

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Сучасні технології  
та методи розрахунків у будівництві

Збірник наукових праць

Випуск 11

Луцьк – 2019

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); **Богаткевич Януш**, доктор інженерії (Люблінська політехніка, Польща); **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); **Карась Славомір**, доктор інженерії (Люблінська політехніка, Польща); **Максимович О.В.**, д.т.н., професор (НУ "ЛП"); **Наумов В.С.**, д.т.н., професор (Краківська політехніка, Польща); **Пастернак Я.М.**, д.ф.-м.н., доцент (Луцький НТУ); **Пустюльга 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), **Смаль М.В.**, к.т.н. (Луцький НТУ)

Технічний секретар – **Ужегов С.О.**

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 НТУ (протокол № 10 від 28 травня 2019 р.).

**Адреса редакції:** 43018, м. Луцьк, вул. Потебні, 56, Луцький НТУ, кафедра будівництва та цивільна інженерії, e-mail: Zbirnukfbd@gmail.com,  
<http://eforum.lntu.edu.ua/index.php/construction>, телефон (0332) 26-24-60

**ПІДСИЛЕННЯ КАМ'ЯНИХ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ  
БІЧНИМИ ЗАЛІЗОБЕТОННИМИ ПЛАСТИНАМИ**

**STRENGTHENING OF BENDED STONE ELEMENTS BY  
SIDE CONCRETE PLATES**

**Азізов Т.Н., д.т.н., проф. (Уманський державний педагогічний університет імені Павла Тичини), Миза О.С. (Одеська державна академія будівництва та архітектури), Орлова О.М. (Уманський державний педагогічний університет імені Павла Тичини)**

**Azizov T.N. Doctor of Engineering, Professor (Pavlo Tychyna Uman State Pedagogical University), Myza O.S. (Odessa State Academy of Construction and Architecture), Orlova O.M. (Pavlo Tychyna Uman State Pedagogical University)**

Наведено спосіб підсилення кам'яних згинальних елементів за допомогою однобічних або двобічних тонких залізобетонних пластин. Показані переваги такого підсилення. Показано, що кам'яна частина грає роль елемента, що забезпечує стійкість плоскої форми згину залізобетонних пластин.

Traditionally, stone walls are strengthened in various ways, including using concrete plates. However, such plates are used to strengthen stone elements while compression. The sidelong stone elements are strengthened within the help of external metal rods. Sidelong concrete plates are practically not used as elements of strengthening of bending stone elements. In previous works, the authors considered methods of determining the forces of interaction between the stone part and the sidelong concrete plate, methods for calculating the strength and deformability of such elements.

However, these works are not provided with practical ways of using such combined elements. Therefore, this article gives recommendations on the practical application of various combined beams with side concrete plates. In the article, the scheme of strengthening of stone bending elements (walls, arched vaults) is presented with the help of one- or two-sided thin strengthening concrete plates. It is shown that the stone wall plays the role of an element that provides the stability of the

flat bend of the plate because, in essence, the reinforced concrete plate is a bending element, the ratio of the height of the section to the width is large.

This is (both theoretical and experimental studies has proved this) an essential feature and advantages of such a combined construction. Unlike the known techniques, the diameter of the anchors, its step, diameter, and grid stroke are selected by a real calculation of strength and deformability, and not constructively, because the joint work of the stone part and concrete plate depends on the diameter and the step of the anchors.

The article also suggests the use of lightweight concrete bridges, strengthened with one-sided or double-sided reinforced concrete plates. It is shown that such arched vault can be made directly on the building place, and also mounted without the use of lifting equipment. The economic feasibility of using the proposed jumper is that the window or door slot is overlapped with the same material as the wall.

Ключові слова: кам'яна балка, підсилення, залізобетонна пластина, сумісна робота, перемичка.

Keywords: stone beam, reinforcement, reinforced concrete plate, teamwork, jumper.

### **Аналіз досліджень і постановка задачі**

Кам'яні конструкції займають досить велику частку в загальному обсязі будівельних конструкцій будівель. Кам'яні конструкції можуть бути виконані з цегли різного виду, блоків з легких бетонів, природного каменю і т.п. Відомо, що кам'яні елементи мають досить високу міцність при стисненні і низьку міцність при розтягуванні. У зв'язку з цим розтягнуту зону кам'яних конструкцій, як правило, армують різними способами [1, 2, 3].

Традиційно кам'яні стіни підсилюють різними способами, в тому числі за допомогою використання залізобетонних пластин [4, 5]. Однак, такі пластини використовують, як правило, для посилення кам'яних стін при роботі на стиск. При нерівномірних осіданнях основ кам'яних стін їх підсилюють влаштуванням тяжів, які сприймають розтягуючі зусилля, що виникають в результаті згину стін у своїй площині. Останнім часом з'явилися роботи з використання згинальних елементів з легкого бетону, а також інших кам'яних елементів з використанням замкнених обойм [6]. Такі

конструкції мають ряд переваг в порівнянні з традиційними армокам'яними конструкціями. Крім того, використання замкнутих обойм дозволяє застосовувати легкобетонні перемички, які не вимагають додаткового їх утеплення, полегшити їх влаштування і монтаж. Однак при цьому виникає проблема захисту та ізоляції гнучких замкнених обойм.

Бічні залізобетонні пластини практично не використовують в якості елементів посилення згинальних кам'яних елементів. Це пов'язано в першу чергу з недостатністю методів розрахунку таких конструкцій, особливо в частині визначення зусиль взаємодії між залізобетонними пластинами і кам'яним зігнутих елементом. У роботах авторів [7, 8] розглянуті методи визначення зусиль взаємодії між кам'яною частиною і бічною залізобетонною пластиною, методи розрахунку міцності і деформативності таких елементів. Однак, в цих роботах не представлені практичні способи застосування кам'яних елементів, посилені бічними залізобетонними пластинами. У зв'язку зі сказаним метою цієї статті є розроблення рекомендацій щодо практичного застосування різних комбінованих балок з одnobічними або двосторонніми залізобетонними пластинами.

### **Викладення основного матеріалу**

Вище було показано, що теоретично і експериментально доведена ефективність кам'яних балок, посилені бічними залізобетонними пластинами. Їх можна використовувати в новому будівництві, коли слід посилити кам'яний елемент. На практиці позитивні властивості комбінованої конструкції можна бачити при посиленні кам'яних стін, основи яких зазнали нерівномірних осідань, тому що при цьому виникають згинальні моменти різних знаків.

Розглянемо спосіб посилення цегляної стіни за допомогою односторонньої або двосторонньої залізобетонної пластини. Нехай є кам'яна (з газобетонних блоків, цегляної кладки) стіна з нерівномірною деформацією фундаменту, що викликала згинальні моменти різних знаків і як наслідок виникнення тріщин в верхньої і нижньої зонах (рис. 1).

Для посилення кам'яної стіни може бути використана одностороння залізобетонна пластина (рис. 2, а) або двосторонні (рис. 2, б) пластини.

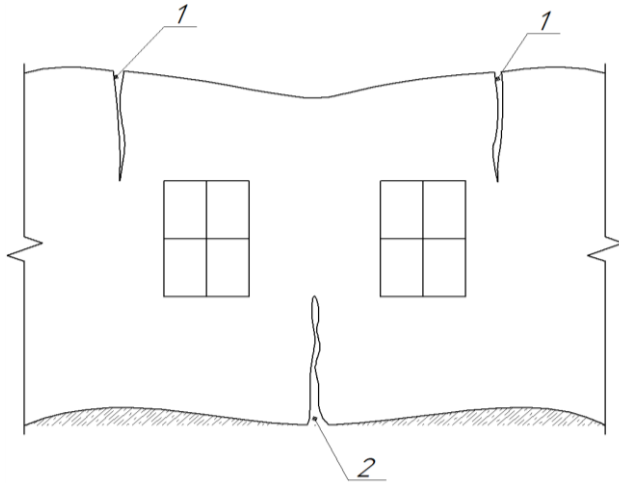


Рис. 1. Схема утворення тріщин в кам'яній стіні при дії згинальних моментів різних знаків

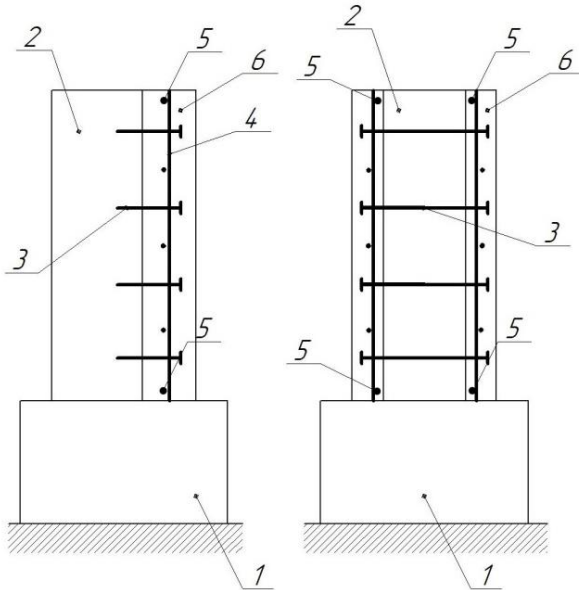


Рис. 2. Схема влаштування односторонньої (а) і двосторонньої (б) залізобетонних плит

У посилюваній стіні слід просвердлити отвори для встановлення односторонніх анкерів (поз. 3 на рис. 2, а) або наскрізні отвори для встановлення двосторонніх анкерів (поз. 3 на рис. 2, б). Далі встановлюється сітка поз. 4 з одного або з обох сторін стіни і прив'язується до анкерів поз. 3. Потім в нижній і верхній зонах укладається робоча арматура поз. 5 і прив'язується до сітки 4. Потім наноситься бетон (поз. 6). Нанесення бетону може бути виконано за допомогою торкретування або у вигляді штукатурення дрібнозернистим бетоном. При можливості бетон пластини слід укладати так, щоб її спирання було на фундамент стіни (поз 1 на рис. 2). Це пов'язано з фактом, що в комбінованій конструкції залізобетонна пластина відіграє роль основного несучого елемента. Переріз арматури поз. 5 підбирається з умови сприйняття згинального моменту, що діє в площині стіни. Відповідно верхній стрижень сприймає розтягуючі зусилля від негативного моменту, нижній - зусилля від позитивного моменту.

Після посилення стіни односторонньою або двосторонньою залізобетонною пластинами, конструкцію можна розрахувати таким чином, щоб все додаткове навантаження сприймали залізобетонні пластини. Кам'яна стіна грає роль елемента, що забезпечує стійкість плоскої форми згину пластини, тому що по суті залізобетонна пластина - це згинальний елемент, відношення висоти перерізу якого до ширини є великим. У цьому (як показали і теоретичні [7, 8], і експериментальні [9] дослідження полягає суттєва особливість і переваги такої комбінованої конструкції.

Крок анкерів, крок і діаметр арматури сітки, діаметр і розташування робочої арматури підбирається розрахунком за методикою, наведеною в [8]. Причому на відміну від відомих методик діаметр анкерів, їх крок, діаметр і крок сітки підбирають реальним розрахунком міцності і деформативності, а не конструктивно, тому що від діаметра і кроку анкерів залежить спільна робота кам'яної частини і залізобетонної пластини, а також товщина еквівалентного залізобетонного шару, який враховується в розрахунку деформацій і міцності нормального перерізу комбінованого елемента. У цьому полягає принципова відмінність пропонованого посилення кам'яних згинальних елементів від конструювання аналогічного посилення відомими методами.

Можливий варіант посилення, коли фундамент в місці його деформації спочатку слід піддомкратити, а після влаштування

залізобетонних пластин і набору міцності їх бетону прибрати тимчасову опору. Тим самим стіна вирівнюється, а конструкція посилення залізобетонною пластиною включається в роботу.

Попередні розрахунки показують, що витрата матеріалів на посилення за допомогою залізобетонних пластин менше витрати при традиційному способі підсилення з використанням тяжів, анкерних і натяжних пристроїв. Крім того, робота і влаштування комбінованої конструкції в разі дії згинальних моментів різних знаків не відрізняється. Посилення за допомогою залізобетонних пластин дозволяє приховати елементи посилення (сітка і робоча арматура) під штукатурним шаром, що досить складно при посиленні стін тяжами.

Розглянемо тепер можливість використання бічних залізобетонних пластин при виготовленні перемичок.

Залізобетонні перемички мають досить низькі теплозахисні властивості. Їх використання в будинках, стіни яких влаштовують з легкого бетону (газобетон, пінобетон) не є раціональним. У зв'язку з цим в будинках з легкобетонних блоків передбачають різні конструктивні заходи, включаючи використання лоткових елементів з легкого бетону, в які вкладається арматура і заливається важкий бетон (рис. 3). Як показує практика будівництва, така конструкція перемички має ряд недоліків. По-перше, її теплозахисні властивості все одно залишаються значно нижче, ніж сама стіна з легкого бетону, т. к. товщина легкого бетону мала (див. рис. 3); по-друге, захисний шар лоткового елемента відламується при внутрішній обробці (кріплення карнизів і т.п.).

На відміну від використання залізобетонних перемичок, а також замість перемичок, показаних на рис. 3 пропонується використання перемичок з газобетонних або пінобетонних блоків (з тих самих, з яких влаштовують стіни теплого будинку), посилені бічними залізобетонними пластинами, подібними наведеним вище. На рис. 4 показана схема перемички з газобетонних блоків, посилені бічними залізобетонними пластинами. На цьому малюнку приведені два варіанти влаштування перемички. Перший варіант - перемичка з одного ряду газобетонних блоків з бічними залізобетонними пластинами з двох сторін. При цьому товщина перемички дорівнює товщині стіни, віконний отвір якої перекривається. За другим варіантом передбачено дві перемички з односторонніми залізобетонними пластинами. При цьому пластили розташовані з



зовнішніх сторін перемичок. Перевага другого варіанта перемичок полягає в тому, що влаштування односторонньої бічної пластини не вимагає опалубки. Крім того маса однієї частини перемички мала, що дозволяє її монтувати вручну.



Рис. 3. Загальний вигляд влаштування перемички з використанням лоткового блоку

Економічна доцільність використання пропонуваного перемичок з бічними залізобетонними пластинами полягає в тому, що віконний або дверний проріз перекривається тим же самим матеріалом, що і стіна. При цьому на бічну поверхню блоків кріпиться сітка, укладаються робочі стрижні арматури і бокова поверхня просто штукатуриться. Потреба в використанні стандартних залізобетонних перемичок відпадає. Влаштування перемички не потребує ні в додатковому обладнанні, ні в додаткових матеріалах, а ні в додаткових монтажних пристосуваннях. Монтаж перемички можна робити вручну, так як її вага мала. Так, маса однієї перемички з односторонньою бічною пластиною (див. рис. 4., в) прольотом 1.5 м (з блоків товщиною і висотою 200 мм і товщиною залізобетонної пластини 25 мм) становить близько 40 кг.

Таким чином, ми показали, що застосування бічних залізобетонних пластин в зігнутих кам'яних елементах може бути зручним і економічним.

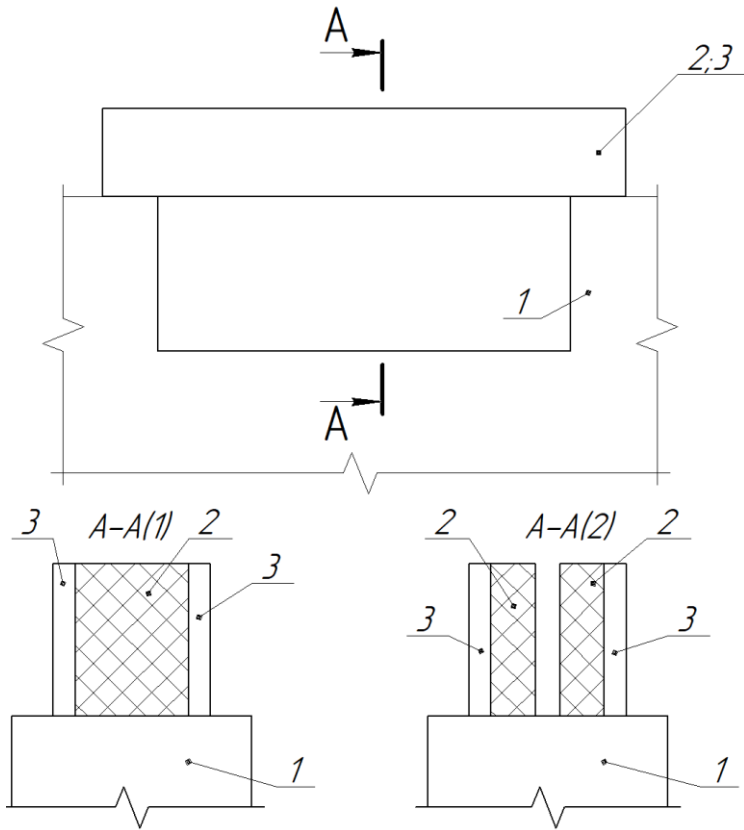


Рис. 4. Схема пропонованої перемички з бічними залізобетонними пластинами: а) - один ряд блоків з двома бічними пластинами; б) - два ряди блоків з односторонніми пластинами.

1 - вертикальна частина віконного отвору; 2 - газобетонний блок; 3 - залізобетонна пластина

**Висновки.** Залізобетонні пластини, влаштовані з одного або двох сторін кам'яних згинальних елементів істотно посилюють ці елементи. На відміну від традиційного використання залізобетонних пластин для посилення кам'яних елементів при дії

стискаючих навантажень, в статті запропоновано використовувати їх при посиленні згинальних кам'яних елементів. До таких елементів відносяться кам'яні стіни, основи яких зазнали нерівномірних осідань, висячі стіни, тощо. У статті запропоновано також спосіб виготовлення перемичок з легкобетонних блоків, посиленних односторонніми або двосторонніми залізобетонними пластинами. Використання таких перемичок дозволяє збільшити теплозахисні властивості перемичок, полегшити їх виготовлення і монтаж.

У перспективі передбачається розробка технологічної карти виготовлення легкобетонних перемичок, посиленних бічними залізобетонними пластинами, а також влаштування посилення згинальних кам'яних елементів такими пластинами.

### **Список використаних джерел**

1. Ротко С.В., Ужегова О.А., Задорожнікова І.В. Розрахунок кам'яних і армокам'яних конструкцій. Луцьк, 2010. 355 с.
2. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. Київ, 2011. 97 с.
3. Азизов Т.Н. Современные способы усиления каменных конструкций. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2016. Вип. 61. С. 9-14.
4. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. Томск, 1992. 456 с.
5. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Оценка состояния и усиление строительных конструкций реконструируемых зданий: атлас схем и чертежей. Томск, 1991. 309 с.
6. Іваницький А.В. Изгибаемые конструкции из штучных элементов в замкнутой обойме. Дисс. ... канд. техн. наук. Одесса, 2015. 190 с.
7. Azizov T.N., Myza A.S. Engineering method of calculation stone elements, reinforced concrete reinforced side plates. Sciences of Europe. –2017. Vol 1. № 12. S. 35-41.
8. Азизов Т.Н., Мыза А.С. Каменные балки, усиленные односторонней железобетонной обоймой. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. 32. Рівне, 2016. С. 428-435.
9. Azizov T.N., Myza A.S. Experimental research of strength and deformation of stone beams, which are strengthened by side concrete plates. Sciences of Europe. 2018. Vol 1. № 33. P. 18-23.

## ІННОВАЦІЙНИЙ ДЕМПФЕР БАГАТОПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ

### INNOVATIVE DAMPER OF A MULTISTORY BUILDING

Азізов Т.Н., д.т.н., проф. (Уманський державний педагогічний університет імені Павла Тичини), Кочкар'єв Д.В., д.т.н., доц. (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне), Мельник О.С., к.т.н., доц. (Уманський державний педагогічний університет імені Павла Тичини)

**Taliat Azizov, Doctor of Engineering, Professor (Pavlo Tychyna Uman State Pedagogical University, Uman, Ukraine), Dmytro Kochkarev, Doctor of Engineering, Associate Professor (National University of Water and Environmental Engineering, Rivne, Ukraine), Oleksiy Melnik, Ph.D. in Engineering, Associate Professor (Pavlo Tychyna Uman State Pedagogical University, Uman, Ukraine)**

Наведена нова конструкція будівлі, в якій замість традиційного маятникового демпфера у вигляді металеві кулі використана частина будівлі, підвішена між двома основними блоками будівлі. Використання в якості маятникового демпфера замість металеві кулі підвішеною частини будівлі з одного боку збільшує корисний об'єм, а з іншого боку дозволяє варіювати масою демпфера в необхідних розрахунком межах.

Existing systems for seismic insulation of buildings, as a rule, are performed using damping devices, without connections, etc. At the same time, dynamic efforts are still quite high. A very effective way to dynamically protect a multi-stored building is to hang a massive pendulum with a spring system. With the significant effectiveness of this method of reducing the dynamic forces and vibrations of a building, this method has several disadvantages. Instead of a dynamic damper in the form of a metal ball, which significantly reduces the useful volume of the building and increases the cost, the article proposed to hang up part of the building, which is itself a pendulum damper and at the same time increases the useful area. The design of the suspended part of the

building can significantly reduce the amplitude of vibrations and dynamic forces on the supporting structures of the building when an earthquake is applied.

In such a constructive scheme an additional part consisting of one or several floors is suspended between the main parts of the building. The mass of the suspended part of the building is calculated. The effectiveness of the proposed method is shown on the example of a frame building consisting of two ten-story parts at the edges and apart suspended between them consisting of five floors in an earthquake of 9 points.

It is shown that the maximum horizontal deviation from the vertical in a building without additional suspended floors is twice as large as in a building with five suspended floors. The use of the hanging part of the building can reduce the dynamic efforts by half. The increase in the mass of the suspended part of the building leads to a decrease in the amplitude of the horizontal oscillations of the main parts. In buildings where a metal ball is used as a pendulum, an increase in the mass of the pendulum leads to an increase in the cost of the building and a decrease in the useful area. In the proposed building, the mass of the pendulum damper can be taken anywhere, which is selected by dynamic calculation. In addition, this pendulum is part of the building and, conversely, increases its usable area.

**Ключові слова:** маятниковий демпфер, підвісна будівля, землетрус, динамічні зусилля, амплітуда, частота коливань.

**Keywords:** pendulum damper, suspended building, earthquake, dynamic forces, amplitude, oscillation frequency.

### **Аналіз досліджень і постановка задачі**

Відомо, що основною і найбільш небезпечною складовою землетрусу є горизонтальна складова. У динамічних розрахунках традиційних будівель, які працюють за консольної схемою, маси поверхів зосереджуються в рівні перекриттів [1, 4, 10]. Горизонтальні сейсмічні сили від кожного поверху, як відомо, рівні множенню маси на прискорення коливання ґрунту. При цьому, чим більша кількість поверхів має будівля, тим більші зусилля будуть виникати в рівні обрізу фундаменту.

Існуючі системи сейсмічної ізоляції будівель, як правило, виконуються із застосуванням демпфуючих пристроїв, в'язів, що

вимикаються та ін. [3, 5, 6, 7, 9, 11]. При цьому, однак, динамічні зусилля все одно залишаються досить високими. Крім того, механізми такого сейсмічного захисту обходяться досить дорого.

Досить ефективним способом динамічного захисту багатоповерхового будинку є підвішування масивного маятника з системою пружин (як, наприклад, в будівлі Tairei 101 в Китаї). При істотній ефективності такого способу зменшення динамічних зусиль і коливань будівлі, цей спосіб має ряд недоліків. По-перше, великий простір всередині будівлі залишається не використаним, тому що масивний маятник висить всередині будівлі протягом декількох його поверхів. По-друге, вартість матеріалу масивного маятника збільшує загальну вартість будівлі. По-третє, для більш ефективного гасіння коливань будівлі необхідно збільшення маси маятника, а отже, вартості, і в зв'язку з цим його масу доводиться обмежувати.

Пропонувалися конструктивні схеми, в яких використовувалися підвісні фундаменти [1, 9]. Однак, такі конструктивні схеми так і не знайшли свого практичного застосування. Причини відмови від таких рішень так і залишилися не з'ясованими. Дослідження авторів цієї статті [1] показали, що динамічні зусилля в будівлях з підвісними фундаментами виявилися навіть більшими, ніж в будівлях, які працюють за консольної схемою.

Дослідження авторів цієї статті [2, 8] показують, що підвішування самої будівлі на несучій рамі є ефективним методом боротьби з динамічними зусиллями, що виникають під час землетрусу або вітрового навантаження. При цьому сейсмічні зусилля істотно знижуються. Переваги такої конструкції очевидні. Однак, і така конструкція має ряд своїх недоліків. Серед цих недоліків є складність архітектурно-дизайнерських рішень несучої рами, на яку підвішена будівля; необхідність захисту від коливань при дії вітрового навантаження; досить велика маса конструкції несучої рами, тому що вагу підвісної будівлі сприймають як колони (вертикальні елементи) самої будівлі, так і колони несучої рами. Іншими словами, вертикальні навантаження сприймаються два рази, що практично веде до двократного збільшення маси вертикальних несучих елементів.

У зв'язку з вищесказаним **метою цієї статті** є вдосконалення конструктивної схеми підвісної будівлі, що враховує недоліки існуючих схем.

### Викладення основного матеріалу

Як було сказано вище, підвішування масивного маятника всередині будівлі має ряд недоліків. Замість маятника, який по суті є баластом, пропонується використання маятника у вигляді певної частини приміщень в кілька поверхів, які підвішені усередині основної будівлі (рис. 1).

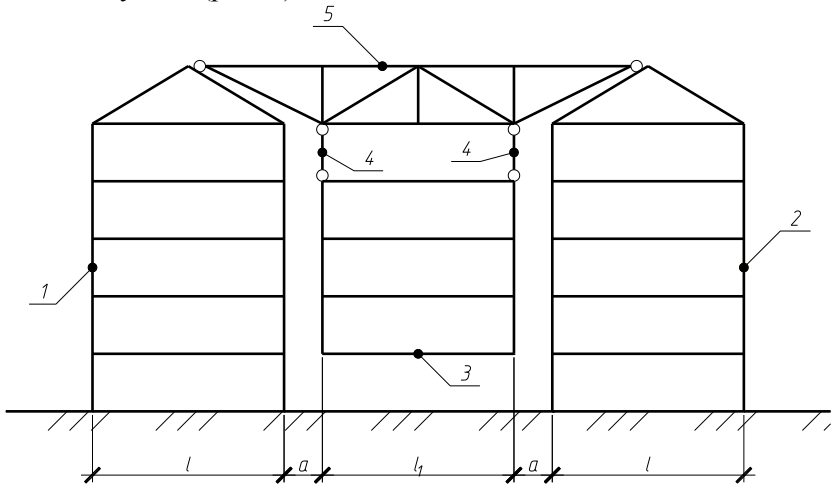


Рис. 1. Схема будівлі, всередині якої підвішена частина додаткових поверхів

У такій конструктивній схемі між основними частинами будівлі 1 і 2 підвішена додаткова частина 3, що складається з одного або декількох поверхів. Частина будівлі 3 підвішується за допомогою тросів 4 на фермі 5, яка шарнірно кріпиться до гребневих вузлів каркаса основної частини будівлі 1 і 2. Крок ферм в поздовжньому напрямку (перпендикулярно площині малюнка 1) підбирається розрахунком. Маса підвішеної частини 3 підбирається розрахунком. Тобто в залежності від необхідної оптимальної маси маятника визначається необхідна кількість поверхів підвішеної частини будівлі. Відстань між колонами в підвішеній частини може бути рівною відстані між колонами в крайніх (основних) частинах будівлі, може бути більшою або меншою. Відстань між підвішеною і основними частинами підбирається з умови можливості коливання підвішеної частини під час землетрусу.

Динамічна розрахункова схема такої конструкції має вигляд, показаний на рис. 2.

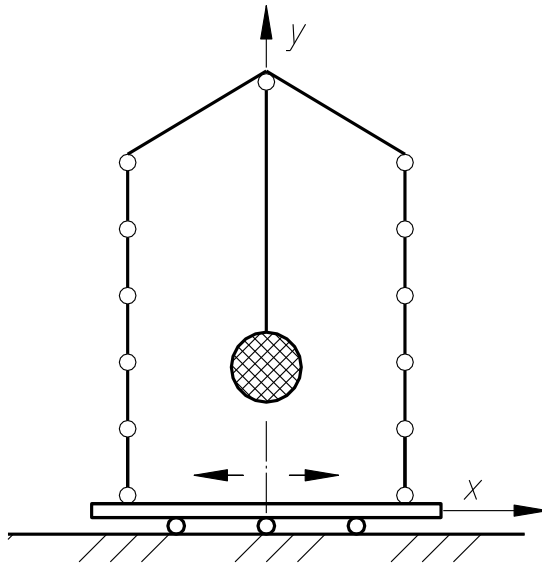


Рис. 2. Динамічна розрахункова схема запропонованої будівлі

Горизонтальні сейсмічні сили, що діють на конструкцію будівлі визначаються наступним чином. Зусилля від мас в елементах основної частини (поз. 1 і 2 на рис. 1) визначаються відомими методами будівельної механіки, наприклад, за [10]. Потім визначається горизонтальна динамічна сила в точці підвісу підвісної частини за методикою [2, 8]. Ця сила, як відомо, залежить (при інших рівних умовах коливання ґрунту) від маси підвішеної частини, довжини нитки підвісу і горизонтальної жорсткості рами, на якій підвішена частина будівлі.

Для полегшення конструкції замість схеми підвішування на фермі (поз. 5 на рис. 1) можна підвісити частину будівлі на тросах, як показано на рис. 3. При цьому замість досить масивної ферми поз. 5 на рис. 1 будуть використані троси поз. 4 на рис. 3 і розпірка поз. 5 на рис. 3. Можна також застосувати схему без розпірки поз. 5 на рис. 3.



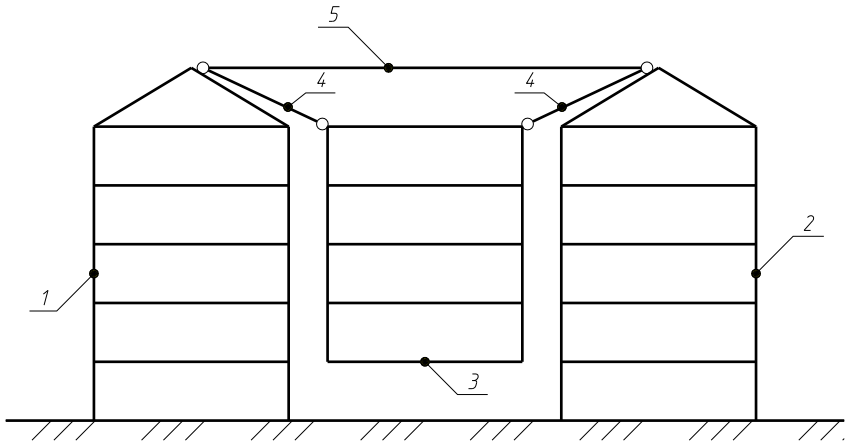


Рис. 3. Схема підвішування будівлі на похилих тросах

В такому випадку розпір від похилого розміщення ниток (тросів) поз. 4 повинен бути сприйнятий самими основними частинами будівлі поз 1 і 2. Слід зазначити, що від схеми підвішування підвісної частини будівлі залежать динамічні зусилля. Так, при підвішуванні за схемою рис. 3 при горизонтальному коливанні основи виникають вертикальні складові динамічних зусиль, які складаються із зусиллями від власної ваги будівель в стиснутих колонах частин 1 і 2 і в розтягнутих вертикальних елементах підвішеної частини 3. Виникнення вертикальних складових зусиль при горизонтальному коливанні видно з рис. 4, де наведена деформована схема.

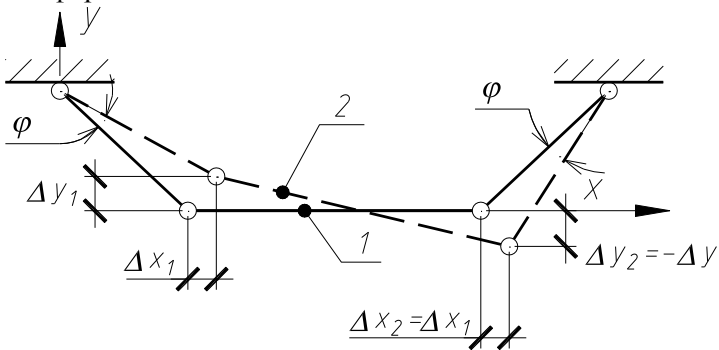


Рис. 4. Схема деформування системи при горизонтальному коливанні

При повороті на кут  $\varphi$  нитки підвісу стрижень 1 на рис. 4, що імітує підвішену будівлю (або верхню горизонтальну раму цієї будівлі), приймає положення 2. При цьому одна частина піднімається по вертикалі на величину  $\Delta y_1$ , а інша частина опускається на величину  $\Delta y_2 = -\Delta y_1$ . При коливанні знаки вертикальних переміщень постійно змінюються. Відповідно змінюються і напрямки вертикальних динамічних сил.

Ефективність запропонованого способу покажемо на простому прикладі. Нехай є умовний каркасний будинок, що складається з двох десятиповерхових частин по краях (поз. 1 і 2 на рис. 1), і підвішеної частини (поз. 3 на рис. 1), що складається з п'яти поверхів. Сітка колон  $6 \times 6$  м, висота поверху 3 м. Нехай також сумарне навантаження від ваги конструкцій і корисного навантаження на перекриття становить  $10 \text{ кН/м}^2$ . Тоді маса одного поверху (зосередженого в динамічній схемі в рівні перекриття) складе 36 т. Колони і ригелі каркасів мають переріз  $400 \times 400$  мм. Нехай основа коливається по закону  $x_0 = a \cdot \sin(p \cdot t)$ , де  $a$  – амплітуда, а  $p$  – кругова частота коливання ґрунту. При цьому  $a = 0.036$  м,  $p = 10$  (приблизно відповідає землетрусу в 9 балів).

Динамічна розрахункова схема наведена вище на рис. 2. Зміною довжини нитки підвісу і маси підвішеної частини будівлі можна регулювати частоти коливань як підвішеної частини, так і основних (несучих) частин будівлі. Конструкція з підвісною будівлею така, що коливання підвісної частини і несучих частин відбуваються в протилежних фазах. Таким чином горизонтальне зусилля від коливання підвісної частини зменшує аналогічні зусилля в крайніх частинах будівлі. Зусилля і переміщення можуть бути визначені за допомогою програм типу Ansys, Lira і т.п. Для спрощення можна розрахувати без застосування програм окремо консольну схему за відомими методиками розрахунку (наприклад, [9, 10]) і схему підвішеної будівлі за методикою авторів [2, 8]. Отримати максимальні переміщення і відняти переміщення каркаса від коливання крайніх частин переміщення від коливання підвішеної частини. Розрахунок з таким підходом показує, що при

вищенаведених даних амплітуди і частоти коливання ґрунту максимальне горизонтальне відхилення від вертикалі в будівлі без додаткових підвішених поверхів становить близько 730 мм. У будівлі ж з п'ятьма підвішеними поверхами це максимальне відхилення становить близько 380 мм. Якщо ж розрахувати будівлю з сімома додатковими підвішеними поверхами, то максимальне відхилення верху будівлі складе 315 мм.

На такому дуже спрощеному прикладі ми показали, що використання підвішеної частини будівлі, що є маятниковим демпфером для основної частини, може зменшити амплітуду коливань (а, отже, і динамічні зусилля) в два рази. Збільшення маси маятникового демпфера призводить до зменшення амплітуди горизонтальних коливань будівлі. У будівлях, де в якості маятника використовують металеву кулю, збільшення маси маятника призводить до збільшення вартості будівлі та зменшення корисної площі. А в запропонованому приміщенні масу маятникового демпфера можна приймати будь-якою, яка підбирається динамічним розрахунком. Крім того цей маятник є частиною будівлі і, навпаки, збільшує його корисну площу.

### **Висновки і перспективи досліджень**

Замість динамічного демпфера у вигляді металевої кулі, який традиційно застосовується для зменшення динамічних коливань і зусиль, який суттєво зменшує корисний об'єм будівлі і збільшує вартість, запропоновано підвішувати частину будівлі, яка є маятниковим демпфером і одночасно збільшує корисну площу. Конструкція підвішеної частини будівлі дозволяє значно зменшити амплітуду коливання і динамічні зусилля на несучі конструкції будівлі при впливі землетрусу.

У перспективі передбачається розробка конструкцій вузлів підвішеної будівлі.

### **Список використаних джерел**

1. Azizov T.N. Research of suspended buildings and structures //

SciencesofEurope. – 2018. – Vol 1, № 34. – P. 18-24. **2.** Azizov T., Jurkowska N. Improving the design of the earthquake-proof suspension building // E3S Web of Conf. 36 01001 (2018). DOI: 10.1051/e3sconf/20183601001 BIG 2018 – 4<sup>th</sup> Nationwide Scientific Conference on Engineering-Infrastructure-Mining. **3.** C.C. Chang, Mass dampers and their optimal designs for building vibration control, Eng. Struct. (n.d.) 454–463. doi:10.1016/S0141-0296(97)00213-7. **4.** Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked examples, (2012) 522. [http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/WS\\_335/report/EC8\\_Seismic\\_Design\\_of\\_Buildings-Worked\\_examples.pdf](http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/WS_335/report/EC8_Seismic_Design_of_Buildings-Worked_examples.pdf). **5.** K.S. Moon, Structural Design of Double Skin Facades as Damping Devices for Tall Buildings, Procedia Eng. (2011) 1351–1358. doi:10.1016/j.proeng.2011.07.170. **6.** M.G. Castellano, and S. Infanti, Recent applications of Italian anti-seismic devices, Earthq. Resist. Eng. Struct. / WIT Trans. Built Environ. **Vol 104** (2009) 333–342. <https://www.witpress.com/Secure/elibrary/papers/ERES09/ERES09031FU1.pdf> **7.** R.O. Hamburger, Facts for Steel Buildings Number 3 - Earthquakes and Seismic Design, (2009) 71. <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/facts-for-steel-buildings-3-earthquakes-and-seismic-design.pdf>. **8.** Taliat Azizov , NadziejaJurkowskaImproved technique for the earthquake proof suspension building// Journal of Measurements in Engineering, Vol. 6, Issue 4, 2018, p. 196-202. <https://doi.org/10.21595/jme.2018.20411> Received 28 November 2018; received in revised form 12 December 2018; accepted 20 December 2018; published 31 December 2018. **9.** Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. В двух частях. – Киев, 2008. – 480 с. **10.** Смирнов А.Ф., Александров А.В., Лашеников Б.Я. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений. – М.: Стройиздата, 1984. – 416 с. **11.** Смирнов В.И. Сейсмоизоляция зданий и сооружений / Промышленное и гражданское строительство, 1997, № 12. – С. 37-39.

**МІЦНІСТЬ ДОТИЧНОГО ЗЧЕПЛЕННЯ  
МІЖ СТАРИМ І НОВИМ БЕТОНАМИ  
У ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ КОНСТРУКЦІЯХ**

**THE STRENGTH OF TANGENTIAL ADHESION  
BETWEEN OLD AND NEW CONCRETE  
IN PRECAST-MONOLITHIC STRUCTURES**

**Дорофєєв В.С. д.т.н., проф., (Одеський національний морський університет), Пушкар Н.В., к.т.н, доц., (Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса)**

**Dorofeev V.S., Doctor of Engineering, Professor, (Odessa National Maritime University), Pushkar N.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa)**

Експериментально доведено вплив факторів складу старого і нового бетонів, а також поверхні старого бетону на міцність дотичного зчеплення між старим і новим бетонами у збірно-монолітних конструкціях. Наведені запропоновані склади бетонів в залежності від досліджених факторів.

The article presents a research of the strength of the tangential adhesion between the old and the new concrete in prefabricated monolithic structures.

Most buildings and structures last time are built at composite concrete and reinforced concrete structures. It is known that the operational properties of precast-monolithic structures, such as stiffness, stability, crack resistance, the degree of impermeability at the joints, depend on the strength of contacts and the solidity of reinforced concrete joints. Therefore, during reconstruction, strengthening of structures, as well as in other cases, in designing, great attention is paid to the design of joints and their implementation.

The surface of the old concrete, with which it is necessary to ensure the adhesion of new concrete, is a cement stone with placeholders, pores and initial cracks. The adhesion of old concrete with new depends on the

structure of old concrete and its properties. From the side of new concrete, adhesion depends on the cement paste, which has the properties of a binder.

In this article, using mathematical and statistical methods, the problem of investigating the tangential adhesion between the old and the new concrete in precast-monolithic structures is solved. The influence of various factors, such as water-cement ratio, cement consumption, change in the ratio of the grain composition on the shear resistance is considered. The mathematical and visual dependences of the value of tangential adhesion on the factors under study are obtained. The nature of the destruction of prototypes is described.

The researches have shown that with an increase in cement consumption, the positive effect of the growth of the water-cement ratio on the magnitude of the contact shear strength decreases. The change of the coefficient of grain composition also affects the magnitude of contact strength of concrete for shear. The amount of cement in the concrete mix of a new concrete has the greatest influence on the magnitude of the contact strength of seam of concretes.

Ключові слова: міцність, дотичне зчеплення, бетон, збірно-монолітні конструкції, реконструкція.

Keywords: strength, tangential adhesion, concrete, precast-monolithic structures, reconstruction.

Більшість будівель і споруд останнім часом будують із складових бетонних і залізобетонних конструкцій. Це збірні і збірно-монолітні залізобетонні конструкції, комплексні конструкції з різних бетонів, монолітні конструкції з незнімною опалубкою, монолітні будівлі при довготривалій перерві у бетонуванні різних частин, добетонуванні при їх підсиленні під час реконструкції або поновленні зруйнованих споруд. Для забезпечення надійності будівель і споруд усі конструкції і контакти між ними повинні мати близький за величиною запас міцності. Тому при проектуванні і виконанні робіт значна увага приділяється конструюванню стиків і їх виконанню в натурі. Крім того, від міцності контактів і монолітності їх стиків залежать експлуатаційні властивості збірно-монолітних конструкцій – їх жорсткість, жорсткість і стійкість усієї споруди, тріщиностійкість, ступінь непроникливості стиків.

Поверхня старого бетону збірної частини збірно-монолітної конструкції, з якою необхідно забезпечити зчеплення нового монолітного бетону, це цементний камінь з зернами заповнювача, порами і технологічними (початковими) тріщинами [1,2]. Величина зчеплення старого бетону з новим залежить від структури старого бетону і його властивостей. З боку нового бетону у процесі зчеплення приймає участь цементне тісто, яке має властивості в'язучого.

Явища склеювання десятків років вивчалися різними дослідниками. Одна з перших теорій склеювання – механічна. Вона базується на процесі проникнення клею у пори поверхонь, що склеюються. У подальшому рахували, що між клеєм і матеріалом, що склеюють, виникають хімічні реакції, тому значне місце відводилося поверхневим явищам, зокрема, змочуваності.

Міцність контактів бетонів визначається двома факторами: адгезією – міцністю зчеплення клею нового бетону і матеріалу старого бетону, і когезією – міцністю самого клею. Для достатнього контакту необхідно, щоб сили зчеплення поверхні старого бетону і нової бетонної суміші (адгезія) були більше сил зчеплення між частками матеріалу нового бетону (когезія). У випадку недостатньої когезії порушення зчеплення виникає по контактному шару бетонів, а при слабкій когезії матеріалу бетону порушення зчеплення виникає по самому матеріалу. Достатня когезія нового бетону можлива тільки при його затвердінні [3].

Тому була поставлена задача досліджень дотичного зчеплення між старим і новим бетонами у збірно-монолітних конструкціях як одна з найбільш вагомих при вивченні резервів зчеплення. Задача вирішувалася з використанням математично-статистичних методів, які отримали широке розповсюдження [4,5,6].

На підставі попередньо проведеного апріорного аналізу інформації достатньо повно враховані усі фактори  $X_i$ . Частина з них була закріплена на деякому рівні (стабілізована), а друга частина включена в дослідження в якості змінних [7].

Величина міцності шару нового і старого бетонів на зріз характеризує дотичне зчеплення, що виникає у зоні контакту бетонів. У лабораторних зразках-двійках міцність шару на зріз в залежності від складу нового бетону змінювалася від 0,05 до 1,79 МПа. Коефіцієнт варіації у центрі плану складав 16,6%. Залежність

величини дотичного зчеплення від факторів варіювання апроксимується поліноміальною моделлю (1) (МПа):

$$f_{sh,j} = 0,884 + 0,188X_1 + 0,203X_2 - 0,566X_2^2 + 0,387X_3^2 - 0,399X_1X_2. \quad (1)$$

Дисперсія неадекватності отриманої моделі експериментальним даним склала 0,09637, розрахунковий критерій Фішера – 1,683 при вірогідності перевищення  $\alpha=0,05$ . Максимальне значення міцності дотичного зчеплення  $f_{sh,j \max} = 1,475$  досягається при  $X_1 = 1,0$ ;  $X_2 = -0,173$ ;  $X_3 = 1,0$ , що відповідає натуральним показникам: водоцементному відношенню В/Ц = 0,8 витратам цементу 383 кг/м<sup>3</sup>, граничним значенням долі піску в суміші заповнювачів 0,3 чи 0,46.

Модель залежності міцності дотичного зчеплення в шарі старого і нового бетонів має вигляд полінома другого степеню, включає позитивні лінійні ефекти впливу водоцементного співвідношення і витрат цементу, квадратичні ефекти від варіювання витрат цементу і коефіцієнта співвідношення заповнювачів, від'ємний ефект від взаємодії факторів В/Ц і Ц.

При стабілізації  $X_3$  геометричний образ поверхонь відклику представляє собою параболічний циліндр з випуклістю до верху (рис.1). Зміна напрямку утворюючої циліндра відображає суттєвий вплив ефекту синергізму факторів, які створюють дану поверхню відклику. Зміна швидкості росту величини міцності дотичного зчеплення в залежності від водоцементного співвідношення складає 45% при зміні витрат цементу від 300 кг/м<sup>3</sup> до 500 кг/м<sup>3</sup>.

Загальний характер поверхонь вказує на різний вплив зміни водоцементного співвідношення на величину  $f_{sh,j}$  в різних областях випробувань.

Для прийнятих малоцементних складів вплив водоцементного співвідношення виражається формулою (2) при  $X_2 = -1,0$ ,  $X_3 = 0$ :

$$f_{sh,j} = 0,116 + 0,587X_1. \quad (2)$$



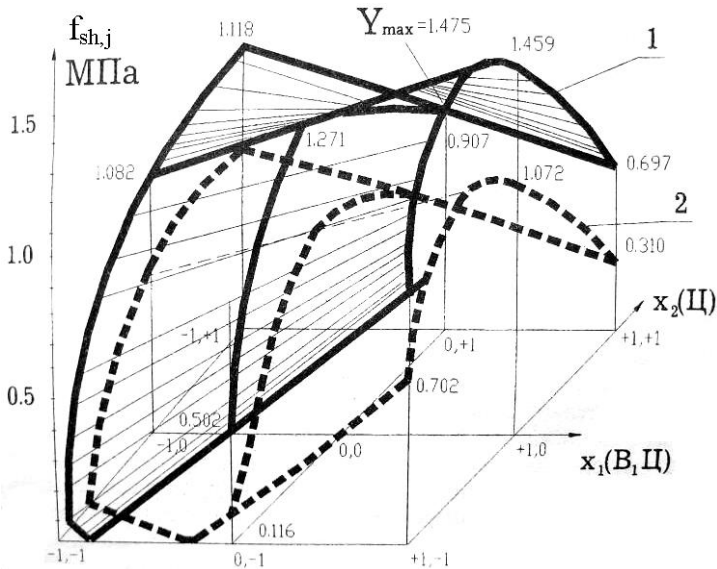


Рис. 1. Залежність міцності шва на зріз від складу нового бетону:  
1 –  $X_3 = +1$ ; 2 –  $X_3 = 0$ .

Ця залежність відображає позитивний лінійний вплив водоцементного співвідношення. При збільшенні В/Ц тощих бетонних сумішей нового бетону зростає міцність на зріз у контакті його зі старим бетоном. Приріст міцності по абсолютній величині у 1,5 рази перевищує мінімальну. Збільшення міцності на зріз для малоцементних бетонів можна пояснити тим, що підвищення водоцементного співвідношення при рівних умовах приведе до переходу бетонної суміші від жорсткої до рухомої, збільшується її легкоукладальність, ущільнюється структура, підвищується проникність маси нового бетону у стару структуру, що сприяє збільшенню адгезії.

У рамках проведених експериментів у тощих бетонних сумішах не виникало суттєвої розшарованості при максимальних водоцементних співвідношеннях, тому від'ємний ефект від збільшення водоцементного співвідношення через неоднорідність суміші не проявився.

Характер руйнування зразків-двійок з малоцементними складами відображає меншу міцність нового бетону відносно старого при високій адгезії (в областях максимальних В/Ц). Зразки

руйнувалися по шву з частковим і повним руйнуванням по новому бетону поблизу шва. При цьому руйнування нового бетону проходило у всіх випадках по цементному каменю, що свідчить про меншу міцність розчинної частини таких бетонів у порівнянні з міцністю крупного заповнювача.

Для складів бетону центра плану експерименту залежність міцності шва на зріз від водоцементного співвідношення має вигляд (3) при  $X_2 = 0$ ,  $X_3 = 0$ :

$$f_{sh,j} = 0,884 + 0,188X_1, \quad (3)$$

тобто для складів з витратами цементу  $400 \text{ кг/м}^3$  і долею піску у суміші заповнювачів  $\gamma = 0,38$ .

Збільшення водоцементного співвідношення дає відносне збільшення міцності дотичного зчеплення на 53,9%. В деяких дослідженнях величина  $K = f_{sh}/f_{28}$  бетону різної консистенції показала збільшення відносної міцності зчеплення литих бетонів на 60% [8].

Таким чином, збільшення рухомості бетонних сумішей з середніми прийнятими витратами цементу збільшує міцність контакту бетону на зріз до значень, близьких до максимальних, незалежно від способів досягнення необхідної рухомості бетонної суміші.

Руйнування зразків даної області експерименту проходило по шву з рівномірними виривами старого і нового бетонів, при цьому руйнування проходило з розломом щебеню. Характер руйнування свідчить про однакову участь в опорі зриваючій силі як старого, так і нового бетону. Висока адгезія у зоні контакту забезпечила їх сумісну роботу, а руйнування по щебеню свідчить про включення в роботу крупного заповнювача, тобто про роботу збірно-монолітного стика як єдиного матеріалу.

Вплив варіювання водоцементного співвідношення на величину міцності дотичного зчеплення для області високоцементних бетонів має вигляд (4) при  $X_2 = 1$ ,  $X_3 = 0$ :

$$f_{sh,j} = 0,521 - 0,210X_1 \quad (4)$$

для складів із витратами цементу  $500 \text{ кг/м}^3$  і долею піску у суміші заповнювачів  $\gamma = 0,38$ . Лінійна залежність для таких складів внаслідок впливу синергізму факторів В/Ц і Ц змінює знак.

Для бетонів з великими витратами цементу збільшення водоцементного співвідношення приводить до зниження міцності шва на зріз. На доцільність збільшення водоцементного

співвідношення до деякої межі наголошували і інші автори [9]. Відомо, що підвищення водоцементного співвідношення більше оптимального для даних складів бетонів призведе до збільшення усадочних деформацій, особливо в перший період тужавіння.

Для високоцементних рухомих і литих сумішей з високим водоцементним співвідношенням у процесі тужавіння цементного каменю утворюється рихла пориста структура, на міцність якої менше впливає крупний заповнювач. У той же час, величина сил когезії таких тужавіючих бетонах перевищує сили когезії (рис.2) і, як слідство цих процесів, спостерігається послаблення контактної міцності на зріз більш, ніж у 1,6 рази.

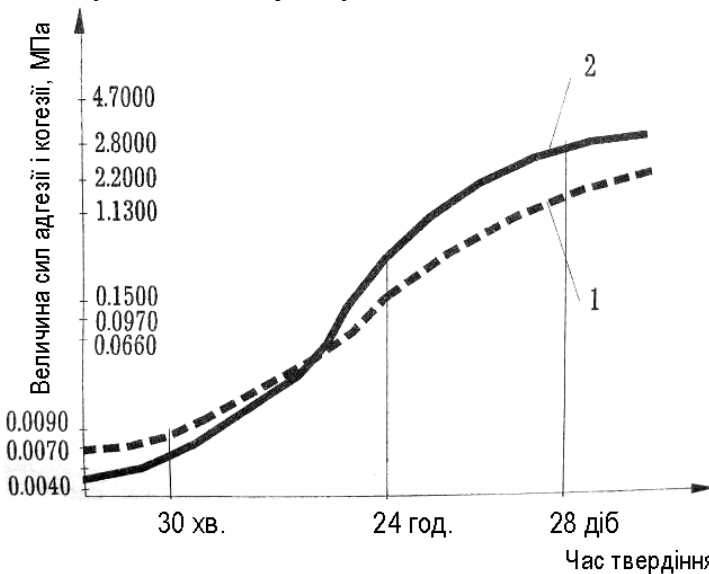


Рис. 2. Залежність величини когезії і адгезії портландцементу від часу твердіння: 1 – залежність адгезії від часу тужавіння; 2 – те ж, когезії.

Зміна впливу водоцементного співвідношення на міцність контактів бетонів на зріз свідчить про те, що при зрізі міцність шва забезпечується не тільки адгезійними силами як при осьовому розтягу, а й міцністю самого матеріалу бетону. Це можна пояснити тим, що в опорі зрізу приймає участь, у більшій мірі, механічне зчеплення у зоні контакту бетонів. При проникненні у нерівності і пори маси речовини нового бетону в процесі тужавіння

утворюються шпонки. Від їх міцності в певній мірі залежить величина механічного зчеплення. У той же час при значному перевищенні міцності нового бетону виникаючі у ньому когезійні сили перевищують величину сил адгезії, руйнуючи зв'язки, що встановилися у початковий момент омонолічування.

Результати досліджень показали, що найбільшу міцність зчеплення на зріз мають зразки з литого бетону, що співпадає з залежністю "2" (рис.3), що відображає вплив зміни водоцементного співвідношення на нульовому рівні по  $X_2$  (витрати цементу).

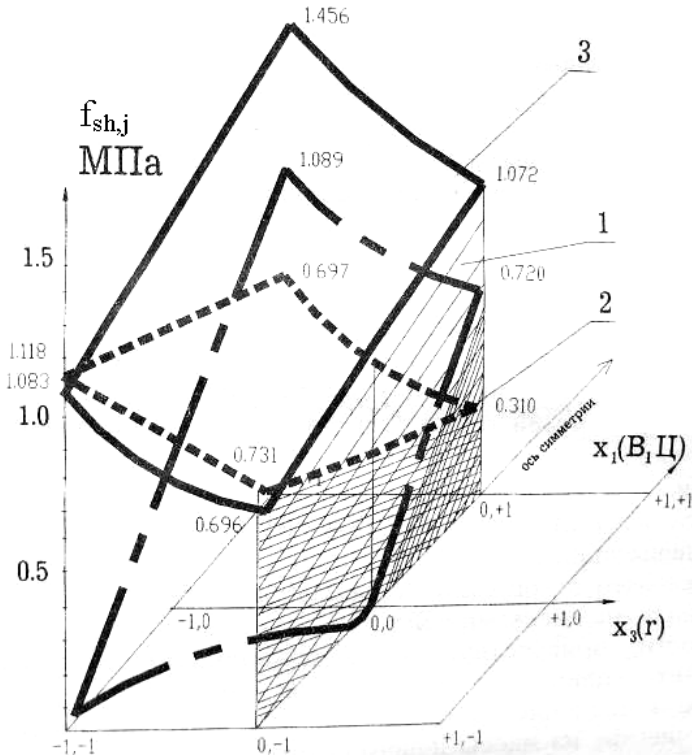


Рис. 3. Зміна впливу  $r$  від В/Ц залежно від витрат цементу:  
 1 – при  $\rho = 300 \text{ кг/м}^3$ ; 2 – при  $\rho = 400 \text{ кг/м}^3$ ;  
 3 – при  $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ .

Вплив витрат цементу на величину міцності шва на зріз у зоні контакту старого і нового бетонів підпорядковується загальній квадратичній залежності. Для сумішей з мінімально прийнятним водоцементним співвідношенням міцність шва збільшується по квадратичній залежності і досягає максимального значення при

максимальних витрат цементу. Це можна пояснити тим, що при постійно низькому водоцементному співвідношенні зі збільшенням кількості цементу збільшується жорсткість бетонної суміші, надлишок цементного тіста становиться тією клеючою масою, яка забезпечує достатньо високу адгезію, а міцність нового бетону визначає міцність мікрошпонок при механічному зачепленні в контакті бетонів. При мінімальній з прийнятих величин водоцементного співвідношення в найменшій мірі проявляються деформації усадки нового бетону, тому міцність контакту бетонів на зріз досягає досить високих значень, більше 75% від максимального.

