НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

НОВІ ТЕХНОЛОГІЇ В БУДІВНИЦТВІ

НДІБВ

№ 36/2019

науково-технічний журнал

Аналіз організаційних рішень інструментального моніторингу прилеглої забудови в умовах впливу нового будівництва
с. 3

Необхідність моніторингу зсувонебезпечних схилів на прикладі схилу у прибережній зоні в районі 9-го мкр. м. Чорноморськ (Іллічівськ)
с. 9

Досвід і перспективи застосування методу вдавлювання під час улаштування огорожі котлованів в умовах щільної міської забудови
с. 15

Свідоцтво про державну реєстрацію друкованого засобу масової інформації
Серія КВ № 21943118 43ПР від 31.03.2016 р.
Постанова Міносвіти і науки України № 515 від 16.05.16 р. про реєстрацію фахового видання
в галузі технічних наук

Науково-технічний журнал заснований у січні 2001 року.

Співзасновниками є: Академія будівництва України (АБУ), ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва» (ДП «НДІБВ») та Київський національний університет будівництва і архітектури (КНУБА).

Видається НДІБВ 2 рази на рік.

Для співробітників науково-дослідних та проектних інститутів, спеціалістів будівельних організацій, викладачів і студентів вищих навчальних закладів

Редакційна колегія:

Григоровський П. Є., головний редактор, д.т.н., с.н.с.;
Молодід О. С., заступник головного редактора, к.т.н., доцент;
Барабаш М. С., д.т.н., с.н.с.;
Беленкова О. Ю., к.е.н., доцент;
Гончаренко Д. Ф., д.т.н., проф.;
Данченко Ю. М., к.т.н., проф.;
Менейлюк О. І., д.т.н., проф.;
Радкевич А. В., д.т.н., проф.;
Рижакова Г. М., д.е.н., проф.;
Стеценко С. П., д.е.н., доц.;
Тугай О. А., д.т.н., проф.;
Хижняк В. О., к.е.н., доцент.

Зарубіжні члени редколегії:

Дзвігол Хенрік, проф. Сілезська політехніка. Глівіце, Польща;
Котовіч Януш, проф. Сілезська політехніка. Глівіце, Польща;
Кузьор Олександра, проф. Сілезська політехніка. Глівіце, Польща.

www.ntinbuilding.ndibv.org.ua; editor@ntinbuilding.ndibv.org.ua; тел. +38 (066) 642 61 92
Літературний редактор Н.В. Пирог
Технічний редактор І.В. Азанова
Художнє оформлення А.С. Юдашкіна
Комп'ютерна верстка та графіка Н.С. Кузнєцова

Мови видання: українська і російська.
Затверджено до друку Вченою радою інституту, протокол № 3 від 24 грудня 2019 р.
Редакція не несе відповідальність за достовірність наведеної в статтях інформації
Адреса редколегії журналу:
03110, Київ, МСП, пр. В. Лобановського, 51

© НДІБВ, 2019

УДК 69:001.89; 69:658; 624.131.2
DOI https://doi.org/10.32782/2664-0406.2019.36.1

Мурасьова О.В.
ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва», м. Київ

Григоровський П.Є.
д.т.н., перший заступник директора, ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва», м. Київ

Червяков Ю.М.
к.т.н., с.н.с., ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва», м. Київ

АНАЛІЗ ОРГАНІЗАЦІЙНИХ РІШЕНЬ ІНСТРУМЕНТАЛЬНОГО МОНІТОРИНГУ ПРИЛЕГЛОЇ ЗАБУДОВИ В УМОВАХ ВПЛИВУ НОВОГО БУДІВНИЦТВА

Анотація. *На цей час найбільш інтенсивно будівельні роботи ведуться в центральній частині великих міст. Це пов'язано, з одного боку, з привабливістю для інвесторів розміщення об'єктів у районах з розвиненою інженерною інфраструктурою і концентрацією населення, а з іншого – з історичною психологією престижності об'єктів нерухомості в центральних районах міст. Відмінною особливістю сучасного міського будівництва є глибина закладання фундаментів об'єктів, яка сягає понад 15 м.*

У цьому разі під час проектування будівель та інженерних споруд як проектувальникам, так і підрядним організаціям необхідно вирішити складні питання будівництва в умовах ущільненої забудови, ігнорування яких може призвести до порушення умов нормальної експлуатації прилеглої території або аварійних ситуацій та катастрофічних наслідків.

Перехід від типового будівництва на вільній території до індивідуальних проектів у складних умовах щільної міської забудови – це актуальне наукове питання, що має вирішуватися на всіх етапах життєвого циклу будівель, споруд і території забудови. Однією з важливих проблем є зміна напружено-деформованого стану ґрунтового масиву, яка виникає через взаємовплив існуючих і нових будинків. У цьому разі епюри напружень у ґрунтовому масиві нового будівництва та існуючих будівель накладаються одна на одну, що може призвести до неприпустимого перенапруження вже навантаженої ґрунтової основи. Зазвичай розвиток додаткових деформацій наявних будівель відбувається поступово і залежить від швидкості навантаження ґрунтової основи, тобто темпів нового будівництва. Додаткове навантаження від нового будівництва вимагає компенсаційних заходів щодо усунення його негативного впливу, в разі відсутності яких є можливим перехід існуючих будівель в аварійний стан. В умовах щільної міської забудови це потребує від інвестора значно більших матеріальних витрат, ніж під час будівництва на вільних майданчиках.

Для того, щоб зберегти привабливість для інвестора такого проекту з точки зору швидкої окупності капітальних вкладень та забезпечити безаварійну експлуатацію оточуючої забудови, необхідно своєчасно отримувати інформацію про стан існуючої забудови для своєчасного прийняття рішень щодо забезпечення її експлуатаційної придатності. Таку інформацію можна отримувати за допомогою інструментального моніторингу протягом усього періоду будівництва.

Ключові слова: ущільнена забудова, вплив нового будівництва, інструментальний моніторинг, тривалість будівництва, нове будівництво.

Постановка проблеми. Практика будівництва та експлуатації будівель і споруд в умовах ущільненої міської забудови свідчить, що проведення будівельних робіт з великою ймовірністю може призвести до низки небезпечних подій, які спричинені додатковими навантаженнями на конструкції прилеглих об'єктів. Ймовірність, характер, швидкість розвитку небажаних процесів та ступінь їх небезпеки залежить від геологічних властивостей ґрунтів; конструктивних особливостей та типу фундаментів; фізичного зносу конструкцій тих будівель і споруд, які потрапляють в зону впливу нового будівництва; способів виконання будівельних робіт; чутливості конструкцій до нерівномірних деформацій тощо [1].

Є організаційно-економічне протиріччя між необхідністю оптимізації витрат на нове будівництво з боку забудовника та вимогою забезпечення безаварійної експлуатації оточуючої забудови з боку власників прилеглих будівель та територій. З метою дослідження обсягів, своєчасності та доцільності реалізації організаційно-технологічних заходів щодо унеможливлення або зменшення негативного впливу нового будівництва на ущільнену забудову необхідно мати механізм вибору ефективного варіанту організації їх виконання. Оптимізація необхідних організаційно-технологічних рішень можлива шляхом використання інформаційних моделей для прийняття рішень в умовах невизначеності.

Мета роботи – аналіз організаційних рішень інструментального моніторингу прилеглої забудови в умовах впливу нового будівництва.

Результати досліджень. У результаті осідання об'єкта нового будівництва змінюється напружено-деформований стан основи існуючих будинків, що знаходяться в зоні впливу нового будівництва. Основними причинами деформацій існуючих будівель під час виконання поруч з ними будівельних робіт, а також влаштування котлованів, є збільшення напружень в основі під фундаментами оточуючої забудови.

Аналіз науково-технічної інформації щодо результатів проведених досліджень дозволяє стверджувати, що, незважаючи на жорсткість і міцність конструкцій будинків,

які знаходяться у зоні впливу глибоких котлованів, нерівномірні деформації основи та огороджувальних конструкцій котловану значно впливають на нерівномірність деформацій будинків, порушують нормальний та безпечний характер їх експлуатації [2]. Фундаменти будівель працюють спільно з ґрунтовою основою, і розвиток їх надмірних деформацій, нерівномірних осадок і кренів призводить до руйнування або подальшого зменшення експлуатаційної придатності відповідальних конструктивних елементів експлуатованих об'єктів. Майже у 75% випадків поява та розвиток деформацій існуючих будівель виникає внаслідок зміни напружено-деформованого стану ґрунтових прошарків основи, порушення та ослаблення ґрунтової основи фундаментів внаслідок техногенного впливу під час зведення новобудов. У сучасному домобудуванні глибина закладання фундаментів висотних об'єктів сягає понад 15 м, що значно збільшує навантаження на ґрунтові прошарки і змінює напружено-деформований стан основ прилеглої території. Такі фундаменти зазвичай заглиблені нижче рівня ґрунтових вод, що змінює гідростатичний тиск, спричиняє значне зволоження, може викликати «баражний ефект», що змінює структуру та фізико-механічні властивості ґрунтових прошарків. Вплив будівельно-технологічних процесів під час зведення новобудов спричиняє додаткові статичні та динамічні навантаження, що призводить до випору та виклинювання ґрунтових мас, розвитку механічної суфозії. Ці фактори впливають на технічний стан існуючих будівель і підземних комунікацій, тому важливою задачею під час проектування та будівництва у щільній міський забудові є забезпечення їх безаварійної експлуатації [3].

На думку автора [3], є три головні причини виникнення додаткових деформацій ґрунтової основи будівель, що експлуатуються:

– зміна напружено-деформованого стану ґрунтової основи існуючих будівель внаслідок значного навантаження масиву ґрунтової основи новою забудовою – додаткова осадка ущільнення;

– будівельно-технологічні впливи на ґрунтову основу існуючих будівель – додаткова будівельно-технологічна осадка;

– дії технологічного обладнання та функціонування новобудови на існуючі будівлі – додаткова експлуатаційна осадка.

Зроблено висновок, що найбільш доцільним і поширеним методом зведення новобудов у щільній міський забудові є метод влаштування «стіна в ґрунті», оскільки саме «стіна в ґрунті» забезпечує стійкість існуючих будівель, виключає динамічні ефекти навантажень від зведення новобудови, може використовуватись як фундамент новобудови і особливо ефективна під час занурення стіни у водоупорні ґрунтові прошарки, що виключає необхідність проведення заходів з водопониження.

У [4] для вибору вимірювальних параметрів та методів інструментального моніторингу наведено характеристики основних факторів природнього та техногенного впливу на експлуатаційну придатність будівель, споруд і території забудови, якими визначено підтоплення, зсуви, карст та вібрації.

Ступінь впливу будівництва нових будівель на розташовані поблизу будівлі і споруди [5] значною мірою зумовлюється технологією виконання робіт і послідовністю їх зведення. Під час розробки компенсуючих заходів щодо впливу нового будівництва на прилеглу забудову слід враховувати зміни фізико-механічних властивостей ґрунтів і гідрогеологічних умов у процесі нового будівництва, в тому числі з урахуванням сезонного промерзання і відтавання ґрунтового масиву. Відповідно до [5] основними причинами деформацій існуючих будівель під час будівництва поблизу них є такі:

– зміна гідрогеологічних умов, в тому числі підтоплення, пов'язане з бражним ефектом під час підземного будівництва, або зниження рівня підземних вод;

– збільшення вертикальних напружень в основі під фундаментами існуючих будівель, викликане будівництвом поблизу них;

– улаштування котлованів або зміна планувальних відміток;

– технологічні чинники, такі як динамічні дії, вплив улаштування: всіх видів паль, фундаментів глибокого закладення і огороджувальних конструкцій котлованів, ін'єкційних анкерів, спеціальних видів робіт (заморожування, ін'єкція та інші);

– негативні процеси в ґрунтовому масиві, пов'язані з виконанням геотехнічних робіт (суфозійними процеси, виникнення пливунів та ін.).

Відомо, що під час зведення об'єктів будівництва важливе значення має забезпечення надійної експлуатації будівель, що потрапляють у зону впливу нового будівництва. Для мінімізації негативного впливу нового будівництва на оточуючу забудову на стадії підготовчих робіт мають бути реалізовані заходи щодо захисту існуючих будівель від суттєвих змін напружено-деформованого стану ґрунтової основи. Захист прилеглої забудови, її основ та фундаментів під час нового будівництва виконують у разі [5]:

– розташування існуючої будівлі в зоні впливу нового будівництва;

– улаштування заглиблених приміщень в існуючій будівлі, що впливає на його деформації;

– влаштування фундаментів із застосуванням спеціальних видів робіт (заморожування, ін'єкції тощо) і динамічних дій.

Для забезпечення експлуатаційної придатності забудови, прилеглої до запланованого будівництва, доцільно застосування такі основні методи її захисту під час виконання робіт [5]:

– використання в новому будівництві конструктивних рішень, які не створюють додаткових впливів на існуючі конструкції (рішення консольного типу з палями, застосування конструкцій паль, що вдавлюють і загвинчують тощо);

– огороджувальні конструкції, що відсікають прилеглу територію від впливу додаткових навантажень (шпунт, стіни в ґрунті різних конструкцій і способів їх виготовлення);

– улаштування дренажних систем у разі зміни гідрогеологічних умов, пов'язаних в тому числі з підтопленням та бражним ефектом під час підземного будівництва;

– закріплення ґрунтів прилеглих територій та основи існуючих будівель різними способами (цементація, хімічне підсилення, джетпалі тощо);

– підсилення фундаментів існуючих будівель на природній основі: посилення основ, збільшення опорної площі фундаментів, влаштування перехресних стрічок або фундаментної плити, посилення фундаментної плити, посилення палями різних видів (буроін'єкційними, буронабивними, вдавлюваними, забивними і іншими).

– підсилення пальових фундаментів існуючих будівель: посилення паль, влаштування додаткових паль з розширенням ростверків, зміна конструкції пальового фундаменту за рахунок пересадки несучих конструкцій на додаткові палі зі значно більшою несучою здатністю,

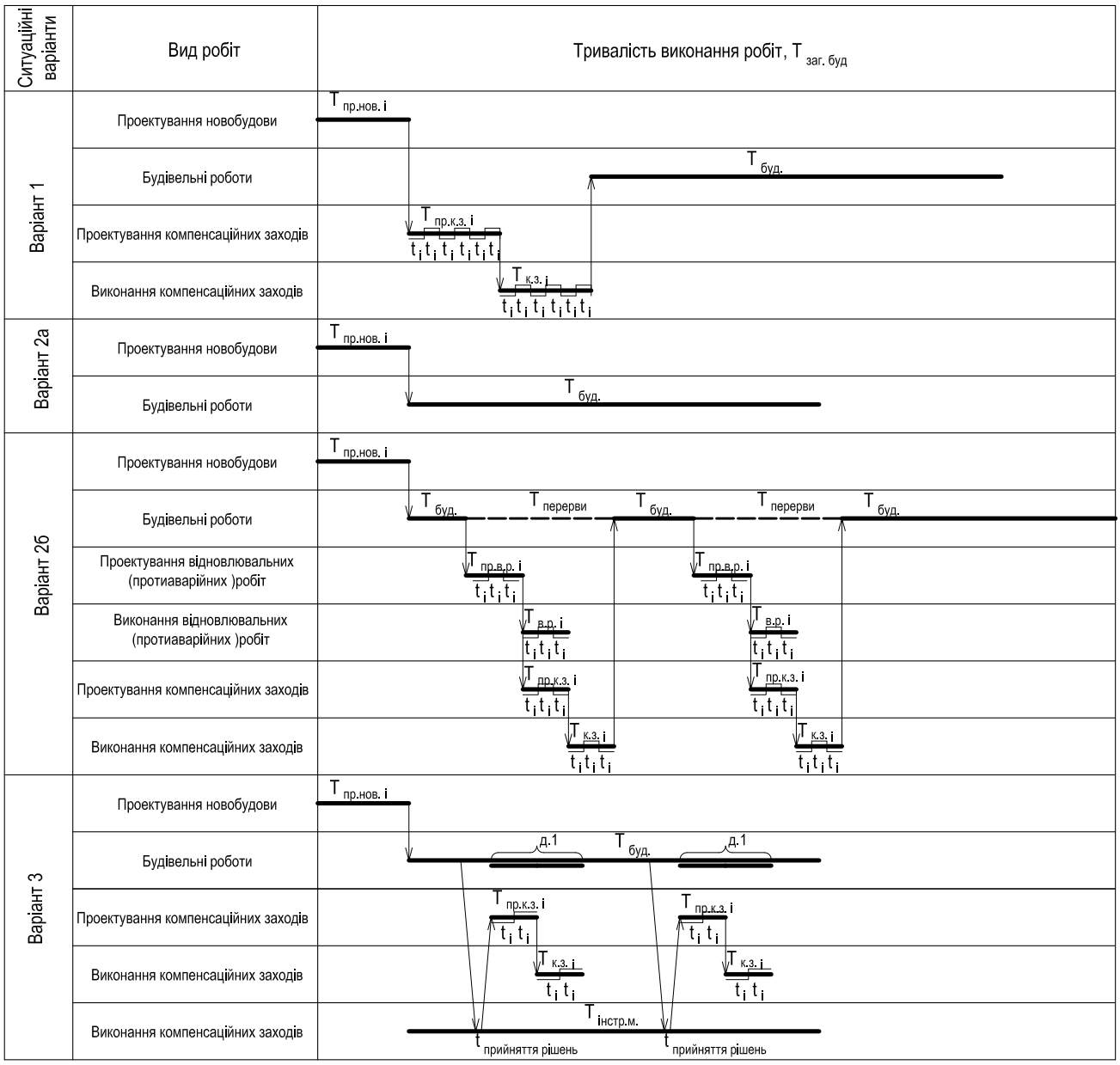

Рис. 1. Графік тривалості будівництва

Умовні позначення:

$T_{заг.\ буд}$ – загальна тривалість будівництва; $T_{пр.нов.i}$ – тривалість проектування об'єкта нового будівництва; $T_{буд}$ – тривалість зведення нового об'єкта будівництва; $T_{пр'к.з.\ i}$ – тривалість проектування компенсаційних заходів; $T_{к.з.\ i}$ – тривалість виконання компенсаційних заходів, що унеможливлюють подальший руйнівний вплив будівельних робіт на прилеглі об'єкти; $T_{пр.в.р.\ i}$ – тривалість проектування відновлювальних (протиаварійних) робіт на прилеглих об'єктах; $T_{в.р.i}$ – тривалість виконання відновлювальних (протиаварійних) робіт на прилеглих об'єктах для можливості їх подальшої експлуатації; $T_{інстр.\ м.}$ – тривалість інструментального моніторингу; $T_{перерви\ i}$ – припинення будівництва (технологічні та організаційні перерви) для виконання компенсаційних заходів,), тобто незаплановано; д.1 – ділянка, на якій виконання будівельних та компенсаційних заходів виконується паралельно (без зупинки основних робіт), тобто заплановано

пристрій перехресних стрічок або суцільної залізобетонної плити на пальових фундаментах, розширення ростверків, посилення тіла ростверків, тощо.

Вартість впровадження таких заходів залежить від властивостей ґрунту, характеристик новобудови та технології її зведення тощо, в результаті чого значно збільшується собівартість об'єкту будівництва. Саме тому наявне організаційно-економічне протиріччя між необхідністю оптимізації витрат на нове будівництво з боку забудовника та вимогою забезпечення безаварійної експлуатації оточуючої забудови з боку власників прилеглих будівель. Ігнорування впливу новобудови на оточуючі будинки призводить до утворення в них дефектів, що погіршують їх експлуатаційні показники.

Спробу обґрунтування методики визначення ефективності застосування системи інструментального моніторингу технічного стану прилеглої забудови для прийняття оперативних рішень щодо запобігання впливу на неї нового будівництва виконано на прикладі ідеалізованої моделі, що складається з прилеглої території, забудови та умовного переліку організаційно-технологічних компенсаційних заходів. Ідеалізований перелік

компенсаційних заходів, що забезпечують безаварійну експлуатацію (кожний захід окремо чи в комплексі), залежно від рівня вірогідної загрози, та умовний час їх виконання (tni) прийнято на підставі їх ранжування з використанням функції корисності:

1) t др і – улаштування дренажних систем у разі зміни гідрогеологічних умов;
2) t ос і – підсилення основ;
3) t нс і – підсилення несучих стін існуючої будівлі;
4) t ф і – підсилення фундаментів існуючої будівлі;
5) t шп і – відсікаюча стіна з шпунту Ларсена;
6) t пл і – підпірна стіна з заглиблених паль.

Виходимо з припущення, що за умови достатнього для проектування обсягу вихідних даних виконано розрахунки, що передбачають: для випадку несприятливих умов спільної дії максимальних значень негативних факторів максимальний рівень наявності впливу нового будівництва на оточуючу забудову, для випадку сприятливих умов та їх мінімальних значень відсутність такого впливу. Тобто компенсуючі заходи доцільно виконувати для випадку несприятливих умов, але їх реалізація буде економічно необґрунтованою для випадку сприятливих умов.

Варіант 1. Повний комплекс наведених компенсуючих заходів, що з максимальною вірогідністю унеможливить вплив будівництва на оточуючу забудову для випадку несприятливих умов спільної дії максимальних значень негативних факторів.

Варіант 2. Повна відсутність компенсуючих заходів для умов невизначеності або встановленої вірогідності випадку сприятливих умов та мінімальних значень негативного впливу.

Варіант 3. Мінімальний склад компенсуючих заходів з організацією системи інструментального моніторингу з метою отримання оперативної, необхідної та достатньої інформації про поточний технічний стан будівель, споруд та прилеглої території для прийняття своєчасних рішень щодо реалізації компенсуючих заходів, що унеможливлять вплив нового будівництва на оточуючу забудову.

Тривалість будівництва залежно від прийнятої організаційної схеми та обсягів компенсаційних заходів зображено у вигляді графіку та наведено на рис. 1.

Реалізація розроблених у складі проекту нового будівництва компенсаційних заходів (для випадку несприятливих умов спільної дії максимальних значень негативних факторів) від впливу будівельних робіт на оточуючу забудову зумовлює збільшення терміну виконання підготовчих робіт та, відповідно, собівартості об'єкта будівництва. При цьому ступінь погіршення техніко-економічних показників новобудови залежить від відстані запроектованого будинку до існуючих будівель, геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчика та прилеглої території і можливих їх змін у процесі будівництва, технології реалізації компенсуючих заходів. Можлива ситуація, коли в період зведення будинку несприятливі умови не виникали, або дія негативних факторів була незначною. У такому разі компенсуючі заходи виявляться зайвими, а понесені фінансові та часові витрати – марними, оскільки кліматичні умови дозволяють виконати всі будівельно-монтажні роботи без суттєвого впливу на оточуючу територію.

$$T_{заг.\ буд} = T_{к.з.} + T_{буд} \quad (1),$$

За умови невиконання запланованих компенсаційних заходів в період підготовчих робіт можливе проведення усіх робіт нульового циклу за сприятливих умов, що дозволить скоротити період і собівартість будівництва порівняно з проектом.

$$T_{заг.\ буд} = T_{буд} \quad (2),$$

Але у разі дії негативних факторів під час робіт нульового циклу на об'єкті можливе зниження міцності та стійкості конструкцій будинків, що знаходяться в зоні впливу нового будівництва, в результаті зміни напружено-деформованого стану ґрунтової основи існуючих будівель. У такому разі будівельні роботи має бути призупинено, розроблено та виконано заходи, що унеможливлюють подальший руйнівний вплив будівельних робіт на прилеглі будинки, що потребує додаткових фінансових і часових витрат, що призведе до підвищення собівартості об'єкта будівництва.

$$T_{заг.\ буд} = T_{буд1} + T_{к.з.} + T_{в.р.\ і} + T_{буд\ 2} \quad (3),$$

Зазвичай для відновлення будівельних робіт необхідно реалізувати передбачені проектом компенсуючі заходи і додатково, що потребує незапланованих фінансових і часових витрат, усунути на прилеглих будинках пошкодження, які викликані негативними факторами

І третій варіант, коли компенсуючі заходи на етапі підготовчих робіт не виконуються, але передбачено інструментальний моніторинг технічного стану будівель прилеглої забудови.

$$T_{заг.\ буд} = T_{буд} \quad (4),$$

Така організація робіт найбільш ефективна з розглянутих варіантів, оскільки можливі випадки, коли кліматичні умови дозволять виконати роботи, не завдаючи шкоди існуючим будівлям. Або за результатами інструментального моніторингу технічного стану конструкцій будівель, що знаходять поряд майданчика будівництва, своєчасно буде встановлено передумови щодо початку утворення пошкоджень конструкцій та вжито заходів щодо їх зупинення.

На рис. 1 тривалість будівництва $T_{заг.\ буд}$ складається із $T_{буд}$, $T_{кз.\ і}$, $T_{в.р.\ і}$ та $T_{інстр\ м.}$ З врахуванням перерв в будівництві за необхідності врахування непередбачених обставин, наслідків їх ліквідації та виконання додаткових компенсаційних заходів тривалість для варіантів 1–3 можна записати у наступному вигляді для кожного випадку з урахуванням умовних обсягів компенсуючих заходів для різних факторів впливу та умов прилеглої території:

для Варіанту 1

$$T_{заг.\ буд} = t_{др\ і} + t_{ос\ і} + t_{нс\ і}\ t_{ф\ і} + t_{шп\ і} + t_{пл\ і} + T_{буд} \quad (5),$$

для Варіанту 2 а

$$T_{заг.\ буд} = T_{буд} \quad (6),$$

для Варіанту 2 б

$$T_{заг.\ буд} = T_{буд1} + T_{пр.\ к.з.} + t_{др\ і} + t_{ос\ і} + t_{нс\ і}\ t_{ф\ і} + t_{шп\ і} + t_{пл\ і} + T_{пр\cdot в.р.\ і} + T_{в.р.\ і} + T_{буд2} \quad (7),$$

для Варіанту 3

$$T_{заг.\ буд} = T_{буд} \quad (8),$$

де $T_{заг.\ буд}$, $T_{буд}$, $T_{к.з.}$, $T_{інстр.\ м.}$ те саме, що і на рис. 1., $t_{др\ і}$ – улаштування дренажних систем у випадку зміни гідрогеологічних умов; $t_{ос\ і}$ – підсилення основ; $t_{нс\ і}$ – підсилення несучих стін існуючої будівлі; $t_{ф\ і}$ – підсилен-

ня фундаментів; $t_{шп\ i}$ – підпірна стіна з шпунту Ларсена; $t_{пл\ i}$ – підпірна стіна з заглиблених паль.

Тривалість виконання компенсаційних заходів, що унеможливлюють подальший руйнівний вплив будівельних робіт на прилеглі об'єкти $T_{к.з.}$ дорівнює сумарній тривалості необхідних компенсаційних заходів: підсилення несучих стін будівлі, підсилення основ, підсилення фундаментів, підпірна стіна з шпунту Ларсена, підпірна стіна з заглиблених паль тощо.

Тривалість виконання відновлювальних (протиаварійних) робіт на прилеглих об'єктах для можливості їх подальшої експлуатації $T_{в.р.\ i}$ дорівнює сумарній тривалості необхідних заходів: заміна будівельних конструкцій, відновлення несучих стін та перекриттів, підсилення фундаментів, відновлення інженерних мереж тощо.

