображає ліву ділянку зчеплення.

τ_c , МПа

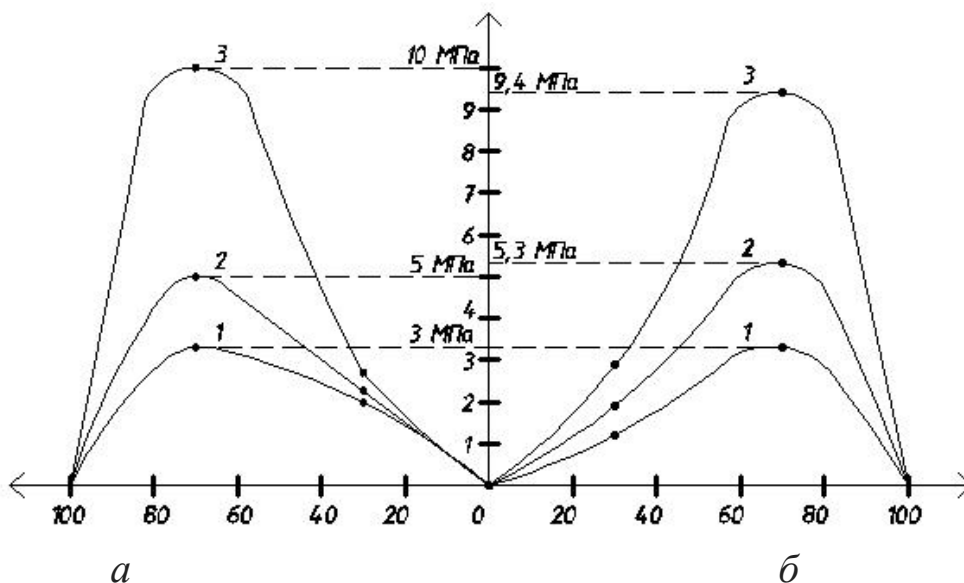


Рис. 6. Графік розподілу дотичних напружень τ_{ci} на ділянках зчеплення стержня з бетоном залежно від навантаження P :
 a – ділянка зчеплення 1, на якій розміщені тензодатчики Д-2 та Д-3; b – ділянка зчеплення 2, на якій розміщені тензодатчики Д-5, Д-6; 1 – $P = 5$ кН; 2 – $P = 10$ кН; 3 – $P = 15$ кН

При мінімальному ступені завантаження $P=5$ кН максимальне напруження виникло посередині зони анкерування і становило також $\tau_c = 3$ МПа. При збільшенні зусилля до $P=10$ кН напруження досягають максимального значення $\tau_c = 5,3$ МПа. Максимальні напруження $\tau_c = 9,4$ МПа при наступному рівні навантаження $P=15$ кН виникають так само посередині ділянки зчеплення.

При навантаженні $P=10$ кН відносно попереднього рівня навантаження $P=5$ кН максимальні напруження на ділянках зчеплення зростають майже в 1,5 рази, а при $P=15$ кН відносно ступеня навантаження у $P=10$ кН максимальні напруження зростають в 2 рази. Отже, з кожним наступним рівнем навантаження різниця між максимальними напруженнями зростає.

Провівши аналіз кожної з ділянок зчеплення видно, що при завантаженні ділянок виникають напруження, які збільшуються від початку зони анкерування до середини, тоді вони досягають свого максимального значення, після цього поступово зменшуються до кінця зони анкерування.

1. На ненавантажених ділянках арматурного стержня, які розташовані поблизу торців балки, при збільшенні навантаження зменшується напруження в стержні.

2. Під час прикладення навантаження максимальні напруження в арматурному стержні виникають на ділянках зчеплення.

3. При збільшенні навантаження від $P=15\text{кН}$ (44% від руйнівного $P_u = 34\text{кН}$) відбувається зменшення максимального напруження на ділянках зчеплення. Це свідчить про перерозподіл напруження в арматурному стержні.

4. Графіки розподілу дотичних напружень зчеплення арматури з бетоном мають приблизно дзеркальне відображення однієї ділянки анкерування по відношенню до іншої.

5. При завантаженні ділянок зчеплення виникають напруження, які збільшуються від початку зони анкерування до середини, тоді вони досягають свого максимального значення, після цього поступово зменшуються до кінця зони анкерування.

6. При навантаженні $P=10\text{кН}$ відносно попереднього рівня навантаження $P=5\text{кН}$ максимальні напруження на ділянках зчеплення зростають майже в 1,5 рази, а при $P=15\text{кН}$ відносно ступеня навантаження у $P=10\text{кН}$ максимальні напруження зростають в 2 рази, тобто з кожним наступним рівнем навантаження різниця між максимальними напруженнями зростає.

1. Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. – М.: Стройиздат, 1981. – 184 с. 2. Бабич Є.М. Чапюк О.С. Вавринюк Б.А. Напружено-деформаційний стан контакту з бетоном арматури серповидного профілю / Містобудування та територіальне планування: Науково-технічний збірник. – Київ: КНУБА, 2011. – Випуск 40. – С. 74-82. 3. Климов Ю.А. Экспериментальные исследования сцепления композитной неметаллической арматуры с бетоном. Ю.А. Климов, О.С. Солдатченко, Д.А. Орешкин: http://frprebar.com/frprebar_test_adhesion_concrete.html. 4. Чапюк О.С. Гришкова А.В. Порівняльний аналіз зчеплення сталеві арматури серповидного профілю з важким бетоном за призовим та балковим методом випробувань / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Випуск 29. – С. 391-399.

**РОЗРАХУНОК НЕКЛАСИЧНОЇ МОДЕЛІ ЗГИНУ
ОРТОТРОПНИХ ПЛИТ МЕТОДОМ ЛІНІЙНОГО
СПРЯЖЕННЯ
ПОВІДОМЛЕННЯ 2. ЗГИН ПІВНЕСКІНЧЕНОЇ ПЛАСТИНИ
ІЗ ЗАВАНТАЖЕНИМ КРАЄМ**

**CALCULATION OF NON-CLASSICAL MODELS OF BENDING
PLATES ORTHOTROPIC METHOD LINEAR CONJUGATION
MESSAGE 2. BENDING OF HALF-INFINITE PLATE WITH
LOADED EDGE**

Шваб'юк В.І., д.т.н., проф., Ротко С.В., к.т.н., доц., Ужегова О.А., к.т.н., доц., Гуда О.В., к.т.н., доц. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Shvabyuk V.I., doctor of engineering sciences, professor, Rotko S.V., candidate of technical sciences, associate professor, Uzhegova O.A., candidate of technical sciences, associate professor, Guda O.V., candidate of technical sciences, associate professor (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Наведено приклад розрахунку методом лінійного спряження півнескінченної пластини із завантаженим розподіленим згинальним моментом краєм. Отримано замкнуті формули для згинальних моментів і напружень на краю плити. Даються порівняння числових результатів.