Руйнування зразків, склади яких відповідали максимальним витратам цементу при мінімальному водоцементному співвідношенні, проходило по шву з виривами старого бетону. Це свідчить про перевищення міцності нового бетону над міцністю старого при достатньо високій міцності контакту нового і старого бетонів на зріз.

При постійному водоцементному співвідношенні міцність дотичного зчеплення при збільшенні витрат цементу від  $300 \text{ кг/м}^3$  до  $400 \text{ кг/м}^3$  збільшується більш, ніж в 2,5 рази, однак, при подальшому збільшенні кількості цементу починає впливати наявність усадочних деформацій і міцність шва на зріз зменшується на 30% від максимального значення для цього водоцементного співвідношення. Подібні результати досліджень отримали і інші вчені [9,10].

Як впливає з рис.3, область мінімальних значень залежності міцності шва на зріз від варіювання крупного і мілкого заповнювачів та водоцементного співвідношення при різних витратах цементу полягає на основному рівні варіювання  $\gamma$ . Очікувано, що такий характер залежності міцності шва на зріз від частини піску пов'язаний з розподілом ролей крупного і мілкового заповнювачів якісно змінює вплив коефіцієнта співвідношення заповнювачів.

## **Висновки**

1. Зі збільшенням витрат цементу позитивний вплив росту водоцементного співвідношення на величину контактної міцності на зріз зменшується, а при витратах цементу  $500 \text{ кг/м}^3$  контактна міцність бетонів на зріз знижується у 1,6...2,4 рази зі збільшенням

В/Ц з 0,48 до 0,80. Підвищення контактної міцності старого і нового бетонів на зріз при збільшенні витрат цементу нового бетону спостерігається при набетонуванні жорстких і малорухомих бетонних сумішей.

2. Зміна коефіцієнта зернового складу впливає на величину контактної міцності бетонів на зріз. Зміна  $\gamma$  від середніх до максимальних і мінімальних значень збільшує контактну міцність бетонів на зріз у 1,5...2,2 рази. Найбільший вплив на величину контактної міцності бетонів шва на зріз здійснює кількість цементу в бетонній суміші нового бетону.

### **Список використаних джерел**

1. Лыков А.В. Явление переноса в капиллярно-пористых телах. – ГИТТЛ. – Москва, 1954. – 296 с. 2. Дорофеев В.С. Технологическая поврежденность строительных материалов и конструкций / В.С.Дорофеев, В.Н.Выровой. Монография. – Одесса: Город мастеров, 1998. – 168 с. 3. Адсорбция в микропорах. Под ред. Дубинина В.В. – АН СССР, ин-т физ. химии: Наука, 1973. – 216 с. 4. Адлер Ю.П. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий / Ю.П.Адлер, Е.В.Макарова, Ю.В.Грановский. – Москва: изд-во "Наука", 1976. – 279 с. 5. Вознесенский В.А. Статистические методы планирования эксперимента в технико-экономических исследованиях М.: Финансы и статистика, 1981. – 263 с. 6. Balek V., Dahnalek I. Cem. And Cong. Res. 13. – №1, 1983. – P.1-6. 7. Дорофеев В.С. Прочность контактов сборно-монолитных конструкций / В.С.Дорофеев, Н.В.Пушкарь // Сб. научных трудов: «Актуальные научные исследования в современном мире» – Переяслав-Хмельницкий, 2019. – Вып. 3 (47), ч. 1. – С.118-127. 8. Hager K. Versuche zur Feststellung der Scherfestigkeit und der Wasserdichtigkeit des Betons in den Arbeitstugtn bei Verschidener Fugenbehandlung / K.Hager, E.Nenning // Deutscher Ausschuss für Eisenbeton. – H.69, 1932. 9. Урьев Н.Б. Коллоидные цементные растворы / Н.Б.Урьев, М.С.Дубинин. – Л.: Стройиздат, 1980. – 192 с. 10. Матязов С.М. Опыт исследования свойств контактной зоны в бетоне // Сб.науч. трудов: "Расчет и проектирование строительных конструкций с применением ЭВМ" – Ташкент: Ташк. политех. ин-т, 1987. – С.64-67.

**ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ПЛАСТИФІКАТОРА БІОПЛАСТ  
НА ВЛАСТИВОСТІ БЕТОННОЇ СУМІШІ**

**RESEARCH OF THE EFFECT OF BIOPLAST PLASTICIZER  
ON THE PROPERTIES OF CONCRETE MIXTURE**

**Кислюк Д.Я., к.т.н., доц., Ротко С.В., к.т.н., доц.,  
Канцелярчик О.М., студент, Петричук Р.М., студент (Луцький  
національний технічний університет, м. Луцьк)**

**Kyslyuk D.Y., Ph.D., Associate Professor, Rotko S.V., Ph.D., Associate  
Professor, Kantseliarchyk O.M., student, Petrychuk R.M., student (Lutsk  
National Technical University, Lutsk)**

У м. Луцьку на підприємстві «Мікробіопром» з упареної  
мелясної барди, яка є вторинним відходом виробництва біоетанолу,  
було отримано екологічний біополімерний пластифікатор  
«Біопласт-1». У роботі досліджено властивості та ефективність  
застосування біотехнологічного пластифікатора

At present, the vast majority of concrete mixtures are made using  
plasticizers, which increase their mobility, convenience, reduce the  
energy and labor costs when enclosing monolithic building structures,  
facilitate the intensification of the technological cycle, and enhance the  
quality of structures.

There is a large number of types of plasticizers, but in Lutsk at the  
“Microbioprom” from the steamed molasses bards, which is a secondary  
waste of bioethanol production, an ecological biopolymer plasticizer  
Bioplast-1 was obtained, the properties of which have not yet been  
studied.

The plasticizer is made on the basis of environmentally safe  
biopolymers that form useful, safe microorganisms - cellulose type,  
lignin-pectin type (microfibre), hydrocarbon, protein type (polymer  
molecule), alkali metals (potassium, sodium), alkaline earth metals  
(calcium, magnesium), phosphorus compounds and other  
biocomponents. Bioplast-1 is a dense syrup liquid of dark brown  
color with a concentration of substances of 50 - 60%, a density of  
1,25 - 1,29 g/cm<sup>3</sup>. It is used for the production of prefabricated

reinforced concrete pre-stressed and monolithic structures, for use in non-aggressive and aggressive gas and water environments.

In the paper the influence of the plasticizing ecological additive from the alcoholic waste production on the mobility of the concrete mixture and the strength of the concrete cubes is considered. The work also establishes the criteria and properties of a plasticizer additive.

The work was carried out in two stages: the first stage consisted in the study of the plasticization effects of the additive "Bioplast-1" on the concrete mixture; The second stage included the determination of the effect of the additive on the strength of concrete cubes.

The study of the effectiveness of the additive was performed to determine the main effect, to achieve which the additive is intended and an experimental refinement of the optimal dosage of the additive.

Plasticizer Bioplast-1 corresponds to plasticizers. The use of an additive at a concentration of 0,35 - 1,0% of the mass of the cement, causes an increase in the mobility of the concrete mixture in two stages - from P1 to P3.

Ключові слова: пластифікатори, біотехнологічна добавка, рухливість бетонної суміші, міцність на стиск.

Keywords: plasticizer, biotechnological additive, mobility of concrete mix, compressive strength

На сьогодні переважна більшість бетонних сумішей виготовляється із використанням пластифікаторів, які підвищують їх рухливість, легкоукладальність, зменшують енерго- та трудовитрати при укладанні в опалубку монолітних будівельних конструкцій, сприяють інтенсифікації технологічного циклу, підвищенню якості конструкцій [1].

У якості пластифікуючих добавок широко використовують поверхнево-активні речовини (ПАР). Типовими представниками добавок ПАР із вираженими пластифікуючими властивостями є добавки на базі відходів або побічних продуктів промисловості (ССБ, СДБ, ЛСТ) і синтетичні суперпластифікатори (СП). Добавки цієї групи найбільш ефективні в бетонних сумішах з відносно високою витратою цементу. Як пластифікуючі добавки використовуються суперпластифікатор полікарбоксилатного типу Melflux (BASF, Німеччина), суперпластифікатор нафталін-сульфонатного типу С-3, пластифікатор на основі



полікарбоксилатів і поліакрилатів СП-1, суперпластифікатор на основі сульфованих меламинаформальдегідних поліконденсатів МФ, модифіковані пластифікатори лігносульфонатного типу ЛСТМ та інші [2,3].

Нещодавно на ПАТ «Гнідавський цукровий завод» у м. Луцьку, що є лідером цукрової галузі Волині і Західної України, було проведено реконструкцію та введено в дію цех біотехнічних компонентів. Проте з точки зору екології важливим є той факт, що вторинним відходом виробництва біоетанолу є упарена мелясна барда, її скидають на поля фільтрації, чим викликається сильне забруднення навколишнього середовища.

ТЗОВ «Мікробіопром» у м. Луцьку на основі меляси організовує виробництво біотехнологічного пластифікатора бетонів, цементних розчинів, інших будівельних розчинів «Біопласт-1».

Пластифікатор виготовлений на основі екологічно безпечних біополімерів, які утворюють корисні, безпечні мікроорганізми – целюлозного типу, лігнін-пектинового типу (мікрОВОлокна), вуглеводневого, білкового типу (полімерні молекули), лужних металів (калій, натрій), лужноземельних металів (кальцій, магній), фосфорних сполук та інших біокомпонентів. Біохімічний склад та вигляд добавки був встановлений ТОВ «Науково-виробнича біотехнологічна фірма «Мікробіопром». Технічний опис див. у таблиці 1.

Таблиця 1

Біохімічний склад Біопласт 1

№ п/п	Назва показників	НД і допуск	Результати
1.	Зовнішній вигляд та колір	Рідина темно кор	Відповідає
2.	Запах	Специф.мікробіо	Відповідає
3.	Сухих р-н,%	50-60	-//-
4.	Біополімерні мікрОВОлокна,%	7,0-10,0	
5.	Біополімерні молекули, %	9,0-12,0	
6.	Калій,%	5,0-7,0	
7.	Магній, %	0,15-0,18	
8.	Кальцій,%	1,5-1,7	
9.	Натрій,%	1,0-1,2	
9.	Фосфорні сполуки,%	1,5-2,0	
10.	pH	6,5- 7,5	
11.	Патогенні м/о, КОО/10г.	Відсутні	

На даний час отримано дві модифікації пластифікатора «Біопласт-1»: Біопласт-1БЛ і Біопласт-1Л. Хімічний склад кожної з

них дещо відрізняється один від одного та від упареної післядріжджової барди, дія якої на будівельні розчини відома. Тому необхідно було вивчити вплив різних видів біотехнологічного пластифікатора «Біопласт-1» на властивості бетонної суміші, міцність бетону, можливості застосування та витрати пластифікуючої добавки.

Робота виконувалася у два етапи: перший етап полягав у дослідженні пластифікуючого ефекту добавки «Біопласт-1» на бетонну суміш [4]; другий етап включав в себе визначення впливу добавки на міцність бетонних кубів.

Програмою випробувань було передбачено виготовити та випробувати 13 серій бетонних зразків для дослідження рухливості бетонної суміші та кубикової міцності бетону у віці 7 діб та 28 діб і пропарених кубів на 2 добу.

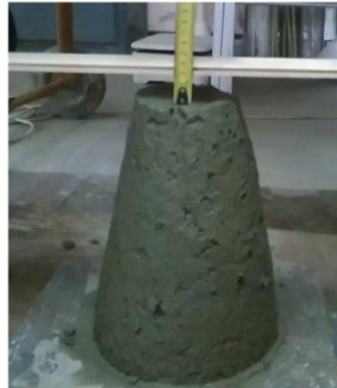
Для виготовлення бетонних зразків склад бетонної суміші приймався за вагою 1:1,45:3,33 при В/Ц = 0,46; водоцементне відношення для дослідження водоредукуючого ефекту приймалося 0,4. Для всіх зразків використовувався портландцемент із мінеральними домішками ПЦ П/А-Ш-500 марки М500 виробництва ПАТ «Волинь-Цемент» м. Здолбунів. В якості крупного заповнювача використовувався гранітний щебінь фракції 5 – 20 мм, а дрібного – кварцовий пісок із модулем крупності 1,8 ...2,0.

Дослідження рухливості бетонної суміші виконувалося згідно з ДСТУ Б В.2.7-114 за допомогою еталонного конуса з діаметром основи 200 мм (рис.1). Пластифікуючий ефект добавок «Біопласт-1» оцінювали за однакового водоцементного відношення В/Ц = 0,46. Рухливість контрольної бетонної суміші без пластифікатора складала ОК = 3,5 см.

У результаті дослідження встановлено, що введення добавки Біопласт-1БЛ в кількості 0,35% призводить до збільшення осідання конуса з 3,5 см до 12,5 см; збільшення концентрації до 0,5%, 1% та 1,5% збільшує рухливість бетонної суміші незначно, осідання конуса було на одному рівні і становило відповідно 12,8 см, 13,5 см 13,8 см, що свідчить про досягнення точки насичення добавкою (рис.2). Отже, застосування пластифікатора Біопласт-1БЛ призводить до збільшення марки за легкоукладальністю бетонної суміші на два ступені – від Р1 до Р3 (ОК від 3-4 см до 13-14 см) відносно контрольної суміші, що відповідає пластифікуючим добавкам за ДСТУ Б В.2.7-171 [5].



а) загальний вигляд випробування



б) рухливість контрольної суміші

Рис. 1. Дослідження рухливості бетонної суміші

Ефект від застосування пластифікатора Біопласт-1Л при використанні концентрації з 0,35 до 1,0% менший, ніж від добавки Біопласт-1БЛ. Рухливість бетонної суміші з В/Ц = 0,46 з концентрацією 0,35% дорівнювала ОК = 7 см. Після збільшення концентрації добавки Біопласт-1Л з 0,5 до 1,0% осідання конуса становило відповідно 8,4 см та 9 см. Приріст марки за легкоукладальністю бетонної суміші склав один ступінь – від P1 до P2 (від 3,5 см до 7-9 см).

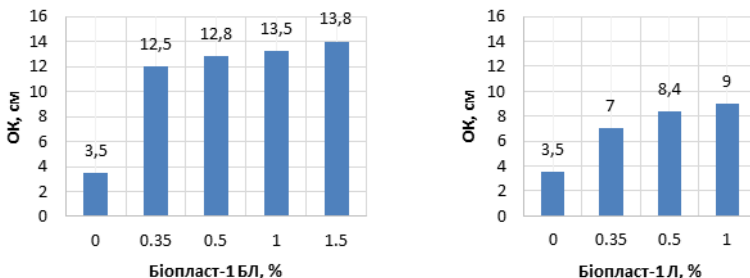


Рис. 2. Осідання конуса залежно від кількості добавки

Механічні характеристики бетону (кубова міцність) при одноразовому короткочасному навантаженні визначались за стандартними методиками згідно з програмою випробувань. Випробовування кубів на стиск виконували на гідравлічному пресі

ПСУ-125 (з ціною поділки 2,5кН). Кубикову міцність бетону визначали у віці 7 і 28 діб. При випробуванні контрольних кубиків (КК) на стиск у віці 7 діб міцність складала  $f_{cm,cube} = 32,69$  МПа. У віці 28 діб було виконане випробування відповідних бетонних кубів, які показали суттєве збільшення міцності бетону. Цей приріст в середньому склав 43%, а міцність становила  $f_{cm,cube} = 46,69$  МПа. Міцність кубів після твердіння у пропарювальній камері становила  $f_{cm,cube} = 39,54$  МПа.

Міцність бетонних кубів із використанням пластифікатора Біопласт-1БЛ за однакового водоцементного відношення зменшується при збільшенні кількості добавки. Так, міцність бетонних кубів КБ-0,35 у віці 28 діб близька до контрольних зразків і рівна  $f_{cm,cube} = 47,19$  МПа, при застосуванні концентрації добавки 0,5% міцність становила 0,984, при 1,0% – 0,956; при 1,5% – 0,877 від кубикової міцності контрольних зразків (рис.3).

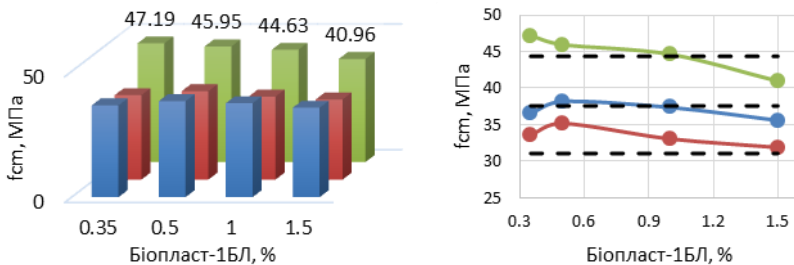


Рис. 3. Вплив пластифікатора Біопласт-1БЛ на міцність бетону у віці: ■ – після пропарювання; ■ – 7 днів; ■ – 28 днів; - - -  $0,95 f_{cm}$ .

Результати досліджень бетонних кубів у віці 7 діб та після пропарювання показали аналогічний ефект при використанні таких самих концентрацій пластифікатора. Допустиме значення міцності бетону для пластифікуючих добавок складає 95% від міцності контрольного бетону, тоді ефективна кількість добавки Біопласт-1БЛ має знаходитись у межах 0,35 – 1,0% від маси цементу (рис. 3). Отже, добавку Біопласт-1БЛ можна віднести до пластифікуючих добавок за ДСТУ Б В.2.7-171.

Використання пластифікатора Біопласт-1Л концентрацією від 0,35% до 1,0% призводить до поступового збільшення міцності кубів: КЛ-0,35 – на 3,5%; КЛ-0,5 – 5,2%; КЛ-1,0 – 7% від кубикової

міцності контрольних зразків. Більші концентрації цього пластифікатора не давали поліпшення результатів.

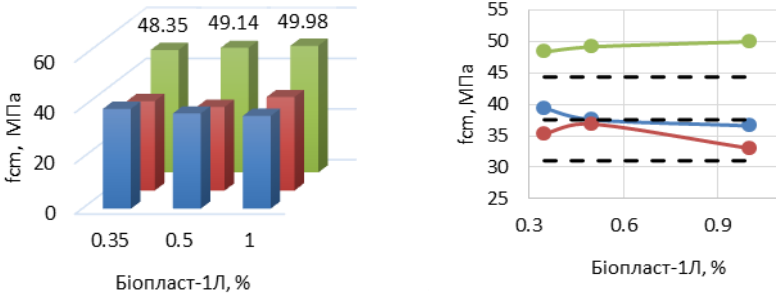


Рис. 4. Вплив пластифікатора Біопласт-1Л на міцність бетону у віці: ■ – після пропарювання; ■ – 7 днів; ■ – 28 днів; - - - 0,95  $f_{cm}$ .

Використання пластифікатора «Біопласт-1Л» концентрацією від 0,35% до 1% за однакового водоцементного відношення може збільшувати міцність бетону до 7%.

**Висновки.** Пластифікатор Біопласт-1БЛ відповідає пластифікуючим добавкам за ДСТУ Б В.2.7-171. Використання добавки концентрацією 0,35 – 1,0% від маси цементу, викликає збільшення рухомості бетонної суміші на два ступені – від Р1 до Р3 (від 3-4 см до 13-14 см).

Пластифікатор Біопласт-1Л концентрацією від 0,35% до 1% викликає збільшення рухомості бетонної суміші на один ступінь – від Р1 до Р2 (від 3-4 см до 8-9 см) та може збільшувати міцність бетону до 10%. Ефективними є концентрації біотехнологічних пластифікаторів Біопласт-1БЛ, Біопласт-1Л для приготування бетонних сумішей у межах від 0,35 до 1,0% від маси цементу.

1. Баженов Ю.М. Технология бетона. Учебник. Москва: Изд-во АСВ, 2002. 500 с. 2. Дворкін Л.Й., Житковський В.В., Скрипник М.М. Комплексні пластифікуючі добавки для бетону на основі ефірів полікарбоксилату. Строительные материалы и изделия. Київ. 2016. №1. С. 38-41. 3. ДСТУ-Н Б В.2.7-175:2008. Будівельні матеріали. Настанова щодо застосування хімічних добавок у бетонах і будівельних розчинах. К.: Мінрегіонбуд України, 2010. 4. ДСТУ Б В.2.7-114-2002 Суміші бетонні. Методи випробувань Київ., 2002. 5. ДСТУ Б В.2.7-171:2008 Добавки для бетонів і будівельних розчинів.– Київ: Мінрегіонбуд України, 2010.

**СТРУКТУРА ШТУЧНИХ БУДІВЕЛЬНИХ МАТЕРІАЛІВ І ЇЇ  
ОСОБЛИВОСТІ**

**STRUCTURE OF ARTIFICIAL BUILDING MATERIALS AND  
ITS FEATURES**

**Коверніченко Л.М., к.т.н, доцент (ДВНЗ КНУ, м.Кривий Ріг)**

**Kovernichenko L.M., Ph.D. in Engineering, Associate Professor (State Higher Educational Institution Kryvyi Rih National University, Kryvyi Rih)**

У статті описано різновиди в'язучої речовини, які зумовлюють утворення особливої мікроструктури, пов'язані з переважанням певних кристалічних форм новоутворень.

Introduction. Structure consists of a binder, filler material and capillary-porous parts. These features are the kind of astringent that is used for the material, as well as in specific quantitative ratios of the binding and filler parts; in the nature of contacting these parts with each other on the surfaces of their section. The features, in addition, include a number of physical characteristics, the materials differ from each other - texture, color, weight, the ability of the structure to withstand the influence of thermal and mechanical factors, such as erasure, shock and static loads, high and low temperatures.

Goal. The aim is to study the types of astringent substances that determine the features of microstructure associated with the predominance of certain crystalline forms of tumors. For example, in the interaction of semi-aquatic gypsum with water, needle crystals of dihydrogen gypsum are formed, are closely interwoven with each other, and with age, solidification of gypsum stone increases in their sizes.

Methods of research. When hardening of Portland cement dough, tumors arise in various crystalline forms, which largely depends on the temperature of the medium and the concentration of calcium oxide hydrate in the liquid phase. The most characteristic is the formation of supersaturated solutions and geloid masses. They have crystallization centers that cause the formation of submicrocrystalline particles of

calcium hydrosilicates, relatively large crystals of calcium oxide hydrate, hexagonal plates of calcium hydroaluminates, usually crystallize around  $C_3A$  grains, other forms of tumors are isolated. When hardening of caustic magnesite, crystals of magnesium oxychloride grow in amorphous mass of magnesium oxide hydrate. The results of research. When hardening of the ceramic solution, crystalline mullite cemented with a glass of fusible eutectics is isolated. Similarly, microstructures of other hardened astringent substances are studied, which are studied by means of microscopic studies in reflected light, a set of optical characteristics, indicators of light refraction, the shape of crystalline grains, coloring, cleavage cracks, and others. The kind of filler material is rather vivid and directly characterizes the macrostructure of products, especially when studying the sills, it determines its physical characteristics. On the basis of the same binder, for example, Portland cement, products can be made with different fillers - dense crushed stone and sand in heavy cement concrete, porous gravel and sand in light cement concrete, asbestos in asbestos cement products, crushed wood and arbolit, wood wool in fibrolite, granular polystyrene in porous concrete, quartz sand in building solutions, etc.

Conclusions Thus, in addition to the aforementioned pores, the astringent parts may have relatively large spherical pores of the size from 50-100  $\mu\text{m}$  to 2-5 mm, which are formed in different quantities depending on whether they are involuntarily or arbitrarily formed. If they arise due to spontaneous air involvement in the manufacture of a mixture of components, then their number is usually small (2-5%), but if they arise under the influence of special airborne or pore forming, burnt out during incineration, and other additives, then cropped in ' The tangent substance can concentrate up to 50% or more spherical pores, most often closed.

Ключові слова: будівельні матеріали, структура, пори, пустоти.  
Key words: building materials, structure, pores, voids.

**Вступ.** Структура складається з в'язучої речовини, заповнюючого матеріалу і капілярно-порової частини. Ці особливості полягають у різновиду в'язучої речовини яка використовується для матеріалу, а також в конкретних кількісних співвідношеннях в'язучої і заповнюючої частин; в характері контактування цих частин між собою по поверхнях їх розділу. До особливостей, крім того, відноситься ряд фізичних ознак, матеріали

розрізняються між собою, - текстурою, кольором, вагою, здатністю структури протистояти впливу теплових і механічних факторів, наприклад стирання, ударним і статичних навантажень, високих і низьких температур.[1]

**Аналіз останніх досліджень.** У в'язучої частині і контактній зоні переважають пори порівняно малих розмірів, тоді як в заповнюючій частині зосереджуються макропори і інші нещільності. Всі види пір і нещільності в кінцевому рахунку впливають на інтегральну величину пористості і відображаються на величині об'ємної маси, а також на всіх основних характеристиках – міцності, морозостійкості, водопоглинанні і т.п.Пори в'язучої частини мають різне походження, що залежить від виду застосовуваного цементуючого матеріалу.[2]

**Постановка мети і задач досліджень.** Метою являється дослідження різновидів в'язучої речовини які зумовлюють особливості мікроструктури, що пов'язані з переважанням певних кристалічних форм новоутворень. Так, наприклад, при взаємодії напівводного гіпсу з водою утворюються голчасті кристали двуводного гіпсу, тісно переплітаються між собою і з віком твердіння гіпсового каменю збільшуються в своїх розмірах.

**Методика досліджень.** При затвердінні портландцементного тіста виникають новоутворення в різних кристалічних формах, що в значній мірі залежить від температури середовища і концентрації гідрату окису кальцію в рідкій фазі. Найбільш характерним є утворення пересичених розчинів і гелювидних мас. У них виникають центри кристалізації, які обумовлюють формування субмікрокристалічних частинок гідросилікатів кальцію, утворюються відносно великі кристали гідрату окису кальцію, гексагональних пластинок гідроалюмінатів кальцію, кристалізуються зазвичай навколо зерен  $C_3A$ , виділяються інші форми новоутворень. При твердінні каустичного магнезиту виростають кристали оксихлорида магнію в аморфній масі гідрату окису магнію.[3]

**Результати досліджень.** При затвердінні керамічного розчину виділяються кристали муллита, зцементованого склом легкоплавких евтектик. Аналогічним чином виникають мікроструктури інших затверділих в'язучих речовин, що вивчаються за допомогою мікроскопічних досліджень у відбитому світлі, комплексу оптичних характеристик-показників світлопереломлювання, форми



кристалічних зерен, забарвлення, тріщин спайності і ін.

Різновид заповнюючого матеріалу досить яскраво і безпосередньо характеризує макроструктуру виробів, особливо при вивченні шліфів, зумовлює його фізичні характеристики. На основі одного і того ж в'язучого, наприклад портландцементу, вироби можуть виготовлятися з різними наповнювачами - щільним щебенем і піском в важких цементних бетонах, пористим щебенем і піском в легких цементних бетонах, азбестом в азбестоцементних виробках, дробленки деревини і арболіта, деревної шерсті в фіброліті, гранульованим полістиролом в поризованих бетонах, кварцовим піском в будівельних розчинах і т.п. По виду цих заповнюючих матеріалів складається перше враження про характер виробів, очікувані показники його фізичних, механічних і технологічних властивостей, експлуатаційних якостей і довговічності. (Рис1,2).

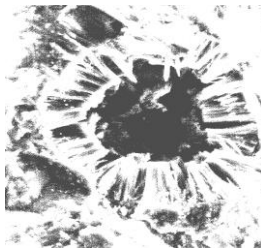


Рис.1. Кальцит і арагоніт

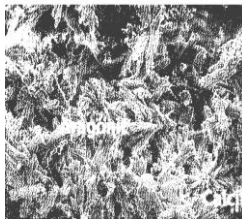


Рис.2. Кальцит і вератрит

Характер пористості є найважливішою специфічною особливістю. Виключити з обсягу пори і капіляри практично не представляється можливим. Пористість будівельних матеріалів коливається в дуже широких межах: від 0 (скло) до 95% і вище

(плити з мінеральної вати тощо). У виробках пори, а також інші види нещільності (мікро-імакротрещіни, раковини і каверни, порожнини і порожнечі) зосереджені в в'язучій частині, що заповнює частини і в контактній зоні, тобто по поверхнях розділу цих двох структурних компонентів. У в'язучій частині і контактній зоні переважають пори порівняно малих розмірів, тоді як в заповнюючій частині зосереджуються макропори і інші нещільності. Всі види пір і нещільності в кінцевому рахунку впливають на інтегральну величину пористості і відображаються на величині об'ємної маси, а також на всіх основних характеристиках – міцності, морозостійкості, водопоглинанні і т.п. Пори в'язучої частини мають різне походження, що залежить від виду застосовуваного цементуючого матеріалу.

При використанні неорганічних в'язучих речовин, що заповнені водою або водними розчинами деяких солей, мікро і макропор в'язучої частини пов'язані з процесами на стадіях твердіння і зміцнення. В цей досить невизначений за часом період з'являються, по-перше, пори гелю, що виникли як проміжки між його частинками за рахунок синерезиса і випаровування води, яка адсорбційно зв'язана з його мицеллами, розмір яких, як вважають, дорівнює в межах від  $2 \times 10^{-7}$  до  $4 \times 10^{-7}$  см, а за характером вони в основному замкнуті. По-друге, утворюються пори за рахунок усадочних явищ при хімічній взаємодії реагуючих інгредієнтів, які зазвичай називають контракційними і які за своїм розміром перевищують гелеві пори, складаючи приблизно  $5 \times 10^{-7}$  до  $20 \times 10^{-7}$  см. При випаровуванні капілярної вологи, розташованої між агрегатами гелю (роями мицелл), утворюються- потрете, капілярні пори, розмір яких в поперечнику становить від  $1000 \times 10^{-7}$  до  $50\ 000 \times 10^{-7}$  см, тобто за своїм характером в тисячі разів більше, ніж пори гелю. Капілярні пори в основному відкриті і сполучаються між собою [4].

Кількісний вміст різних пір можна з відомим наближенням визначити розрахунковим шляхом або добре розробленими експериментальними методами порометрії. Різноманіття розміру пір дозволяє відзначити, що затверділий камінь неорганічного в'язучої речовини, наприклад цементний камінь, характеризується неоднорідною пористістю структури. У порах може утримуватися значна кількість води, по різному пов'язаної з твердою фазою а, отже, має з нею диференційний характер характер зв'язку і по

міцності, і по товщині плівок (вода гідратних і високогідратних з'єднань, сорбирована, гігроскопічна в мікропорах, вільна в мікропорах, вільна в великих порах). Кількість всіх видів води в порах і капілярах є змінним і змінюється в міру протікання процесів твердіння тіста і випаровування з нього вільної води.

Застосування полімерних матеріалів як сполучний компонент в суміші з мікронаповнювачами також призводить до деякої пористості в'язучої частини. Пори виникають в результаті випаровування продуктів поліконденсації, якщо використовуються термоактивні олігомери і полімери в ході контракції. За розміром вони відносяться до мікропор і так само, як і при інших в'язучих, кількість їх і розмір змінюються в наступний період формування структури. У випалювальних в'язуча частина має пори капілярні і замкнуті за рахунок часткового виходу газоподібних продуктів розкладання і термальних реакцій.

**Висновки.** Таким чином, крім зазначених вище пор у в'язучих частинах можуть знаходитися порівняно великі сферичної форми пори розміром від 50-100 мкм до 2-5 мм, які утворюються в різних кількостях залежно від того, мимоволі або довільно вони утворені. Якщо вони виникають внаслідок мимовільного залучення повітря при виготовленні суміші компонентів, то їх кількість зазвичай невелика (2-5%), але якщо вони виникають під впливом спеціальних повітряно залучаючих або пороутворюючих, що вигоряють при випалюванні, і інших добавок, то в поризованій в'язучий речовині може зосереджуватися до 50% і більше сферичних пор, найчастіше замкнутих.

1. Коверніченко Л.М. Заповнювачі для бетону і взаємодія їх з водою / Коверніченко Л.М. Збірник наукових праць. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Луцьк ЛНТУ, 2017, №8. - С.103-110.

2. Шишкін О.О. Спеціальні бетони для підсилення будівельних конструкцій, що експлуатуються в умовах дії агресивних середовищ / Шишкін О.О. Навчальний посібник для студентів ВНЗ - Кривий Ріг: Мінерал, 2001. - 113 с.

3. Штарк Йохен, Вихт Бернд. Долговечность бетона / Пер. с нем. - А. Тулаганова. Под ред. П. Кривенко, Техн. ред. Е. Кавалеровой. Киев: Оранта, 2004. - 301 с.

4. Пунагин В.Н. Долговечность бетонных и железобетонных изделий и конструкций / Пунагин В.Н., Приходько А.П., Савицкий Н.В. Учебное пособие для студентов ВУЗов. - Киев: УМК ВО, 1988. - 112 с.

**ВТРАТА СТІЙКОСТІ ОБОЛОНОК ПОКРИТТЯ З  
ДОПУСТИМИМИ ВІДХИЛЕННЯМИ ПОВЕРХНІ**

**BUCKLING OF COATING SHELL WITH PERMISSIBLE  
SURFACE DEFLECTION**

**Коломійчук Г.П., к.т.н., доцент, Майстренко О.Ф., к.т.н., доцент,  
Коломійчук В.Г., магістр, Коломійчук В.Г., студентка (Одеська  
державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса)**

**Kolomiychuk G.P., Ph.D. in Engineering, Associate Professor,  
Maystrenko O.F., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Kolomiychuk  
V.G., Master, Kolomiychuk V.G., student (Odessa State Academy Civil  
Engineering and Architecture, Odessa)**

Виконано огляд досліджень по визначенню впливу відхилень поверхні побудованих великопролітних оболонок покриття на їх стійкість. Наведені результати числового експерименту, що показують найбільш небезпечні ділянки оболонки з відхиленнями поверхні та отримані прогини втрати стійкості.

It is known that the initial imperfections of the shape of the surface of the shell (defects during manufacture) affect the magnitude of the critical load. The analysis of experimental results of shell experiments showed that at an amplitude of imperfection which equal to the thickness of the shell, the critical load decreases by almost four times.

The solution of the problem of buckling of elastic shell to explain the differences between the theoretical and experimental data is made using the method of initial imperfections. According to this method, instead of the set of all initial defects of the shell, the initial equivalent deflection from the ideal form  $W_0^e$  is introduced.

To detect the minimum edge critical load of a double positive curvature shallow shell, a form of imperfection on the plan of the shell was identified as a circular localized dent.

The system of differential nonlinear equations in displacements is given to a system of algebraic nonlinear equations using the finite difference method.

The position of the local limited dent on the shell plan is determined by the points of the finite-difference grid, which coincide with the centers of the dent ( $i, j$ ). The minimum dimensions of the dent on the shell plan depend on the distance between the nodes of the finite-difference grid and are assigned so that the number of nodes in the direction of the coordinate axes X (Y) is at least three in the middle of the dent. In the knots that got into the dent, geometry deviations of the denture shell from the mid-surface of the shell are determined and used as input data during the formation of a solving system of equations.

A numerical experiment is performed for a symmetric dent placement on a shell plan (shell center:  $i=7, j=7$ ). Fixing of a square shell of a positive curvature on all four sides is hinged.

An overview of the studies of built shell coatings shows that it is necessary to improve the methods of their construction and to introduce limitations on defects obtained as a result of construction. The results of a numerical experiment for determining the stability of a shell of a positive curvature with initial imperfections indicate the influence of these imperfections for different curvatures and the different location of imperfections.

Ключові слова: втрата стійкості, залізобетонна оболонка, початкові недосконалості, прогини, кривина.

Keywords: buckling, reinforced concrete shell, initial imperfections, deflections, curvature.

**Вступ.** Сучасні унікальні великопролітні будівлі та споруди зводяться з надміцних матеріалів, а відношення товщини перерізу до довжини прольоту зменшується. Розрахунок втрати стійкості тонкостінних оболонок покрить постійно удосконалюється за отриманими результатами нових експериментальних досліджень моделей та натурних конструкцій, а також за допомогою чисельних експериментів математичних моделей, що описують реальну поверхню конструкції під час експлуатації.

**Аналіз останніх досліджень та публікацій.** Відомо, що початкові недосконалості форми поверхні оболонки (дефекти під час виготовлення) впливають на величину критичного навантаження. Аналіз експериментальних результатів дослідів оболонок, виконаний у роботах [1, 2], показав, що при амплітуді недосконалості, що дорівнює товщині оболонки, критичне

навантаження зменшується майже в чотири рази.

У поправках до рекомендацій IASS [3] запропоновано вважати, що розрахункова величина початкової недосконалості складається з недосконалості  $w_{0,calc}$  (згинні моментні деформації) та  $w_{0,acc}$  – недосконалості, що залежить від точності виготовлення конструкції. Недосконалість, що враховує технологічні дефекти виготовлення, визначається за емпіричною формулою:

$$w_{0,acc} = 0,05\delta + (R \cdot a / 2000) / (\kappa_1 / 1000 + 1000 / \kappa_1) \quad (1)$$

де  $\delta$  – товщина оболонки;  $R$  – радіус кривини серединної поверхні;  $\kappa_1 = R/\delta$ ; параметр "а" залежить від жорсткості опалубкової форми:  $a=1$  – для жорсткої форми, яка забезпечує досить точне виготовлення оболонки;  $a=6$  – для гнучкої опалубкової форми.

Сумарну недосконалість знаходять за формулою:

$$w_0 = (w_{0,calc}^2 + 1,4 w_{0,calc} w_{0,acc} + w_{0,acc}^2)^{1/2} \quad (2)$$

Кренцке М. [4] проводив серію випробувань 26 півсфер з сплавів алюмінію, які спиралися на підкріплені шпангоутами циліндри, сконструйовані з метою створення мембранних граничних умов. Оболонки були товстостінними при значеннях  $R/h = 11 \div 107$ . Всі зразки ретельно оброблялися з мінімальними допусками на виготовлення (максимальні відхилення в товщині і від форми сферичної поверхні становили відповідно 0,75% і 0,00001 від радіуса). Майже у всіх випадках оболонки втрачали стійкість шляхом утворення «ямки» в зонах, далеких від опори, що вказувало на досягнення поставленої мети. Випробувані два додаткових зразки ( $R/h = 165$ ) були виготовлені ще більш ретельно - один з них втратив стійкість при 73%, а інший при 90% від класичного критичного тиску.

Дослідження сталевих штампованих сферичних оболонок з технологічними вм'ятинами ( $R/h = 120 \div 136$ ) представлені в роботі [5]. Після проведення ретельних обмірів початкових недосконалостей моделі були випробувані на стійкість зовнішнім гідростатичним тиском. Результати дослідів показали, що втрата стійкості відбувалася в тому місці, де були найбільші відхилення від сферичної форми.

Результати контрольної геодезичної зйомки поверхні оболонки додатної кривини [6] покриття ринку в м. Мінську з розмірами в плані  $103 \times 103$  м показали, що середнє відхилення центральної частини поля оболонки від проектного положення склало – 23,3 мм, а середньоквадратичне відхилення  $\pm 38,4$  мм, відповідно для

контурних елементів + 26,75 мм та  $\pm 31,2$  мм. Аналіз робіт по зведенню збірно-монолітної аглопоритозалізобетонної оболонки показав, що сукупність функціональних та технологічних похибок превисила допустимі розрахунком величини відхилення поверхні оболонки від проектного положення.

Зільбер Я.М. [7] виконав виміри фактичних геометричних недосконалостей залізобетонних збірних оболонок покриття додатної кривини конструкції ПІ-1. Виміри перевищення поля плит або кондукторів над номінальним рівнем виконувалися за допомогою нівеліра НВ-1 та спеціальної рейки, обладнаної для підвищення точності вимірів штирем та виском. Таким чином, отримана відмітка відповідала саме тій точці, де виконувався вимір. Геометричні розміри визначалися за допомогою металевої рулетки.

Проведені дослідження дозволили зробити декілька висновків про характер початкових недосконалостей реальних оболонок: – практично ні де математичне очікування не дорівнює нулю, а це свідчить про те, що існують деякі систематичні фактори, які впливають на статистичні властивості конструкцій; – статистичні характеристики геометричних розмірів плит оболонок мають розкид, що значно перевищує існуючі нормативи, а тому це необхідно враховувати для призначення коефіцієнту перевантаження та оцінки якості; – тривалий досвід експлуатації оболонок з значними початковими недосконалостями показує, що необхідно дати науково обгрунтовані методи призначення нормативів на точність виготовлення та монтаж оболонок.

В роботі [8] наведені способи по визначенню можливих відхилень вузлів від проектного положення в сіткових металевих просторових оболонках. Найбільш близькими до реальних великопрольотних просторових стрижневих систем слід вважати відомості, отримані на основі комп'ютерного моделювання дійсної форми стрижневих систем з урахуванням випадкової мінливості розмірів конструкцій.

**Цілі і завдання.** Розвиток будівництва унікальних великопрольотних будівель та споруд у світі набрав неабияких темпів, а обгрунтованих рекомендацій по розрахунку стійкості реальних побудованих оболонок немає. В статті виконано огляд досліджень по визначенню впливу відхилень поверхні побудованих великопрольотних оболонок покриття на їх стійкість. Наведені результати числового експерименту, що показують найбільш

небезпечні ділянки оболонки з відхиленнями поверхні та отримані прогини втрати стійкості.

**Основна частина.** Вирішення задачі втрати стійкості пружних оболонок для пояснення розбіжностей теоретичних та експериментальних даних виконано з використанням методу початкових недосконалостей. Згідно з цим методом замість сукупності всіх початкових недосконалостей оболонки, вводиться початкове еквівалентне відхилення від ідеальної форми  $W_0^e$ . Зазвичай величину  $W_0^e$  розкладають в функціональний ряд з невідомими коефіцієнтами і досліджують її вплив на величину критичного навантаження. Але через те, що початкові недосконалості є випадковим, визначення цих коефіцієнтів стає деякою самостійною задачею, пов'язаною з конкретною технологією зведення оболонки і статистичним аналізом недосконалостей. Перспективнішим видається інший шлях. Можна задати обмеження на величину  $W_0^e$  і знайти такі значення коефіцієнтів, які найбільшою мірою зменшують критичне навантаження при цих обмеженнях [9].

Численні виміри реальних конструкцій показали, що фактичні початкові недосконалості не мають регулярного розподілення, а є локальними, поширюючись в обмеженій області.

Для виявлення мінімального граничного критичного навантаження пологої оболонки подвійної додатної кривини виділили форму недосконалості на плані оболонки в вигляді круглої локальної обмеженої вм'ятини [1].

Система диференційних нелінійних рівнянь у переміщеннях приведена до системи алгебраїчних нелінійних рівнянь з використанням методу кінцевих різниць [1].

Положення локальної обмеженої вм'ятини на плані оболонки визначається точками кінцево-різницевої сітки, що збігаються з центрами вм'ятини  $(i, j)$ . Мінімальні розміри вм'ятини на плані оболонки залежать від відстані між вузлами кінцево-різницевої сітки тазначаються так, щоб кількість вузлів у напрямку координатних осей  $X$  ( $Y$ ) була не менше трьох у середині області вм'ятини. У вузлах, що потрапили у вм'ятину, визначаються аплікати відхилення геометрії оболонки вм'ятини від середньої поверхні оболонки і використовуються як вихідні дані під час формування розв'язуючої системи рівнянь [1].



Ідеальні оболонки додатної Гауссової кривини постійної товщини під дією рівномірно розподіленого «мертвого» навантаження втрачають стійкість по-різному, залежно від параметра кривини [10]. Будемо розрізняти пологі оболонки по величині параметру кривини ( $k = a^2/(R_1 h) + b^2/(R_2 h)$ ), де  $a$  – довжина оболонки;  $b$  – ширина оболонки;  $h$  – товщина оболонки;  $R_1, R_2$  – радіуси кривини оболонки). Так,  $k < 60$  – мала;  $60 < k < 200$  – середня;  $200 < k < 1000$  – велика;  $k > 1000$  – дуже велика. Оболонки малої кривини втрачають стійкість з прохлопування всього поля; середньої, великої і дуже великої кривини – випучуються з утворенням ізольованої одиночної вм'ятини в куті, займаючи не більше 10 % поверхні оболонки.

Числовий експеримент виконано для симетричного випадку розміщення вм'ятини на плані оболонки (центр оболонки:  $i=7, j=7$ ). Закріплення квадратної оболонки додатної кривини по всіх чотирьох сторонах – шарнірне. Під час переміщення локальної вм'ятини по плану оболонки визначалося критичне навантаження, а також форма втрати стійкості для різних кривин. В таблицях наведені прогини від дії четвертої частини (таблиця 2) та усього критичного навантаження (таблиця 1).

Таблиця 1

Максимальний відносний прогин втрати стійкості оболонок

Вузол центру вм'ятини	Максимальний відносний прогин					
	Кривина					
	40	120	200	400	600	800
немає	1,199 /7,7/	0,827 /3,3/	0,655 /3,3/	0,656 /2,2/	0,844 /2,2/	1,056 /2,2/
2,2	1,254 (7,7)	0,715 (3,3)	0,208 (2,2)	0,351 (2,2)	0,562 (2,2)	0,787 (2,2)
3,3	1,053 (7,7)	0,570 (3,3)	0,570 (3,3)	0,684 (2,2)	0,844 (2,2)	1,053 (2,2)
4,4	1,526 (7,7)	0,605 (4,4)	0,671 (4,4)	0,991 (4,4)	0,998 (4,4)	1,127 (4,4)
6,6	0,706 (7,7)	0,801 (6,6)	0,706 (6,6)	0,742 (6,6)	0,859 (6,6)	1,056 (2,2)
7,7	0,902 (7,7)	0,626 (7,7)	0,647 (7,7)	0,881 (7,7)	0,917 (7,7)	1,062 (7,7; 2,2)

Таблиця 2

Відносний прогин в вузлах розрахункової моделі оболонки

Вузол центру вмятини (i, j)	Відносний додатковий прогин			Вузол з максимальним прогином		
	Кривина			Кривина		
	26	120	600	26	120	600
немає	0,137	0,134	0,193	7,7	4,4	7,7
2,2	0,133	0,123	0,206	7,7	3,3	2,2
2,3	0,135	0,171	0,208	7,7	2,3	2,3
2,4	0,154	0,172	0,204	7,7	2,4	3,4
2,5	0,186	0,155	0,197	7,7	2,5	3,5
2,6	0,205	0,143	0,193	7,7	2,6	3,6
2,7	0,165	0,160	0,199	7,7	3,7	3,7
3,3	0,126	0,253	0,225	7,7	3,3	3,3
3,4	0,135	0,267	0,230	7,7	3,4	3,4
3,5	0,151	0,236	0,222	7,7	3,5	3,5
3,6	0,169	0,210	0,214	7,7	3,6	3,6
3,7	0,158	0,246	0,221	7,7	3,7	3,7
4,4	0,124	0,260	0,237	7,7	4,4	4,4
4,5	0,139	0,239	0,230	5,6	4,5	4,5
4,6	0,188	0,216	0,225	5,7	4,6	4,6
4,7	0,164	0,245	0,229	5,7	4,7	4,7
5,5	0,138	0,211	0,223	5,5	5,5	5,5
5,6	0,211	0,198	0,219	5,7	5,6	5,6
5,7	0,191	0,222	0,225	6,7	5,7	5,7
6,6	0,375	0,181	0,215	7,7	6,6	6,6
6,7	0,282	0,204	0,220	7,7	6,7	6,7
7,7	0,211	0,222	0,225	7,7	7,7	7,7

**Висновки і перспективи досліджень.** Огляд досліджень побудованих оболонкових покриттів показує, що необхідно вдосконалити методи їх зведення та ввести обмеження на дефекти отримані в результаті будівництва. Наведені результати числового експерименту по визначенню стійкості оболонки додатної кривини з початковими недосконалостями показують вплив цих недосконалостей для різних кривин та різного розташування недосконалостей.

**Список використаних джерел**

1. Коломійчук Г.П. Розрахунок пологих залізобетонних оболонок в нелінійній постановці з урахуванням початкових недосконалоостей: Автореферат дис. на здоб. вч. ст. канд. техн. наук. – Одеса, 2004. – 24 с.
2. Айзен Б.М. Расчет несущей способности сферических оболочек в условиях кратковременного и длительного действия нагрузки. Автореф. дис... канд. техн. наук. – Одесса, 1985. – 18 с.
3. Recommendation for Reinforced Concrete Shells and Folded Plates, working group hr. 5. IASS. – Madrid, 1979. – 66 p.
4. Тонкостенные оболочечные конструкции: теория, эксперимент и проектирование / Сборник трудов. – М.: Машиностроение, 1980. – 607 с.
5. Чуриков Б.В. Учет влияния начальных несовершенств на устойчивость штампованных сферических оболочек / Б.В. Чуриков, Ю.П. Шишалов // Строительная механика и расчет сооружений, 1978. – № 6. – С. 28-31.
6. Людковский А.М. Оценка точности монтажа оболочки покрытия рынка размером 103x103 м в Минске / А.М. Людковский, А.П. Пигин // Пространственные конструкции зданий и сооружений. – М.; Стройиздат, 1985. – Вып.4. – С.82-94.
7. Зильбер Я.М. Фактические геометрические несовершенства железобетонных оболочек покрытий положительной кривизны / Я.М. Зильбер // Проблемы надежности в строительном проектировании. – Свердловск: Уралпромстройниипроект, 1972. – С.65-70.
8. Григорян А.А. Величины начальных усилий в двухпоясном металлическом куполе при устранении нормальных и меридиональных погрешностей монтажа / А.А. Григорян, Е.В. Лебедь // Вестник МГСУ, 2016. – №1. – С.44-56.
9. Якушев В.Л. Определение экстремальных критических нагрузок при заданных ограничениях на начальные неправильности / В.Л. Якушев // Вопросы гидродинамики, аэрофизики и прикладной механики. – М.: Изд. МФТИ, 1985. – С.117-123.
10. Тимашев А.С. Рекомендации по расчету подкрепленных оболочек положительной кривизны на устойчивость / А.С. Тимашев. – Свердловск: Уралпромстройниипроект, 1974. – 76с.

**ДО РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЕРЕКРИТТІВ З  
УРАХУВАННЯМ СУМІСНОЇ РОБОТИ ЗБІРНИХ ПЛИТ**

**TO THE CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE  
OVERLAPS WITH THE JOINT WORK OF PRECAST SLABS**

**Майстренко О.Ф., к.т.н., доцент, Іванов І.І., студент (Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса)**

**Maystrenko O.F., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Ivanov I.I., student (Odessa State Academy Civil Engineering and Architecture, Odessa)**

На прикладі розрахунку фрагмента перекриття, що складається з п'яти багатопустотних плит, показана важливість врахування просторової роботи в збірних перекриттях при виникненні крутного моменту, а також зміну жорсткості в залізобетонних елементах внаслідок утворення в них нормальних тріщин.

Calculations of overlaps and other complex statically indeterminable systems, taking into account spatial work, make it possible to more accurately determine the efforts in individual elements. The article presents the method of calculating the overlap, consisting of precast slabs, taking into account the spatial work. It is shown that the calculation methods taking into account spatial work can be divided into five groups. It is shown that discrete-continuous calculation methods can be the most appropriate for calculating overlaps. Their use allows to take into account the change in the bending and torsional stiffness of the slabs as a result of cracking.

Using the example of calculating a fragment of an overlap consisting of five hollow-core slabs, the importance of taking into account the spatial work in precast slabs is shown. It is shown that in traditional design, prefabricated slabs are calculated as beam bending elements without taking into account the torques arising in them. Calculation, taking into account spatial work, shows that substantial torques arise in the slabs. This fact should be taken into account when designing. As a result of the bending moments, normal cracks form in the slabs. As a result of the formation of these cracks in slabs, both flexural and torsional stiffnesses change. Therefore, when designing

floor slabs, the change in torsional stiffness of precast slabs should be taken into account. The lack of consideration of changes in the torsional stiffness of precast slabs in traditional design leads to errors in determining the forces from external loads.

A typical line of the system of differential equations for determining the efforts of the interaction of precast slabs with each other is given. It is shown that solving a system of equations using the expansion of unknowns into Fourier series makes it possible to solve equations simply enough. However, it is difficult to determine the forces in the ceiling when the slabs are supported on flexible supports. In this regard, it is shown that the prospect of research is the solution of a system of differential equations in general form. It is shown that the use of the discrete-continuous method of calculation allows taking into account the bending of precast slabs in the transverse direction and the shear of a monolithic weld. These factors also affect the accuracy of the determination of the forces of interaction of precast slabs with each other.

Ключові слова: перекриття, просторова робота, перерозподіл зусиль, вигин, крутіння.

Keywords: overlap, spatial work, redistribution of forces, bending, torsion.

**Постановка задачі і аналіз досліджень.** Відомо, що перекриття і покриття є відповідальними і найбільш матеріаломісткими елементами будівлі. Вони виконують найважливіші функції – несуть корисні навантаження, забезпечують просторову жорсткість будівлі. Врахування просторової роботи залізобетонних перекриттів забезпечує істотну економію матеріалів і значно підвищує точність визначення зусиль, що діють в елементах перекриття [2, 8, 9].

Найбільш масовими є збірні багатопустотні плити. Їх широке застосування визначається високою міцністю і жорсткістю при невеликій висоті перетину, достатньою звукоізоляцією, високим рівнем заводської готовності, гладкою стелею та ін. Розрахунок збірних плит перекриттів і покриттів при традиційному проектуванні здійснюється як розрахунок балкових конструкцій, що працюють на поперечний згин. Розрахунок міцності пустотних плит на згин з крученням при традиційному проектуванні не

передбачено, хоча в результаті просторової роботи в окремих плитах виникають не тільки згинальні, але і крутні моменти.

На теперішній час розроблено різні способи просторового розрахунку перекриттів. Ці методи можна розділити на п'ять груп:

1. Обчислення тиску на головні балки з урахуванням коефіцієнтів поперечної установки (метод важеля, позацентрального стиснення і пружних опор);

2. Заміна прогонової будови балковим ростверком;

3. Заміна прогонової будови ортотропною плитою;

4. Членування конструкції на окремі елементи з подальшим розглядом роботи кожного з них і складанням умов спільності деформацій.

5. Чисельні методи розрахунку з використанням відомих програмних комплексів типу Ansys, Nastran, Abacus, Liga і ін.

Результати розрахунків чисельними методами є найбільш наближеними до реальності. Однак, розрахунок з використанням програмних комплексів має деякі недоліки, в числі яких досить складний облік зміни характеристик жорсткостних параметрів плит в результаті утворення тріщин. Розрахунки по пунктах 1-3 застосовувалися давно і мало прийнятні в даний час.

Найбільш прийнятними, на погляд авторів, є дискретно-континуальні методи (п. 4). Їх основоположником можна вважати Б.Є. Улицького [9]. П.Ф. Дроздов [6], вперше отримав точний розв'язок задачі дискретно-континуальної моделі в окремому випадку, що дозволяє в деяких випадках отримати рішення в замкнутій формі. Невідомі вертикальні реакції визначаються з рішення системи диференціальних рівнянь другого порядку:

$$\frac{1}{EI_{k-1}}(p_k - p_{k-1} - q_{k-1}) - \frac{1}{GI_{k-1}}\left(\frac{b_{k-1}}{2}\right)^2 (p_k'' + p_{k-1}'') =$$
$$= \frac{1}{EI_k}(p_{k+1} - p_k - q_k) + \frac{1}{GI_k}\left(\frac{b_k}{2}\right)^2 (p_k'' + p_{k+1}'')$$
(1)

де  $p_k$  - вертикальні зусилля взаємодії плит між собою в  $k$ -тому шві перекриття. При цьому монолітний шов моделюється циліндричним шарніром;  $q_k$  - навантаження на  $k$ -ту плиту;  $b_k$  - ширина  $k$ -тої плити;  $EI_k$  і  $GI_k$  - відповідно згинальна і крутильна жорсткості  $k$ -тої плити.

Однак, метод П.Ф. Дроздова прийнятний тільки для розрахунку окремого випадку, коли між плитами враховуються тільки

вертикальні зусилля взаємодії. Тому його можна використовувати тільки для розрахунку перекриттів, що складаються з збірних багатопустотних плит. Крім того, цей метод не враховує вигин збірних плит в поперечному напрямку і зсув монолітного шва. Експериментальні дослідження [4] показують, що ці фактори впливають на перерозподіл зусиль між окремими плитами перекриття і повинні бути враховані в розрахунках.

Т.Н. Азізов вивів загальну систему диференціальних рівнянь для розрахунку перекриттів дискретно-континуальним методом. Згідно цього методу перекриття розсікають на окремі лінійні елементи. У загальному випадку по  $i$ -тій лінії розсічення діють чотири невідомих функцій зусиль: дотичні зусилля  $T_{i-1}$  і  $T_i$ , вертикальні погонні зусилля  $S_{i-1}$  і  $S_i$ , погонні поперечні згинальні моменти  $M_{i-1}$  і  $M_i$ , погонні горизонтальні сили розпору  $H_{i-1}$  і  $H_i$ . В результаті в роботі [2] виведена система 4-х диференціальних рівнянь з 4-х невідомими функціями зусиль. В результаті методика розрахунку П.Ф. Дроздова, Б.Є. Улицького, О.С. Семченкова становиться окремим випадком методики [2].