Оскільки в умовах реального об'єкта використання повного комплексу наведених компенсаційних заходів не є обов'язковим, тобто для забезпечення експлуатаційної придатності прилеглих будівель та територій достатнім є обсяги компенсаційних заходів, визначені розрахунком залежності 5–8 можуть бути представлені у загальному вигляді:

$$T_{заг.\ буд} = T_{пр.\ к.з.} + \sum t_{к.з.\ i} + T_{буд} \quad (9),$$

$$T_{заг.\ буд} = T_{буд} \quad (10),$$

$$T_{заг.\ буд} = T_{буд1} + T_{пр.\ к.з.} + \sum t_{к.з.\ i} + T_{пр\cdot в.р.\ i} + \sum t_{в.р.\ i} + T_{буд2} \quad (11),$$

$$T_{заг.\ буд} = T_{буд} \quad (12),$$

Відповідно до рис. 1 єдиним надійним способом, що у найкоротші терміни дозволяє закінчити будівництво об'єкта без заподіяння шкоди будівлям, що знаходяться у зоні впливу нового будівництва, є забезпечення інструментального моніторингу існуючих будівель протягом усього терміну нового будівництва – Варіант 3.

Висновки. Перехід від типового будівництва на вільній території до індивідуальних проектів у складних умовах щільної міської забудови вимагає компенсаційних заходів щодо усунення негативного впливу, в разі відсутності яких є можливим перехід існуючих будівель у аварійний стан.

Тривалість будівництва залежить від прийнятої організаційної схеми нового будівництва.

Дія негативних факторів під час робіт нульового циклу на об'єкті може призвести до зниження міцності та стійкості конструкцій будинків, що знаходяться в зоні впливу нового будівництва, в результаті зміни напружено-деформованого стану ґрунтової основи існуючих будівель. Водночас можлива ситуація, коли в період зведення будинку несприятливі умови не виникали, або дія негативних факторів є незначною. У такому разі компенсуючі заходи виявляться зайвими, а понесені фінансові та часові витрати – марними, оскільки кліматичні умови дозволяють виконати всі будівельно-монтажні роботи без суттєвого впливу на оточуючу територію. Для випадку несприятливих умов спільної дії максимальних значень негативних факторів – це максимальний рівень наявності впливу нового будівництва на оточуючу забудову, для випадку сприятливих умов та їх мінімальних значень – це відсутність такого впливу. Тобто компенсуючі заходи доцільно виконувати для випадку несприятливих умов, але їх реалізація буде економічно необґрунтованою для випадку сприятливих умов.

Найбільш ефективною з усіх можливих варіантів організації нового будівництва в умовах ущільненої забудови є така організація будівництва, коли компенсаційні заходи на етапі підготовчих робіт не виконуються, але передбачено інструментальний моніторинг технічного стану будівель прилеглої забудови, оскільки можливі випадки, коли кліматичні умови дозволять виконати роботи, не завдаючи шкоди існуючим будівлям, або своєчасно буде встановлено передумови щодо початку утворення пошкоджень конструкцій та вжито заходів щодо їх зупинення.

Застосування інструментального моніторингу технічного стану конструкцій будівель і споруд, прилеглої забудови протягом усього періоду нового будівництва дозволяє своєчасно виявити фактори та параметри, що призводять до утворення пошкоджень конструкцій і оптимізувати витрати нового будівництва на необхідні компенсуючі заходи у правильній послідовності і у необхідному обсязі, тобто унеможливити (зменшити) негативний вплив нового будівництва на існуючу ущільнену забудову.

Література

1. Теренчук С.А., Еременко Б.М., Картавих С.М., Насіковський О.В. Моделювання зони впливу нового будівництва на оточуюче середовище. *Строительство, материаловедение, машиностроение*. Вип. 101–2017, с. 220-227.
2. Прусов Д.Е. Теорія та методологія прогнозування наслідків інженерної підготовки перетворення міських територій зі щільною забудовою та складними геологічними умовами : автореф. дис. д.т.н., Київ, 2015.
3. Бакулін Є.А. Визначення впливу нової забудови на фундаменти існуючих будівель. *Збірник Містобудування та територіальне планування*. 2014, вип. № 53, с. 10–15.
4. Григоровський П.Є. Будівельно-інформаційні моделі та методи формування організаційно-технологічних рішень інструментальних вимірювань в будівництві : монографія, Київ, ІЦП «Компринт», 2019
5. Пособие к МГСН 2.07-01 Основания, фундаменты и подземные сооружения. Обследование и мониторинг при строительстве и реконструкции зданий и подземных сооружений. Москомархитектура, 2004

References

1. Terenchuk S.A., Eremenko B.M., Kartavykh S.M., Nasikovsky O.V. Modeling the area of impact of new construction on the environment. Construction, materials science, mechanical engineering. No. 101–2017, p. 220–227
2. Prusov D.E. Theory and methodology of prediction of the consequences of engineering preparation for the transformation of urban areas with dense development and complex geological conditions. Ph.D., Kyiv, 2015
3. Bakulin E.A. Determining the impact of new construction on the foundations of existing buildings. *Collection of Urban Planning and Spatial Planning*, 2014, no. No. 53, pp. 10–15
4. Grigorovsky P.E. Building-information models and methods of forming organizational-technological decisions of instrumental measurements in construction. Monograph, Kiev, Comprint CPU, 2019
5. MGSN Benefit 2.07-01 Foundations, Foundations and Underground Structures. Inspection and monitoring during construction and reconstruction of buildings and underground structures, Moskomarkhitektura, 2004

ANALYSIS OF ORGANIZATIONAL DECISIONS OF INSTRUMENTAL MONITORING OF THE APPROXIMATED BUILDING IN THE CONDITIONS OF THE IMPACT OF THE NEW BUILDING

Abstract. *Currently, the most intensive construction work is carried out in the central part of major cities. This is due, on the one hand, to the attractiveness of investors to the location of facilities in areas with advanced engineering infrastructure and concentration of the population, and on the other - with the historical psychology of prestige real estate in the central areas of cities. A great feature of modern urban construction is the depth of the foundation of the objects, which reaches more than 15 m.*

In this case, when designing buildings and engineering structures, both designers and contractors need to address the complex issues of construction in the conditions of compacted construction, which neglect can lead to disruption of the normal operation of the surrounding area or accidents and catastrophic consequences.

The transition from typical construction on free territory to individual projects in complex conditions of dense urban development is a pressing scientific question that must be addressed at all stages of the life cycle of buildings, structures and territory of construction. One of the important problems is the change in the stress-strain state of the soil massif that arises due to the interplay of existing and new buildings. In this case, the stress plots in the soil array of new construction and existing buildings are superimposed on each other, which can lead to unacceptable overvoltage of the already loaded soil base. Usually, the development of additional deformations of existing buildings is gradual and depends on the loading rate of the soil base, ie the rate of new construction. The additional load from new construction requires compensatory measures to eliminate its negative impact, in the absence of which the transition of existing buildings to a state of emergency is possible. In the context of dense urban development, this requires much greater material costs for the investor than for construction on vacant sites.

In order to preserve the attractiveness of such a project for the investor in terms of quick payback of capital investments and to ensure trouble-free operation of the surrounding construction, it is necessary to receive timely information on the status of existing construction in order to make timely decisions on its operational suitability. This information can be obtained through instrumental monitoring throughout the construction period.

Key words: compacted construction, impact of new construction, instrumental monitoring, duration of construction, new construction.

Murasova O.V.
State Enterprise “Research Institute of building Production”, Kyiv
Hrihorovskyi P.Ye.
Doctor of Technical Sciences, First Deputy Director, State Enterprise “Scientific Research Institute of Building Production”, Kyiv
Cherviakov Yu.M.
Ph.D., State Enterprise “Scientific Research Institute of Building Production”, Kyiv

УДК 624.15; 725
DOI https://doi.org/10.32782/2664-0406.2019.36.2

Григоровський П.Є.
д.т.н., перший заступник директора ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва», м. Київ

Грубська Л.М.
с.н.с., ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва», м. Київ

Басанський В.О.
завідувач сектору ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва», м. Київ

НЕОБХІДНІСТЬ МОНІТОРИНГУ ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ СХИЛІВ НА ПРИКЛАДІ СХИЛУ У ПРИБЕРЕЖНІЙ ЗОНІ В РАЙОНІ 9-ГО МКР. М. ЧОРНОМОРСЬК (ІЛЛІЧІВСЬК)

Анотація. *Несвоєчасно виявлені та не усунені активні процеси та деформації на зсувонебезпечних схилах призводить до виникнення дефектів та пошкоджень будівель і споруд, розташованих на геодинамічних територіях, і є причиною їх прогресуючих деформацій, наслідки яких, окрім матеріальних витрат, пов'язаних із відновленням експлуатаційної придатності, призводять до соціального і екологічного збитку.*

В Україні досить поширена забудова населених пунктів у межах зсувонебезпечних схилів. Отже, проблема захисту територій від виникнення зсувних деформацій є значною. Людська діяльність та початкові складні інженерно-геологічні умови є факторами щодо активізації зсувних процесів.

На прикладі розвитку зсувних процесів на схилі у прибережній зоні в районі 9-го мкр. м. Чорноморськ (Іллічівськ) виконано аналіз можливої системи моніторингу на основі моделювання схилу.

Запропоновані розрахункові методи та рекомендації щодо створення розрахункової моделі дозволяють отримати дані про граничні значення деформацій, рівнів ґрунтових вод та інших параметрів, за яких починається активізація зсувних процесів.

Розрахунки можуть допомогти визначити місця розташування датчиків системи моніторингу схилу та отримати граничні показники зміни параметрів, що контролюються. Такими датчиками, або системами для схилів можуть бути системи геодезичного контролю точок на поверхні схилу, інклінометри, п'єзометричні свердловини та датчики порового тиску.

Застосування системи моніторингу з урахуванням визначених граничних параметрів дозволяє своєчасно виявити фактори та параметри, що призводять до втрати (повної чи часткової) стійкості схилу, і передбачити необхідні протизсувні заходи у правильні послідовності та в необхідному обсязі.

Застосування системи моніторингу на схилі прибережної зони в районі 9-го мкр. в м. Іллічівськ могло б своєчасно виявити початок активних зсувних процесів та виконати заходи, необхідні для стабілізації схилу.

Ключові слова: зсувонебезпечний схил, розрахунок, моніторинг.

Постановка проблеми. Актуальність проблеми досліджень синергетичного ефекту природних і техногенних факторів геодинамічних процесів на зсувонебезпечних територіях та шляхів її вирішення підтверджує вивчення ступеню їх взаємовпливу, що виникає протягом життєвого циклу існуючої забудови, об'єктів будівництва та оточуючої їх території. Несвоєчасно виявлені та не усунені активні процеси та деформації на зсувонебезпечних схилах призводять до виникнення дефектів та пошкоджень будівель і споруд, розташованих на геодинамічних територіях, і є причиною їх прогресуючих деформацій, наслідки яких, окрім матеріальних витрат, пов'язаних із відновленням експлуатаційної придатності, призводять до соціального і екологічного збитку. Тому важливо правильно і своєчасно оцінити стан геодинамічних територій, розташованих на них будівель, спрогнозувати можливий розвиток дефектів та пошкоджень і розробити заходи з їх стабілізації або усунення.

Вирішенням проблеми є вивчення ступеню взаємовпливу природних і техногенних факторів геодинамічних процесів на зсувонебезпечних територіях. Для цього необхідно мати уявлення про механізм плину геодинамічних процесів, руйнування і зношення конструктивних елементів протягом життєвого циклу та вплив факторів зовнішнього середовища на будівельні конструкції, що неможливо без отримання об'єктивної інформації шляхом інструментальних вимірювань.

Аналіз останніх досліджень. Тривалість і величини деформацій об'єкта суттєво залежать від ґрунтів основи, а вид деформації – від його конструктивних особливостей [1]. Під дією ваги будівлі ґрунти основи стискаються, внаслідок чого відбувається осідання фундаменту. Ґрунти під фундаментами мають різні фізико-механічні властивості, і осідання фундаментів відбувається нерівномірно, оскільки навантаження на них не однакові, що призводить до деформацій будівель. У випадку горизонтальних навантажень відбуваються горизонтальні зміщення будівлі, що також викликає деформацію її елементів.

На виникнення надзвичайних ситуацій впливають ряд природних, природно-техногенних і техногенних геологічних процесів.

Найбільш поширеними і небезпечними на території України є: зсуви, підтоплення, просідання, ерозія, абразія і карст. Основною руйнівною силою цих процесів є підземні води. Коливання в кількості і якості підземних вод, які доповнюються зміною температурного режиму, стають показником активізації геодинамічних процесів. Геологічні небезпеки зумовлені також техногенними факторами: статичними і динамічними діями

від підприємств, будівель і споруд, транспорту і різних механізмів, витоками з водонесучих комунікацій, відкачуваннями підземних вод, змінами теплових, електромагнітних і інших фізичних полів [2]. Такі зміни призводять до збільшення інтенсивності розвитку геологічних небезпек на територіях, у межах яких їх розвиток до техногенного втручання був неможливий.

Підтоплення територій є небезпечним процесом техногенного або природного характеру, що відноситься до раптових загроз і створює безпосередню загрозу для будівлі [3; 4].

Головними техногенними причинами підтоплення є: зміна умов поверхневого стоку під час вертикального планування, засипки природних дрен під час виконання земляних робіт; техногенні втрати з водонесучих комунікацій, ставків, відстійників; ускладнення стоку поверхневих і підземних вод через порушення в роботі зливної каналізації, засипки ярів; значна перерва між виконанням земляних робіт і будівельними роботами; інфільтрація витоків виробничих вод, зменшення випарювання під будівлями і покриттями доріг, порушення умов підземного стоку; підпір ґрунтових вод у прибережних зонах морів і водосховищ, уздовж бортів каналів; баражний ефект під час будівництва заглиблених підземних споруд, облаштування стін у ґрунті і пальового поля.

Основними природними умовами виникнення підтоплення є: наявність проникних ґрунтів і прошарків; близьке розташування рівня ґрунтових вод і водоупору; низька дренованість території.

Негативні наслідки процесу підтоплення пов'язані з осіданнями і провалами земної поверхні, що утворюються в результаті ущільнення, а також з утворенням нових і активізацією існуючих зсувних, карстових, карстово-суфозійних, ерозійних і інших геологічних небезпек, із корозійним руйнуванням фундаментів і нижніх частин наземних конструкцій будівель і споруд, що призводить до їх прискореного зносу і деформації, із затопленням підвалів, шахт ліфтів, підземних споруд і комунікацій неглибокого залягання, заболочування безстічних понижень рельєфу.

Вторинні негативні наслідки підтоплення пов'язані з: осіданнями і провалами земної поверхні, що утворюються в результаті додаткового ущільнення замочуваних при підйомі рівня підземних вод ґрунтів в основі будівель і споруд; гідродинамічним розрідженням ґрунтів, що проявляється при нагоді їх винесення на схилах або в будівельні виїмки; утворенням нових і активізацією існуючих зсувних, карстових, карстово-суфозійних, ерозійних і інших геологічних небезпек.

Просідаючі породи та основні їх представники – лесові ґрунти – широко розповсюджені в Україні (займають більше 80% її території). Ці ґрунти мають дуже високу пористість, досягаючи 60-65%, і низьку природну вологість. Лесові ґрунти характеризуються здатністю до просідання під час замочування внаслідок доущільнення, легко розмокають і розмиваються, а при повному водонасиченні переходять в пливунний стан.

Зсуви виникають за умов порушення стійкості схилів техногенними чи природними процесами, коли сили зв'язності ґрунтів менше, ніж сила тяжіння. Швидкість сповзання земляних мас може бути ледь помітною або досягати декількох метрів у секунду. Рух зсувів пов'язаний із присутністю ґрунтових вод, однак зсуви рідко виникають на схилах крутизною менше 10-12 град. Повільні зміщення не є катастрофічними, бо швидкість не перевищує декілька десятків сантиметрів у рік. Швидкість, вища за повільну, є небезпечною, і в такому разі потрібні заходи з укріплення схилів. Оцінка швидкості руху оповзнів наведена в табл. 1.

Таблиця 1. Швидкості руху зсувів

Швидкість руху	Оцінка руху
3 м/с	Виключно швидкий
0,3 м/хв.	Дуже швидкий
1,5 м/добу	Швидкий
1,5 м/місяць	Повільний
1,5 м/рік	Дуже повільний
0,06 м/рік	Виключно повільний

До зсувної небезпеки відноситься до 66,1 тис. км^2 території України [4]. Тут можлива активізація існуючих і утворення нових глибоких блокових зсувів витискування і ковзання (зрушення), а також прояви дрібніших поверхневих зсувів ковзання, вязкопластичної течії, гідродинамічного руйнування і раптового розрідження.

В Україні досить поширена забудова населених пунктів у межах зсувонебезпечних схилів. Отже, проблема захисту територій від виникнення зсувних деформацій є значною. Людська діяльність та початкові складні інженерно-геологічні умови є факторами щодо активізації зсувних процесів.

Виділяють такі основні типи зсувів: сковзання, витискання, спливання, випливання, просідання, розрідження. У районах забудови найбільш розповсюдженими типами зсувів є сковзання та витискання. Зсуви в межах забудови та господарської діяльності призводять до негативних наслідків. У табл. 2 наведена ймовірність виникнення зсувів та здійснення необхідних заходів у залежності від відповідальності споруд, у зоні його впливу.

Таблиця 2. Рівень можливості виникнення зсувів

Об'єкти будівництва	Рівень ризику утворення зсуву, що вимагає прийняття рішень про необхідність здійснення заходів		
	захисту споруд	захисту споруд або спостереження схилів	спостереження схилу
Об'єкти масового будівництва	>10%	–	5ч10%
Об'єкти підвищеної відповідальності	>5%	5ч10%	1ч5%
Особливо відповідальні об'єкти	>1%	1ч5%	0ч1%

Схили вважаються стійкими, якщо коефіцієнт стійкості $K_c \succ 1$. Величина $K_c = 1$ відповідає граничній рівновазі. У випадку розміщення на схилі будівель коефіцієнт стійкості схилу повинен відповідати вимогам

$$K_c \geq K_{c.доп}, \quad (1)$$

де $K_{c.доп.}$ – допустима величина коефіцієнта стійкості, визначається на етапі проектування з урахуванням навантажень, надійності та умов роботи.

Методика досліджень. Аналіз формування та методи прогнозування активізації зсувних процесів на зсувоне-

безпечному схилі розглянуто на прикладі ділянки прибережної зони в районі 9-го мкр. в м. Іллічівськ [6].

Співробітниками ДП НДІБВ виконувався аналіз характеру зсувних процесів та їх активізації в останній період на даній території. У ході виконання робіт з аналізу ситуації, що виникла на схилі, виконано ряд розрахунків із моделюванням у програмному комплексі Plaxis.

Згідно з виконаними розрахунками визначена схема моделювання схилу на даній ділянці з урахуванням виникаючих поверхонь ковзання з фізико-механічними характеристиками «плашка по плашці». Така розрахункова модель (рис. 1) найбільш близько показувала розвиток деформацій та їх динаміку (розрахунок консолідації).

Мета статті – розгляд шляхів моніторингу зсувонебезпечних схилів на прикладі схилу у прибережній зоні.

Результати дослідження. Згідно з даними з інженерно-геологічних вишукувань 1991 р. у ґрунтовому масиві схилу, що розглядається, формувались поверхні ковзання зі зниженими фізико-механічними характеристиками на поверхнях контакту водотривких шарів ґрунту. На час вишукувань зсувні процеси на схилі були в'ялотекучими, без значних зміщень ґрунту. У грудні 2013 – березні 2014 року почалась активізація зсувних процесів на схилі (рис. 2). У схилі сформувались декілька блоків зсувів здвигу-ковзання, а у верхній частині схилу сформувався зсув зтискання. Динаміка зміщення ґрунтових мас збільшувалась як у швидкості, так і в обсягах (рис. 3). На даний момент зсувні процеси на ділянці продовжуються (рис. 4).

Основними факторами, що погіршують стійкість схилу, є активна забудова верхньої частини схилу та фактори людської діяльності (втрата води з комунікацій, полив, рух техніки та транспорту).

Аналіз результатів перевірних розрахунків показав, що сучасними розрахунковими методами можливо передбачити розвиток зсувних процесів на зсувонебезпечних схилах у залежності від зміни негативних факторів (додаткове навантаження забудови, зміна гідрогеологічного режиму, виникнення поверхонь ковзання), що впливають на ґрунтовий масив. На рисунках 5, 6, 7 та 8 розрахункові деформації кореспондуються з фактичними деформаціями зсувонебезпечного схилу (рис. 2-4).

Аналіз розвитку зсувних процесів на схилі прибережної зони в районі 9-го мкр. в м. Іллічівськ показав, що без своєчасних інженерних протизсувних наслідків розвиток зсувів може призвести до значних руйнувань будівель, інфраструктури та значно ускладнити реалізацію протизсувних заходів.

Застосування системи моніторингу на схилі прибережної зони в районі 9-го мкр. в м. Іллічівськ могло б своєчасно виявити початок активних зсувних процесів та виконати заходи необхідні для стабілізації схилу.

Застосування системи моніторингу дозволить своєчасно зафіксувати наближення до визначених граничних показників датчиків і передбачити необхідні протизсувні заходи.

Підвищення рівня ґрунтових вод та значне зволоження прошарків ґрунту, де визначені поверхні ковзання, буде зафіксоване п'єзометричними свердловинами та датчиками порового тиску. Під час наближення до граничних показників рекомендується застосувати заходи з тимчасового чи постійного водопониження (влаштування дренажних штолень, колекторів, водознижуючих приямків тощо), що дозволить зменшити негативний фактор впливу перезволоження ґрунтів.

Процеси деформації поверхні схилу буде зафіксовано системою геодезичного контролю точок на поверхні схилу та інклінометрами. Під час наближення до граничних показників рекомендується застосувати заходи з влаштування тимчасових чи постійних протизсувних заходів (влаштування підпірних стін, планування, схилу, армування ґрунту тощо), що дозволить збільшити загальну стійкість зсувонебезпечного схилу.

Для застосування системи моніторингу виникає потреба встановлення обсягів такого моніторингу, а саме – перелік контрольованих параметрів (кількість підсистем у складі системи); кількість точок контролю (для встановлення тривалості циклу вимірювань); періодичність та послідовність циклів для кожної підсистеми (для встановлення загальних обсягів вимірювальних робіт).

Для можливості визначення техніко-економічних показників вимірювальних робіт та ступеню їх впливу на організаційно-технологічні рішення забезпечення експлуатаційної придатності зсувонебезпечних території наведемо загальні принципи визначення обсягів такого моніторингу.

У районах, для яких зсуви є можливими, а коефіцієнт стійкості відповідає вимозі $K_c > 1$, проводять спостереження за: горизонтальними зміщеннями, рівнем підземних вод, поровим тиском. Періодичність контролю горизонтального зміщення можна визначити з (2).

$$T_{мон.\max} = 5\sigma_в / V \qquad (2)$$

V – швидкість зсуву, *б в* – похибка вимірювань.

Для зсуву сковзання максимальна швидкість зсуву визначається за такою формулою [5]:

$$V_c^{\max} = \frac{\rho \cdot g \cdot H^2 \cdot \sin\alpha}{2 \cdot \mu}, \qquad (3)$$

де ρ – щільність ґрунту, т/м^3; H – максимальна товщина зсувного масиву, м; α – кут поверхні ковзання, град.; μ – в'язкість ґрунту.

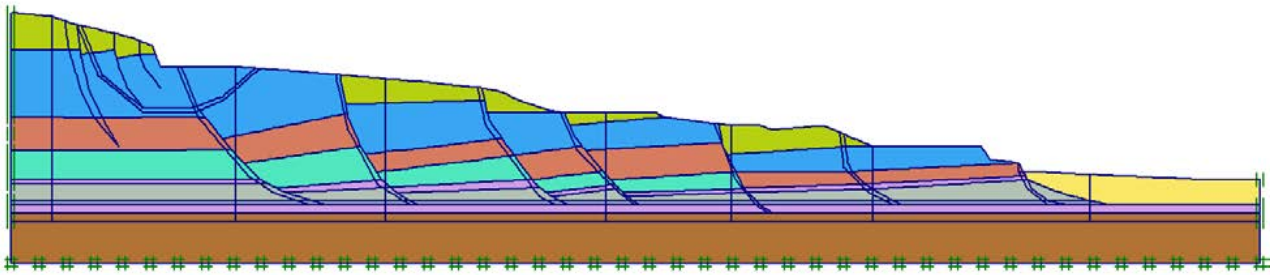

Рис. 1. Розрахункова модель схилу з додатковими прошарками послабленого ґрунту (характеристики «плашка по плашці»)

Значення середньої швидкості по всьому поперечному перерізу

$$V_c^{cp} = \frac{2}{3} \cdot V_c^{\max}. \quad (4)$$

Рекомендований орієнтовний період спостережень схилів для різних типів зсувів при різних значеннях коефіцієнтів стійкості, визначений за досвідом спостережень, наведений у табл. 3 [1].

Рис. 2. Зміщення ґрунтового масиву на грані верхньої берми схилу (березень 2014 р.)

Рис. 3. Збільшення динаміки зсуву на схилі (листопад 2016 р.)

Рис. 4. Розвиток зсувних процесів продовжується дотепер (січень 2019 р.)

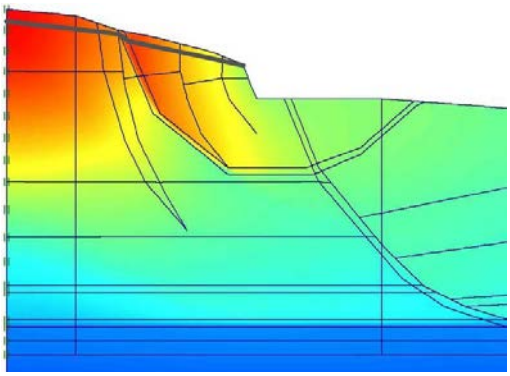

Рис. 5. Розрахунок деформацій схилу на початку активних зсувних процесів. Зміщення берми на 1,64 м

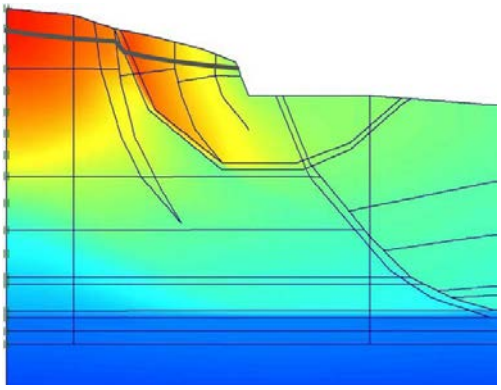

Рис. 6. Розрахунок деформацій схилу на етапі розвитку активних зсувних процесів. Зміщення берми на 3,20 м

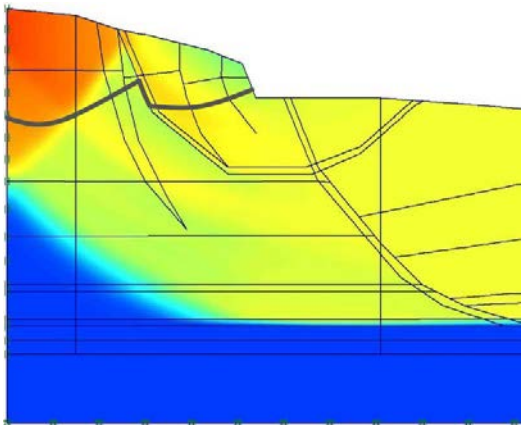

Рис. 7. Розрахунок деформацій схилу на етапі збільшення динаміки активних зсувних процесів. Зміщення берми на 15,8

Таблиця 3. Рекомендований орієнтовний період моніторингу схилів

Коефіцієнт стійкості схилу	Періодичність спостережень, днів	
	Форми порушення стійкості і деформації схилів (типи зсувів)	
	видавлювання	сковзання
0,7	7	10
0,8	12	18
0,9	20	25
1,0	40	60
1,1	60	100
1,2	180	300
1,35	360	500

Оскільки обводнення ґрунтового масиву є основною причиною зсувів, то спостереження за поровим тиском води є необхідними. У процесі проектних робіт необхідно визначити можливу швидкість зміни порового тиску. Вибір засобів вимірювання виконується в залежності від діапазону можливих змін тиску та необхідної точності вимірювання.