The example of calculation method of linear conjugation plate with a loaded distributed bending moment edge. Obtained closed formulas for the bending moments and stresses at the edge of the plate. The comparison of the numerical results are given. On the basis of the equations and relations obtained in the first message of the article, expressions for the stresses, internal forces and moments in orthotropic plate by the loaded moment distributed edge. Analysis of presented numerical results shows that in determining the normal stresses effect of transverse deformations of the updated models of bending plates of average thickness can be significant in comparison with the classical Kirchhoff theory. The results of the calculations for isotropic half -

infinite plate loaded with distributed bending moment edge can differ from

Ключові слова: ортотропна пластина, уточнена модель згину, метод лінійного спряження.

Key words: orthotropic plate, a refined model of the bending, the method of linear conjugation.

Вступ. На основі рівнянь та співвідношень, розроблених у першому повідомленні статті, будуються крайові умови та розв'язки задач для пластини, серединна поверхня якої займає півнескінченну область. Для ізотропного випадку такі розв'язки одержані за рівняннями тонких пластинок Кірхгофа в роботах [1-3] та уточненої теорії І.О. Прусова у монографії [1].

Наведено приклад розрахунку півнескінченної пластини, завантаженої на краю розподіленим за законом косинуса згинальним моментом. Отримано вирази для визначення нормальних напружень із урахуванням впливу поперечного зсуву та обтиснення уточненої моделі згину ортотропних плит середньої товщини [4].

Основні рівняння та крайові умови для півнескінченної пластини. Розглядається пружна рівновага півнескінченної пластини, коли на її границі $L(y=0)$ задані згинальні моменти $m(x)$, крутні моменти $H(x)$ і поперечні зусилля $Q(x)$, віднесені до одиниці довжини, як функції відрізка контуру L . Граничні умови, які виконуються на краю пластини і відповідають першій основній задачі, будуть наступними:

$$M_y = m(x), H_{xy} = H(x), Q_y = Q(x). \quad (1)$$

Поступаючи, так само, як і в [1-3], поширимо означення функції $\Phi(z)$ на область, яка не зайнята пластиною (обл. D^+), вважаючи, що для $z \in D^+$ функція $\Phi(z)$ визначається так:

$$\Phi(z) = -\bar{\Phi}(z) - \bar{\Psi}(z) - z\bar{\Phi}'(z) + \Psi_0(z), \quad (2)$$

де $\Psi_0(z)$ – довільна аналітична функція, яка визначена тільки в області D^+ .

Замінивши у формулі (2) z на \bar{z} (вважаючи, що $z \in D^-$) і виконавши операцію спряження, знайдемо вираз для комплексного потенціалу $\Psi(z)$:

$$\Psi(z) = -\Phi(z) - \overline{\Phi(\bar{z})} - z\Phi'(z) + \Psi_0(\bar{z}). \quad (3)$$

Підставивши формулу (3) у вирази [4] :

$$M_y + \alpha^2 M_x = -2D_1(\alpha^2 + \nu_{12}) \left[\Phi(z) + \overline{\Phi(\bar{z})} - \frac{2}{5}(\alpha^2 - 1)\Omega''_{xy} \right];$$

$$M_y - \alpha^2 M_x + 2i\alpha H_{xy} = 4D_{66} \left[\Psi(z) + \bar{z}\Phi'(z) + 0.4i(\alpha\bar{R}_2 - i(\alpha - 1)^2 \Omega''_{xy}) \right];$$

$$\begin{aligned} & \alpha^2(1+r)M_x - (\nu_{21} - r)M_y - i\alpha(1+\nu_{21})H_{xy} = \\ & = -D_1(\alpha^2 - \nu_{12})(1+\nu_{21}) \left[\Phi(z) + \overline{\Phi(\bar{z})} + \Psi(z) + \bar{z}\Phi'(z) + \right. \\ & \left. + \frac{2}{5}i \left(\alpha\bar{R}_2 + 2i(\alpha - 1) \frac{\partial^2 \Omega}{\partial x \partial y} \right) \right]^* ; R_2 = \left(\frac{\partial}{\partial x} + i \frac{\partial}{\partial y} \right)^2 \Omega; \end{aligned}$$

$$Q_x - i\lambda Q_y = -4D_1\Phi'(z) - i\alpha K_x \bar{R}_1,$$

отримаємо систему рівнянь, які можна використати при постановці граничних задач для ортотропної плити:

$$\begin{aligned} & \Phi(z) + \Phi(\bar{z}) + (z - \bar{z})\Phi'(z) = -\eta_1 f_1 + \\ & + 0,4i\alpha R_2 + 0,8(\alpha - 1)\Omega''_{xy} - \Psi_0(\bar{z}); \\ & \kappa\Phi(z) + \Phi(\bar{z}) - (z - \bar{z})\overline{\Phi'(z)} = -\eta_2 f_2 + \\ & \frac{4}{5}\kappa_0^*(\alpha - 1)\Omega''_{xy} - \frac{2}{5}i\alpha(R_2 + \alpha^2 k_0^2 \Omega) + \Psi_0(\bar{z}); \\ & 2i\alpha \cdot D_1 \left[\Phi(z) - \overline{\Phi(\bar{z})} \right] = K_y \Omega - P_y + C_0; \quad (4) \\ & \Phi(z) - \Phi(\bar{z}) + (z - \bar{z})\overline{\Phi'(z)} = g(x) + 0.8i\alpha(R_1)'_x; \end{aligned}$$

$$4\varepsilon \overline{\Phi'(z)} = \frac{4}{5} i\alpha R_1 - \left[\left(\gamma_x + \frac{\partial w}{\partial x} \right) + i\alpha \left(\gamma_y + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \right],$$

де $f_1(x) = \lambda^2 (1+r)M_x - (v_{21} - r)M_y + i\alpha(1+v_{21})H_{xy}$;

$$f_2(x) = M_y - i\alpha(H_{xy} + P_y + C_0); \kappa = (3\alpha^2 + v_{12})(\alpha^2 - v_{12})^{-1};$$

$$g(x) = -\frac{\partial}{\partial x}(\gamma_x + i\alpha\gamma_y) - \Psi_0(\bar{z}); \quad P_y = \int_{x_0}^x Q_y dx;$$

$$D_{66} = \frac{2}{3} G_{12} h^3, \quad \eta_1 = 1/(2D_{66}(1+v_{21})), \quad \eta_2 = 0,5D_{66};$$

$$\kappa_0^* = (\alpha^2 + v_{12})(\alpha^2 - v_{12})^{-1}; \quad D_i = \frac{2}{3} \tilde{E}_i h^3, (1 \leftrightarrow 2) \quad D_{12} = v_{12} D_1,$$

$$\alpha^2 = (2D_{66} + D_{12})/D_1 = \sqrt{D_2/D_1} = K_y/K_x = \lambda^{-2};$$

$$r = (\alpha^2 v_{21} - v_{12})(\alpha^2 + v_{12})^{-1}; \quad C_0 - \text{довільна дійсна стала, яка}$$

дорівнює P_y у точці x_0 .