Розрахунки перекриттів з урахуванням просторової роботи дозволяють значно більш точно визначити зусилля, що виникають в перекритті. В системи рівнянь Т.Н. Азізова, П.Ф. Дроздова входять як згинальні жорсткості окремих елементів (наприклад, збірних багатопустотних плит), так і їх крутильні жорсткості, які змінюються після утворення різних тріщин. Отже перерозподіл зусиль в перекриттях істотно залежить як від згинальних жорсткостей їх елементів, так і від крутильних жорсткостей. Більшість робіт по крученню залізобетонних елементів стосуються елементів з просторовими тріщинами [5, 7, 13, 15]. Однак, в роботах [1, 3, 10, 11, 12, 14] показано, що нормальні тріщини також суттєво впливають на крутильну жорсткість залізобетонних елементів. В той же час на перерозподіл зусиль між окремими плитами збірного перекриття впливають як згинальні, так і круті жорсткості. Тому при розрахунку перекриттів слід чітко визначати і згинальні, і круті моменти, що можливе при врахуванні просторової роботи.

У зв'язку зі сказаним метою цієї статті є дослідження впливу розрахунку з урахуванням просторової роботи плит на перерозподіл зусиль між ними.

### **Викладення основного матеріалу**

При розрахунку перекриттів, що складаються з збірних

багатопустотних плит вважається (подібно [2, 6], що вздовж довгих сторін плити умовно з'єднані циліндричним шарніром. Тобто від плити на плиту передаються тільки вертикальні сили їх взаємодії. У такому випадку можна використовувати скорочену систему рівнянь [2], де з чотирьох невідомих функцій зусиль залишаються тільки вертикальні сили  $S_i(x)$ . Крім того на відміну від системи П.Ф. Дроздова (1) слід враховувати вигин плит в поперечному напрямку, а також зсув монолітного шва, що з'єднує плити між собою. Це видно з рисунка 1, де показана схема деформування поперечного перерізу фрагмента перекриття, що складається з багатопустотних плит.

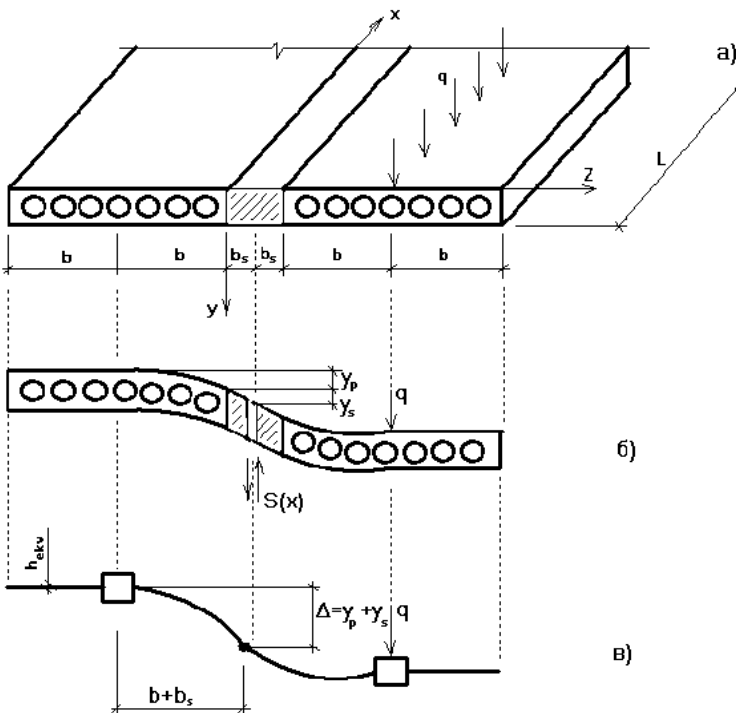


Рис. 1. Розрахункова схема перекриття з врахуванням згину плит в поперечному напрямку: а) реальна схема; б) схема деформованого поперечного перерізу перекриття; в) розрахункова схема



Відбувається викривлення поперечного перерізу і зсув шва. При моделюванні перекриття у вигляді ребра з полицею на рівні центра ваги (рис. 1, в) вигин полиць буде моделювати і вигин плити, і зсув шва. Жорсткість полиць на вигин такої системи в поперечному напрямку потрібно підібрати таким чином, щоб переміщення кінця полки в шарнірі  $\Delta$  дорівнювало сумарному переміщенню  $Y$  від вигину перетину плити  $Y_p$  в поперечному напрямку і зсуву шва  $Y_s$  (рис. 1). Рядок системи диференціальних рівнянь для такого випадку має вигляд (2), а еквівалентна товщина умовно постійної товщини полки (по рис. 1, в) може бути визначена за виразом (3):

$$-\frac{1}{EI_i} \cdot MS_{i-1} + \left( \frac{1}{EI_i} + \frac{1}{EI_{i+1}} \right) \cdot MS_i + \frac{1}{EI_{i+1}} \cdot MS_{i+1} + \frac{L_i \cdot R_i}{GI_i} \cdot MS_{i-1} + \left( \frac{R_i^2}{GI_i} + \frac{L_{i+1}^2}{GI_{i+1}} \right) \times MS_i'' + \frac{L_{i+1} \cdot R_{i+1}}{GI_{i+1}} \cdot MS_{i+1}'' + \left( \frac{R_i^3}{3D_i} + \frac{L_{i+1}^3}{3D_{i+1}} \right) \cdot MS_i^{iv} = \frac{1}{EI_{i+1}} \cdot MQ_{i+1} - \frac{1}{EI_i} \cdot MQ_i, \quad (2)$$

$$h_{ekv} = \sqrt[3]{\frac{4(1-\mu^2) \cdot (b+b_s)^3}{E \left( \frac{b^3}{3D} + \frac{b_s}{G_s \cdot h_s} \right)}} \quad (3)$$

де  $\mu$  - коефіцієнт Пуассона матеріалу перекриття;  $b_s$  - товщина монолітного шва (товщина шпонки);  $G_s$  - модуль зсуву бетону монолітного шва.

Таким чином, система збірних плит, з'єднаних між собою монолітними швами, приведена до системи ребристих плит з полками, розташованими по центрам ваги ребер (по рис. 1, в). Рівняння (2) складаються для кожного  $i$ -того шва між збірними багатопустотними плитами. Через  $MS_i$  і  $MQ_i$  в (2) позначені функції згинальних моментів відповідно від невідомих зусиль  $S_i$ , що діють в  $i$ -тому шві і зовнішнього навантаження  $q_i$ , що діє на  $i$ -ту плиту. Через  $D_i$  позначена циліндрична жорсткість плити при вигині в поперечному напрямку.  $L_i$  і  $R_i$  - відповідно відстань від центру ваги  $i$ -тої плити до монолітного шва зліва і справа.  $EJ_i$  і  $GJ_i$  - відповідно згинальна і крутильна жорсткості  $i$ -тої плити.

Систему диференціальних рівнянь (2) зручно вирішувати за допомогою розкладання невідомих функцій  $MS_i = MS_i(x)$  в ряди Фур'є по синусах. Однак, при цьому, складно і незручно моделювати умови обпирання торців плит, що відрізняються від

жорсткого спирання (наприклад, при спиранні на податливі ригелі і балки). Незважаючи на те, що цей факт не дуже впливає на загальну роботу перекриття, при досить гнучких балках, на які спираються плити, слід враховувати податливість опор плит. У цьому випадку систему рівнянь (2) краще вирішувати чисельно, що є предметом подальших досліджень, про що буде сказано нижче. У той же час, в більшості випадків плити спираються на жорсткі опори (стіни, жорсткі ригеля) і використання системи рівнянь (2) з її рішенням за допомогою розкладання функцій в ряди Фур'є є цілком прийнятним.

Як видно з систем рівнянь (1) і (2) для визначення зусиль взаємодії плит між собою слід знати не тільки згинальні  $EJ$ , але і крутильні жорсткості плит  $GJ$ .

Перевага розрахунку перекриття з урахуванням просторової роботи, а також факт виникнення значних крутних моментів (на відміну від традиційного проектування, коли кожна багатопустотна плита розраховується як балковий елемент, що працює тільки на вигин) покажемо на простому прикладі. Нехай є фрагмент перекриття, що складається з п'яти багатопустотних плит шириною 1200 мм і прольотом 6000 мм. Всі плити оперті шарнірно по торцях. Крім того, одна крайня плита (крайня праворуч) оперта поздовжньою (довгою) стороною на стіну. Перекриття завантажено рівномірно розподіленим навантаженням 8 кПа. Схема такого перекриття показана на рис. 2.

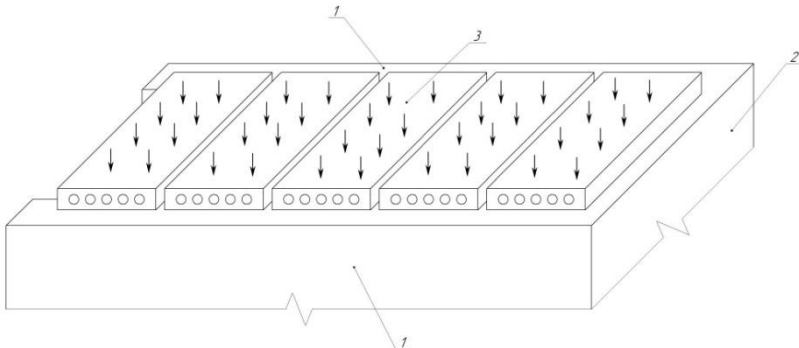
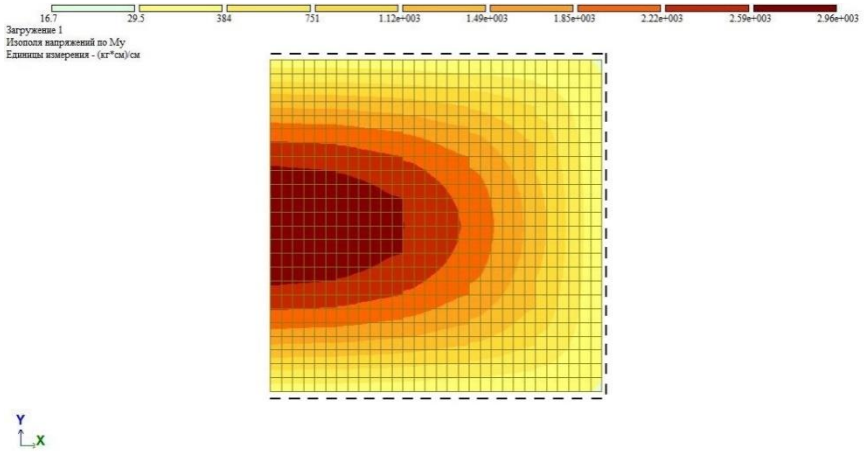


Рис. 2. Схема перекриття з 5-ти багатопустотних плит, крайня плита якого оперта поздовжньою стороною на стіну.

1 – торцеві стіни; 2 – поздовжня стіна; 3 – плити

На рис. 3 показано розподіл згинальних і крутних моментів.

а)



б)

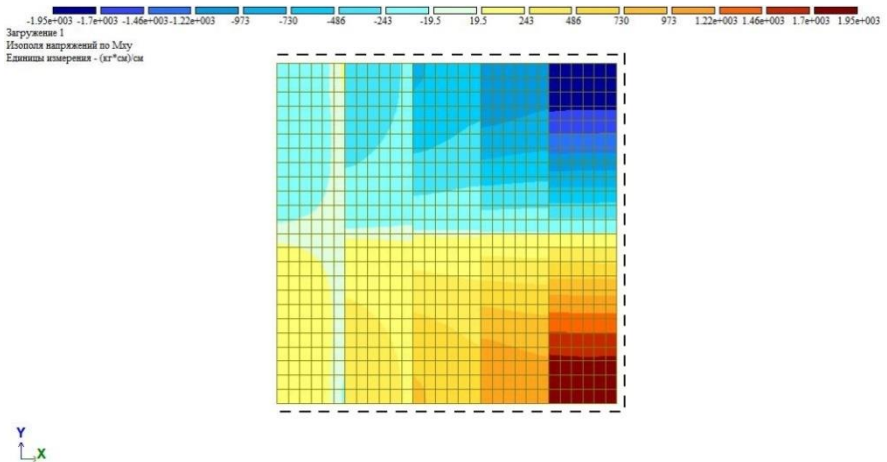


Рис. 3. Розподіл згинальних (а) і крутних (б) моментів у фрагменті перекриття. Штриховими лініями позначено спирання плит

Як видно з рисунку 3, максимальні згинальні моменти виникають в плиті зліва, довгий край якої не обпертий. Максимальний згинальний момент становить (в перерахунку на всю

ширину плити) 35,5 кН/м. При цьому він менше максимального згинального моменту в плиті, як якщо б вона працювала самостійно, який становить 43,2 кН/м, тобто на 22%. В інших плитах максимальні згинальні моменти значно менше цього значення. У той же час в крайній плиті, яка оперта довгою стороною, а також в сусідній з нею плиті виникають дуже серйозні крутні моменти, що не враховуються при проектуванні перекриття без урахування просторової роботи.

**Висновки.** На простих прикладах показано, що у фрагменті перекриття з багатопустотних плит, який зазвичай розраховується за балочною схемою, виникають не тільки згинальні, але і крутні моменти. Крім того, з огляду на те, що в плитах виникають в основному нормальні тріщини, але при цьому в перетинах діє і крутний момент, слід мати розрахунковий апарат, що дозволяє обчислювати крутильні жорсткості залізобетонних плит з нормальними тріщинами. У зв'язку з цим при розрахунках з урахуванням просторової роботи слід враховувати зміну жорсткості в залізобетонних елементах в результаті утворення в них нормальних тріщин.

Перспективою досліджень є рішення системи диференціальних рівнянь (2) у загальному випадку (без застосування рядів Фур'є) для забезпечення можливості розраховувати перекриття, плити яких спираються на піддатливі опори.

### **Список використаних джерел**

1. Азизов Т.Н. Определение крутильной жесткости железобетонных элементов прямоугольного сечения с нормальными трещинами / Т.Н. Азизов, Н.Н. Срибняк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Вип. 16.,ч.2. – Рівне: Нац. ун-т водного господарства та природокористування, 2008. – С. 8-17.
2. Азизов Т.Н. Пространственная работа железобетонных перекрытий. Теория и методы расчета. – Дисс. докт. техн. наук. – Полтава, 2006. – 406 с.
3. Азизов, Т.Н. Определение крутильной жесткости железобетонных элементов с трещинами / Т.Н. Азизов // Дороги і мости. Збірник наукових праць. К.: ДерждорНДІ, 2007. – Вип. 7. Том 1. – С. 3-8.
4. Верещага А.И. Напряженно-деформированное состояние и прочность сборных железобетонных перекрытий. Дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Сумский национальный аграрный ун-т. – Сумы, 2002. – 248 с.

5. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд, 2011.
6. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчёт несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. – М.: Стройиздат, 1977. – 223 с.
7. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
8. Семченков А.С. Экспериментальные исследования сборных железобетонных перекрытий, опертых по контуру // Полносборные унифицированные конструкции в гражданском строительстве. – М.: ЦНИИЭП жилища, 1981. – С. 32-44.
9. Улицкий Б.Е. Пространственные расчёты балочных мостов. – М.: Автотрансиздат, 1962. – 180 с.
10. Яременко А.Ф., Чучмай А.М., Яременко Н.А. Инженерная методика определения крутильной жесткости железобетонных балок с нормальными трещинами // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. 33 – Одеса: Зовнішрекламсервіс. 2009. – С. 146-151.
11. Azizov T. Calculation of reinforced concrete ceilings with normal cracks accounting the Chebyshev approximation / T.Azizov, O. Melnik and others // 6 th International Scientific Conference “Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings” Transbud-2017. – Kharkiv, April 19-21, 2017. – P. 1-7.
12. Azizov T.N. Effect of torsional rigidity of concrete elements with normal cracks onto special work of bridges and floorings// International Science Ukrainian Edition. Volume 3. USA – December, 2010. – P.55-59.
13. Cowan H.J., Kruchenie v obychnom i predvaritel'no napriazhennom zhelezobetone [Torsion in the ordinary and prestressed reinforced concrete], Strojizdat, Moscow, 1972.
14. D. Kochkarev, T. Azizov and T. Galinska. Bending deflection reinforced concrete elements determination. Published online: at the MATEC Web of Conferences, 16 November 2018, DOI: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201823002012>
15. ENV 1992-1. Eurocode 2. Design of concrete structure. Part 1, General rules and rules for buildings, GEN, (1993).

**ПРАКТИЧНИЙ ДОСВІД ЗАСТОСУВАННЯ  
ЦЕМЕНТОГРУНТІВ ДЛЯ БУДІВНИЦТВА ДОРОЖНИХ  
ПОКРИТТІВ**

**PRACTICAL EXPERIENCE FOR APPLICATION OF CEMENT  
BUILT-BASED SOILS FOR ROAD CONSTRUCTION  
BUILDINGS**

**Маліков В.В. к.т.н., доц., Панасюк Я.І., к.т.н., доц., Боярчук Б.А.  
к.т.н., доц. (Луцький національний технічний університет)**

**Malikov V.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Panasiuk  
Y.I., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Boyarchuk B.A, Ph.D. in  
Engineering, Associate Professor (Lutsk National Technical University)**

Дана стаття написана за результатами досліджень впливу хімічної добавки Master Fix на ґрунт, укріплений цементом, який призначений в якості матеріалу дорожніх покриттів у районах із браком кондиційних кам'яних матеріалів. Наведено практичні приклади влаштування дорожнього покриття в реальних умовах із врахуванням знайдених у лабораторних умовах рецептур.

In the context of political changes in the country and the transition of power to territorial communities, the issue of supporting local infrastructure is addressed by the relevant local authorities. The transport and road network will continue to play an important role in the political and economic life of local associations. Reducing the cost of constructing and rehabilitating roads of local importance through the use of local materials without reducing the regulatory period of operation remains a topical issue.

The aim of the research was to determine the physical and mechanical properties necessary for the use of cement-supported soil for the construction of road layers, cycle tracks and pedestrian paths, and to verify the results obtained by sampling on a test site in real operating conditions.

The main indicator for finding the qualitative characteristics of the soil mixture with reinforced cement is the compressive strength limit.

The soil mixtures of reinforced 14% cement and different concentrations of Master Fix (0.5%, 1%, 3% and 5% of the weight of cement) were proposed and investigated, the amount of water was constant and was 10% of the mass of dry cement mortar.

The compressive strength increases with an increase in the Master Fix additive concentration of 5% by weight of cement, however, the greatest increase in compression strength is imposed in the range of 0% to 1%.

The best values of the tensile strength at bend and elastic modulus were the concentration of the Master Fix additive of 5% of the weight of the cement, but a significant increase in the values could be noted adding even a 1% increase in the growth of the modulus of elasticity from 360 MPa to 456 MPa.

Thus, and in this case, the research has established that the positive effect of increasing the concentration of the supplement Master Fix - the coefficient of frost resistance increases.

After a series of experiments with various chemical additives, it was decided to use Master Fix supplements in the preparation of cement-based mixtures for the purpose of road-dressing, cycle tracks and pedestrian paths. In October 2018, a pilot site was constructed on the basis of the residential complex "CAMEL RESIDENCE", which is being erected by "LDBC" ltd. in Lutsk. The total volume of compacted cement plant and cement plant with the addition of Master Fix is 15.75 m<sup>3</sup> or 33.075 tons.

As a result of the introduction of the Master Fix additive with an index of 1% of the weight of cement in a cement-based mixture, it leads to an increase of M 20 to the mark M 40, which positively affects the durability of the construction.

Ключові слова: цементогрунт, хімічні добавки, дослідна ділянка, велодоріжка.

Keywords: cement soil mix, chemical additives, experimental site, bicycle track.

В умовах політичних змін в країні та переходу владних повноважень до територіальних громад ставиться питання підтримки місцевої інфраструктури відповідними місцевими органами. Транспортно-дорожня мережа і надалі відіграватиме важливу роль у політико економічному житті місцевих об'єднань. Зменшення вартості будівництва та реконструкції доріг місцевого

значення за рахунок використання місцевих матеріалів без зниження нормативного терміну експлуатації залишається актуальним питанням. У більшості випадків у сільських районах не існує пішохідних доріжок крім ґрунтових, які як правило, не задовольняють вимогам громадян. У достатньої кількості жителів, які проживають у сільській місцевості, переважним видом транспорту є велосипедний, тому особливої актуальності набуває будівництво велодоріжок. Для цього можливо застосовувати порівняно недорогий матеріал – ґрунт, укріплений цементом, з додаванням різних добавок, які покращують властивості даного матеріалу. Особливої актуальності це питання набуває у регіонах, де немає запасів кондиційних кам'яних матеріалів.

Влаштування конструкцій ґрунтоцементних матеріалів може дати можливість знайти оптимальний шлях у вирішенні питань збереження якості при зменшенні витрат. Постійна пропозиція нових хімічних добавок на вітчизняному ринку для модифікації ґрунтоцементних композицій диктує більш ґрунтовне вивчення їх впливу на фізико-механічні властивості ґрунтових сумішей.

Для дослідження властивостей укріпленого ґрунту застосовувались стандартні методи, прийняті для дослідження ґрунтів, укріплених цементом, які представлені у нормативних документах [1-4]. Дана наукова робота є продовженням робіт В.М. Безрука, І.Л. Гурячкова, А.Н. Токіна, Л.К. Добринського, Т.Ю. Любимової, А.А. Надежко., І.А. Плотнікової, А.А. Фрідман, І.П., Н.Ф. Сасько, О.В. Тюменцевої, Р.А. Агапової [5-9]. У цих роботах було розглянуто укріплення ґрунтів цементом за допомогою різних добавок.

У продовження даного напрямку роботи на базі будівельної лабораторії Луцького НТУ було заплановано та проведено ряд дослідів, які дали відповідь про можливість застосування отриманої рецептури цементоґрунтових компонентів у реальних виробничих умовах. Протягом тривалого терміну на базі будівельної лабораторії Луцького НТУ проводилися дослідження впливу хімічних додатків на ґрунт, укріплений цементом, який міг би слугувати дорожнім покриттям або підстеляючим шаром дорожнього одягу для автомобільних доріг III, IV та V технічних категорій.

Метою досліджень було визначення фізико-механічних властивостей, необхідних для застосування ґрунту, укріпленого цементом, для будівництва шарів дорожнього одягу, велодоріжок



та пішохідних доріжок та перевірка отриманих результатів шляхом відбору проб на дослідній ділянці в реальних експлуатаційних умовах.

Матеріалами для досліджень були:

- в якості ґрунту використовувався пісок мілкий [11], характеристики якого представлені в таблиці 1;
- в якості в'язучого використовувався портландцемент М500 Івано-Франківського цементного заводу [12];
- вода використовувалася згідно [13];
- добавка Master Fix, за даними виробника збільшує швидкість тужавіння, знижує споживання води ґрунтоцементною сумішшю, збільшує водонепроникну здатність та скорочує витрати цементу на 5...10% [10].

Таблиця 1

Гранулометричний склад ґрунту, %

Розмір зерен, мм	5...2	0,15
	2...1	0,38
	1...0,5	13,97
	0,5...0,25	45,03
	0,25...0,1	28,61
	<0,1	12,00
Границя текучості, %		7,5
Оптимальна вологість при максимальній щільності, %		7
Максимальна щільність при оптимальній вологості		2,169

Основним показником для знаходження якісної характеристики ґрунтової суміші, укріпленої цементом, є межа міцності при стиску.

Було запропоновано та досліджено суміші ґрунту, укріпленого 14% цементу та різною концентрацією добавки Master Fix (0,5%; 1%; 2%, 3% та 5% від маси цементу), кількість води була сталою та становила 10 % від маси сухої цементоґрунтової суміші.

Для випробувань межі міцності при стиску були заформовані зразки-циліндри розміром 5x5 см кількістю 6 одиниць на точку.

Зразки руйнували на 7 та 28 добу після твердіння у гідравлічній ванні. Результати представлені на рис.1.

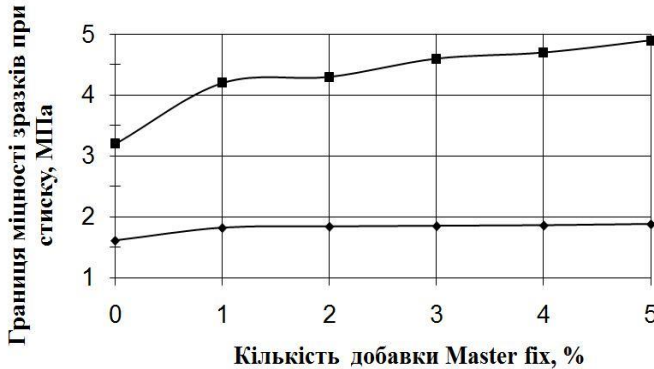


Рис. 1. Залежність границі міцності при стиску ґрунту укріпленого цементу від концентрації добавки Master Fix (◆ – 7 діб; ■ – 28 діб)

Наступними показниками фізико-механічних властивостей, які досліджувалися, були межа міцності на розтяг при згині та модуль пружності, для чого були заформовані зразки-балочки розміром 4x4x16 см по 3 зразки на точку, які тужавили протягом 28 діб в гідравлічній ванні. Результати досліджень показані в таблиці 2.

Таблиця 2

Межа міцності на розтяг при згині та модуль пружності

Вміст матеріалів	Межа міцності на розтяг при згині, МПа	Модуль пружності, МПа
Ґрунт -100%; 16% - цементу від маси ґрунту; 10% - води від маси ґрунту та цементу	0,66	360
Ґрунт -100%; 16% - цементу від маси ґрунту; 9% - води від маси ґрунту та цементу; 1% - добавки Master Fix від маси цементу	0,88	456
Ґрунт -100%; 16% - цементу від маси ґрунту; 9% - води від маси ґрунту та цементу; 3% - добавки Master Fix від маси цементу	0,90	468
Ґрунт -100%; 16% - цементу від маси ґрунту; 8% - води від маси ґрунту та цементу; 5% - добавки Master Fix від маси цементу	0,92	473

Найкращими показниками межі міцності на розтяг при згині та модуля пружності виявилась концентрація добавки Master Fix 5% від маси цементу, але можна відмітити значний приріст показників при додаванні навіть і 1 % добавки ріст модуля пружності з 360 МПа до 456 МПа.

Досліджувався коефіцієнт морозостійкості, для чого формувались зразки-циліндри розміром 5x5 см по чотири зразки на точку. Зразки тужавили протягом 28 діб, після чого водонасичувались 2 доби. Руйнування зразків проводилось після 0; 15 та 25 циклів заморожування-відтавання. Результати випробувань наведені в таблиці 3.

Таблиця 3

Значення коефіцієнту морозостійкості

Вміст матеріалів	Коефіцієнт морозостійкості	
	15 циклів	25 циклів
Грунт -100%; 16% - цементу від маси ґрунту; 10% - води від маси ґрунту та цементу	0,76	0,71
Грунт -100%; 16% - цементу від маси ґрунту; 9% - води від маси ґрунту та цементу; 1% - добавки Master Fix від маси цементу	0,80	0,74
Грунт -100%; 16 % - цементу від маси ґрунту; 3 % - добавки Master Fix від маси цементу	0,84	0,77
Грунт -100%; 16% - цементу від маси ґрунту; 8% - води від маси ґрунту та цементу; 5% - добавки Master Fix від маси цементу	0,86	0,83

Таким чином, і в даному випадку дослідженнями встановлено позитивний вплив збільшення концентрації добавки Master Fix - коефіцієнт морозостійкості збільшується.

Після серії дослідів із різними хімічними добавками було прийняте рішення про використання добавки Master Fix у приготуванні цементогрунтових сумішей з метою влаштування дорожнього одягу, велодоріжок і пішохідних доріжок. У жовтні 2018 року було проведено влаштування дослідної ділянки на базі житлового комплексу «CAMEL RESIDENCE», який зводиться

ПрАТ «ЛДБК» у м. Луцьку. Загальний об'єм ущільненого цеменогрунту та цеменогрунту з добавкою Master Fix складає  $15,75 \text{ м}^3$ , або 33,075 т.

Матеріали для дослідної ділянки були надані спонсором – директором ПрАТ «ЛДБК» у м. Луцьку Вайманом Р.О.

Конструкція дослідної ділянки (рис.2.) проектувалася, виходячи із мінімальних товщин дорожнього одягу як для пішохідних ділянок, так і для руху автомобільного транспорту. Довжина дослідної ділянки – 50м, ширина з огляду вказівок ДБН для велодоріжок – 2м. Ділянка конструктивно розбита на 4 складових із різними товщинами цеменогрунтового покриття, крім того, на одній частині ділянки із товщиною 18см цеменогрунт вкладений у дорожній одяг без добавки для відносного порівняння із іншими частинами. Деформаційні шви було запропоновано не виконувати.

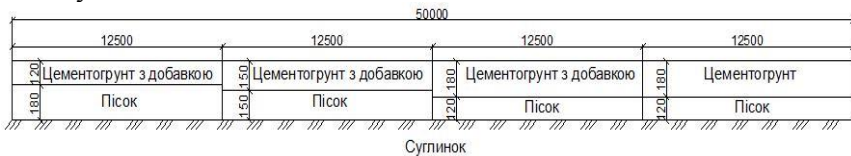


Рис. 2. Конструкція дослідної ділянки

Під час приготування цеменогрунту кількісний склад матеріалів становив: пісок мілкий – 78% (Радошинський піщаний кар'єр, Волинська обл.), цемент марки М500 Івано-Франківського цементного заводу – 13%, вода – 9%.

Ґрунт основи дослідної ділянки був досліджений у лабораторії та його характеристики представлені в таблиці 4. Він виявився суглинком легким пілуватим згідно [11].

При приготуванні цеменогрунту з добавкою Master Fix кількісний склад матеріалів становив: пісок мілкий – 78% (Радошинський піщаний кар'єр, Волинська обл.), цемент марки М500 Івано-Франківського цементного заводу – 13%, вода – 8%, добавкою Master Fix - 1%.

Таблиця 4

Гранулометричний склад ґрунту основи, %

Розмір зерен, мм	5.... 2	0,19
	2.... 1	0,16
	1..... 0,5	0,43
	0,5.... 0,25	6,28
	0,25..... 0,1	8,13
	< 0,1	85,00
Число пластичності		15
Оптимальна вологість при максимальній щільності, %		16
Максимальна щільність при оптимальній вологості, г/см <sup>3</sup>		2,25

У технології влаштування дослідної ділянки були виконані ряд операцій: профілювання дорожнього корита виконано екскаватором EO-2021A, ущільнення суглинку легкого пилуватого – віброплитою MSL 90; виконання дозволення на 2% до оптимальної вологості при максимальній щільності; влаштування шарів з піску мілкокого товщинами 18см, 15см та 12см фронтальним завантажувачем Bobcat S330 (рис. 3,а) та ущільнення їх віброплитою MSL 90 (рис. 3,б); дозволення на 1% до оптимальній вологості при максимальній щільності.



а



б

Рис. 3. Вкладанні шарів з піску мілкокого фронтальним завантажувачем Bobcat S330 (а), та ущільнення за допомогою MSL 90 (б)

Цементоґрунт і цементоґрунт із добавкою Master Fix виготовлявся у двох бетономішалках ємністю 150л. У

бетономішалки завантажували компоненти в такій послідовності: пісок мілкий, цемент марки М500, вода разом з добавкою Master Fix. На місці укладання її розрівнювали вручну та ущільнювали віброплитою MSL 90.

Цементогрунт із додаванням добавки Master Fix був укладений на трьох ділянках довжиною по 12,5м, шириною 2м, різної товщини – 0,12м, 0,15м та 0,18м.

У ході приготування цементогрунту та цементогрунту з додаванням добавки Master Fix у виробничих умовах були відібрані проби сумішей для дослідження у лабораторних умовах. Результати проведених випробувань наведені в таблиці 5.

Таблиця 5

Фізико-механічні властивості цементогрунту

Величина вимірювання	Цементогрунт	
	контрольний	з добавкою Master Fix
R <sub>ст</sub> , МПа	3,20	4,20
R <sub>зг</sub> , МПа	0,66	0,88
R <sub>p</sub> , МПа	0,35	0,46

Показники міцнісних характеристик зразків цементогрунту з додаванням добавки Master Fix зросли у порівнянні зі зразками цементогрунту без добавки наступним чином:

- міцність при стиску на 31,25%;
- міцність на розтяг при вигині на 33,33%;
- міцність при розколі на 31,43%.

Внаслідок введення добавки Master Fix з показником у межах 1% від маси цементу у цементогрунтову суміш призводить до підвищення з марки М20 до марки М40, що позитивно позначиться на довговічності влаштованої конструкції.

Загальний вигляд влаштованої дослідної ділянки зображено на рис. 4.



Рис. 4. Загальний вигляд влаштованої дослідної ділянки (ділянка зліва від ПАГ)

Результати досліджень показали, що фізико-механічні показники мають найбільший приріст при концентрації добавки Master Fix 1% у цементогрунті, тому збільшення концентрації до 5% для можливого подальшого росту не буде економічно виправданим.

Подальші досліді дадуть відповідь щодо зміни експлуатаційних характеристик даної дослідної ділянки в часі.

#### **Список використаних джерел**

1. Шари дорожнього одягу з кам'яних матеріалів, відходів промисловості ґрунтів, укріплених цементом. Проектування та будівництво: ГБН В.2.3-37641918-554:2013. – К.: Укравтодор-2013.
2. Споруди транспорту. Влаштування шарів дорожніх одягів з ґрунтів, укріплених в'язучими матеріалами: ВБН В.2.3-218-541:2010. – К.: Укравтодор, 2010 – 39 с.
3. Смеси щебеночно-гравийно-песчаные и ґрунты, обработанные неорганическими вяжущими материалами, для дорожного и аэродромного строительства. Технические условия: ГОСТ 23558-94. – М., 1994. – 9 с.
4. Споруди транспорту. Дорожній одяг нежорсткого типу: ВБН В.2.3-218-186-2004. – К.: Укравтодор, 2004. – 176 с.
5. Безрук В.М. Влияние гранулометрического состава при комплексном укреплении ґрунтов цементом и добавками химических веществ /

- Материалы VII Всесоюзного совещания по закреплению и уплотнению грунтов "Закрепление грунтов в основаниях гидротехнических сооружений, зданий при строительстве дорог и аэродромов, при проходке стволов шахт, туннелей, строительстве оросительных систем и в основаниях сооружений различного назначения". – Ленинградское отделение: Энергия, 1971. - С. 46-49.
6. Токин А.Н. Армированный цементогрунт / А.Н. Токин, Л.К.Добринский // Материалы к VI Всесоюзному совещанию по закреплению и уплотнению грунтов "Теория и методы искусственного улучшения грунтов различных петрографических типов". – Издательство Московского университета, 1968. – С. 108-111.
  7. Маліков В.В., Панасюк Я.І. Вплив водонасичення на міцнісні характеристики комплексно укріплених ґрунтів / Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць. – Луцьк: Луцький НТУ, 2015. – вип. 4. – С. 107-114.
  8. Агапова Р.А. Исследование прочностных и деформационных свойств цементогрунтов при различных добавках цемента / Р.А. Агапова, Т.Ю. Любимова // Труды СоюздорНИИ. – М.,1965. – вып. 5. – С. 144-156.
  9. Ускоритель твердения Master Fix / Электронный ресурс [Режим доступа–<http://sandrabud.com/uskoritel-tverdeniya-master-fix-5-1>].
  10. ДСТУ Б В.2.1-2-96 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація. – Київ: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 47 с.
  11. Будівельні матеріали. Цементи загальнобудівельного призначення. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-46-96. – Держкоммістобудування України К.: Держкоммістобудування України, 1996 – 15 с.
  12. 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 –28 с.



**ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ  
ПЕРЕРОЗПОДІЛУ ЗУСИЛЬ У ДВОХПРОЛІТНИХ  
НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКАХ ЗА ДІЇ  
МАЛОЦИКЛОВИХ ПОВТОРНИХ І ЗНАКОЗМІННИХ  
НАВАНТАЖЕНЬ**

**EXPERIMENTAL REEMERGENCE OF THE BEAMS IN  
TWO SPILT, NON-SURFACE CONCRETE BEAMS FOR THEIR  
LOW-CYCLE REPETITIVE AND FAMILIAR DRESSING**

**Масюк Г.Х., к.т.н., проф., Ющук О.В., аспірант, Федюк М.А., студент (Національний університет водного господарства та природокористування), м. Рівне**

**Masyuk G.Kh., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Yushchuk O.V., postgraduate student, Fedyuk MA, student (National university of water management and nature resources use), Rivne**

У статті наведені результати випробувань двохпролітних нерозрізних залізобетонних балок за дії малоциклових повторних і знакозмінних навантажень, в яких виявлені особливості зміни опорного і прольотних, згинальних моментів та деформацій бетону і арматури. Встановлено, що процес зміни вказаних величин стабілізується на 5...6 циклах навантаження за дії малоциклових повторних навантажень, про що не можна сказати за процес зміни за дії малоциклових знакозмінних навантажень.

In the article the results of tests of two-pass non-separable reinforced concrete beams under the influence of low cycle repetitive and sign-loaded loads, in which features of the change of the stress-strain state, changes of reference and spin bending moments and deformations of concrete and reinforcement in the process of loads are revealed in comparison with one-time static load. According to the results of experimental research of indecomposable reinforced concrete beams, the mechanism of deformation, the nature of the formation of cracks, their further development, as well as the redistribution of forces in the sections of beams from the beginning of loading to destruction, are also established. In the course of low-cycle repetitive loads, the process of changing these values stabilizes by 5-6 cycles. With regard to the deformation of indistinguishable beams for the effect of low-cycle shift

loads and changes above the specified parameters, then there is a completely different picture. Analyzing the stress-strain state of beams at such loads, it should be noted that there is no clear stabilization above the above parameters. All this can be explained by changing the stiffness of the sections from the cycle to the cycle of alternating loads, as much as the cracks cross-section beams cut almost completely, dividing the beam into separate blocks. And from the cycle to the cycle, the number of cracks and their width of opening are increased, thereby reducing stiffness and increasing the curvature. All of the above has a significant effect on the nature of the redistribution of effort, that is, the reference and span moments. But when the limiting strains in the reinforcement on the support in the span are reached, the bending moments before the destruction are almost identical. Only, it should be noted that their values vary, depending on the nature and modes of loading, that is, the load bearing capacity is different, how much force at which the beams were destroyed different, as shown in Tables 2 and 3, where the forces at which the beams were destroyed by the actions of low cycle repeated loads  $F_u = 11,1$  kN, and for the effects of low-cycle interchangeable loads  $F_u = 7.81$  kN. At the same time, the beams loaded with a one-time static load collapsed at a force of  $F_u = 12.8$  kN.

Ключові слова: залізобетонні двопролітні балки, мало циклові повторні і знакозмінні навантаження, перерозподіл зусиль, згинальні моменти

Keywords: reinforced concrete birefringing beams, small cyclic repeated and sign-loaded loads, redistribution of forces, bending moments

**Вступ.** Використання залізобетонних нерозрізних балок набуло досить широкого значення при зведенні будівель та споруд різного призначення. Нерозрізні балки монолітних перекриттів промислових і громадських будівель, перекриттів підземних резервуарів, перекриттів багатоповерхових паркінгів для автомобілів випробовують в процесі експлуатації малоциклові повторні і знакозмінні навантаження різної інтенсивності. Робота і зміна напружено-деформованого стану таких балок вивчена недостатньо. Слід відзначити, що існуюча методика розрахунку нерозрізних балок не враховує дії вище вказаних навантажень і їх впливу на несучу здатність і перерозподіл зусиль в перерізах.

Виходячи з цього, питання експериментальних досліджень особливостей роботи нерозрізних залізобетонних конструкцій за дії малоциклових повторних і знакозмінних навантажень є актуальним.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. За пів столітній термін дослідження напружено-деформованого стану і роботи залізобетонних статично-невизначених конструкцій, значна кількість науковців досліджували такі конструкції, але в основному при однозначних статичних навантаженнях. Це висвітлено в роботах [1...6]. Що стосується дослідження роботи нерозрізних балок за дії малоциклових повторних навантажень відображено в роботах [7...11]. У вище названих працях досліджувались різні параметри роботи і напружено-деформованого стану нерозрізних залізобетонних балок: несучу здатність, міцність перерізів, деформативність і тріщиностійкість, прогини і ширину розкриття тріщин, перерозподіл зусиль і ін..

Дослідження ж роботи нерозрізних залізобетонних балок за дії малоциклових знакозмінних навантажень практично відсутні.

**Мета і задачі досліджень.** На основі експериментальних досліджень проаналізувати перерозподіл зусиль в нерозрізних залізобетонних балках за дії малоциклових повторних і знакозмінних навантажень.

**Методика досліджень.** У лабораторії кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд було проведено експериментальні дослідження роботи напружено-деформованого стану двохпролітних нерозрізних балок за дії малоциклових повторних і знакозмінних навантажень. Балки виготовлялись із важкого бетону класу С25/30 і армувались двома зварними каркасами. Робоча арматура - два стержні діаметром 12 мм класу А400, поперечна арматура із класу А240, діаметром 6мм. Армування балок подвійне симетричне. Крок поперечних стержнів на приопорних ділянках 100мм, а в прольоті - 200мм. Нерозрізні двохпролітні балки з однаковими прольотами по 1500мм і розмірами поперечного перерізу 100x160мм. Випробування балок здійснювалось за допомогою спеціальної силової траверси з використанням гідравлічного преса ПГ-200. Балки завантажувались чотирма зосередженими силами, по дві сили в кожному прольоті, які прикладалися по схемі, показаній на рис. 1. Конструктивна схема випробування балок наведена на рис. 2.

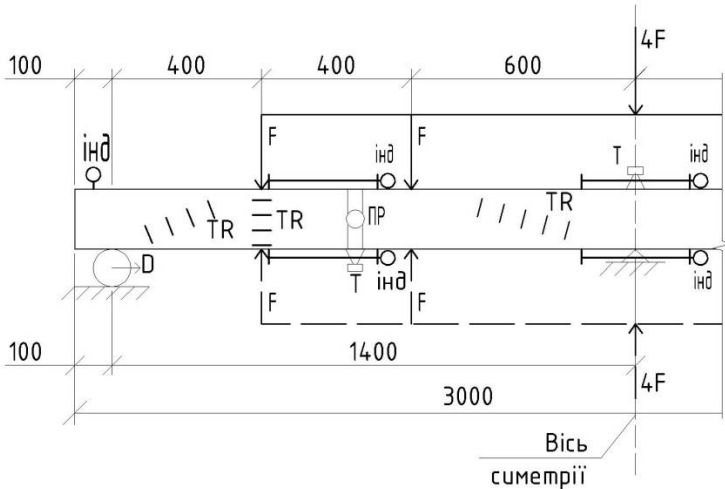


Рис. 1. Схема прикладення сил і розташування вимірювальних приладів

На рис. 1. Також показано розташування вимірювальних приладів, які використовувались при випробуванні балок.

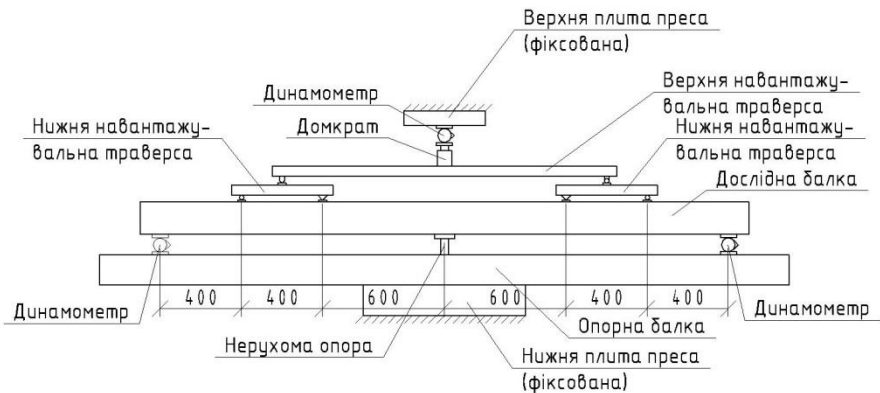


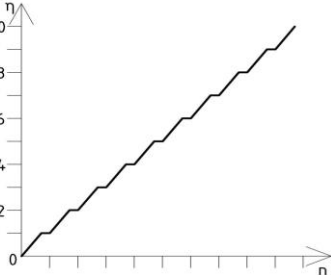
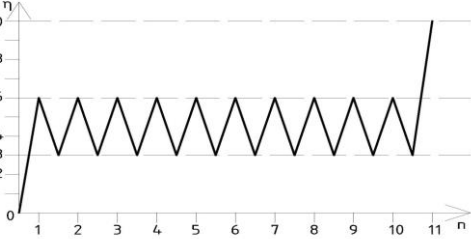
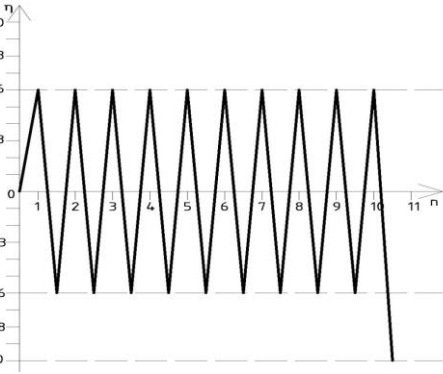
Рис. 2. Схема випробування двох пролітних балок

Випробування балок здійснювалось одноразовим статичним навантаженням до руйнування для визначення руйнуючих зусиль і визначення рівнів навантажень, яким здійснювалось випробування балок за дії малоциклових повторних навантажень різних рівнів і малоциклових знакозмінних навантажень. Кількість циклів за дії малоциклових навантажень було прийнято десять і після десяти циклів балки доводились до руйнування. Схеми режимів

навантажень балок наведені в таблиці 1. В кожному режимі навантажень було випробувано по три зразки-близнюки.

Таблиця 1

Схеми режимів навантаження балок

Шифр балок	Режими навантажень	Вид навантаження
БОС-1 БОС-2 БОС-3	 <p>The graph shows a single, stepwise increasing load curve. The vertical axis is labeled <math>\eta</math> and ranges from 0 to 1.0 with increments of 0.2. The horizontal axis is labeled <math>n</math> and ranges from 0 to 11. The curve starts at (0,0) and increases in a series of steps, reaching a value of 1.0 at the end of the 11th cycle.</p>	Одноразове короткочасне, ступінчасте до руйнування
БМЦП-1 БМЦП-2 БМЦП-3	 <p>The graph shows a cyclic load pattern. The vertical axis is labeled <math>\eta</math> and ranges from 0 to 1.0 with increments of 0.2. The horizontal axis is labeled <math>n</math> and ranges from 0 to 11. The load starts at 0, rises to 0.6 at cycle 1, and then oscillates between 0.3 and 0.6 for the next 9 cycles. At the end of the 10th cycle, the load rises sharply to 1.0 at the start of the 11th cycle.</p>	Короткочасне, мало циклове повторне навантаження рівень (0,3-0,6) з руйнуванням після десяти циклів
БМЦЗН-1 БМЦЗН-2 БМЦЗН-3	 <p>The graph shows a cyclic load pattern. The vertical axis is labeled <math>\eta</math> and ranges from -1.0 to 1.0 with increments of 0.2. The horizontal axis is labeled <math>n</math> and ranges from 0 to 11. The load starts at 0, rises to 0.6 at cycle 1, and then oscillates between 0.6 and -1.0 for the next 9 cycles. At the end of the 10th cycle, the load drops sharply to -1.0 at the start of the 11th cycle.</p>	Короткочасне, мало циклове знакозмінне навантаження (рівень 0,6) з руйнуванням після десятого циклу

У процесі випробування балок вимірювались деформації бетону і арматури, прогини балок і можливе переміщення крайніх опор. Деформації бетону вимірювались індикаторами годинникового типу з ціною поділок 0,001 мм на базі 200 мм і тензорезисторами з базою 50 мм, наклеєних ланцюжками в прольотах де виникали максимальні додатні згинальні моменти під першою силою від крайньої опори і максимальні від'ємні моменти під центральною опорою, а також в похилих перерізах від опори до місць прикладення сил на балку. Деформації арматури вимірювались за допомогою тензометрів Гугенбергера на базі 20 мм з ціною поділок 0,001 мм та тензорезисторів на базі 20 мм, які наклеювались на арматурні стержні. Прогини балок вимірювали прогиномірами типу 6 ПАО ЛИСИ з ціною поділок 0,01мм. За індикаторами годинникового типу визначали переміщення крайніх опор. За появою тріщин в процесі випробування балок спостерігали візуально та за допомогою мікроскопу МПБ-3 з ціною поділки 0,002мм. На кожному напівциклі завантажень на гранях балок відмічали висоту розвитку нормальних  $h_w$  та довжину похилих тріщин  $l_w$ . Використання даної методики проведення експериментальних досліджень роботи балок з розробленим устаткуванням і використанням сучасних вимірювальних приладів дозволило дослідити за дії вище зазначених навантажень реальний напружено-деформований стан нормальних і похилих перерізів балок і його зміну в процесі випробування.

### **Результати досліджень**

Механізм деформування, тріщиноутворення та руйнування нерозрізних балок суттєво відрізняється від роботи однопротітних залізобетонних згинальних елементів навіть при однозначному статичному навантаженні (при першому напівциклі). З ростом навантаження спочатку з'являються нормальні тріщини над середньою опорою у зоні дії максимального моменту, потім в прольотах між зосередженими силами і в прольотах зрізу розтягнутої зони. Похилі тріщини з'явилися при навантаженні, яке в середньому у 2,5 рази перевищує навантаження, при якому утворюються нормальні тріщини. Все це фіксувалось при завантаженні балок на 1-му напівциклі при малоциклових повторних і знакозмінних навантаженнях. При подальших циклічних завантаженнях з кожним циклом напружено-деформований стан балок змінювався. Це прослідковувалось з

ростом деформацій і тріщиноутворень в експериментальних зразках. Якщо порівнювати напружено-деформований стан балок за дії малоциклових повторних і малоциклових знакозмінних навантажень, то тут також є суттєва відмінність. Утворення і розвиток тріщин, які перетинали практично весь переріз, було більш характерним за своєю появою значеннями зі збільшенням циклів. Після переміни знака зусиль мікротріщини утворювались більш інтенсивніше, з'єднувались між собою і утворювали магістральні тріщини. Після утворення умовного пластичного шарніру під середньою опорою (напруження в робочій арматурі досягли межі текучості) має місце перерозподіл внутрішніх зусиль з різким збільшенням згинальних моментів в прольотах з утриманням максимально можливого значення згинального моменту над середньою опорою. При доведенні балок до руйнування, воно відбувалось внаслідок досягнення межі текучості прольотної арматури.

Аналізуючи зміну напружено-деформованого стану від циклу до циклу за дії малоциклових повторних і знакозмінних навантажень, слід звернути увагу на зміну значень згинальних моментів (зовнішніх зусиль), які наведені в таблицях 2 і 3.

Таблиця 2  
Зміна згинальних моментів в балках при повторних навантаженнях (середні значення)

Цикли	Рівень навантаження $\eta$	Значення прольотного моменту (кНм)	Теоретичне значення прольотного моменту (кНм)	Значення опорного моменту (кНм)	Теоретичне значення опорного моменту (кНм)
1	0,6	5,868	5,824	8,550	8,929
	0,3	2,600	2,908	4,268	4,468
2	0,6	5,868	5,824	8,018	8,929
	0,3	2,600	2,908	5,402	4,468
3	0,6	5,800	5,824	9,600	8,929
	0,3	2,500	2,908	5,402	4,468

Продовження таблиці 2					
4	0,6	5,600	5,824	9,600	8,929
	0,3	2,400	2,908	5,402	4,468
5	0,6	5,400	5,824	10,020	8,929
	0,3	2,000	2,908	5,402	4,468
6	0,6	5,400	5,824	9,600	8,929
	0,3	2,000	2,908	5,402	4,468
7	0,6	5,400	5,824	9,600	8,929
	0,3	2,000	2,908	5,402	4,468
8	0,6	5,400	5,824	9,600	8,929
	0,3	2,000	2,908	5,402	4,468
9	0,6	5,400	5,824	9,600	8,929
	0,3	2,000	2,908	5,402	4,468
10	0,6	5,400	5,824	10,406	8,929
	0,3	2,000	2,908	5,402	4,468
Довантаження після 10 циклів до руйнування	т.с.				
	7	6,732	6,134	11,115	9,470
	8	8,400	7,052	12,157	10,817
	9	10,400	7,934	13,138	12,164
	10	12,200	8,818	14,179	13,528
	11	14,600	9,700	14,202	14,875

Балки зруйнувались при  $F=11,1$  кН (середнє значення по 3-х балках)

У таблицях 2 і 3 наведені середні (по 3-х балках) значення згинальних моментів. Поскільки відмінність в кожному циклі як при повторних, так і при знакозмінних навантаженнях складає 5%-7%, це свідчить про однорідність балок і ідентичність їх роботи на перших пів циклах. Це також підтверджується їхніми практично однаковими прогинами.

Треба зазначити, що при повторних малоциклових навантаженнях стабілізація напружено-деформованого стану настає на 5-6 циклах.



Таблиця 3

Зміна згинальних моментів при знакозмінних навантаженнях  
(середні значення)

Цикли	Напів цикли	Рівень навантаження $\eta$	Значення прольотного моменту (кНм)	Відношення $\frac{M_{експ.}}{M_{теор}}$ %	Значення опорного моменту (кНм)	Відношення $\frac{M_{експ.}}{M_{теор}}$ %
1	1а	0,6	5,276	103,8	4,574	86,9
		0	0	1	0	1
	1б	0,6	5,288	102,9	4,742	90,2
2	2а	0,6	4,828	95,0	6,112	116,7
		0	0	1	0	1
	2б	0,6	5,114	100,7	5,141	97,7
3	3а	0,6	5,014	98,7	5,491	104,4
		0	0	1	0	1
	3б	0,6	5,176	101,9	4,924	93,6
4	4а	0,6	4,900	96,5	5,890	111,9
		0	0	1	0	1
	4б	0,6	4,800	94,5	6,240	118,6
5	5а	0,6	5,014	98,7	5,491	104,4
		0	0	1	0	1
	5б	0,6	4,929	97,0	5,841	111,0
6	6а	0,6	5,560	109,4	5,501	98,0
		0	0	1	0	1
	6б	0,6	5,342	105,2	5,365	82,6
7	7а	0,6	5,500	105,9	5,274	112,2
		0	0	1	0	1
	7б	0,6	5,300	99,4	5,365	101,9
8	8а	0,6	5,150	99,9	5,274	100,3
		0	0	1	0	1
	8б	0,6	5,176	101,9	4,924	93,6
9	9а	0,6	4,914	96,7	5,841	111,4

		Продовження таблиці 3				
		0	0	1	0	1
9б		0,6	5,410	106,5	4,105	98,0
10	10а	0,6	5,100	100,4	5,190	98,6
		0	0	1	0	1
	10б	0,6	5,350	105,3	4,315	92,0
Довантаження після 10 циклів до руйнування	т.с.					
		6,2	5,468	95,4	5,901	115,3
		7,0	6,170	97,8	6,075	107,3
		7,8	6,878	99,10	6,594	103,2

Балки зруйнувались при  $F=7,81$  кН (середнє значення на 3-х балках).

При доведенні цих балок до руйнування після десяти циклів спостерігається перерозподіл зусиль, прольотні моменти інтенсивніше збільшуються чим опорні, а при руйнуванні вони майже однакові. Все це можна пояснити, аналізуючи деформації арматури на середній опорі і в прольотах.

Аналізуючи напружено-деформований стан балок при малоциклових знакозмінних навантаженнях, слід зазначити, що чіткої стабілізації не відбувається. Це пояснюється постійною зміною жорсткості перерізів. Але при доведенні балок, після десяти циклів знакозмінних навантажень, до руйнування спостерігається перерозподіл зовнішніх зусиль, тобто відбувається вирівнювання опорного і прольотних моментів.

Висновки. На основі проведених експериментальних досліджень виявлено, що за дії малоциклових повторних і знакозмінних навантажень, також як і при однозначних відбувається перерозподіл зусиль в нерозрізних балках. Але характер перерозподілу зусиль при малоциклових повторних і знакозмінних навантаженнях відрізняється. Все це пояснюється відмінністю напружено-деформованого стану при відповідних навантаженнях.

1. Дорофеев В.С. Прочность, трещиностойкость и деформативность неразрезных железобетонных балок / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Е.Н. Крантовская // - Одесса: Эвен, 2010 – 175с.

2. Дорофеев В.С. Розрахунок міцності нерозрізних балок з використанням деформативної моделі / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, О. М. Крантовська // Механіка руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: Зб. наук. пр. – Львів: Каменярь, 2007, - вип. 7, - с. 223-237.

3. Дорофеев В.С. Тріщиностійкість нерозрізних балок / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, О.М. Крантовська // Теорія і практика будівництва: Вісник нац. унів-ту «Львівська політехніка», - №600 – Львів, 2007, - с. 92-100.

4. Дорофеев В.С. Деформативность материалов неразрезных железобетонных балок / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Е.Н. Крантовская, А.М. Бреднёв // Вісник ОДАБА. – Вип. 38. – Одеса, 2010. С. 246-254.