Періодичність контролю порового тиску можна визначити як

$$T_{мон.пор.тс} = \Delta_{д} / V_{п.в}, \qquad (5)$$

де $\Delta_{д}$ – роздільна здатність датчика порового тиску; $V_{п.в}$ – можлива швидкість зміни порового тиску, що визначається на етапі проектування.

Запропоновані розрахункові методи та рекомендації щодо створення розрахункової моделі дозволяють отримати дані про граничні значення деформацій, рівнів ґрунтових вод та інших параметрів, за яких починається активізація зсувних процесів.

Розрахунки можуть допомогти визначити місця розташування датчиків системи моніторингу схилу та отримати граничні показники зміни параметрів, що контролюються. Такими датчиками або системами для схилів можуть бути системи геодезичного контролю точок на поверхні схилу, інклінометри, п'єзометричні свердловини та датчики порового тиску.

Висновки. Несвоєчасно виявлені та не усунені активні процеси та деформації на зсувонебезпечних схилах призводять до виникнення дефектів та пошкоджень будівель і споруд, розташованих на геодинамічних територіях, і є причиною їх прогресуючих деформацій, наслідки яких, окрім матеріальних витрат, пов'язаних із відновленням експлуатаційної придатності, призводять до соціального і екологічного збитку.

Запропоновані розрахункові методи та рекомендації щодо створення розрахункової моделі дозволяють отримати дані про граничні значення деформацій, рівнів ґрунтових вод та інших параметрів, за яких починається активізація зсувних процесів.

Застосування системи моніторингу з урахуванням визначених граничних параметрів дозволяє своєчасно виявити фактори та параметри, що призводять до втрати (повної чи часткової) стійкості схилу і передбачити необхідні протизсувні заходи у правильні послідовності та в необхідному обсязі.

Застосування системи моніторингу на схилі прибережної зони в районі 9-го мкр. в м. Іллічівськ могло б своєчасно виявити початок активних зсувних процесів та виконати заходи, необхідні для стабілізації схилу.

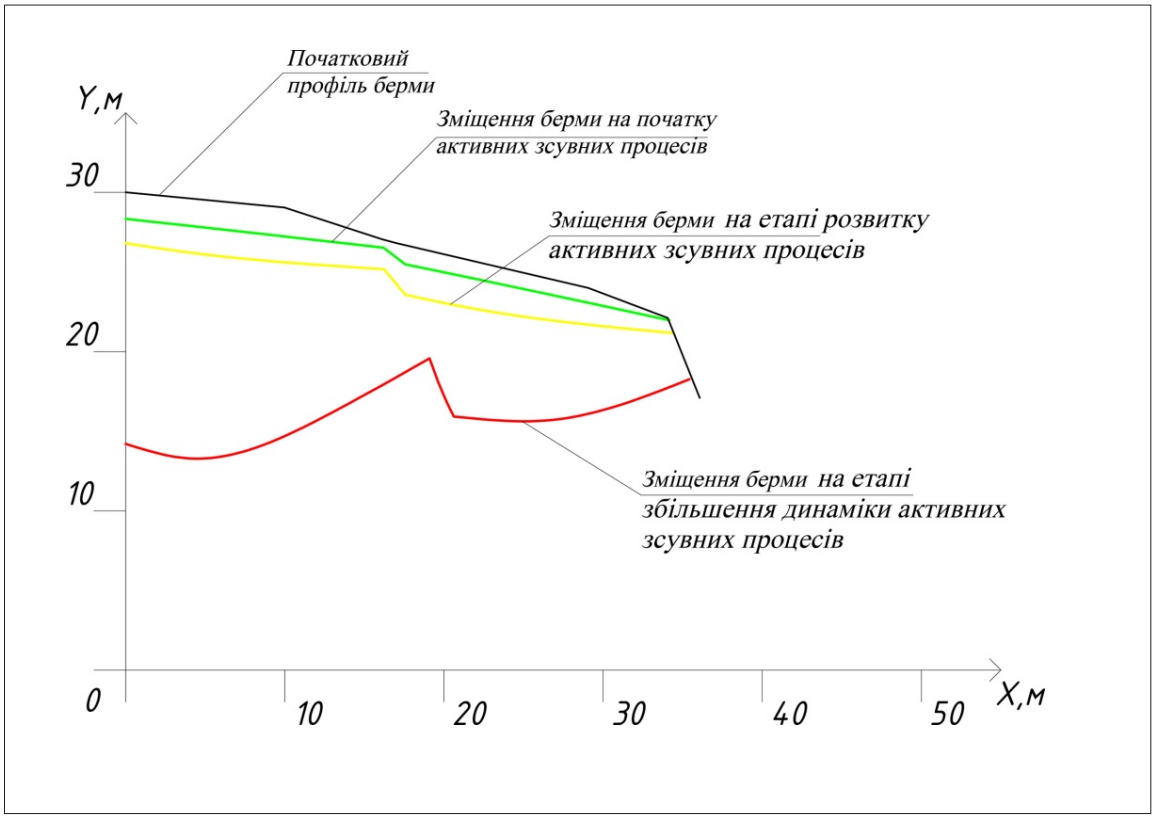

Рис. 8. Порівняння зміщення поверхні верхньої берми на різних етапах розвитку зсуву

Література

1. Григоровський П.Є. Будівельно-інформаційні моделі і методи формування організаційно-технологічних рішень інструментальних вимірювань в будівництві [Текст] : монографія. Київ : Майстер книг, 2019. 340 с.
2. Рекомендации по оценке геологического риска на территории г. Москвы. *Перспективы развития строительных технологий : матер. конф.* Днепропетровск, 2007. С. 86–95. URL : http://aquagroup.ru/normdocs/7677.
3. СП 11-105-97 Система нормативных документов в строительстве. Свод правил по инженерным изысканиям для строительства. Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть II. Правила производства работ в районах развития опасных геологических и инженерно-геологических процессов. URL : http://aquagroup.ru/normdocs/7677 http://docs.cntd.ru/document/1200007405 (15.09.15).
4. Національна доповідь про стан техногенної та природної безпеки в Україні у 2014 році. Державна служба України з надзвичайних ситуацій. Київ, 2015. URL : http://aquagroup.ru/normdocs/7677 http://undicz.dsns.gov.ua/ua/Nacionalna-dopovid-pro-stan-tehnogennoyi-ta-.
5. Бугров А. К. Определение вероятностных характеристик активного давления грунта методом Монте-Карло. *Интернет-журнал «Реконструкция городов и геотехническое строительство»*. 2002 г. № 5. URL : http://aquagroup.ru/normdocs/7677 http://www.qeorec.spb.ru/maq/2002n5/index.htm. (10.10.14).
6. Звіт про науково-дослідну роботу «Експертиза проектних рішень по об'єкту «Протизсувні заходи у прибережній зоні в районі 9-го мкр. м. Іллічівськ» з проведенням перевірних розрахунків стійкості схилу та підпірних стін, ДП НДІБВ, Київ, 2015 г.

References

1. P.Y. Hryhorovskyi. Building-information models and methods of forming organizational-technological decisions of instrumental measurements in construction [Text]: monograph. / P.Y. Hryhorovskyi - K: Master of books, 2019. - 340 p.
2. Recommendations for assessing geological risk in the territory of Moscow. - [Electronic resource]: access mode http://aquagroup.ru/normdocs/7677 (07.15.16). Name of the screen. Dnepropetrovsk, Prospects for the development of building technologies: Mater. conf. - 2007. p. 86–95.
3. SP 11-105-97 System of regulatory documents in construction. Code of practice for engineering surveys for construction. Engineering and geological surveys for construction. Part II Rules for the production of work in areas of development of dangerous geological and engineering-geological processes. - [Electronic resource]: access mode: http://docs.cntd.ru/document/1200007405 (09/15/15). Name from the screen.
4. National report on the state of technogenic and natural security in Ukraine in 2014. State Emergency Service of Ukraine. Kiev, 2015. - [Electronic resource]: access mode: http://undicz.dsns.gov.ua/en/Nationalna-dopovid-pro-stan-tehnogennoyi-ta
5. Bugrov A. K. Determination of the probabilistic characteristics of the active soil pressure by the Monte Carlo method [Electronic resource] / A.K. Bugrov, V.G. Shilin // Internet magazine "Reconstruction of cities and geotechnical construction", 2002, No. 5. Access mode: http://www.qeorec.spb.ru/maq/2002n5/index.htm. (10/10/14). Cap from the screen.
6. Report on research work "Expertise of design solutions for the object "Sliding measures in the coastal zone in the area of 9 mkr. Ilyichevsk" with conducting calculations of the stability of the slope and retaining walls, NDIBV, Kyiv, 2015.

THE NEED FOR MONITORING LANDSCAPE SLOPES ON THE EXAMPLE OF A SLOPE IN THE COASTAL ZONE IN THE AREA OF 9TH MKR. OF THE CHERNOMORSK (ILLICHIVSK)

Abstract. *Untimely detected and eliminated active processes and deformations on landslide slopes leads to defects and damages of buildings and structures located in the geodynamic territories and causes their progressive deformations, the consequences of which, in addition to the material costs associated with restoration and environmental damage.*

In Ukraine, the development of settlements within landslide slopes is quite widespread. Therefore, the problem of protecting territories from the occurrence of landslides is significant. Human activity and the initial complex engineering and geological conditions are factors in activating landslides.

On the example of the development of landslides on the slope in the coastal zone in the area of 9 md. Chernomorsk (Illichivsk) analyzes the possible monitoring system based on slope modeling.

The proposed calculation methods and recommendations for the creation of the calculation model allow to obtain data on the limit values of deformations, groundwater levels and other parameters at which the activation of landslides begins.

The calculations can help determine the locations of the slope monitoring system sensors and obtain limit values for changing the parameters being monitored. Such slope sensors or systems may include geodetic point control systems for slope surfaces, inclinometers, piezometric wells, and pore pressure sensors.

The application of the monitoring system, taking into account the determined boundary parameters, allows to identify in a timely manner the factors and parameters that lead to the loss of (full or partial) stability of the slope and to provide the necessary anti-slip measures in the correct sequences and in the required volume.

Application of the monitoring system on the slope of the coastal zone in the area of 9 md. in Illichivsk could detect the onset of active landslides in a timely manner and take the necessary steps to stabilize the slope.

Key words: landscape slope, calculation, monitoring.

Hrihorovskyi P.Ye.
Doctor of Technical Sciences, First Deputy Director, State Enterprise "Scientific Research Institute of Building Production", Kyiv
Hrubska L.M.
Senior Science Specialist, State Enterprise "Scientific Research Institute of Building Production", Kyiv
Basanskyi V.O.
Head of Sector, State Enterprise "Scientific Research Institute of Building Production", Kyiv

УДК 624.13;69.00112/.18
DOI https://doi.org/10.32782/2664-0406.2019.36.3

Романов С.В.
к.т.н., ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва», м. Київ

Глущенко Ю.Н.
інж. ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва», м. Київ

ДОСВІД І ПЕРСПЕКТИВИ ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДУ ВДАВЛЮВАННЯ ПІД ЧАС УЛАШТУВАННЯ ОГОРОЖІ КОТЛОВАНІВ В УМОВАХ ЩІЛЬНОЇ МІСЬКОЇ ЗАБУДОВИ

Анотація. *Наведені результати улаштування огорожі котлованів методом вдавлювання у різних інженерно-геологічних умовах у м. Києві, що були виконані ДП «НДІБВ» сумісно з ТОВ фірма «ТЕХКОМП» у період з 2002 по 2018 роки.*

На відміну від інших методів заглиблення двотаврів (забивка, віброзанурення, посадка двотаврів до пробурених свердловин), метод вдавлювання не чинить негативного впливу на існуючи будівлі і забезпечує надійну роботу шпунтової огорожі.

Для перевірки і відпрацювання цієї технології був розроблений та виготовлений експериментальний зразок обладнання, із застосуванням якого нами були виконані суцільні шпунтові стінки на будівництві будинків.

Залежно від умов будівництва були застосовані варіанти огорожі котлованів із вдавлюваних двотаврів, залізобетонних шпунтових паль, швелерів, що пересікаються, а також з комбінованих буровдавлюваних паль. Роботи виконувались експериментальними і дослідними зразками обладнання, що було розроблене і сумісно виготовлене ДП «НДІБВ» і ТОВ фірма «ТЕХКОМП».

Узагальнення нашого досвіду показало перспективність застосування методу вдавлювання для улаштування огорожі котлованів поблизу існуючих будівель і споруд, особливо у нестійких водонасичених ґрунтах, тому що у таких умовах метод вдавлювання є єдиним методом (із усіх наявних), який не впливає на існуючу забудову. Можливість застосування методу вдавлювання у таких умовах підтверджена нами у різних варіантах виконання: суцільна стіна з металевого шпунту, частково суцільна та частково проникливa огорожа з буровдавлюваних паль, суцільне водонепроникливе огородження із залізобетонних шпунтових паль.

З використанням накопиченого досвіду нами розроблені технологія і основні конструктивні рішення обладнання для улаштування методом вдавлювання залізобетонної огорожі котловану з монолітного бетону у вигляді «стіни в ґрунті».

Можлива співпраця з інвесторами з питань виготовлення і застосування вказаної технології.

Ключові слова: огорожа котлованів, металевий шпунт, буровдавлювальні палі, шпунтова стінка.

Метод вдавлювання, що отримав поширення в міському будівництві України завдяки розробкам ДП «НДІБВ», з 1987 року застосовується в основному під час вдавлювання залізобетонних паль фундаментів будівель в умовах, де неприпустима забивка або віброзаглиблення паль [1; 2; 3].

За цей період сектором нових технологій улаштування і підсилення фундаментів ДП «НДІБВ» сумісно з ТОВ фірма «ТЕХКОМП» накопичений деякий досвід застосування методу вдавлювання також під час улаштування огорожі котлованів [4].

Всі об'єкти, на яких виконувались роботи методом вдавлювання по конструкції огорожі котловану, можливо розділити на 4 групи: металічний шпунт із двотаврів, розташованих з певним кроком; суцільні шпунтові стінки із швелерів, що пересікаються; суцільні шпунтові стінки із буровдавлювальних паль; шпунтові стінки із збірних залізобетонних паль.

Наш досвід застосовування методу вдавлювання металевого шпунту із двотаврів палевдавлюючою установкою конструкції НДІБВ ОНП 764 А поблизу існуючих будівель на будівельних майданчиках в м. Києві по вул. Гоголівська, 4, Велика Житомирська, 20, переулку Рильського, 6 та багатьох інших показав його високу ефективність і надійність.

На відміну від інших методів заглиблення двотаврів (забивка, віброзанурення, посадка двотаврів в пробурені свердловини), метод вдавлювання не чинить негативного впливу на існуючи будівлі і забезпечує надійну роботу шпунтової огорожі.

З нашого досвіду найбільш придатними для вдавлювання металевого шпунту є вдавлюючи установки копрового типу, які є повноповоротними, самопересувними і самостійно виконують всі операції з вдавлювання паль (підтягування, підіймання й установку на місце заглиблення, вдавлювання), зазначеним параметрам відповідає палевдавлююча установка конструкції НДІБВ ОНП 764 П. Досвід її застосування показав, що в самих стислих умовах ОНП 764 П самостійно (без залучення інших механізмів) виконувала заглиблення шпунту біля існуючих будинків на мінімальній відстані 0,5 м.

У нестійких та водонасичених ґрунтах під час улаштування забірки між шпунтинами із двотаврів можливе винесення ґрунту, що неприпустимо, наприклад, поруч з фундаментами існуючих будівель. Тому в таких умовах застосовувалися суцільні шпунтові стінки із елементів, що вдавлюються.

Одним із варіантів суцільної шпунтової стінки є стінка із вдавлюваних металевих швелерів у «замок». Конструкція такої стінки показана на фото 1, 2.

Під час виконання суцільних шпунтових стінок нами застосовувались дві технології.

На будівництві по вул. Велика Житомирська, 20 та по вул. Боричів Тік, 9А в м. Києві була застосована технологія вдавлювання металевого шпунту із швелера N20, N22 через голову шпунту палевдавлюючою установкою

конструкції НДІБВ. ОНП 764 А. Достоїнством цієї технології є висока продуктивність, а недоліком – необхідність у відносно великої площі будівельного майданчику та можливість втрати стійкості шпунтини за довжини більш 10 м.

Під час будівництва в умовах щільної міської забудови на багатьох майданчиках виникає необхідність виконати шпунтову стінку в стислих місцях, де неможливо застосувати велику будівельну техніку. У зв'язку з цим нами була розроблена технологія вдавлювання з використанням принципу «групового заглиблення», яка дозволяє виконати шпунтову стінку майже впритул до існуючих конструкцій без застосування великих механізмів (фото 3).

Для перевірки і відпрацювання цієї технології був розроблений та виготовлений експериментальний зразок обладнання, з застосуванням якого нами були виконані суцільні шпунтові стінки на будівництві будинків на просп. Перемоги, 90/1, вул. Нижній Вал, 17, вул. Панківській, 20 в м. Києві.

Досвід застосування експериментального зразка обладнання для улаштування суцільної шпунтової стінки на вказаних об'єктах показав його роботоздатність і задовільну продуктивність (10–12 шпунтіна за зміну). Тому він пропонується до подальшого застосування.

Під час улаштування огорожі котлованів доволі часто виникає питання баражного ефекту – зміни гідрогеологічних умов у водонасичених ґрунтах за рахунок перекриття шляхів природної течії ґрунтових вод шпунтовими стінками. Особливо це важливо враховувати в умовах, коли ґрунтові води являють собою направлений підземний потік. Саме такий випадок спостерігався під час влаштування котловану підземного паркінгу поруч з існуючим будинком по вул. Панківській 20 в м. Києві.

У цих умовах нами було запропоновано виконати огорожу котловану із комбінованих (буровдавлюваних) паль, які до глибини відкопки котловану забезпечують влаштування суцільної шпунтової стіни, а нижче несучі елементи шпунтових паль перекривають лише 32,5% площі стінки, забезпечуючи тим самим проходження ґрунтових вод. Схема конструкції стіни огорожі котловану приведена на рис. 1.

Технологія улаштування буровдавлюваних паль включає в себе три технологічних операції: 1 – забурювання в ґрунт порожнистого шнеку діаметром 300 мм на глибині 5,0 м; 2 – піднімання шнеку з одночасним заповненням свердловини цементно-пісчаним розчином під тиском; 3 – установлення в свердловину двотавру N24 і вдавлювання через свіжоукладений розчин двотавру N24 на глибину 12м.

Для виконання буровдавлюваних паль огорожі котловану використовувалось виготовлене нами експериментальне обладнання у складі бурової установки на базі автонавантажувача і малогабаритної установки для вдавлювання двотаврів з використанням принципу групового заглиблення двотаврів (див. фото 4). Приготування і подачу розчину в свердловину виконувались пневмобетононагнітачем, установка двотаврів в свердловину здійснювалась автокраном.

Забурювання шнеку і вдавлювання двотавру виконувалось через спеціальний кондуктор на рамі вдавлюючої установки, що забезпечувало вертикальність і співвісність паль.

Забурювання шнеку на глибину 5,0 м виконувалось в режимі загвинчування за повної відсутності винесення ґрунту, що виключало вплив процесу улаштування паль на основу фундаменту житлового будинку, розташованого на відстані одного метру від нього.

Всього на цьому об'єкті нами було занурено 123 буровдавлюваних палі огорожі котловану.

Аналогічна технологія буровдавлюваних паль була застосована нами під час виконання протиаварійних робіт з підсилення фундаментів помпової станції на вул. Курганівській, 4 в м. Києві. Відрізнялась ця технологія тим, що вдавлювання двотаврів виконувалось за допомогою платформи, яка монтувалась на кожній палі і навантажувалась інвентарним вантажем загальною вагою 50 тс.

Всього тут було виконано 24 буровдавлюваних палі, що дозволило в найкоротший термін ліквідувати аварійність і поновити роботу станції.

За позитивного в цілому результату застосування експериментального зразка обладнання для улаштування огорожі котловану із буровдавлюваних паль на вул. Панківській було виявлено основний недолік цього обладнання: наявність окремого від основної вдавлюючої установки механізму з буріння свердловин. Це сильно ускладнює технологічний процес і знижує продуктивність роботи.

Пропонується обладнання для улаштування огорожі із буровдавлюваних паль доопрацювати, розмістивши на одній базі і буровий і вдавлюючий органи.

Огорожа котлованів із збірних залізобетонних паль, що заглиблювались вдавлюванням, була виконана нами на трьох об'єктах в м. Києві: два об'єкта, де котлован відкопувався в сухих стійких ґрунтах по вул. Івана Мазепи, 10 (вул. Січневого Повстання, 10) і по вул. Гоголівській, 4; один об'єкт, де котлован відкопувався в нестійких водонасичених ґрунтах.

Конструкція огорожі котловану на вул. Івана Мазепи, 10 (вул. Січневого Повстання, 10), яка одночасно являється і стіною підземного паркінгу, приведена на рис. 2.

Несучі палі огорожі С6-30 і СС15-30, а також огороджувальні палі С4-30 заглиблювались палевдавлюючою установкою (див. фото 5) конструкції НДІБВ. Всього на об'єкті було вдавлено 431 паля огорожі котловану з планувальної відмітки і 84 палі С12-30 під колони з відмітки дна котловану.

Огорожа котловану на будівництві житлового будинку по вул. Гоголівській 4 по конструкції аналогічна і виконувалась тим же обладнанням. Різниця лише в тім, що замість паль перерізом 30х30 см використовувались палі перерізом 350х350мм.

Досвід улаштування огорожі котлованів із залізобетонних паль, що заглиблювались палевдавлюючою установкою конструкції НДІБВ ОНП 764 А, цілком позитивний. Дякуючи унікальним технологічним можливостям палевдавлюючої установки ОНП 764 А, всі роботи були виконані згідно з проектними рішеннями, впливу на існуючі будівлі не було.

Найбільш важким, але важливим з точки зору перспектив застосування, методом вдавлювання для влаштування огорожі котлованів є досвід його застосування під час будівництва офісної будівлі з підземним паркінгом по вул. Боричів Тік, 9А в м. Києві, де нами була побудована водонепроникнлива огорожа котловану із залізобетонних шпунтових паль, що заглиблювались вдавлюванням.

Труднощі виконання тут були зумовлені дуже складними умовами будівництва підземної частини будівлі: площадка будівництва розташована на зсувному схилі; запроектована будівля прилягає до існуючих будинків

з трьох боків (з двох боків упритул до існуючих будинків і з однієї – через проїзд між існуючим і запроектованим будинками шириною 6 м), а з четвертого боку – упритул до підпірної стінки, що утримує схил від зсуву; інженерно-геологічні умови представлені насипним ґрунтом з вмістом будівельних залишків потужністю до 3,4 м і зсувними різнорідними ґрунтами (піски, супіски, суглінки, глини) с глибині 1,9 м водонасиченими пластичними і текучими, які на глибині 9–10 м підстилаються суглинками і глинами твердими і тугопластичними; гідрогеологічні умови характеризуються наявністю течії підземних вод у бік р. Дніпро.

Конструкція огорожі котловану із вдавлюваних залізобетонних шпунтових паль приведено на рис. 3. На фото 6 показані готові залізобетонні шпунтові палі.

Під час виконання робіт з влаштування огорожі використовувались такі механізми і пристрої: палевдавлююча установка конструкції НДІБВ ОНП 764 А; бурова установка СО-2 на базі крана РДК-25; металевий кондуктор; пневмобетононагнітач ПБН-3. Все це обладнання, крім ПБН-3, розроблене і виготовлене в різні роки фірмою «ТЕХКОМП» сумісно з ДП «НДІБВ».

Особлива роль у цій технології належить металевому кондуктору, який забезпечує вертикальність, співвісність і щільність прилягання залізобетонних шпунтових паль в огородженні.

Робота з улаштування огорожі котловану виконувалась захватками. На кожній захватці виконувались наступні технологічні операції: 1 – встановлення і закріплення кондуктора; 2 – свердління лідерної свердловини і заповнення її повільно твердіючим розчином; 3 – вдавлювання шпунтової палі через лідерну свердловину з одночасним заповненням каналів в шпунтових палях розчином.

Операція з встановлення і закріплення кондуктора виконувалась двома механізмами: буровою установкою, що в цьому випадку виконувала функцію крану, та палевдавлюючої установкою, яка вдавлювала інвентарні металеві палі для закріплення кондуктора.

Бурити лідерні свердловини вимушені були через наявність насипних ґрунтів з вмістом будівельних залишків. Стінки свердловин закріплювались повільно твердіючим розчином, який подавався пневмобетононагнитачем через порожнистий шнек.

Для виключення винесення ґрунту із основи фундаментів існуючих будинків вздовж них були виконані методом вдавлювання суцільні шпунтові стінки із двотаврів № 22 на глибину 9,0 м.

У загальному технологічному процесі улаштування огорожі котловану на цьому об'єкті найбільш важкою і трудомісткою операцією було встановлення і закріплення кондуктора на кожній захватці, що негативно впливало на продуктивність процесу. Також необхідність почергового застосування в одній точці двох громіздких (габаритних) механізмів (бурової установки на базі гусеничного крана і палевдавлюючої установки) приводила до значних втрат часу. Крім того, в процесі виконання робіт спостерігались зупинки через несправність механізмів і проблем з електроенергією. Усе це зумовило низьку продуктивність під час виконання огорожі котловану: максимально досягнута – 2,1 м за зміну, середня – 1,25 м за зміну.

За вказаною технологією на цьому об'єкті було вдавлено 229 шпунтових паль, у тому числі 165 шт. довжиною 9,0 м і 64 шт. – довжиною 12 м.

На фото 7 показані види на огородження котловану із вдавлених залізобетонних шпунтових паль, а на фото рис. 8 – вигляд внутрішньої поверхні шпунтової стінки після відкопування котловану.

Оцінюючи результат роботи на даному об'єкті, можна відмітити таке: 1) на відміну від стіни паркінгу вздовж підпірної стінки, де водонепроникливість забезпечувалась улаштуванням джет-паль між буронабивними палями підпірної стінки на стінах із залізобетонних шпунтових паль, виконаних методом вдавлювання, протікання води не спостерігалось, було декілька місць де спостерігалось замокання; 2) якість поверхні стін задовільна, спостерігається відхилення від вертикалі окремих шпунтових паль в допустимих розмірах; 3) ніяких додаткових деформацій і порушень в існуючих будинках не було зафіксовано.

Загалом за даним об'єктом можна зробити два висновки:

1) кінцевий результат роботи позитивний: виконана згідно з проектом водонепроникнива огорожа котловану із залізобетонних шпунтових паль, що заглиблювались вдавлюванням;

2) для подальшого застосування цієї технології необхідно розробити і виготовити спеціальне обладнання для улаштування огорожі котлованів методом вдавлювання.

Доцільність створення такого обладнання у тому, що, по-перше, сьогодні немає технологій, які гарантують збереження існуючої забудови під час улаштування поруч з ними котлованів у водонасичених нестійких ґрунтах, по-друге, улаштування огорожі котлованів методом вдавлювання дозволить зменшити її вартість на 30–50%.

Враховуючи, що в останній час вартість збірних залізобетонних паль різко збільшилась, ми вважаємо більш перспективною й інвестиційно більш привабливою технологію улаштування методом вдавлювання залізобетонної огорожі котлованів із монолітного бетону.