Необхідно зауважити, що рівняння (4) по формі співпадають із відповідними рівняннями І.О. Прусова [1] для трансверсально-ізотропного матеріалу і відрізняються тільки коефіцієнтами, що враховують ортотропію плити, а також вплив поперечного обтиснення.

Використовуючи записані рівності, можна отримати різні граничні умови, яким повинні задовольняти функції $\Phi(z)$ і $\Omega(x, y)$. При $|y| \rightarrow 0$ та $C_0 = 0$ залежності (4) стануть еквівалентними граничним умовам (1):

$$\begin{aligned} \kappa\Phi^-(x) + \Phi^+(x) = -\eta_2 f_2(x) + \frac{4}{5} \kappa_0^* (\alpha - 1) \Omega''_{xy} - \\ - \frac{2}{5} i\alpha (R_2 + \alpha^2 k_0^2 \Omega) + \Psi_0^+(x); \end{aligned} \quad (5)$$

$$2iD_1\alpha \left[\Phi^-(x) - \overline{\Phi^-(x)} \right] = -P_y + K_y \Omega,$$

де $\Phi^-(x)$ і $\Phi^+(x)$ – граничні значення $\Phi(z)$ на L із сторони D^- і D^+ відповідно.

Згин півнескінченної пластини крайовим моментним навантаженням. Якщо на краю пластинки діє тільки моментне навантаження $M_y^- = m_0 \cos \tau x$, ($H_{xy} = Q_y = 0$), то вирази для функцій Φ і Ω можна подати у спрощеному вигляді [1]:

$$\begin{aligned} \Phi(z) &= ae^{-i\tau z} \text{ при } z \in D^-, \quad \Phi(z) = ve^{i\tau z} \text{ при } z \in D^+, \\ \Omega(x, y) &= ir(e^{i\tau x} - e^{-i\tau x}) e^{\beta y}, \quad (y < 0), \end{aligned} \quad (6)$$

де a, v, r, τ – довільні дійсні сталі. Функції $f_i(x)$ і $F_i(\tau)$ при такому навантаженні можна записати таким чином:

$$2f_2(x) = m_0(e^{i\tau x} + e^{-i\tau x}); \quad 2F_0(\tau) = m_0, \quad f_1(x) = F_1(\tau) = 0.$$

Розв'язки системи (5) за таких умов мають вигляд:

$$\beta = \sqrt{\tau^2(1+k_1^2) + k_0^2}; \quad k_1^2 = (1-\alpha^2)D_1 / D_{66},$$

$$a(\tau) = -\frac{\eta_2 \cdot m_0}{4\varepsilon\tau(\beta - \tau) - 2\kappa}; \quad v(\tau) = \frac{2\varepsilon\eta_2 m_0 \tau(\tau + \beta)}{4\varepsilon\tau(\beta - \tau) - 2\kappa};$$

$$r(\tau) = -\frac{2,5\varepsilon\eta_1 m_0}{4\varepsilon\tau(\beta - \tau) - 2\kappa}.$$

Використавши формул системи (4), знаходимо вираз для згинального моменту M_x :

$$M_x = -m_0 \left[1 - \frac{2(1+\nu)(\tau + \beta)}{(3+\nu)(\tau + \beta) - 4\tau} \right] \cos \tau x. \quad (7)$$

Цей вираз за формою співпадає із відомим виразом І.О. Прусова [1] у частковому випадку трансверсально-ізотропного матеріалу. Але значеннями вони будуть відрізнятись при певних величинах β і G_{13} / G_{12} . Причина в тому, що згідно теорії І.О. Прусова величина $k_0^2 = 3h^2 G_{13} / G_{12}$, а параметр $\beta = \sqrt{\tau^2 + k_0^2}$. У даній теорії $k_0^2 = 2,5h^2 G_{13} / G_{12}$, а величина β є ще функцією від α^2 . Тому, якщо в формулі (7) покласти

$\tau = \pi / \lambda_0 \equiv h^{-1}$, $\beta = \sqrt{3,5}\tau$, то для ізотропного матеріалу будемо мати:

$$M_x = -m_0 \left[1 - \frac{2(1+\nu)(1+\sqrt{3,5})}{(3+\nu)(1+\sqrt{3,5})-4} \right] \cos x / h. \quad (8)$$

Тоді, як за теорією І.О. Прусова [1] $\beta = 2\tau$, тому

$$M_x = -m_0 \left[1 - \frac{6(1+\nu)}{3(3+\nu)-4} \right] \cos x / h. \quad (9)$$

Згідно з розв'язком класичної теорії тонких пластинок [1] ($\tau/k_0 \rightarrow 0$) отримаємо:

$$M_x = -\frac{(1-\nu)}{(3+\nu)} m_0 \cos x / h. \quad (10)$$

Якщо в одержаних формулах для M_x вибрати значення коефіцієнта Пуассона $\nu = 1/3$, то відповідні значення згинальних моментів будуть такими: за розробленою теорією — $M_x = 0,37m_0 \cos x / h$; за теорією І.О. Прусова — $M_x = 0,33m_0 \cos x / h$; за класичною теорією Кірхгофа — $M_x = -0,2m_0 \cos x / h$. Тобто, у даному випадку результати класичної теорії не співпадають із відповідними результатами уточнених теорій навіть за знаком.

Ще більшою буде різниця між результатами при визначенні напружень σ_x . Згідно з формулами [4] напруження σ_x для трансверсально-ізотропного матеріалу можна представити у вигляді:

$$\sigma_x = \frac{3M_x}{2h^3} \cdot \gamma + \frac{0,3}{(1-\nu)} \cdot \frac{G}{G'} \cdot \left(\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \nu \frac{\partial Q_y}{\partial y} \right) \cdot \frac{\gamma}{h} \left(1 - \frac{5}{3} \cdot \frac{\gamma^2}{h^2} \right). \quad (11)$$

Поклавши $\gamma = \pm h$, будемо мати:

$$\sigma_x = \pm \frac{3M_x}{2h^2} \mp \frac{G/G'}{5(1-\nu)} \left(\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \nu \frac{\partial Q_y}{\partial y} \right). \quad (12)$$

У формулі (12) перший член відповідає теорії І.О. Прусова, а також теорії тонких пластинок Кірхгофа. Другий член є уточненням теорії [4] формули для нормального напруження σ_x за рахунок нелінійності (відносно товщинної координати γ) тангенціальних переміщень. Вираз у дужках формули (12) записується через функції $\Phi(z)$ і $\Omega(x, y)$ таким чином:

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \nu \frac{\partial Q_y}{\partial y} = -2(1-\nu)D \left[\Phi''(z) + \overline{\Phi''(z)} \right] - (1-\nu) \cdot K' \Omega''_{xy}. \quad (13)$$

З урахуванням представлень (6) одержимо:

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \nu \frac{\partial Q_y}{\partial y} = & - \frac{m_0 \tau^2 (e^{-i\tau z} + e^{i\tau \bar{z}})}{\kappa - 1.6D \cdot \tau (\beta - \tau) / K'} + \\ & + \frac{m_0 \tau \cdot \beta \cdot (e^{i\tau x} + e^{-i\tau x}) \cdot e^{\beta y}}{\kappa - 1.6D \cdot \tau (\beta - \tau) / K'}. \end{aligned} \quad (14)$$

Граничні значення виразу (13) на краю $L(y=0)$ пластини будуть такими:

$$\frac{\partial Q_x^-}{\partial x} + \nu \frac{\partial Q_y^-}{\partial y} = \frac{2m_0 \tau k_0^2 (1-\nu)}{(3+\nu)(\tau + \beta) - 4\tau} \cos \tau x. \quad (15)$$

Підставивши формулу (15) в (12), отримаємо:

$$\sigma_x = \mp \frac{3m_0}{2h^2} \left[1 - \frac{2(1+\nu)(\tau + \beta) - 2\tau/3}{(3+\nu)(\tau + \beta) - 4\tau} \right] \cos \tau x. \quad (16)$$

Аналіз формули (16) показує, що для отримання розв'язку класичної теорії тонких пластинок досить спрямувати параметр $\tau/k_0 \rightarrow 0$. У результаті будемо мати:

$$\sigma_x = \mp \frac{3(1-\nu)m_0}{2(3+\nu)h^2} \cos \tau x. \quad (17)$$

Кінцеве числове значення напруження σ_x за формулою (16) для випадку ізотропної пластини ($\nu=1/3$) можна записати у вигляді:

$$\sigma_x = \pm 0,25 \frac{3}{2} \frac{m_0}{h^2} \cos x / h . \quad (18)$$

Отже, із формули (18) видно, що напруження σ_x на поверхнях пластини $y = \pm h$, так само як і згинальні моменти, не співпадають за знаком із відповідними значеннями, отриманими за рівняннями [1] для тонких ізотропних пластинок Кірхгофа. Тобто, формула (17) для таких задач є неточною.

Висновки. На основі рівнянь та співвідношень, одержаних у першому повідомленні статті, знайдено вирази для напружень, внутрішніх сил і моментів у півнескінченній ортотропній пластині, яка завантажена по краю розподіленим моментом. Аналіз числових результатів показує, що при визначенні нормальних напружень σ_x вплив поперечних деформацій уточнених моделей згину плит середньої товщини [1,4] може бути значним порівняно з класичною теорією Кірхгофа [1,2]. Результати розрахунків для ізотропної півнескінченної пластини із завантаженим розподіленим згинальним моментом краєм можуть різнитися між собою навіть знаками.

1. Прусов И.А. Метод сопряжения в теории плит / И.А. Прусов. – Минск: Издательство Беларускаго государственного университета, 1975. – 256 с.

2. Прусов И.А. Изгиб полубесконечной плиты, частично защемленной, частично шарнирно опертой / И.А. Прусов, В.И. Шваб'юк // Сопроотивление материалов и теория сооружений. К.: Будівельник. 1970. В.12.– С.69-75.

3. Савин Г.Н. Распределение напряжений около отверстий / Г.Н. Савин. – К.: Наукова думка, 1968. – 887 с.

4. Шваб'юк В.І. Комплексне подання уточнених рівнянь згину ортотропних пластин з тріщинами / В.І. Шваб'юк // Машинознавство. – 1999.– №4.– С. 51–55.

**ТРИЩИНОСТІЙКІСТЬ СТАЛЕФІБРОБЕТОННИХ ЛОТКІВ
ПРИ ДІЇ ОДНОРАЗОВИХ КОРОТКОЧАСНИХ
НАВАНТАЖЕНЬ**

**CRACK STEEL FIBER CONCRETE TRAYS UNDER
INFLUENCE OF LOADINGS**

Ясюк І.М., аспірант (Луцький НТУ, м. Луцьк)

I. Yasyuk, PhD student (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У статті описано дослідження тріщиностійкості дисперсно-армованих лотків для систем придорожного водовідведення. Представлені отримані результати дослідження при дії одноразових короткочасних навантажень.

The article describes research crack dispersed-reinforced trays roadside sewage systems. To study the characteristics of strength and deformation characteristics, stress-strain state trays were made party trays of different materials. In the process of testing samples is compared between a work of concrete, reinforced concrete, steel fiber concrete (SFC) and combined steel fiber reinforced concrete trays (SFRC). Analyzing the results of the test we can estimate that the trays of SFC at the same percentage reinforcement under the influence of single load have high strength and crack compared to SFRC samples, and much higher compared with concrete and reinforced concrete samples.

Ключові слова: залізобетон, сталеві фібробетон, фібра, водовідведення, лоток.

Keywords: reinforced concrete, steel fiber concrete, fiber, sewage, tray.

Результати досліджень тріщиностійкості залізобетонних елементів і конструкцій, що були проведені вітчизняними та зарубіжними вченими показують, що в теорії тріщиностійкості основними питаннями є: механізм утворення (появи) першої тріщини; послідовність утворення та розвитку подальших тріщин; розвиток та розкриття найнебезпечніших тріщин.

Під час експлуатації залізобетонних елементів та конструкцій в дорожньому будівництві під впливом погодно-кліматичних факторів та вібраційних коливань від руху транспортних засобів на їх поверхні відбувається руйнування, що призводить до утворення тріщин, вибоїн, вилущування бетону, руйнування захисного шару бетону та ін. Варто відмітити, що такі елементи сприймають динамічні та температурні впливи. Це стосується і дорожніх лотків притрасового водовідведення. Низька тріщиностійкість матеріалів з яких вони виготовлені ставить завдання пошуку способів її підвищення.

Одним з варіантів вирішення проблеми тріщиностійкості в придорожніх лотках є застосування дисперсно-армованого бетону в конструкції водовідвідних лотків. Експериментальні дослідження лотків систем придорожного водовідведення виготовлених із сталевібробетону (СФБ), порівняння отриманих даних із результатами випробувань типових лотків і виявлення переваг та недоліків при застосуванні дисперсно-армованого бетону в конструкції лотків є актуальною та доцільною задачею.

Останні дослідження СФБ конструкцій проводились в різних галузях будівництва таких як: дорожнє будівництво; гідроспоруди: причали, дамби, греблі, труби; просторові споруди; злітно-посадкові смуги аеродромів; будівництво мостів та інше.