5. Дорофеев В.С. Расчет прогибов неразрезных железобетонных балок / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Е.Н. Крантовская // Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Вип. 20. – Рівне, НУВГП, 2010. – с. 193-204.

6. Дороев В.С. Напряженное состояние продольной арматуры и перераспределение изгибающих моментов в неразрезных железобетонных балках / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, Е.Н. Крантовская // Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Вип. 21. – Рівне, НУВГП, 2011, - с. 2015-223.

7. Масюк Г.Х. Експериментальні дослідження перерозподілу зусиль в двох пролітних нерозрізних залізобетонних балках при повторних навантаженнях / Г.Х. Масюк, В.С. Бабич // Вісник Українського державного університету водного господарства та природокористування: зб. наук. пр. – Рівне, УДУВГП, 2002, вип. 4(17). – с.165-173.

8. Масюк Г.Х. Розрахунок міцності нормальних перерізів нерозрізних залізобетонних балок при повторних навантаженнях на основі деформаційної моделі / Г.Х. Масюк, В.С. Бабич // Будівельні конструкції: міжвідомчий наук. - техн. зб. наук. пр. – Київ. НДІБК, 2004, с.659-664.

9. Бабич В.С. Особливості роботи нерозрізних залізобетонних балок, армованих сталлю без площадки текучості, з урахуванням повторних навантажень / В.С. Бабич // Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне, УДУВГП, 2002, вип. 8. – с. 47-55.

10. Савицький В.В. Експериментальні дослідження прогинів та ширини розкриття тріщин у збірно-монолітних нерозрізних залізобетонних балках при дії повторних навантажень / В.В. Савицький // Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне, УДУВГП, 2003, вип. 9 – с. 303-310.

11. Бабич С.М. Удосконалення розрахунку нерозрізних залізобетонних балок з використанням деформаційної моделі нормальних перерізів / С.М. Бабич, В.С. Бабич // Таврійський наук. зб. – Херсон, 1999, вип. 11, ч. 3. с. 18-24.

## SOME ASPECTS OF NONLINEAR MECHANICS IN CALCULATIONS OF REINFORCED CONCRETE

### ДЕЯКІ АСПЕКТИ НЕЛІНІЙНОЇ МЕХАНІКИ У РОЗРАХУНКАХ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

Palyvoda O.A., Ph.D. in Engineering (Kryvyi Rih National University, Kryvyi Rih)

Паливода О.А., к.т.н. (Криворізький національний університет, м. Кривий Ріг)

**Abstract.** The results of experimental studies of concrete at different levels of compression stresses loaded in young and middle age are presented. The questions of the expediency of taking into account nonlinear relative creep deformations in practical calculations are considered. The processing of experimental data is done, conclusions are made.

**Анотація.** *Постановка мети і задач дослідження.* Метою поставлених досліджень було наступне: провести аналіз даних, отриманих під час дослідження бетонних елементів, завантажених в молодому та середньому віці, на дію тривалих навантажень; з'ясувати особливості нелінійних деформацій повзучості, які виникають при низькому рівні напружень та для всіх його рівнів. *Методика досліджень.* З огляду на означену мету, було проаналізовано експериментальні дані отримані дослідниками, які в різний час займалися питаннями вивчення нелінійності деформацій повзучості при тривалій дії навантаження. Експериментальні дані були узагальнено та проведено їх обробку. *Результати досліджень.* На підставі дослідних даних було побудовано криві питомих, тобто віднесених до одиниці напружень, деформацій повзучості при різних рівнях відносних напружень в зразках. При цьому нелінійність спостерігається для бетонів різного віку на момент навантаження. Чіткої межі лінійної повзучості бетону провести не можливо; ймовірно, навіть при низьких рівнях напружень стискання в мікроструктурі бетону мають місце певні

порушення або пластичні зсуви, які спричиняють нелінійність його деформацій повзучості. Аналіз графіків дозволяє стверджувати, що криві питомих деформацій повзучості істотно відрізняються за величиною ординат, починаючи з самого низького рівня напружень. Також слід відмітити, що ступінь нелінійності деформацій повзучості особливо великий в моменти часу, близькі до початку завантаження зразків. Про те, що нелінійність деформацій повзучості насамперед пов'язана з процесами, які відбуваються в бетонному зразку безпосередньо після його завантаження, говорить і значна різниця у величинах деформацій, що натікають за час витримки при навантаженні зразка до заданого рівня напружень. Якщо ці деформації не включати у величину деформацій повзучості, то ступінь нелінійності останніх значно знизиться. Загальний аналіз числових значень деформацій повзучості дозволяє зробити висновок, що швидко напливаючі деформації можуть складати значну долю (до 20...26%) деформацій повзучості. Не враховувати їх неприпустимо, оскільки це може призвести до суттєвих неточностей при розрахунку конструкцій на тривалі впливи. Також можна говорити про те, що відносні деформації повзучості бетонів, завантажених в молодому та середньому віці при різних рівнях стискаючих напружень, не являються мірою повзучості. Таким чином в найбільш розповсюджених випадках лінійної повзучості практично не існує.

Keywords: calculation of reinforced concrete; physical nonlinearity; the theory of concrete creep; elastic-plastic deformation.

Ключові слова: розрахунок залізобетону; фізична нелінійність; теорія повзучості бетону; пружно-пластичні деформації.

**Introduction.** Modern theory of calculations of building structures, including normative models, is mostly based on three sections of construction mechanics: linear mechanics, nonlinear mechanics, theory of creep.

Navier's principle of slowness of displacement, which is used in conjunction with Hooke's law, has created methods of linear theory. The replacement of Hooke's law by nonlinear dependencies between stresses and deformations leads to the consideration of physical nonlinearity in the theory of nonlinear elasticity and the theory of plasticity. General methods of calculation in the conditions of physical nonlinearity are not

developed enough. Long-term deformation of concrete with nonlinear creep has not been studied. Especially poorly studied the character of the nonlinearity of creep deformation of young concrete and the degree of nonlinearity of these deformations in the zone of low compressive stresses.

Consequently, in the norms of some countries only declarative considerations about the possibility of calculation, taking into account physical nonlinearity, are indicated.

**Analysis of recent research.** The theory of creep of concrete has a significant impact on the calculations of long-term resistance of reinforced concrete structures. The creep of concrete and reinforced concrete structures have been studied in fundamental works of Yu. Rabotnov, N. Harutiunian, A. Gvozdiev, R. Davis, V. Glennville, P. Vasyliiev, S. Aleksandrovskiy, I. Porokopovych, S. Ulitskiy, L. Kachanov, V. Bondarenko, A. Rzhantsyn, A. Freudenthal and other scientists.

In the modern theory of concrete creep there are several models different in terms of design and use in real calculations.

First of all, this is the nonlinear creep theory of N. Harutyunyan [1] with instantaneous linear properties, which is used in calculations of reinforced concrete structures. The disadvantages of this theory include the fact that it almost erases the effect of stresses that act directly before the time of observing deformations. This theory does not reflect the rapid flow of creep deformations up to the time of observation, which is close to the moment of loading of the samples, which is observed in the experiments. The initial sections of the creep curves which are constructed based on the theory of N. Harutyunyan, do not have a characteristic upward-growing shape which is observed in experiments not only on the young, but also on the old concrete. At the same time, there are claims that it is unacceptable for solving problems with rapidly changing processes in time.

A. Yashin proposed the measure of creep of concrete, which combines the features of the heredity theory and the aging theory of concrete, and thus corrected the disadvantages of the creep degree of N. Harutyunyan [1]. Unfortunately, A. Yashin's model has not received sufficient development due to ambiguous evaluation. The disadvantages were the complexity, as well as the fact that built on its basis integral equations of creep cannot be brought to the corresponding differential equations.

N. Katin complicated A. Yashin's model complementing it with a singular function similar to the A. Freudenthal function.

I. Prokopovych and I. Ulitskyi simplified A. Yashin's model of concrete creep. This simplified model was successfully used in integral form by E. Yatsenko to solve some practical problems.

S. Aleksandrovsky and his students within the framework of instantly spring material and N. Harutyunyan's hypotheses have built the integral equations of nonlinear creep that take into account the phenomena of rapid creep.

European standards only take into account the ultimate creep characteristic of concrete; in the calculations, it is additionally multiplied by the ratio of the levels of short-term and additional load. In this creep model, concrete is considered to be elastic, thus, it works indefinitely in tension and compression. The numerical characteristics of this model, obtained for the case of the central compression of a concrete rod, are applied to other cases of the work of compressed-curved reinforced concrete elements. The proximity of this approach implemented with a long-term load differs significantly from the strict deformation model underlying the calculation of the short-term load of reinforced concrete. At the same time, it should be pointed out that the results of calculations for the long-term load of columns in European codes provide a safety margin of the bearing capacity, the value of which is in no way evaluated [2].

It is necessary to pay attention to the problem of taking into account the time factor in the calculations of reinforced concrete structures. To solve it, the equations of plasticity and creep must be used together. Many modern creep theories do not satisfy this requirement, since they use Hooke's law for instantaneous deformations and not a curvilinear relation, which is an analytical record of the curvilinear diagram  $\sigma - \varepsilon$  for concrete with a downward branch [3]:

$$\sigma = (a\varepsilon) \cdot \left( \frac{b + c\varepsilon}{d + c\varepsilon} \right), \quad (1)$$

where  $a, b, c, d$  – empirical coefficients.

To describe the creep of bodies that are not aging and bodies loaded in the old age the theory of elastic heredity is used which was developed in the papers of Yu. Rabotnov, A. Rzhantsin, A. Malmeister, A. Skudria and other scholars. This theory of creep, additional assumptions about

the value constancy for the aging function are adopted, as well as the constancy of the elastic modulus:

$$E(\tau) = E_0 = \text{const}, \quad (2)$$

It should be noted that the theory of elastic-creeping body describes the partial inversion of the creep deformation.

But the theory of the elastic heredity ignores the process of concrete aging and consequently the whole deformation of creep turns out to be inverse.

In the linear theory of creep created specifically for the calculation of concrete and reinforced concrete structures, which is called the theory of aging, an additional hypothesis about the parallelism of the creep curves is used. The latter allows us to obtain the creep curve of concrete loaded at the age  $\tau$  from the creep curve of concrete loaded at an early age:

$$C(t, \tau) = C(t) - C(\tau), \quad \text{or} \\ C(t, \tau) = C(t) - C(\tau), \frac{1}{E(0)} \cdot [\varphi(t) - \varphi(\tau)], \quad (3)$$

where  $\varphi(t)$ ,  $\varphi(\tau)$  – the creep characteristic which is approximated by a certain curve.

Theoretically, formula (3) means that the creep curves of various concrete samples loaded with the same stress  $\sigma$ , but at different points in time, coincide with all points as they gradually move vertically (along the axis of deformations). This property of parallelism introduces simplifications in the calculations of reinforced concrete structures for creep. It should also be noted that the hypothesis of parallel creep curves leads to complete irreversibility of creep deformations.

In the nonlinear theory of creep [4] an additional hypothesis is used about the existence of an affine similarity of the curves of simple creep deformations corresponding to the stresses of different levels:

$$\varepsilon_{II}(\sigma, t, \tau_i) = f(\sigma) \cdot C(t, \tau_i), \quad (4)$$

where  $\varepsilon_{II}(\sigma, t, \tau_i)$  – deformation of the concrete creep loaded with stress  $\sigma$ ;

$f(\sigma)$  – certain nonlinear function, which is called a stress function;

$C(t, \tau_i)$  – the value of the creep deformation at the specific load in the concrete (the degree of creep).



The hypothesis (4) means that the creep deformation curve caused by the stress  $\sigma$  can be obtained by multiplying the ordinates of the creep deformation curve caused by the specific stress by a certain stress function.

The analysis of the above mentioned suggests that the nonlinear creep of concrete is studied insufficiently both experimentally and theoretically. Existing theories, in more detail, are very controversial and not very suitable for practical calculations.

**The purpose and objectives of the study.** The aim of the research was the following: to analyse the data obtained during the study of concrete elements loaded at young and middle age, to the effect of long-term loads; find out the features of nonlinear creep deformations that occur at low stress levels and for all its levels.

**Research methodology.** Taking into account the stated purpose, the experimental data obtained from the researchers [5 ... 7], who at various times engaged in the study of nonlinearity of creep deformations under prolonged load were analysed. Experimental data were summarized and processed.

**Research results.** Based on the experimental data, the curves of specific stresses and creep deformations were constructed at various levels of relative stresses in the samples (Fig. 1).

In Figure 1, the nonlinear dependence of creep deformations on the operating constant stresses is clearly observed, starting from the smallest level  $\sigma = 0,09 R_{np}$ ; at the same time nonlinearity is observed for concretes of different age at the time of loading. A clear boundary of the linear creep of concrete is impossible to draw; probably, even at low levels of compression stresses, certain disturbances or plastic shifts occur in the microstructure of concrete, which cause the nonlinearity of its creep deformations. Therefore, it is more expedient to speak only of the conventional boundary of the linear creep of concrete followed by a zone of a high degree of nonlinearity.

The analysis of Figure 1a allows us to assert that the curves of specific creep deformations differ significantly in magnitude of ordinates, starting with the lowest level of stress. It should also be noted that the degree of nonlinearity of creep deformations is particularly large at moments of time close to the start of loading samples. After some time, the curves of specific deformations become almost parallel, that is, the increase of creep deformations begins to linearly depend on the operating stresses. But still the initial nonlinearity of deformations

continues to significantly affect the magnitudes of the ordinates of the creep curves throughout the observation period.

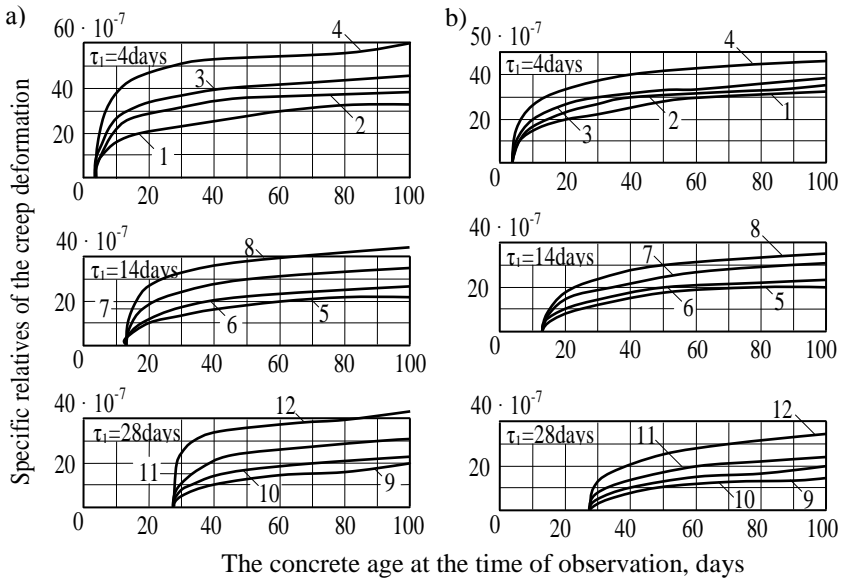
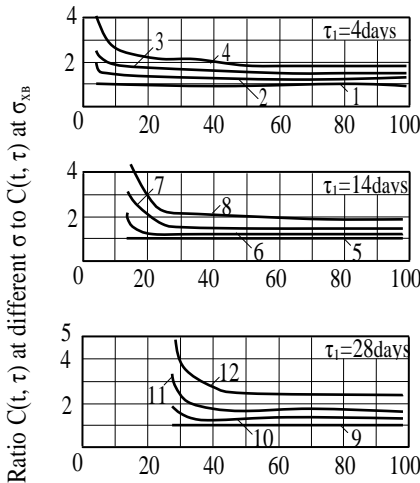


Figure 1. Experimental curves of specific creep deformations at different levels of constant compression stresses taking into account (a) and without taking into account (b) deformations occurring during the exposure time during loading:

$\tau_1 = 4$  days: 1 –  $\sigma = 0.09R_{np}$ ; 2 –  $\sigma = 0.29R_{np}$ ; 3 –  $\sigma = 0.49R_{np}$ ; 4 –  $\sigma = 0.77R_{np}$ ,  
 $\tau_1 = 14$  days: 5 –  $\sigma = 0.10R_{np}$ ; 6 –  $\sigma = 0.29R_{np}$ ; 7 –  $\sigma = 0.48R_{np}$ ; 8 –  $\sigma = 0.72R_{np}$ ,  
 $\tau_1 = 28$  days: 9 –  $\sigma = 0.10R_{np}$ ; 10 –  $\sigma = 0.31R_{np}$ ; 11 –  $\sigma = 0.52R_{np}$ ; 12 –  $\sigma = 0.73R_{np}$ .

The fact that the nonlinearity of creep deformations is primarily associated with processes occurring in a concrete sample immediately after loading, is proved by the significant difference in the values of deformations occurring during the exposure time when the sample is loaded to a predetermined level of stress (Fig. 2a) If these deformations are not included in the magnitude of the creep deformations, then the degree of nonlinearity of the latter will significantly decrease (Fig. 2b). The curves of specific creep deformations in Figure 2b for each age of concrete before loading by magnitude of ordinates differ less than in figure 2a.

Probably, the ignoring of fast-flowing deformations is one of the reasons that the nonlinearity of creep deformations at low levels of



The concrete age at the time of observation, day

Figure 2. Curves of changes in the ratio of specific creep deformations at different levels of constant stresses to the creep curve obtained at  $\sigma/R_{tp} \approx 0.1$ . Notations are the same as in Fig. 1.

deformations do not have affine similarity. This is evidenced by the parallelism of the curves shown in Fig. 1a, since parallel creep curves cannot be affine, that is, they cannot be obtained one from the other by multiplying by a constant factor if the ordinates have not reached the limit values. The last observation introduces restrictions on the application of this hypothesis and its analytical record (4) when solving a certain range of problems of the nonlinear theory of concrete creep.

**Conclusions.** The analysis of the numerical values of the creep deformation allows us to conclude that fast-flowing deformations can account for a significant fraction (up to 20 ... 26%) of creep deformations. Failure to take them into account is unacceptable, as this may lead to significant inaccuracies in the calculation of structures for

compression stresses was previously neglected. It should also be taken into account that the deformations that emerge during the exposure time during loading were not artificially pressed by the test loads, as it usually happens when centering prisms along the physical center.

The idea of the degree and nature of nonlinearity of creep is given in Fig. 2. The form of these curves, as in the works of other researchers, suggests that the degree of nonlinearity of creep deformations significantly depends on the duration of the observation ( $t - \tau$ ), and accordingly the curves of specific creep

long-term effects, for example, in determining the losses of the previous tension in the reinforcement.

It can also be said that the relative creep deformations of concrete loaded in young and middle aged at different levels of compressive stress are not a measure of creep. Thus in the most widespread cases, linear creep is practically non-existent. The adoption of a linear relationship between stress and creep deformation at low stress levels is very conditional and quite often is not appropriate.

## REFERENCES

1. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести. М., Л. : Гостехтеориздат, 1952. 327 с. [Arutiunian N. Kh. Some questions of the theory of creep. Moscow, Leningrad, 1952. 327 p.]
2. Беглов А.Д., Санжаровский Р.С., Бондаренко В.М. Ползучесть бетона и модели Евростандартов. *Бетон и железобетон*. 2005. № 2. С. 29–30. [Beglov A.D., Sanzharovskiy P.S., Bondarenko V.M. Creep concrete and European standard models. *Concrete and reinforced concrete*. 2005. № 2. P. 29–30.]
3. Sargin M. Stress-strain relations hips for concrete and the analysis of structural concrete sections. *SM Study, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Ontario, Canada*, 1971. № 4 P. 114–119.
4. Васильев П.И. Связь между напряжениями и деформациями в бетоне при сжатии с учётом времени. *Известия ВНИИГ*. 1951. Т. 45. С. 78–92. [Vasiliev P.I. The relationship between stresses and deformations in concrete in compression with time. *News of All-Russian Research Institute of Hydraulic Engineering*. 1951. issue 45. P. 78–92.]
5. Мамуров М.М. Нелинейная ползучесть железобетонных стержневых конструкций: дисс. ... канд. техн. наук : 05.23.17 / Ленинградск. инженерно-строит. инст-т. Ленинград. 1983, 179 с. [Mamurov M.M. Nonlinear creep of reinforced concrete core structures : Diss. Ph.D / Leningrad Institute of Civil Engineering. 1983, 179 p.]
6. Мельник Р.А. Экспериментальные исследования нелинейной ползучести бетона. *Сборник научных трудов КИСИ*. 1961. Вып. 16. С. 38– 43. [Melnyk R.A. Experimental studies of nonlinear creep concrete. *Collection of scientific papers of the Kiev Institute of Civil Engineering*. 1961. issue 16. P. 38–43.]
7. Мухамедиев Т.А. Методы расчёта статически неопределимых железобетонных стержневых и плоскостных конструкций с учётом нелинейных диаграмм деформирования материалов и режимов нагружения: дисс. ... докт. техн. наук: 05.23.01 / НИИЖБ. Москва. 1990, 343 с. [Mukhamediev T.A. Methods for calculating statically indeterminate reinforced concrete bar and plane structures with regard to non-linear material deformation diagrams and loading modes: Diss. Doct. Techn. Sc. / Research, Design and Technological Institute of Concrete and Reinforced Concrete. Moscow, 1990, 343 p.]

**ВИЗНАЧЕННЯ ТЕРМІНІВ ЗРУЧНООБРОБЛЮВАНОСТІ  
ЦЕМЕНТОГРУНТУ**

**DETERMINATION OF THE USEFULNESS OF  
CEMENTITIOUS SOIL**

**Панасюк Я.І., к.т.н., доц., Маліков В.В. к.т.н., доц. (Луцький національний технічний університет)**

**Panasiuk Y.I., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Malikov V.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor (Lutsk National Technical University)**

Експериментально доведено можливість прогнозування рівня падіння показників міцності залежно від втрати цементогрунтовими сумішами вологості при різних температурних умовах.

In the technology of placing cementitious road layers clothing it is important to have data on the convenience the work for this material. The period of convenient cementitious cultivation is determined by the time until the beginning of the cement production. The time required to seal the mortar from the fortified soil should be set up in advance, based on the expected air temperature during the work. It is obvious that the sealing of cement-mortar mixtures should be completed before crystallization bonds are formed as a result of cement hydration. This will enable the material to be sealed without destroying newly formed crystalline bonds and reducing its mechanical properties.

In carried out experimental studies in laboratory, conditions were created with the help of a thermowardrobe with forced air circulation. They were adopted in order to simulate the conditions transportation of the mixture to the work place. After 1, 2, 3 and 4 hours after holding the mixtures in the thermocouple, cylindrical specimens were formed from them and the average density of the samples was determined immediately, and after 28 days in a hydraulic bath, compressive strength and fracture strength were determined.

The obtained dependences allow to predict the level fall of strength indicators, depending on the loss cement-based mixtures of moisture under various temperature conditions.

Thus, the obtained results indicate that the length of the technological process from the moment preparation of the cementitious mixture to the end of its consolidation should be determined by the induction period, which can be provided with a slightly more amount of moisture in its composition, compared with the optimum. This will ensure the preservation physical and strength characteristics of the properties cementitious road layers clothing.

Ключові слова: ґрунт, цемент, міцність при стиску, зручнооброблюваність.

Keywords: soil, cement, compressive strength, comfortable handling.

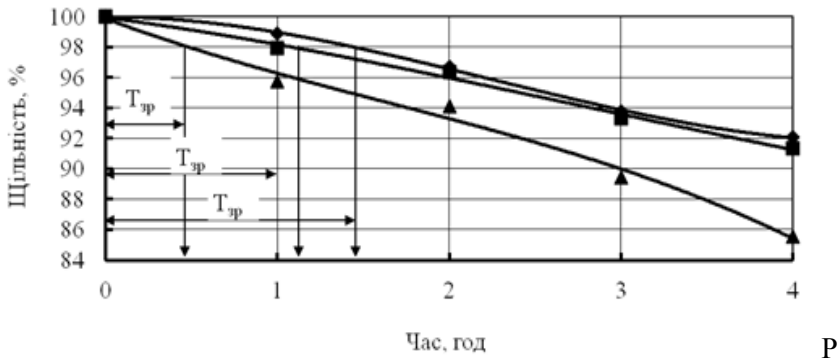
У технології влаштування цементогрунтових шарів дорожнього одягу важливо мати дані щодо зручнооброблюваності цього матеріалу. Період зручнооброблюваності цементогрунтів визначається часом до початку тужавіння цементу. Час, потрібний для ущільнення суміші з укріпленого ґрунту, повинен бути встановлений завчасно, виходячи з очікуваної температури повітря у процесі роботи. Очевидно, що ущільнення цементогрунтових сумішей повинно бути завершено до того, як утворюються кристалізаційні зв'язки в результаті гідратації цементу. Це дасть можливість проводити ущільнення матеріалу без руйнувань новоутворених кристалізаційних зв'язків і зниження його механічних властивостей.

При проведенні експериментальних досліджень у лабораторних умовах були прийняті умови, які створювали за допомогою термошафи з примусовою циркуляцією повітря. Вони були прийняті з метою моделювання умов транспортування суміші до місця виконання робіт. Через 1, 2, 3 і 4 години після витримання сумішей в термокамері з них формували циліндричні зразки та відразу визначали середню щільність зразків, а після 28 діб тужавіння в гідравлічній ванні визначали міцність при стиску та при розколі.

Склад цементогрунтових сумішей складався із супіску піщанистого, 12% цементу від маси сухого ґрунту та 10% води від маси сухої цементогрунтової суміші.

Цементогрунтові суміші було приготовано згідно [1-4], та заформовано зразки-циліндри розміром 5x5 см.

Результати експериментальних досліджень (рис. 1) показують, що середня щільність зразків із досліджуваних цементогрунтових сумішей зменшується при збільшенні температури середовища, тривалості періоду знаходження сумішей у відповідних умовах від моменту приготування до моменту ущільнення. При цьому підвищення температури від  $20^{\circ}\text{C}$  до  $30^{\circ}\text{C}$  більш суттєво зменшує середню щільність цементогрунтів, ніж додаткова примусова циркуляція повітря при досліджуваних температурах.



ис. 1. Залежність величини зменшення середньої щільності цементогрунту від часу витримки суміші після її приготування:  $\blacklozenge$  – при  $20^{\circ}\text{C}$ ,  $\blacksquare$  – при  $20^{\circ}\text{C}$  з обдувом повітрям,  $\blacktriangle$  – при  $30^{\circ}\text{C}$ . ( $T_{зр}$  – термін зручнооброблюваності)

Наприклад, після 4-х годинної витримки цементогрунтової суміші при  $20^{\circ}\text{C}$  з моменту її приготування, середня щільність зразків зменшується на 7,95%, при  $30^{\circ}\text{C}$  – на 14,45%, а при  $20^{\circ}\text{C}$  спільно з примусовою циркуляцією повітря – на 8,68%. Витримці цементогрунтової суміші при  $20^{\circ}\text{C}$  відповідає 87 хвилинний термін зручнооброблюваності, при  $20^{\circ}\text{C}$  з одночасною примусовою циркуляцією повітря – 64 хвилинний термін, а витримці при  $30^{\circ}\text{C}$  – 29 хвилинний термін.

Вказана тенденція підтверджується експериментально встановленими залежностями вологості даних систем від часу витримки сумішей (рис. 2.).

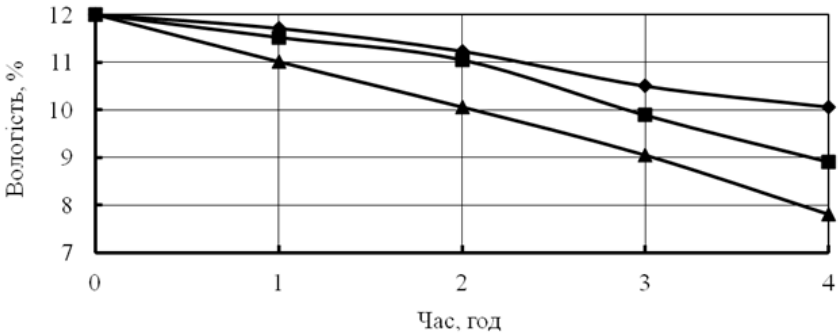


Рис. 2. Залежність вологості цементогрунтової суміші від часу її витримки після приготування:  $\blacklozenge$  – при  $20^{\circ}\text{C}$ ,  $\blacksquare$  – при  $20^{\circ}\text{C}$  з обдувом повітрям,  $\blacktriangle$  – при  $30^{\circ}\text{C}$

Результати дослідження впливу тривалості витримки при різних температурах досліджуваних цементогрунтових сумішей на показники міцності наведені на рис. 3-4. З наведених залежностей видно, що зі збільшенням тривалості витримки досліджуваних сумішей показники границі міцності при стиску та розколі зразків зменшуються. Зменшення показників міцності пов'язане з тим, що впродовж витримки з сумішей випаровується вода, якої стає недостатньо для забезпечення максимальної щільності ґрунту при ущільненні та для повної гідратації цементу.

Границя міцності при розколі є більш чутливим критерієм до тривалості витримки сумішей в певних кліматичних умовах, порівняно з границею міцності при стиску. Якщо після 4-х годинної витримки цементогрунтової суміші при  $20^{\circ}\text{C}$  границя міцності при стиску цементогрунту знизилась на 28%, то при розколі – на 38%. З отриманих результатів видно, що на інтенсивність зменшення показників міцності впливають режими витримання сумішей до ущільнення. Найбільше падіння показників границі міцності при стиску та при розколі спостерігається у випадку витримки суміші при  $30^{\circ}\text{C}$ , а найменше – при  $20^{\circ}\text{C}$ . Витримка суміші при  $20^{\circ}\text{C}$  з примусовою циркуляцією повітря займає проміжне положення. Тривалість витримки сумішей суттєво впливає на величину падіння показників міцності. Так, після витримки цементогрунтової суміші впродовж 1 години при  $20^{\circ}\text{C}$  і при  $30^{\circ}\text{C}$  різниця у значенні границі міцності при стиску становить 0,07 МПа, а при розколі – 0,03 МПа. У той же час, після 4-х годин витримки цементогрунтової суміші в



аналогічних кліматичних умовах різниця у значенні границі міцності при стиску становить 1,32 МПа і 0,09 МПа при розколі.

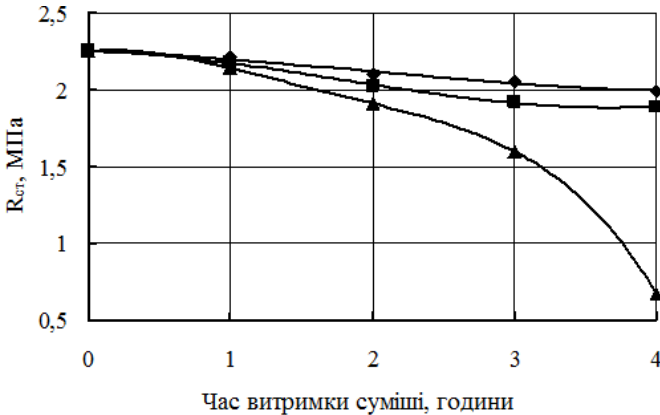


Рис. 3. Залежність границі міцності при стиску ( $R_{ст}$ ) цементогрунту від часу витримки суміші:  $\blacklozenge$  – при 20 °С,  $\blacksquare$  – при 20 °С з обдувом повітрям,  $\blacktriangle$  – при 30 °С

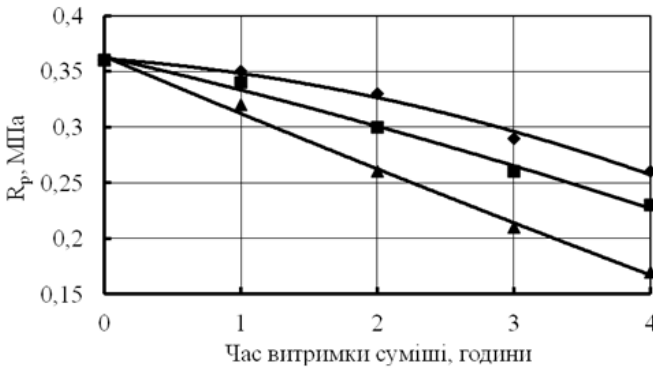


Рис. 4. Залежність границі міцності при розколі ( $R_p$ ) цементогрунту від часу витримки суміші:  $\blacklozenge$  – при 20 °С,  $\blacksquare$  – при 20 °С з обдувом повітрям,  $\blacktriangle$  – при 30 °С

Для досліджуваних цементогрунтових сумішей було встановлено, що витримка протягом 2 годин при 30°C еквівалентна 3-м годинам витримки при 20°C з примусовим обдувом повітрям, або 4-м годинам витримки при 20°C. Окрім того, 3 години витримки

при 30<sup>0</sup>С є еквівалентним 4-м годинам витримки при 20<sup>0</sup>С з примусовим обдувом повітрям, а також 1 година витримки при 30<sup>0</sup>С еквівалентна 2-м годинам витримки при 20<sup>0</sup>С з примусовим обдувом повітрям, або еквівалентна 3-м годинам витримки при 20<sup>0</sup>С, а також одна година витримки при 20<sup>0</sup>С з примусовим обдувом повітрям еквівалентна 2-м годинам витримки при 20<sup>0</sup>С.

Отримані залежності дозволяють прогнозувати рівень падіння показників міцності залежно від втрати цементогрунтовими сумішами вологості при різних температурних умовах.

Таким чином, отримані результати свідчать про те, що тривалість технологічного процесу з моменту приготування цементогрунтової суміші до закінчення її ущільнення повинна визначатись індукційним періодом, який може бути забезпечений дещо більшою кількістю вологи у її складі, порівняно з оптимальною. При цьому буде забезпечено збереження фізичних і міцнісних показників властивостей цементогрунтових шарів дорожнього одягу.

### **Список використаних джерел**

1. Шари дорожнього одягу з кам'яних матеріалів, відходів промисловості і ґрунтів укріплених цементом. Проектування та будівництво: ГБН В.2.3-37641918-554:2013. – К:Укравтодор-2013. – 43 с.
2. Споруди транспорту. Влаштування шарів дорожніх одягів з ґрунтів, укріплених в'язучими матеріалами: ВБН В.2.3-218-541:2010. – К.: Укравтодор, 2010 – 39 с.
3. Смеси щебеночно-гравийно-песчаные и ґрунты, обработанные неорганическими вяжущими материалами, для дорожного и аэродромного строительства. Технические условия: ГОСТ 23558-94. – М., 1994. – 9 с.
4. Споруди транспорту. Дорожній одяг нежорсткого типу : ВБН В.2.3-218-186-2004. – К.: Укравтодор, 2004. – 176 с.

**ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ВІДВАЛЬНИХ  
ГОРІЛИХ ШАХТНИХ ПОРІД ДЛЯ ДОРОЖНЬОГО  
БУДІВНИЦТВА**

**PHYSICAL-MECHANICAL PROPERTIES OF MINE  
PRODUCTION WASTES FOR ROAD CONSTRUCTION**

**Панасюк Я.І., к.т.н., доц., Маліков В.В. к.т.н., доц., Талах Л.О., к.т.н., доц., (Луцький національний технічний університет)**

**Panasiuk Y.I., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Malikov V.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Talakh L.A., Ph.D. in Engineering, Associate Professor (Lutsk National Technical University)**

Експериментально доведено можливість використання відходів шахтного виробництва для дорожнього будівництва. Запропоновані склади сумішей для будівництва шарів дорожніх одягів.

Experimentally proved the possibility of using mining waste for road construction. The proposed compositions mixtures for the construction of pavement layers. A prospective and economically viable way is to use waste from mine production. Old and completely burnt mine waste heaps often contain high quality burned rocks. To assess the physico-mechanical characteristics of burnt rocks with cement addition, samples were prepared for each test mixture for testing compressive strength at a standard age (3 samples per point for each type of test). Preparation mixtures of waste coal industry fortified with cement was performed in a laboratory mixer. When preparing mixtures in burned rocks, a mineral binder was added, and then the required amount of water was injected. The manufacture of cylindrical specimens with diameters and heights of 50 and 70 mm was performed under laboratory conditions at a temperature of 20°C. Samples were formed by compacting the mixture with a hydraulic press under a load of 150 kgf/cm<sup>2</sup> for 3 minutes, after which they were placed in a hydraulic bath and solidified under normal conditions, tested after the calculated period. The studied waste from the mine production Novovolinsky coal-mining region is characterized by the following indicators of physical and mechanical properties: the content of powdered-clay particles -

2.1%; crushability - 26.9%; bulk density - 1330 kg/m<sup>3</sup>. At the same time, with the addition of 5% cement, the strength of the samples was 7.3 MPa, and with the addition of 20% cement, the strength of the products increased 2-fold - 15.1 MPa on the 28th day of hardening. Increasing the strength of the samples when adding cement increases due to the hydration cement minerals, which are evenly distributed throughout the volume of the material. Moreover, the more additives, the higher the density and strength of the samples.

Ключові слова: відходи шахтного виробництва, цемент, міцність при стиску, гранулометричний склад.

Keywords: mining waste, cement, compressive strength, particle size distribution.

Найважливіший резерв ресурсозбереження в будівництві – це широке використання вторинних матеріальних ресурсів, якими є відходи виробництва та споживання.

Продуктами випалу порожніх порід, супутніх родовищам кам'яного вугілля, є горілі породи. Їх різновидами є гліскі - глинисті та глинисто-піщані породи, обпечені в надрах землі при підземних пожежах у вугільних пластах, і відвальні горілі шахтні породи.

У дорожньому будівництві актуальним є питання про можливість заміни ґрунтів при зведенні земляного полотна або основ із щебенів. Одним з можливих замінників можуть бути відвальні горілі породи. На сучасний момент відвальна горіла порода застосовується у багатьох галузях народного господарства багатьох країн, приблизний розподіл обсягів у відсотках наведений на рис.1. (для дорожнього будівництва об'єм використання складає приблизно 20%).

Особлива увага повинна приділятися ущільненню шарів з відвальної горілої породи та їх гідроізоляції. Значна неоднорідність шахтних горілих відвалів за складом, станом, міцністю та стійкістю до впливу кліматичних факторів вимагає диференційованого підходу до цього матеріалу. У кожному конкретному випадку оцінюється агрегатна міцність відходів, що характеризує їх будівельні властивості.

Перспективним та економічно доцільним є використання шахтних порід для спорудження земляного полотна для

будівництва конструктивних шарів дорожнього одягу, для вирівнювання територій і будівельних майданчиків тощо. Особливої ваги набуває проблема розширення сфери використання шахтних відвальних порід в умовах дефіциту місцевих природних кам'яних матеріалів на території Волинської області. Досвід застосування цих порід дає змогу прогнозувати, що за дотримання належної підготовки та укладання добре випалені шахтні горілі породи можна успішно використовувати і в конструктивних шарах дорожнього одягу.

До горілих порід, поряд з природною сировиною, відносяться і перегорілі порожні шахтні породи, що містять мінімальну (менше 5%) кількість вуглистих домішок і мінеральну глинисто-піщану частину, обпалену в тій чи іншій мірі. Породи змішані з відходами вугілля, горючих сланців, сірки тощо. Під дією кисню повітря вугілля і сірка окислюються і самозагораються, а під впливом високих температур (до 1000°C) порода піддається природньому випалу. Органічні домішки при цьому частково вигорають. Найбільш інтенсивно горять породи в териконах шахт з коксівним або антрацитовим вугіллям. Ступінь випалу горілих порід залежить від багатьох причин. Нерівномірне надходження вологи в гарячий шар породи, нерівномірна кількість повітря, що стикається з поверхнею породи в териконі, а також велика кількість дрібних фракцій, що ускладнюють доступ кисню до осередків горіння, призводить до того, що випал відбувається вкрай нерівномірно, незважаючи на високу температуру в териконі [1-5]. В результаті утворюється матеріал різного ступеня випалу – від спеченого до слабо випаленого, з неоднаковими фізико-механічними властивостями. На рис. 1 (м. Нововолинськ, відвал шахти Бутанська) – різні кольори показують нерівномірність випалу.

Неоднорідність матеріалу в териконі – один з його істотних недоліків. Розмір частинок коливається в межах від 400 мм до < 0,071. У териконах зустрічаються щільні та пористі різновиди горілих порід. Горілі породи – продукт самовипалення порожніх порід. Їх хіміко-мінералогічний склад визначається характером вугленосної свити басейну. Якщо горіння відбувалося в надрах землі при підземних пожежах, то в результаті стійкої ерозії утворилися природні горілі породи, або глієжі. Під час окислювального самовипалу шахтних порід, в яких знаходиться до

30% кам'яного вугілля, виходять відвальні горілі породи, що мають щільно шарувату будову.



Рис. 1. Фото відвалу шахти Бутанська у м. Нововолинськ Волинської області

Власне горілими породами називаються перегорілі порожні шахтні породи, що містять мінімальну (менше 5%) кількість вуглистих домішок і мінеральну глинисто-піщану частину, обпалену в тій чи іншій мірі. До них відносяться всі різновиди природних обпалених глинисто-піщаних сумішей з різною кількістю вуглистих домішок, іноді неповністю вигорілих.

Відвальні горілі породи (з териконів шахт) є найбільш поширеною і дешевою сировиною. Однак ці породи мають підвищений вміст незгорілого вугілля і потребують ретельного відбору та збагачення.

Старі та повністю перегорілі шахтні терикони часто містять горілі породи високої якості.

За основними фізичними та хімічними властивостями вони близькі до обпалених глин при 800.....1000°C. Хіміко-мінералогічний склад горілих порід різноманітний, проте загальним для них є наявність активного глинозему у вигляді радикалів дегідратованих глинистих мінералів або у вигляді активних глинозему, кремнезему та залізистих сполук. На відміну від зол і шлаків горілі породи майже не містять склоподібних компонентів і характеризуються високою сорбційною здатністю.

Основні фізико-механічні характеристики шахтних горілих порід Львівсько-Волинського вугільного басейну:

- густина,  $\text{кг}/\text{м}^3$  – 2370...2580;
- об'ємна маса грудок,  $\text{кг}/\text{м}^3$  – 1690...2460;
- насипна маса,  $\text{кг}/\text{м}^3$  – 1360...1510;
- водопоглинання, % до маси – 1,95...6,35;
- пористість, % до об'єму – 3,5...30,2;
- стирання в поличковому барабані, % до маси – 13,7 і більше;
- межа міцності на стиснення, МПа – 6,7...71,3;
- марка щебеню за показником дробимости в циліндрі (у сухому стані) – 300...600.

Для визначення фізико-механічних характеристик використовували стандартні методи досліджень [1-4].

Для оцінки фізико-механічних характеристик горілих порід з додаванням цементу готували зразки кожного досліджуваного складу суміші для випробування на міцність при стиску в нормативному віці (по 3 зразків на точку на кожен вид випробування).

Приготування сумішей відходів вугільної промисловості, укріплених цементом, виконували в лабораторній мішалці. При приготуванні сумішей до горілих порід додавали мінеральне в'язуче, а потім вводили необхідну кількість води.

Виготовлення циліндричних зразків діаметром та висотою 50 та 70 мм виконували в лабораторних умовах при температурі  $20^\circ\text{C}$  згідно [6-9]. Зразки формували шляхом ущільнення суміші за допомогою гідравлічного пресу при навантаженні  $150 \text{ кгс}/\text{см}^2$  протягом 3 хв., після чого вони поміщались у гідравлічну ванну та тужавили при нормальних умовах [6], випробовувались після розрахункового періоду згідно [6-9].

Досліджувані відходи шахтного виробництва Нововолинського вуглевидобувного регіону характеризуються такими показниками фізико-механічних властивостей: вміст пилювато-глинистих часток – 2,1%; дробимість – 26,9%; насипна щільність –  $1330 \text{ кг}/\text{м}^3$ .

Результати дослідження зернового складу відібраних проб відходів за матеріалами попередніх досліджень представлені в табл. 1.

Таблиця 1

Гранулометричний склад відходів шахтного виробництва

Вміст зерен, %, більше даного розміру, мм	Залишки на ситах, %	
	Часткові	Повні
40	7,9	7,9
20	14,5	22,4
15	4,4	26,9
10	8,3	35,2
5	15,9	51,1
2,5	16,0	67,1
1,25	7,2	74,3
0,63	7,2	81,4
0,315	5,4	86,8
0,14	4,1	90,9
0,071	7,6	98,5
<0,071	1,5	100,0

За попередніми результатами досліджень, міцність зразків на основі самої горілої породи недостатня, у межах 3.....4 МПа. Тому вирішено підвищити міцність матеріалу введенням до складу маси портландцементу.

При виконанні роботи застосована наступна методика. Відсіви фракції 2.5 мм 75% та фракції 0.071 мм 25% змішувалися та додавався портландцемент, кількість якого змінювалася – від 5, 10, 15 та 20%. Зразки формувалися із додаванням 10% води від маси сухих компонентів. Після ретельного перемішування отриману зволожену масу зважували для формування зразків. Зразки формували відповідно до стандартної методики. Зразки витримувалися в ексікаторі при температурі 20°C 3, 7 та 28 діб. Кількість зразків у серії – 6 шт.

У таблиці 2 наведені експериментальні властивості зразків, які тужавіли в нормальних умовах. Як видно з таблиці 2, зі збільшенням відсоткового вмісту портландцементу поступово підвищується середня щільність і межа міцності на стиск.



Таблиця 2

Фізико-механічні властивості зразків в залежності від кількості цементу

Кількість цементу, %	Середня щільність г/см <sup>3</sup>	Межа міцності на стиск МПа		
		3 доби	7 діб	28 діб
5	1,81	5,4	6,1	7,3
10	1,83	6,7	8,3	10,2
15	1,85	8,1	10,4	12,8
20	1,87	10,4	12,8	15,1

При цьому, при добавці 5% цементу міцність зразків склала 7,3 МПа, а при добавці 20% цементу міцність виробів збільшується у 2 рази – 15,1 МПа на 28 добу тужавіння. Отримані залежності наведені на рис. 2.

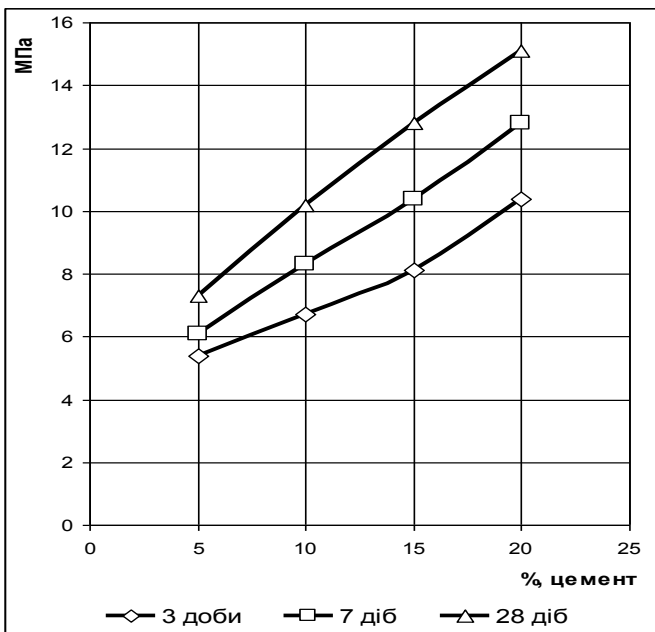


Рис. 2. Залежність границі міцності при стиску лабораторних зразків від кількості цементу

Встановлено, що при додаванні 15% цементу, через 3 доби міцність зразків підвищується до 8,1 МПа а при добавці 20% цементу, міцність зразків через 3 доби дорівнює 10,4 МПа. У результаті твердіння, через 28 діб, міцність зразків підвищується до 15,1 МПа.

Зі збільшенням кількості цементу поступово підвищується середня щільність зразків – від 1,81 г/см<sup>3</sup> до 1,87 г/см<sup>3</sup> при добавці 5 та 20% цементу відповідно.

Підвищення міцності зразків при додаванні цементу збільшується за рахунок гідратації цементних мінералів, які рівномірно розподілені по всьому об'єму матеріалу. При цьому, чим більше добавки, тим вища щільність і міцність зразків.

### **Список використаних джерел**

1. Жданюк В.К., Гнатів М.Я., Говоруха О.В., Бойко Є.М. Застосування відходів шахтного виробництва при благоустрої територій та будівництві автомобільних доріг. Применение пластмасс в строительстве и городском хозяйстве: мат. VIII Междунар. научн.-техн. интернет-конф. – Харьков: ХНАГХ, 2008. – 153 с.

2. Сасько Н.Ф. Особенности технологиестроительства земполотна из углеотходов // Автошляховик України. – 1992. – № 1.

3. Мнухин А.Г. Породные отвалы – сырье будущего. Уголь Украины. 2009, 5, 28–32.

4. Книгина Г.И. Строительные материалы из горелых пород, М.: Стройиздат, 1986. 207 с.

5. Мовчан М.І., Акімов Д.М. Використання шахтних відвальних порід Львівсько-Волинського вугільного басейну в дорожньому будівництві // Вісн. Нац. ун-ту "Львівська політехніка" "Теорія і практика будівництва". – 2011. – № 697.

6. Шари дорожнього одягу з кам'яних матеріалів, відходів промисловості і ґрунтів укріплених цементом. Проектування та будівництво: ГБН В.2.3-37641918-554:2013. – К:Укравтодор-2013. – 43 с.

7. Споруди транспорту. Влаштування шарів дорожніх одягів з ґрунтів, укріплених в'язучими матеріалами: ВБН В.2.3-218-541:2010. – К.: Укравтодор, 2010 – 39 с.

8. Смеси щебеночно-гравийно-песчаные и ґрунты, обработанные неорганическими вяжущими материалами, для дорожного и аэродромного строительства. Технические условия: ГОСТ 23558-94. – М., 1994. – 9 с.

9. Споруди транспорту. Дорожній одяг нежорсткого типу : ВБН В.2.3-218-186-2004. – К.: Укравтодор, 2004. – 176 с.

**ФОРМУВАННЯ ПУБЛІЧНОГО ПРОСТОРУ СІЛ В АСПЕКТІ  
ОБ'ЄДНАННЯ ТЕРИТОРІАЛЬНИХ ГРОМАД**

**PUBLIC SPACE FORMATION OF VILLAGES IN THE CONTEXT  
OF AMALGAMATED TERRITORIAL COMMUNITIES**

Парфентьєва І.О. к.т.н., доц, Мельник Ю.А. к.т.н., доц,  
Гусачук Д.А. к.т.н., доц, Ільчук Н.І. к.т.н., доц (Луцький національний  
технічний університет)

Parfentieva I.O., Ph.D. in Engineering, Associate Professor,  
Melnik Y.A. Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Husachuk D.A.  
Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Ilchuk N.I. Ph.D. in  
Engineering, Associate Professor (Lutsk National Technical University)

В статті проаналізовано принципи формування та особливості функціонування «публічних просторів» міста, з метою адаптації їх до сільських поселень в аспекті об'єднання територіальних громад. В результаті проведених досліджень було розроблено проекти формування так званих «сільських публічних просторів» різних адміністративних центрів ОТГ.

One of the main problematic issues faced by amalgamated territorial communities (ATC) is the formation of a united social and cultural space based on a newly formed community. As a solution to this issue, urbanists and sociologists proposed a phenomenon called "public space".

An important role in adapting of urban "public space" to the rural settlements is played by the principles of formation and functions that are performed by "public spaces". These centers of the existence and communication of the ATC inhabitants will ensure the development both of administrative centers of ATC and the community in general.

The article analyzes the principles of formation and functioning peculiarities of the "public spaces" of the city in order to adapt them to rural settlements in the context of ATC. As a result of research, the projects for "rural public spaces" formation of various ATC administrative centers were developed. These projects includes reconstruction and improvement of the territory of the central part of the

villages of Zhydychyn and Knyahynynok of the Volyn region and the village of Boremel of the Rivne region.

During design these projects, the principles of the "public spaces" formation and the functions that they performed were taking into account as well as the methods and elements of the village center reconstruction.

That are:

- improvement of the street network of the village in view of traffic safety; building of cycle tracks; installing of public transport stops; parking planning;

- combination of green plantations depending on their functional purpose;

- development of a recreation area for the inhabitants of the village;

- improvement of the territory for cultural events;

- building and improvement of the playground;

- styling in one architectural style of buildings located in the central part of the village.

The implementation of these projects will give an opportunity to develop the infrastructure of amalgamated territorial communities, attract tourists, and also improve the living conditions and rest of the inhabitants of these ATC.

Ключові слова: об'єднана територіальна громада, «публічний простір», «сільський публічний простір», благоустрій території, реконструкція, зелені насадження, центральна частина села.

Keywords: amalgamated territorial community, "public space", "rural public space", landscaping of the territory, green plantations, central part of the village.

Реформа децентралізації є однією з найуспішніших в Україні [1,2,3]. Децентралізація – це запорука ефективного територіального розвитку, шлях до демократизації, який вимагає вільних просторів для комунікації – місць формування громадської думки та участі громадян у житті села . Отже, місце для соціалізації, обміну думками та просто інноваційний відпочинок регенерований під сучасний темп життя – це публічний простір [4,5]. Одним з основних аспектів розвитку територіальної громади є наявність комфортних і доступних публічних просторів.

Публічний простір – це соціальний простір, який є відкритим і доступним для всіх. Він може існувати у вигляді: тротуарів, громадських площ, скверів, парків, пляжів, дворових територій, тощо [6].

Застосування поняття «публічного простору» має свої витоки із європейської традиції міських досліджень, для позначення прийнято використовувати термін «public space». Відповідно, «public space» розглядається в трьох основних аспектах: як відкритий простір для відпочинку, рекреації, охорони здоров'я; як простір дебатів; як доступний, відкритий простір – місця, доступні для всіх, або для різноманітних груп осіб, що базуються на основі соціальної свободи пересування та анонімності [7,8].

**Актуальність** даної тематики зумовлена необхідністю вивчення принципів формування міських «публічних просторів» з можливістю їх адаптації до умов розвитку територій сіл в аспекті об'єднання територіальних громад.

**Основними завданнями є:**

- вивчення основних принципів формування та функцій «публічних просторів» міста та вивчення можливості їх адаптації до сільських територій;
- розробка проектів «сільських публічних просторів» з метою розвитку територіальних громад та покращення умов життя їх мешканців;
- вивчення можливостей використання основних принципів формування «публічних просторів» в сільських умовах.

Все, що пов'язане з існуванням людини поза межами власного помешкання, споживання, щоденна комунікація – є публічними і відбуваються у міському або сільському публічному просторі.

Він оточує нас практично всюди – на тротуарі, в парку, в громадському транспорті, на ринку, в музеї, в університетських аудиторіях і центрах сучасного мистецтва, в торговельних центрах і в громадських приймальнях, а також у соціальних мережах та інтернет-форумах, які дозволяють поєднувати видиму приватність із публічною іматеріальністю віртуального простору.

Головними функціями публічних просторів є:

- комунікаційна (місце для зустрічей, спілкування, самовираження, спільних святкувань);
- рекреаційна (місце для прогулянок, відпочинку);

- політична (місце публічних зборів, дебатів, політичних протестів, соціальних рухів);
- територіальної ідентифікації та самоідентифікації (місце формування ідентичності, розвитку територіальних громад);
- розважальна (місце проведення фестивалів, культурно-масових заходів)
- шопінгу .

Врахувавши функції публічних просторів виділено три типи таких формувань:

- площі (майдан, ринкова площа) та вулиці з тротуарами (у т.ч. проспекти, бульвари, дороги);
- «зелені» публічні простори – парки, бульвари, сквери, а також набережні;
- моли (торгово-розважальні центри).

Публічні простори можуть бути відкритими або закритими, регульованими або хаотичними, можуть регулюватися державою або специфічними приватними інтересами [9].

Створення та утримання публічних просторів здійснюються задля і через громадян. Вони виховують вміння правильно проводити вільний час та викликають розуміння активного, соціального відпочинку [3, 7, 8]. Культурний обмін, активне соціальне життя, розвиток, спілкування – це результат успішного публічного простору в місті чи в селі.

Основними принципами формування публічного простору є:

- доступність – зв'язок з прилеглими околицями, помітність, легко дохідність або ж легкість потрапляння. Часто такі простори формуються при перетині великих потоків людей у фокусній зоні міста; в ньому розвинена система громадського транспорту, пішохідний зв'язок та є паркінг.
- комфорт та безпека – зручність розташування, забезпечення необхідним обладнанням, захист від зовнішнього впливу. Безпечний простір охороняється та освітлений в вечірній і нічний час;
- багатофункціональність – різний спектр розваг, залучення різних категорій, статусів та вікових груп населення
- естетика – гармонійність духовних структур людини або філософію художньої творчості. Атмосферу створює хороший дизайн та увага до деталей;

– точка тяжіння – унікальна особливість простору – інсталяції, вуличне мистецтво, скульптури, місце проведення фестивалів та ярмарків

– соціалізація – почуття приналежності до спільноти і до місця, яке сприяє видам соціальної активності [7].