Нами розроблені технологія і основні конструктивні рішення обладнання для улаштування методом вдавлювання залізобетонної огорожі котловану із монолітного бетону у вигляді «стіна в ґрунті». В основу цієї технології покладено улаштування в ґрунті монолітних залізобетонних паль шляхом заглиблення вдавлюванням і витягання пустотілих металевих форм у визначеної послідовності з використанням спеціальної високопродуктивної установки з можливістю автоматизації технологічних процесів з улаштування огорожі котловану методом вдавлювання.

Виготовлення сучасної установки для улаштування методом вдавлювання огорожі котлованів потребує фінансових витрат у розмірі декількох мільйонів гривень, яких немає у ДП «НДІБВ» і у ТОВ фірми «ТЕХКОМП». Тому ми готові до співпраці з інвесторами з питання розробки, виготовлення і застосування вказаної технології.

Рис. 1

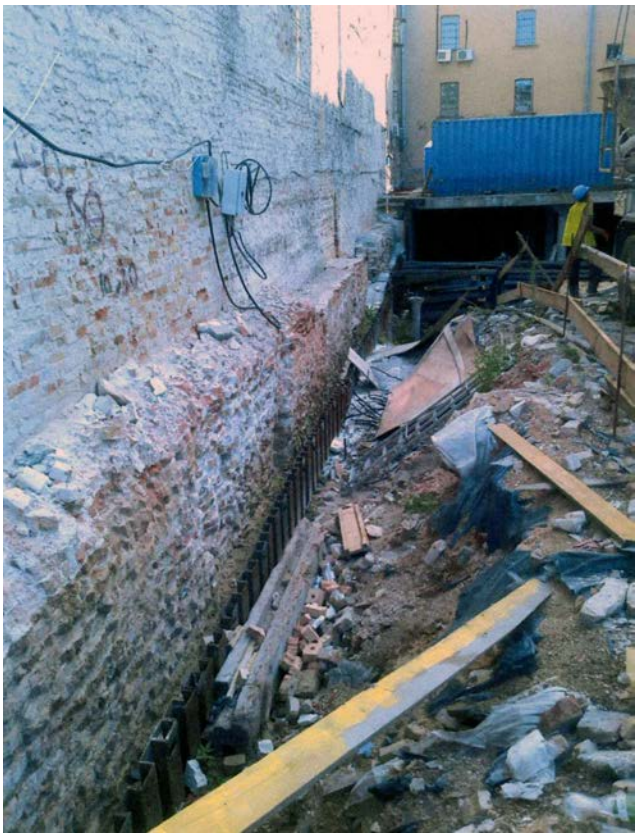

Рис. 2

Рис. 3

Рис. 4

Рис. 5

Рис. 6

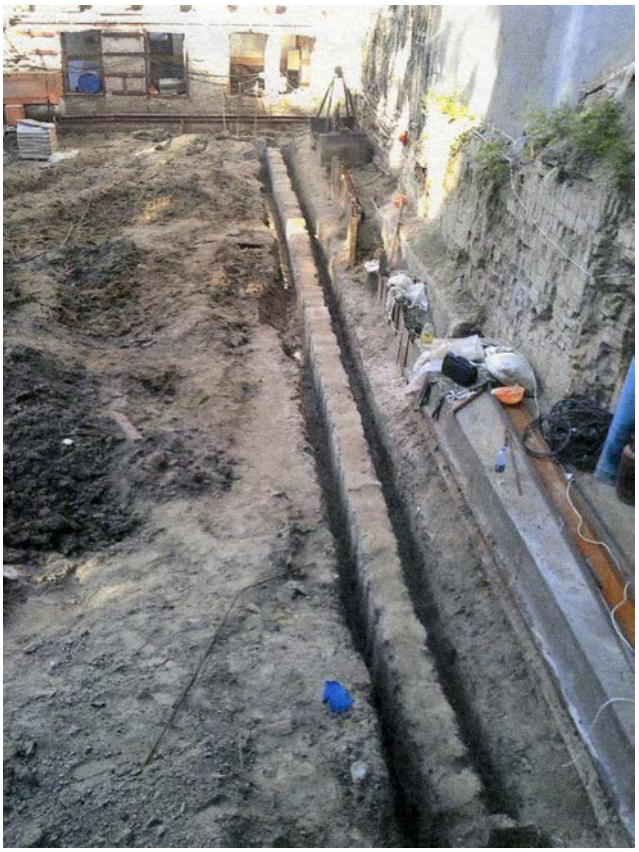

Рис. 7

Рис. 8

Література

1. Романов С.В., Глущенко Ю.Н., Яременко Г.Я. Инструкция по технологии погружения свай вдавливанием. Киев : НИИСП, 1986 г.
2. Романов С.В., Филоненко Л.И., Лирник В.И. Погружение свай вдавливающим оборудованием с вакуумним анкерним устройством. *Промышленное строительство и инженерные сооружения*. 1987 г., № 4.
3. РСН 357-91 Технология устройства фундаментов из железобетонных свай, погружаемых вдавливанием. Госстрой Украины, издание официальное 1991 г.
4. Романов С.В., Глущенко Ю.Н., Романов И.С. Опыт применения технологии вдавливания при устройстве подпорных стен и шпунтовых ограждений. *Нові технології в будівництві*. № 1, 2002.

References

1. Romanov S.V., Gluschenko Yu.N., Yaremenko G.Ya. «Instruktsiya po tehnologii pogruzheniya svay vdavlivaniem, Kiev, NIISP, 1986g.
2. Romanov S.V., Filonenko L.I., Lirnik V.I. «Pogruzhenie svay vdavlivayuschim oborudovaniem s vakuumnim ankernim ustroystvom. Zh-l, «Promyishlennoe stroitelstvo i inzhenernYie sooruzheniya». #4, 1987g.
3. RSN 357-91 Tehnologiya ustroystva fundamentov iz zhelezobetonnih svay pogruzhaemih vdavlivaniem. Gosstroy Ukrainyi, izdanie ofitsialnoe 1991g.
4. Romanov S.V., Gluschenko Yu.N., Romanov I.S. Opyit primeneniya tehnologii vdavlivaniya pri ustroystve podpornmh sten i shpuntovyih ograzhdeniy. «NovI tehnologIYi v budIvnitstvI» #1, 2002.

EXPERIENCE AND PROSPECTS OF APPLYING THE PRESSING-IN METHOD IN THE CONSTRUCTION OF THE SHORING OF EXCAVATIONS IN THE CONDITIONS OF DENSE URBAN DEVELOPMENT

Abstract. *There are provided the results of the construction of the shoring of excavations by the pressing-in method in different engineering and geological conditions in the city of Kyiv, which was carried out by SE "NDIBV" together with LLC (TOV) FIRMA "TEKHNOKOMP" in the period from 2002 to 2018.*

Unlike other methods of deepening of the universal beams (driving, vibropiling, fitting of the universal beams to drilled wells), the pressing-in method does not have a negative impact on existing buildings and ensures reliable operation of sheet pile shoring.

For providing test and adjustment of this technology, an experimental sample of equipment was designed and manufactured, when using it we made solid sheet pile walls on the construction of houses.

Depending on the construction conditions, we used variants of the shoring of excavations using pressing in of the universal beams, concrete sheet pilings, intersecting channels, as well as of combined drilled piles. The works were carried out by experimental and exploratory samples of equipment that was developed and jointly manufactured by SE "NDIBV" and LLC (TOV) Firma "TEKHKOMP".

Generalization of our experience has shown the prospect of using the pressing-in method for the construction of the shoring of excavations near existing buildings and structures especially in unstable water-saturated soils, because in such conditions the pressing-in method is the only method (in existence at the time) that does not affect the existing construction. The possibility of using the pressing-in method in such conditions is confirmed by us in different variants of execution: solid wall of metal pule, partially solid and partially permeable shoring of drilled piles, solid waterproof shoring made of concrete sheet piling.

Using the experience gained, we have developed the technology and basic design solutions for equipment for the pressing-in method of concrete shoring of excavation of monolithic concrete in the form of "slurry wall".

It is possible to cooperate with investors on the production and application of the technology.

Key words: shoring of excavations, sheet piles, drilling piles, sheet pile wall.

Romanov S.V.
Cand. Sc. (Tech.)
State Enterprise "Scientific Research Institute of Building Production", Kyiv
Hlushchenko Yu.N.
engr., State Enterprise "Scientific Research Institute of Building Production", Kyiv

УДК 69.055: 69.003
DOI https://doi.org/10.32782/2664-0406.2019.36.4

Менейлюк И.А.
к.т.н., докторант, Харьковский национальный университет строительства и архитектуры, г. Харьков

ИНТЕНСИВНОСТЬ ФИНАНСИРОВАНИЯ ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА ТОРГОВО-РАЗВЛЕКАТЕЛЬНОГО ЦЕНТРА

Анотація. *Обсяг зведення цивільних будинків в Україні постійно зростає, при цьому умови зведення цивільних будинків є більш складними в порівнянні з іншими видами будівництва. У вивченій нормативній та довідковій літературі не було знайдено вичерпних системних рекомендацій із вибору організаційних і фінансових рішень із зазначеної теми. Високий соціальний, економічний і технічний ефект вирішення проблеми вибору раціональних організаційних рішень під час цивільного будівництва зумовлює високу актуальність теми дослідження. У роботі представлені результати чисельного експерименту з дослідження змін середньої і максимальної місячної інтенсивності фінансування в залежності від організаційних чинників під час будівництва торгово-розважального центру на прикладі ТРЦ «Гагарін Плаза». На підставі проведеного аналізу літературних джерел в якості найбільш ефективного обраний метод оптимізації шляхом експериментально-статистичного моделювання із застосуванням сучасних комп'ютерних програм в області управління проектами та математичної статистики. Розроблено методику експериментально-статистичного моделювання показників інвестиційно-будівельного проекту під під час зміни організаційних рішень будівництва торгово-розважального центру. Знайдено межі варіювання максимальної і середньої місячної інтенсивності фінансування і їх екстремальні значення під впливом інтенсивності використання робочого часу, кількості робочих бригад, суміщеності процесів. Визначено, що зміни різних видів інтенсивності фінансування будівництва торгово-розважального центру є близькими, але різними у чисельному вираженні. Запропонована методика може використовуватися для інших проектів будівництва житлового комплексу, а побудовані експериментально-статистичні залежності дозволили ввести обмеження і визначити найбільш ефективний варіант організації будівництва.*

Ключові слова: організація будівництва, цивільне будівництво, торгово-розважальний центр, інтенсивність фінансування.

Постановка проблемы. Объем возведения гражданских зданий в Украине за период 2010–2018 гг. вырос в 3,4 раза (с 19 659,1 млн. грн. до 66 791,6 млн. грн.). При этом условия возведения гражданских зданий являются более сложными по сравнению с другими видами строительства по двум основным причинам: усложненные инженерные условия, а также нестабильность финансовой ситуации на макро- и микроэкономическом уровнях. В изученной нормативной и справочной литературе не было найдено исчерпывающих системных рекомендаций по выбору организационных и финансовых решений по указанной теме. Тема исследования является чрезвычайно актуальной, учитывая высокий социальный, экономический и технический эффект решения проблемы выбора рациональных организационных решений при гражданском строительстве.

Анализ последних исследований. В Украине сейчас насчитывается 144 торгово-развлекательных центра с арендной площадью 2,5 млн. м^2, соответствующей стандартам ICSC [3]. Согласно исследованию большая часть торговых площадей в крупнейших городах Украины представлена форматами «традиционный/большой» (27,9% арендуемой площади всех торговых центров), «традиционный/средний» (23,2%), и «традиционный/малый/с повседневно-товарной доминантой» (24,7%). Еще 15,8% имеют формат «специализированный/тематический центр/без развлекательной доминанты» [1; 2]. Развитие рынка торговых центров имеет свою логику, и от года к году он становится более разнообразным. В этих условиях исследование организационных и финансовых решений строительства новых торговых центров является актуальным [4].

Анализ работ, посвящённых оптимизации организационно-технологических решений строительства и реконструкции [6; 7; 10], позволяет заключить, что применение экспериментально-статистического моделирования является эффективным способом решения подобных задач и может быть использовано при моделировании и оптимизации операционной деятельности предприятий по строительству и реконструкции элеваторов.

Методикам оптимизации при применении экспериментально-статистического моделирования посвящен ряд работ [5; 8; 9]. Для создания модели операционной деятельности строительно-монтажной организации целесообразно [6; 7; 10] использовать специализированные программы для управления проектами.

Цель работы – изучение влияния организационных факторов на среднюю и максимальную месячную интенсивность финансирования при строительстве торгово-развлекательного центра на примере ТРЦ «Гагаринн Плаза».

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие задачи:

1. Разработка методики экспериментально-статистического моделирования организационных режимов строительства торгово-развлекательного центра.
2. Проведение численного эксперимента и получение зависимостей исследуемых показателей от варьируемых факторов.
3. Анализ и графическая интерпретация результатов численного эксперимента.

Результаты исследований. Для оценки эффективности организационных решений при строительстве торгово-развлекательного центра предложено использовать теорию экспериментально-статистического моделирования. Суть такого моделирования заключается в наблюдении за исследуемой системой путём фиксации значений исходящих параметров при задании значений входных. При этом в настоящем исследовании система представлена в виде графика производства работ. Алгоритм экспериментально-статистического моделирования показан на рис 1.

Ключевыми являются следующие показатели:

– Y_1 – максимальная месячная интенсивность финансирования – максимальный объем месячного финансирования за весь период работы. Определяется следующим образом: строится календарный график производства работ с распределением денежных средств по периодам (месяцам); полученный в результате график финансирования анализируется, и выбирается месяц с максимальным финансированием. Данная сумма финансирования принимается в качестве значения показателя;

– Y_2 – среднемесячная интенсивность финансирования – отношение денежных средств, выделяемых на строительство объекта, к длительности выполнения строительных работ, выраженной в месяцах.

На выбранные показатели наибольшее влияние оказывают следующие факторы:

– X_1 – интенсивность использования рабочего времени – при разработке плана эксперимента было предусмотрено 40, 60, 80 рабочих часов в неделю;

– X_2 – количество рабочих бригад – в данной работе рассмотрен вариант организации рабочего процесса с привлечением 1, 2 или 3 бригад одновременно;

– X_3 – совмещенность процессов – отношение длительности периода строительства T_c к суммарной величине рабочего времени всех процессов на всех захватках $\sum_1^N \sum_1^n t_i$.

$$K_{совм} = \frac{T_c}{\sum_1^N \sum_1^n t_i} - 1 \qquad (1)$$

Переход к кодированным уровням факторов выполнен по типовой формуле 2:

$$x_i = \frac{X_i - \frac{X_{i\,max} + X_{i\,min}}{2}}{\frac{X_{i\,max} - X_{i\,min}}{2}} \qquad (2)$$

где x_i – заданный уровень фактора в нормализованном виде; X_i – заданный уровень фактора в натураль-

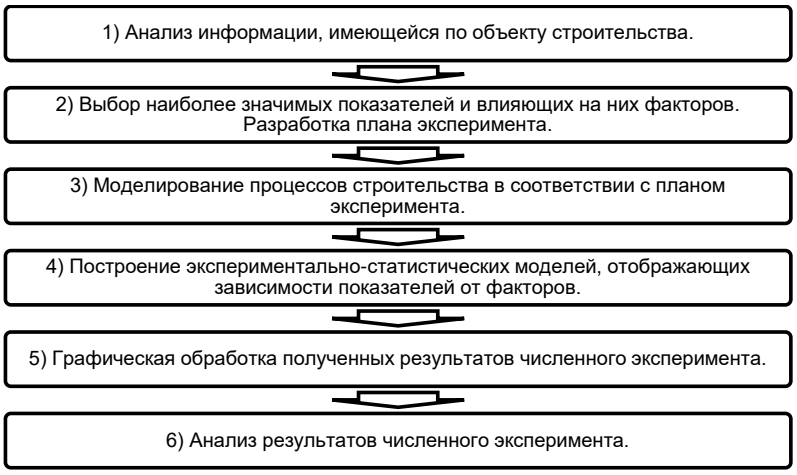

Рис. 1. Алгоритм исследования

Таблица 1. Результаты численного эксперимента

№	Интенсивность использования рабочего времени, часов в неделю(X_1)	Количество рабочих бригад, (X_2)	Совмещенность процессов, %, (X_3)	Максимальная месячная интенсивность финансирования, тыс. грн., (Y_1)	Среднемесячная интенсивность финансирования, тыс. грн., (Y_2)
1	40	1	61	15 171, 713	7 247, 944
2	40	1	76	20 788, 647	11 487, 308
3	40	3	61	32 012, 947	18 039, 328
4	80	1	61	21 591, 218	12 817, 417
5	40	3	76	43 728, 903	25 907, 546
6	80	1	76	30 764, 955	19 025, 854
7	80	3	61	38 833, 149	24 353, 094
8	80	3	76	58 253, 785	30 441, 367
9	80	2	68	44 725, 436	22 139, 176
10	40	2	68	26 268, 165	15 032, 774
11	60	3	68	50 425, 694	25 367, 806
12	60	1	68	20 667, 557	12 488, 766
13	60	2	76	47 045, 372	25 907, 546
14	60	2	61	28 462, 916	18 039, 328
15	60	2	68	33 285, 173	20 294, 245

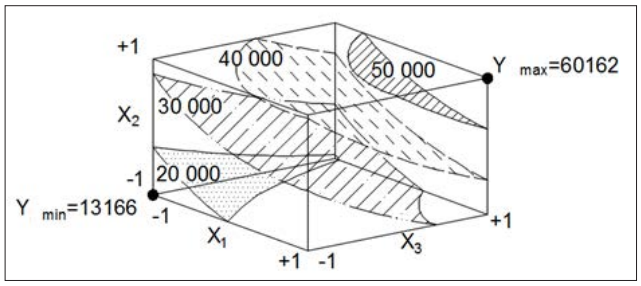

Рис. 2. Изоповерхности изменения показателя «Максимальная месячная интенсивность финансирования», (тыс. грн.)

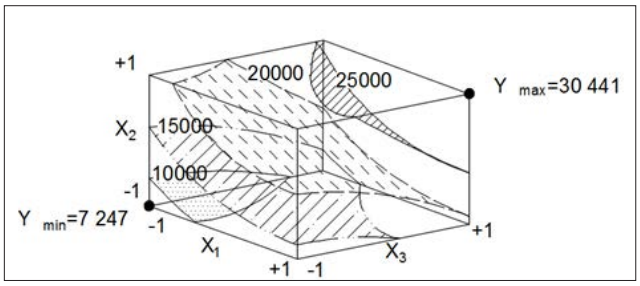

Рис. 3. Изоповерхности изменения показателя «Среднемесячная интенсивность финансирования», (тыс. грн.)

ном виде; $X_{i\,max}$ – максимальный уровень фактора в натуральном виде; $X_{i\,min}$ – минимальный уровень фактора в натуральном виде.

Результаты численного эксперимента показаны в таблице 1.

Для решения задач настоящего исследования выбрана полиномиальная экспериментально-статистическая модель, общий вид которой представлен в формуле 3.

$$Y_i = b_0 + b_1X_1 + b_{11}X_1^2 + b_{12}X_1X_2 + b_{13}X_1X_3 + b_2X_2 + \\ + b_{22}X_2^2 + b_{23}X_2X_3 + b_3X_3 + b_{33}X_3^2 \quad (3)$$

Закономерность изменения максимальной месячной интенсивности финансирования при строительстве ТРЦ описывается математической моделью, приведенной ниже:

$$Y_1 = 36692,83 + 5619,81X_1 - 2047,95X_1^2 + 618,65X_1X_2 + 1407,68X_1X_3 + 11427,04X_2 - - \\ - 1998,13X_2^2 + 2043,24X_2X_3 + + 6450,97X_3 + 209,38X_3^2 \quad (4)$$

Для прогнозирования изменений исследуемых показателей при варьировании количества рабочих смен в сутки, интенсивности использования рабочего времени и совмещенности процессов наиболее рационально пользоваться графическим изображением (рис. 2) в трехфакторном пространстве.

Для этой цели были построены изоповерхности показателя. Значения показателей на таких диаграммах отображаются с помощью изоповерхностей, т.е. поверхностей, на которых находятся равные значения функции отклика.

На графическом представлении экспериментально-статистической зависимости, изображенной на рисунке 2, функция достигает экстремумов в следующих точках:

– Y_{max} = 60 162 тыс. грн. при X_1 = 80 рабочих часов в неделю, X_2 = 3 рабочих бригады, X_3 = 76%;

– Y_{min} = 13 166 тыс. грн. при X_1 = 40 рабочих часов в неделю, X_2 = 1 рабочая бригада, X_3 = 61%.

Максимальная месячная интенсивность финансирования строительных работ при возведении ТРЦ «Гагаринн Плаза» стремится к своему максимуму при приближении уровней факторов X_1, X_2 и X_3 к максимальным значениям (80 рабочих часов в неделю, 3 рабочих бригады и совмещенность процессов 76%). При стремлении тех же факторов к минимальным значениям (40 рабочих часов в неделю, 1 рабочая бригада и совмещенность процессов 61%) максимальная месячная интенсивность финансирования строительных работ приближается к минимуму.

Закономерность изменения среднемесячной интенсивности финансирования при строительстве ТРЦ описывается математической моделью, приведенной ниже:

$$Y_2 = 20377,52 + 3106,2X_1 - 1812,37X_1^2 - 282,55X_1X_2 + 23,64X_1X_3 + 6104,18X_2 - - \\ - 1470,06X_2^2 + 438,58X_2X_3 + + 3227,25X_3 + 1575,09X_3^2$$

Были построены изоповерхности показателя «Среднемесячная интенсивность финансирования» (рис. 3) в трехфакторном пространстве.

На графическом представлении экспериментально-статистической зависимости, изображенной на рисунке 3, функция достигает экстремумов в следующих точках:

– Y_{max} = 30 441 тыс. грн. при X_1 = 80 рабочих часов в неделю, X_2 = 3 рабочих бригады, X_3 = 76%;

– Y_{min} = 7 247 тыс. грн. при X_1 = 40 рабочих часов в неделю, X_2 = 1 рабочая бригада, X_3 = 61%.

Среднемесячная интенсивность финансирования строительных работ при возведении ТРЦ «Гагаринн Плаза» стремится к своему максимуму при приближении уровней варьирования факторов X_1, X_2 и X_3 к максимальным значениям (80 рабочих часов в неделю, 3 рабочих бригады и совмещенность процессов 76%). При стремлении тех же факторов к минимальным значениям (40 рабочих часов в неделю, 1 рабочая бригада и совмещенность процессов 61%) среднемесячная интенсивность финансирования строительных работ стремится к минимуму.

Выводы. Применение разработанной методики и анализ полученных экспериментально-статистических моделей позволяет выполнить количественную оценку и анализ зависимостей между показателями интенсивности финансирования и влияющими на них организационными факторами.

Месячная интенсивность финансирования строительных работ при возведении торгово-развлекательного центра стремится к своему минимуму при приближении уровней исследуемых факторов к минимальным значениям (40 рабочих часов в неделю, 1 рабочая бригада и совмещенность процессов 61%) и равна 13 166 тыс. грн.

Минимальная среднемесячная интенсивность финансирования строительных работ при возведении торгово-развлекательного центра составляет 7 247 тыс. грн. при приближении уровней рассматриваемых факторов к минимальным значениям (40 рабочих часов в неделю, 1 рабочая бригада и совмещенность процессов 61%).

Литература

1. ICSC: исследование рынка торговой недвижимости Украины. *Архив журналов «Commercial Property CP»*. 2019. URL : https://commercialproperty.ua/cp-articles/icsc-issledovanie-rynka-torgovoy-nedvizhimosti-ukrainy/.

2. ICSC представил классификацию торговых центров Украины. *Архив журналов «Commercial Property CP»*. 2015. URL : https://commercialproperty.ua/news/ukrainskiy-rynok/icsc-predstavil-klassifikatsiyu-torgovykh-tsentrov-ukrainy/.

3. Официальный сайт организации «ICSC: International Council of Shopping Centers». 2019. URL : https://www.icsc.org.
4. Официальный сайт Gagarinn Plaza. URL : http://gagarinnplaza.com/.
5. Задгенидзе И.Г. Планирование эксперимента для исследования многокомпонентных систем. Москва : Наука, 1976. 390 с.
6. Лобакова Л.В. Організаційне моделювання реконструкції будівель при їх перепрофілюванні : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.08 :Технологія та організація промислового та цивільного будівництва. Одеса, 2016. 21 с.
7. Менейлюк А.И. Оптимизация организационно-технологических решений реконструкции высотных инженерных сооружений. Киев : ТОВ НВП «Інтерсервіс», 2016. 332 с.
8. Налимов В.В. Логические основания планирования эксперимента. Москва : Металлургия, 1980. 152 с.
9. Финни Д. Введение в теорию планирования экспериментов / под ред. Линника Ю.В. Москва : Наука, 1970. 281 с.
10. Чернов І.С. Вибір ефективних моделей зведення житлових будівель при фінансової ситуації, що змінюється : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.08 : Технологія та організація промислового та цивільного будівництва. Одеса, 2013. 20 с.

References

1. ICSC: Study of the Ukrainian real estate market. (2019). Magazine archive "Commercial Property CP". Retrieved 16 April 2019, from https://commercialproperty.ua/cp-articles/icsc-issledovanie-rynka-torgovoy-nedvizhimosti-ukrainy/
2. ICSC presented the classification of shopping centers in Ukraine. (2019). Magazine archive "Commercial Property CP". Retrieved 16 April 2019, from https://commercialproperty.ua/news/ukrainskiy-rynok/icsc-predstavil-klassifikatsiyu-torgovykh-tsentrov-ukrainy/
3. The official website of the organization "ICSC: International Council of Shopping Centers". (2019). Retrieved 16 April 2019, from https://www.icsc.org
4. The official website of Gagarinn Plaza. (2019). Retrieved 16 April 2019, from http://gagarinnplaza.com/
5. Zadgenidze I. G. (1976). Planning the experiment for the study of polycomponent systems [Planirovanie jeksperimenta dlja issledovanija mnogokomponentnyh system] (p. 390) Moscow, Nauka.
6. Lobakova, L. (2016). Organizational modeling of buildings reconstruction during their redevelopment [Organizacijne modeljuvannja rekonstrukcії budivel' pri їh pereprofiljuvanni]. (Ph.D). OSACEA.
7. Menejljuk, A., Ershov, M., Nikiforov, A., & Menejljuk, I. (2016). Optimization of organizational and technological solutions of high-rise engineering structures reconstruction [Optimizacija or-ganizacionno-tehnologicheskih reshenij rekonstrukcii vysotnyh inzhenernyh sooru-zhenij] (p.332). Odessa, Interservis.
8. Nalimov V. V., Golikova T. I. (1980). The logical base for the design of experiment [Logicheskie osnovanija planirovanija jeksperimenta] (p. 152). Moscow, Metallurgija.
9. Finni D. (1970). Introduction to design of experiments [Vvedenie v teoriju planirovanija jeksperimentov] (p. 281). Moscow, Nauka.
10. Chernov, I. (2013). Choice of effective models of residential buildings construction at the changing financial situation [Vibir efektivnih modelej zvedennja zhitlovih budivel' pri finansovoї situacії, shho zminjuєt'sja]. (Ph.D). OSACEA.