На сьогодні дослідження лотків систем водовідведення з дисперсно-армованого бетону від дії одноразових навантажень проведені в Росії – в ГОУ ВПО "Алтайский государственный технический университет им. И.И. Ползунова" [1]. Загальний аналіз останніх досліджень і публікацій, та їх результати подано в [2].

Завданням дослідження є вивчення особливостей міцнісних та деформаційних характеристик, напружено-деформівного стану придорожніх лотків зі СФБ, а також роботи цих елементів при короткочасних та повторних навантаженнях.

З метою вивчення особливостей міцнісних та деформаційних характеристик, напружено-деформівного стану лотків було виготовлено партію лотків із різних матеріалів. У процесі випробувань зразків порівнюється між собою робота бетонних, залізобетонних, СФБ і сталевіброзалізобетонних лотків (СФЗБ).

Випробування дослідних зразків (лотків) виконується шляхом прикладання за допомогою металевої траверси зосередженого навантаження. Нижня частина елемента спирається на жорстку

основу (рис. 1). Для цього буде використано гідравлічний прес ПСУ - 125. Для підвищення точності вимірювання діючого зусилля використовується зразковий протестований динамометр, що є можливість виміряти навантаження з точністю 50 Н. У цьому випадку навантаження створюється гідравлічним домкратом.

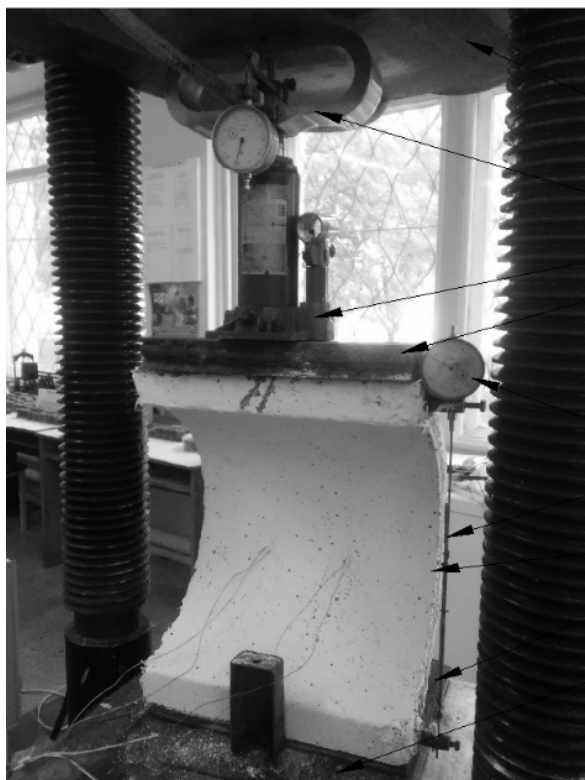


Рис. 1. – Загальний вигляд дослідження водовідвідного лотка:
1- металева траверса;
2-дослідний водовідвідний лоток;
3- нерухома основа;
4- гідравлічний домкрат;
5-зразковий динамометр;
6- верхня плита пресу ПСУ-125;
7- нижня плита пресу ПСУ-125;
8- датчик визначення переміщення;
9- штанга переміщення

Для вимірювання переміщень стінок дослідних зразків, що виникатимуть внаслідок відповідного завантаження лотка, використовується індикатор годинникового типу МИГ-1, з ціною поділки 0,01 мм, який прикріплюється за допомогою металевих тримачів, що в свою чергу приклеюватимуться до поверхні бетону епоксидним клеєм.

Ширина розкриття тріщин визначатиметься за допомогою мікроскопа МПБ-3 з ціною поділки 0,05 мм. З метою покращення візуального спостереження за тріщаноутворенням лотки фарбуються вапняним розчином.

Більш детально методика дослідження описана в [3].

В табл. 1 представлені отримані результати по тріщиностійкості дослідних лотків виготовлених із бетону, залізобетону, сталевібробетону та сталевіброзалізобетону.

Випробування бетонних зразків. Дослідження проводилось на лотках І серії: 1Б–1, 1Б–2 і 1Б–3; без армування.

Таблиця 1

Зведена таблиця розкриття тріщин дослідних зразків (мм)

№ з/п	F, кН	Б, $a_{сгс}$	ЗБ, $a_{сгс}$	СФБ, $a_{сгс}$	СФЗБ, $a_{сгс}$
1	0,83	-	-	-	-
2	1,67	-	0,1	-	-
3	2,50	-	0,2	-	-
4	3,33	-	0,3	-	-
5	4,17	-	0,45	-	-
6	5,00	-	0,5	-	-
7	5,83	-	0,55	-	-
8	6,67	-	0,65	-	-
9	7,50	-	0,75	-	-
10	8,33	-	0,8	-	-
11	9,17	-	0,85	-	0,05
12	10,00	-	0,9	-	0,1
13	10,83	<i>руйнув.</i>	0,95	-	0,2
14	11,67		1	-	0,3
15	12,5		1,05	-	0,35
16	13,33		1,15	-	0,4
17	14,17		1,5	-	0,41
18	15			-	0,45
19	15,83			<i>руйнув.</i>	0,5
20	16,67				0,6
21	17,5				0,7
22	18,33				0,81
23	19,17				0,825
24	20				0,85
25	20,83				0,95
26	21,67				1
27	22,5				1,02
28	23,33				1,05
29	24,17				1,1
30	25				

Під час дослідження 1Б–1...3 навантаження подавалося ступенями через 0,83 кН (10 % від середнього руйнівного навантаження зразків серії 13Б). Середнє руйнівне навантаження склало $F_u = 10,83$ кН, а саме для зразка 1Б–1 воно становило $F=10,00$ кН, для зразка 1Б–2 $F=10,83$ кН і для зразка 1Б–3 $F=11,67$ кН.

Перші видимі тріщини в елементах 1Б–1...3 не виникали до руйнівного навантаження $F = 10,83$ кН. Після руйнування зразок просто розпадався на дві частини по зоні з максимальним згинальним моментом (рис. 2). Ширина розкриття тріщин в такому випадку не фіксувалася.