Чим більше принципів якісного публічного простору враховано при проектуванні, тим популярнішою стане територія серед мешканців міста, села та туристів. Основними функціями, які виконує «сільський публічний простір» можна вважати: комунікаційну, рекреаційну, політичну, розважальну. Тобто в якості таких осередків можуть виступати: площі, вулиці з тротуарами, парки, сквери, майданчики.

Отже, публічний простір – це багатовимірна сфера взаємодії громадського суспільства та політичної влади, місце дії та взаємодії відносно замкнутих сфер: економічної, політичної, культурної, у кожній з яких існують свої правила комунікації.

В якості дослідження формування «сільського публічного простору» в аспекті об'єднання територіальних громад були вибрані новостворені сільські ОТГ Волинської та Рівненської області, а саме Жидичинська, Княгининівська та Боремельська.

1. Основним об'єктом створення публічного простору с. Жидичин є реконструкція території біля будинку культури.



Рис. 1. Елементи формування «сільського публічного простору» в с. Жидичин

Даний проект створення «сільського публічного простору» передбачає: реконструкцію фасадів клубу та розташованих поблизу будівель; влаштування дитячого майданчику; благоустрій території для зібрань громади; реконструкцію вуличної мережі з влаштуванням паркінгу; влаштування відпочинкової зони [9,10].

2. Для створення публічного простору с. Княгининок була вибрана ділянка в центральній частині села на якій розташований центр культури, дозвілля та спорту та приміщення сільської ради [10,11 ].



Рис. 2. Елементи формування «сільського публічного простору» в с. Княгининок

Враховуючи всі аспекти формування «публічних просторів» на даній території було передбачено: влаштування дитячого майданчику; благоустрій території для громадських заходів; влаштування відпочинкової зони; влаштування паркінгу та заправки для електромобілів. Саме таке компонування даної території дозволить дотримуватися основних принципів формування таких об'єктів як «публічний простір».

3. В якості території для створення «сільського публічного простору» в с. Боремель була вибрана його центральна частина. Дана територія відповідає основним принципам формування «публічних просторів». На ній розташовані основні громадські та адміністративні будівлі, а також уже є наявні елементи «публічних просторів», хоча і в занедбаному стані [11,12]. Основними



об'єктами, новоствореного «публічного простору» є: території для громадських заходів; відпочинкова зона; культурно-спортивна зона; ландшафтно-рекреаційна зона; об'єкти повсякденного обслуговування.



Рис. 3. Елементи формування «сільського публічного простору» в с. Боремель

На сьогодні уже реалізовано проект «Дитячий майданчик – місце щасливого дитинства». При формуванні даного «сільського публічного простору» дитячий майданчик є головним центром відпочинку, рухливих ігор, свят, змагань, прогулянок найменших мешканців громади та їх батьків.

**Висновки.** Отже, основними принципами формування «публічного простору» сіл є: доступність, багатofункціональність, комфортність та безпека, естетичність, соціальність та точка тяжіння.

Представлені в роботі проекти формування «сільських публічних просторів», підкреслюють спільну мету різних територіальних громад покращити можливість функціонування своїх адміністративних центрів.

#### **Список використаних джерел**

1. Децентралізація//Великий тлумачний словник сучасної української мови (з дод. і допов.) / Уклад. і гол. ред. В. Т. Бусел. – 5-те вид. – К. ; Ірпінь : ВТФ «Перун», 2005. – ISBN 966-569-013-2

2. Євтушенко О. Н. Проблеми децентралізації державної влади і місцеве самоврядування в Україні /Євтушенко О. Н.// Гілея: науковий вісник: збірник наукових праць. 2009 – № 29 – С. 56-60.

3. «ARIVA УРБАН. Твори місто!» [Електронний ресурс] – Режим доступу: <https://arivaurban.net/rozdil-golovnoi-storinki/>

4. Жулькевська О. Суспільний простір міста як об'єкт соціологічного вивчення та емпіричний референт соціальних змін /О. Жулькевська, М. Грищенко// Соціологічні студії – 2012 – №1 – С. 61-66.

5. Лефевр А. Идея для концепции нового урбанизма [Электронный ресурс] / А. Лефевр // Социолог. обозрение. –2002. –Т. 2. –№ 3. –Режим доступа : <http://club.fom.ru/books/doc1607071034.pdf>

6. Грищенко М. Публічний простір міста як об'єкт соціологічного дослідження / М. Грищенко // // Вісник Київського національного університету імені Тараса Шевченка. Соціологія. – 2016. – Вип. 1. – С. 31-38.

7. М. Коцюба Публічний простір міста. [Електронний ресурс] – Режим доступу: <https://mistosite.org.ua/articles?locale=uk>

8. І. Тищенко. Що таке міський публічний простір? [Електронний ресурс] – Режим доступу: <https://mistosite.org.ua/articles?locale=uk>

9. Рошук Т. Ю. Реконструкція та благоустрій центральної частини села Жидичин /Рошук Т. Ю., Кальчевський О.С., Парфентьева І. О., Мельник Ю.А.// Студентський науковий вісник. Серія "Природничі та технічні науки". Науковий збірник. Випуск 25 . – Луцьк: ІВВ Луцького НТУ, 2017.– С. 74-79.

10. ДБН Б.2.2-12:2018 "Планування і забудова територій" – К.: Держбуд України, 2018. – 114 с.

11. Парфентьева І.О. Особливості формування об'єднаних територіальних громад на прикладі села Княгининок / Парфентьева І.О., Кошель М.С.// Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: збірник наукових праць – Луцьк: РВВ Луцького НТУ, 2017. – С. 184-191  
Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: збірник наукових праць – Луцьк: РВВ Луцького НТУ, 2017. – С. 184-191 . Вип. №7.

12. Олексин Х.А. Вирішення проблем благоустрою та реконструкція центральної частини с. Боремель Рівненської області/ Олексин Х.А., Шевчук Т.В., Парфентьева І. О., Мельник Ю.А.// Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: збірник наукових праць – Луцьк: РВВ Луцького НТУ, 2017. – С. 167-170 . Вип. №7.

**ЕФЕКТИВНІСТЬ СПОСОБІВ УТЕПЛЕННЯ ЦОКОЛЬНИХ  
ТА ПІДВАЛЬНИХ ПРИМІЩЕНЬ**

**EFFICIENCY OF THE METHODS OF INSULATION OF  
BASEMENTS**

**Пахолюк О.А. к.т.н., доц., Чапюк О.С. к.т.н., доц. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)**

**Pakholiuk O., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Chapiuk O., Ph.D. in Engineering, Associate Professor (Lutsk National Technical University, Lutsk).**

У статті описано методи утеплення цокольних та підвальних приміщень, які застосовуються в сучасній практиці будівництва, проведено визначення і порівняння їх ефективності, визначено межі застосування таких методів.

Due to the low energy efficiency of buildings, heat loss buildings make up 47%, 12% of heat is lost due to worn-out networks, and 5% due to outdated boiler installations. With the help of heat modernization and overhaul in homes, you can reduce annual consumption and energy losses by 10-25%.

At the same time, in Ukraine as a whole, the potential for reducing energy consumption is 75%.

The main consumption of energy in the residential sector is connected with the heating of the house due to heat losses through windows, walls, roof, floor and due to ventilation. To save on resource costs and reduce heat losses, energy savings should be attributed to consumers, in systems of heat supply, heating, ventilation and air conditioning. The solution to these measures is related to the thermo-modernization of buildings through insulation of exterior walls, attics, roofs, etc., as well as replacement for more energy efficient windows and doors; increase of useful energy use due to the use of recuperators, thermoregulators, heat pumps and other new energy-saving technologies. The introduction of measures for thermo-modernization will help to increase the service life of the residential sector buildings.

Previous studies have shown that even during the thermo-modernization of buildings, the issue of insulation of the walls of basement or basement premises often neglects or reduce the required thickness of the heater.

The classic layout of the wall insulation of the basement involves a significant amount of excavation work related to soil extraction, backfill, and reclamation. Performing such works to the required depth is not always technically feasible and is always materially costly. The same operations during the construction of a new building are introduced into the general cycle and increase the duration only for the immediate implementation of the insulation of the insulation, waterproofing and mechanical protection of the heater.

To cheapen the work, and sometimes the only technically feasible option is the insulation of the wall is not at full depth with the insert of the heater under paving. Let's check also the variant which unites the two previous ones.

Ключові слова: енергоефективність будівель, термомодернізація, методи утеплення.

Keywords: energy efficiency of buildings, thermo-modernization, methods of insulation.

На думку експертів Європейсько-українського енергетичного агентства, за допомогою термомодернізації та капітального ремонту в будинках можна зменшити щорічне споживання і втрати енергії на 10–25 %. При цьому в цілому по Україні потенціал зменшення енергоспоживання становить 75 % [2].

З огляду на дані, основне споживання енергоносіїв в житловому секторі пов'язане з опаленням будинку з причини теплових втрат через вікна, стіни, дах, підлогу та за рахунок вентиляції. До економії витрат ресурсів і зниження тепловтрат, у першу чергу слід віднести енергозбереження у споживачів, в системах теплопостачання, опалення, вентиляції і кондиціонування повітря. Вирішення цих заходів пов'язане з проведенням термомодернізації будинків через утеплення зовнішніх стін, горищ, дахів тощо, а також заміну на більш енергоефективні вікон і дверей; збільшення корисного використання енергії за рахунок застосування рекуператорів, терморегуляторів, теплових насосів та інших новітніх енергозберігаючих технологій. Впровадження

заходів з термомодернізації буде сприяти збільшенню строку служби будівель житлового сектору області [1].

Згідно з [3] термомодернізація будівель – це комплекс робіт, спрямованих як на підвищення теплотехнічних показників огорожувальних конструкцій будівель (утеплення стін, заміна вікон), так і показників споживання енергетичних ресурсів інженерними системами та отже забезпечення енергетичної ефективності будівель в цілому. Лише такий комплексний підхід дозволить зменшити енергоспоживання будинку, що підтверджується результатами, які отримані в [4], де відзначено, що навіть ті будинки, які були утеплені, особливо не відрізняються за рівнем енергоспоживання від тих, які є неутепленими.

Згідно з вимогами ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель», норми якого встановлюють вимоги до показників енергоефективності та теплотехнічних показників огорожувальних конструкцій (теплоізоляційної оболонки) будівель і споруд під час їх проектування та будівництва і порядку їх оцінювання з метою забезпечення раціонального використання ресурсів на опалення, охолодження та гаряче водопостачання, забезпечення санітарно-гігієнічних параметрів мікроклімату приміщень, довговічності огорожувальних конструкцій під час експлуатації будівель; застосовують при проектуванні будівель, що опалюються, кондиціонуються та охолоджуються, при новому будівництві, реконструкції, капітальному ремонті, термомодернізації при складанні енергетичного паспорта та оцінюванні енергетичних показників при визначенні витрат паливно-енергетичних ресурсів для опалення, охолодження, вентиляції, гарячого водопостачання та освітлення будівель

- При проектуванні теплоізоляційної оболонки будівлі на основі багатошарових конструкцій необхідно розташовувати з внутрішньої сторони конструкцій шари з матеріалів, що мають більш високу теплопровідність, теплоємність та опір паропроникненню;
- Шари з теплоізоляційних матеріалів слід розташовувати з зовнішньої сторони несучої частини стін;
- Огорожувальні конструкції, що контактують з ґрунтом, необхідно захищати від ґрунтової вологи горизонтальної гідроізоляції, а в підземній частині – вертикальної гідроізоляції.

Згідно з п. 4.10 ДСТУ Б В.2.6-189:2013 «Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель» зовнішні заглиблені стінові конструкції, що контактують з ґрунтом, у будівлях без підвалу необхідно утеплювати теплоізоляційними матеріалами на глибину 0,5 м нижче поверхні ґрунту, у будівлях з підвалом - на глибину 1,0 м нижче поверхні ґрунту. Товщину теплоізоляційного матеріалу визначають за умови забезпечення вимоги (6) ДБН В.2.6-31 для огорожувальних конструкцій опалюваних приміщень, але не менше ніж 50 мм.

$$T_{\text{в}_{\text{min}}} > T_{\text{min}},$$

де  $T_{\text{в}_{\text{min}}}$  – мінімальне значення температури внутрішньої поверхні в зонах теплопровідних включень в огорожувальній конструкції, °С;

$T_{\text{min}}$  – мінімально допустиме значення температури внутрішньої поверхні при розрахункових значеннях температур внутрішнього й зовнішнього повітря, °С.

Мінімально допустиме значення температури внутрішньої поверхні непрозорих огорожувальних конструкцій у зонах теплопровідних включень повинно бути не менше, ніж температура точки роси  $T_r$  за розрахунковими значеннями температури й відносної вологості внутрішнього повітря, які приймаються залежно від призначення будівлі.

Попередні дослідження показали, що навіть при проведенні термомодернізації будівель питанням утеплення стін цокольних чи підвальних приміщень часто нехтують або зменшують необхідну товщину утеплювача.

Класична схема утеплення стіни підвалу передбачає значний обсяг земляних робіт, пов'язаних із вийманням ґрунту, зворотною засипкою і рекультивацією. Виконання таких робіт на необхідну глибину не завжди є технічно можливим і завжди є матеріально затратним. Ті ж операції при зведенні нової будівлі введені в загальний цикл і збільшують тривалість лише на виконання безпосередньо кріплення утеплювача, гідроізоляції та механічного захисту утеплювача.

Для здешевлення робіт, а часом єдиною технічно можливим варіантом є утеплення стіни не на повну глибину із вкладанням утеплювача під мощення. Перевіримо також варіант, який об'єднує два попередніх.

Задачею дослідження буде порівняти ефективність таких систем утеплення.

Для порівняння буде також виконано моделювання неутеплених конструкцій.

### Методика експерименту

Для моделювання вибрана класична стіна з повнотілої керамічної цегли товщиною 510 мм із внутрішньою штукатуркою складним розчином (пісок, вапно, цемент) товщиною 20 мм. Залізобетонна порожниста плита перекриття опирається на фундамент з бетонних блоків. Низ плити знаходиться на відмітці – 0.320, рівень ґрунту – на відмітці – 0.720.

Стіна утеплена базальтоволокнистою плитою товщиною 150 мм і покрита захисним та оздоблювальним шаром.

Фундамент утеплений екструдованим пінополістиролом мінімально допустимої товщини 50 мм, який також покритий захисним та оздоблювальним шаром.

У розрахунковій моделі застосовані певні спрощення конструкції.

Розрахункова температура зовнішнього середовища  $-22^{\circ}\text{C}$ , всередині приміщення  $+20^{\circ}\text{C}$ , у підвалі  $+10^{\circ}\text{C}$ .

Моделювання проводилось у програмі THERM.

### Результати

Згідно з ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель» у приміщеннях з нормальним вологісним режимом при температурі нижче  $+12^{\circ}\text{C}$  вологість повітря повинна знаходитись у межах  $60\% \leq \phi \leq 75\%$ . При температурі повітря  $+10^{\circ}\text{C}$  температура  $T_r$  точки роси буде знаходитись в межах  $+2,6^{\circ}\text{C} \dots +5,8^{\circ}\text{C}$ .

Таблиця 1

Температура зовнішньої та внутрішньої поверхонь стін підвалу

Точки заміру	Зразок 1		Зразок 2		Зразок 3	
	початок	кінець	початок	кінець	початок	кінець
1	5,2	10,2	4,5	9,9	5,5	10,3
2	5,2	8,7	2,0	8,0	6,4	9,0
3	6,0	8,8	3,0	8,2	6,7	9,0
4	8,1	9,3	8,0	9,2	8,3	9,4
5	9,0	9,6	9,0	9,6	9,1	9,6

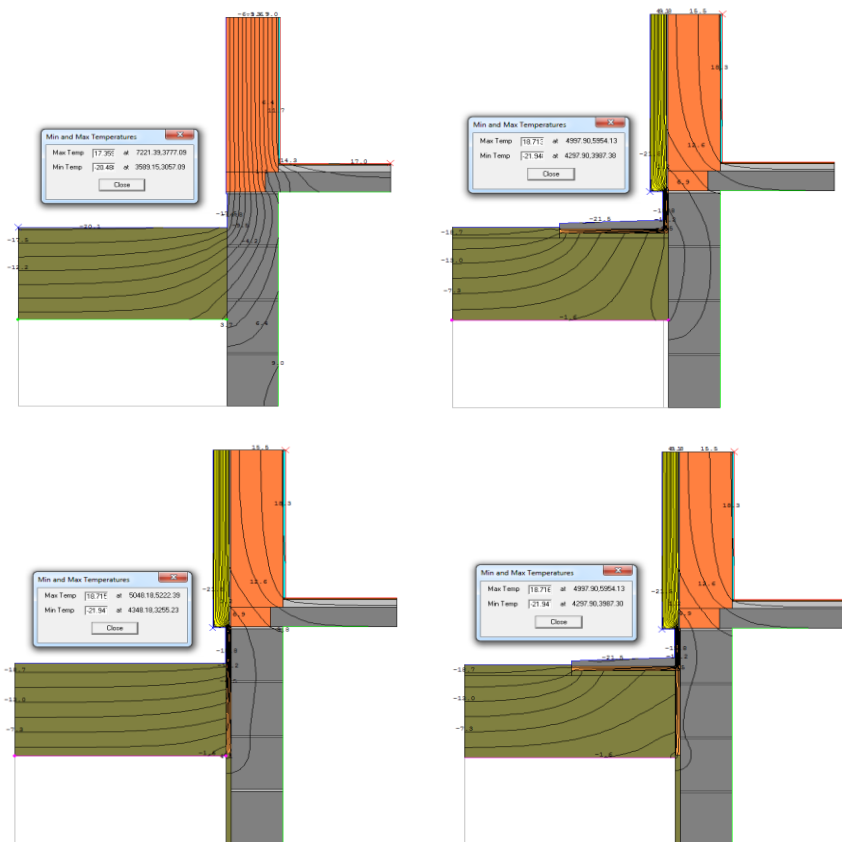


Рис. 1. Температурні ізолінії



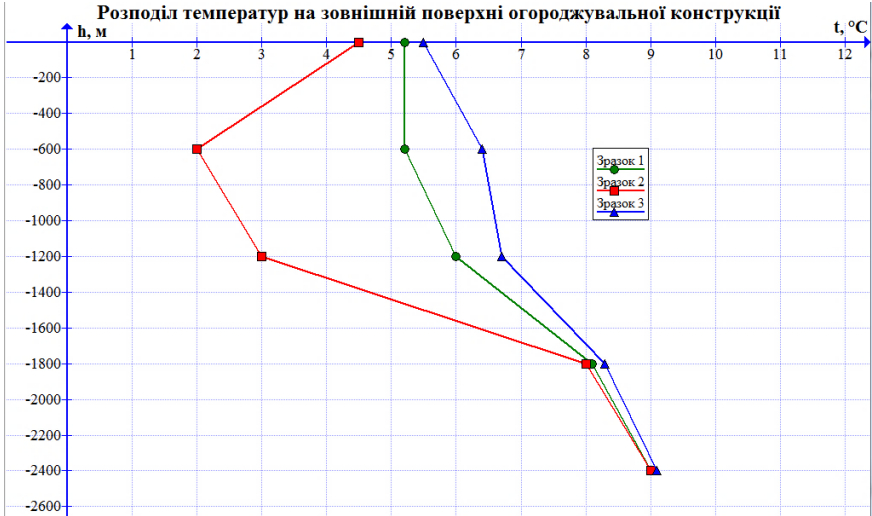


Рис. 2. Розподіл температур по зовнішній поверхні стіни

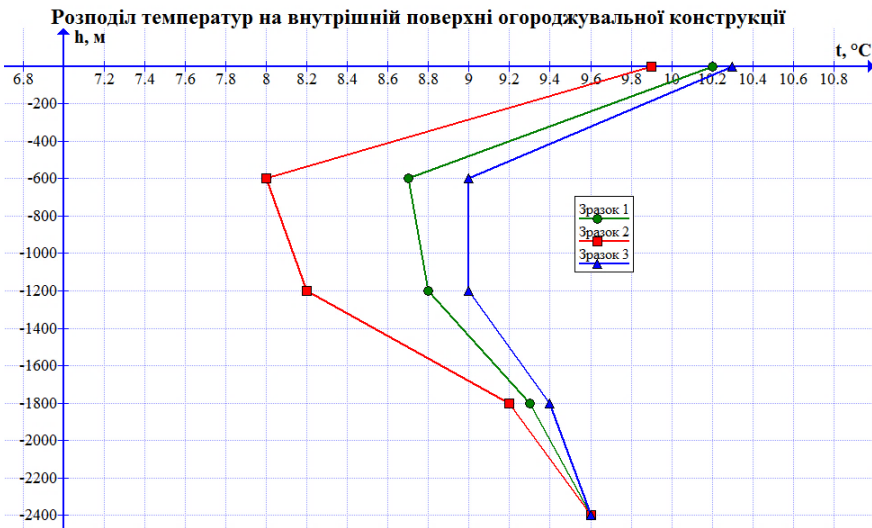


Рис. 3. Розподіл температур по внутрішній поверхні стіни

### **Висновки**

1. Температура по внутрішній поверхні стіни підвалу у всіх трьох зразках не виходила за допустимі межі (+2,6<sup>0</sup>C ....+5,8<sup>0</sup>C).
2. Мінімальне значення температури спостерігалось у зразку №2 і складало 8,0 <sup>0</sup>C.
3. Номінально схеми усіх зразків можна застосовувати при виконанні робіт з утеплення стін підвалу.
4. Зразок №1, який повністю відповідає вимогам ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель» та ДСТУ Б В.2.6-189:2013 «Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель» показав цілком нормальну та адекватну роботу. Єдиним недоліком є значна трудомісткість при виконанні таких робіт в ході термомодернізації, а також необхідність проводити обстеження міцності конструкцій стіни перед розкривними роботами.
5. Зразок №2 забезпечує нормальну роботу системи утеплення, однак його показники на глибині до -1,6 м є значно гіршими. Основною його перевагою є низька вартість та трудомісткість робіт.
6. Зразок №3 Об'єднав у собі переваги та недоліки зразків №№ 1 і 2 та показав найкращі результати.

### **Список використаних джерел**

1. Програма енергозбереження (підвищення енергоефективності) Київської області на 2017 – 2020 роки. [Електронний ресурс] – Режим доступу: [koda.gov.ua/wp-content/uploads/2017/05/216\\_2017.doc](http://koda.gov.ua/wp-content/uploads/2017/05/216_2017.doc)
2. Енергоефективність у житловому секторі: сьогодення і майбутнє [Електронний ресурс] – Режим доступу: <https://topkonotop.com/publication/energoefektivnist-u-zhitlovomu-sektori-sogodennya-i-majbutny>
3. Закон України від 22 червня 2017 року № 2118-VIII "Про енергетичну ефективність будівель". Статус: набув чинності 23.07.2017 року, вводиться в дію 23.07.2018 року. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://zakon3.rada.gov.ua/laws/show/2118-19>.
4. Петрусь В. В. Оцінка енергоощадності багатоквартирних будинків м. Вінниці // Електронне наукове видання матеріалів конференції, м. Вінниця, 2017. – Режим доступу: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/all-fbtegp-2017/paper/view/1616/2460>

**СКІНЧЕНО-ЕЛЕМЕНТНИЙ ТРИВИМІРНИЙ МАСИВ  
ҐРУНТУ – ЯК СЕРЕДОВИЩЕ ДЛЯ МОДЕЛЮВАННЯ  
ВПЛИВІВ ПРИ ПРОГНОЗУВАННІ ЗМІН НАПРУЖЕНО-  
ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ**

**THE FINITE-ELEMENT THREE-DIMENSIONAL ARRAY OF  
SOIL – AS A TOOL FOR MODELING INFLUENCES IN  
FORECASTING CHANGES IN THE STRESS-STRAIN STATE  
OF BUILDING STRUCTURES**

**Федченко О.І., к.т.н., доцент, Банах М.С., Гребенюк І.В.**  
(Інженерний інститут Запорізького національного університету, м.  
Запоріжжя)

**Fedchenok O.I., Ph.D., associate professor, Banakh M.S.,  
Grebnyuk I.V. (Engineering Institute of Zaporizhzhya National  
University, Zaporizhzhya city)**

У даній статті розглядається доцільність застосування тривимірного скінчено-елементного ґрунтового масиву в лінійній постановці пружного півпростору – як середовища для моделювання впливів при прогнозуванні зміни напружено-деформованого стану конструкцій будівель в складних інженерно-геологічних умовах.

There is about 85% of the territory of Ukraine is composed of certain engineering and geological conditions, which are generally classified as a difficult for building and operation of buildings and structures. These conditions include loess subsidence and structurally unstable soils, floodplain sections of rivers with the presence of weak muddy soils. A lot of building objects during the operation are subjected to deformation effects on the part of the base, which leads to an uneven draft, and as a result, to a change in the stress-strain state of the structures, and in some cases to a change in the nature and working conditions of individual structures and redistribution of stresses in them.

It is recommended to perform verification and predictive calculations to ensure reliable and trouble-free operation of buildings and structures at all stages of the life cycle under difficult engineering and

geological conditions, especially in the case of preconditions for the development of uneven sediments of the base. These calculations, which produced by certain algorithms and methods, allows to track, analyze and predict changes in the stress-strain state of building structures.

The article discusses of possible options for accounting the soil foundation, implemented in LIRA-Windows, as well as justifying the choice of modeling the foundation in the form of a three-dimensional soil massif using FE No.34 and FE No.36 in a linear formulation.

There are considered main existing methods of computer modeling of the soil foundation. And there is substantiated the expediency of using a three-dimensional array of soil in a linear formulation in the calculations of the «base-foundation-building» system.

The model of an elastic half-space of a ground base in the form of a three-dimensional array is allows to perform verification calculations of buildings and structures at all stages of their life cycle, as well as in forecasting; also it meets all requirements of current normative documents and tested in practice, has a sufficient level of adequacy and compliance with the actual survey data; for a certain class of problems, it allows not to take into account the physical nonlinearity of the soil base.

Ключові слова: напружено-деформований стан, скінченні елементи, тривимірний масив ґрунту, пружний півпростір, система «основа-фундамент-споруда».

Keywords: stress-strain state, finite elements, three-dimensional array of soil, elastic half-space, the «base-foundation-construction» system.

**Вступ.** Близько 85% території України складено певними інженерно-геологічними умовами, які в цілому класифікуються і відносяться до категорії складних для будівництва та експлуатації будівель і споруд. До таких умов слід віднести лесові просідаючі та структурно-нестійкі ґрунти, заплавні ділянки річок з присутністю слабких мулистих ґрунтів. Велика кількість будівельних об'єктів в процесі експлуатації піддається деформаційним впливам з боку основи, що призводить до нерівномірного осідання, і як наслідок, до зміни напружено-деформованого стану конструкцій, а в деяких випадках – до зміни характеру і умов роботи окремих конструкцій і перерозподілу напружень в них.

Під впливами слід розуміти, наприклад, для просідаючих ґрунтів – виникнення і розвиток просадної воронки внаслідок замочування ґрунтової товщі, для структурно-нестійких ґрунтів – зсуви і осідання, для заплavnих ділянок річок, де проводиться намив піщаних основ – нерівномірні деформації при навантаженні.

**Аналіз останніх досліджень.** Чисельні методи розрахунку конструкцій та методи математичного і комп'ютерного моделювання, а також методи обліку та взаємодії будівель з основами відображені в роботах сучасних вчених: В.А. Банаха [1], М.С. Барабаш [2], А.С. Городецького [3], С.М. Клепікова [4-5], С.Ф. Клованича, А.В. Перельмутера [6], Н.В. Савицького, В.І. Слівкера та ін. В різний час дослідниками було запропоновано безліч різних розрахункових моделей суцільної ґрунтової основи. Слід виділити основні з них: модель Вінклера та її модифікації; моделі пружного півпростору та шару кінцевої товщини, що лінійно деформується (рекомендовані чинними нормативними документами); нелінійні пружно-пластичні моделі.

**Постановка мети і задач досліджень:** розглянути та проаналізувати основні існуючі методи комп'ютерного моделювання ґрунтової основи; обґрунтувати доцільність і можливість використання тривимірного масиву ґрунту в лінійній постановці у розрахунках системи «основа-фундамент-споруда».

**Виклад основних результатів досліджень.** Для забезпечення надійної та безаварійної експлуатації будівель і споруд на всіх етапах життєвого циклу в складних інженерно-геологічних умовах рекомендується проведення перевірочних та прогностичних розрахунків, особливо в разі виникнення передумов до розвитку нерівномірних осідань основи. Такі розрахунки, що виконані за певними алгоритмами і методиками, дозволяють відстежувати, аналізувати та прогнозувати зміни напружено-деформованого стану конструкцій будівель.

Сучасні вітчизняні програмні комплекси дають можливість створювати високоточні комп'ютерні моделі систем «будівля-фундамент-основа» з необхідним ступенем детальності.

Згідно з нормативними документами [7-8], нормальна експлуатація та підвищення довговічності споруди забезпечується усуненням нерівномірних осідань та обмеженням абсолютних і відносних переміщень фундаментів та надфундаментних конструкцій, а також запобігання наступу граничних станів I і II

групи для конструкцій будівель відповідно до нормативних документів [9-10].

Сьогодні, у вітчизняних програмних комплексах, наприклад в ПК «ЛПРА-САПР», є можливість проводити розрахунок ґрунтової основи за різними моделями, в основі яких лежить тривимірна модель ґрунту, побудована на основі інженерно-геологічних досліджень. На підставі цієї моделі можна визначити значення коефіцієнтів постелі, що змінюються по площі будівлі, яка розраховується. У цьому випадку розрахунок проводиться за моделлю Вінклера. Тривимірну модель ґрунту можна триангулювати, а кожному скінченному елементу (СЕ) привласнити жорсткісні характеристики відповідно механічним властивостям ґрунту, до якого відноситься цей СЕ. Розрахунок будівель може також проводитися спільно з тривимірним масивом, що моделює ґрунтову основу, тобто розрахунок проводиться за моделлю пружного півпростору.

Комп'ютерна модель основи може бути складена наступними методами:

- за допомогою коефіцієнтів жорсткості пружної основи  $C_1$ ,  $C_2$ ;
- з використанням універсальних просторових ізопараметричних шестивузлових СЕ №34 або восьмивузлових СЕ №36 у пружній постановці;
- з використанням фізично нелінійних об'ємних СЕ №273 ґрунту з можливістю завдання різних варіантів умов міцності (по теорії Кулона-Мора, Друккера-Прагера або Боткіна).

Численні дослідження показали, що розрахункову модель основи у вигляді змінних коефіцієнтів жорсткості (коефіцієнтів постелі  $C_1$  і  $C_2$ ) можна використовувати виключно для оцінки деформаційних впливів будівель і споруд на ґрунтову основу за методикою, наведеною у ДБН В.В.1.1-5-2000 «Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах».

Необхідно відзначити, що фізично нелінійні моделі дають результат відмінний від пружних моделей у лінійній постановці, що відображається на напружено-деформований стан конструкцій будівель. А саме, згідно досліджень, що представлені у статті [11] прогини консольних частин будівлі, при моделюванні ґрунтової основи об'ємними фізично нелійними СЕ на 10% перевищують аналогічний результат, отриманий при моделюванні ґрунтової основи з використанням СЕ №34, поздовжні зусилля в найбільш

завантажених колонах – на 8-11%, максимальні значення осідання фундаментних плит – на 7-20%.

В деякій мірі, фізично нелінійні моделі ґрунтових основ більш точно описують роботу ґрунту з урахуванням його неоднорідності. Однак створення таких моделей вимагає великих затрат часу, при цьому істотно збільшується час самого розрахунку через нелінійність процесора. Для більшості завдань з вибору розрахункових ситуацій та прогнозування зміни напружено-деформованого стану конструкцій будівель досить використовувати моделі пружного півпростору в лінійній постановці.

Правомірність застосування лінійної теорії пружності до ґрунтів обґрунтовується тим, що відповідно до вимог нормативної документації ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування» фундаменти повинні бути запроектовані так, щоб значення тиску на ґрунт від споруди не перевищувало 0,2-0,3 МПа, що дозволяє не зважати на нелінійність залежності осідань від тисків. Модуль деформації при цьому встановлюється за середнім значенням тангенса кута нахилу кривої «навантаження-осідання».

Моделювання ґрунтового середовища, що лінійно деформується, в ПК «ЛІРА-САПР» реалізується обчисленням осідань ґрунтової основи від заданих навантажень з використанням розрахункової схеми у вигляді півпростору, що лінійно деформується (задача Бусінеска). У такої моделі приймаються два припущення: перше – осідання  $W(x, y)$  точки поверхні основи прямо пропорційне величині навантаження  $p(x, y)$  в цій точці; друге – осідання поширюється також за межі площі завантаження, що можна спостерігати на рис. 1.

На відміну від методу моделювання ґрунтової основи за допомогою коефіцієнтів постелі  $C_1$  і  $C_2$  модель півпростору, що лінійно деформується, при спільному розрахунку споруди з основою дозволяє визначити, крім контактних напружень, напружено-деформований стан ґрунту всієї основи. При такому моделюванні основи за допомогою об'ємних скінчених елементів, в якості вихідних даних вводяться тільки модуль загальних деформацій  $E$ , коефіцієнт Пуассона  $\nu$  та питома вага кожного шару  $R_0$  (рис. 2). Товщина шару регулюється завданням геометрії скін-

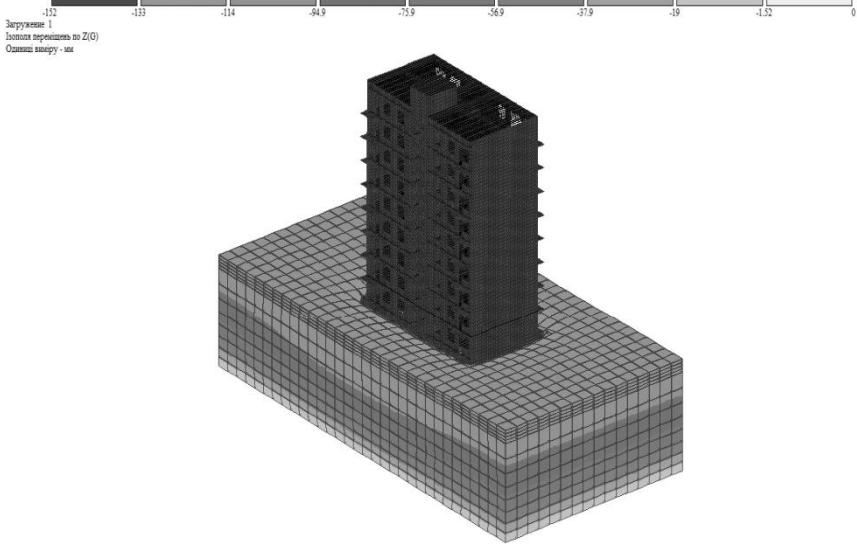


Рис. 1. Моделювання масиву ґрунту у вигляді основи, що лінійно деформується (модель пружного півпростору)

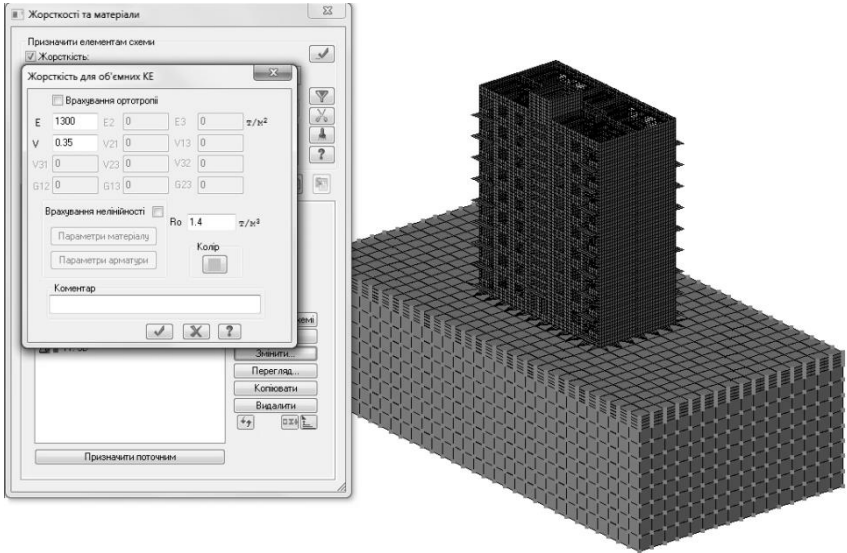


Рис. 2. Моделювання масиву ґрунту за допомогою об'ємних СЕ №34 та СЕ №36



чених елементів. При цьому розрахункова модель ґрунтової основи фактично зводиться до шару, що стискається, та має кінцеву міцність. Деформацію ґрунту за допомогою лінійної моделі можна описати лише до певного рівня зусиль, за межами яких лінійний зв'язок напружень та деформацій порушується. Нелінійність властивостей пояснюється утворенням незворотних структурних змін. Мікроруйнування є основною причиною дійсної нелінійності ґрунтової основи в області стискаючих напружень.

Однак для вирішення певного класу задач, пов'язаних з моделюванням впливів на будівлі з боку основ, а також при прогнозуванні змін напружено-деформованого стану конструкцій будівель, відображення ґрунтового середовища, у вигляді пружного півпростору достатньо [1]. При цьому дозволяється не враховувати фізичну нелінійність ґрунту, тому що кінцевим об'єктом дослідження є НДС конструкцій будівель. Процеси, які відбуваються в масиві ґрунту, та які призводять до зміни його НДС не розглядаються, тому що в даному випадку не стоїть завдання дослідження впливу цих процесів на НДС конструкцій будівель. Детальніше з результатами дослідження впливу фізичної нелінійності основи на зміну напружено-деформованого стану конструкцій будівлі можна ознайомитися у статті [11].

Модель ґрунтового масиву з об'ємних скінчених елементів, що пропонується та розглядається у цій статті, насамперед є лише середовищем для моделювання впливів з боку основи. Наприклад, моделювання впливу просадної воронки – зниженням міцності та характеристик жорсткості певних СЕ ґрунту.

Така модель врахування спільної роботи системи «основа-фундамент-споруда» дозволяє стадійно розраховувати та проводити дослідження напружено-деформованого стану, а також дає можливість коригування параметрів моделі на кожному етапі розрахунку.

Наприклад, при проведенні обстеження будівлі на предмет її подальшої реконструкції на першому етапі розрахунку оцінюється можливість та обсяги запланованої реконструкції без урахування

просідання. За результатами розрахунку на даному етапі цілком можна судити про можливість та масштаб реконструкції, а також про доцільності подальшого дослідження НДС будівлі. На другому етапі проводиться розрахунок будівлі спільно з основою. Отримані внутрішні зусилля і деформації (вертикальні і горизонтальні переміщення вузлів) порівнюються з гранично допустимими значеннями, які підраховуються згідно з чинними нормативними документами [8]. У разі, якщо отримані значення не перевищують гранично допустимих, виконується розрахунок системи «основа-фундамент-споруда» на просідання від можливого замочування (третій етап), при цьому методом підбору треба визначити найбільш несприятливий варіант розташування просадної воронки щодо заданої системи.

У повсякденній практиці досить часто зустрічається ситуація, коли інженери обмежуються результатами розрахунку тільки першого або першого-другого етапу, не враховуючи інженерно-геологічні умови майданчика, а також можливість замочування основи під подошвою фундаменту. Оскільки переважна частина житлових і громадських будівель була побудована і введена експлуатацію в 70-80-х роках минулого століття, експлуатаційний термін підземних водоносних інженерних комунікацій вичерпаний, що підвищує ризик аварії та небезпеку просідання.

**Висновки.** Запропонована модель пружного півпростору ґрунтової основи у вигляді тривимірного масиву з об'ємних універсальних СЕ №34 (СЕ №36):

- дозволяє проводити перевірочні розрахунки будівель і споруд на всіх етапах їх життєвого циклу, а також при прогнозуванні;
- відповідає всім вимогам діючих нормативних документів;
- апробована на практиці, має достатній рівень адекватності і відповідності натурним даним обстежень;
- для певного класу задач дозволяє не враховувати фізичну нелінійність ґрунтової основи.

## **Список використаних джерел**

- 1.** Банах В.А. Статико-динамические расчетные модели зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях. – Запорожье: Издательство ЗГИА, 2012. – 334 с.
- 2.** Барабаш М.С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства. – К.: Изд-во «Сталь», 2014. – 301 с.
- 3.** Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. – К.: Издательство «Факт», 2005. – 344 с.
- 4.** Клепиков С.Н., Трегуб А.С., Матвеев И.В. Расчет зданий и сооружений на просадочных грунтах. – К: Будивельник, 1987. – 200 с.
- 5.** Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. – К: НИИСК, 1996. – 203 с.
- 6.** Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. – М.: Изд-во АСВ, 2011. – 736 с.
- 7.** Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування : ДБН В.2.1-10-2009. – [Чинний від 2009-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
- 8.** Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих грунтах : ДБН В.1.1-5-2000. – [Чинний від 2000-07-01]. – К.: Держбуд України, 2000. – 84 с.
- 9.** Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-162:2010. – [Чинний від 2011-09-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 97 с.
- 10.** Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
- 11.** Барабаш М.С. Методы численного моделирования и расчета осадки здания / М.С. Барабаш // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – М.: Изд-во «АСВ», 2015. – Vol. 11, Issue 2 – С. 69-78.

**ДОСЛІДЖЕННЯ ОПОРУ ВИТЯГАННЯ АРМАТУРНИХ  
СТЕРЖНІВ З БЕТОНІВ РІЗНИХ КЛАСІВ**

**RESEARCH OF THE RESISTANCE OF PULLING OUT STEEL  
BARS FROM CONCRETES OF DIFFERENT CLASSES**

**Філіпчук С.В. к.т.н., доц., Поляновська О.С., к.т.н,  
(Національний університет водного господарства та  
природокористування, м. Рівне),**

**Filipchuk S.V. Ph.D. in Engineering, Associate Professor,  
Polianovska O. Ye. Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (National  
University of Water Management and Nature Resources Use, Rivne)**

Наведені результати експериментальних досліджень зчеплення арматури з бетонами різних класів. Проведений аналіз впливу довжини анкетування та діаметра арматури на граничні напруження зчеплення арматури з бетоном.

The article gives the results of the experimental researches of the bond between steel and concretes of different classes. The basic test samples were produced in the form of concrete prisms of square cross section, sides of which equal 15 cm, and the height corresponds to the planned length of anchorage. Steel bars were located in the prisms in such a way that their longitudinal axis matched together, and parts of bars cantilevering out of prisms allowed to fasten in the grip of the hydraulic press on the one side, and on the other (free) side of the bars to measure their displacement relative to the end of the prisms. The analysis of the impact of the concrete cover on the boundary stresses of the bond between steel and concrete was carried out. The analysis of regression equation structures shows the absence of the linear impact of the bar diameter on the boundary stresses of the bond  $f_b$ . The obtained mathematical model allows analyzing the impact of factors, that were investigated on the boundary stresses on the contact surface of steel and concrete. The analysis of the results of the experimental researches speaks that the depth of the concrete cover has a significant impact on the boundary bond stresses. A similar relative reduction of the bond stresses is observed in samples with steel bars of 16 i 20 mm in diameter.

Thus, the maximum bond occurs at the largest concrete cover, while the minimum bond being at the least. The character of destruction of the samples also depends on the depth of the concrete cover. At  $c = 3d$  the destruction occurred in three-four planes with the appearing of cracks on the lateral area, the prism was divided into separate elements. However, in the prisms with the concrete cover  $l_b = 10d$  there was a stiffening of the steel bar and appearance of a split in the direction toward all sides. At  $c = 1,5d$  cracks were developed within the concrete cover, but immediately before the complete destruction – in the direction toward the cheeks. In the samples with  $c = 1d$ , the destruction took place in the plane which crossed the concrete cover. It should be noted that the longitudinal cracks were formed along the longitudinal actions of the bars as a result of the wedging moment of the transverse actions, located at the angle to the direction of pulling out the bars. It has been experimentally proved that the depth of the concrete cover substantially affects the maximum stresses of the bond between concrete and steel and the character of destructing prisms.

Ключові слова: міцність, арматура, бетон, зчеплення.

Keywords: strength, armature, concrete, adhesion.

**Вступ.** Зчеплення арматури з бетоном є важливою якістю залізобетону, яка визначає його несучу здатність, жорсткість та тріщиностійкість, залежить від великої кількості факторів: міцності бетону, виду і діаметра арматури, довжини зароблення стержнів у бетон, товщини захисного шару бетону, характеру навантаження, тривалих процесів, гранулометричного складу суміші, природи наповнювачів, умов твердіння, розташування стержнів при бетонуванні тощо [1]. В зв'язку з цим надійність анкерування арматури в залізобетонних конструкціях також залежить від численних факторів, які визначають її зчеплення з бетоном. Із-за великої кількості впливових факторів задача вивчення зчеплення арматури з бетоном складна, але дуже актуальна [2].

Бетон відноситься до числа погано організованих або так званих дифузних систем, характерними рисами яких є неможливість чіткого виділення окремих явищ і необхідність урахування багатьох різнорідних факторів. Стосовно зчеплення арматури з бетоном систему «бетон – арматура» також можна розглядати як дифузну систему. Для дифузних систем в умовах

неповного знання механізму всього явища зчеплення особливо ефективним є статистичний і кібернетичний методи дослідження. Перший дозволяє розробляти рекомендації з оптимальної поведінки системи в умовах невизначеності, а також представляти експериментальний матеріал у формі аналітичного виразу – рівняння регресії.

**Методика досліджень.** В дослідженнях виконано три серії трьох факторних експериментів. В кожній точці плану виготовляли по три зразки – близнюки, а на основному рівні – шість зразків. Основні дослідні зразки виготовляли у вигляді бетонних призм квадратного перерізу, сторони якого дорівнювали 15 см, а висота - запланованій довжині анкетування (рис. 1). Формування зразків здійснювали в дерев'яних формах, в які попередньо встановлювалися арматурні стержні. Арматурні стержні розташовували в призмах таким чином, щоб їхні поздовжні осі співпадали, а виступаючі з призм частини стержнів дозволяли з одного боку закріплювати в захватах гідравлічного преса, а з другого (вільного) кінця стержнів – вимірювати їхні переміщення відносно торця призм (рис. 2).

Також поряд з основними зразками виготовлялися кубики розміром 150×150×150 мм для визначення кубикової міцності бетону у віці 28 діб і в період випробувань зразків, призми розміром 150×150×600 мм для визначення призмової міцності бетону й початкового модуля пружності у віці 28 діб та під час випробувань зразків.

В дослідах використовували арматуру класу А500С діаметром 12, 16 та 20 мм, яка найбільш поширено використовується для армування залізобетонних конструкцій.

Для виготовлення зразків використовувався бетон класів С16/20, С20/25, С25/30 та С60/70. У віці 28 діб середня кубикова міцність для бетонів класів С16/20, С20/25, С25/30 і С60/70 склала відповідно  $f_{cm,cube} = 24,6; 29,7; 34,7$  та  $70,4$  МПа. Згідно з ДБН В.2.6-98:2009 така кубикова міцність практично відповідає названим класам бетону [3, 4].



Рис 1. Загальний вигляд випробування зразків

Дослідження зчеплення арматури з бетоном здійснювали шляхом витягування стержнів із бетонних призм з використанням спеціального реверсного пристрою в розривній гідравлічній машині УИМ–50. Витягування стержнів виконували ступенями, рівними  $\Delta F = (0,5 \dots 1,0)$  кН

За граничний стан зчеплення арматури з бетоном приймали зусилля в стержні  $F_{ui}$ , коли зміщення його вільного кінця відносно торця призми складало  $\delta_{ui} = 0,1$  мм або відбувалося розколювання призми при  $\delta < 0,1$  мм.

В граничному стані визначалися максимальні середні по довжині дотичні напруження (напруження зчеплення) для кожного зразка за формулою

$$f_{bi} = F_{ui} / (\pi \cdot d \cdot l_b), \quad (1)$$

де  $f_{bi}$  - граничні середні по довжині напруження зчеплення  $i$ -го зразка по поверхні контакту стержня з бетоном;

$F_{ui}$  – руйнуюче зусилля  $i$ -го зразка в граничному стані;

$d$  – діаметр стержня;

$l_b$  – довжина заробки стержня в бетон (довжина анкерування стержня).

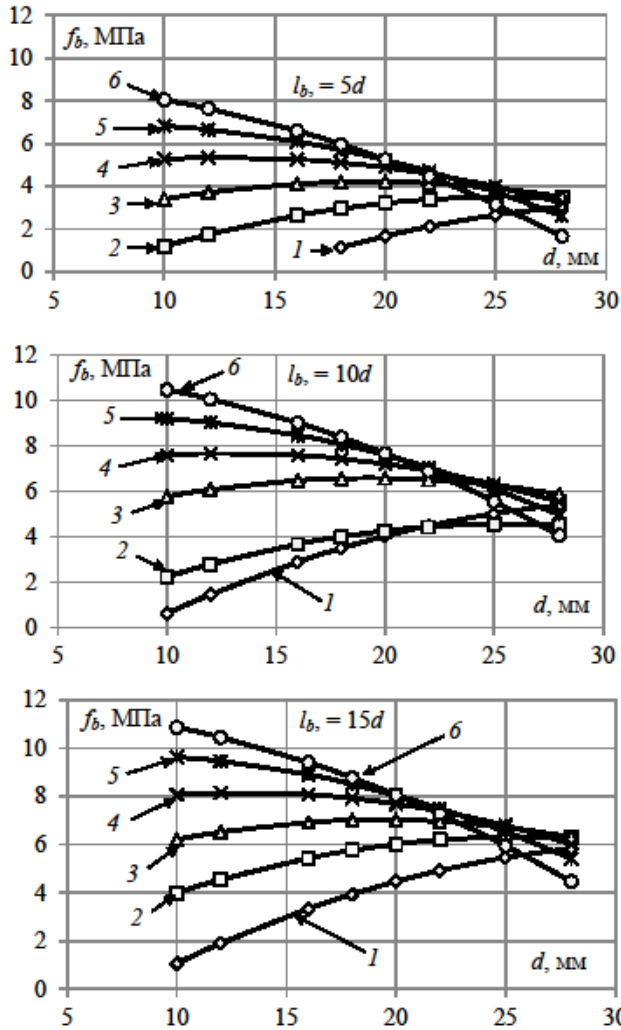


Рис. 2. Виготовлення основних зразків в касетних дерев'яних формах

Граничні середні дотичні напруження, які виникають на поверхні контакту стержня з бетоном  $f_b$ , що визначалися за формулою (1), можна називати міцністю зчеплення арматури з бетоном. Критерієм міцності є зміщення торця стержня в бетоні на 0,1 мм і більше або розколювання бетону.

**Результати досліджень.** Розглянемо характер напружень зчеплення для бетонів звичайних класів С16/20, С20/25 і С25/30. При довжині анкерування  $l_b = 5d$  для діаметрів стержнів  $d = 12, 16$  і  $20$  мм міцність бетону практично лінійно впливає на напруження  $f_b$ , а для стержнів діаметром  $d = 25$  – цей вплив стає криволінійним, при цьому зі збільшенням міцності бетону за межами плану експерименту значення  $f_b$  зменшуються. Так для зразків з діаметром  $12$  мм при  $f_{cm,prism} = 26,1$  МПа граничний стан настав, коли  $f_b = 6,82$  МПа, а при діаметрі стержнів  $20$  і  $25$  мм розрахункове значення напружень зчеплення відповідно склало  $f_b = 6,52$  і  $3,99$  МПа. Зіставляючи ці розрахункові значення з експериментальними даними, можна прийти до висновку, що довжину анкерування, рівною  $l_b = 5d$ , не слід використовувати при конструюванні залізобетонних елементів. Крім цього, при такій довжині анкерування значно не використовується міцність арматури (рис 3).





1 – клас бетону 12/15; 2 – те саме – 16/20; 3 – те саме – 20/25;  
 4 – те саме – 25/30; 4 - те саме ; 5 – те саме – 30/35; 6 - те саме –  
 35/40

Рис. 3. Вплив діаметра стержнів на граничні напруження зчеплення по поверхні контакту з бетоном

У нормах проектування залізобетонних конструкцій мінімальне значення заведення стержнів в бетон за внутрішню грань вільної опори рекомендується приймати рівним  $l_b = 10d$ . За такого значення  $l_b$  для стержнів діаметром 12 мм з підвищенням класу бетону з С16/20 до С35/40, тобто, в 1,93 рази, граничні напруження зчеплення збільшилися з  $f_b = 4,61$  до  $f_b = 10,43$  МПа, тобто, в 2,26 рази. При підвищенні класу бетону до С60/70, тобто, в 2,86 рази порівняно с бетоном класу С16/20, граничні напруження зчеплення збільшилися до  $f_b = 12,17$  МПа, тобто, в 2,64 рази. Проаналізувавши дані значення можна зробити висновок, що зі збільшенням класу бетону відбувається і збільшення зчеплення, проте з меншим приростом, ніж для менших класів бетону (рис. 4).

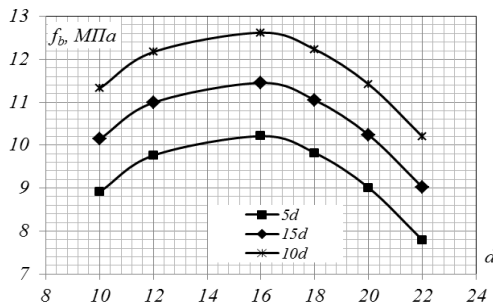


Рис. 4. Вплив діаметра стержнів на граничні напруження зчеплення по поверхні контакту з бетоном класу С60/70

Приблизно такий характер залежності має місце і для стержнів діаметром 16 і 18 мм, але для стержнів діаметром 20 мм і більше збільшення  $f_b$  значно менше.

При довжині анкерування  $l_b = 15d$  для всіх класів бетонів граничні напруження зчеплення мали проміжні значення між  $l_b = 5d$  та  $l_b = 10d$ .

Характер руйнування зразків також залежить від товщини захисного шару (рис. 5). При  $c = 3d$  руйнування відбувалося по трьом – чотирьом площинах з виходом тріщин на бокові поверхні, призма розділялася на окремі елементи. Проте в призмах із захисним шаром  $l_b = 10d$  спостерігалось висмикування стержня з утворенням поздовжніх тріщин в напрямку до всіх граней. При  $c = 1,5d$  тріщини розвивалися в межах захисного шару, а безпосередньо

перед повним руйнуванням – в напрямку до бічних граней. В зразках, в яких  $c = 1d$ , руйнування відбувалося по площині, яка перетинала захисний шар. Треба зазначити, що поздовжні тріщини утворювалися вздовж поздовжніх виступів стержнів, внаслідок розклинювальної дії поперечних виступів, які розташовані під кутом до напрямку витягування стержнів.



Рис. 5. Характер руйнування зразків з діаметром стержнів 16 мм

**Висновок.** Зі збільшенням класу бетону відбувається і збільшення зчеплення, проте з меншим приростом ніж для менших класів бетону. Товщина захисного шару впливає на характер руйнування призм.

1. Зчеплення з бетоном арматури серпоподібного профілю та її анкерування в згинальних залізобетонних елементах: Монографія / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич, О. Є. Поляновська .- Рівне: «Волинські обереги», 2017. – 160 с. 2. Babych, Y., Filipchuk, S., Fenko, O., “Mathematical modeling of the resistance of pulling out steel bars from high strength concrete,” International Journal of Engineering and Technology (UAE), vol. 7 (3.2), pp. 516-521, May 2018. 3. Дворкін Л.Й., Бабич Є.М., Житковський В.В., Бордюженко О.М., Філіпчук С.В., Кочкар'єв Д.В., Ковалик І.В., Ковальчук Т.В., Скрипник М.М. Високоміцні швидкотверднучі бетони та фібро бетони – Рівне: НУВГП, 2017. 331 с. 4. [Механічні характеристики швидкотверднучих високоміцних бетонів.](#) / Є.М. Бабич, В.Є. Бабич, С.В. Філіпчук, Д.В. Кочкар'єв // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – Випуск 32. – С. 114 – 120.

## **СИЛУРОАКТИПОРИТОБЕТОН**

## **ACTSPORRORYTOCONCRETE**

**Хільченко О.П., ст. викладач (КНУ, м. Кривий Ріг)**

**Khylchenko A.P., Senior Lecturer (Kryvyi Rih National University, Kryvyi Rih)**

У статті приведені результати досліджень міцносних та експлуатаційних властивостей силуроактипоритобетону, виготовленого на ефективному пористому заповнювачі із силікатно-глинистої сировини – силуроактипориту.

Due to the creation in Ukraine of the industry, the production of light concrete for the construction of residential porouse building aggregates became a desirable development.

The use of light concrete leads to a significant reduction in labor costs, estimated cost of construction, specific capital investments, transport costs, the amount of cement, reinforcing steel, reducing the mass of buildings.

Obtaining lightweight concrete with high performance properties on the basis of corrosion-resistant substrates and light fillers from industrial waste is an urgent task.

The aim of the study is to obtain, on the basis of light fillers – sulyroactsporytoconcrete, obtained from waste from mining and processing plants and activated clay, light bionites with high operational characteristics.