FUNDING INTENSITY UNDER CHANGING THE ORGANIZATION OF SHOPPING AND ENTERTAINMENT CENTER CONSTRUCTION

Abstract. *The volume of construction of civil buildings in Ukraine is constantly growing, while the conditions for the civil construction are more complex compared to other types of construction. There were not found comprehensive system recommendations for the selection of organizational and financial decisions in the studied normative and reference literature on this topic. The high social, economic, and technical effect of solving the problem of choosing rational organizational decisions in civil engineering makes the research topic highly relevant. The paper presents the results of a numerical experiment of studying changes in the average and maximum monthly funding intensity depending on organizational factors during the construction of the shopping and entertainment center on the example of the Gagarin Plaza shopping center. Based on the analysis of literary sources, the most effective optimization method was selected, which is the experimental-statistical modeling using modern project management software and mathematical statistics. A methodology for experimental-statistical modeling of construction project indicators has been developed under changing organizational decisions for the shopping and entertainment center construction. The limits of variation of the maximum and average monthly funding intensity and their extreme values were determined under the influence of the intensity of the use of working time, the number of work teams, and the alignment of processes. It was determined that the nature of changes in different types of funding intensity of shopping and entertainment center construction is close, but different in numerical terms. The proposed methodology can be used for other projects for the civil construction, and the constructed experimental-statistical dependencies made it possible to introduce restrictions and determine the most effective option for construction organizing.*

Key words: organization of construction, civil engineering, shopping mall, funding intensity.

Meneylyuk I.O.
Ph.D., Doctoral Candidate, Kharkiv National University of Construction and Architecture, Kharkiv

УДК 624.04: 531/534; 725.3
DOI https://doi.org/10.32782/2664-0406.2019.36.5

Хоменко В.М.
с.н.с., ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва», м. Київ

Іващенко А.П.
начальник відділу, ДП «Укрметртестстандарт», м. Київ

ДОСЛІДЖЕННЯ ВІБРАЦІЇ В ЖИТЛОВИХ БУДИНКАХ ВІД РУХУ ПОЇЗДІВ МЕТРО МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ КИЇВСЬКОГО МЕТРОПОЛІТЕНУ ТА МОЖЛИВІ ШЛЯХИ З ЇЇ ЗНИЖЕННЯ

Анотація. *У статті розглянуто дослідження вібрації в існуючому житловому будинку № 38 на вулиці Васильківській, що виникає внаслідок руху поїздів метро мілкого закладання по розташованій поруч лінії Київського метрополітену. У результаті натурних досліджень виявлено, що характерний для проїзду потягів метро частотний спектр на поверхні землі між будинком та тунелем метро дорівнював 50-150 Гц, що відповідає віброприскоренню 50-55 дБ. За будинком на відстані більше 70 м від краю тунелю рівень вібрації не відрізняється від фонового. Спектр вібрації на стінах підвальних приміщень будинку складав 30-120 Гц, що відповідав 40-45 дБ, а на перекриттях будинку – 31,5-63 Гц, що більше найменшої резонансної частоти основного тону власних коливань будинку 3,57 Гц, яку було визначено за імперичними формулами. Після дослідження існуючої конструкції верхньої будови колії в тунелі напроти будинку виявлено, що вони не забезпечують необхідне зниження рівнів вібрації в ньому, а реконструкція колії є досить коштовною та вимагає припинення на тривалий термін руху потягів. Тому зменшити вібрацію в будинку запропоновано на шляху її розповсюдження між будинком та лінією метро за допомогою влаштування відсічного противібраційного екрану. Для чого напроти будинку побудовано два варіанти дослідного екрану: 1-й – довжиною 25 м і глибиною 20 м із двох рядів свердловин Ш0,6 м, розташованих у шаховому порядку із кроком 1 м, що заповнені гумовою крихтою, та 2-й – довжиною 37 м глибиною 10 м з одного ряду свердловин Ш 0,3 м з армованого цементу. Контрольні вимірювання вібрації поверхні грунту біля стіни будинку за екраном із гумової крихти показали зниження рівнів вібрації в діапазоні смуг 4-63 Гц на 5-20 дБ, а вимірювання вібрації в будівлі відділення Пошти за екраном із цементних паль показало зниження в діапазоні 40-120 Гц на 7-8 дБ.*
Для оцінки ефективності виконання відсічного екрану розроблено компьютерну модель «будівля-грунт-тунелі метро» у програмному комплексі «Ліра-Сапр».
Ключові слова: вібрація, будинок, метро, вимірювання, екран.

Постановка проблеми. Лінії метрополітену мілкого закладення є джерелом підвищеного рівня вібрації і шуму в будинках, прилеглих до неї. Виявлення небезпечних резонансних динамічних коливань та вживання заходів зі зниження вібрації є **метою** забезпечення належної якості життя людей та стану будівель.

У житловому будинку № 38 по вул. Васильківській в м. Києві, що розташований між станціями «Васильківська» та «Виставковий центр» (Рис. 1), проведено дослідження впливу вібрації та пошук оптимального способу захисту будинку від динамічного впливу метро мілкого закладання.

Відстань у плані від габариту найближчого тунелю до зовнішньої стіни будинку – 19,5 м, що удвічі менше допустимого в ДБН [1]. Відстань від тунелю до поверхні землі змінюється від 5 до 7,2 м. Зовнішній діаметр тунелю метро – 6 м з оправою зі збірних блоків товщиною 300 мм.

Будинок із розмірами у плані 50,5х10,56 м має 9 поверхів зі збірних керамзитобетонних панелей товщиною 300 мм, стіни підвалу глибиною 1,9 м – зі збірних з/б панелей товщиною 160 мм. Фундамент – стрічковий мілкого закладання.

Основною динамічною характеристикою будинку є найменша (основна) частота власних коливань. Для панельного будинку згідно [2] з урахуванням протяжності будинку та категорії грунту основи за сейсмічними властивостями

$$T = 0,02 * n + 0,1 = 0,02*9+0,1=0,28с,$$

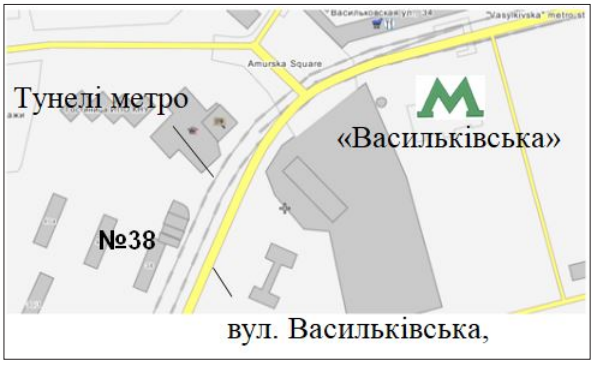

Рис. 1. Будинок № 38 по вул. Васильківській по відношенню до лінії метро

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{0,28} = 3,57 \text{ Гц} \quad (1)$$

де n=9 - кількості поверхів, T – період власних коливань, f – найменша частота власних коливань.

Аналіз останніх досліджень. З аналізу літератури видно, що можливими шляхами зменшення вібрації є амортизуючі підрейкові прокладки; безшпальне спирання рейок, за якого рейки прилягають за всією довжиною до основи шляху, що забезпечує його постійну вертикальну жорсткість; динамічне гасіння в лотковій частини тунелю у вигляді «плаваючої» залізобетонної плити, по

периметру якої влаштовують акустичний шов, що заповнюється пружними матеріалами (Рис. 2).

Недоліком даного способу є необхідність реконструкції наявної верхньої будови із припиненням на тривалий термін руху потягів.

Під час огляду тунелю виявлено, що на ділянці від см. м. «Васильківська» до будинку застосовуються різні конструкції колії (рис. 3), а саме:

А. Колія на дерев'яних шпалах. Під рейками укладено щільні гумові прокладки товщиною 10 мм та два шари фанери товщиною по 5 мм.

Б. Колія на рейкових блокових опорах EBS. Блоки розміром 420х470 мм втоплені в амортизуючий гумовий шар та розташовані з кроком 610 мм.

В. Колія на з/б лежневих блоках розміром 2200х570 мм висотою 200 мм, що спираються на гумові клини (від станції «Голосіївська» до ПК45+80).

Із перелічених конструкцій противібраційними є колії на опорах EBS та на лежневих блоках.

Було виконано дослідження вібрації між будинком та тонелем та всередині будинку.

Коливальний процес можливо описати за допомогою трьох величин: переміщення, швидкість та прискорення коливань. Як правило, частотний спектр коливань від руху поїздів метрополітену знаходиться в межах низьких та середніх частот. Відомо, що в області більш низьких частот більш вираженим є спектр вібропереміщення, але після пробних вимірювань на поверхні землі, виявлено його низький рівень на рівні власних шумів приладу. В якості основного параметру вимірювання вібрації було обрано віброприскорення, а саме його середньоквадратичне значення, виражене в децибелах в октавних смугах та широкосмуговому спектрі.

Вібрація оцінювалась через спектральний аналіз за допомогою цифрового аналізатора, що складний коливальний процес представляє як суму простих синусоїдальних коливань. Спектральний аналіз здійснювався в широкосмуговому спектрі, на якому в реальному часі було видно весь діапазон коливань.

В якості основного приладу застосовувався цифровий аналізатор спектру коливань «DC-2111» із датчиком, чутливим до віброприскорення «Брюль і К'єр – 4370», та цифровий октавний віброметр «Октава-101А» із датчиком «Global test - AP».

Під час визначення параметрів вібрації грунту між будинком та тунелем датчики встановлювалися на бетонні плити пішохідних доріжок або на спеціальний металевий штир, що занурювався у грунт. У підвальних приміщеннях датчики встановлювалися на найближчі до лінії метро зовнішні стіни, в житлових приміщеннях квартир – на підлогу (Рис. 4). Для проведення вимірювань обрано найбільш навантажений період доби руху поїздів – з 7:30 до 10:30 ранку. Середня тривалість реєстрації проїзду потягу становила 10-15 с, що було достатньо для виділення характерного для руху потягу спектру.

В якості результату заміру на поверхні землі та в підвальних приміщеннях прийнято максимальні (пікові) значення віброприскорення [3], а в квартирах будинків – середньоквадратичні значення рівнів вібрації, дБ в октавних смугах із частотами від 1 до 63 Гц, що додатково порівнювалися з гігієнічними нормативами /2/. У кожній точці вібрація заміряна в трьох ортогональних напрямках.

Результати дослідження вібрації між будинком та тунелем. За характером спектру вібрація – широкосмугова. За тимчасовими характеристиками вібрація є непостійною, тому що згідно з [3] рівень віброприскорення за 10-хвилинний період часу змінюється більше ніж на 6 дБ.

Із трьох напрямків вимірювання на поверхні землі переважала горизонтальна вібрація з характерним для

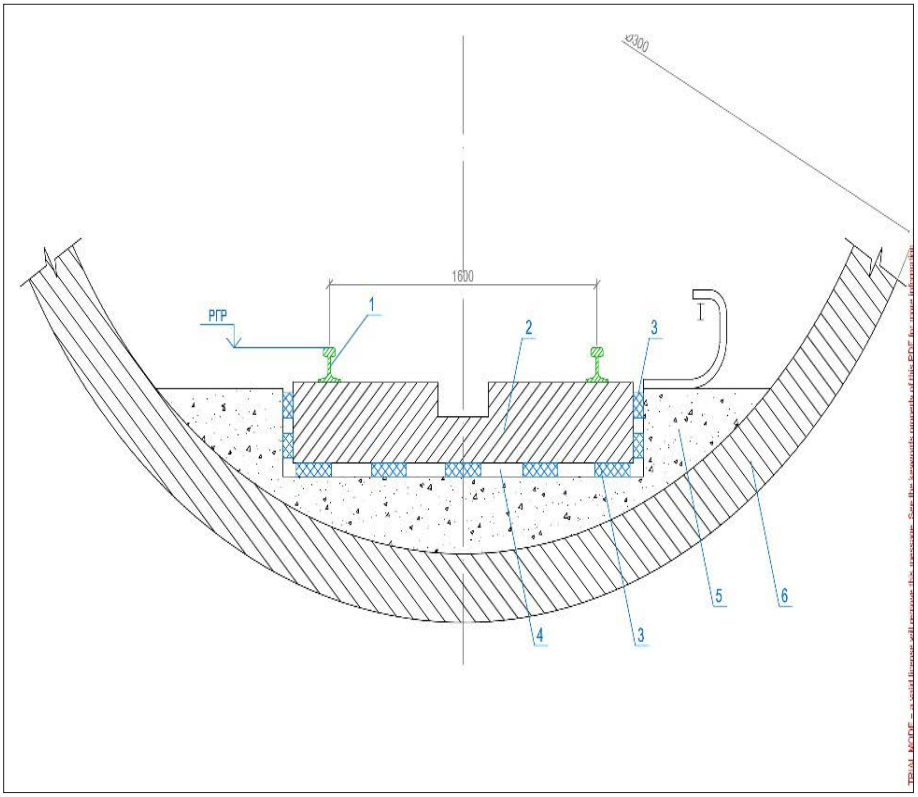

Рис. 2. Схема віброізоляційної конструкції шляху з «плаваючою» плитою: 1 – рейка; 2 – залізобетонна «плаваюча» плита; 3 – прокладки з еластомірного матеріалу; 4 – акустичний шов; 5 – бетон лотка; 6 – залізобетонна оправа тунелю

проїзду потягів метро частотним спектром на поверхні землі від 50 до 150 Гц (Рис. 5). Максимальні пікові значення віброприскорення зафіксовано над тунелем на рівні 50-55 дБ на частотах 82,5-130 Гц, біля стіни будинку на рівні 46-50 дБ.

Інститутом «Київгео» в 2011 виконано **оцінку вібрації конструкцій тунелю** на ділянці з лежневою конструкцією шляху (гумові клини) та з конструкцією шляху на блокових опорах EBS та виявлено, що в діапазоні частотних смуг від 31,5 до 100 Гц більш ефективне зниження рівня вібрації (до 7 дБ) між рейкою та оправою тунелю відбувається на лежневій конструкції шляху. Цей діапазон приблизно співпадає з виявленим діапазоном спектру горизонтальних коливань поверхні землі (40-150 Гц), що передаються на будинок № 38. Тому на частотах, що викликають коливання поверхні грунту, більш ефективним є застосування лежневої конструкції шляху.

Результати досліджень вібрації в будинку. Найбільші показники мала вертикальна вібрація в діапазонах 31,5 та 63 Гц – 10-20 дБ, що не перевищувало допустимі рівні. У кількох точках у смузі 16 Гц перевищення допустимого рівня складало 2-8 дБ. Спектр на стінах підвальних приміщень складав 30-120 Гц, а пікові значення – 40-45 дБ на частотах 80-105 Гц. Інтенсивність вібрації зменшується по мірі віддалення від тунелю через поглинання енергії коливань грунтовою породою та будинком. За будинком №3 8 на відстані 70 м від краю тунелю рівні віброприскорення суттєво не відрізняються від фонового (Рис. 6).

Існуючі конструкції верхньої будови колії на ділянці тунелю, що напроти будинку, не забезпечують необхідне зниження рівнів вібрації в будинку, тому зменшити вібрацію в будинку запропоновано на шляху її

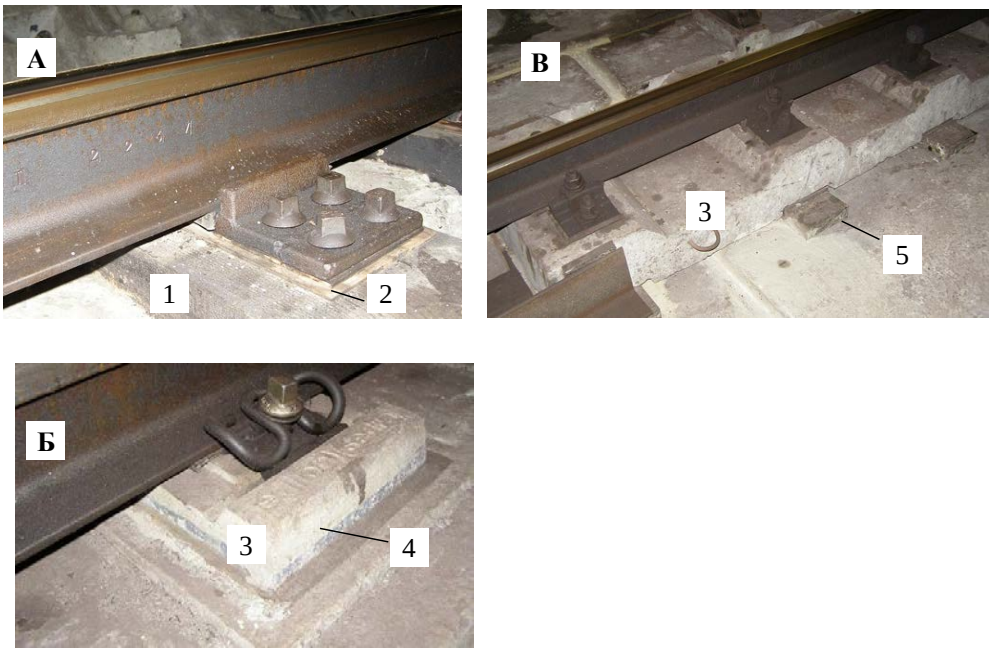

Рис. 3. Конструкції колії в тунелі: 1 – шпала; 2 - гумова підрейкова прокладка товщиною 10 мм; 3- з/б блок; 4 – гумовий шар; 5 – гумові клини; А – Колія на на дерев'яних шпалах; Б – колія на рейкових блокових опорах EBS; В – колія на лежневих блокових опорах із клинами

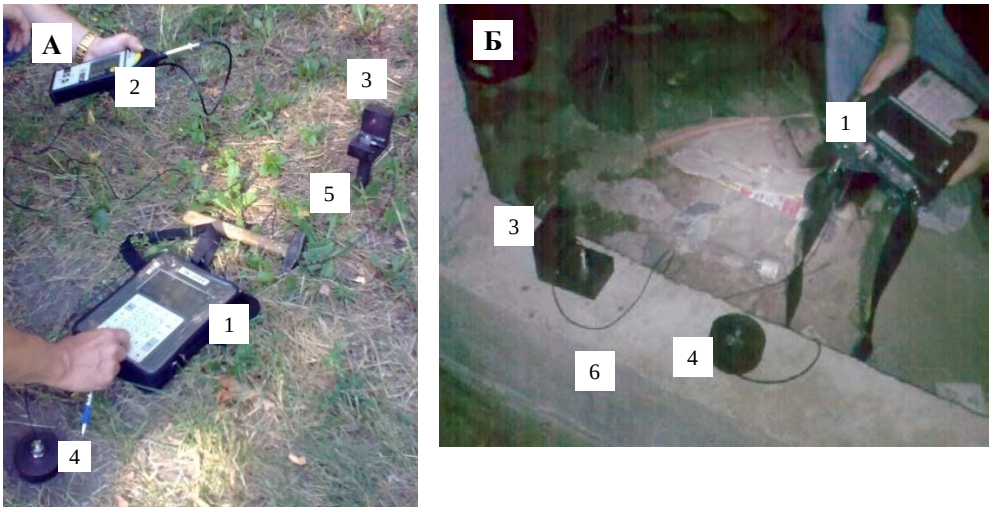

Рис. 4. Вимірювання вібрації: А – на поверхні ґрунту; Б – на стіні підвалу; 1 – аналізатор спектру «DC-2111»; 2 – віброметр «Октава-101А»; 3 – датчик «Брюль і К'єр- 4370»; 4 – датчик «Global test – AP»; 5 – металевий штир; 6 – стіна підвалу

розповсюдження за допомогою влаштування **відсічного противібраційного екрану.**

Суть даного способу полягає у введенні в грунтовий масив суттєвої неоднорідності, яка в системі передачі вібрації позбавляє грунт жорсткої передаточної ланки. Щоб ефективно послабити вібрацію, оголовок та дно траншеї не повинні мати жорсткої передаточної ланки, так званого «акустичного містка», а траншея повинна бути достатньо глибокою і огинати будинки.

Для визначення геометричних параметрів такого екрану було проведено розрахунки динамічних характеристик грунтів основи. Вібрація тунелю викликає в оточуючому грунті коливання часток грунту, що розповсюджуються у вигляді механічних хвиль зі швидкостями, що залежать від щільності та пружних властивостей грунту. У товщі грунту виникають глибинні повздовжні (р-хвилі) та поперечні (s-хвилі). Хвилі, що досягають поверхні землі, розповсюджуються по ній. У результаті цього на поверхні виникають поверхневі (релєєвські) L-хвилі.

Екран влаштовується в грунті на глибину від поверхні землі, що дорівнює подвійній величині довжини поверхневої (релєєвської) хвилі, але не меншу ніж нижня точка габариту тунелю на ділянці між будинками, що складає 13,2 м. Довжина хвилі (λ) – відстань, на яку поширюється хвиля за час, що дорівнює періоду коливань

$$\lambda = \frac{c_L}{f} = \frac{187,7\,\frac{м}{c}}{50\,\frac{1}{c}} = 3,75м \quad H = 2 * \lambda, \quad H \geq h,$$

$$H = 2 * 3,75м = 7,5м \qquad (2)$$

$$c_L \approx 0.93 \cdot c_S = 0,93 * 293,3\,\frac{м}{c} = 272,8\,\frac{м}{c} \qquad (3)$$

$$c_S = \sqrt{\frac{2gG}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 * 10\,\frac{м}{c^2} * 73,1 * 10^2\,\frac{m}{м^2}}{1,7\,\frac{m}{м^3}}} = 293,3\,\frac{м}{c} \qquad (4)$$

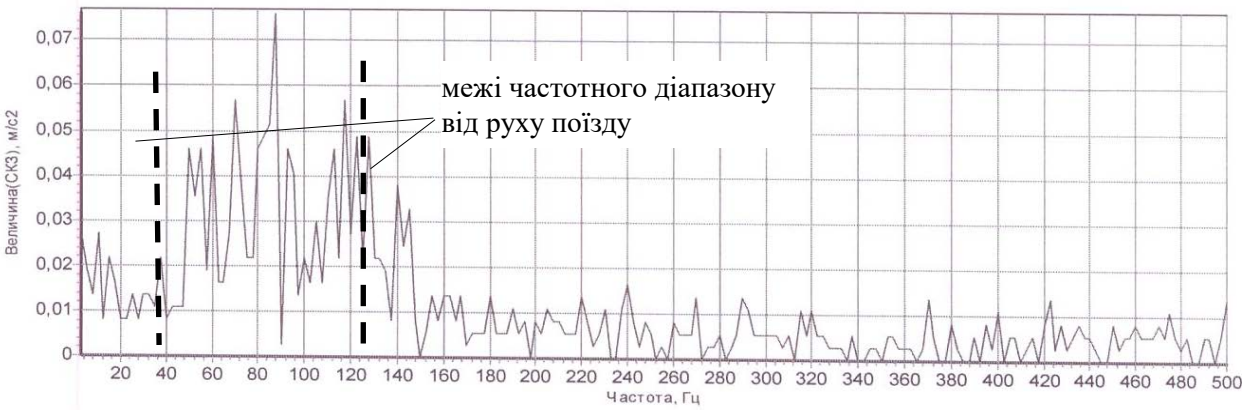

Рис. 5. Характерний діапазон частот горизонтальних коливань на поверхні грунту біля тунелю під час проїзду поїзду напроти будинку

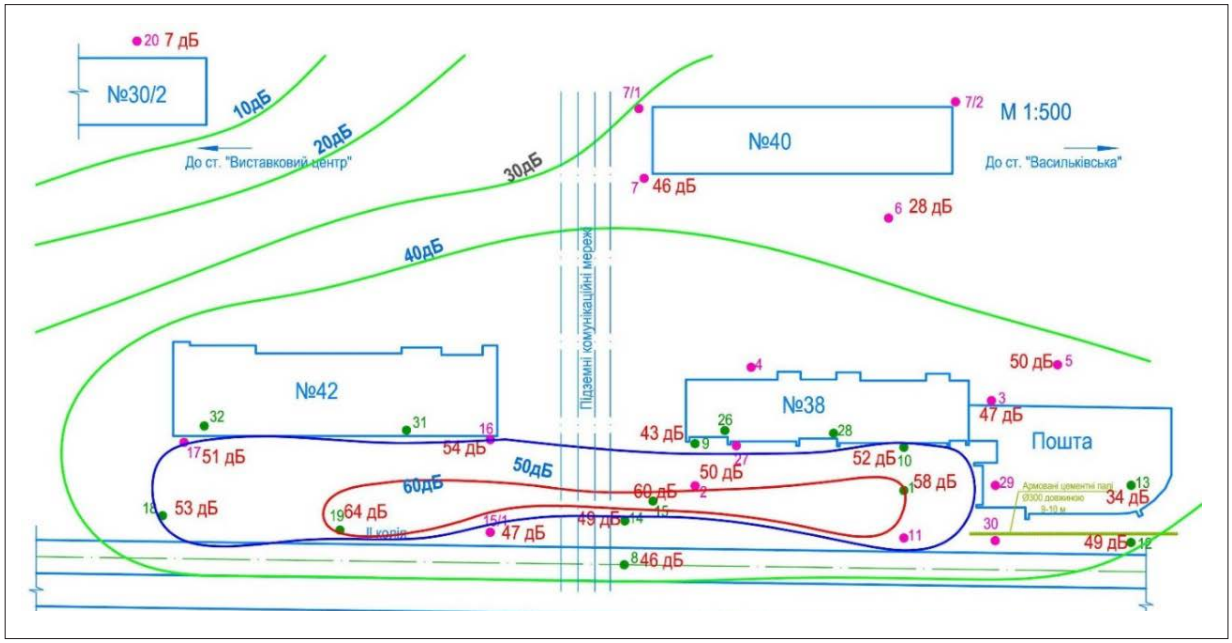

Рис. 6. Ізолінії поширення вібрації у смузі 63Гц в районі будинку № 38

$$c_p = \sqrt{\frac{2g(1-\nu)G}{\rho(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{2*10\frac{м}{c^2}(1-0,3)*73,1*10^2\frac{m}{м^2}}{1,7\frac{m}{м^3}(1-2*0,3)}} = 387,9\frac{м}{c} \quad (5)$$

$$G = \frac{E_Д}{2(1+\nu)} = \frac{190}{2(1+0,3)} = 73,1\,МПа \quad (6)$$

де λ – довжина хвилі, Н – глибина влаштування екрану, h =13,2 м – нижня точка габариту тунелю, c_L – швидкість розповсюдження поверхневої (релєєвської) хвилі, c_S – швидкість розповсюдження поперечної хвилі [4], c_pз – швидкість розповсюдження повздовжньої хвилі [4], f = 50 Гц – частота спектру коливань на поверхні землі, з якої починається спектральна крива.