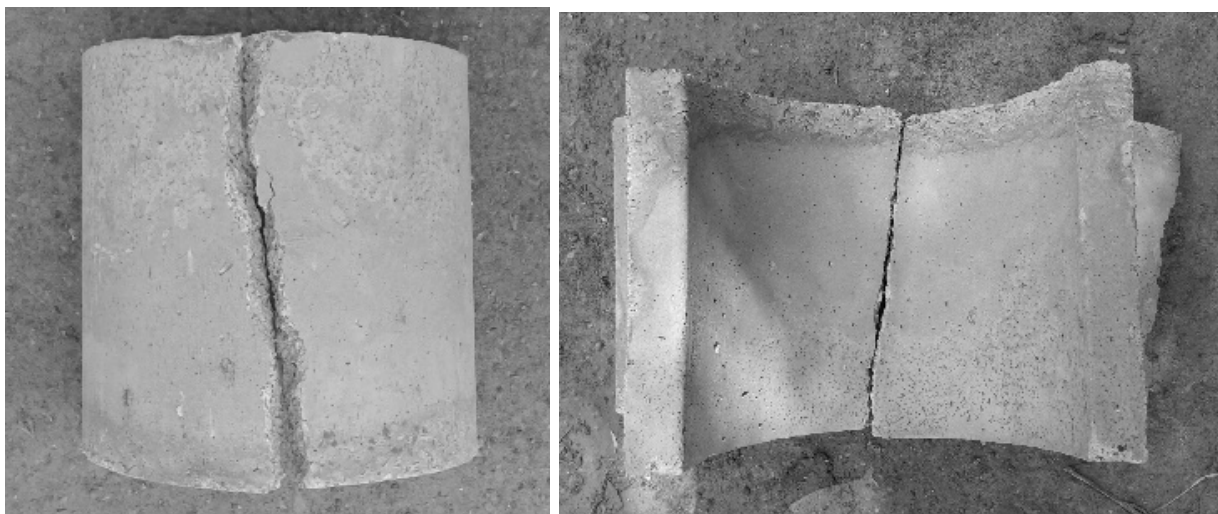


Рис. 2. Процес тріщиноутворення в бетонних лотках

Випробування залізобетонних зразків. Дослідження проводилися на з/б водовідвідних лотках першої серії: 13Б–1, 13Б–2 і 13Б–3, із відсотком армування сталевими каркасами $\mu = 2$.

Середнє руйнівне навантаження склало $F_u = 14,17$ кН, а саме, для зразка 13Б–1 воно становило $F = 15,00$ кН, для зразка 13Б–2 $F = 13,33$ кН, а для зразка 13Б–3 $F = 14,17$ кН. У зразках 13Б–1...3 перші видимі тріщини виникли при навантаженні $F = 1,67 \dots 2,50$ кН з шириною $a_{\text{сгс}} = 0,1$ мм. При навантаженні $F = 9,17$ кН виникло ще 2 тріщини, їх ширина не встановлювалася. Лотки зразків 13Б–1...3 втрачають свою несучу здатність при $a_{\text{сгс}} = 0,4$ мм. Вигляд тріщиноутворення та розкриття тріщин лотка 13Б–1...3 (рис. 3, 4). Зведені результати розкриття тріщин подані в таблиці 1.

Випробування сталевіфібробетонних зразків. Дослідження проводилось на СФБ водовідвідних лотках I серії: 1СФБ–1, 1СФБ–2 і 1СФБ–3, виготовлених із СФБ із відсотком армування сталевими анкерними фібрами $\mu = 2$.

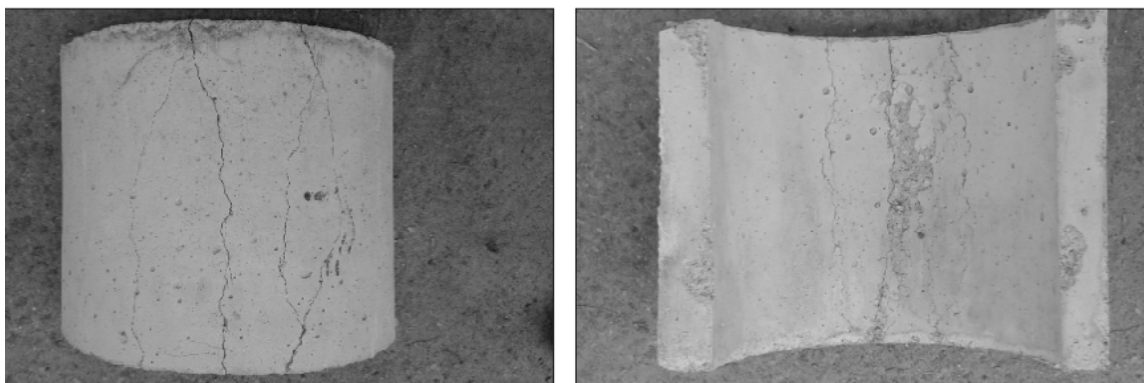


Рис. 3. Вигляд тріщиноутворення зразків ЗБ: зона розтягу та стиску

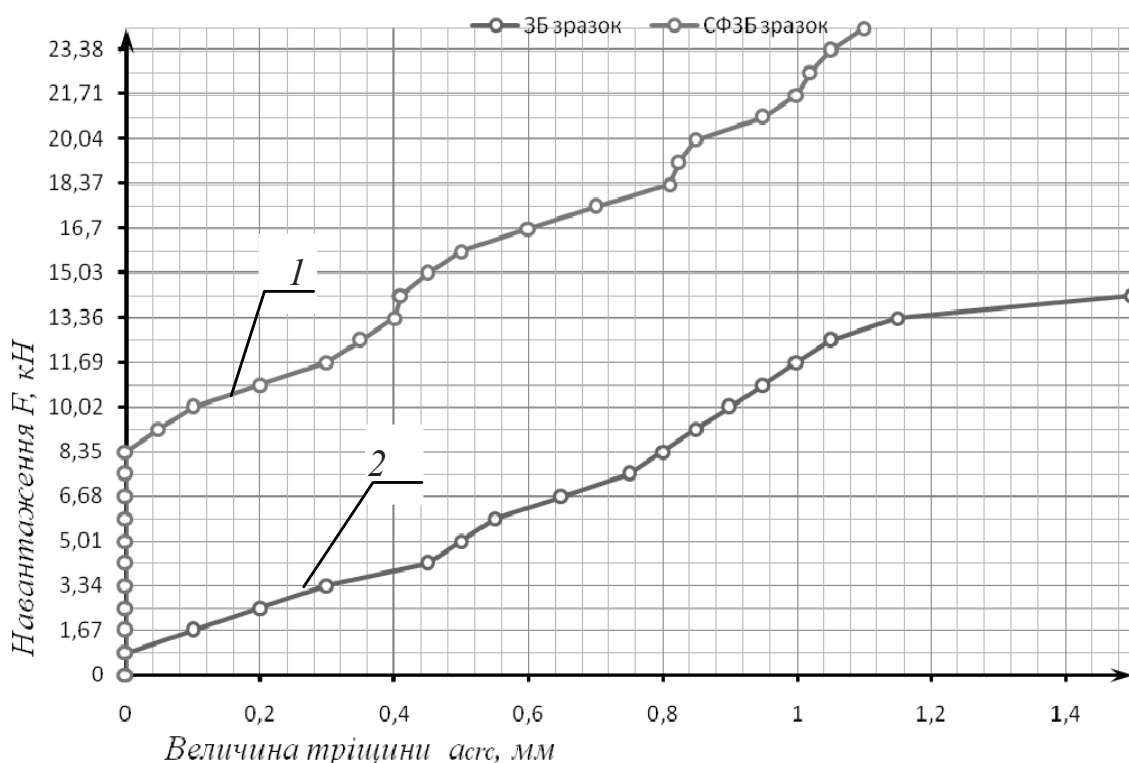


Рис. 4. Залежність розкриття тріщин від навантаження:
1 – СФЗБ; 2 – ЗБ зразки

Середнє руйнівне навантаження склало $F_u = 15,83$ кН. Для 1СФБ–1 воно становило $F = 15$ кН, для зразка 1СФБ–2 $F = 16,67$ кН, а для 1СФБ–3 $F = 15,83$ кН.