The analysis of the results of the selection of light batons` warehouses showed that their strength on porous fillers – sulyroactsporytoconcrete, from raw materials increases with increasing time of mixing and the cost of binder in concrete.

As a result of these experiments, the composition of light concrete on porous fillers – sulyroactsporytoconcrete, with costs of cementite less standard for 50-60%.

Constructed dependencies on the strength of light concrete on porous aggregates – sulyroactsپorytoconcrete from technogenic raw material to tensile bending from compressive strength.

The shrinking process goes intensively for the first 100 days, which is explained by the drying of the samples and less than these values for lightweight concrete on expanded clay aggregate by 15-20%.

The research allowed us to prove that the increase in strength and reduced performance of lightweight concrete based on sulyroactsپorytoconcrete from waste mining and processing plants and activated clay is achieved by increasing the strength of contact « sulyroactsپorytoconcrete – cement stone», limited by the affinity of the warehouses of the binder hydration products and sulyroactsپorytoconcrete.

Ключові слова: силуроактипорит, силуроактипоритобетон, міцність на стиск і на розтяг, деформації усадки.

Keywords: sulyroactsپorytoconcrete, sulyroactsپorytoconcrete-concrete, compressive and tensile strength, shrinkage deformation.

**Вступ.** Завдяки створенню в Україні промисловості по виробництву штучних пористих заповнювачів став можливим розвиток виробництва легких бетонів для конструкцій житлового будівництва.

Розвиток виробництва легкого бетону пов'язаний з підвищеними вимогами до якості конструкцій будівель та їх теплозахисних властивостей. Ці матеріали забезпечують сприятливий тепловий, вологістний і звуковий режими будівель. Застосування легких бетонів призводить до значного зниження трудовитрат, кошторисної вартості будівництва, питомих капітальних вкладень, транспортних витрат, кількості цементу, арматурній сталі, зменшенню маси будівель [1].

Сьогодні будівельні матеріали і вироби виготовляють, в основному, з природної сировини і рідше з побічних продуктів промисловості і сільського господарства. Керамзитовий гравій є найбільш поширеним видом штучних пористих заповнювачів і займає близько 80 % загального об'єму виробництва. Проте, перехід до нової економічної формації, пов'язаної зі всемірною економією енергоресурсів, різко загальмував розвиток виробництва штучних пористих заповнювачів, а отже, і легких бетонів. Питання

енергозбереження завжди тісно пов'язані з питаннями економіки, екології, конкурентоспроможності продукції, заощадженням власних природних ресурсів [1].

Використовувані легкі бетони, з одного боку, відрізняються значною середньою щільністю і щодо високою теплопровідністю, а з іншого боку – підвищеною витратою цементу і дорогого керамзиту. Для розвитку житлового будівництва необхідний економічний легкий бетон з принципово новими властивостями із значно зниженою теплопровідністю на нових пористих заповнювачах, виробництво яких економічніше, ніж керамзиту [2].

У зв'язку з цим основний напрям в розвитку виробництва штучних пористих заповнювачів – збільшення використання дешевшої техногенної сировини і в першу чергу – відходів збагачення корисних копалини, відходів гірничорудної, металургійної, хімічної промисловостей, а також зниження енерговитрат на виробництво [3].

**Аналіз останніх досліджень та публікацій.** На сьогоднішній день промисловість будівельних матеріалів випускає цілий ряд штучних пористих заповнювачів. Це такі заповнювачі як: сланцепоритові та аглопоритові, щебінь, гравій, пісок; шлакова пемза; керамзит; перлит; глинозольний керамзит; заповнювач на основі рідкого скла та відходів збагачувальних комбінатів [4].

В даний час існує значна кількість технологій виготовлення легких бетонів на пористих заповнювачах. А також значна кількість рекомендованих складів бетонів для їх виготовлення, в тому числі і з використанням відходів гірничо-збагачувальних комбінатів [5].

Аналіз відомих технологій отримання бетонів на пористих заповнювачах і їх складів для їхнього приготування показав, що отримані в даний час по відомим технологіям легкі бетони мають цілу низку недоліків. Зокрема, або одержувані бетони не в повній мірі відповідають сучасним вимогам, або технологія їх отримання досить складна і малоефективна внаслідок високої енергоємності.

**Актуальність теми.** Підвищені вимоги до теплоізоляційних властивостей бетонів, вживаних для виготовлення конструкцій будівель і споруд, що обумовлюються необхідністю зниження витрати тепла на їх обігрів. Зниження теплопровідності бетонів найчастіше досягається застосуванням бетонів на легких заповнювачах. Більшість технологічних процесів промислових

підприємств виділяє в навколишнє середовище агресивні, по відношенню до бетону, речовини. Використання бетонів на легких заповнювачах, що відрізняються високим ступенем пористості, приводить до того, що навіть при незначному корозійному руйнуванні цементного каменя в зовнішньому шарі бетону конструкції відкриває доступ навколишнього середовища до пір заповнювача. Це спричиняє за собою збільшення поглинання заповнювачами бетону компонентів, зокрема агресивних, таких, що містяться в навколишньому середовищі. Що, у свою чергу, приводить до інтенсифікації корозійного руйнування бетону [6, 7].

У зв'язку з цим, отримання легких бетонів на основі корозійностійких речовин і легких заповнювачів на основі відходів промисловості, що забезпечать їм високі експлуатаційні властивості, є актуальним завданням.

**Мета і завдання дослідження.** Метою дослідження є отримання на основі легких заповнювачів, отриманих з відходів гірничо-збагачувальних комбінатів і активованої глини, легких бетонів, що володіють високими експлуатаційними властивостями.

Звідси витікає наступне завдання дослідження – визначити вплив силуроактипориту з відходів гірничо-збагачувальних комбінатів і активованої глини на фізико-механічні властивості отриманого на його основі бетону.

**Методи дослідження.** Для визначення впливу заповнювача силуроактипориту на властивості отриманого на його основі бетону застосовували: методи математичного моделювання - для дослідження процесів формування структури і фізико-механічних властивостей бетонів; стандартні і спеціальні методи для визначення і дослідження властивостей цементного тесту, бетонної суміші і бетону; статистичний аналіз - для обробки результатів експериментів.

**Результати досліджень.** Аналіз результатів підбору складів легких бетонів показав, що їх міцність на пористих заповнювачах - силуроактипоритах із техногенної сировини зростає із збільшенням часу перемішування та витратами в'язучого в бетоні. На рис. 1 представлені залежності міцності легких бетонів різних складів на пористих заповнювачах із техногенної сировини від витрат в'язучого.



Рис. 1 . Залежність міцності бетону від витрат в'язучого

В результаті проведених експериментів отримані склади легких бетонів на пористих заповнювачах із техногенної сировини класів міцності В3,5; В5,0; В7,5; В10,0; В12,0 з витратами цементу менше нормативних на 50-60%.

Відомо, що при дослідженні бетону що має в своєму складі новий заповнювач, дуже важливим моментом є встановлення залежності між міцністю бетону та його структурою.

За наслідками експерименту побудовані залежності міцності легких бетонів на пористих заповнювачах - силуроактипориту із техногенної сировини на розтягування при вигині від міцності на стиснення (рис. 2).

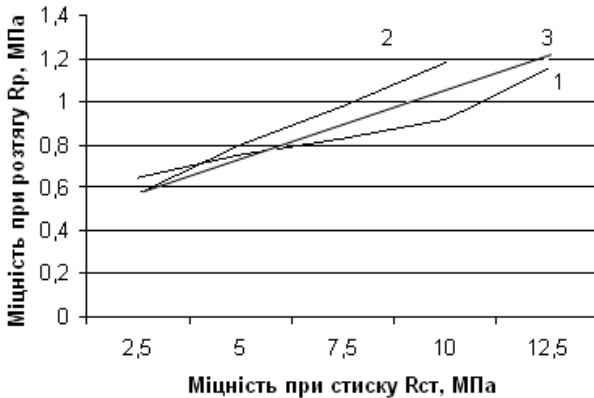


Рис. 2. Залежність бетонів різних складів між міцністю на стиск і на розтяг



Аналіз отриманих результатів показав, що руйнування легкого бетону на пористих заповнювачах - силуроактипоритах із техногенної сировини і керамзитобетону відбуваються однаково.

Залежність між міцністю таких бетонів на стиск та їх призматичною міцністю характеризується графіками на рис. 3.



Рис. 3. Залежність бетонів між міцністю на стиск та призматичною міцністю: 1 – легкий керамзитобетон;  
2 - легкий бетон на пористих заповнювачах - силуроактипоритах із техногенної сировини

Величина усадкових деформацій характеризує стійкість і надійність конструкцій, оскільки усадка бетону супроводжується зростанням внутрішньої напруги, що приводить до тріщиноутворення або навіть руйнування поверхні конструкцій.

Найінтенсивніше процес усадки йде перші 100 днів (рис. 4, 5), що пояснюється висиханням зразків. Далі зростання усадкових деформацій практично затухає. Величина усадкових деформацій легких бетонів на пористих заповнювачах із техногенної сировини менше цих же значень для звичайного легкого бетону на керамзитовому заповнювачі на 15-20%.

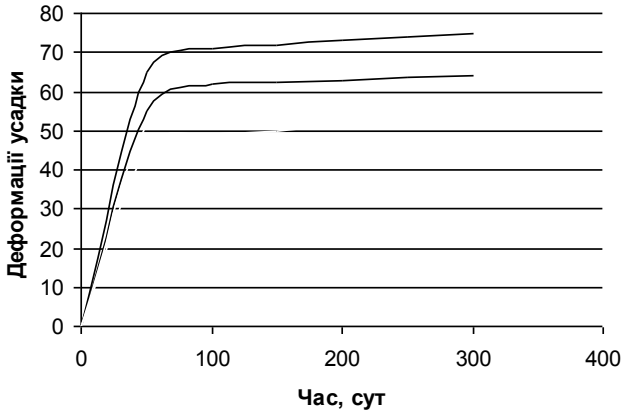


Рис. 4. Деформації усадки легкого бетону на пористих заповнювачах із техногенної сировини.

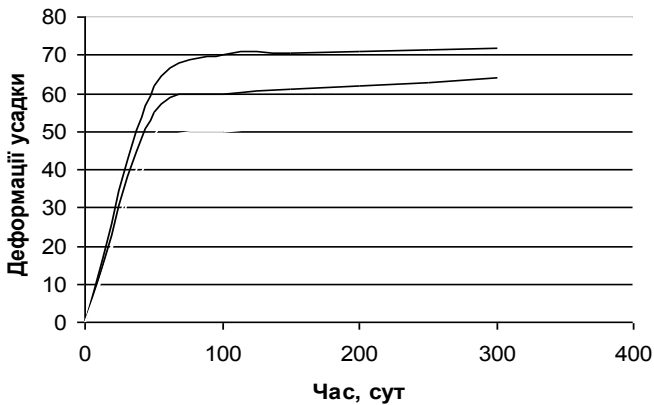


Рис. 5. Деформації усадки звичайного легкого бетону на пористих заповнювачах із техногенної сировини.

Результати досліджень показують, що велика пористість легких бетонів на пористих заповнювачах із техногенної сировини знижується із зростанням середньої щільності бетону, як і об'єм відкритих капілярних пір. Зменшення відкритої пористості легких бетонів на пористих заповнювачах із техногенної сировини сприяє збільшенню його морозостійкості.

**Висновки та перспективи подальших досліджень.** Виконані дослідження дозволили довести, що підвищення міцності і зниження деформативності легкого бетону на основі силуроактипориту з відходів гірничо-збагачувальних комбінатів і активованої глини досягається за рахунок підвищення міцності контакту «силуроактипорит - цементний камінь», обумовленого спорідненістю складів продуктів гідратації в'язучого і силуроактипориту; встановлений механізм процесів, що протікають на межі контактної зони «силуроактипорит - цементний камінь».

Визначений комплекс технологічних режимів, які забезпечують задані властивості силуроактипоритобетону.

Отриманий легкий бетон на силуроактипориті з відходів гірничо-збагачувальних комбінатів і активованої глини та визначені його властивості.

Розроблені склади легкого бетону на силуроактипориті та розширена сировинна база легких бетонів.

### **Список використаних джерел**

1. Симонов М.З. Основы технологии легких бетонов. [Текст]/ М.З. Симонов. - М.: Стройиздат, 1993. – 581с.
2. Кривенко П.В. Заповнювачі для бетону: [Підручник] / П.В. Кривенко, К.К. Пушкарьова, М.О. Кочевих. – К.: ФАДА ЛТД, 2001. – 399 с.
3. Барышников В.Г. Вторичные материальные ресурсы горной металлургии: [Справочник] / В.Г. Барышников, Г.И. Пашков и др. – М.: Экономика, 1986. – 344 с.
4. Онацкий С.П. Производство керамзита [Текст] / С.П. Онацкий. – М.: Стройиздат, 1987. – 333 с.
5. Шишкин А.А. Поризованные бетоны для ремонта строительных конструкций: Монография [Текст] / А.А. Шишкин, Ю.И. Чабан. – Кривой Рог: «Минерал», 2005. – 160 с.
6. Комиссаренко Б.С. Керамзитобетон для эффективных ограждающих конструкций [Текст] / Б.С. Комиссаренко, А.Г. Чикнорьян. – Самара: СамГАСА, 2003. – 134 с.
7. Макридин Н.И. Искусственные пористые заполнители и легкие бетоны: учеб. пособие / Н.И. Макридин, И.Н. Максимова. – Пенза: ПГУАС, 2013. – 324 с.

**ЗАСТОСУВАННЯ ПРОГРАМНОГО КОМПЛЕКСУ FDS ДЛЯ  
ВИЗНАЧЕННЯ ОСЕРЕДКУ ПОЖЕЖІ**

**APPLICATION OF THE FDS SOFTWARE TO DETERMINE  
FIRE EXCHANGE**

**Цвіркун С. В., к.т.н., доц., Удовенко М. Ю. (Черкаський інститут пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля НУЗУ)**

**S. Tsvirkun Ph.D. in Engineering, Associate Professor, M. Udovenko (Cherkassy Institute of Fire Safety named after Heroes of Chornobyl of National University of Civil Defense of Ukraine)**

Розглянуто можливості використання розрахункових методів для визначення осередку пожежі. Розкрито зміст найбільш часто використовуваних розрахункових методів при визначенні осередку пожежі. Запропоновано порядок дій для коректного проведення розрахунків з використанням методів математичного моделювання програмним комплексом Fire Dynamics Simulator (FDS).

One of the main tasks of the forensic fire investigation is identifying a seat of fire. In the process of identifying a seat of fire, the following circumstances should be taken into account:

- the seat of fire is characterized by an area of maximum burning duration;
- the degree of thermal damage to structures and materials in the area of seat of fire is usually higher than in other areas;
- to a large extent, the nature of the burning escalation depends on the location of the primary burning;
- when identifying the location of a possible seat of fire, the features of processes occurring during the fire, which may affect its onset and escalation, should be taken into account.

Currently, in most cases, an expert takes these factors into account subjectively, without applying any calculation methods. However, the application of such methods can increase the reliability and quality of the investigations carried out to determine the seat of fire.

The main calculation methods that can be used in identifying the seat of fire are as follows:

- calculations based on the reconstruction of fire escalation (temporary fire characteristics);
- calculations of temperature fields on the structures (temperature characteristics of a fire);
- calculations of the parameters of processes occurring during a fire.

These calculations should be supplementary to the conventional methods of identifying a seat of fire, based on the evaluation of thermal damage to structural materials, the identification of signs of seat of fire and indications of the direction of the spread of burning, the analysis of witnesses' statements, etc.

The proposed methods for identifying the likely seat of fire using calculation techniques are innovative and still need to be finalized. However, when achieving a certain level of result accuracy, these techniques can contribute to more efficient work of experts and improve the quality of expert findings. Since various hazardous factors and their impact on building structures are taken into account during modelling, the proposed techniques will be useful for the analysis of large-scale fires or fires in buildings with complex structural solutions.

Ключові слова: осередок пожежі, розрахункові методи, моделювання розвитку пожежі, Fire Dynamics Simulator.

Keywords: seat of fire, calculation methods, fire spreading modeling, Fire Dynamics Simulator

**Вступ.** Одним з основних завдань судової пожежно-технічної експертизи є визначення осередку пожежі. У процесі виявлення осередку необхідно враховувати наступні обставини:

- у зв'язку з тим, що осередок пожежі є місцем первинного виникнення горіння то, для його визначення слід виявити зону найбільшої тривалості горіння;
- при відносно рівномірному розподілі пожежного навантаження, внаслідок більш тривалого горіння, в осередковій зоні ступінь термічного ураження конструкцій та матеріалів, як правило, вище, ніж в інших зонах;
- характер розвитку горіння в значній мірі залежить від місця розташування первинного виникнення горіння;

- при пошуку осередкових зон необхідно враховувати особливості процесів, що відбуваються під час пожежі, які можуть впливати на його виникнення і розвиток.

Зазначені фактори в даний час в більшості випадків враховуються експертом суб'єктивно без застосування розрахункових методик. Разом з тим застосування цих методик може підвищити достовірність і якість проведених досліджень щодо визначення осередку пожежі. До основних розрахункових методів, які можуть застосовуватися при визначенні осередку пожежі, відносяться наступні:

- розрахунки із реконструкції розвитку пожежі (тимчасові характеристики пожежі);
- розрахунки температурних полів на конструкціях (температурні характеристики пожежі);
- розрахунки параметрів процесів, що протікають при виникненні пожежі.

Проведення таких розрахунків має супроводжувати традиційні методи встановлення осередку пожежі, засновані на оцінці термічних уражень матеріалів конструкцій, виявленні осередкових ознак і ознак спрямованості поширення горіння, аналізі показань свідків та ін.

Розглянемо докладніше практичне застосування перерахованих розрахункових методів для визначення осередку пожежі.

**Визначення осередку пожежі з проведенням розрахунків із реконструкції розвитку пожежі.** Суть розрахунку полягає у виборі місця імовірного осередку пожежі, джерела запалювання та реконструкції виникнення пожежі. Місце осередку пожежі може вважатися встановленим, якщо розрахункові дані щодо розвитку пожежі в часі, просторі і його наслідки співпадають з фактичними даними. Для цього необхідно виконати наступні основні етапи:

- розробити сценарії пожежі, на основі даних про її розвиток, що включають як об'єктивні, так і суб'єктивні дані;
- на основі розробленого сценарію і представлених матеріалів визначити вихідні дані (початкові умови) для моделювання і провести моделювання;
- провести оцінку отриманих в результаті моделювання даних з наявними об'єктивними і суб'єктивними даними про розвиток пожежі;

- при збігу даних прийняти версію про виникнення пожежі в даному місці. В іншому випадку розробити альтернативний сценарій і повторити розрахунок.

Для проведення розрахунків на основі польового моделювання може бути використаний програмний додаток Fire Dynamics Simulator (FDS) [1]. Перевагами цього програмного додатку є його безкоштовність та можливість проведення розподілених розрахунків на декількох комп'ютерах. Розрахунок параметрів пожежі проводиться методом, аналогічним до викладеного в методиці [2].

При розробці сценарію пожежі визначаються межі об'єкта що досліджується, розподіл пожежного навантаження на об'єкті і послідовність подій під час пожежі (розташування осередку пожежі, спрацьовування систем пожежогасіння, димовидалення, стану вікон, дверей і т.п.). Одночасно з цим здійснюється фізична постановка задачі, тобто проводиться формулювання початкових і граничних умов, а також проводиться створення інформаційного поля про властивості пожежного навантаження (теплофізичні характеристики речовин і матеріалів, характеристики горіння об'єктів).

Результатом проведеної роботи буде створення файлу з вихідними даними для коректної роботи розрахункового пакету FDS. Під час розрахунку визначається сукупність полів швидкостей, температур і концентрацій газів для всього часового інтервалу процесу горіння. Для візуалізації результатів розрахунків використовується спеціальне програмне забезпечення - постпроцесор SmokeView.

Таким чином, експерт отримує докладну візуалізовану картину розвитку горіння. Якщо реконструйована картина в будь-якому аспекті (динаміці або спрямованості розвитку горіння, наслідки пожежі і т.д.) не узгоджується з достовірно відомими обставинами пожежі та іншими реаліями (за умови, що всі характеристики і граничні і початкові умови вказані коректно) експерту слід розглянути провести моделювання інших сценаріїв розвитку пожежі.

Отримані результати розрахунку можуть бути включені до експертного висновку.

Для розрахунку небезпечних чинників пожежі взагалі можливе використання узагальнених даних відповідно до [3, 4].

Однак слід мати на увазі, що моделювання пожежі за допомогою розрахункових методів (польового моделювання) не відображає реальні процеси у повному обсязі, що обумовлено складністю врахування усіх наявних деталей і подій. При цьому існує пряма залежність: чим точніше вихідні дані для проведення моделювання і чим вище знання експерта, тим точніше реконструйований сценарій пожежі відповідатиме реальному процесу. Крім того, застосування таких програмних комплексів доцільно для пожеж на складних об'єктах, а також на пожежах, що супроводжуються загибеллю людей чи великими матеріальними збитками, що пов'язано з проведенням великої підготовчої роботи із підготовки вихідних даних для розрахунку.

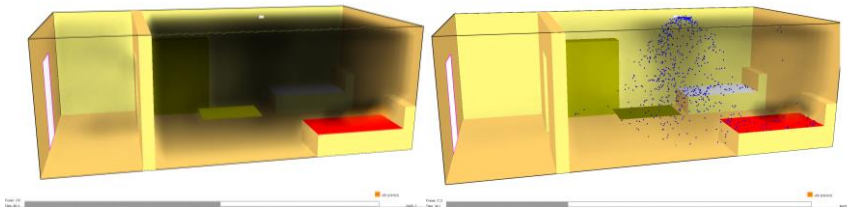


Рис.1. Моделювання роботи систем димовидалення і пожежогасіння

**Визначення осередку пожежі з використанням розрахунків температурних полів на конструкціях.** Сутність розрахунку полягає в тому, що виходячи з геометрії приміщень, розподілу пожежного навантаження, необхідно визначити ймовірне місце знаходження осередку пожежі. Після проведення моделювання пожежі, отримані результати розрахунку порівнюються з реальними термічними ураженнями, і приймається постанова про правомірність судження про передбачуване місце знаходження осередку пожежі. При цьому послідовність дій, які необхідно провести для визначення осередку пожежі даними способом, в загальному випадку, збігаються з послідовністю дій, зазначених для попереднього методу.

Одним з важливих аспектів, на який слід звернути особливу увагу, при використанні даного розрахункового методу визначення осередку пожежі, є коректність визначення зон термічних уражень. З цього також випливає, що застосування даного методу виправдане лише в тих випадках, коли має місце можливість встановлення



однієї або декількох яскраво виражених зон термічних уражень, а проведення розрахунків для них дозволить з достатнім ступенем впевненості підтвердити версію про знаходження осередка пожежі в одній з них.

При визначенні зон термічних уражень частіше за все використовуються візуальні методи визначення термічних уражень. Однак слід зазначити, що при їх простоті і доступності вони є найменш точними. Традиційно при використанні візуального методу оцінюються такі параметри, як деформації, вигорання, відшарування захисного шару бетону, штукатурки, наявність або відсутність кіптяви та ін.

При цьому для підвищення надійності даних, які отримуються при оцінюванні зон термічних уражень, необхідно прагнути до використання найбільш точних методів, наявних у розпорядженні експерта, в комбінації з візуальними методами.

В більшості випадків для охарактеризування ступеню термічного ураження матеріалу на пожежі використовуються такі фізичні параметри, які описують структуру, склад і властивості матеріалу, які монотонно змінюються зі збільшенням температури і тривалості теплового впливу і можуть бути з достатньою точністю виміряні за допомогою сучасних вимірювальних інструментів. До таких параметрів, зокрема, слід віднести величину коерцитивної сили для холоднодеформованих сталевих виробів (магнітний метод), електроопір для карбонізованих залишків деревини та полімерних матеріалів, співвідношення характеристичних смуг в ІЧ спектрах або рентгенівських дифракційних максимумів, залишкового вмісту термолабільних компонентів для кам'яних неорганічних матеріалів, виготовлених випалювальним методом і ін.

Однак функціональні залежності зазначених параметрів від умов теплового впливу дуже різні, більш того, одні з них зі збільшенням температури і тривалості нагріву послідовно зростають, інші - послідовно знижуються. З метою компенсації цього ефекту доцільно використовувати залежності, що визначають відносні значення ступеня термічного ураження будь-якого матеріалу пожежі, які розраховуються щодо значень мінімальної та максимальної ступеня руйнування розглянутого матеріалу на цій пожежі. При цьому результат повинен знаходитися в інтервалі від нуля до одиниці.

Після проведення моделювання та отримання полів значень необхідно провести порівняння отриманих даних з реальними.

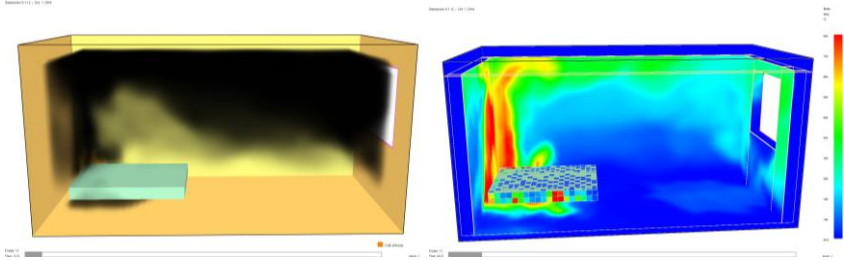


Рис. 2. Моделювання пожежі та візуалізація теплових полів

При визначенні осередка пожежі методом реконструкції процесу горіння може проводитися порівняння реальних термічних уражень з розрахунковими. При їх співпадинні можна зробити висновок про правильність сценарію розвитку пожежі і про місцезнаходження вогнища пожежі.

При визначенні осередку пожежі методом порівняння термічних уражень виявлення ознак осередку пожежі може здійснюватися наступним чином. Передбачається, що будь-які ділянки приміщення можуть бути осередком пожежі з однаковою ймовірністю. Тому при розрахунку використовується модель одночасного горіння всього пожежного навантаження по поверхні з розрахунком розподілу температурних зон (безрозмірних температур). Далі, порівнюючи його з розподілом ступеня термічних уражень можна виявити зони значних фактично термічних уражень, при цьому відсутні високі значення розрахункових термічних уражень. Отже, горіння в цих зонах було більш тривалим, ніж в інших, що викликало більш сильне нагрівання цих зон.

**Допоміжні методи математичного моделювання, що використовуються при визначенні осередку пожежі**

*Розрахунки передачі тепла теплопровідністю.* Як відомо, тепло може передаватися шляхом теплопровідності, конвекції і променистого теплообміну. Метою дослідження при визначенні осередку пожежі з використанням розрахунків передачі тепла теплопровідністю є отримання значень температури на поверхні що

не нагрівається і порівняння її з критичної для оцінки можливості загоряння матеріалів від нагрівання.

Такий розрахунок може проводитися, наприклад, для оцінки можливості загоряння конструкцій, прилеглих до пічним димоходів, при прогріванні за рахунок теплопровідності і ін.

Для моделювання, наприклад горіння дров, може використовуватися горіння деревних матеріалів з бази даних FDS. Для вимірювання температур можна використовувати віртуальні датчики в газовій і твердій фазі. Для візуалізації та аналізу результатів можна використовувати зрізи (SLICES) і графіки, які вказують значення датчиків в різні моменти часу [5].

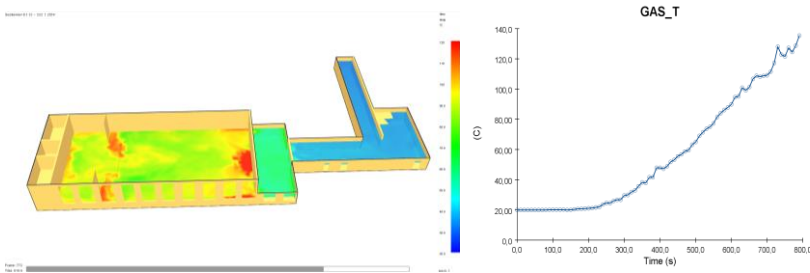


Рис. 3. Візуалізація результатів моделювання

*Розрахунки передачі тепла конвекцією і променистим теплообміном.* Метою розрахунку є визначення температури на поверхні об'єкта, що обігрівається променистим і конвективним тепловим потоком, з метою порівняння її з критичною і оцінки можливості загоряння матеріалів від нагрівання. Такий розрахунок може проводитися, зокрема, для оцінки можливості загоряння будівель від пожежі в інших будівлях, і розвитку, таким чином, пожежі з утворенням вторинних вогнищ.

Для моделювання пожежі в пакеті FDS можна використовувати дані про пожежне навантаження з методичного посібника [3]. Для візуалізації та аналізу результатів можна використовувати перетини і віртуальні датчики теплового потоку в газовій фазі. Порівняння значень фактичних параметрів з їх критичними значеннями і оцінка результатів може проводитися відповідно до [4].

Слід зазначити, що таким же чином може розглядатися виникнення пожежі від електричних або фрикційних іскор, а також гарячих частинок, що виникають під час пожежі.

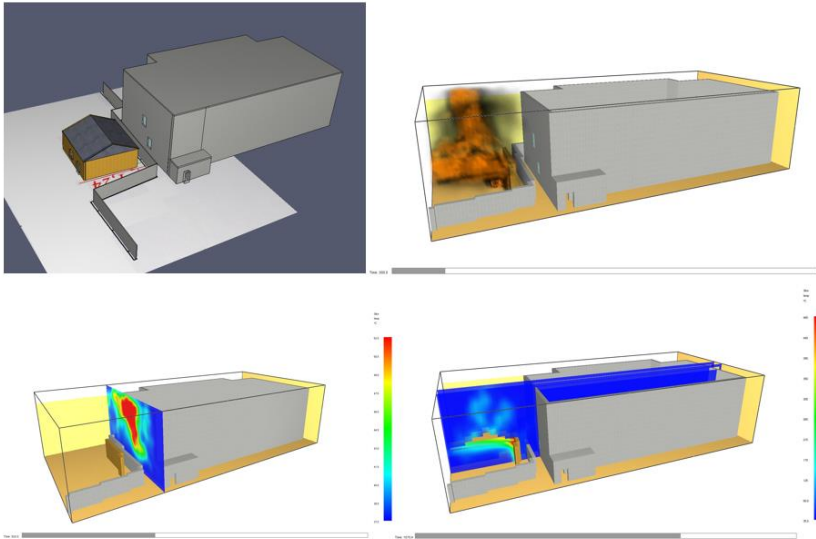


Рис. 4. Моделювання можливого розповсюдження пожежі

#### *Розрахунки при загальному спалаху*

Для оцінки часу виникнення пожежі слід враховувати різні чинники, що впливають на швидкість розвитку пожежі. Так, одна й та ж сама пожежа може проходити різні стадії розвитку, які можуть відрізнятися. Для моделювання таких процесів при вирішенні задач про визначення осередку пожежі і аналізі розвитку пожежі з імовірного осередку також може застосовуватися пакет FDS.

Одним з механізмів інтенсифікації горіння може бути раптовий доступ кисню, викликаний відкриттям дверей або розбивання вікон внаслідок нагріву (так званий «ефект сауни» або «зворотня тяга»). Такий механізм характерний для так званої пожежі, регульованою вентиляцією.

Як відомо, в залежності від співвідношення кількості кисню і пожежного навантаження (горючих речовин і матеріалів) в приміщенні розрізняють два основні режими пожежі - пожежа, регульована навантаженням (ПРН) і пожежа, регульована повітрообміном (ПРП).

При ПРН кількість кисню, що знаходиться всередині закритого приміщення, досить для підтримання горіння, і розвиток пожежі лімітується кількістю залученого в процес горіння пожежного

навантаження. Тому при ПРН приплив повітря не робить помітного впливу на процес горіння.

При ПРП кількість кисню, навпаки, недостатня для повного залучення пожежного навантаження і газоподібних горючих продуктів його термічного розкладання в процесі горіння. Розвиток пожежі лімітується припливом кисню. Тому при ПРП приплив повітря підвищує інтенсивність горіння.

В пакеті FDS такий механізм інтенсифікації горіння моделюється наступним чином. Слід розставити віртуальні датчики, що реагують на підвищення температури. При досягненні певного значення температури вікно або двері «розбиваються» та відбувається інтенсифікація горіння внаслідок припливу кисню. В результаті моделювання часових параметрів розвитку пожежі можна зрозуміти, який шлях і за який час пройшов фронт полум'я від вогнища пожежі до певних точок, зафіксованих інструментально або за показаннями, що дає можливість більш точного визначення осередку пожежі, шляхів і динаміки поширення горіння.

*Розрахунки при пробіжці полум'я.* Це явище пов'язане з тим, що в результаті дії підвищеної температури на пожежне навантаження і недостатній повітрообмін, в приміщеннях можуть накопичуватися газоподібні продукти піролізу (неповного згорання), які за певних умов можуть загорятися. Фронт горіння може поширюватися по ним від осередка пожежі за досить короткий час після певної паузи, необхідної для накопичення продуктів піролізу. Облік таких чинників і правильний розрахунок часових параметрів пожежі також можуть сприяти правильному визначенню осередку пожежі.

Для моделювання пробіжки полум'я слід вказати конкретні параметри піролізу. Для моделювання процесів піролізу необхідна досить дрібна розрахункова сітка. Після завдання необхідних процесів слід провести математичне моделювання в пакеті FDS. Результати проходження фронту полум'я по газоподібним продуктам піролізу можна візуалізувати за допомогою параметра HRRPUV. Кольорові параметри можна відрегулювати у вкладці Dialog програми Smokeview.

Внаслідок моделювання часових параметрів розвитку пожежі можна зрозуміти, який шлях і за який час пройшов фронт полум'я від вогнища пожежі до певних точок, зафіксованих інструментально, або виходячи з показань свідків.

**Висновок.** Запропоновані методики по визначенню імовірного осередку пожежі розрахунковими методами мають інноваційний характер та ще потребують доопрацювання. Але, при досягненні певного рівня точності результатів, ці методики можуть сприяти більш ефективній роботі експертів та підвищенню якості експертних висновків. Так як під час моделювання враховуються різноманітні небезпечні чинники та їх вплив на будівельні конструкції, ці методики доцільно буде використовувати для аналізу масштабних пожеж або пожеж в будівлях зі складними конструктивними рішеннями.

### Список використаних джерел

1. Fire Dynamics Simulator [Електронний ресурс] <https://pages.nist.gov/fds-smv/>
2. Зернов С.И. Расчетные оценки при решении задач пожарно-технической экспертизы: Учебное пособие. – М.: ЭКЦ МВД России, 1992. – 88
3. Кошмарів Ю.А. Прогнозування небезпечних факторів пожежі в приміщенні: навч. посібник. М., 2000. 118 с.
4. Цвіркун С.В. Моделювання пожеж в приміщеннях та будівлях: Метод.посібник / Цвіркун С.В. ЧІПБ., 2018. 60 с.
5. Tsvyrkun Serhii Information technologies in educating fire safety specialists // XVIII INTERNATIONAL SCIENTIFIC CONFERENCE New technologies and achievements in metallurgy, material engineering, production engineering and physics, Monografie № 68, Częstochowa 2017 С. 444-450.

**ПРОБЛЕМЫ ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЛЕПНЫХ  
УКРАШЕНИЙ ПРИ АРХИТЕКТУРНОЙ И ИНЖЕНЕРНОЙ  
РЕСТАВРАЦИИ ПАМЯТНИКОВ г. ОДЕССЫ**

**ПРОБЛЕМИ ВІДНОВЛЕННЯ ЛІПНИХ ПРИКРАС ПРИ  
АРХИТЕКТУРНІЙ ТА ІНЖЕНЕРНІЙ РЕСТАВРАЦІЇ  
ПАМ'ЯТОК М.ОДЕСИ**

**PROBLEMS OF STUCCO MOULDING'S RENOVATION  
DURING THE ARCHITECTURAL AND ENGINEERING  
RESTORATION OF ODESA'S MONUMENTS**

**Чернева Е.С., к.т.н., доцент, Плахотный Г.Н., к.т.н., доцент,  
Черненко А.А., преподаватель (Одесская государственная академия  
строительства и архитектуры)**

**Чернева О.С., к.т.н., доцент, Плахотный Г.Н., к.т.н., доцент,  
Черненко А.А., викладач (Одеська державна академія будівництва та  
архітектури)**

**Chernieva O.S., Ph.D. in Engineering, Associate Professor,  
Plahotny H.N., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Chernenko A.A.  
(The Odessa State Academy of Building & Architecture)**

В статье изложены основные принципы и требования к восстановлению лепных украшений при реставрационно-строительных работах. Анализируется состояние лепных украшений зданий – памятников архитектуры и методов их временного укрепления.

У статті викладені основні принципи і вимоги до відновлення ліпних прикрас при реставраційно-будівельних роботах. Аналізується стан ліпних прикрас будівель - пам'яток архітектури та методів їх тимчасового зміцнення.

Причинами зносу елементів ліпнини в пам'ятках архітектури Одеси є низка факторів: некоректність експлуатації будівлі, діяльність людини; військові злочини; нехтування фактичним розподілом напружень в окремих елементах; вплив атмосферних

опадів; нерівномірне зволоження ґрунтів основи, яке викликає осадку фундаментів; вплив рельєфу місцевості, інсоляція; сейсмічні впливи, вібрація від руху поїздів та автотранспорту; корозія металевих кріплень, втрата несучої здатності в'язів; зміна конструктивної схеми споруди, викликана прибудовами.

Процес старіння пам'ятника може бути сповільнено або призупинено шляхом проведення реставраційних робіт. Основне завдання реставрації - на базі наукових досліджень, вивчення історичних даних розробити проектні інженерно-технічні рішення, що визначають його долю в майбутньому.

Першочергова задача реставраторів - демонтаж аварійних елементів. Необхідно пам'ятати, що це може врятувати життя. При цьому не можна забувати, що декоративний елемент - це прикраса будинку, його деталь. І «лікування» «каріатиди» неможливо без «лікування» всієї будівлі.

The article is devoted to problems of the Odessa historical center. Architectural monuments of Odessa are known all over the world and cause a keen interest among tourists. Restoration of the architectural and historical appearance of Odessa is one of the promising areas of the city development. However, the processes of wear and aging of monuments are inevitable, and they did not spare the moldings of the facades and the interior, which convey the features of the architectural style of the building and immerse us in the era of that time.

The main causes of stucco wear include: incorrect use of the building; war crimes; impact from seismic effects and vibration from passing vehicles; solar radiation; temperature fluctuations; air flow; precipitation; chemical substances; thunderstorms, sound vibrations; biological pests.

Relief moldings - ornamental, structural and figured - on the facades, in the interiors of architectural monuments are often made by casting from plaster, and can also be wrung out from lightweight concrete and other mixtures. Restoration of architectural stucco decoration is a complex of works.

The first stage is a detailed study of the original stucco samples and cleaning of moldings from the layers of paint.

The second stage is repair of molded products. In a detailed study of a stucco sample, special attention is paid to its strength. Weak, fragile fragments that crumble - remove. At the same time, a satisfactory



appearance of these products is not an indicator of good condition, since the destruction may be hidden and not determined visually. When cleaning from layers, the old paint layer is removed not to the white color of the plaster, but to the dark layer of drying oil. In case the gypsum is not saturated with linseed oil, but painted, it is enough to remove the layering of paint to the original layer of paint. Oil coatings are more resistant and can be removed chemically. Restoration of moldings is made up of four production processes: the execution of a full-size model; making a casting form from this model, casting the architectural part itself and installing it in the place provided for by the restoration project.

Stucco molding is attached to the wall with brass or stainless steel rods or fiberglass, installed in the drilled holes, fixed thickened mass of gypsum. After fixing the gypsum fragment, its surface should be treated with a 30% solution of ferrous or copper vitriol, then with a 10% solution of barium sulfate, which ensures the strength of the gypsum part.

Conclusions: unfortunately, the stucco condition of most of the architectural monuments of Odessa is unsatisfactory, and in some places it is in danger of collapse. A promising direction of development of the city is the speedy restoration of the original appearance of buildings and stucco decorations as well.

Ключевые слова: Реставрация, консервация, лепнина, модель, форма, баста, гипс.

Ключові слова: Реставрація, консервація, ліпнина, модель, форма, баста, гіпс.

Keywords: Restoration, conservation, stucco decoration, model, mould, basta, gypsum.

Одессу в начале 19-го века называли «скороспелкой». Действительно, город стремительно развивался. Первоначально предназначавшееся для военной базы очень скоро потеряло свою актуальность. Военные действия были перенесены из этого региона, и из военного город становился торговым. Герои войны с турками, а позднее с французами находили здесь желанный мир и покой. Впрочем, герои на войне, они не могли оставаться в праздности и продолжали бурную деятельность на гражданском поприще. Так первыми руководителями города, инженерами,

строителями были люди военные. Умелое управление вывело город в ряд ведущих городов империи. Он был привлекательным для инвестиций, для эмигрантов всех сословий, для уроженцев соседних и дальних держав. Одессе не нужны были века для того чтобы взрастить свою культуру. Мультикультура стала особенностью «Южной Пальмиры», она и породила свой стиль, со временем только обогащаемый новыми веяниями архитектурной моды и инженерных технологий. Типовой ампи́р жилых и общественных зданий в начале века девятнадцатого к его концу был на 70% замещён эклектикой и модерном доходных домов. И, конечно, не маловажную роль в неповторимости и качестве южного стиля сыграл декор этих зданий. Своим неповторимым великолепием, красотой пластики лепнина одесских зданий в первую очередь обязана, конечно, итальянским мастерам, благодаря которым мы сегодня любуемся прекрасными скульптурами, украшающими балконы, фасады, фронтоны [1].

Одно из первых упоминаний об итальянских скульпторах в Одессе можно найти в архиве в Фонде Строительного комитета от 1820 года, из документа видно, что в 1805 году скульптор Карл Боргио обязался по контракту «сделать в католической церкви столбовые капители». Уже в первой половине позапрошлого века итальянские мастера по изготовлению памятников, каминов, парковых скульптур заняли в Одессе монопольное положение, которое сохраняли до конца столетия. Причисляя свой цех к «ремесленной аристократии», или к «художественной братии», они селились со своими «ателье» в центре города.

Бриллиант в короне Одессы - Театр оперы и балета, Городской театр, проект был выполнен венским архитектурным бюро «Фельнер Ф. и Гельмер Г.» в 1880г. Надо отметить, что архитектурное бюро «Фельнер Ф. и Гельмер Г.» предоставляло не только проекты, в его состав входили и скульпторы, и декораторы. Известны имена мастеров, которые выполняли скульптуры оперного театра от бюро: Этель Ф., Стрикциус Л., Фридль Ф. А монтажом и скульптурными работами непосредственно на строительной площадке занимались одесские скульпторы: Натали Ф. А., Молилари М. Л., 1884 — 1887 гг. К слову сказать: сегодня многие сетуют, что, дескать, оригинальная скульптура с оперного театра валяется и разрушается в сараях. Однако эта скульптура была изначально обречена. Дело в том, что австрийские мастера

совершенно не учли особенности морского климата и в силу этого достаточно агрессивной окружающей среды, и использовали в своих скульптурах обычную железную арматуру. Коррозируя стальные прутья, увеличивались в диаметре и просто разрывали статуи изнутри (рис.1) [2].



Рис. 1. Состояние скульптур Театра Оперы и балета 1992г.

Но вернёмся к одесским скульпторам. Здесь творили не только итальянцы. Ближе к концу века на творческом небосклоне засияли две звезды, представители еврейского народа.

Одесский Пассаж. Это один из первых в Российской империи торговых центров. Его заказал купец Моисей Менделевич. Здание построено в 1899г. и весь его внешний вид был задуман, как демонстрация роскоши и удачи. Именно поэтому, на стенах Пассажа преобладают скульптуры богини удачи, Фортуны и бога торговли - Меркурия. В руках Фортуны, неизменный факел удачи, а Меркурий всегда изображается с жезлом и мешочком денег. На фото (рис.2) - внутренняя часть входа в Пассаж, который не претерпел никаких изменений.



Рис.2. Внутренняя часть входа в Пассаж



Рис.3. Внешняя часть арки Пассажа со стороны Дерибасовской

А на рис.3 фото внешней части арки Пассажа со стороны Дерибасовской. Тут тоже изображены Фортуна и Меркурий, но к ним в советское время приложились руки патристичного скульптора (Фортуна приобрела серп, Меркурий молот и рабочий пояс).

Много прекрасных архитекторов и скульпторов работало над созданием удивительного декора прекрасных одесских зданий. Они создавали модель, формовали, отливали, монтировали свои произведения. Будь-то простой кронштейн, сухарик (дентікул (от лат. *denticulus* - зубец), или «ордерные сухарики» — ряд небольших прямоугольных выступов, расположенных в виде орнамента на карнизе здания и выполняющих роль декора рис.4), или кариатида, всё это прошло через мысли и руки творца, художника, мастера и со временем пришло в негодность.



Рис. 4. Памятник архитектуры - Доходный дом Кефала, ул. Марзалиевская 44 и Марзалиевская 38. Разрушение лепнины

Причинами износа элементов лепнины в памятниках архитектуры являются: некорректность эксплуатации строения; деятельность человека; военные преступления; пренебрежение к фактическому распределению напряжений в отдельных элементах; влияние атмосферных осадков; неравномерное увлажнение грунтов основания, которое вызывает осадку фундаментов; воздействия от морозного пучения; влияние рельефа местности, инсоляция; влияние от сейсмических воздействий, вибрация от проходящих вблизи поездов, автотранспорта и т.д.; коррозия металлических креплений, потеря несущей способности связей; изменение конструктивной схемы сооружения, вызванное пристройками.

Процесс старения памятника может быть замедлен или приостановлен путем проведения реставрационных работ.

**Реставрация** – научно-производственный комплекс мероприятий, обеспечивающий воссоздание архитектурно – художественного облика, а также восстановление первоначальной эксплуатационной надежности памятника на последующий период времени [3].

**Целью реставрации** является, основываясь на глубоком изучении архивных материалов и обследовании памятника в натуре, максимально сохранить, выявить и, по возможности, восстановить памятник в историческом, конструктивном и художественном отношении, обеспечить его долговечное существование.

При этом также учитывается состояние подземных инженерных коммуникаций, транспортных потоков, загрязнение воздушных и водных бассейнов, что влияет на сохранность памятника.

**Основная задача реставрации** – на базе научных исследований, изучения исторических данных, разработать проектные инженерно-технические решения, определяющие его судьбу в будущем.

Предварительными работами при выполнении реставрации является консервация объекта.

**Консервация** – сохранение архитектурного стиля памятника, дошедшего до нашего времени с позднейшими историческими напластованиями.

**Основные этапы консервации:** расчистка, укрепление конструкций и материалов, укрытие его от влияния внешней среды.

Расчистка архитектурных элементов – вид исследований, не затрагивающий конструкций, а заключающийся в удалении поверхностного загрязнения для выявления цвета, фактуры памятников, послойная расчистка окрасок, выявление поверхностных наслоений штукатурки.

Не следует очищать фрески старыми щетками и тем более скребками без последующей шлифовки поверхности карборундным камнем.

Рельефные лепные украшения - орнаментальные, структурные и фигурные – на фасадах, в интерьерах памятников архитектуры чаще всего изготавливаются методом отливки из гипса, а также могут отжиматься из легких бетонов и прочих смесей. Реставрация архитектурного лепного декора – целый комплекс работ.

Первый этап – детальное изучение первоначальных лепных образцов и очистка лепных украшений от наслоений краски.

Второй этап – тщательный ремонт лепных изделий. При детальном исследовании лепного образца особое внимание обращается на его прочность. Слабые, непрочные фрагменты, которые крошатся – удаляют. При этом удовлетворительный внешний вид этих изделий не является показателем хорошего состояния, так как деструкция может быть скрытой и не определяется визуально. При очистке от наслоений, старый слой краски снимают не до белого цвета гипса, чтобы не повредить пропитанный олифой слой гипса, и не исказить первоначальной формы фрагментов, а до темного слоя олифы. В случае, если гипс не пропитан олифой, а покрашен, достаточно снять наслоения

краски до первоначального слоя краски. Масляные покрытия более стойки и их можно снять химическим способом. Размягчить слой масляной краски можно также щелочной пастой (просеянный мел и известковое тесто, разведенные 20% составом каустической содой). После того через 1,0-1,5 часа слой краски удаляют шпателем. После очистки масляной краски поверхность промыть водой и 2% раствором уксусной кислоты. Остатки смывки удаляются, а образец протирают уайт – спиритом. При восполнении утрат гипсового декора, так называемая «гипсовка», на поврежденные участки наносится гипсовый раствор с добавлением известкового теста.

Детали лепки изготавливаются из гипса в следующей последовательности: изготовление шаблона; изготовление формы; отливка гипсовых деталей; догипсовка (по необходимости); проолифование; монтаж детали по фасаду.

**Модель** – выполнение в каком-либо материале воплощения внешней формы предмета. Модель выполняется по рисункам – чертежам, шаблонам, фотографиям. С модели снимают форму.

**Форма** – точный рельеф (слепок) модели. Цель формовочных работ – получить форму для воспроизведения необходимого числа копий моделей. В лепном производстве распространены следующие виды форм: гипсовая (черновая), получистая и чистая (кусковка), эластичная (клеевая, комбинированная, цементная, бетонная, деревянная, металлическая).

Реставрация лепных изделий – детальное изучение орнаментов, освобождение лепнины от последующих покрасок, чтобы полностью сохранить первоначальный декор и четкость рельефных изображений. Техника реставрации лепнины требует большой тщательности исполнения.

Детали лепного декора подвергаются значительным разрушениям от влаги, естественного обветшания, технических повреждений. Наиболее распространенный вид искажений лепных деталей – изменение их профилировки и рельефов позднейшими многократными покрасками. После расчистки лепных деталей от краски видны картины их повреждений. Чаще всего это швы соединения их частей, выбоины, поломки, трещины и сколы. Прежде всего закрепляют детали или их части, которые могут обрушиться. Для этого забивают дополнительные костыли, старые подбивают в стену, ржавую проволоку заменяют новой. Все швы и трещины расшивают для дальнейшего заполнения их гипсом.

Размякший гипс вырезают, места обломов подготавливают для лепки на них утерянных частей. Для восстановления мелких недостающих деталей орнамента, места покрывают мелкой насечкой, затем разводят гипсовый раствор и, пока он еще жидкий, покрывают места, подлежащие реставрации.

Лепнину крепят к стене стержнями из латуни или из нержавеющей стали или стеклопластиков, устанавливаемых в просверленные отверстия, закрепленные загустевшей массой гипса.

После закрепления гипсового фрагмента его поверхность следует обработать 30% раствором железного или медного купороса, затем 10% раствором сульфата бария, что обеспечивает прочность гипсовой детали [4].

Следует уделить внимание также такому виду декоративно-прикладного искусства, как баста (тюрк. «тиснение»). Басту используют в тех случаях, когда необходимо получить множество одинаковых узоров для багетов, карнизов, рам. Особенность басты заключается в изготовлении по готовой модели матриц из бронзы или цинка. По матрице необходим пуансон из свинца с его обратным изображением (контррельефом). Басменный узор устраивается путем тиснения металлического листа между матрицей и пуансоном. Возможно многократное изготовление такого узора.

**Выводы:** после того, как декоративный элемент занял своё место на фасаде, над ним стало работать время. И вот сегодня, к несчастью, произведения искусства превращаются в просто камни. Опасные, тяжелые камни, опасные для жизни человека, для жизни горожанина. Первостепенная задача реставраторов - демонтаж аварийных элементов. Необходимо помнить, что это может спасти жизнь. При этом нельзя забывать, что декоративный элемент – это украшение здания, его деталь. И «лечение» «кариатиды» невозможно без «лечения» всего здания.

1. Асеев Ю.С. Професія – архітектор. Київ: Видавництво «Будівельник», 1991. 102с. 2. Бондаренко Н.И. Одесский бестиарий. Зооморфные и мифологические символы в архитектуре и скульптуре Одессы. Одесса: ФЛП «Фридман А.С.», 2012. 56с. 3. Кедринский А.Н. Основы реставрации памятников архитектуры. М.: Изобразительное искусство, 1999. 184с. 4. Ивлиев А.А., Кальгин А.А. Реставрационные строительные работы. М.: Издательский центр «Академия», 2006. 272с.



**ТЕХНІЧНИЙ СТАН БУДІВЕЛЬ РАЙОНУ МОЛДАВАНКА  
м. ОДЕСИ**

**BUILDINGS' TECHNICAL CONDITION OF THE  
MOLDAVANKA DISTRICT OF ODESSA**

**Чернєва О.С., к.т.н., доцент (Одесская государственная академия строительства и архитектуры), Реутська К.В., бакалавр будівництва**

**Chernieva O.S., Ph.D. in Engineering, Associate Professor (The Odessa State Academy of Building & Architecture), Reutska K.V., bachelor**

У статті розглянуто проблеми культурної та історичної спадщини району Молдаванка у місті Одеса, проведено аналіз нової та старої забудови. В результаті отриманих даних були зроблені висновки про майбутній стан мікрорайону, а також про можливі перспективи розвитку.

The article is devoted to problems of the Odessa historical center. Moldavanka district has a convenient location to the city center.

The history of the Moldavanka began at the end of the 18th century from a small Moldavian township in the area of the modern Kosvennaya Street and it was recorded on the city plan in 1814. After introduction of the porto franco regime, this region began to settle - after all, the border of the free zone was very close, but Moldavanka did not enter it. The residents of the border's and customs' area received huge profits from smuggling. But in 1826 the border of the porto franco was transferred to the Water hollow and Moldavanka finally became the part of the city. Before the revolution, houses in Moldavanka district were built less quality than in the city center - there was a low-cost housing here. These houses were built with limestone foundations. Naturally, such houses after a hundred or more years are not in the best technical condition.

Currently Moldavanka district is built up with old low-rise buildings. There are many architectural monuments that require full or partial immediate reconstruction. Moldavanka still remains the depressed area of the city. The main cause of depression is an extremely worn out old housing stock, which requires an immediate overhaul, or demolition,

with the subsequent construction of new houses. Living in emergency houses is not only a deterioration of the life quality, but also a danger for the residents.

The master plan of Odessa provides the quarterly reconstruction of the Moldavanka, in which all buildings of historical and architectural value will be preserved. Other buildings, which condition is good, will also be preserved. Most single-storey and internal buildings, which are in poor technical condition will be demolished. Thus, with the future reconstruction some old houses will remain, the rest of the perimeter is supposed to be low-rise buildings, no more than five floors buildings. In the center of the quarters it is planned to build one higher building than the perimeter buildings. But, unfortunately, the construction of houses in this area is carried out with complete non-compliance with these requirements now. The Moldavanka is densely built up with multi-storey buildings. This leads to permanent accidents of engineering networks and to a traffic collapse. Not to mention the fact that the slopes of this area are also built up in the same way.

Ключові слова: Молдаванка, реконструкція, мікрорайон.

Keywords: Moldavanka, reconstruction, microdistrict.

Район Молдаванка міста Одеси має виключно зручне розташування відносно інших районів міста. В даний час на Молдаванці проживає близько 75-80 тисяч осіб. Має близьке розташування до центру. Саме тому, з точки зору логістики в витягнутому на 30 кілометрів уздовж моря місті, проживання на Молдаванці сприятливе для інфраструктури [1]. Проте, Молдаванка як і раніше залишається депресивним районом міста. Основна причина депресивності - вкрай зношений старий житловий фонд, який вимагає або негайного капітального ремонту, або знесення з подальшою забудовою новими будинками.

Постає питання про необхідність часткової або повної реконструкції цілого району, а це є дуже складне питання для будь-якого міста. За останніми даними, на Молдаванці-2 (так називається ареал перспективної реконструкції району в межах Приморського району) показник зносу аварійних будинків складає 3,75%, а разом зі старими і зношеними на 60% і більше. Можна зробити висновок, що до 2031 року, поки буде діяти черговий генплан, їх питома вага значно підвищиться.

Межі Молдаванки: схід - вул. Старопортофранківська; північ - вул. Градоначальницька; захід - вул. Балківська; південь - вул. Заньковецької і генерала Цветасва.

Молдаванка забудовувалася приватними будинками, значна кількість ділянок мали площу 10-12 соток. Периметральна забудова почала складатися тільки до середини XIX століття [2].

Причиною аварійного стану будівель є не тільки вік, а і недотримання домовласників умов експлуатації, та відсутність проведення ремонтних робіт для багатьох будівель з метою забезпечення якості житла.

Слід зазначити, що інженерні комунікації, як і тверде покриття доріг та тротуарів, на багатьох вулицях стали з'являтися тільки в 50-60-ті роки минулого століття. І на даний час вони потребують ремонту. Отже, фундаменти будинків Молдаванки постійно зволожувалися, а дерев'яні конструкції пошкоджені грибок.

У багатьох місцях точково і цілими кварталами зводилися "сталінки" (на Прохоровській, Богдана Хмельницького), "хрущовки" (на Запорізькій вулиці) і навіть окремі панельні висотки [2].