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ – модуль зсування грунту,

ρ – щільність грунту,
$\nu = 0,3$ – к-т Пуасона для пісків,
g=10 м/с^2,

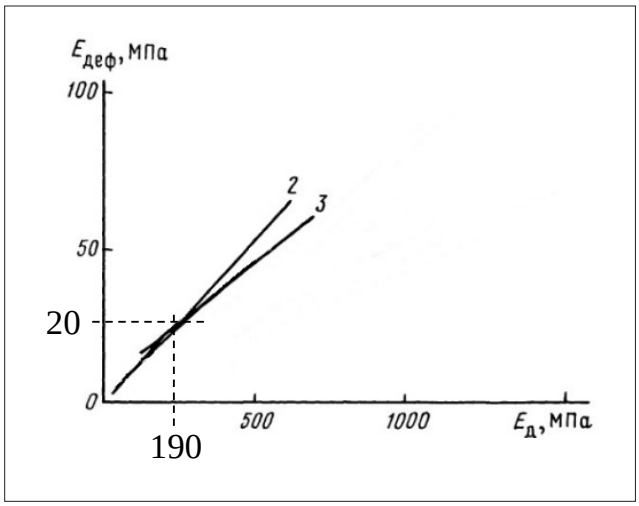

Рис. 8. Графік зв'язку динамічного модуля пружності ЕД і модуля деформації Едеф для неводонасичених грунтів: 2 – піски pf В.І. Бондарєвbv, 3 – піски за В.Н. Агєєвим

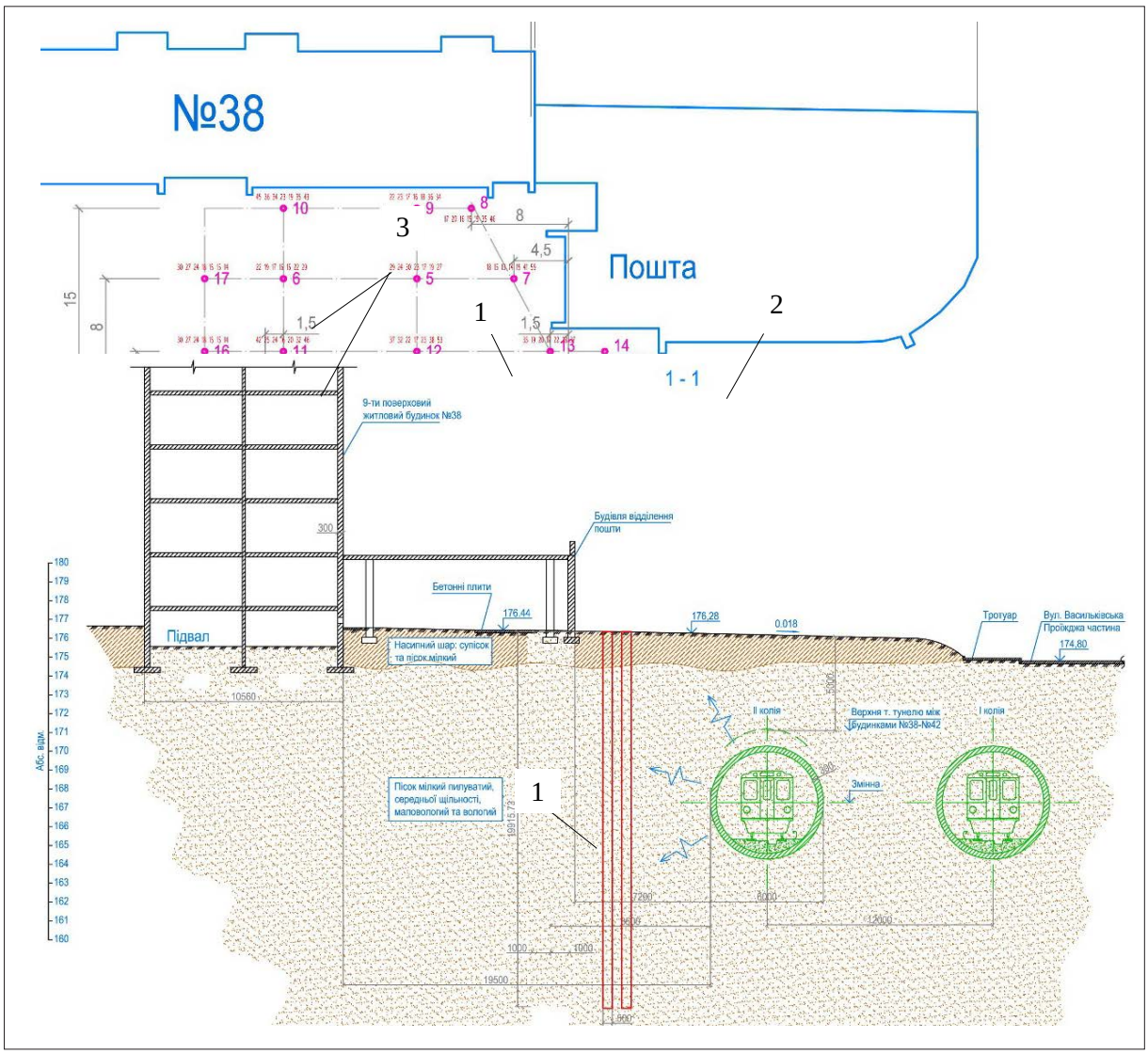

Рис. 9. План та розріз розташування дослідної ділянки віброізоляційного екрану: 1 – екран із паль із гумової крихти; 2 – екран з армованих цементних паль; 3 – точки контрольних вимірів

$E_Д$ – динамічний модуль пружності, який визначається в залежності від модуля деформації $E_{деф}$ за лінійною залежністю за графіком (Рис. 8).

Під час динамічного стиску відбувається збільшення пружних властивостей грунту, тому динамічний модуль пружності більший за статичний.

Відповідно до інженерно-геологічних досліджень ділянки забудови в основі фундаментів залягає пісок мілкий пилуватий, середньої щільності, маловологий та вологий, в якому прокладено тунелі метрополітену. Приймаємо глибину влаштування екрану з урахуванням затухання коливань по мірі заглиблення – 20 м. Достатня ширина екрану повинна бути не менше 1/6 довжини повздовжньої хвилі

$$\lambda_p = \frac{c_p}{f} = \frac{387,9\frac{м}{c}}{50\frac{1}{c}} = 7,8м, \quad b = \frac{1}{6} * 7,8м = 1,3м$$

та не менше 1/3 довжини поперечної хвилі,

$$\lambda_s = \frac{c_s}{f} = \frac{293,3\frac{м}{c}}{50\frac{1}{c}} = 5.9м, \quad b = \frac{1}{3} * 5.9м = 2м \qquad (7)$$

де b – ширина екрану, λ_p – довжина повздовжньої хвилі, λ_s – довжина поперечної хвилі.

Екран влаштовується у вигляді траншеї, внутрішній простір якої заповнений суцільним або гранульованим матеріалом із низьким модулем пружності. Такі матеріали мають свої переваги та недоліки.

Між будинком та лінією метро за проектом ДП «Проектний інститут Укрметротунельпроект» побудовано дослідну ділянку екрану довжиною 25 м глибиною 20 м із двох рядів свердловин III 0,6 м, розташованих у шаховому порядку із кроком 1 м, що заповнені гумовою крихтою (Рис. 9).

Виконано контрольні вимірювання вібрації на поверхні грунту біля стіни будинку за дослідним екраном та виявлено наявність за екраном зниження рівнів вібрації в діапазоні смуг 4-63 Гц на 5-20 дБ.

Висновки. У статті розглянуто дослідження вібрації в існуючому житловому будинку № 38 по вулиці Васильківській, що виникає внаслідок руху поїздів метро мілкого закладання по розташованій поруч лінії київського метрополітену.

Характерний для проїзду потягів метро частотний спектр на поверхні землі між будинком та тунелем метро дорівнював 50-150 Гц, що відповідає віброприскоренню 50-55 дБ. За будинком на відстані більше 70 м від краю тунелю рівень вібрації не відрізняється від фонового.

Спектр вібрації на стінах підвальних приміщень будинку складав 30-120 Гц, що відповідав 40-45 дБ, а на перекриттях будинку – 31,5-63 Гц, що більше найменшої резонансної частоти основного тону власних коливань будинку 3,57 Гц.

Існуючі конструкції верхньої будови колії в тунелі напроти будинку не забезпечують необхідне зниження рівнів вібрації в ньому, а реконструкція колії є досить коштовною та вимагає припинення на тривалий термін руху потягів, тому зменшити вібрацію в будинку запропоновано на шляху її розповсюдження між будинком та лінією метро за допомогою влаштування відсічного противібраційного екрану.

Побудовано два варіанти дослідного екрану: 1-й – довжиною 25 м і глибиною 20 м із двох рядів свердловин III0,6 м, розташованих у шаховому порядку із кроком 1 м, що заповнені гумовою крихтою, та 2-й – довжиною 37 м глибиною 10 м з одного ряду свердловин III 0,3 м з армованого цементу.

Контрольні вимірювання вібрації поверхні грунту біля стіни будинку за екраном із гумової крихти показали зниження рівнів вібрації в діапазоні смуг 4-63 Гц на 5-20 дБ, а вимірювання вібрації в будівлі відділення Пошти за екраном із цементних паль показало зниження в діапазоні 40-120 Гц на 7-8 дБ.

Для оцінки ефективності виконання відсічного екрану розроблено компьютерну модель «будівля-грунт-тунелі метро» у програмному комплексі «Ліра-Сапр».

Література

1 ДБН В.2.3-7-2003 Споруди транспорту. Метрополітени.
2 Коренєв Б.Г. Динамический расчет зданий на специальные воздействия.
3 ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво в сейсмічних районах України.
4 МР 2957-84 Методические рекомендации по измерению и гигиенической оценке вибрации в жилых помещениях.

References

1. DBN B.2.3-7-2003 Transport facilities. Subways.
2. Korenєv B.G. Dynamic calculation of buildings for special effects.
3. DBN V.1.1-12: 2006 Budivnitstvo in seismic regions of Ukraine.
4. MP 2957-84 Guidelines for the measurement and hygienic assessment of vibration in residential premises.

RESEARCH OF VIBRATION IN RESIDENTIAL BUILDINGS FROM MOVEMENT OF SUBWAY TRAINS AND POSSIBLE WAYS OF IT REDUCEING

Abstract. *The article deals with the study of vibration in the existing apartment building # 38 down Vasylkivska Street, which results from the movement of subway trains along the Kiev underground line. As a result of field studies, it is found that the frequency spectrum of the subway train on the surface of the earth between the house and the subway tunnel was 50-150 Hz, which corresponds to a vibration acceleration of 50-55 dB. Behind a house more than 70 m from the edge of the tunnel, the vibration level does not differ from the background. The vibration spectrum on the walls of the basements of the house was 30-120 Hz, which corresponded to 40-45 dB, and on the floors of the house 31.5-63 Hz, which is greater than the smallest resonant frequency of the fundamental tone of the house's own oscillations of 3.57 Hz, which was determined by imperial formulas. After examining the existing structure of the upper structure of the track in the tunnel opposite the house, it was found that they do not provide the necessary reduction of the levels of vibration in it, and the reconstruction of the track is quite expensive and requires suspension for a long period of train movement. Therefore, it is suggested to reduce vibration in the house by extending it between the house and the metro line by means of an anti-vibration screen. For whats opposite the house two variants of the test screen*

were constructed: 1st – 25 m long 20 m deep from two rows of wells Ш0,6 m staggered in 1 m increments, filled with a rubber crumb and 2nd – 37 m deep 10 m from one row of wells Ш 0.3 m from reinforced cement. Control measurements of the vibration of the soil surface near the wall of the house behind the screen of a rubber crumb showed a decrease in vibration levels in the band of 4-63 Hz by 5-20 dB, and the measurement of vibration in the building of the Post Office screen of cement piles showed a decrease in the range of 40-120 Hz 7-8 dB.

To evaluate the efficiency of the cut-off screen, a computer model "subway building-tunnels" in the software complex "Lira-Sapr" was developed.

Key words: vibration, house, subway, measurement, screen.

Khomenko V.M.
Senior Researcher, "Scientific Research Institute of Building Production", Kyiv
Ivashchenko A.P.
Department head, "Ukrmetrteststandart", Kyiv

УДК 624.04
DOI https://doi.org/10.32782/2664-0406.2019.36.6

Григоровський П.Є.
д.т.н., перший заступник директора
ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва», м. Київ

Гладишев Г.М.
к.т.н., доцент кафедри «Будівельні конструкції та мости»,
Національний університет «Львівська політехніка», м. Львів

Гладишев Д.Г.
к.т.н., доцент кафедри «Архітектурне проектування та інженерія»,
Національний університет «Львівська політехніка», м. Львів

Гладишев Р.Д.
магістр кафедри «Будівельні конструкції та мости»,
Національний університет «Львівська політехніка», м. Львів

УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДИКИ ПРОВЕДЕННЯ ГЕОДЕЗИЧНОГО МОНІТОРИНГУ ПІД ЧАС КАПІТАЛЬНОГО РЕМОНТУ БАШТОВОЇ ПРОМИСЛОВОЇ СПОРУДИ

Анотація. *Експлуатація старої промислової забудови хімічних підприємств наблизилась або навіть перевищила умовний максимальний 40-річний термін експлуатації, який у нормативній документації має ще мінімальне обмеження 20 років, яке пов'язане з умовами їх експлуатації. Промислові будівлі, які вже давно перевищили ці терміни експлуатації, підлягають обстеженню не тільки у кінці умовних експлуатаційних термінів, а практично регулярно візуально відповідним підрозділом підприємства та більш ретельно сертифікованими спеціалістами за відповідним регламентом підприємства. Результати виконаних обстежень необхідні для можливого продовження терміну надійної експлуатації будівлі, щодо якої виникли питання до її технічного стану. Класифікація ознак технічного стану баштових промислових будівель необхідна для визначення напряму їх капітального ремонту, реконструкції, а за необхідності, і підсилення.*

Автори наводять приклад проведення практично регулярних обстежень однієї баштової будівлі у складі промислової споруди, періоди між якими регулярно зменшувались із погіршенням її технічного стану. На базі аналізу проведеного обстеження у 2018 році виникла необхідність виконати капітальний ремонт із підсиленням залізобетонної циліндричної 45 метрової оболонки стовбура будівлі діаметром 12 м.

Автори пропонують принципи підходу до геодезичного моніторингу під час дослідження вертикальних та горизонтальних переміщень трьох баштових будівель за етапами виконання робіт у процесі капітального ремонту з підсиленням циліндричної залізобетонної оболонки однієї з трьох баштових будівель, які об'єднані технологічними галереями та через основу в одну промислову споруду.

З урахуванням категорії технічного стану окремої баштової будівлі визначення значень її вертикальних та горизонтальних переміщень дасть вихідні дані для прийняття необхідної точності у попередньо визначеному діапазоні для геодезичних замірів цієї будівлі та інших двох, які об'єднані в одну технологічну споруду.

Ключові слова: капітальний ремонт, баштова споруда, геодезичний моніторинг, точність геодезичних вимірів.

Постановка проблеми. Обґрунтуванням для виконання геодезичного моніторингу технічного стану трьох баштових будівель, об'єднаних між собою у технологічну споруду галереями та фундаментами через основу, є необхідність проведення контролю впливу етапів виконання капітального ремонту однієї баштової будівлі на стан деформування двох інших баштових будівель.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. Технічний стан практично усіх промислових споруд, побудованих у 70-ті роки, після довготривалої їх експлуатації, потребує суттєвих капіталовкладень на капітальний ремонт конструктивних елементів та підсилення їх несучих конструкцій для продовження граничних термінів експлуатації таких споруд. Безумовно, це в передусім стосується споруд, які експлуатувалися в агресивному середовищі. Однією з таких технологічних споруд є група з трьох баштових будівель (к.631Г, к.631Д, к.631В) для гранулювання аміачної селітри ПАТ «АЗОТ» у м. Черкаси (рис. 1).

Згідно зі стандартом [1] основою організації геодезичного моніторингу залізобетонного стовбура башти гранулювання аміачної селітри к. 631Г є продовження загального моніторингу, виконаних обстежень та реконструкцій цієї башти за 46 років її життєвого циклу, починаючи від вводу башти в експлуатацію у 1972 році до її зупинки у березні 2018 року.

За життєвий цикл цієї технологічної споруди, для забезпечення її експлуатаційної безпеки в межах загального моніторингу об'єкта, обстеження башти к.631Г спеціалізованими організаціями проводилося регулярно.

Впродовж 46 років у спостереженнях за змінами показників параметрів стану споруди та оцінювання визначених змін приймали участь 7 спеціалізованих організацій, які після 1985 року стабільно фіксували третю категорію технічного стану залізобетонного стовбура башти к.631Г [2]. Перелік організацій та об'єм виконаного ними аналізу показників параметрів стану за-

лізобетонного стовбура башти к.631Г проаналізований у роботі [2]

Періоди між проведеними обстеженнями башти к.631Г, починаючи від її вводу в експлуатацію у 1972 році та за 46-річний період її експлуатації, відображені на графіку (рис. 2). Побудований графік за періодичністю між термінами обстеженнями залізобетонної циліндричної оболонки стовбура башти к.631Г показує, що поступово, протягом 46 річної експлуатації, періоди між обстеженнями її стовбура поступово скорочувались. Категорія технічного стану за проведеними обстеженнями стабільно класифікувалася як третя – непридатна до нормальної експлуатації.

З аналізу графіка (рис. 2) видно, що різке погіршення категорії технічного стану башти почалося у 2017 році, бо їй почали приділяти більше уваги і це потребувало більш кардинальних дій.

Згідно з нормами [3] та [4] орієнтовний термін експлуатації споруд баштового типу, залежно від умов їх експлуатації, становить 20–40 років. Для збереження довговічності споруди норми [4] пропонують скорочувати періоди між термінами обстежень споруд залежно від умов їх експлуатації в агресивному середовищі.

Згідно з діючими нормативними документами за конструктивною безпекою зазначені споруди підлягають обов'язковому регулярному обстеженню для визначення фактичного технічного стану. Характерні терміни обстеження в процесі експлуатації зазначених залізобетонних інженерних споруд за різними нормативними документами досить різні. Наприклад, терміни планових обстежень башт, за стандартом [5], залежно від призначення, прийняті 3–4 роки. В діючих нормативних документах немає одностайної думки з цього питання.

Метою роботи є розробка методики, яка дасть можливість на час обстеження та виконання капітального ремонту визначити фактичні просторові переміщення від взаємовпливу трьох башт, технологічно згрупованих в межах однієї промислової споруди.

Задачею досліджень є – за розробленою методикою отримати експериментальні результати, які зафіксують деформований стан окремих баштових будівель, технологічно зв'язаних в одну промислову споруду, в процесі розвантаження від власної ваги та капітального ремонту однієї з башт.

Результати досліджень.

1. Коротка характеристика технологічно згрупованих баштових будівель.

Грануляційні технологічні башти к.631Г та к.631Д з відм. ±0,00 м до відм. +47,140 м виконані з монолітного залізобетону і мають циліндричний обрис із зовнішнім діаметром 12,88 м, залізобетонну фундаментну плиту діаметром 24,0 м та висотою 4,15 м. Стовбури цих башт мають внутрішнє футерування. Між відм. +12,10 м відм. +14,75 м вони мають оглядові кільцеві галереї.

Верхня частина башт з відм. +46,10 до відм. +71,30 м (верх парапету) виконані у металевому каркасі, мають діаметр по осі колон 22,56 м, а за обрисом мають в плані правильну призму у вигляді 12-тикутника. Навісна фасадна система верхньої частини цих башт виконана з стінових керамзитобетонних панелей.

Власна вага башти к.631Г після її розвантаження від керамзитобетонних навісних стінових панелей і внутрішнього футерування стовбура башти та довантаження після виконання підсилення її залізобетонного стовбура та його капітального ремонту не збільшується. Виникнення небезпечних геологічних процесів, які можуть бути ініційовані підсиленням та капітальним ремонтом залізобетонного стовбура грануляційної башту к.631 Г у фіксованій геологічній будові ділянки, малоймовірні.

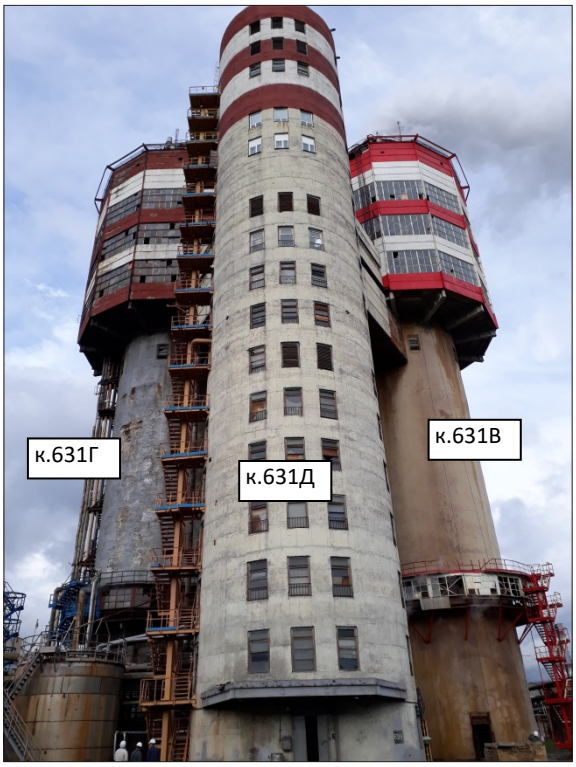

Рис. 1. Фотофіксація групи баштових будівель к.631Г, к.631Д, к.631В для виробництва аміачної селітри, об'єднаних у технологічну споруду

Підсобно-виробнича і одночасно комунікаційна башта к.631В, виконана з монолітного залізобетону, має циліндричний обрис, зовнішній діаметр 12,88 м, 18-ть поверхів, висоту 68 м, монолітну залізобетону фундаментну плиту діаметром 24,0 м.

2. Основна мета та призначення виконання робіт з моніторингу.

Метою моніторингу є спостереження технічного стану об'єкта будівництва з урахуванням відстеження впливу об'єкта, на якому будуть виконані будівельні роботи з капітального ремонту та підсилення, на прилеглі до нього споруди, для спостереження величини можливих відхилень від нормального функціонування досліджуваних об'єктів.

Стандарт [1] поширюється на споруди класу відповідальності за можливими наслідками ССЗ. Він встановлює загальні вимоги до проведення моніторингу технічного стану конструктивних елементів будівель та інженерних споруд на різних етапах їх життєвого циклу.

Геодезичний моніторинг залізобетонного стовбура грануляційної башти к.631 Г, від відмітки ±0,000 м до відмітки +47,140 м, слід розглядати в межах етапів підсилення та капітального ремонту стовбура башти, які зафіксовані у розробленому ТзОВ «НПФ „Реконстрпроект"» робочому проекті «Капітальний ремонт (підсилення) та хімзахист залізобетонного стовбура башти гранулювання аміачної селітри К.631.Г цеху М-9 виробництва аміачної селітри».

Геодезичний моніторинг цього етапу слід розглядати як продовження загального моніторингу будівельних об'єктів – башт к.631Г, к.631Д та к.631В, який пов'язаний з виконанням завдань інструментального обстеження

технічного стану залізобетонного стовбура башти к.631Г під час виконання будівельних робіт з його підсилення і капітального ремонту та спостереження за впливом цього процесу на взаємодію башти к.631Г з прилеглими баштами через технологічні галереї.

Зміст і обсяг робіт визначаються технічним завданням на виконання геодезичного етапу моніторингу [6] відповідно до вимог проектної документації та програми геодезичного супроводу будівельних робіт на об'єкті.

3. Перелік параметрів, що підлягають контролю, та їх допустимі значення.

Допустимі значення інформативних індикаційних показників, сукупність яких репрезентативно фіксує стан досліджуваних об'єктів моніторингу, за якими оцінюють рівень небезпеки, приймаються за даними, визначеними у нормативній та проектній документації.

Максимальні значення вертикальних та горизонтальних переміщень, отримані в процесі виконання геодезичного моніторингу, повинні бути зафіксовані кутом до розбивочних осей за їх напрямами.

Слід отримані дані порівнювати у процентному відношенні до граничних значень осідання $s_{m.u}$ та кренів i_u, зафіксованих у [7], де $\overline{s}_u$ не більше 20 см, а i_u не більше 0,004.

На зафіксованих відмітках горизонтів контрольованих точок спостереження абсолютні значення граничних кренів i_u башти к.631Г на відм. +7,00 м; +17,00 м; +29,00 м; +39,00 м – відповідно набувають значення: 0,028 м; 0,068 м; 0,116 м; 0,165 м.

Граничні значення осідань $s_{m.u}$ слід порівняти з розрахунковими даними s, які визначені для розрахунку діапазону вимірювання осідань. Під час геодезичного моніторингу слід приймати менші з наведених значень осідань (розрахункових та граничних). Точність вимірювань горизонтальних переміщень ±2 мм, а вертикальних переміщень ±1 мм.

4. Кількість контрольних точок на досліджуваних об'єктах.

На час початку геодезичного моніторингу кількість і види контрольованих параметрів визначаються результатами виконаних обстежень. За результатами проаналізованих обстежень по башті к.631Г, виконаних розрахунків залізобетонного стовбура башти розроблена проектна документація на підсилення стовбура (після зазначеного вище рівня розвантаження башти від власної ваги), його капітального ремонту та хімзахисту для забезпечення умов збереження експлуатаційних властивостей цього об'єкта та забезпечення його експлуатаційної безпеки впродовж наступного життєвого циклу.

Контрольні точки спостереження повинні бути розташовані між зовнішніми елементами підсилення, з урахуванням їх габаритів для зручності зняття показів.

По висоті стовбура башти к.631Г відмітки горизонтів контрольованих точок спостереження розташовані на відм. +7,00 м; +17,00 м; +29,00 м; +39,00 (рис. 3). Кутова прив'язка контрольованих точок за периметром стовбура башти показана на розрізі «1-1» (рис. 4).

За результатами «нульових» даних виконаних замірів на початок прийнятого рівня розвантаження башти к.631Г від власної ваги, за контрольними точками спостереження, розраховуються фактичні напрямки кренів башт за фіксованими відмітками розташування контрольних точок.

Етапи замірів вертикальних та горизонтальних переміщень в процесі виконанням робіт з геодезичного моніторингу слід пов'язати з забезпеченням установ техніки безпеки на будівельному майданчику на час розвантаження башти к.631Г від керамзитобетонних стінових панелей, внутрішнього футерування стовбура, послідовності виконання елементів підсилення залізобетонного стовбура та етапами капітального ремонту.

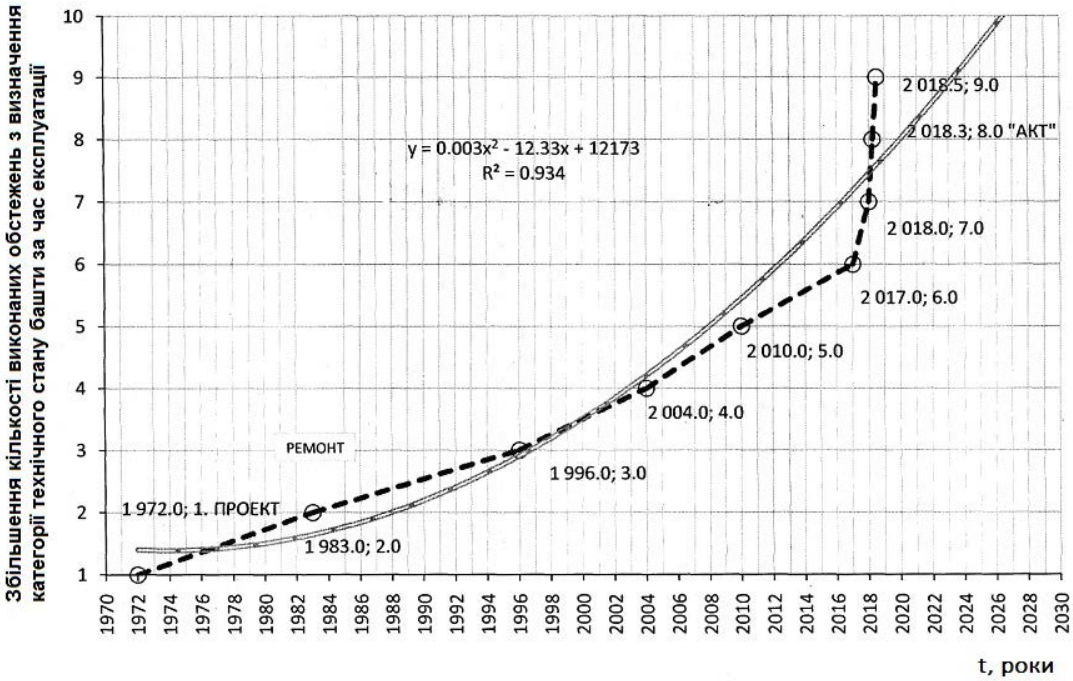

Рис. 2. Графік зміни кількості виконаних обстежень з визначення категорії технічного стану залізобетонного стовбура башти, за 46 річний період її експлуатації

Початком робіт з геодезичного моніторингу переміщень залізобетонних стовбурів трьох башт повинна бути фіксація фактичних («нульових») геодезичних координат (значень та напрямків відхилення від вертикалі) за фіксованими точками спостереження, розташованими на залізобетонних стовбурах башт.