Перші видимі тріщини в елементах 1СФБ–1...3 почали з'являтися дуже різко в зоні максимального згинального моменту при навантаженні близькому до руйнівного ($F = 14,17$ кН) з шириною розкриття $a_{cr} = 0,2$ мм, а при завантаженні $F = 15$ кН вони розкривалися до $a_{cr} = 0,28$ мм. Вигляд тріщиноутворення випробувального лотка 1СФБ–1...3 (рис. 5).

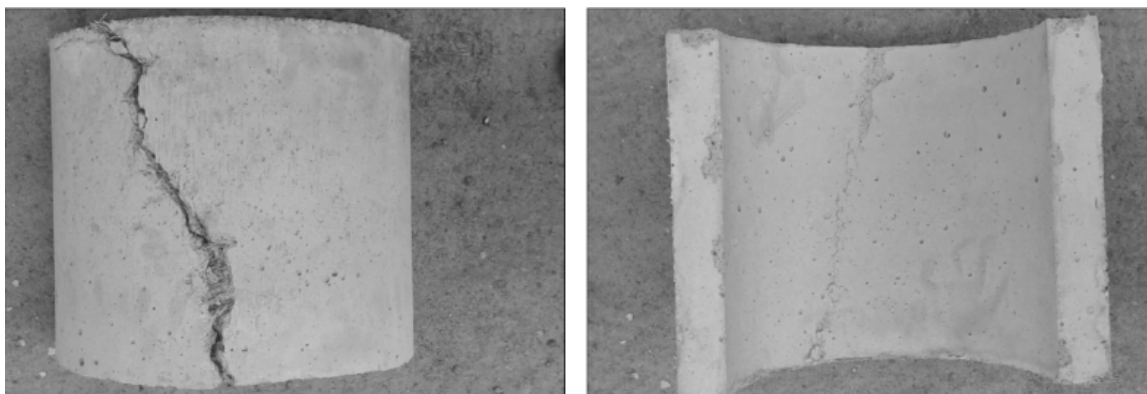


Рис. 5. Вигляд тріщиноутворення зразків СФБ: зона розтягу та стиску

Тріщини мали значно виражену плетінчастість, у порівнянні зі зразками 1ЗБ–1...3. Подальшого збільшення навантаження до $F = 15,83$ кН дослідні елементи не сприймали та відбувався процес їхнього руйнування. Зведені результати розкриття тріщин подані в табл. 1.

Випробування сталевіброзалізобетонних зразків. Дослідження проводилось на СФЗБ водовідвідних лотках І серії: 1СФЗБ–1, 1СФЗБ–2 і 1СФЗБ–3 із відсотками армування сталевим каркасом $\mu = 1$ і сталевими анкерними фібрами $\mu = 1$. Загальний відсоток армування $\mu = 2$.

Середнє руйнівне навантаження склало $F_u = 24,17$ кН, а саме, для зразка 1СФЗБ–1 воно становило $F = 24,17$ кН, для зразка 1СФЗБ–2 $F = 23,3$ кН, а для зразка 1СФЗБ–3 $F = 25$ кН.

Видимі тріщини виникли при $F = 9,17$ кН, при цьому виникала одна тріщина в перерізі із максимальним згинальним моментом ($a_{сгс} = 0,05$ мм). Лотки 1СФЗБ–1...3 втрачають свою несучу здатність при $a_{сгс} = 0,4$ мм, при середньому руйнівному навантаженні $F_u = 24,17$ кН (рис. 4 і 6). Зведені результати розкриття тріщин подані в таблиці 1.

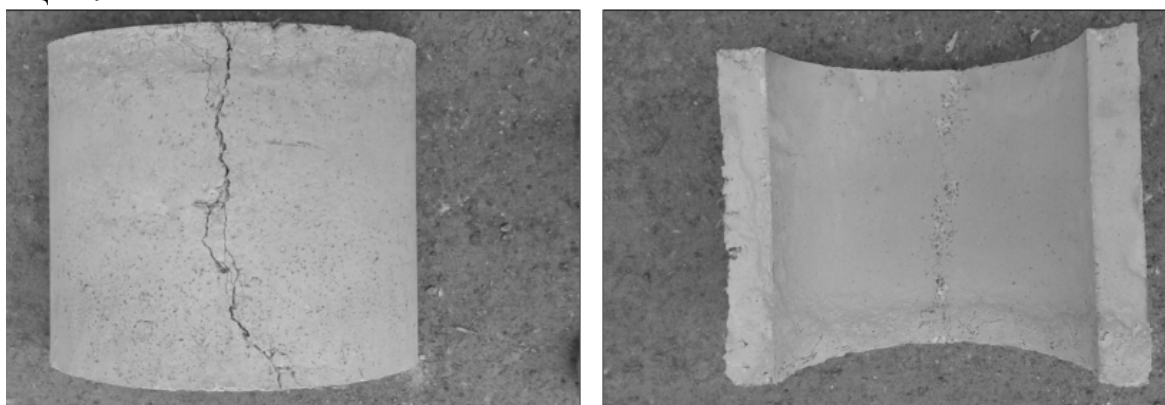


Рис. 6. Вигляд тріщиноутворення зразків СФЗБ: зона розтягу та стиску

Аналізуючи результати випробування можна оцінити, що лотки із СФБ при однаковому відсотку армування при дії одноразового навантаження мають високу міцність і тріщиностійкість порівняно із СФЗБ зразками, і набагато вищу порівняно із Б і ЗБ зразками.

Тріщини у випробувальних зразках виникали в зоні з максимальним згинальним моментом. У ЗБ і СФЗБ зразках тріщини мали прямолінійний характер, а в зразках із СФБ їх утворення відбувалося плетінчасто.

Утворення тріщин в сталевібробетонних зразках виникали перед втратою несучої здатності, в усіх інших порівнювальних видах розкриття тріщин спостерігалось при навантаженні $F = 1,67 \dots 9,17$ кН.

Бетонні зразки показали найменше сприйняття навантаження. Руйнування відбувалося без процесу тріщиноутворення.

В ході цього дослідження встановлено, що СФБ, як ефективний матеріал, доцільно використовувати для виготовлення лотків систем водовідведення. Застосування СФБ дозволяє: повністю відмовитися від використання арматури; знизити матеріалоемність конструкції, і як наслідок, їх вагу; знизити витрати праці під час виготовлення конструкцій і значно підвищити довговічність конструкцій.