Прикладом аварійного будинку є двоповерхова споруда на Ленінградській, 32. Як показано на рис.1 будівлю довелося підпирати опорами, а в проході на подвір'я встановили конструкції, для укріплення верхнього поверху.



Рис.1. Аварійний стан будинку на Ленінградській, 32 та Розкидайлівській, 26

На деяких вулицях споруджувались тимчасові укріплення для підтримання стійкості будівель, проте більше не спостерігалось відновлювальних робіт для несучих конструкцій. Так будівля на Розкидайлівській 26 (рис.1) вже більше 10 років потребує капітального ремонту.

Висотне будівництво на Молдаванці почалося із запізненням. Внаслідок цього, питома вага будинків, побудованих ще в середині позаминулого століття, досить значна порівняно з новими будівлями. Вік споруд складає 130-170 років. На рубежі століть в центрі міста, особливо між Преображенською і Старопортофранківською вулицями, відбувалася масова заміна невеликих будинків на 3-х...5-и поверхові. Кількість нових будинків, надбудов, флігелів в окремі роки доходила до 300-400 штук. Капітальне будівництво велося нерівномірно.

На початку ХХІ століття на Молдаванці-2 з'явився цілісний район нової забудови вздовж вулиці Ніщинського (рис.2). Проте більша частина старих будинків знаходиться зараз в критичному стані, непридатному для нормальної експлуатації.



Рис.2. Нова та стара забудова по вулиці Ніщинського

Особливу небезпеку представляють руйнування карнизів старих будинків. Як бачимо (рис. 3) карниз будинку по вулиці Серова 37 являє собою небезпеку. Це пам'ятник архітектури та, свого часу, досить престижний прибутковий будинок. Вік експлуатації становить 120 років.



Рис.3. Карниз будинку по вулиці Серова 37

Крім того, більшість мереж водопроводу, каналізації, електромережі - побудовані кілька десятків років тому не відповідають нормативним навантаженням.

Внаслідок недодержання правил технічної експлуатації, та не проведення ремонтних робіт все частіше відбуваються нещасні випадки с мешканцями старих будинків. 7 листопада 2018 року обрушився балкон третього поверху будинку на перехресті вулиць Буніна і Канатній (рис.4). Постраждалий спочатку впав на дах розташованого під будинком кафе, проломив її і провалився всередину [3].



Рис.4. Обвалення балкону на перехресті вулиць Буніна і Канатна та ремонтні заходи старого будинку на розі Садової і Торгової вулиць

11 листопада 2018 року на розі Садової і Торгової вулиць, де проводиться реконструкція старого будинку, на голову перехожому впала цеглина (рис.4). На місці події можна побачити, що рештування стоять не під балконом, а під величезною дірою під дахом, яка утворилася у вересні поточного року. Звідси, швидше за все, і впав камінь. Робочі закладають діру цегляною кладкою [4].

Такі випадки відбуваються все частіше і несуть небезпеку для жителів міста. Важливо проводити не тільки своєчасний ремонт, але й дотримуватись правил техніки безпеки та робити заходи для запобігання нещасних випадків.

Проаналізувавши майбутнє мікрорайону на найближчі пару десятків років можна зробити висновок про те, що не почавши реконструкцію зараз, це призведе до експлуатаційного колапсу. Забудова і реконструкція Молдаванки в поквартальному виконанні може бути цікава інвестору тільки за умови, що старих будинків в кварталі залишиться незначна кількість - інакше основні кошти доведеться вкладати не в нове будівництво, а в реконструкцію старих будівель. Однією з переваг реконструкції Молдаванки, з точки зору інвестора, можна назвати тільки - близькість до історичного центру міста.

Основні лінії електропередач, водопроводу і каналізації прокладалися в 30-е і 50-е роки і до революції. Вони не розраховані на різке збільшення навантаження, яке відбудеться при новому будівництві. Тому Молдаванка потребує капітальної заміни інженерних мереж, причому зі збільшенням їх пропускної здатності як мінімум удвічі. Причому, побудовані багатоповерхові будівлі вже збільшили навантаження на старі мережі.

Одним з проблемних факторів є катакомби. Частина може впасти, ще частина затоплена, інші ще не досліджені. Наявність катакомб веде до подорожчання будівництва за рахунок досліджень та необхідності підсилення підземних виробок. Протікаючі труби водопроводу і каналізації сприяють просіданню ґрунту, а потрапляння води в катакомби погрожує обваленням останніх.

В даний час процес забудови Молдаванки новими будинками йде зовсім іншим шляхом. «Девелопери» освоюють території занедбаних складів, автобаз та заводів між Балківською і Степовою, зводячи тут цілі квартали багатоповерхівок. Все це будується на катакомбах, на схилі Водяної балки, але це не вимагає здроження

будівництва через необхідність розселення жителів старих будинків.

Запланована в Генплані квартальна реконструкція району, з одного боку, дасть можливість поступово замінити інженерні мережі в процесі будівельних робіт в масштабах цілої вулиці або кварталу. З іншого - при послідовному ході робіт до закінчення терміну Генплану в 2031 року навряд чи вийде оновити більше, ніж 3-4 квартали. Одночасна реконструкція відразу декількох кварталів місту не під силу навіть при наявності дуже багатих інвесторів - просто не вистачить житла для тих, кого відселяють з будинків, що реконструюються.

**Висновки.** Прогнози щодо майбутнього Молдаванки:

1. Якщо знайдеться коректний інвестор, почнеться послідовна квартальна реконструкція. Протягом кількох десятиліть, які буде діяти нинішній генплан, таким чином спільними зусиллями міста та інвесторів вдасться реконструювати два-три квартали. Решта ж кварталів Молдаванки будуть надані самі собі - залишаться незмінними, або піддадуться хаотичній забудові. Відповідно, в кварталах, що залишилися без реконструкції, рано чи пізно настане колапс інженерних мереж.

2. У зовсім негативному варіанті такого інвестора не буде. Місто своїми силами не могло, не може і не зможе протягом кількох десятиліть капітально перебудувати хоча б третину Молдаванки. Тому район, як і зараз, буде піддаватися точкової забудови з вищеописаною небезпекою повного зносу комунікацій. Адже забудовники при такому сценарії лише зводять висотки і платять в бюджет на розвиток міської інфраструктури незначні кошти порівняно з одержуваними ними прибутками.

### **Список використаних джерел**

1. <http://reporter.com.ua/articles/f7v/> 2. <https://uc.od.ua/news/urbanism/1187387> 3. <https://korrespondent.net/city/odessa/4030237-v-odesse-obrushylsia-balkon-vmeste-s-khoziaynom> 4. <http://dumskaya.net/news/v-tcentre-odessy-vo-vremya-restavratsii-fasada-k-092179/>

**ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДУ ЛІНІЙНОГО СПРЯЖЕННЯ У  
ЗМІШАНІЙ ЗАДАЧІ ЗГИНУ ТРАНСТРОПНИХ ПЛИТ**

**APPLICATION OF LINEAR CONJUGATION METHOD FOR  
MIXED FLEXURAL PROBLEM IN TRANSTROPIC PLATES**

**Шваб'юк В.І., д.т.н., проф., Ротко С.В., к.т.н., доц., Шваб'юк В.В.,  
к.т.н., доц., Ужегова О.А., к.т.н., доц., Пасічник Р.В., к.т.н., доц.  
(Луцький національний технічний університет)**

**Shvabyuk V.I., Doctor of Engineering, Professor, Rotko S.V., Ph.D. in  
Engineering, Associate Professor, Shvabyuk V.V., Ph.D. in Engineering,  
Associate Professor, Uzhehova O.A., Ph.D. in Engineering, Associate  
Professor, Pasichnyk R.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor  
(Lutsk National Technical University, Lutsk)**

Розглядається задача згину трансверсально ізотропної шарнірно  
обпертої плити розподіленим по лінії дії моментним  
навантаженням. На основі методу лінійного спряження аналітичних  
функцій отримано розв'язок задачі, а також вирази для згинальних  
моментів, поперечних сил і напружень у плиті. Одержані формули  
враховують вплив деформацій поперечного зсуву та обтиснення.

Formulas and dependences derived in works [1,2] for plates made of  
orthotropic material were used for solving the flexural problem of a  
hinged edge supported semi-infinite plate. These formulas are written  
through the analytic functions of a complex variable. The formulas are  
given for the case of a transversally isotropic material, when certain  
parameters must satisfy equality.

A new refined model formulas representation of transtropic plates  
bending in the complex form is proposed in the article. This form is  
convenient for application of the linear conjugation of analytic functions  
method by M.I. Mushelishvili. The linear conjugation method of analytic  
functions is convenient for solving problems with mixed boundary  
conditions at the edges, or by a piecewise distributed moment load along  
the support line in particular.

At the same time, it is assumed that torque and displacement of the  
median plate surface on this boundary are equal to zero. It means that in  
this case we assume that condition of zero equality at the boundary of



generalized rotation angle (instead of the torque) does not significantly affect the general solution of the problem.

The solution method for plane problem of the elasticity theory and bending problems of Kirchhoff's thin plates is elaborated in detail in the works of M.I. Muskhelishvili and I.O. Prusov. In this paper, the equations obtained by authors differ from the well-known representations of S. Timoshenko's theories by members, which consider the transverse compression and nonlinearity of the normal stresses distribution in thickness of the plate. This non-linearity is provided by dependencies consideration of transverse forces. Ratios of displacement modules are the multipliers in these dependencies, which can be quite significant.

In the considered case for transtropic material, the complex potentials of M.I. Muskhelishvili can be expressed through one complex variable  $z = x + iy$ . Formulas for displacements, generalized rotation angles, bending moments and transverse forces in a transtropic plate could also be expressed in a compact form through the complex potentials.

Ключові слова: транстروпна плита, уточнена модель згину, поперечний зсув та обтиснення, метод лінійного спряження.

Keywords: transtropic plate, refined bending model, transverse shear and pressurizing, linear conjugation method.

**Вступ.** Для розв'язання задачі згину шарнірно обпертої на краю напівнескінченної плити використано формули та залежності, виведені у роботах [1,2] для плит із ортотропного матеріалу і записані через аналітичні функції комплексної змінної. Формули наведені для випадку трансверсально-ізотропного матеріалу, коли певні параметри мають задовольняти рівності  $\alpha = \lambda = 1$ . У статті запропоновано нове подання формул уточненої моделі згину транстропних пластин у комплексній формі, зручній для застосування методу лінійного спряження аналітичних функцій М.І. Мухелішвілі [3]. Метод лінійного спряження аналітичних функцій зручно використовувати для розв'язування задач із змішаними граничними умовами на краях [4,5] або, зокрема, розривним згинальним навантаженням уздовж лінії обпирання.

### Викладення основного матеріалу

Методика розв'язування таких задач для плоскої задачі теорії пружності та задач згину тонких пластинок Кірхгофа детально розроблена у працях М.І. Мусхелішвілі [3] та І.О. Прусова [4,5]. У даній роботі отримані авторами рівняння відрізняються від уже відомих представлень теорій типу С.Тимошенка членами, які враховують поперечне обтиснення, а також нелінійність розподілу нормальних напружень по товщині пластини.

У розглядуваному випадку для трансропного матеріалу комплексні потенціали М.І. Мусхелішвілі можна виразити через одну комплексну змінну  $z = x + iy$ , а формули для переміщень, узагальнених кутів повороту, згинальних моментів і поперечних сил у трансропній плиті можна подати в компактному вигляді [1,2]:

$$\begin{aligned}
 M_y + M_x &= -2D(1+\nu) \left[ \Phi(z) + \overline{\Phi(z)} [\Phi(z) + \overline{\Phi(z)}] + M_y^* + M_x^* \right]; \\
 M_y - M_x + 2iH_{xy} &= 4D_6 \left[ \Psi(z) + \bar{z}\Phi'(z) + 0.4i\bar{R}_2 \right] + M_y^* - M_x^* + 2iH_{xy}^*; \\
 M_x - \nu M_y - i(1+\nu)H_{xy} &= \\
 &= -D(1-\nu^2) \left[ \Phi(z) + \overline{\Phi(z)} + \Psi(z) + \bar{z}\Phi'(z) + \frac{2}{5}i(\bar{R}_2) \right] + M^*; \\
 Q_x - iQ_y &= -4D\Phi(z) - iK\bar{R}_1 + Q_x^* - iQ_y^*; \\
 \gamma_x + i\gamma_y &= - \left[ \varphi(z) + z\overline{\Phi(z)} + \overline{\psi(z)} \right] + 0.8iR_1 + \gamma_x^* + i\gamma_y^*; \\
 \frac{\partial w}{\partial x} + i\frac{\partial w}{\partial y} &= -(\gamma_x + i\gamma_y) - 4\varepsilon_1 \overline{\Phi'(z)} + \frac{4}{5}iR_1,
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

де  $M^* = M_x^* - \nu M_y^* - i(1+\nu)H_{xy}^*$ ;  $R_1 = \Omega'_x + i\Omega'_y$ ;

$$R_2 = \left( \frac{\partial}{\partial x} + i\frac{\partial}{\partial y} \right)^2 \Omega; \quad \varepsilon_1 = \left( 8\frac{G}{G'} - 3\nu' \right) \frac{h^2}{10(1-\nu)}.$$

Величини  $M_x^*, M_y^*, H_{xy}^*, Q_x^*, Q_y^*, w^*, \gamma_x^*, \gamma_y^*$  визначаються за рахунок часткових розв'язків системи рівнянь [6]:

$$D\Delta^2 w = q_2 - \varepsilon_1 \Delta q_2 - \varepsilon_2 \Delta^2 q_2,
 \tag{2}$$

$$\Delta\Omega - k_0^2\Omega = 0; \quad K'\Delta\tilde{w}_\tau = -q_2,$$

$$\text{де } \varepsilon_2 = (1 - 0,4\nu'A'(3 - 2\nu)) \frac{h^4}{20} \frac{\tilde{E}}{E'}, \quad \tilde{E} = \frac{E}{(1 - \nu^2)}; \quad k_0^2 = \frac{5}{2} \frac{G'}{G} h^{-2}.$$

Для випадку трансверсально-ізотропного матеріалу ці величини знаходяться із співвідношень:

$$M_x^* + M_y^* = -4D(1 + \nu) \frac{\partial w^*}{\partial z \partial \bar{z}} + \frac{4}{5} A' q_2 h^2; \quad (3)$$

$$M_y^* - M_x^* + 2iH_{xy}^* = 4D(1 - \nu) \frac{\partial^2 w^*}{\partial z^2}; \quad Q_x^* + iQ_y^* = -8D \frac{\partial^3 w^*}{\partial z^2 \partial \bar{z}};$$

$$\frac{\partial \tilde{w}^*}{\partial x} + i \frac{\partial \tilde{w}^*}{\partial y} = 2 \frac{\partial \tilde{w}^*}{\partial \bar{z}}; \quad \mathcal{Y}_x^* + i\mathcal{Y}_y^* = -2 \frac{\partial \tilde{w}^*}{\partial \bar{z}}.$$

Формулами (3) зручно користуватись, коли пластинка згинається зусиллями або моментами, розподіленими по краю, а навантаження на поверхнях  $\gamma = \pm h$  відсутнє:  $q_2(z, \bar{z}) = 0$ . Аналіз системи рівнянь (2) для трансверсально-ізотропних пластин показує, що їх згин описується однією бігармонійною функцією  $w(x, y)$ , однією гармонійною  $w_\tau(x, y)$  і функцією  $\Omega(x, y)$ , що задовольняє рівнянню Гельмгольца. Надалі будемо припускати, що функція  $\Omega$  є однозначною в будь-якій точці однозв'язної, чи багатозв'язної області, яку займає пластина і прямує до нуля при  $|z| \rightarrow \infty$ . Тому згадану функцію можна записати у вигляді [4]:

$$\Omega(x, y) = \int_0^\infty C(\tau) e^{\tau\omega y} \sin \tau x d\tau,$$

де  $\omega = \sqrt{1 + k_0^2 \tau^{-2}}$ ,  $C(\tau)$  — дійсна функція параметра  $\tau$ .

Одночасно, вирази і інтеграли, котрі мають функції  $\Omega(x, y)$ , чи  $R_1(x, y)$ , можна покласти рівними нулю при будь-якому замкнутому контурі. Тим самим вважається, що головний вектор і головний момент напруженого стану, який описується цією

функцією на боковій поверхні, і вирізаного з пластини циліндра, дорівнює нулю.

У випадку, коли рівняння (2) стануть однорідними ( $q_2(z, \bar{z}) = 0$ ), у формулах (1) необхідно покласти

$$M_x^* = M_y^* = H_{xy}^* = Q_x^* = Q_y^* = w^* = \gamma_x^* = \gamma_y^* = 0.$$

У результаті, отримаємо наступні системи рівнянь, які можна використати при постановці граничних задач для транстропної плити:

$$\begin{aligned} \Phi(z) + \Phi(\bar{z}) + (z - \bar{z})\overline{\Phi'(z)} &= -\eta_1 f_1 + 0, 4iR_2 - \Psi_0(\bar{z}); \\ \kappa\Phi(z) + \Phi(\bar{z}) - (z - \bar{z})\overline{\Phi'(z)} &= -\eta_2 f_2 - \frac{2}{5}i(R_2 + k_0^2\Omega) + \Psi_0(\bar{z}); \end{aligned}$$

$$2i \cdot D \left[ \Phi(z) - \overline{\Phi(z)} \right] = K'\Omega - P_y + C_0; \quad (4)$$

$$\Phi(z) - \Phi(\bar{z}) + (z - \bar{z})\overline{\Phi'(z)} = g(x) + 0.8i(R_1)'_x;$$

$$4\varepsilon_1 \overline{\Phi'(z)} = \frac{4}{5}iR_1 - \left[ \left( \gamma_x + \frac{\partial w}{\partial x} \right) + i \left( \gamma_y + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \right],$$

де  $f_1(x) = M_x - M_y + i(1+\nu)H_{xy};$

$$f_2(x) = M_y - i(H_{xy} + P_y + C_0); \kappa = (3+\nu)(1-\nu)^{-1};$$

$$g(x) = -\frac{\partial}{\partial x}(\gamma_x + i\gamma_y) - \Psi_0(\bar{z}); P_y = \int_{x_0}^x Q_y dx;$$

$$D_6 = \frac{2}{3}Gh^3, \quad \eta_1 = 1/(D(1-\nu^2)), \quad \eta_2 = 0,5D_6;$$

$$\kappa_0^* = (1+\nu_{12})(1-\nu)^{-1}; K' = \frac{4}{3}G'h, \quad D = \frac{2}{3}\tilde{E}h^3, D_{12} = \nu D;$$

$C_0$  – довільна дійсна стала, яка дорівнює  $P_y$  у точці  $x_0$ .

Необхідно зауважити, що комплексні потенціали М.І. Мусхелішвілі у формулах і рівняннях (1), (4) :  $\Phi(z) = \frac{d}{dz} \varphi(z)$  і  $\Psi(z) = \frac{d}{dz} \psi(z)$ , де  $\varphi(z)$ ,  $\psi(z) = \frac{d}{dz} \chi(z)$ , використовуються для представлення переміщення  $w$  у вигляді формули Гурса [3, 4]:

$$w = \operatorname{Re}[\bar{z} \cdot \varphi(z) + \chi(z)] + w^*. \quad (5)$$

Надалі будемо вважати, що на нескінченності пластина може бути навантажена відомими скінченими моментами  $M_x^\infty$ ,  $M_y^\infty$ ,  $M_{xy}^\infty$ . Тому при  $|z| \rightarrow \infty$  функції  $\Phi(z)$  і  $\Psi(z)$  мають вид

$$\Phi(z) = \Gamma + a_\infty / z + O(1/z^2); \quad \Psi(z) = \Gamma' + \bar{a}_\infty / z + O(1/z^2), \quad (6)$$

де 
$$\Gamma = -\frac{M_x^\infty + M_y^\infty}{4D_1(1+\nu)}; \quad \Gamma' = \frac{M_y^\infty - M_x^\infty + 2iH_{xy}^\infty}{4D_6}; \quad a_\infty = \frac{m'}{8i\pi D}.$$

$m' = m_x^\infty + im_y^\infty$  – головний момент відносно початку координат всього зовнішнього навантаження, прикладеного до трансформної пластины.

На прикладі згину півнескінченної шарнірно опертої плити кусково-розподіленим моментним навантаженням необхідно визначити напружено-деформований стан і вплив на нього деформацій поперечного зсуву та обтиснення, особливо в околі точок розриву неперервності навантаження, прикладеного до краю плити. Вважається, що серединна поверхня недеформованої плити співпадає із координатною півплощиною  $y < 0$  (обл.  $S^-$ ), а межа  $L$  із віссю  $y = 0$ . Плита згинається сталим розподіленим моментним навантаженням  $m$ , що діє відрізка  $(-a, a)$  межі  $L$ . Крайові умови на межі  $L$  записуються наступним чином:

$$\begin{aligned} M_y &= m = \text{const} \quad \text{на } L \quad (-a \leq x \leq a), \\ M_y &= 0 \quad \text{на } L'' = L - L'; \\ H_{xy} &= 0, \quad W|_{\gamma=\gamma_0} = 0 \quad \text{на } L. \end{aligned} \quad (7)$$

На основі виразів (1), (4) крайові умови зводяться до вигляду:

$$\begin{aligned} \kappa^* \Phi^+(x) + \Phi^-(x) + (1 + \kappa^*) \overline{\Phi^-(x)} = -2 \int_0^{\infty} F(\tau) \cos \tau x d\tau + \\ + 0,4 \kappa^* \int_0^{\infty} \tau^2 C(\tau) \left[ 2\omega \cos \tau x + i(1 + \omega^2) \sin \tau x \right] d\tau, \end{aligned} \quad (8)$$

$$\operatorname{Re} \left[ \Phi^-(x) - \Phi^+(x) - (\varepsilon_1 - 2A'z_0^2) \Phi^{-''}(x) \right] = 0,$$

де  $A' = \frac{\nu''}{1-\nu}$ ;  $F(\tau) = m \left[ D\pi(1+\nu)\tau \right]^{-1} \sin \tau a$ .

Розв'язок крайової задачі (8) для  $\Phi(z)$  можна взяти у вигляді [1]:

$$\Phi(z) = \int_0^{\infty} A(\tau) e^{-i\tau z} d\tau \text{ при } z \in D^-, \quad \Phi(z) = \int_0^{\infty} A(\tau) e^{i\tau z} d\tau \text{ при } z \in D^+, \quad (9)$$

тут  $A(\tau)$ ,  $B(\tau)$  і  $C(\tau)$  – невідомі функції, які визначаються із крайових умов (8):

$$\begin{aligned} A(\tau) &= -\frac{2(1+\omega^2)F(\tau)}{\kappa^*(\omega-1)^2 \left[ 2+\tau^2(\varepsilon_1-2A'z_0^2) \right] + 2(1+\omega^2)}; \\ B(\tau) &= -\frac{5 \left[ 2+\tau^2(\varepsilon_1-2A'z_0^2) \right] F(\tau)}{\kappa^*(\omega-1)^2 \left[ 2+\tau^2(\varepsilon_1-2A'z_0^2) \right] + 2(1+\omega^2)}; \\ C(\tau) &= -\frac{2(1+\omega^2) \left[ 1+\tau^2(\varepsilon_1-2A'z_0^2) \right] F(\tau)}{\kappa^*(\omega-1)^2 \left[ 2+\tau^2(\varepsilon_1-2A'z_0^2) \right] + 2(1+\omega^2)}. \end{aligned} \quad (10)$$

Необхідно зауважити, що рівняння (1), (4) по формі співпадають з відповідними рівняннями І.О. Прусова [4] для транстропного матеріалу і відрізняються тільки коефіцієнтами, що враховують вплив поперечного обтиснення. У класичній постановці подібні дослідження наведені у роботі А.І. Каландії [7].

Вирази для згинального моменту  $M_x^-$  та поперечної сили  $Q_y^-$  знаходимо із відповідних формул [1,6] у вигляді:

$$M_x^- = 4m \int_0^\infty (\pi t)^{-1} f_1(t) \sin \eta t \cos \xi t dt - \varepsilon m;$$

$$Q_y^- = -\frac{4m}{\pi(1+\nu)h} \int_0^\infty t^{-2} f_2(t) \sin \eta t \cos \xi t dt. \quad (11)$$

$$f_1(t) = \left[ 1 + \kappa^* (1 + m_2 t^2) \left( 1 - \frac{2t \sqrt{t^2 + 2,5G'/G}}{2t^2 + 2,5G'/G} \right) \right]^{-1};$$

Тут

$$f_2(t) = \frac{2t^4 + 1,25(1-\nu)(1+m_2 t^2)(1+2,5t^2)G'/G}{2t^2 + 2,5G'/G + (1+m_2 t^2) \left( \sqrt{t^2 + 2,5G'/G} - t \right)^2},$$

$$m_2 = \frac{2}{3(1-\nu)} \left( 2 \frac{G}{G'} - \nu'' \right), \eta = \frac{a}{h}, \xi = \frac{x}{h}, \varepsilon - \text{кусково-стала}$$

величина, яка рівна одиниці на  $L'$  і нулю на  $L''$ .

Визначивши згинальні моменти та поперечні сили, напруження  $\sigma_x, \sigma_y$  для трансверсально-ізотропної плити можна представити у вигляді [1]:

$$\sigma_x = \frac{3M_x}{2h^3} \gamma + \frac{3}{2} \cdot \frac{G}{G'} \cdot \left( \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \nu \frac{\partial Q_y}{\partial y} \right) \cdot f(\gamma), \quad (12)$$

$$\sigma_y = \frac{3M_y}{2h^3} \gamma + \frac{3}{2} \cdot \frac{G}{G'} \cdot \left( \frac{\partial Q_y}{\partial y} + \nu \frac{\partial Q_x}{\partial x} \right) \cdot f(\gamma),$$

де  $f(\gamma) = \frac{\gamma}{5h} \left( 1 - \frac{5}{3} \cdot \frac{\gamma^2}{h^2} \right) (1-\nu)^{-1}$ .

Поклавши  $\gamma = \pm h$ , будемо мати значення напружень  $\sigma_x, \sigma_y$  на зовнішніх поверхнях плити:

$$\sigma_x = \pm \frac{3M_x}{2h^2} \mp \frac{G/G'}{5(1-\nu)} \left( \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \nu \frac{\partial Q_y}{\partial y} \right), \quad (13)$$

$$\sigma_y = \pm \frac{3M_y}{2h^2} \mp \frac{G/G'}{5(1-\nu)} \cdot \left( \frac{\partial Q_y}{\partial y} + \nu \frac{\partial Q_x}{\partial x} \right).$$

Вираз в дужках (12), (13) записується через функції  $\Phi(\bar{z})$  і  $\Omega(x, y)$  наступним чином:

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \nu \frac{\partial Q_y}{\partial y} = -2(1-\nu)D \left[ \Phi''(z) + \overline{\Phi''(z)} \right] - (1-\nu) \cdot K' \cdot \frac{\partial^2 \Omega}{\partial x \partial y}.$$

У формулах (12), (13) тільки перші члени, відповідають теоріям типу С.П.Тимошенка [4]. Другі члени є уточненнями формул для  $\sigma_x, \sigma_y$  за рахунок нелінійності відносно вертикальної координати  $y$  і при великих відношеннях  $G/G'$  можуть бути досить значними.

**Висновок.** На основі методу лінійного спряження аналітичних функцій отримано розв'язок задачі згину трансверсально ізотропної півнескінченної шарнірно опертої плити кусково-розподіленим моментним навантаженням, що діє уздовж відрізка границі плити. Отримано вирази для згинальних моментів, поперечних сил і напружень у плиті. Одержані формули враховують вплив деформацій поперечного зсуву та обтіснення, а також поведінку цих величин в околі точок розриву неперервності навантаження.

### Список використаних джерел

1. Шваб'юк В.І. Комплексне подання уточнених рівнянь згину ортотропних пластин з тріщинами / В.І. Шваб'юк // *Машинознавство*. – 1999. – №4. – С. 51-55.
2. Шваб'юк В.І. Розрахунок неklasичної моделі згину ортотропних плит методом лінійного спряження / Шваб'юк В.І., Ротко С.В., Ужегова О.А., Гуда О.В. // *Зб. наукових праць „Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві”*. – Луцьк: Видавництво ЛНТУ. – 2015. – Вип. 3. – С. 220–227.
3. Мусхелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости / Н.И. Мусхелишвили. – М.: Наука, 1966. – 707с.
4. Прусов И.А. Метод сопряжения в теории плит / И.А. Прусов. – Минск: Издательство Беларускаго государственного университета, 1975. – 256с.
5. Прусов И.А., Шваб'юк В.И. Изгиб полубесконечной плиты, частично защемленной, частично шарнирно опертой. /Сб. Сопротивление материалов и теория сооружений. К., Изд-во «Будівельник», 1970. В. 12. С. 50-54.
6. Шваб'юк В.И. Учет эффекта сжимаемости нормали в контактных задачах для трансверсально-изотропных плит / В.И. Шваб'юк // *Прикл. механика*. – 1980. – Т. 16. – №9. – С. 71–77.
7. Каландия А.И. Об одной смешанной задаче изгиба упругой пластинки. / А.И. Каландия. – М. – ПММ .1952. Т. 16. В. 3. С. 43-51.



**ВПЛИВ НАПОВНЕНИХ МІЦЕЛ ПАР НА МІЦНІСТЬ  
ДРІБНОЗЕРНИСТОГО БЕТОНУ**

**INFLUENCE OF UPPER MICKSELS OF SOIL ON DENSITY  
DRYBOARD CONCRETE**

**Шишкіна О.О., к.т.н., доц., Шишкін О.О., д.т.н., проф.  
(Криворізький національний університет)**

**Shishkina O.O., Ph.D. in Engineering, Associate Professor,  
Shishkin O.O, Doctor of Engineering, Professor (Kryvyi Rih National  
University)**

Визначено вплив наповнених акриловим латексом міцел гідрофобних колоїдних поверхнево-активних речовин на міцність дрібнозернистого бетону. Доведено підвищення міцності означеного бетону та залежність її величини від водоцементного відношення та кількості наповнених акриловим латексом міцел гідрофобних колоїдних поверхнево-активних речовин.

The effect of acrylic latex micelles of hydrophobic colloidal surfactants on the strength of fine-grained concrete has been investigated in this work. At this time, a steady trend has been the application of various types of catalysis to almost all reactions that are used in chemical technology. It should be noted that the use of catalytic methods to improve the effectiveness of chemical reactions has a special peculiarity. Such transformations are complex systems within the network of subaccounts, so traditional methods of accelerating chemical processes, in particular the use of high temperatures, acids or bases, often do not give the desired result. Micelles of hydrophobic surfactants have an interesting and very valuable property: they can bind different molecules and ions. The micelles provide transportation of insoluble specimens due to unfavorable in other cases the phase of the solution. For example, using micelle transport substances can be used to accelerate maturation and growth of crystals. The purpose of this work is, for example, the use of acrylic latex to demonstrate the possibility of using a micelle filled organic substance of hydrophobic surfactants of an

aliphatic type as a means of controlling the strength of fine-grained concrete. To achieve this goal, the task was to investigate the change in the strength of fine-grained concrete from the contents of a micelle filled with acrylic latex. As a result of the performed experiments, it was established that the introduction of acrylic latex into the concrete structure leads to a significant increase in the strength of concrete under compression. It is proved to increase the strength of the specified concrete and its dependence on the water-cement ratio and the amount of micelles filled with acrylic latex of hydrophobic colloidal surfactants. The optimum amount of acrylic latex in concrete, which provides the maximum increase in its compressive strength, depends on the water-cement ratio in it and decreases with an increase in the water-cement ratio. The value of the relative strength of concrete in compression when introduced into its composition, the acrylic latex ash increases with decreasing the water-cement ratio.

Ключові слова: бетон, міцели, акрил, міцність, поверхнево-активні речовини.

Keywords: concrete, micelles, acrylic, strength, surface-active substances.

В останні роки відзначається різке збільшення інтересу до багатокомпонентних реакцій (БКР). Стійкою тенденцією стало застосування різних видів каталізу практично до всіх реакцій, які використовуються в органічній хімії, у тому числі й до БКР. Навіть ті перетворення, які раніше проводилися без використання яких-небудь каталізаторів, зараз залучені в коло каталітичних процесів, що відбиває загальний генеральний напрямок на підвищення ефективності органічного синтезу.

### **Аналіз останніх досліджень**

Слід зазначити, що застосування каталітичних методів для підвищення ефективності БКР має особливу специфіку. Подібні перетворення являють собою складні системи, що входять до мережі субреакцій, тому традиційні методи прискорення хімічних процесів (використання високих температур, кислот або основ) найчастіше не дають бажаного результату [1]. Зазвичай вони діють неселективно, прискорюючи побічні двокомпонентні реакції,

приводячи до появи небажаних продуктів у системі. З іншого боку, одним з недоліків багатьох БКР є їхня низька швидкість.

Супрамолекулярні системи на основі дифільних з'єднань (ПАР, гідрофобізованих макроциклів, полімерів та ін.) широко застосовуються в сучасних наукоємних технологіях [2]. Інтерес до цих систем обумовлений двома важливими властивостями дифільних з'єднань: здатністю до утворення агрегатів в розчині вище певної концентрації (у разі розчинів ПАР званої критичної концентрацією міцелоутворення, ККМ), а також солюбілізуючими властивостями агрегатів щодо органічних і біологічних субстратів [3]. Введення до складу системи «портландцемент – вода» димерів гідрофобних ПАР аліфатичного типу також призводить до значного збільшення міцності цементного каменя [4].

Міцели гідрофобних ПАР володіють цікавою і дуже цінною властивістю: вони можуть зв'язувати різні молекули і іони. Це явище (в загальному випадку зване солюбілізація) носить універсальний характер. Міцели ПАР знаходять широке застосування в якості міцелярних каталізаторів, переносників лікарських засобів і генного матеріалу, антимікробних препаратів, інгібіторів корозії і т.д. Міцели забезпечують транспорт нерозчинних зразків через несприятливу в інших випадках фазу розчину. Так, наприклад, за допомогою міцел транспорт речовин може бути використаний для прискорення дозрівання і росту кристалів.

Більшість робіт по застосуванню наночастинок для поліпшення характеристик бетону відноситься до  $Fe_2O_3$  [5],  $Al_2O_3$  [6] і  $ZrO_2$  [7]. Проводилися дослідження з використання наночастинок  $CuO$  [8], монтморилоніту [9] і каоліну [10], а в роботі [11] – використання порошоків окислів металів  $Ti$ ,  $Al$ ,  $Ca$ ,  $Mg$ ,  $W$ ,  $Co$  та кремнію, застосованих у мікродозах. Означені роботи присвячено застосуванню наповнених оксидами металів міцел ПАР, і відносяться до технології «золь – гель».

Наведений досвід застосування технології «золь – гель» тобто наповнених неорганічними речовинами міцел для регулювання міцності бетону [5-11] підтверджує актуальність досліджень в цьому напрямку із застосуванням міцел наповнених органічними речовинами.

### **Постановка мети і задач досліджень**

Метою даної роботи є на прикладі застосування акрилового латексу показати можливість використання наповнених органічною речовиною міцел гідрофобних ПАР аліфатичного типу як засобу управління міцністю дрібнозернистих бетонів.

Для досягнення означеної мети в роботі була поставлена задача дослідити зміну міцності дрібнозернистого бетону від вмісту в ньому міцел, наповнених акриловим латексом.

### **Методика досліджень**

Для проведення дослідів використовували портландцемент ПАТ «Хайдельберг цемент. Кривий Ріг» марки ПЦ М400-Д20, в якості міцелоутворюючої ПАР застосовували олеат натрію, в якості дрібного заповнювача бетону використовували Дніпровський річковий пісок, в якості заповнювача бетону – мелений доменний гранульований шлак.

Наповнені міцели готували шляхом розчинення у воді олеату натрію з наступним додаванням при постійному перемішуванні акрилового латексу.

Отриманий водяний розчин наповнених акриловим латексом міцел (ае) додавали до води при отриманні бетону.

З дрібнозернистого бетону, який містив або тільки заповнювач у кількості 30% від маси мінеральної частини бетону, або заповнювач у кількості 30% від маси суміші портландцементу і заповнювача та заповнювач у кількості 75 % від маси мінеральної частини бетону.

Для випробування виготовляли зразки бетону розміром 40x40x160 мм., які після виготовлення тверділи на протязі певного часу, після чого піддавалися випробуванням на стиск за стандартними методиками випробувань зразків бетону за допомогою універсальної випробувальної машини УММ-100.

**Результати досліджень.** У результаті виконаних експериментів встановлено, що введення до складу бетону золю акрилового латексу призводить до значного збільшення міцності бетону при стиску (рис.1,2,3).

Аналіз результатів експериментів показав, що ступінь впливу золю акрилового латексу на міцність бетону залежить не тільки від його кількості в складі бетону, а й від величини водоцементного відношення в бетоні (тобто від кількості води).

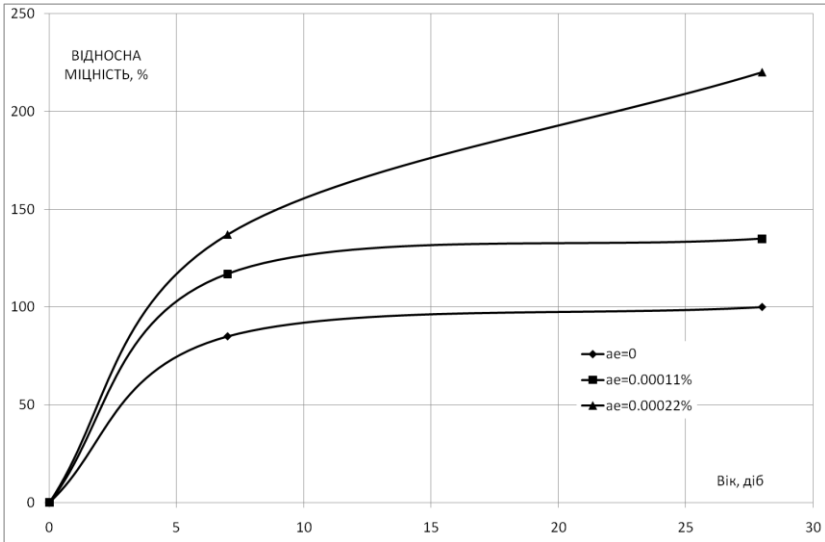


Рис. 1 Відносна міцність бетону без дрібного заповнювача при  $V/C=0,3$

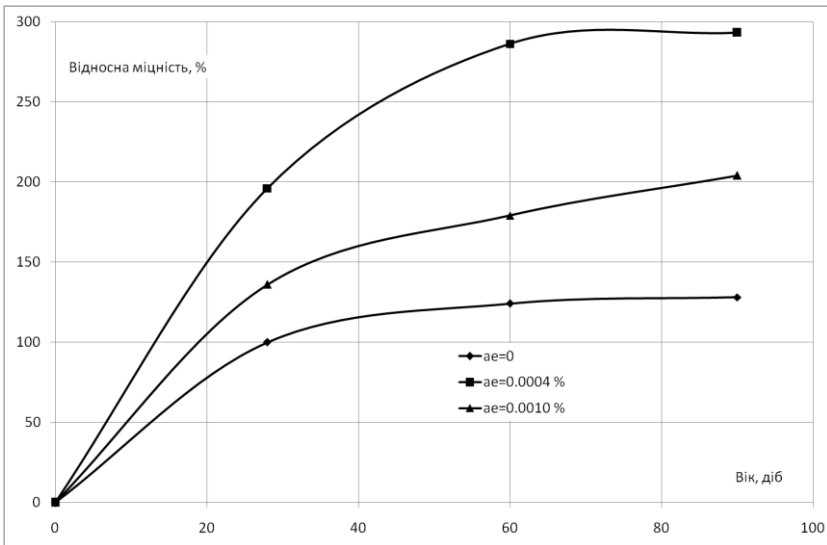


Рис. 2 Відносна міцність бетону із дрібним заповнювачем при  $V/C=0,4$

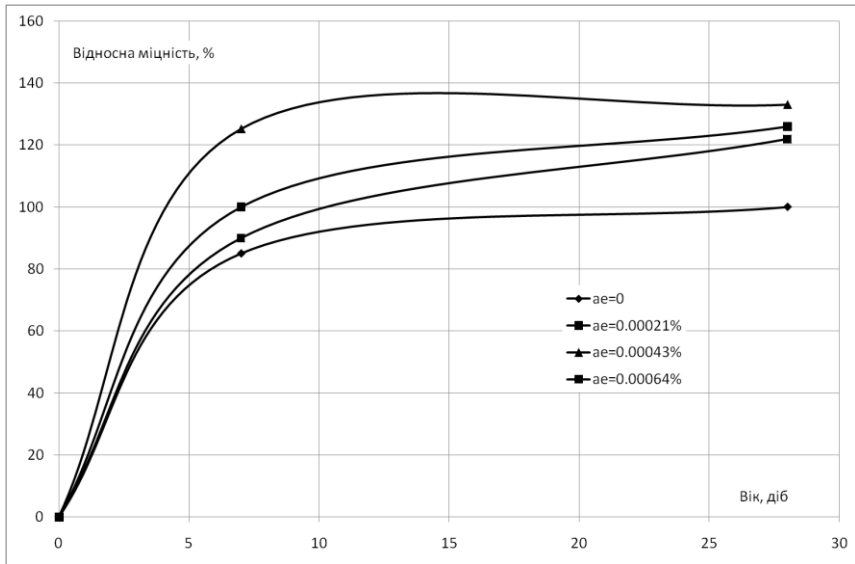


Рис. 3. Відносна міцність бетону без дрібного заповнювача при  $V/C=0,5$

Так при водоцементному відношенні 0,3 максимальний приріст міцності бетону складає у віці 28 днів 120% (рис. 1), при водоцементному відношенні 0,4 максимальний приріст міцності бетону складає у віці 28 днів 100% (рис.3), а при водоцементному відношенні 0,5 максимальний приріст міцності бетону складає у віці 28 днів тільки 38% (рис.2).

Означене підтверджує гіпотезу щодо відповідності процесів, що відбуваються у даному випадку в розглянутій системі, «гель – золь технології».

Цей же висновок підтверджують і результати дослідження впливу вмісту наповнений міцел в бетоні на його міцність (рис. 4).

Аналіз результатів досліджень даної групи експериментів показує, що із збільшенням водоцементного відношення зменшується вплив наповнених міцел на міцність бетону. Окрім

того, зменшується кількість наповнених міцел, яка забезпечує максимальне збільшення міцності бетону (рис. 4).

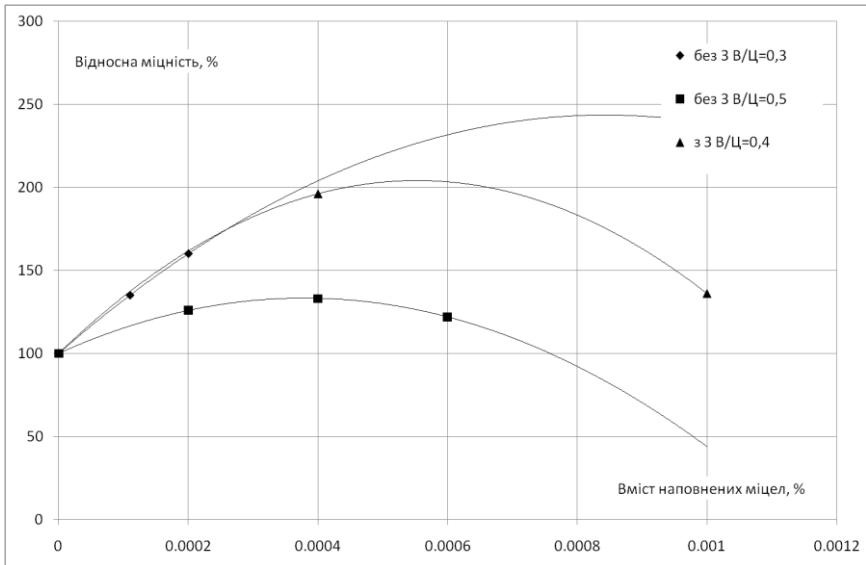


Рис. 4. Вплив наповнених міцел на міцність бетону (З - заповнювач)

### Висновки

Виконані дослідження дозволяють зробити наступні висновки:

1. Використання золю органічної речовини як добавки до дрібнозернистого бетону дозволяє керувати величиною його міцності при стиску. Процеси, які обумовлюють означене, відносяться до «золь – гель» технології.

2. Оптимальна кількість золю органічної речовини в бетоні, яка забезпечує максимальне збільшення його міцності при стиску, залежить від водоцементного відношення в ньому і зменшується із збільшенням водоцементного відношення.

3. Величина відносної міцності бетону при стиску при введенні до його складу золю органічної речовини збільшується при зменшенні водоцементного відношення.

## Список використаних джерел

1. Л. Я. Захарова, А. И. Коновалов. Супрамолекулярные системы на основе катионных поверхностно-активных веществ и дифильных макроциклов. Коллоидный журнал, 2012, том 74, № 2, с. 209-221.
2. Sanchez F., Sobolev K. Nanotechnology in concrete - A review. - Construction and Building Materials., 2010, №24, p.2060-2071.
3. Li H., Zhang M-H., Ou J-P. Flexural fatigue performance of concrete containing nano-particles for pavement. Int. J. Fatig., 2007, v.29, №7, p.1292-1301.
4. Shishkina A., Shishkin A. Research into effect of complex nanomodifiers on the strength of fine-grained concrete. Eastern-European Journal of Enterprise Technologies 2/6 (92) 2018. p. 29 – 33.
5. Abdoli N., Arefi R., Mollaahmadi E., Abdollahi B. To study the effect of adding Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> nanoparticles on the morphology properties and microstructure of cement mortar. Life Science Journal., 2011, v.8, №4, p.550-554.
6. Li Z., Wang H., He S., Lu Y., Wang M. Investigations on the preparation and mechanical properties of the nano-alumina reinforced cement composite. Mater. Lett. V., 2006, v.60, №3, p.356-359.
7. Nazari A., Riahi H. The effects of ZrO<sub>2</sub> nanoparticles on physical and mechanical properties of high strength self compacting concrete. Materials Research., 2010, v.3, №4, p.1-13.
8. Nazari A., Riahi H. Effects of CuO nanoparticles on compressive strength of self-compacting concrete. Sadhana., June 2011, v.36, Part 3, p.371-391.
9. Chang T-P, Shih J-Y, Yang K-M, Hsiao T-C. Material properties of Portland cement paste with nano-montmorillonite. J. Mater. Sci., 2007, v.42, №17, p.7478-7487.
10. Шишкина А.А., Шишкин А.А. Влияние модифицированного каолина на прочность порошкового бетона. Науковий вісник будівництва. 2018. 1(91). С. 169-172.
11. Тевяшев А.Д., Шитиков Е.С. О возможности управления свойствами цементобетонов с помощью нано-модификаторов. Восточно-европейский журнал передовых технологий. 2009. 4/7 (40). С. 35-40.



**ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ КОЛОЇДНИХ ПОВЕРХНЕВО-  
АКТИВНИХ РЕЧОВИН НА СТРУКТУРОУТВОРЕННЯ  
ДРІБНОЗЕРНИСТИХ БЕТОНІВ**

**INVESTIGATION OF THE EFFECT OF COLLOID SURFACE-  
ACTIVE SUBSTANCES ON THE STRUCTURE OF BUILDING  
OF FINE-GRAINED CONCRETES**

**Шишкіна О.О., к.т.н., доц. (Криворізький національний  
університет)**

**Shishkina O.O., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (Kryvyi  
Rih National University)**

Досліджено вплив колоїдних поверхнево-активних речовин на структуроутворення дрібнозернистих бетонів за допомогою визначення кількості хімічно зв'язаної води, структурної міцності цементного тіста та зміни міцності бетону в часі.

Concrete is one of the most commonly used building materials, the volume of its production is quite significant. Taking into account that the monolithic method of building of buildings and structures is becoming more widespread, the demand for high-strength and especially high-strength concrete as well as concrete that can withstand rigid operating conditions is constantly increasing. In the manufacture of building structures and products, including monolithic, which operate under aggressive environments, as well as in the repair of reinforced concrete structures, the most effective use of fine-grained concrete. In order to increase the efficiency of concrete use, a great deal of attention is paid to the study of methods for improving the properties of concrete, in particular, for increasing durability, accelerating the periods of hardening, and adjusting the rheological properties of a concrete mixture. Such concrete should have certain specific properties, in particular high rate of formation of the structure, and, as a consequence, strength to shorten the construction time. The methods currently used to accelerate the hardening of concrete have significant drawbacks. In particular, this applies to the use of surfactants. The purpose of this work is to determine

the influence of aliphatic hydrophobic colloidal surfactant on the processes of hydration of cement when obtained fine-grained concrete. The results of these experiments showed that the introduction of "portland cement-water" into the disperse system of an aliphatic hydrophobic colloidal surface-active substance leads to an increase in the amount of bound water in the system. Also, a change in the structural strength of the cement paste with the addition of an aliphatic hydrophobic colloidal surfactant was investigated. As a result, it was found that the use of such a surfactant in the first hours reduces, and later increases the structural strength of the cement dough. In addition, the change in the strength of concrete containing an aliphatic hydrophobic colloidal surfactant in time was investigated. It has been determined that the use of this surfactant is more effective than the use of other types of surfactants.

Ключові слова: дрібнозернистий бетон, колоїдні поверхнево-активні речовини, асоціати, гідратація, цемент.

Keywords: fine-grained concretes, colloid surface-active substances, associates, hydration, cement.

Сучасний світ характеризується бурхливим розвитком практично усіх галузей господарства, в тому числі будівництва. Так як бетон є одним з найчастіше застосовуваних будівельних матеріалів, об'єми його виробництва досить значні. Для підвищення ефективності його використання приділяється велика увага дослідженню методів покращення властивостей бетонів, зокрема підвищення міцності, прискорення термінів тужавіння, регулювання реологічних властивостей бетонної суміші.

З урахуванням того, що монолітний спосіб зведення будівель і споруд набуває все більшого розповсюдження, повсякчас зростає потреба у високо- та особливо високоміцних бетонах, а також бетонах, які здатні витримувати жорсткі умови експлуатації. Окрім цього, на сьогоднішній день в усьому світі особлива увага приділяється вирішенню питання економії енергетичних та матеріальних ресурсів.

У сфері виробництва бетонів новітні технології дали змогу створити високоякісні, високотехнологічні, високофункціональні бетони (High Performance Concrete, HPC). Під цим терміном об'єднані багатокомпонентні бетони з високими експлуатаційними

властивостями, міцністю, довговічністю, адсорбційною здатністю, низьким коефіцієнтом дифузії й стираністю, надійними захисними властивостями стосовно сталевій арматури, високою хімічною стійкістю, бактерицидністю й стабільністю об'єму. Для скорочення термінів будівництва, що особливо актуально при монолітному будівництві, передові країни активно розвивають нові покоління бетонів у тому числі із прискореними строками твердіння й набору міцності.

При виготовленні будівельних конструкцій та виробів в тому числі монолітних, які працюють в умовах дії агресивних середовищ, а також при ремонті залізобетонних конструкцій, найбільш ефективно застосовувати дрібнозернисті бетони. Такі бетони повинні володіти певними специфічними властивостями, зокрема високою швидкістю формування структури, і, як наслідок, міцності для скорочення термінів проведення будівництва. Зазвичай, для того щоб прискорити твердіння бетону при виробництві конструкцій використовують підвищення питомої поверхні цементу; вплив підвищеної температури твердіння бетону, як при нормальному атмосферному, так і при підвищеному тиску; введення добавок, що прискорюють твердіння. Однак кожний із означених методів має свої недоліки. Наприклад, підвищення питомої поверхні цементу доцільно здійснювати до певної величини, адже її перевищення призводить до зворотної агрегації часток цементу. Крім того, цей метод може призвести до значного збільшення витрат на виготовлення бетону. В свою чергу тепла обробка бетонів також має свої обмеження. Необхідно пам'ятати, що згідно нормативних документів, температуру ізотермічного прогріву для одержання високоякісних (у тому числі морозостійких) бетонів треба зменшувати до 333К. Одним з поширених методів прискорення формування міцності бетону є застосування добавок-прискорювачів твердіння. Проте вони володіють таким значним недоліком, як втручання в хімічні процеси твердіння в'язучих речовин, що призводить до зміни спрямованості цих процесів та утворення нових «нестандартних» мінералів. Визначене академіком Ребіндером явище підвищення швидкості твердіння бетону при введенні до його складу незначної кількості гідрофільних поверхнево-активних речовин відкриває новий напрям в управлінні процесами структуроутворення бетону.

### **Аналіз останніх досліджень**

Молекули поверхнево-активних речовин (ПАР) мають яскраво виражену дифільність, тобто містять як гідрофобні, так і гідрофільні групи. Зазвичай вони мають будову  $RX$ , де  $R$  - вуглеводневий ланцюжок з числом атомів вуглецю від 8 до 18, алкілароматичний радикал або гідрофобний залишок іншої будови, а  $X$  - гідрофільна група. Залежно від природи групи  $X$ , ПАР можна розділити на неіонні, аніонні й катіонні.

З точки зору закономірностей впливу розчинів ПАР на швидкість гідратації в'язучих речовин представляє інтерес така властивість ПАР як утворення міцел. При низьких концентраціях ПАР утворюють істинні розчини, але по досягненню їх певної концентрації, відбувається агрегація молекул ПАР з формуванням міцел. Мінімальне значення концентрації, при якій починається формування міцел, називають критичною концентрацією міцелоутворення – ККМ.

Швидкість хімічних реакцій, що протікають в розчинах, залежить від багатьох чинників. Одним з них є присутність в розчині ПАР і їх агрегатів. Явище зміни швидкості реакцій в присутності міцел ПАР часто називають міцелярним каталізом. Погляди більшості дослідників в даний час сходяться на тому, що поверхневі явища пов'язані з неасоційованими іонами або молекулами і що, отже, міцели не беруть участь в утворенні поверхневих або міжфазних адсорбційних плівок [1].

Серед факторів, які забезпечують зміну швидкості реакції в присутності міцел ПАР, можна виділити: концентрування реагентів всередині або на поверхні міцел з їх специфічною орієнтацією (ефект концентрування) та зв'язування частинок, що реагують, міцелярною псевдофазою зі зміною властивостей їх локального мікрооточення (ефект середовища).

До специфічних особливостей розчинів ПАР відносять їх здатність розчиняти всередині міцел малорозчинні у даному середовищі речовини. При цьому утворюються термодинамічно стійкі ізотропні розчини. Саме це є причиною різкого збільшення поглинання міцелами і, як наслідок, розчинення деяких речовин при досягненні ККМ в розчині ПАР (явище солубілізації). Подальше збільшення концентрації ПАР викликає збільшення розчинності пропорційно концентрації ПАР, що пов'язано, в основному, з ростом загального числа міцел в одиниці об'єму.

Здатність міцелярних систем ПАР солюбілізувати різні речовини є їх найважливішою властивістю [2,3]. Солюбілізація призводить до зростання розчинності з'єднань за рахунок їх локалізації в мікрофазі супрамолекулярної системи. При цьому істотно змінюються властивості солюбілізату: його гідратація, жорсткість і конформація молекул, а внаслідок цього – його фізико-хімічні характеристики. Змінюються комплексоутворюючі, протолітичні, таутомерні, окислювально-відновні властивості, розподіл зарядів в молекулі. Якщо солюбілізовані речовини здатні брати участь в хімічних взаємодіях, то їх розподіл між фазами може визначати швидкість і механізм хімічних реакцій.

Фактично, утворення міцел відбувається у вузькій області концентрацій ПАР поблизу ККМ і супроводжується різкою зміною ряду властивостей розчину (світлорозсіювання, в'язкість, електропровідність, поверхневий натяг, розчинна здатність щодо деяких речовин і ін.), що використовують для визначення ККМ.

ПАР, що утворюють міцели відносяться до гідрофобних колоїдних і мають або аліфатичну або ароматичну структуру вуглецевих радикалів. При концентрації нижче ККМ колоїдна ПАР повністю дисоціює і існує у вигляді іонів. Такі ПАР називають іонними (катіонними і аніонними), а також «колоїдними електролітами». Внаслідок гідрофобної взаємодії навколо довгого вуглеводневого радикала аліфатичної ПАР відбувається ущільнення ажурної структури води і утворюється її «льодоподібна» область [4,5] (рис. 1).

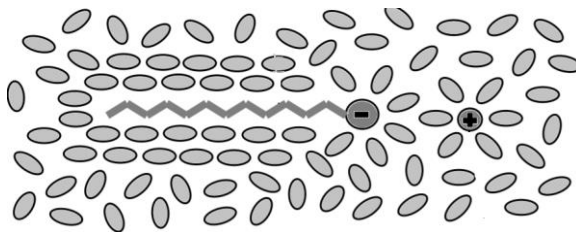


Рис. 1. Структура води навколо молекули колоїдної ПАР

Дослідження об'ємних властивостей розбавлених розчинів гідрофобних аліфатичних ПАР в цілому підтверджують, що відбувається прискорена гідратація мінералів цементу та підвищена

пептизація його часток, особливо в разі іонних ПАР, які дисоціюють на іони.