Фіксовані «нульові» точки спостереження повинні бути розташовані безпосередньо на або біля бетонної поверхні стовбурів башт і жорстко закріплені на поверхні двома дюбелями довжиною не менше 10 см (це пов'язано із нерівностями поверхні залізобетонної оболонки башти та можливістю відшарування ремонтного шару або захисного шару бетону).

Відхилення від початкових значень фіксованих точок слід виконувати з точністю до 2 мм для горизонтальних замірів та з точністю до 1 мм для вертикальних замірів і обов'язково пов'язувати з етапами виконання капітального ремонту за календарним графіком.

5. Рекомендовані етапи геодезичного моніторингу.

Здійснення моніторингу в процесі підсилення та капітального ремонту залізобетонного стовбура башти к.631Г можна поділити на етапи:

– обробка та оперативний аналіз результатів моніторингу по трьох баштах після кожного фіксованого етапу виконання будівельних робіт;

– опрацювання результатів спостережень та підготовка відповідних висновків на паперовому та електронному носіях;

– оцінка впливу капітального ремонту башти к.631Г у процесі виконання робіт з підсилення та капітального ремонту її залізобетонного стовбура на існуючі споруди – башту к.631В та башту к.631Д, які технологічно поєднані з баштою к.631Г;

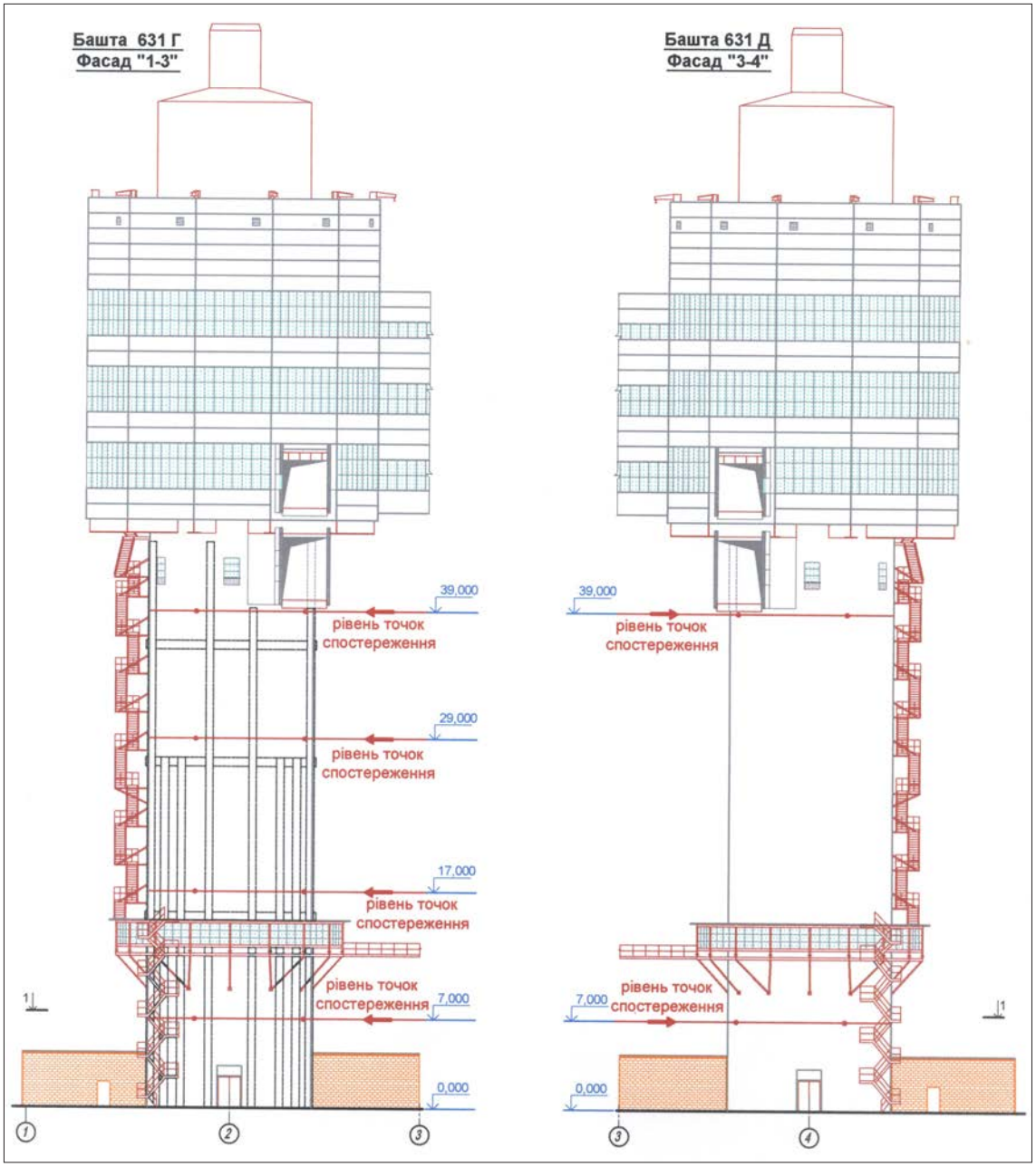

Рис. 3. Відмітки горизонтів розташування точок спостереження на стовбурі башт к.631Г та к.631Д (відмітки горизонтів на стовбурі башти к.631В аналогічні башті к.631Д)

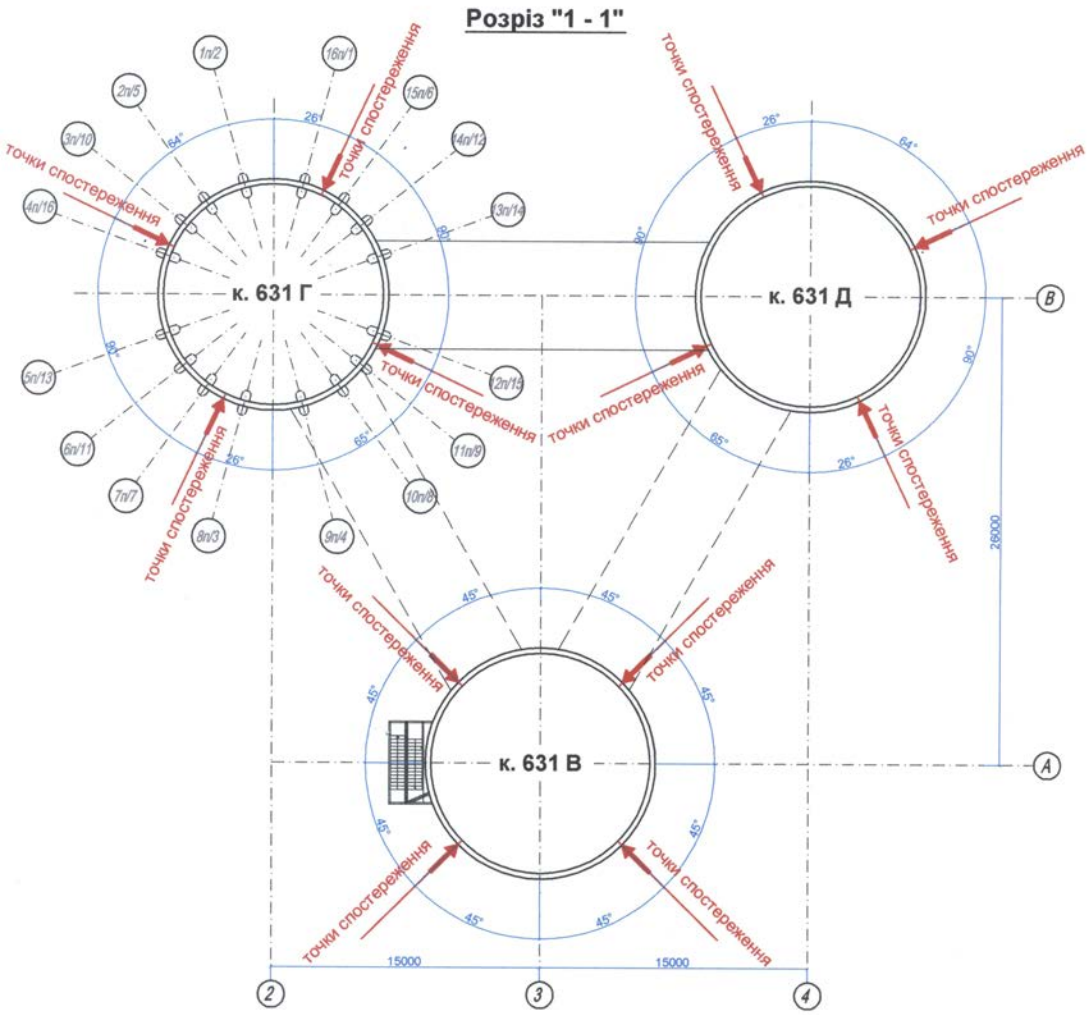

Рис. 4. Кутова прив'язка точок спостереження до розбивочних осей башт згідно з розрізом «1-1» (рис. 3)

– спостереження за деформаціями башти протягом стабілізаційного періоду.

За стабілізаційний періоду у цьому разі береться період стабілізації деформацій (вертикальних та горизонтальних переміщень фіксованих точок спостереження на стовбурі башти) після повного завершення підсилення та капітального ремонту залізобетонного стовбуру башти к.631Г та початку вводу об'єкта в експлуатацію. Вважається, якщо протягом трьох циклів спостережень, визначених технічним завданням на геодезичним моніторингом об'єкта (рівномірно, на протязі одного року, вважати за один етап), значення вимірюваних величин деформацій будуть коливатися в межах заданої точності вимірювань, то стабілізація деформацій вважається завершеною.

6. Визначення крену грануляційної башти 631Г та 631Д.

Визначення крену виконане на основі результатів визначених відхилень башт від вертикальної осі, наданих ПАТ «АЗОТ» у вересні 2018 р.

За цими даними абсолютний крен, заміряний на ділянці довжиною 24 м по висоті стовбура башти к.631 Г, становить *0,030 м*.

Відносний крен башти к.631Г у північно-західному напрямку становить *i=0,03м/24м =0,00125,* що значно менше граничного значення i_u*=0,004* згідно з нормами [7].

Абсолютний крен, заміряний на ділянці довжиною 24 м по висоті стовбура башти к.631Д, становить *0,080 м*.

Відносний крен башти к.631Д становить *i=0,08м/24м=0,0033*, що менше граничного значення i_u*= 0,004* згідно з [7].

За результатами виконаних перевірочних розрахунків взаємодії «основа-споруда» на різні рівні експлуатаційних навантажень отримано значення розрахункового крену *i=0,00147,* який менше граничного i_u*=0,004,* та значення осадки *s=74,31 мм,* яка також менша за граничне значення s_u*=200 мм* [7].

Отримані розрахункові значення крену *„i"* та осадки *„s"* забезпечують надійність основи та фундаменту башти к.631Г на всі комбінації експлуатаційних навантажень за порівняння їх з граничними значеннями.

Отримані теоретичні діапазони розрахункових значень вертикальних та горизонтальних переміщень елементів споруди дозволяють прийняти необхідну точність геодезичних замірів у попередньо визначеному їх діапазоні для оптимізації методики проведення геодезичного моніторингу.

У зв'язку з цим слід досить ретельно підбирати обладнання для моніторингу, наприклад, датчика нахилу будівлі. Технічні характеристики датчика нахилу, запропонованого фірмою "SIXENSE", мають діапазон вимірювання нахилу не менше ±5°.

Відносний крен башти к.631Г у північно-західному напрямку становить *i=0,00125*, що відповідає куту нахилу башти *α=0,0715°*. У зв'язку з цим для замірів фактичного крену башти та його приросту під час етапів підсилення залізобетонного стовбура башти к.631Г та під час капітального їх ремонту, фактична точність замірів кута датчиком нахилу повинна бути значно нижча за фактично заміряне значення *α = 0,0715°*.

Граничне значення крену i_u*=0,004* відповідає куту нахилу *α=0,23°*, який також менше діапазону вимірювання запропонованого датчика нахилу (±5°).

Висновки. Неодноразові обстеження розглянутої промислової споруди завершувалися висновками, які однозначно підтверджували незадовільну (непридатну до нормальної експлуатації) категорію технічного стану однієї з будівель в межах розглянутої споруди. Заміри нахилів та їх напрямів по трьох будівлях були виконані тільки у вересні 2018 року.

За показниками фактичних просторових деформацій груп баштових будівель, отриманими в межах однієї промислової споруди, в реальних умовах експлуатації та різними геодезичними методами, можна отримати багато інформації для аналізу технічного стану споруди.

Інтегральний метод підходу до визначення фактичних переміщень у системі взаємовпливу висотних будівель через основи та технологічні зв'язки між ними для оцінки їх фактичного технічного стану не потребує на перших етапах обстеження попереднього визначення розрахункового розподілу вертикальних нормальних напружень в плані та по глибині основи та впливу проміжних зв'язків, наприклад, технологічних галерей.

Для проведення геодезичного моніторингу висотних споруд на перший план виходять теоретичні розрахунки їх вертикальних та горизонтальних переміщень (осадок та кренів).

Визначення теоретичних переміщень кожної з трьох будівель як складників розглянутої споруди необхідні для аналізу проміжних і кінцевих результатів їх інтегральних переміщень та взаємовпливів для прийняття необхідної точності в необхідному діапазоні геодезичних замірів.

Дані геодезичного моніторингу логічно використовувати для уточнення розрахункових схем «основа – фундамент – споруда» і отримання вичерпної контрольної інформації для визначення характеру взаємодії елементів висотних споруд через основу та технологічні зв'язки. Це необхідно для коригування виконаних перевірочних розрахунків за матеріалами обстежень, згідно з наведеною у нормативі [7] методики.

Попередні отримані від ПАТ «АЗОТ» значення горизонтальних переміщень вертикальних осей трьох розглянутих баштових будівель, які сумісно працюють в межах промислової споруди, не перевищують граничні значення для промислових об'єктів баштового типу.

Література

1. Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель та споруд: ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016. Київ : ДП «УкрНДНІЦ», 2017. (Стандарт України).
2. Розробка проектної документації щодо ремонту (підсиленню) та хімзахисту залізобетонного стовбура башти гранулювання аміачної селітри к.631Г цеху М-9 виробництва аміачної селітри ПАТ «АЗОТ» в м. Черкаси, том №1 «Аналіз матеріалів обстежень за період експлуатації башти к.631Г та додаткове обстеження для розробки робочого проекту на її підсилення, ремонт та хімзахист»: звіт про НДР / ТзОВ «Науково-проектна фірма "Реконстрпроект"»; кер. Гладишев Г.М. Львів:, 2018. 285 с. Інв. №509-413-07.08.18-ОБ.
3. Система забезпечення надійності та безпеки об'єктів. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки: ДБН В.1.2-12-2008. Київ : Мінбуд України, 2008. (Будівельні норми України).
4. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд: ДБН В.1.2-14:2018. Київ : Мінбуд України, 2018. (Будівельні норми України).
5. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану: ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Київ : ДП «УкрНДНІЦ», 2017. (Стандарт України).
6. Система забезпечення надійності та безпеки об'єктів. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки: ДБН В.1.2-12-2008. Київ : Мінбуд України, 2008. (Будівельні норми України).
7. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018. Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. (Будівельні норми України).

References

1. Nastanova shchodo naukovo-tekhnichnoho monitorynhu budivel ta sporud [Guidance on scientific and technical monitoring of buildings and structures]. (2016). *DSTU-N B V.1.2-17:2016*. Kiev : Standard of Ukraine. [in Ukraine].
2. Hladyshev, H.M. (2018). *Rozrobka proektnoi dokumentatsii shchodo remontu (pidsylenniu) ta khimzakhystu zalizobetonnoho stovbura bashty hranuliuvannia amiachnoi selitry k.631 G tsekhu M-9 vyrobnytstva amiachnoi selitry PAT „AZOT" v m. Cherkasy, tom №1 „Analiz materialiv obstezhen za period ekspluatatsii bashty k.631G ta dodatkove obstezhennia dlia rozrobky robochoho proektu na yii pidsylennia, remont ta khimzakhyst"* (№509-413-07.08.18-ОБ). Lviv: LLC „Project cientific and design firm "Rekonstrproekt". [in Ukraine].
3. Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky obiektiv. Budivnytstvo v umovakh ushchilnenoi zabudovy. Vymohy bezpeky [A system for ensuring the reliability and security of objects. Construction in the conditions of compacted development. Security requirements]. *DBN V.1.2-12-2008*. Kiev: Building norms of Ukraine [in Ukraine].
4. Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnykh obiektiv. Zahalni pryntsypy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud [System ensure the reliability and safety of construction projects. General principles of reliability and constructive safety of buildings and constructions]. (2018). DBN V.1.2-14-2018. Kiev: Building norms of Ukraine [in Ukraine].
5. Nastanova shchodo obstezhennia budivel i sporud dlia vyznachennia ta otsinky yikh tekhnichnoho stanu [Guidelines for inspection of buildings and structures to determine and evaluate their technical condition]. (2017). *DSTU-N B V.1.2-18:2016*. Kiev: Standard of Ukraine. [in Ukraine].
6. Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky obiektiv. Budivnytstvo v umovakh ushchilnenoi zabudovy. Vymohy bezpeky [A system for ensuring the reliability and security of objects. Construction in the conditions of compacted development. Security requirements]. (2008). *DBN V.1.2-12-2008*. Kiev: Building norms of Ukraine [in Ukraine].
7. Osnovy ta fundamenty sporud. Osnovni polozhennia proektuvannia [Bases and foundations of buildings. General design]. (2018). *DBN V.2.1-10-2018*. Kiev: Building norms of Ukraine [in Ukraine].

IMPROVEMENT OF THE METHOD OF GEODETIC MONITORING IN MAJOR REPAIRS OF THE TOWER INDUSTRIAL BUILDING

Abstract. *The operation of the old chemical industry industrial building is close to, or has exceeded, the conditional maximum 40-year service life, which in the regulatory documentation has a minimum restriction of 20 years, which is related to the conditions of their operation.*

Industrial buildings that have long exceeded these service life are subject to inspection not only at the end of the conditional service life, but practically regularly visually by the relevant unit of the enterprise and more carefully certified specialists under the relevant regulations of the enterprise. The results of the inspections are necessary for the possible extension of the reliable operation of the building, which raised questions about its technical condition. The classification of the signs of the technical condition of tower industrial buildings is necessary to determine the direction of their overhaul, reconstruction, and if necessary, reinforcement.

The authors give an example of practically regular surveys of one tower building within an industrial structure, the periods between which were regularly reduced with the deterioration of its technical condition. Based on the analysis of the survey in 2018, it became necessary to perform major repairs with the reinforcement of a reinforced concrete cylindrical 45 meter shell of the trunk of a building with a diameter of 12 m.

The article proposes the principles of the approach to geodetic monitoring in the study of vertical and horizontal displacements of three tower buildings by stages of repair work with reinforcement of a cylindrical reinforced concrete shell of one of three tower buildings, which are combined by technological and technological bases.

Taking into account the category of technical condition of the individual tower building and determining the values of its vertical and horizontal displacements, it will provide the initial data to obtain the required accuracy in the predetermined range for the geodetic measurements of this building and the other two, which are combined into one technological structure.

Key words: overhaul, tower structure, geodetic monitoring, accuracy of geodetic measurements.

Hrihorovskyi P.Ye.
Doctor of Technical Sciences, First Deputy Director,
State Enterprise “Scientific Research Institute of Building Production”, Kyiv
Hladyshev H.M.
Ph.D., Associate Professor of the Department of Construction Structures and Bridges,
Lviv National Polytechnic University, Lviv
Hladyshev D.H.
Ph.D., Associate Professor of the Department of Architectural Design and Engineering,
Lviv National Polytechnic University, Lviv
Hladyshev R.D.
Master of the Department Construction Structures and Bridges,
Lviv National Polytechnic University, Lviv

УДК 693.6;624.012.3/.4
DOI https://doi.org/10.32782/2664-0406.2019.36.7

Чернухін О.М.
пров. наук. співр. ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва», м. Київ

Марчук С.М.
зав. сектору, ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва», м. Київ

Хоменко В.М.
с.н.с., ДП «Науково-дослідний інститут будівельного виробництва», м. Київ

ВПЛИВ ТЕХНОЛОГІЇ ВИКОНАННЯ РОБІТ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ ТЕХНІЧНОЇ ПІДЛОГИ ЗІ СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ

Анотація. *У статті досліджено вплив від розшарування фібробетону в процесі виконання технічної підлоги за звичайною технологією на зміну його міцності за товщиною плити.*
Фібробетонна підлога виконувалася за звичайною технологією. Фібробетонна суміш виготовлювалася на бетонному заводі і транспортувалася до місця вкладання міксерами, де по лотках розвантажувалася в заздалегідь огороджену рейками, покриту полімерною плівкою карту. Ущільнення і розрівнювання фібробетонної суміші в карті виконувалося віброрейкою обережно, щоб зменшити її розшарування.
Під впливом вібрації фібробетонна суміш осідала і на її поверхні з'являлося цементне молоко. Після чотирьохгодинного твердіння у цементне молочко за допомогою візка-дозатора шаром до 3 мм насипався ущільнювач (топпінг), який являв собою суху суміш із цементу, полімеру, пігменту та кварцового наповнювача.
На останньому етапі технології влаштування підлоги поверхня фібробетонної плити шліфувалася до дзеркального блиску.
Метою даного дослідження було визначення зміни несучої здатності існуючої підлоги від можливого розшарування фібробетону в процесі виконання робіт. Виконаний огляд поверхні підлоги з фібробетону показав, що вона вкрита топпінгом і на ньому немає помітних пошкоджень.
Виконані дослідження показали, що під час влаштування технічної підлоги за звичайною технологією розшарування суміші фібробетону в процесі виконання робіт за звичайною технологією викликає зниження несучої здатності верхньої частини плити підлоги до 10%, яку треба враховувати під час проектування.
Ключові слова: технологія, бетон, підлога, міцність, фібра.

Технічна характеристика існуючої технічної підлоги

Технічна підлога зі стелефібробетону, технологія влаштування якої досліджується в цій статті, знаходиться у виробничому корпусі заводу дерев'яних конструкцій, що розташований у пгт. Калинівка Броварського району Київської області. Підлога виконана у 2013 р. із монолітного залізобетону бетону за проектом НТП «Технопроект». Поверхня підлоги зміцнена топпінгом із цементно-полімерного розчину. Загальна площа підлоги дорівнює 3600 м^2, товщина підлоги – 200 мм, клас бетону – В30, пластичність – Р4.

У процесі виконання робіт на периферійній частині підлоги стрижнева арматура була замінена на сталеву фібру. Довжина фібри складала 50 мм, діаметр –1 мм.

Інтенсивність навантаження на підлогу – середня, тому кількість сталевої фібри в бетоні складала 20 кг/ м^{3}.

Опис технології виконання робіт

Фібробетонна підлога виконувалася за звичайною технологією. Фібробетонна суміш виготовлювалася на бетонному заводі і транспортувалася до місця вкладання міксерами, де по лотках розвантажувалася в заздалегідь огороджену рейками, покриту полімерною плівкою карту. Ущільнення і розрівнювання фібробетонної суміші в карті виконувалося віброрейкою обережно, щоб зменшити її розшарування.

Під впливом вібрації фібробетонна суміш осідала, і на її поверхні з'являлося цементне молоко. Після чотирьохгодинного твердіння у цементне молочко за допомогою візка-дозатора шаром до 3 мм насипався ущільнювач (топпінг), який являв собою суху суміш із цементу, полімеру, пігменту та кварцового наповнювача.

На останньому етапі технології влаштування підлоги, поверхня фібробетонної плити шліфувалася до дзеркального блиску.

Метою даного дослідження було визначення зміни несучої здатності існуючої підлоги від можливого розшарування фібробетону в процесі виконання робіт. Виконаний огляд поверхні підлоги з фібробетону показав, що вона вкрита топпінгом і на ньому немає помітних пошкоджень.

Для огляду перерізу та виміру товщини плити на периферійних дільницях були вирізані зразки на всю товщу підлоги.

Результати вимірів товщини плит підлоги зведені у таблиці 1.

За СНиП 2.03.13-88 /1/ відхилення товщини плити підлоги не повинно перевищувати 10% від проектної. Із таблиці 1 слідує, що лише в 2 місцях, а саме в точках И-3 та М-10+5м, воно вище вимоги на 5%, тому слід рахувати, що товщина плити витримана.

Визначення міцності плити з фібробетону виконувалося за допомогою електронного склерометру «ОНИКС-2.5», що складався з електронного блоку та датчика.

Зразки плити були доставлені в лабораторію, де на зовнішній і бокових поверхнях намічені місця виконання замірів. Випробування на зовнішній стороні плити відповідали міцності топпінгу (Рис. 1), а результати наведені в таблиці 2.

Із таблиці слідує, що середня міцність топпінгу складає 70,6 МПа, що відповідає класу В60, для якого модуль пружності дорівнює 40000 МПа.

Розмітка місць випробування по товщині зразка показана на рисунку 2, а результати – в таблиці 3.

На рисунку 2 видно, що крупні фракції заповнювача у вигляді щебня розміром більше 20 мм розташовані знизу зразка, що підкреслює розшарування суміші.

За результатами вимірів міцності фібробетону (табл. 3) можна зробити висновок, що міцність фібробетону від верху зразка до низу змінюється від 41, 5 до 52,1 МПа, що також свідчить про його суттєве розшарування.

Таблиця 1. Виміри товщини бетонну по зразках

Місце відбору зразків, осі	Товщина плити, см	Місце відбору зразків, осі	Товщина плити, см	Місце відбору зразків, осі	Товщина плити, см
Б.1-1	23,5	И-2	21,5	М-5	20
Б.1-2	23	И-3	17	М-9+1м	20
Б.1-3	20	И-4	16	М-10	21
Б.1-4	19	И-4+2м	18,5	М-10+5м	17
Б.1-5	18	И -5	21		
Б.1-6	22	И-7	18,5		
		И-8	18,5		
		И-8+5м	18,5		
		И-9+2 м	18		
		И-10	20		
Сер. знач.	20,9	Сер. знач.	18,75	Сер. знач.	19,5

Таблиця 2. Результати випробування на зовнішній стороні плити

№ квадрата	Міцність, МПа	Клас бетону
1	62,5	В 55
2	62,4	В 55
3	64,2	В 55
4	69,8	В 60
5	69,5	В 60
6	67,3	В 60
7	71,4	В 65
8	73	В 65
9	75,4	В 65
10	74,8	В 65
11	73	В 65
12	71,2	В 65
13	70,3	В 60
14	75,3	В 65
15	75,6	В 65
16	73,7	В 65
Середн.	70,6	В 60

Таблиця 3. Міцність фібробетону за товщиною плити

Номер квадрата	Міцність, МПа	Клас бетону	Прим.
1	55,4	В 50	Низ
2	46,6	В 40	Верх
3	54,6	В 50	Низ
4	41,4	В 35	Верх
5	47,5	В 40	Низ
6	40,7	В 35	Верх
7	49,6	В 45	Низ
8	38,2	В 35	Верх
9	52,6	В 45	Низ
10	39,8	В 35	Верх
11	52,9	В 45	Низ
12	43,8	В 40	Верх
Сер. знач 1,3 ..9,11	52,1	В 45	Низ
Сер. знач 2,4 ..10,12	41,75	В 35	Верх

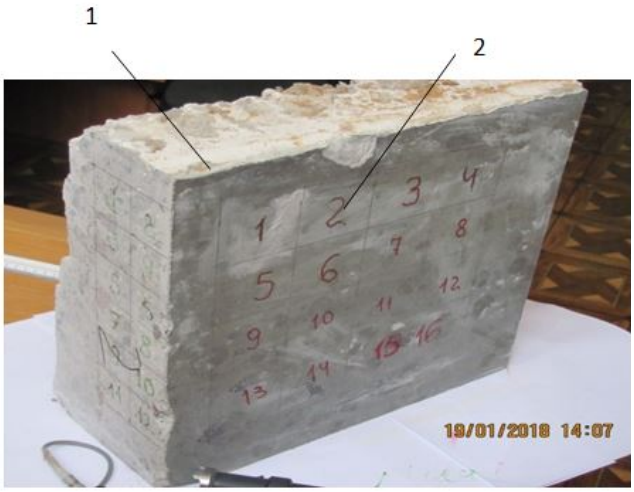

Рис. 1. Розмітка зовнішній поверхні зразка для випробуваній міцності топпінгу: 1 – шар топпінгу; 2 – точки визначення міцності

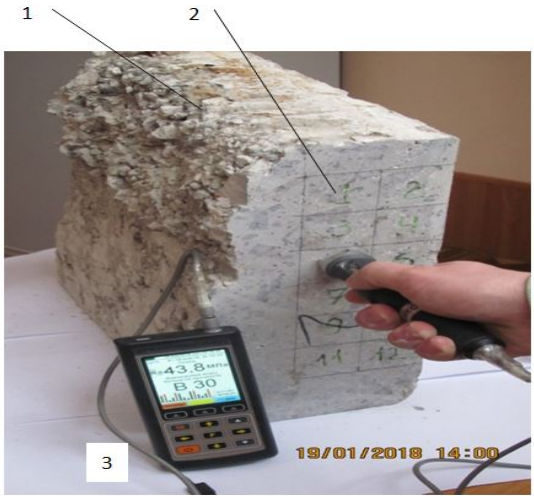

Рис. 2. Місця випробування міцності фібробетону за товщиною зразка: 1 – фібра; 2 – точки визначення міцності; 3 – електронний склерометр

Відмічене розшарування фібробетонної суміші викличе відповідну зміну несучої здатності верхньої та нижньої частин плити.