1. Талантова К.В. Строительные конструкции с заданными свойствами на основе сталефибробетона: Дис... докт. техн. наук: 05.23.01 – Барнаул., 2009. – 476 с.

2. Андрійчук О.В. Виготовлення придорожніх лотків водовідводу зі сталевібробетону / О.В. Андрійчук, І.М. Ясюк// Наукові нотатки: збірник наукових праць – Луцьк: Луцький НТУ, 2014. – Випуск 45. – С. 7 – 14.

3. Андрійчук О.В. Методика експериментального дослідження придорожніх лотків водовідведення із сталевібробетону / О.В. Андрійчук, І.М. Ясюк// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: науковий збірник №30 – Рівне, НУВГП, 2015. – С. 86-95.

З М І С Т

Бабич Є.М., Андрійчук О.В., Ужегов С.О., Шаповал І.В.	Застосування сталевібробетону в дорожньому будівництві	3
Беліченко О.А.	Активація субмікрорівня структури цементного бетону	10
Боярчук Б.А., Маліков В.В.	Міцнісні характеристики дослідних залізобетонних балок підсилених різними способами в розтягнутій зоні	18
Гордіюк Т.Л., Біскуб П.І.	Небезпека від нехтування впливу поверхневих та ґрунтових вод на основи будівель та споруд	24
Дробишинець С.Я.	Теоретичне визначення напружено-деформаційного стану та міцності сталевібробетонних згинальних елементів	30
Дробишинець С.Я. Киричук М.В.	Дослідження впливу дисперсного мікроармування на фізико-механічні властивості бетону	38
Дробишинець С.Я. Романюк Н.Г.	Закордонний досвід в галузі енергозбереження та енергоефективності	48
Жданюк В.К., Богомолів В.О., Костін Д.Ю., Воловик О.О., Цинка А.О.	Порівняльні дослідження асфальтобетонів різних гранулометричних типів за критерієм міцності при зсуві	56
Задорожнікова І.В., Ужегова О.А., Ротко С.В., Поремчук В.В.	Вплив опалювальних приладів на параметри мікроклімату в приміщеннях будівель	64
Задорожнікова І.В. Павлів О.І.	Сучасні методи розрахунків будівельних конструкцій	69

Коваль М.І.	Аналіз вантажопотоків у місті Луцьку на сучасному етапі	74
Коваль М.І.	Стан та перспективи розвитку будівельної галузі у місті Луцьку	81
Максимович О.В., Іллюшин О.В.	Напруження біля висвердлених отворів у околі вершин тріщин	91
Маліков В.В., Боярчук Б.А., Панасюк Я.І.	Визначення морозостійкості комплексно укріплених ґрунтів	99
Маліков В.В., Панасюк Я.І., Ящук Ю.Ф., Бурак А.В., Недоходюк Р.П., Яцьковський В.Ю.	Вплив водонасичення на міцнісні характеристики комплексно укріплених ґрунтів	107
Маліков В.В., Панасюк Я.І., Вінцюк М.В., Пекар С.Б., Шишков Б.М.	Вплив кількості цементу для укріплення ґрунтів на визначення стиранності	115
Мельник Ю.А., Синій С.В., Сунак П.О., Парасюк Б.О.	Сучасні методи озеленення міської забудови	120
Пасічник Р.В., Ужегов С.О., Пасічник О.С.	Комп'ютерна програма «розрахунок оболонок». Область застосування та можливості.	125
Пасічник Р.В., Шаповал І.В., Кіриша К.В.	Математичні методи та моделі розрахунку будівельних конструкцій на вогнестійкість	133
Пахолук О.А., Ящинський А.Л.	Дослідження роботи плоских сонячних повітряних колекторів	139

Процюк В.О., Гречко О.Г.	Дослідження впливу товщини шарів основи із місцевих матеріалів на загальний модуль пружності конструкції дорожнього одягу	145
Ротко С.В., Ужегова О.А., Задорожнікова І.В. Ротко В.О.	До розрахунку довговічності бетонних і залізобетонних конструкцій методами механіки руйнування	150
Самчук В.П., Кислюк Д.Я., Пасічник Р.В.	Комп'ютерні технології проектування просторових конструкцій будівель та споруд	157
Самчук В.П., Нікітюк Ю.В.	Бітумна черепиця: аналіз попиту в Україні та переваг використання	167
Смаль М.В., Дзюбинська О.В.	Виготовлення бруківки методом вібропресування з використанням щебеню з вторинного бетону в якості крупного заповнювача	173
Сунак П.О., Мельник Ю.А., Синій С.В., Парасюк Б.О.	Дослідження залежності деформацій в арматурі від відносної висоти стиснутої зони сталевібробетону	181
Сунак П.О., Синій С.В., Мельник Ю.А., Парасюк Б.О.	Дослідження статистичних характеристик міцнісних та деформативних властивостей бетону при короткочасному навантаженні	188
Сунак О.П., Сунак П.О.	Аналіз факторів, що впливають на змінюваність міцнісних та деформативних характеристик крупнозернистого та дрібнозернистого бетонів в часі	193
Сунак О.П., Сунак П.О.	Експериментальні дослідження усадки сталевібробетону	201
Талах Л.О.	Обстеження будівлі промислового призначення	209

Толмачов С.М., Рідкозубов О.О., Захаров Д.С.	Проблеми підвищення міцності дорожніх бетонів на розтяг	219
Чапюк О.С., Кислюк Д.Я.	Стан дерев'яних конструкцій та їх реставрація в замку Любарта м. Луцька	226
Чапюк О.С., Кислюк Д.Я., Гришкова А.В., Орешкін Д.О.	Напружено-деформований стан зчеплення композитної склопластикової арматури з важким бетоном	232
Шваб'юк В.І., Ротко С.В., Ужегова О.А., Гуда О.В.	Розрахунок некласичної моделі згину ортотропних плит методом лінійного спряження.	240
Ясюк І.М.	Тріщиностійкість сталевібробетонних лотків при дії одноразових короткочасних навантажень	248

Наукове видання

СУЧАСНІ ТЕХНОЛОГІЇ ТА МЕТОДИ РОЗРАХУНКІВ У БУДІВНИЦТВІ

Збірник наукових праць

Випуск 4

Комп'ютерна набір та верстка С.О. Ужегов

Редактор В.І. Шваб'юк

Підписано до друку 29 грудня 2015 р. Формат 60x84 1/16.

Папір офсетний.

Гарнітура Times New Roman Суг. Друк трафаретний.

Умовн. друк. арк. 16,25. Тираж 100 пр. Зам. № 11

Віддруковано РВВ Луцького НТУ, 43018, м. Луцьк, вул. Львівська, 75
Свідоцтво Держкомтелерадіо України ДК № 4123 від 28.07.2011р.