### **Постановка мети і задач досліджень**

Метою даної роботи є визначення впливу аліфатичної гідрофобної колоїдної поверхнево-активної речовини на процеси гідратації цементу при отриманні дрібнозернистих бетонів.

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити такі задачі: дослідити вплив аліфатичної гідрофобної колоїдної поверхнево-активної речовини на гідратацію цементу через визначення кількості зв'язаної води, структурної міцності цементного тіста та зміну механічної міцності бетону в часі.

#### *Методика досліджень.*

Дослідження проводили згідно із стандартними методиками. Для виготовлення бетону використовували портландцемент М400 ПАТ «Хайдельберг цемент Кривий Ріг» (Україна), дрібний заповнювач - відходи збагачення залізних руд Новокириворізького гірничо-збагачувального комплексу ПАТ «Арселор Мітал Кривий Ріг» (Україна), що мають максимальний розмір частинок 0,63 мм. У якості аліфатичної гідрофобної ПАР (МПАР) – олеат натрію (Simagchem Corp., Китай).

Структурна міцність цементного тіста визначалася за методикою запропонованою Стефановим Б.В. [6] Метод визначення ступеня гідратації за кількістю зв'язаної води обраний у зв'язку з тим, що він дозволяє не тільки простежити ступінь гідратації кожного мінералу портландцементу, а й фіксувати зміну кількості хімічно зв'язаної води в залежності від вмісту МПАР. Механічна міцність бетону визначалася стандартними методами.

#### *Результати досліджень.*

В першій групі дослідів визначалася кількість зв'язаної води в системах «портландцемент – вода» та «портландцемент – вода – МПАР». Кількість хімічно зв'язаної води цементом, що застосовували у дослідях, при твердінні приведено в табл. 1.

Результати проведених експериментів показали, що введення в дисперсну систему «портландцемент – вода» МПАР в умовах експерименту призводить до збільшення кількості зв'язаної води.

Таблиця 1

Кількість хімічно зв'язаної води в продуктах гідратації дисперсної системи «портландцемент – вода»

Завод-виробник цементу	Кількість хімічно зв'язаної води, %	
	без МПАР	з МПАР
ПАТ «Хайдельберг цемент Кривий Ріг»	16,09	17,95

Отримані результати експериментів доводять, що введення МПАР в систему «портландцемент-вода» призводить до прискорення гідратації цементу, що й підтверджується збільшенням кількості хімічно зв'язаної води.

В наступній групі експериментів досліджувалася структурна міцність дисперсної системи «портландцемент – МПАР – вода» в залежності від часу її структуроутворення.

В умовах проведення експерименту введення до складу дисперсної системи «портландцемент – вода» МПАР призводить до зменшення величини структурної міцності отриманого матеріалу (рис. 2) в перші години. Але з часом структурна міцність дисперсної системи «портландцемент – вода – МПАР» різко збільшується і перевищує структурну міцність дисперсної системи «портландцемент – вода». Це явище також підтверджує прискорення гідратації мінералів портландцементу.

В подальшому була досліджена зміна міцності бетону в часі (рис.3).

З результатів експериментів видно, що застосування МПАР більш ефективно, ніж застосування гідрофільної ПАР – ССБ, а також гідрофобної ароматичної ПАР – милонафту (рис. 3). Це обумовлено тим, що введення МПАР забезпечує найбільшу швидкість формування міцності бетону та її величину.

Отримані в ході досліджень результати можна пояснити наступним чином.

Механізм дії ПАР в процесах твердіння в'язучих в розглядався П. О. Ребіндером. У зв'язку з відкритим їм ефектом зниження міцності твердих тіл, в ранніх роботах він пояснив вплив малих додавань цих речовин на властивості цементного каменю як наслідок подрібнення кристалічної структури (модифікації) в результаті розклинюючої дії тонких адсорбційних шарів модифікатора на поверхні цементних зерен [7,8].

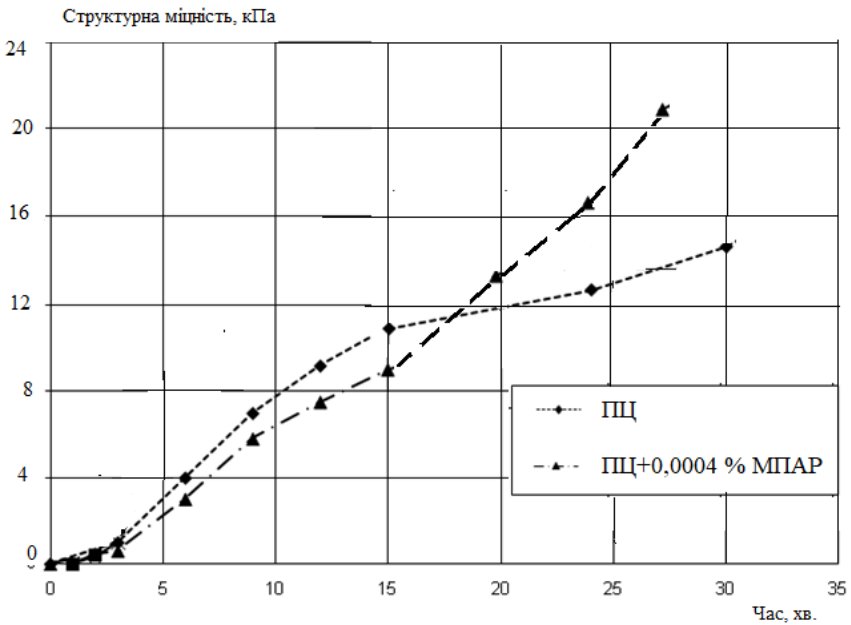


Рис. 2. Структурна міцність дисперсної системи «портландцемент – вода – МПАР» (ПЦ - портландцемент)

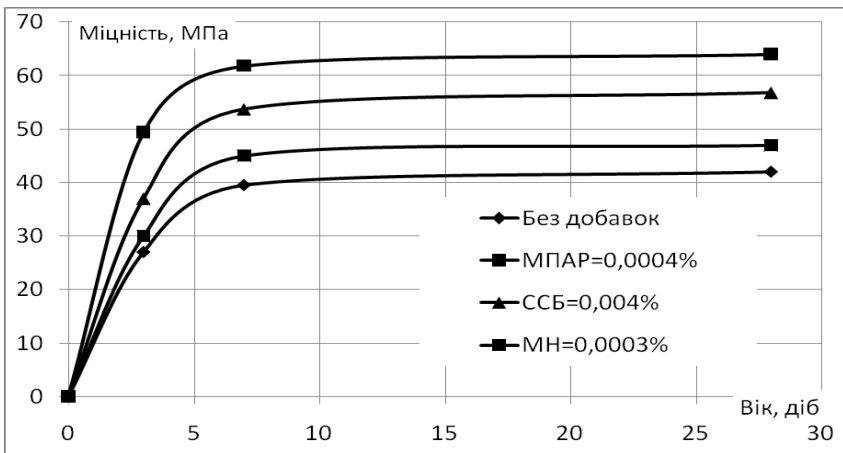


Рис. 3. Вплив виду поверхнево-активної речовини на швидкість формування міцності



При цьому хімічна природа добавок визначає будову адсорбційних шарів і відповідно до орієнтації частин молекули ПАР - гідрофілізацію або гідрофобізацію поверхні [7,8].

Подальші дослідження підтвердили модифікуючу дію ПАР, особливо гідрофільного характеру, і значне збільшення дисперсності твердої фази в їх присутності [7-10].

У роботах по вивченню механізму структуроутворення в цементних суспензіях в присутності гідрофільних ПАР (переважно ССБ) на процеси розчинення і виділення нових фаз в розбавлених суспензіях гіпсу і силікатів кальцію [4] відзначається, що поряд з адсорбцією добавки на поверхні частинок в'язучого значну роль відіграє і стабілізація зародків гідратної фази. З цих позицій можна пояснити цілий ряд явищ, які спостерігаються при введенні ПАР в цементну суспензію, зокрема, знаходить пояснення і підвищена концентрація розчинних компонентів в рідкій фазі цементної суспензії в присутності ССБ [10].

Відмінності в реакційній здатності ПАР різної будови, зумовлені активністю (ступенем дисоціації) полярних груп в залежності від молекулярної маси, хімічної природи і будови вуглеводневого радикала, що визначає взаємне розташування і відстань між активними групами [4,5].

Слід також відзначити певний вплив вуглеводневої частини макромолекули ПАР. Її наявність в системі змінює структуру води в безпосередній близькості від поверхні в бік зменшення розчинності новоутворень і відповідно впливати на їх морфологію [4,5].

Явища адсорбції ПАР на поверхні безводного в'язучого або гідратних фаз лежать в основі дії не тільки гідрофільних, але і гідрофобних добавок.

Гідрофобні ПАР мають різну будову, яка відбивається у їх впливі на процеси структуроутворення в системі «портландцемент – вода». Найбільш поширеними є гідрофобні ПАР солі аліфатичних ненасичених карбонових кислот (зокрема олеат натрію) та солі ароматичних карбонових кислот (зокрема милонафт) [10].

Грунтуючись на структурі колоїдної поверхнево-активної речовини, яка запропонована П.О. Ребіндером [4] та розвинута М.О. Мчедловим-Петросяном [5] (рис. 1), її адсорбцію на поверхні частинок цементу можна уявити за схемою, наведеною на рис. 4.

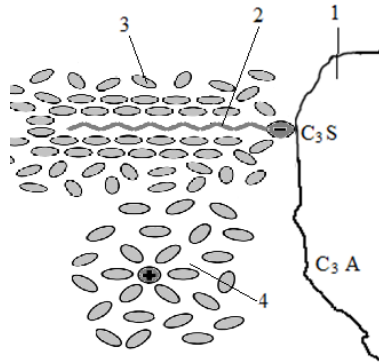


Рис. 4. Схема адсорбції молекули аліфатичної колоїдної ПАР на частинці цементу: 1 – частинка цементу; 2 – вуглеводневий радикал ПАР; 3 – молекули структурованої води; 4 – Na-кластер

Тобто, при концентраціях гідрофобної колоїдної ПАР менше критичної концентрації міцелоутворення (ККМ), її молекули вибірково адсорбуються на  $C_3S$  цементу, залишаючи контакт трикальцієвого алюмінату з водою, тобто не перешкоджають його гідратації.

В той же час встановлено [11,12] існування задовго до досягнення ККМ початку колективної міжмолекулярної взаємодії ПАР – критичної концентрації субміцелоутворення (ККСМ). При цьому досягається максимальна структуризація води (зміцнення водневих зв'язків навколо вуглеводневого радикалу, зневоднення гідрофільної групи). Причому ККСМ, а не ККМ відповідає істинній розчинності ПАР.

При комплексному дослідженні асоціації ПАР встановлено, що до ККСМ вони утворюють іонні пари тільки з протилежними іонами [11,12]. По мірі збільшення концентрації настає колективна асоціація ПАР (асоціація одно знаковими органічними іонами).

Тобто, при ККСМ утворюються асоціати молекул (дімери), які не адсорбуються на поверхні силікатів цементних часток, а руйнують їх, за рахунок утворення солей кальцію. Це призводить до збільшення пептизації цементу, його розчинення, що і обумовлює прискорення гідратації цементу, що забезпечує прискорення формування структури цементного каменю та, як наслідок, прискорення формування міцності цементу.

Окрім цього, гідрофобні ПАР, які мають аліфатичну структуру вуглеводневого радикалу, забезпечують контакт структурованої води з поверхнею частинок цементу. Тобто достатньо наочно видна певна тотожність схем адсорбції гідрофільних ПАР при малих їх концентраціях та гідрофобних ПАР, які мають аліфатичну структуру вуглеводневого радикалу, при концентраціях менше ККМ. В обох випадках навколо молекул ПАР концентрується структурована вода, яка контактує з поверхнею часток цементу.

У той же час, гідрофобні ПАР, які мають на відмінну від аліфатичної, ароматичну структуру вуглеводневого радикалу (наприклад милонафт) не можуть забезпечити контакт структурованої води із частинками цементу навіть при незначній кількості означених ПАР.

Вплив же структурованої води на процеси гідратації мінералів цементу достатньо вивчений. Так структурована вода забезпечує високий ступінь і швидкість гідратації сухої речовини (швидкість розчинення неорганічних солей збільшується в десятки разів) з більш глибоким і рівномірним заглибленням частинок в'язучого в структуру частинок наповнювача. Тобто, при малих концентраціях, гідрофобні аліфатичні колоїдні ПАР, які мають форму вуглеводневого радикалу близьку до лінійної окрім забезпечення руйнації часток цементу виконують роль «транспортерів» структурованої води до часток цементу, що й призводить прискорення його гідратації, а отже і формування міцності бетону.

## **Висновки**

На основі виконаних досліджень встановлено:

1. Аліфатичні гідрофобні колоїдні поверхнево-активні речовини при здійснюють вплив на процеси гідратації цементу.
2. Доведено, що введення аліфатичної гідрофобної колоїдної поверхнево-активної речовини до складу бетону у кількості менше критичної концентрації субміцелоутворення збільшує кількість хімічно зв'язаної води на 12%, величину структурної міцності цементного тіста на 62 %, що сприяє збільшенню міцності бетону на 79% у ранньому віці і на 50% у віці 28 діб.
3. Означені результати пояснюються взаємодією дімерів аліфатичної гідрофобної колоїдної поверхнево-активної речовини із силкатами портландцементу, що сприяє пептизації його частинок. Крім того дімери аліфатичної гідрофобної колоїдної поверхнево-

активної речовини є «транспортерами» структурованої води до поверхні частинок цементу, що сприяє прискоренню реакцій гідратації силікатів не впливаючи на швидкість гідратації алюмінатів.

### Список використаних джерел

1. Marusin S.L. Shotwell L.B. Alkali-silica reaction in concrete caused by densified silica fume lumps: a case study. *Cem., Concr. & Aggregates*. 2000. Vol. 22, No 2. 90-94.
2. Ланге, К. Р. Поверхностно-активные вещества. *Синтез, свойства, анализ, применение*. Санкт-Петербург, 2005. 240.
3. Савин, С. Б. Чернова Р. К., Штыков С. Н. Поверхностно-активные вещества. Москва: 1991. 250.
4. Ребиндер П.А. Избранные труды. Поверхностные явления в дисперсных системах. Коллоидная химия. Москва, 1978. 366.
5. Мчедлов-Петросян Н.О., Лебедь А.В., Лебедь В.Н. Коллоидные поверхностно-активные вещества. – X. 72.
6. Стефанов Б.В., Русанова Н.Г. Технология бетонных и железобетонных изделий. 1982. 406 с.
7. Ребиндер П. А., Венстрем Е. К. Стабилизация гидрофобных и гидрофильных суспензий ПАВ. *Журн. физ. химии*. 1930. № 1. с. 2.
8. Ребиндер П. А., Ребиндер К. П. Пассивирующие (отрицательно-каталитические) действия адсорбционных слоев поверхностно-активных веществ. *Журн. физ. химии*, 1930. т. 1. вып. 2. с. 175—188.
9. Ребиндер П. А. Физико-химия моющего действия. 1935. 162 с.
10. Глекель Ф.П., Копп Р.З., Ахмедов К.С. Регулирование гидратационного структурообразования поверхностно-активными веществами. 1986. 224.
11. Миргород Ю.А., Самойлов О.Я. и др. *Журн. физ. химии*. 1975. Т.41. №6. С.1442 -1446.
12. Mirgorod Yu. A., Kurdyukov A.V., Postnikov E.V. *Russ. J. Phys. Chem*. 2005. V.79. №8. P.1203 – 1208.

**ВИЗНАЧЕННЯ ЕЛАСТИЧНОСТІ, ЗЧЕПЛЮВАНОСТІ,  
РОЗШАРУВАННЯ ПРИ ЗБЕРІГАННІ  
МОДИФІКОВАНИХ БІТУМІВ**

**DETERMINATION OF ELASTICITY, COMPATIBILITY,  
DETERMINATION OF STORAGE OF MODIFIED BITUMES**

Талах Л.О., к.т.н., доц., Маліков В.В., к.т.н., доц., Панасюк Я.І., к.т.н., ст. викладач (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Talakh L.O., Ph.D. associate professor, Malikov V.V, Ph.D. associate professor, Panasuk Y.I., Ph.D senior lecturer (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Наведено результати експериментальних досліджень визначення еластичності, зчеплюваності (адгезії), розшарування при зберіганні дорожніх бітумів, модифікованих полімерно-активними добавками Kraton D1101, Calprene C-411, Calprene C-501 і восковою добавкою Sasobit.

Properties of asphalt and asphalt polymer composites as systems with a coagulation structure are determined mainly by the quality of bituminous binders. According to this, the quality indicators of the binding agents should be as objective as possible, allowing them to predict strength, displacement, cracks, water resistance and aging resistance of concrete on their basis.

Elasticity is the ability of bitumen-polymer binder to develop large deformations under the influence of external forces, and after the cessation of their action return to its original state. The essence of the method is to determine the part of the elastic (reversible) deformation in the general deformation of the sample.

Adhesion of bitumen is the strength of its adherence to the surface of the main or acidic stone materials in the contact area. When a pair of bitumen - the mineral surface is in a dry state, the adhesion of bitumen is always greater than its cogenesis (bitumen strength in a thin layer). When such a pair is in an aqueous medium, there is an extinction of the bituminous film from the surface of the stone material. This is due to the high polarity of water, which due to this well rubs the stone

surface and penetrates it under the film of bitumen. In this regard, a useful indicator of the ability of bitumen to withstand the extinguishing action of the mineral surface is practically useful. Such an indicator is called clutter.

There are different methods of determining the adhesion. They are divided into passive and active ones. Passive clinging characterizes the ability of bitumen to resist flaking it from the mineral surface under the influence of water. Active clinging indicates the ability of bitumen to interact with the mineral surface in the presence of water and stick to it. Additionally, clamping properties can be determined qualitatively and quantitatively.

Stratification can lead to unpredictable consequences for the quality of asphalt polymer mixtures and asphalt polymer concrete. Determination of the degree of stratification makes it possible to use measures to eliminate it.

The essence of the method for determining the bundle is to determine the difference in the properties of the binder, modified by the polymer, from the upper and lower parts of the tube, which was maintained in an upright position at 180 ° C for 24 hours.

The results of experimental studies of determination of elasticity, adhesiveness (adhesion), stratification during storage of road bitumen, modified with polymeric active additives Kraton D1101, Calprene C-411, Calprene C-501 and waxy additive Sasobit are given.

Ключові слова: бітум, модифікований бітум, добавка, еластичність, адгезія, розшарування при зберіганні.

Keywords: bitumen, modified bitumen, additive, elasticity, adhesion, stratification when stored.

Якість асфальтобетону багато в чому визначає в'язуче, яке виготовляють на основі бітуму. Його властивості покращують різними методами, деякі з яких описано в працях [1—3]. Властивості асфальто- і асфальтополімербетонів як систем з коагуляційною структурою визначаються головним чином якістю бітумних в'язучих. У відповідності з цим показники якості в'язучих повинні бути в максимальній мірі об'єктивними, дозволяючи прогнозувати міцність, зсуво-, тріщино-, водостійкість і стійкість до старіння бетонів на їх основі.

Ефективність дії модифікаторів визначають переважно з використанням методів визначення адгезійних властивостей бітумів. Дослідження еластичності, зчеплюваності (адгезії), розшарування при зберіганні дорожніх бітумів, модифікованих полімерно-активними добавками Kraton D1101, Calprene C-411, Calprene C-501 і восковою добавкою Sasobit проводилося за методиками [4,5,6].

За вихідну сировину був взятий бітум Кременчуцького НПЗ марки БНД 90/130 і бітум Мозирського НПЗ (Білорусь) марки 60/90. Процентний вміст в'язучого складав 2% і 3%.

Еластичність – це здатність бітумополімерного в'язучого розвивати великі деформації під дією зовнішніх сил, а після припинення їх дії повертатися в попередній стан. Сутність методу полягає у визначенні частини еластичної (оборотної) деформації у загальній деформації зразка.

Для виконання випробування розігріте до робочої температури 25 °С в'язуче заливали у три форми «вісімки», витримували на повітрі протягом 60 хв, після чого надлишок зрізували гарячим ножем. Потім форми з в'язучим витримували при температурі  $(25 \pm 0,5)^\circ\text{C}$  протягом 60 хв, після чого знімали з пластин, відокремлювали боковини, розміщували на опірній площадці дуктилометра. Далі випробування виконували за правилами визначення розтяжності бітумів. Після досягнення розтягнення, рівного  $(20,0 \pm 0,1)$  см по лінійці дуктилометра, двигун вимикали і зразки розрізали посередині ножицями. Зразки залишали у ванні дуктилометра  $(60 \pm 2)$  хв при температурі  $(25 \pm 0,5)^\circ\text{C}$ . За цей час скорочення зразка має бути не більшим 0,1 см за 15 хв. Після цього замірювали довжину обох частин зразка від зрізу кожної «напіввісімки» до торця форми.

Показник еластичності ( $E$ , %) розраховували за формулою:

$$E = \frac{(20,0 - 3,0) - L}{20,0} \cdot 100\%$$

де 20,0 – довжина розтягнення зразка, см; 3,0 – відстань між торцями форми см;  $L$  – сума довжин зразка від зрізу «напіввісімки» до їх кінця, см.

Розбіжність між результатами кожного випробування та середньоарифметичним не повинна перевищувати 10% від середньоарифметичного значення отриманих результатів.



Рис. 1. Візуальне визначення еластичності

Всі інші випробування бітумів, модифікованих полімерами, виконуються за методиками, що використовуються для оцінки якості в'язких бітумів. При цьому пенетрація визначається при двох температурах  $0^{\circ}\text{C}$  та  $25^{\circ}\text{C}$ , зчеплення зі склом визначається після термостатування у воді при температурі  $85^{\circ}\text{C}$ .

Адгезія бітуму – це міцність його прилипання до поверхні основних або кислих кам'яних матеріалів в зоні контакту. Коли пара бітум – мінеральна поверхня знаходиться у сухому стані, то адгезія бітуму завжди більше ніж його когезія (міцність бітуму у тонкому шарі). Коли ж така пара знаходиться у водному середовищі, то відбувається відшаровування бітумної плівки від поверхні кам'яного матеріалу. Це обумовлено високою полярністю води, яка завдяки цьому добре змочує кам'яну поверхню та проникає по ній під плівку бітуму. В зв'язку з цим практично корисним є показник, що характеризує здатність бітуму протистояти витискуючій дії мінеральної поверхні. Такий показник називається зчеплюваністю.

Існують різні методи визначення зчеплюваності. Вони розподіляються на пасивні та активні. Пасивна зчеплюваність характеризує здатність бітуму протистояти відшаровуванню його від мінеральної поверхні під дією води. Активна зчеплюваність



свідчить про здатність бітуму взаємодіяти з мінеральною поверхнею у присутності води та приклеюватись до неї. Крім того, показники зчеплюваності можуть визначатись якісно та кількісно. У першому випадку показник зчеплюваності визначають, базуючись на візуальній оцінці площі бітумної плівки, що залишилась на мінеральній поверхні після випробування, та порівнюючи її з еталонним зразком. У другому випадку здійснюють кількісну оцінку цієї поверхні.

Визначення зчеплюваності модифікованого бітуму з мінеральною поверхнею може здійснюватись двома способами: кількісним по зчепленню зі склом згідно з методикою розділа «В'язкі дорожні бітуми» та якісним по зчепленню в'язучого з поверхнею щебеню. За першим способом зразки витримуються у водяній бані при температурі 85°C.

За другим способом за показник зчеплення приймається візуально у балах поверхня щебеню, що залишилась покритою плівкою в'язучого після кип'ятіння в дистильованій воді. Випробування виконують на трьох зернах гранітного щебеню фракції (10–20 мм). Кожне зерно, попередньо помите, висушене та прогріте при температурі (160 ± 2)°C протягом години, обв'язують ниткою або тонким дротом і по черзі занурюють на 15 с в посудину з нагрітим до температури (160 ± 2)°C модифікованим бітумом, після чого виймають і підвішують на штативі на одну годину.

Після цього кожне зерно по черзі опускають у киплячу дистильовану воду, так щоб воно не торкалось стінок та дна склянки, та витримують у воді протягом 30 хв. В'язуче, що спливає в процесі кип'ятіння, видаляють фільтрувальним папером. Після закінчення терміну кип'ятіння зерно щебеню переносять у склянку з холодною водою та візуально оцінюють якість зчеплення. Для цього використовують шкалу балів: плівка залишається по всій поверхні щебеню – 5 балів; плівка зміщується з гострих кутів та ребер – 4 бали; біля половини поверхні зерна залишається покритою плівкою в'язучого – 3 бали; плівка зміщується водою з більшої частини поверхні зерна щебеню – 2 бали.



Рис. 2. Визначення зчеплюваності (адгезії)

У процесі технологічної переробки бітумополімерне в'язуче може зберігатися протягом довгого часу у робочих ємностях при високих температурах. У зв'язку з різною щільністю та недостатньою сумісністю бітуму і полімеру можливе розшарування в'язучого на шар, насичений полімером та маслом (низькомолекулярними вуглеводнями), та шар, насичений асфальтенами і смолами. Таке розшарування може призвести до непередбачуваних наслідків щодо якості асфальтополімерних сумішей та асфальтополімербетону. Визначення ступеню

розшарування дає можливість використати заходи по його усуненню.

Сутність методу з визначення розшарування полягає у встановленні різниці властивостей в'язучого, модифікованого полімером, з верхньої та нижньої частини тюбика, що його було витримано у вертикальному положенні при температурі 180 °С протягом 24 годин.

Для виконання випробування 150 г однорідного та чистого бітуму, модифікованого полімером, розміщували в окрему ємність, розігрівали до температури виготовлення в'язучого та гомогенізували за допомогою мішалки. Заливали в'язуче у виготовлені з алюмінію тюбики висотою 160 мм, діаметром 30 – 40 мм, запобігаючи утворенню повітряних бульбашок. Герметично закривали тюбики, щоб виключити контакт повітря з в'язучим впродовж часу його термостатування.

Для запобігання видавлювання в'язучого за рахунок його температурного розширення при нагріві стінки тюбика трохи сплющують. Після заповнення тюбика стискали стінки верхньої відкритої його частини на рівні трохи нижчому поверхні в'язучого. При цьому в щілині між стінками тюбика має з'явитись плівка в'язучого, після чого край тюбика загинали кілька разів. Герметично закритий тюбик розміщували на штатив-підставку у вертикальному положенні і весь пристрій ставили у нагріту до температури  $(180 \pm 5)^\circ\text{C}$  сушильну шафу.

Після термостатування протягом 24 годин виймали штатив-підставку, охолоджували тюбик до кімнатної температури, а потім ставили в холодильну камеру і витримували при температурі близько мінус 20°C протягом 30 хв. Діставали тюбик з камери і, не гаючи часу, відшаровували алюмінієву стінку від в'язучого. Гарячим ножем розрізали циліндричний зразок на три рівні, частини. Верхню та нижню частини розміщували у відповідні ємності.

Всі інші випробування бітумів, модифікованих полімерами, виконували за методиками, що використовуються для оцінки якості в'язких бітумів. При цьому penetрація визначається при двох температурах 0°C та 25°C, зчеплення зі склом визначається після термостатуванні у воді при температурі 85°C.

### **Висновки**

1. Модифіковані Kraton D1101 бітуми мають високу еластичність (до 80 %).
2. Добавка Kraton D1101 у бітуми після 48 год. зберігання розшаровується, майже не покращує адгезію.
3. Термоеластопластами Calprene C-411 (радіальний) працює більш активно, ніж Calprene C-501 (лінійний) і забезпечує вищу еластичність при однаковому вмісті полімерів (60-85 %).
4. Спостерігається значне розшарування модифікованих бітумів при зберіганні. Особливо це стосується бітумів, модифікованих 3 % Calprene C-411 та Calprene C-501.
5. Введення 2 % Sasobit адгезія дещо покращується (до 60 % або 3 бали); вміст 3 % добавки підвищує зчеплення бітуму з мінеральним матеріалом до 80-90 % або 4 балів.
6. Бітум з Sasobit не розшаровується і виявляє високу термостабільність при зберіганні.
7. Добавка Sasobit є структуруючою високомолекулярною речовиною, на відміну від полімерних модифікаторів типу термоеластопластів, не надає модифікованим бітумам еластичності.

### **Список використаної літератури**

1. Жданюк, В. К. Дослідження впливу добавок "Sasobit" та "Tortex В", як модифікаторів бітуму, на властивості щебенево-мастикового асфальтобетону [Текст] / В. К. Жданюк, Д. Ю. Костін, І. В. Ничипорук, Р. С. Гураль // Автошляховик України. — 2013.— № 3.— ґС. 22–26.
2. Модифицированные битумные вяжущие, специальные битумы и битумы с добавками в дорожном строительстве / Пер. с французского под ред. В. А. Золотарева и В.И. Братчуна. — Харьков : Изд-во ХНАДУ, 2003. — 229 с.
3. Золотарьов, В. О. Полімербітумне в'яжуче для асфальтобетону [Текст] / В. О. Золотарьов, Л. В. Столярова, Ю. Ф. Гончаренко // Автошляховик України. — 2000.— № 2.— ґС. 30–32.
4. Будівельні матеріали. Бітуми дорожні, модифіковані полімерами. Технічні умови – ДСТУ Б В.2.7-135:2007. — К.: Держбуд України, 2007 – 32 с.
5. Матеріали на основі органічних в'язучих для дорожнього і аеродромного будівництва. Методи випробувань – ДСТУ Б В.2.7-89. Зміна № 1 — К.: Держбуд України, 2002 – 54 с.
6. Приготування та застосування дорожніх бітумів, модифікованих адгезійними добавками на основі катіонних поверхнево-активних речовин – ДСТУ-Н Б В.2.7-254:2012. — К.: Мінрегіон України, 2012 – 16 с.

УДК 625.85

DOI: 10.36910/6775-2410-6208-2019-1(11)-25

**ВИЗНАЧЕННЯ ТЕМПЕРАТУРИ КРИХКОСТІ  
МОДИФІКОВАНИХ БІТУМІВ ТА  
ЗМІНИ ЇХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ПІСЛЯ ПРОГРІВАННЯ**

**DETERMINATION OF TEMPERATURE OF CRYSTALS OF  
MODIFIED BITUMES AND CHANGES OF THEIR  
PROPERTIES AFTER PROGRAMMING**

Талах Л.О., к.т.н., доц., Андрійчук О.В., к.т.н., доц., Шимчук О.П., к.т.н., доц. (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Talakh L.O., Ph.D associate professor, Andriichuk O.V., Ph.D. associate professor, Shymchuk O.P., Ph.D. associate professor (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Наведено результати експериментальних досліджень температури крихкості та змін властивостей після прогрівання дорожніх бітумів, модифікованих полімерно-активними добавками Kraton D1101, Calprene C-411, Calprene C-501 і восковою добавкою Sasobit.

The temperature of brittleness is the temperature at which bitumen passes from the viscoelastic to the fragile state and in the layer of bitumen, applied to the steel plate and cooled at a constant constant speed, with crackling folds. By its very nature, the degree of fragility to some extent can be regarded as the temperature of the transition of bitumen to vitreous state, in which the viscosity of all amorphous materials is close to 1012 Pa. At the same time, it is believed that the temperature of brittleness is the temperature at which the penetration of different bitumen, having a predominantly "sol" structure, is  $1.25 \times 0.1$  mm.

When the temperature of the fragility reaches the structure of the bitumen changes qualitatively - the freezing of the components of its high-molecular combinations, the consolidation of Associates asphaltenic complexes, resulting in substantially changing the structural and mechanical properties of bitumen. The value of the temperature of the fragility of the bitumen can predict its behavior and behavior of

materials based on this bitumen at negative temperatures, that is, the cracking strength of the materials. Such a temperature is an important characteristic when deciding on the use of bitumen in different regions.

In the process of processing the bitumen is exposed to periodic heating. The stability of the composition and properties of bitumen during the heating process is an important technological characteristic that is standardized by the standard. The stability of the properties of bitumen during heating is characterized by: mass change, residual penetration, and softening temperature change. The data of this test give an idea of what happens to the properties of bitumen due to the evaporation of volatile components from it.

To determine the temperature of the fragility of bitumen and modified bitumen and changes in their properties after warming, standard test methods were used.

The results of experimental investigations of the temperature of brittleness and changes in properties after warming of road bitumen, modified with polymeric active additives Kraton D1101, Calprene C-411, Calprene C-501 and waxy additive Sasobit are given.

Ключові слова: бітум, модифікований бітум, добавка, температура крихкості, температура спалаху, інтервал пластичності.

Keywords: bitumen, modified bitumen, additive, temperature of the fragility, outbreak temperature, plasticity interval

Температура крихкості – це температура, при якій бітум переходить із в'язкопружного в крихий стан і в шарі бітуму, нанесеному на сталеву пластину і охолодженому з відповідною постійною швидкістю, при циклічному згині з'являються тріщини. За своєю сутністю температура крихкості в деякій мірі може розглядатись як температура переходу бітуму в склоподібний стан, при якому в'язкість всіх аморфних матеріалів близька до 1012 Па·с. В той же час вважається, що температура крихкості є температурою, при якій penetрація різних бітумів, що мають переважно структуру «золь», дорівнює  $1,25 \times 0,1$  мм.

При досягненні температури крихкості структура бітуму якісно змінюється – заморожується рухомість складових його високомолекулярних сполучень, відбувається ущільнення асоціатів асфальтенових комплексів, в результаті чого суттєво змінюються структурно-механічні властивості бітуму. Значення температури

крихкості бітуму дозволяє прогнозувати його поведінку та поведінку матеріалів на основі цього бітуму при від'ємних температурах, тобто тріщиностійкість матеріалів. Така температура є важливою характеристикою при вирішенні питання про застосування бітуму в різних регіонах.

Визначення температури крихкості проводили згідно методик [1]. Для визначення температури крихкості використовували апарат Фрааса. Апарат Фрааса є пристроєм для згинання пластини з нанесеним на неї шаром бітуму.

Підготовка до випробувань включала в себе перш за все нанесення бітуму на спеціальні пластини. Чисту пластину довжиною  $(41 \pm 0,05)$  мм та шириною 20 мм, товщиною 0,15 мм, виготовлену зі сталеві стрічки 65Г-С-Н-0,  $15 \times 20$ , промивали бензином і висушували та зважували. Потім на пластину наносили 0,4 г бітуму з точністю до 0,01 г. Пластину нагрівали на спеціальному пристрої до тих пір, поки бітум не розтечеться рівномірно по її поверхні. Пластину укладали на горизонтальну поверхню і швидким рухом палаючого сірника видаляли пухирі повітря, запобігаючи місцевого перегріву. Термін розплавлення та розподілу бітуму складає 6–8 хв. Пластину з бітумом охолоджували на горизонтальній поверхні 20–40 хв при кімнатній температурі, запобігаючи запилюванню. Після цього її встановлювали в захвати згинаючого пристрою так, щоб бітумний шар був розташований назовні.

За допомогою охолоджуючого реагенту спирту та вуглекислоти забезпечували зниження температури в приладі зі швидкістю  $1^\circ\text{C}$  за хвилину. Відхилення, що при цьому допускається, не повинно перевищувати  $\pm 1^\circ\text{C}$  за 10 хвилин. Починаючи з температури приблизно на  $10^\circ\text{C}$  вище температури крихкості (орієнтовно визначали за показником глибини проникання голки), згинали та розправляли пластину рівномірним обертанням рукоятки з частотою 1 оберт за секунду до досягнення найбільшого прогину пластини  $(3,5 \pm 0,2)$  мм, а потім в зворотний бік – до досягнення вихідного положення. Повний цикл згинання та випрямлення пластини має закінчуватися за 20–25 с. Аналогічні дії проводили на початку кожної хвилини, досягаючи температури, при якій з'являється перша тріщина, що і свідчить про досягнення крихкого стану. Досліди проводили також з двома іншими пластинами, покритими бітумом. За температуру крихкості приймають середнє арифметичне значення після трьох визначень, округлених до цілого

числа. Допустиме розходження між визначеннями не повинно перевищувати 3°C. Результати випробувань подано в табл.1 і на рис. 1.

Таблиця 1

Результати випробувань бітуму на крихкість

Склад в'язучого	Марка вхідного бітуму	Вміст моди-фікагора, %	T <sub>кр</sub> , °C			
			Випробування 1	Випробування 2	Випробування 3	Середнє значення
БФ «Центр ЛТД» (Кременчуцький НПЗ)	БНД 90/130	-	-26	-25,5	-26	-26
Мозирський НПЗ	БНД 60/90	-	-26	-25	-26	-26
БНД+КР (Кратон)	БНД 90/130	2	-25	-25,5	-24	-25
	БНД 90/130	3	-28	-27,5	-28,5	-28
БНД+Calprene C-411	БНД 90/130	2	-25,5	-26	-25,5	-25,5
	БНД 90/130	3	-28	-27,5	-29	-28
БНД+Calprene C-501	БНД 90/130	2	-26	-25,5	-25	-25,5
	БНД 90/130	3	-25,5	-24	-26	-25
БНД+Sasobit	БНД 90/130	2	-27	-27	-27	-27
	БНД 90/130	3	-24	-24	-24	-24

У процесі технологічної переробки бітум піддається періодичному нагріву.



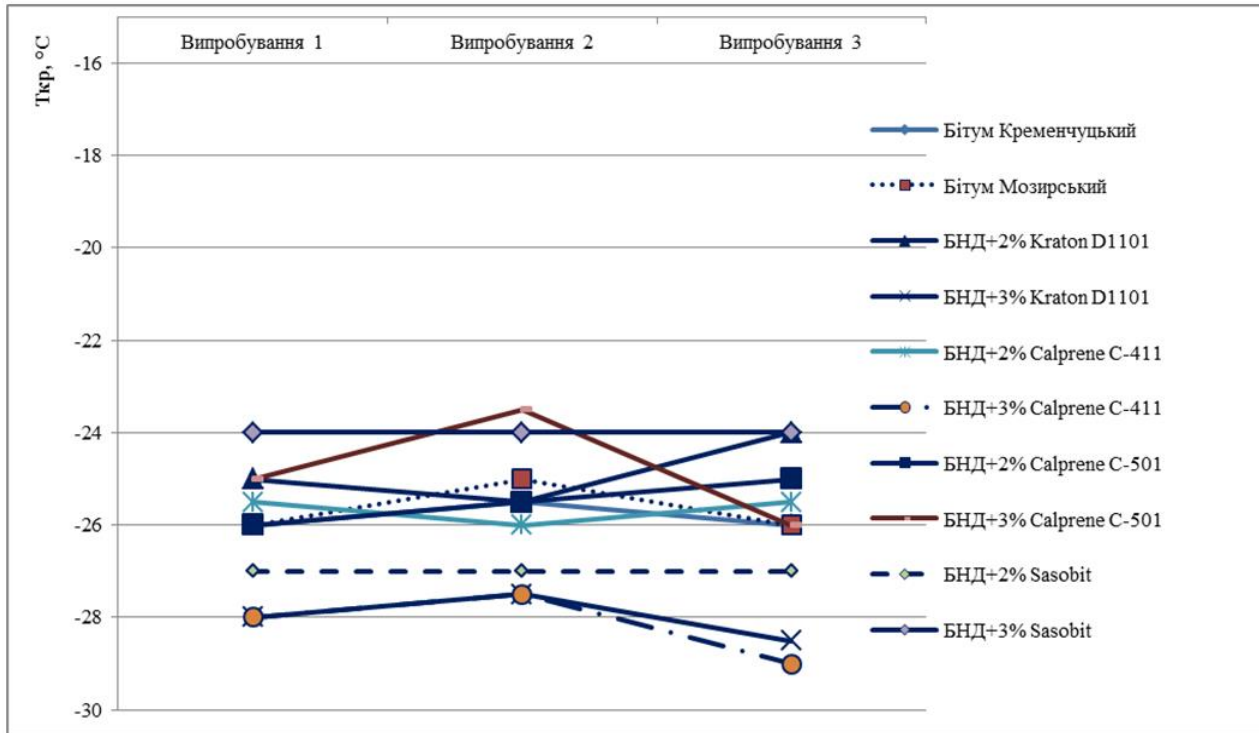


Рис. 1. Залежність між температурою крихкості і вмістом добавки

Стабільність складу та властивостей бітуму в процесі нагрівання є важливою технологічною характеристикою, що нормується стандартом. Стабільність властивостей бітуму при нагріванні характеризують: зміною маси, величиною залишкової пенетрації та зміною температури розм'якшення. Дані цього випробування дають уяву про те, що відбувається з властивостями бітуму через випаровування з нього летючих компонентів.

Випробування бітумів та модифікованих бітумів проводили згідно методик [2, 3]. Чотири металеві чашки з внутрішнім діаметром 128 мм витримували у сушильній шафі при температурі  $105 \pm 1^\circ\text{C}$  протягом 30 хв. Потім їх охолоджували в ексикаторі та зважували з точністю до 0,01 г. В кожну чашку наливали по  $50 \pm 0,1$  г бітуму та, нахилиючи чашку в різні сторони, розподіляли бітум по її дну рівномірним шаром (приблизно 4 мм). Після охолодження до кімнатної температури в ексикаторі чашки з бітумом зважували з точністю до 0,01 г. Зважені чашки з бітумом ставили на горизонтальну площу сушильної шафи, попередньо розігрітої до  $163^\circ\text{C}$ . Температуру контролювали термометром, резервуар якого розміщується на рівні чашок. Прогрів бітуму здійснювали протягом 5 годин. При цьому відлік часу починається після того, як у шафі після встановлення чашок буде досягнута температура  $163^\circ\text{C}$ . Як правило, час досягнення цієї температури не повинен перевищувати 15 хв. Після закінчення цього терміну чашки виймали із шафи, ставили в ексикатор і після охолодження до кімнатної температури зважували з точністю до 0,01 г. Зміну маси визначали у відсотках за формулою

$$X = \frac{m - m_1}{m} \cdot 100\%$$

де  $m$  – маса бітуму до прогріву,  $m_1$  – маса бітуму після прогріву в г.

За результат випробування приймали середнє арифметичне значення з чотирьох паралельних визначень. Розходження між ними не повинні перевищувати 0,1 %.

Для визначення зміни пенетрації після прогріву та температури розм'якшення наважки бітуму з усіх чотирьох чашок розплавляли у шафі при температурі  $163^\circ\text{C}$ , зливали в один посуд, перемішували, а потім використовували для визначення пенетрації та температури розм'якшення згідно з методиками [4, 5].

Показники температури спалаху наведено в табл. 2 та рис. 2, а інтервалу пластичності в табл. 3 і рис. 3.

Показники температури спалаху  $T_{сп}$ , °C бітумів та модифікованих бітумів

Склад в'язучого	Марка вхідного бітуму	Вміст модифікатора, %	$T_{сп}$ , °C			
			Випробування 1	Випробування 2	Випробування 3	Середнє значення
Кременчуцький НПЗ	БНД 90/130	-	234	235	233	234
Мозирський НПЗ	БНД 60/90	-	234	235	235	234,7
БНД+КР (Kraton)	БНД 90/130	2	236	236	237	236,3
	БНД 90/130	3	237	237	237	237
БНД+Calprene C-411	БНД 90/130	2	236	237	236	236,3
	БНД 90/130	3	236	236	236	236
БНД+Calprene C-501	БНД 90/130	2	237	236	236	236,3
	БНД 90/130	3	237	237	238	237,3
БНД+Sasobit	БНД 90/130	2	243	242	240	241,7
	БНД 90/130	3	246	242	244	244

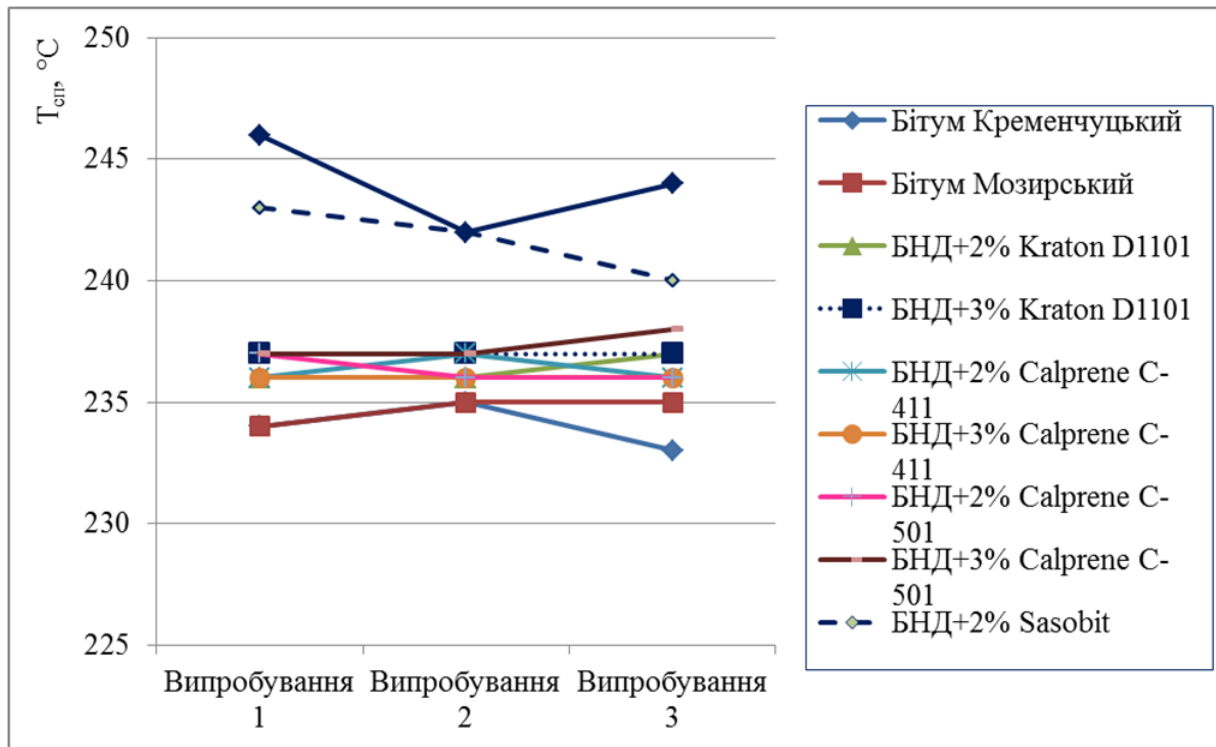


Рис. 2. Залежність між температурою спалаху  $T_{сп}$ , °C і вмістом добавки

Показники інтервалу пластичності  $I$ , °С бітумів та модифікованих бітумів

Склад в'язучого	Марка вхідного бітуму	Вміст модифікатора, %	$I$ , °С			
			Випробування 1	Випробування 2	Випробування 3	Середнє значення
Кременчуцький НПЗ	БНД 90/130	-	69	70	73	70,1
Мозирський НПЗ	БНД 60/90	-	69	70	70	69,7
БНД+КР (Kraton)	БНД 90/130	2	74	73	74	73,7
	БНД 90/130	3	80	81	81,5	80,8
БНД+Calprene C-411	БНД 90/130	2	75	76	76,5	75,8
	БНД 90/130	3	81,5	80	82,9	81,5
БНД+Calprene C-501	БНД 90/130	2	75	76	78	76,3
	БНД 90/130	3	77,5	79	78,5	78,3
БНД+Sasobit	БНД 90/130	2	94	91	95	93,3
	БНД 90/130	3	104	102	107	104,3

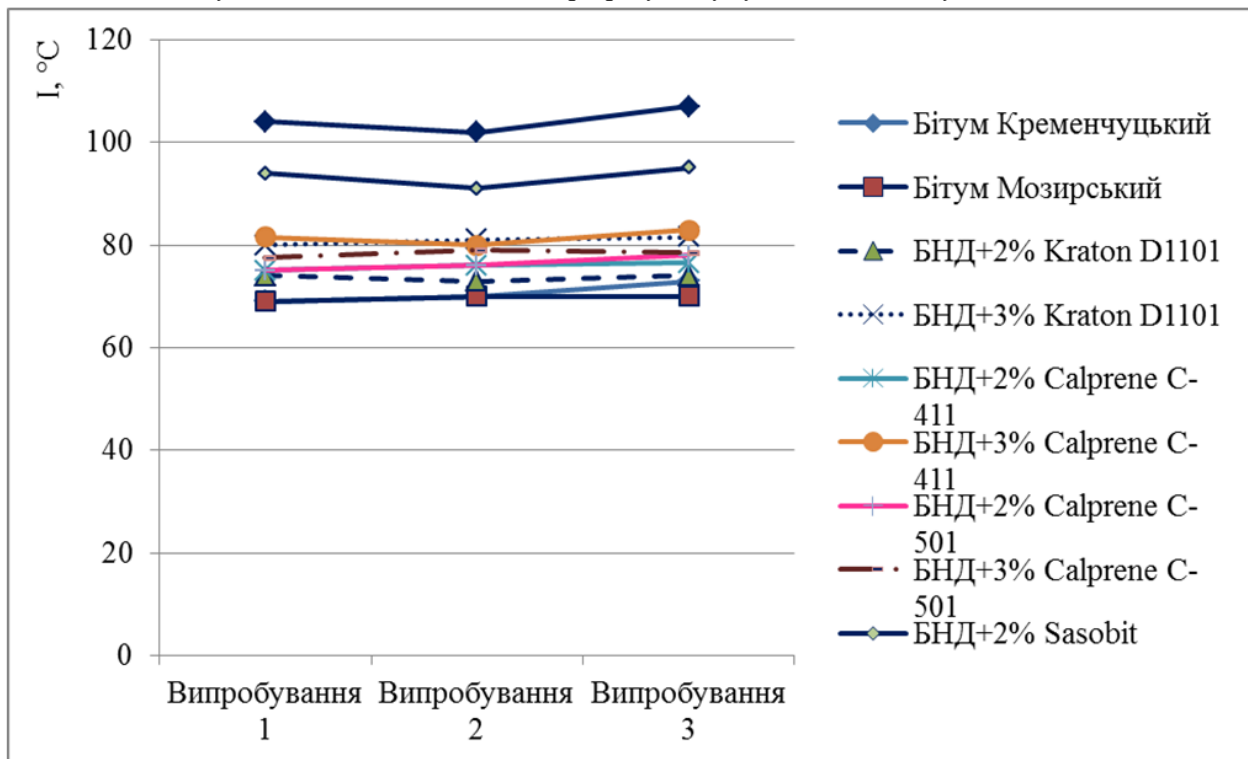


Рис. 3. Залежність інтервалу пластичності  $I$ , °C від вмісту добавки

### **Висновки**

1. Термоеластопласти Calprene C-411 та Calprene C-501, не змінюють або знижують на 1-2°C температуру крихкості бітумів.
2. Бітуми модифіковані термоеластопластами Calprene C-411 та Calprene C-501 мають більш широкий інтервал пластичності.
3. Добавка Kraton D1101 у бітуми на 5-7°C зменшує температуру крихкості.
4. Воскова добавкою Sasobit. Зміна температури розм'якшення після прогрівання становить 2,5-5 °С, залишкова penetрація при 25 °С – 75-85 %, що знаходиться в межах норм ДСТУ 4044. Після 8 год прогрівання при 180 °С сумісність бітуму з добавкою Sasobit навіть зростає, що підтверджується збільшенням показників зчеплення та температури розм'якшення при майже незмінних показниках penetрації.
5. Оптимальна концентрація Sasobit в залежності від вимог до кінцевого продукту знаходиться в межах від 2% до 3%.
6. Оптимальна концентрація Calprene C-411 складає 2,5-3 % (в залежності від в'язкості бітуму) та Calprene C-501 не менше 3%.
7. Calprene C-411 (радіальний) працює більш активно, ніж Calprene C-501 (лінійний) і забезпечує вищу теплостійкість при однаковому вмісті полімерів.

### **Список використаної літератури**

1. Бітуми нефтяные. Метод определения температуры хрупкости по Фраасу (Бітуми нафтові. Метод визначення температури крихкості за Фраасом) – ГОСТ 11507-78.
2. Нефтепродукты. Методы определения температур вспышки и воспламенения в открытом тигле (Нафтопродукти. Методи визначення температур спалаху і займання у відкритому тиглі) – ГОСТ 4333-2014 (ISO 2592:2000).
3. Будівельні матеріали. Бітуми дорожні, модифіковані полімерами. Технічні умови – ДСТУ Б В.2.7-135:2007. — К.: Держбуд України, 2007 – 32 с.
4. Бітуми нефтяные Метод определения глубины проникания иглы (с Изменениями N 1, 2, 3, 4) (Бітуми нафтові. Метод визначення глибини проникнення голки) – ГОСТ 11501-78.
5. Бітуми нефтяные. Метод определения температуры размягчения по кольцу и шару.) (Бітуми нафтові. Метод визначення температури розм'якшення за кільцем та кулею) – ГОСТ 11506-73\*.

## З М І С Т

Азізов Т.Н., Миза О.С., Орлова О.М.	Підсилення кам'яних згинальних елементів бічними залізобетонними пластинами.....	3
Азізов Т.Н., Кочкар'юв Д.В., Мельник О.С.	Інноваційний демпфер багатоповерхової будівлі.....	12
Дорофєєв В.С., Пушкар Н.В.	Міцність дотичного зчеплення між старим і новим бетонами у збірно-монолітних конструкціях.....	21
Кислюк Д.Я., Ротко С.В., Канцелярчик О.М., Петричук Р.М.	Дослідження впливу пластифікатора Біопласт на властивості бетонної суміші.....	31
Коверніченко Л.М.	Структура штучних будівельних матеріалів і її особливості.....	38
Коломійчук Г.П., Майстренко О.Ф., Коломійчук В.Г., Коломійчук В.Г.	Втрата стійкості оболонок покриття з допустимими відхиленнями поверхні.....	44
Майстренко О.Ф., Іванов І.І.	До розрахунку залізобетонних перекриттів з урахуванням сумісної роботи збірних плит.....	52
Маліков В.В., Панасюк Я.І., Боярчук Б.А.	Практичний досвід застосування цементогрунтів для будівництва дорожніх покриттів.....	62
Масюк Г.Х., Ющук О.В., Федюк М.А.	Експериментальні дослідження перерозподілу зусиль у двохпролітних нерозрізних залізобетонних балках за дії малоциклових повторних і знакозмінних навантажень.....	73
Паливода О.А.	Деякі аспекти нелінійної механіки у розрахунках залізобетону.....	84



Панасюк Я.І., Маліков В.В.	Визначення термінів зручно-оброблюваності цементогрунту.....	93
Панасюк Я.І., Маліков В.В., Талах Л.О.	Фізично-механічні властивості відвальних горілих шахтних порід для дорожнього будівництва.....	99
Парфентьєва І.О., Мельник Ю.А., Гусачук Д.А., Ільчук Н.І.	Формування публічного простору сіл в аспекті об'єднання територіальних громад.....	107
Пахолук О.А., Чапюк О.С.	Ефективність способів утеплення цокольних та підвальних приміщень.....	115
Федченко О.І., Банях М.С., Гребенюк І.В.	Скінченно-елементний тривимірний масив ґрунту – як середовище для моделювання впливів при прогнозуванні змін напружено-деформованого стану конструкцій будівель.....	123
Філіпчук С.В., Поляновська О.Є.	Дослідження опору витягання арматурних стержнів з бетонів різних класів.....	132
Хільченко О.П.	Силуроактипоритобетон.....	140
Цвіркун С.В., Удовенко М. Ю.	Застосування програмного комплексу FDS для визначення осередку пожежі.....	148
Чернєва О.С., Плахотний Г.Н., Черненко А.А.	Проблеми відновлення ліпних прикрас при архітектурній та інженерній реставрації пам'яток м. Одеси.....	159
Чернєва О.С., Реутська К.В.	Технічний стан будівель району Молдаванка м. Одеси.....	169
Шваб'юк В.І., Ротко С.В., Шваб'юк В.В., Ужегова О.А., Пасічник Р.В.	Застосування методу лінійного спряження у змішаній задачі згину транстропних плит.....	176

Шишкіна О.О., Шишкін О.О.	Вплив наповнених міцел ПАР на міцність дрібнозернистого бетону.....	185
Шишкіна О.О.	Дослідження впливу колоїдних поверхнево-актовних речовин на структуроутворення дрібнозернистих бетонів.....	193
Талах Л.О., Маліков В.В., Панасюк Я.І.	Визначення еластичності, зчеплюваності, розшарування при зберіганні модифікованих бітумів.....	205
Талах Л.О., Андрійчук О.В., Шимчук О.П.	Визначення температури крихкості модифікованих бітумів та зміни їх властивостей після прогрівання.....	213

Наукове видання

**Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві**

**Збірник наукових праць**

**Випуск 11**

Верстка С.О. Ужегов

Редактор В.І. Шваб'юк

Підписано до друку 28 травня 2019 р. Формат 60 × 84 1/16.  
Папір офсетний

Гарнітура Times New Roman. Друк трафаретний.  
Умовн. друк.арк. 14. Тираж 100 пр. Зам. №\_\_\_

Віддруковано ІВВ Луцького НТУ, 43018, м.Луцьк, вул. Львівська, 75

Свідоцтво Держкомтелерадіо України ДК № 4123 від 28.07.2011 р.