Перевірку впливу розшарування фібробетонної суміші на несучу здатність плити виконаємо розрахунком плити на пружній основі.

Відомо, що під час розрахунків несучої здатності згинальних конструкцій зниження міцності бетону у верхній дільниці в результаті розшарування враховується у СНИП коефіцієнтом умов роботи, меншим за одиницю (γ= 0,85), але в дійсності він значно більший для бетонних сумішей із пластичністю P> 8 см /2/.

Зміна міцності бетонну за товщиною згинальної конструкції враховується зміною модуля пружності, який має більш вагомий вплив у рахунку на несучу здатність підлог як плит, що лежать на пружній основі. При цьому за звичай приймають, що осідання основи співпадає з вигинами плити під навантаженням. Для плит ця умова виражається загальним диференціальним рівнянням, в якому ліва частина рівняння є бігармонічним рівнянням вигину осі плити, а права – функцією зовнішнього навантаження g (x,y) /3/.

Щоб визначити вплив розшарування фібробетону на міцність підлоги, приймемо до розгляду лише ліву частину рівняння, для якої визначальною є циліндрична жорсткість плити B і яка виражається залежністю:

$$B = \frac{Eб * h3}{12(1-\mu 2)},$$

де: Eb – модуль пружності ; μ – коефіцієнт Пуассона матеріалу плити, який для бетону дорівнює 0,2; h – товщина плити – 0,2 м.

Підставив у це рівняння значення модулів пружності, які визначені для бетону у верхній та нижній частинах зразку (таблиця 2), отримаємо: при класі бетону для низу зразку B 45 по /1/ модуль пружності складає 37500 МПа, при класі бетону для верху B 35 модуль пружності – 34000 МПа.

Ураховуючи те, що інші значення, які входять до формули 1, в обох випадках однакові, можна стверджувати, що під час влаштування підлоги за звичайною технологією виконання робіт несуча здатність підлоги у верхній частині складає лише 34000 МПа / 37500 МПа = 0,906 частки від нижньої.

Висновки. Виконані досліди показали, що під час влаштування технічної підлоги за звичайною технологією розшарування суміші фібробетону в процесі виконання робіт за звичайною технологією викликає зниження несучої здатності верхньої частини плити підлоги до 10%, яку треба враховувати під час проектування.

Література

1 СНиП 2.03.13-88 «Полы».

2 Г. Бидний, А. Мкртумян, Г. Шапиро «Прочность и модуль упругости бетона в изделиях кассетного производства». *Жилищное строительство*. № 7. 1967 г.

3 Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. Москва : Стройиздат, 1974.

References

1. SNiP 2.03.13-88 “Floors”
2. G. Bidny, A. Mkrtumyan, G. Shapiro “Strength and modulus of elasticity of concrete in cassette products”, Housing №7. 1967
3. Genius G.A., Kissyuk V.N., Tyupin G.A. «The theory of plasticity of concrete and reinforced concret».

INFLUENCE OF WORK EXECUTION TECHNOLOGY ON BEARING STRENGTH OF TECHNICAL FLOOR MADE OF STEEL FIBER

Abstract: *The article investigates the effect of fiber concrete stratification in the process of work execution on technical flooring by conventional technology on the change of its strength on the thickness of the slab.*

Fiber concrete floor was made according to the conventional technology. The fiber concrete mixture was manufactured in a concrete-batching plant and transported to the place of deposit by mixers, where the trays were unloaded in advance enclosed by rails, covered with a polymeric film. Compaction and leveling of the fiber concrete mixture in the cell was performed with a vibrating screed carefully to reduce its stratification.

Under the influence of vibration, the concrete mixture settled and cement milk appeared on its surface. After 4 hours of solidification, seal (topping) was poured to cement milk using a dispenser wagon up to 3 mm layer, which was a dry mixture of cement, polymer, pigment and quartz filler.

In the last stage of flooring technology, the surface of the fober concrete slab was polished to mirror gloss.

The purpose of this study was to determine the change in lbearing strength of the existing floor from the possible stratification of fiber concrete in the course of work execution. The performed inspection of the surface of the floor made of fiber concrete showed that it is covered with topping and there is no noticeable damage to it.

The performed experiments showed that the construction of the technical floor by conventional technology of stratification of a mixture of fiber concrete in the course of work on the conventional technology causes a decrease in the bearing strength of the upper part of the floor slab to 10%, which must be taken into account when designing.

Key words: technology, concrete, floor, strength, fibre.

Chernukhin O.M.
Leading Researcher at SE "Research Institute of Building Production named of V.S. Balitsky", Kyiv
Marchuk S.M.
Sector Leader at SE "Research Institute of Building Production named of V.S. Balitsky", Kyiv
Khomenko V.M.
Senior Researcher at SE "Research Institute of Building Production named of V.S. Balitsky", Kyiv

УДК 666.974
DOI https://doi.org/10.32782/2664-0406.2019.36.8

Драпалюк М.В.
к.т.н., доцент, доцент кафедри залізобетонних конструкцій і транспортних споруд,
Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса

Пилипенко В.М.
к.т.н., доцент, Академія Державної пенітенціарної служби, м. Чернігів

Педорич А.В.
к.п.н., доцент, Академія Державної пенітенціарної служби, м. Чернігів

Рябченко В.Г.
к.п.н., доцент, Академія Державної пенітенціарної служби, м. Чернігів

Ткаченко І.В.
заступник начальника кафедри, Академія Державної пенітенціарної служби, м. Чернігів

ВПЛИВ СПОСОБУ ФОРМУВАННЯ БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ХАРАКТЕРИСТИКИ МІЦНОСТІ

Анотація. *У результаті аналізу ступеня впливу технологічних факторів на процеси формування експлуатаційних властивостей розроблюваного бетону встановлена доцільність застосування технології бетону сухого формування з введенням до складу бетонної суміші демпфуючих компонентів. У статті наведені результати впливу способу формування бетонних конструкцій на структуру бетону і його фізико-механічні характеристики. Визначено шляхи оптимізації структури бетону з метою підвищення тріщиностійкості і довговічності. Механізм гальмування процесів руйнування бетону визначається присутністю в ньому «слабких» пружно-в'язких і шаруватих включень, що знижують локальні напруги і гасять енергію зросту тріщин. Встановлено також, що зниження модуля пружності заповнювача має перебувати в рамках модуля пружності цементної матриці, оскільки значне зниження жорсткості заповнювача призведе до перевантаження цементної складової частини і втрати міцності на стиск бетону. Виконані розрахунки усадкових напруг у процесі твердіння цементно-піщаному розчину за часткової заміни кварцового піску керамзитовим, які мають модуль пружності близько 15000 МПа, показали, що радіальні напруги стиснення і тангенціальні напруги розтягнення знижуються в 2 ... 2,5 рази, радіальні напруги розтягнення (відриву) – в 5 ... 7 разів. Було встановлено, що мінеральні добавки різної природи незалежно від ступеня гідравлічної активності оптимізують деформативні властивості цементного каменю і бетону за практично постійної міцності під час стиснення. Також керуючи способами формування залізобетонних конструкцій, можна отримувати конструкції із заданими необхідними параметрами і характеристиками, що в даний час є дуже актуальним.*

Ключові слова: бетон, міцність, цементна матриця, демпфуючі компоненти, сухе формування.

Постановка проблеми. Особливістю структури бетону є її висока неоднорідність, зумовлена трьома факторами: пористістю цементної матриці, значною різницею складових частин бетону за пружними характеристиками та міцністю, дефектністю структури бетону на всіх її рівнях [1].

Капілярна пористість у цементній матриці становить 10 ... 40%. Менше значення пористості відповідає цементній матриці бетону нормального твердіння у віці 28 діб при В/Ц відношенні близько 0,2, більше значення при В/Ц близько 0,8. У цьому інтервалі В/Ц міцність на стиск цементної матриці бетону змінюється в межах одного порядку: приблизно від 100 до 15 МПа.

За умови традиційної технології формування збірних бетонних та залізобетонних виробів із водозатворенних сумішей використовують хімічні добавки, а також попередній розігрів суміші, що дозволяє скоротити індукційний період формування структури цементного гелю, прискорити твердіння бетону, знизити енергоємність виробництва. При цьому найбільший ефект досягається в бетонах з низьким водоцементним відношенням. Реалізація сукупного впливу на бетон попереднього розігріву і введення прискорювачів твердіння за умови звичайної технології пов'язана з великими труднощами, оскільки при цьому різко знижується легкоукладальність суміші і, як наслідок, зростає пористість, а разом із цим зменшується міцність і довговічність бетону.

Аналіз останніх досліджень. Встановлено, що в залежності від локалізації існує три різновиди початкових тріщин: тріщини контактного шару (названі цими тріщинами зчеплення, становлять 60 ... 70% загальної кількості тріщин у бетоні), тріщини в цементному камені і тріщини в заповнювачі. Було показано, що ініціаторами утворення тріщин в бетоні за одноосьового стиску є тріщини, сконцентровані на поверхні розділу «заповнювач – цементно-піщаний розчин».

За одноосьового і трьохосьового стиску звичайного бетону початкові тріщини утворюються переважно під зернами великого заповнювача ще до навантаження. Це послаблює контактний шар, порушує монолітність, знижує однорідність і міцність бетону в цілому. Із цього випливають причини, що визначають неоднорідність і дефектність самої цементної матриці та контактного шару з наповнювачами, одні і ті ж – наявність у цементній матриці і контактному шарі пор, пустот і початкових тріщин усадкової природи.

Було встановлено, що «неоднорідність бетону, породжуючи виникнення мікротріщин, затримує їх переродження в небезпечні макротріщини, а наявність концентраторів напруги в самій структурі матеріалу робить його малочутливим як до зовнішніх концентраторів, так і до внутрішніх».

Мета дослідження – підвищити міцність і довговічність бетонних і залізобетонних конструкцій, керуючись структурою бетону. Завдання – розробити способи гальмування тріщин і релаксації динамічних напруг у бетоні сухого формування, а також розробити технологію виготовлення виробів із модифікованого бетону сухого формування.

Об'єкти та методи дослідження. Склад і технологія приготування бетонних сумішей визначає міцність та довговічність конструкцій.

Проблема забезпечення довговічності бетонних конструкцій у даний час розглядається з техніко-економічних позицій. Ефективність конструкцій, що експлуатуються в агресивних середовищах, визначається наведеними витратами на виготовлення конструкцій, зведення будівель і споруд, витратами на захист від корозії, ремонт, а також витратами в народному господарстві від простоїв виробництв під час ремонту конструкцій. Висока техніко-економічна ефективність бетонних конструкцій значною мірою визначається їх довговічністю за мінімальних витрат на їх утримання в процесі експлуатації.

Виконання вимог сучасних документів із проектування бетону і конструкцій, призначених для роботи в агресивних середовищах, забезпечує надійність протягом тривалих термінів. При цьому норми встановлюють, виходячи з позицій унеможливлення пошкодження бетону і арматури, вибираючи критичні значення агресивних впливів для бетону певного виду таким чином, щоб не допустити його пошкодження.

Основним механізмом, що встановлює поширення тріщин у бетоні на щільному заповнювачі, є порушення зчеплення на поверхні розділу «цементний камінь – заповнювач». Ця область зазвичай слабкіша за розчинну частину і є місцем виникнення мікротріщин у результаті водовідділення і усадки. За умови низької міцності зчеплення, а також порушеного зчеплення зазначена поверхня є зоною, де з'являються і звідки розвиваються тріщини, що порушують зчеплення заповнювача із цементним каменем і визначають характер загального руйнування бетону [2].

Наукові результати. Слабкість контактного шару визначається седиментаційними процесами у свіжоукладеному бетоні і розвитком у ньому усадкових тріщин під час твердіння. Спочатку в результаті внутрішнього водовідділення вода накопичується під зернами заповнювача, в результаті чого утворюються порожнечі, які частково або повністю заповнені водою. У процесі твердіння бетону дефектність контактного шару посилюється за рахунок виникнення усадкових напруг і, як наслідок цього, розвитку тріщин усадкової природи, локалізованих в основному на межах розділу фаз із різними твердостями. У той же час дефекти в цементному камені і зернах заповнювача можуть, по-перше, служити причиною концентрації напруг та сприяти виникненню тріщин; по-друге, можуть припиняти їх поширення. Було відмічено, що під час стиснення пори в бетоні перешкоджають поширенню тріщин більшою мірою, ніж під час розтягування.

У результаті аналізу ступеня впливу технологічних факторів на процеси формування експлуатаційних властивостей розроблюваного бетону встановлена доцільність застосування технології бетону сухого формування з введенням до складу бетонної суміші демпфуючих компонентів.

Суть методу сухого формування полягає в тому, що суху бетонну суміш ущільнюють у формі або опалубці і після цього насичують водою. Витрата компонентів розраховуються таким чином, щоб забезпечити мінімальну пустотність і знизити кількість води у насиченні суміші. Оскільки сухі суміші мають укладатися під час вібрації, то можливо застосовувати досить однорідні дрібнозернисті суміші, що характеризуються оптимальною з точки зору фізико-хімічної механіки і теорії твердого тіла структурою [3].

За умови правильно підібраного гранулометричного складу наповнювачів можливе одержання бетонів дуже високої щільності, міцності і морозостійкості. Встановлено, що кількість води, поглиненої сухою сумішшю, залежить від складу і якості ущільнення суміші і може становити величину, відповідну В/Ц = 0,15 ... 0,2. Також встановлено, що процес водонасичення можна значно інтенсифікувати, а оскільки під час сухого формування взаємодія цементу з водою починається після формування суміші, тобто у виробі, то терміни схоплювання цементу не мають значення і можна застосовувати швидкотвердіючі в'яжучі або особливо ефективні прискорювачі схоплювання.

Щільні заповнювачі важкого бетону, в т.ч. кварцовий пісок, не володіють ідеальною сумісністю із цементною матрицею в силу своєї жорсткості (модуль пружності в межах 40000 ... 70700 МПа), що призводить до значних усадкових напруг у процесі твердіння і, як результат, появі і розвитку тріщин.

Виконані розрахунки усадкових напруг у процесі твердіння цементно-піщаного розчину під час часткової заміни кварцового піску керамзитовим, які мають модуль пружності близько 15000 МПа, показали, що радіальні напруги стиснення і тангенціальні напруги розтягнення знижуються в 2 ... 2,5 рази, радіальні напруги розтягнення (відриву) – в 5 ... 7 разів.

Розрахунок усадкових напруг (табл. 1) виконаний із урахуванням результатів досліджень лінійної усадки і модуля пружності цементної матриці бетону, що твердіє з В / Ц = 0,35.

Таблиця 1. Розрахунок радіальних усадкових напруг на кордоні сферичного включення

Модуль пружності включення, МПа	Модуль пружності цементної матриці, МПа	Середня лінійна деформація усадки цементної матриці	Радиальні усадкові напруги, МПа
У віці 28 діб			
8000	$15 \cdot 10^3$	$12{,}5 \cdot 10^{-4}$	10,2
53860			24,6
У віці 90 діб			
8000	$16{,}5 \cdot 10^3$	$20{,}1 \cdot 10^{-4}$	18,4
53860			42,7

Примітка: модулі пружності включення відповідають модулям пружності керамзитового і кварцового пісків

Слід зазначити, що зниження модуля пружності заповнювача має перебувати в рамках модуля пружності цементної матриці, оскільки значне зниження жорсткості заповнювача призведе до перевантаження цементної складової частини та втрати міцності під час стискання.

У зв'язку із цим можна визначити такі шляхи оптимізації структури бетону з метою підвищення тріщиностійкості та довговічності:

1. Зниження жорсткості наповнювачів бетону за рахунок використання щільних заповнювачів середньої жорсткості (типу вапнякового щебеню) і легких наповнювачів (шлакової пемзи, керамзиту).

2. Зниження концентрації щільних заповнювачів за рахунок розсунення зерен крупного заповнювача цементно-піщаним розчином і дрібного – цементним каменем.

3. Підвищення міцності зчеплення заповнювача із цементним каменем за рахунок підвищення чистоти і жорсткості поверхні щільних заповнювачів, а також застосування пористих заповнювачів.

Під час дії на бетон зовнішнього навантаження рівномірно розподілені в ньому повітряні пори і включення з низькою жорсткістю здатні гальмувати розвиток тріщин і перерозподіляти локальні напруги у структурі бетону серед її елементів із різною пружністю. Характерно, що для бетонів із високим насиченням маложорсткими компонентами міцність контактної зони досить велика, а початкові дефекти контактної зони практично відсутні. Якщо жорсткість (модуль пружності) включення буде більшою або дорівнюватиме жорсткості цементної матриці, то початкові тріщини будуть розвиватися у цементній матриці, оскільки включення у цьому випадку сприймають частину зовнішнього навантаження. У разі коли модуль пружності включення буде менше, ніж у цементної матриці, зростання тріщин буде відбуватися в напрямку слабконапруженої області, тобто в напрямку маложорстких включеннь. І чим «слабкіше» включення, тим інтенсивніше протікає цей процес.

Процес заповнення форми бетонною сумішшю визначається трьома групами факторів: складом суміші, зокрема властивостями компонентів і їх співвідношенням; параметрами технологічних впливів, наприклад, інтенсивністю вібрації, величиною тиску привантаження, застосуванням вакуумування; відповідністю обраних параметрів технологічних впливів прийнятим складам суміші.

Механізм гальмування процесів руйнування бетону визначається присутністю в ньому «слабких» пружно-в'язких і шаруватих включень, що знижують локальні напруги і гасять енергію зросту тріщин. До подібних шаруватих включень відносяться гідросилікати і гідроксид кальцію, а також добавки полімерів і вспучоного вермикуліту, названі «демпфуючими». Крім того, в'язкими каталізаторами крихкого руйнування бетону є замкнуті повітряні пори, які, з одного боку, знижують ефективний перетин матеріалу, з іншого – здатні перерозподілити локальні напруги в бетоні серед його компонентів із різною пружністю.

Відмінними ознаками демпфуючих добавок є їхні знижені жорсткісні характеристики, які визначаються високою пористістю матеріалу. Введення в бетон таких добавок, що знижують концентрацію напруг на межі розділу фаз із різними пружними характеристиками, істотно зменшує розмах коливань і межі змін максимальної та мінімальної деформації і напруг у процесі руйнування бетону.

Механізм дії демпфуючих добавок полягає в тому, що на шляху зростаючої тріщини виникає енергетичний гаситель у вигляді мікровключення. Таке включення не здатне віддавати отриману енергію, витрачену на його деформування. Тим самим зменшується енергія зростання тріщини і релаксуються напруги в її вершині. Наявність у структурі бетону пружно-в'язких включень – низькомодульної добавки демпфуючої дії як релаксатора внутрішніх напружень і енергетичних гасителей тріщин – забезпечує підвищення міцності, тріщиностійкості і морозостійкості бетону.

Підсумувати сказане можна словами А.А. Гвоздєва, який зазначив, що «неоднорідність бетону, породжуючи виникнення мікротріщин, затримує їх переродження в небезпечні макротріщини, а наявність концентраторів напруги в самій структурі матеріалу робить його малочутливим як до зовнішніх концентраторів, так і до внутрішніх» [4].

Таким чином, можна констатувати, що мінеральні добавки різної природи незалежно від ступеня гідравлічної активності оптимізують деформативні властивості цементного каменю і бетону за практично постійної міцності під час стиснення. Мабуть, це відбувається завдяки зниженій жорсткості мінеральних добавок.

Висновки. Виходячи із загальних принципів регулювання структурно-механічної неоднорідності цементної матриці бетону, позитивний вплив демпфуючих компонентів на структуру бетону і його фізико-механічні характеристики визначається трьома факторами: на стадії структуроутворення – зниженням усадкових напруг, у т.ч. найбільш небезпечних напруг відриву на кордоні «заповнювач – цементна матриця» і напруг, що розтягують у цементній матриці; під час навантаження, заморожування і відтавання – вирівнюванням напруг у структурі бетону і перерозподілом їх серед складових частин бетону з різним модулем пружності; гальмуванням зростання і гасінням тріщин. Встановлено також, що зниження модуля пружності заповнювача має перебувати в рамках модуля пружності цементної матриці, оскільки значне зниження жорсткості заповнювача призведе до перевантаження цементної складової частини і втрати міцності під час стиснення бетону. Також керуючи способами формування залізобетонних конструкцій, можна отримувати конструкції з заданими необхідними параметрами і характеристиками, що в даний час є дуже актуальним.

Література

1. Драпалюк М.В. Дослідження ресурсозберігаючої технології модифікованого бетону з димпфуючими компонентами. *Нові технології в будівництві*. Київ. № 30, 2016. С. 50–53.
2. Соломатов В.И. Элементы общей теории композитных строительных материалов. *Изв. ВУЗов. Строительство и архитектура*. 1980. № 8. С. 61–70.
3. Де Бур Я. Введение в молекулярную физику и термодинамику. Москва : Издатинлит, 1982. 277 с.
4. Гвоздев А.А. Прочность, структурные изменения и деформации бетона. *НИИЖБ Госстроя СССР*. Москва : Стройиздат, 1987. 299 с.
5. Лифшиц Е.М. Теория молекулярных сил притяжения между твердыми телами. *ЖЭТФ*. 1955. Т. 29. Вып. 1. С. 94–110.
6. Полак А.Ф. Твердение мономинеральных вяжущих веществ. Москва : Стройиздат, 1966. 208 с.
7. Muller H. Die Teorie der koagulation polydisperser Systeme. *Kolloid*. Z. 1926. Bd. 38. S. 1–2.
8. Ахвердов И.Н., Маргулис Л.Н. Неразрушающий контроль качества бетона по электропроводности. Минск : Наука и техника, 1975. 174 с.
9. Brux G., Vacuum – Concrete – Verhahren – Maschinen – Gerate – und Personaleinat/ (Zement und Beton), 1967, V., 339, S. 11–12.
10. 10.Файнер М.III. Ресурсосберегающая модификация бетона. Черновцы : Прут, 1993. 151 с.

References

1. Drapaluk M., Pulupenko (2016). Research of resource-saving technology of modified concrete with dipping components // New technologies in construction, No. 30.50-53.
2. 2.Solomatov V.I.(1980) Elements of the General Theory of Composite Building Materials. Izv. Universities. Construction and architecture. - №8, 61-70.
3. De Bur Ya. (1982). Introduction to molecular physics and thermodynamics. - M .: Publishing hous, 277.
4. Gvozdyev A.A. Strength, structural changes and deformations of concrete / A.A. Gvozdyev // NIIZHB Gosstroy USSR. - M .: stroiizdat. - 1987. - 299 s.
5. Livshic E.(1955)/ The theory of molecular forces of attraction between solids // JETF,– T. 29. Вып. 1, 94-110.
6. Polak F, (1966). Hardening of monomineral astringents. - Stroyizdat, 208.
7. Muller H.(1926) Die Teorie der koagulation polydisperser Systeme.// Kolloid. – Z. Bd. 38, 1-2.
8. Ahverdov I. (1975). Nondestructive quality control of concrete by conductivity: Science and Technology, 174.
9. Brux G., Vacuum (1967). Concrete – Verhahren – Maschinen, - Gerate – und Personaleinat/ - (Zement und Beton), V., 339, 11-12.
10. Fainer M.(1993). Resource-saving modification of concrete. The Prut,151.

INFLUENCE OF THE METHOD OF FORMING CONCRETE STRUCTURES ON PERFORMANCE CHARACTERISTICS

Abstract. *As a result of the analysis of the degree of influence of technological factors on the processes of forming the performance properties of the developed concrete, the expediency of applying the technology of concrete of dry molding with the introduction into the composition of the concrete mixture of damping components is established. Complex influence of biological and hygrometric factors leads to intensive destruction of concrete. The grid of cracks grows continuously under certain conditions, sometimes reaching 10 ...20 cm/day. It is characteristic that the development of crack formation occurs not only over the surface, but also in depth. The nature of the damage caused is determined by the operating conditions in which the concrete is exposed. The mechanism of inhibition of the processes of destruction of concrete is determined by the presence of "weak" elastic-viscous and layered inclusions in it, which reduce local stresses and quench the energy of crack growth. The solution of the problem bioavailability of concrete is an important task for modern construction. Calculations of shrink stresses during the hardening of cement-sand mortar with partial replacement of quartz sand with expanded clay, which have an elastic modulus of about 15,000 MPa, showed that the radial compressive stresses and tangential tensile stresses decrease by 2 ... 2.5 times, radial tensile stresses (separation) – 5 ... 7 times. To make correct and justified engineering solutions the preservation and restoration of operational characteristics and to increase the durability of concrete structures for special purposes, the most important and at the same time the most difficult is the problem of determining the weak links in the structure of the facility, establishing their mutual influence with different levels of structure and identifying causal relationships with various types of structural damage.*

Key words: concrete, microcracks, crack resistance, biological resistance of the material, bactericidal active surface.

Drapaluk M.V.
PhD in Engineering, Associate Professor, Associate Professor of Reinforced Concrete Structures and Transport Facilities, Odessa State Academy of Construction and Architecture, Odessa
Pylypenko V.M.
PhD in Engineering, Associate Professor, Academy of the State Penitentiary Service, Chernihiv
Pedorych A.V.
PhD in Pedagogical Sciences, Associate professor, Academy of the State Penitentiary Service, Chernihiv
Riabchenko V.H.
PhD in Pedagogical Sciences, Associate Professor, Academy of the State Penitentiary Service, Chernihiv
Tkachenko I.V.
Deputy Head of the Department, Academy of the State Penitentiary Service, Chernihiv

ЗМІСТ

Мурасьова О.В., Григоровський П.Є., Червяков Ю.М.
АНАЛІЗ ОРГАНІЗАЦІЙНИХ РІШЕНЬ ІНСТРУМЕНТАЛЬНОГО МОНІТОРИНГУ ПРИЛЕГЛОЇ ЗАБУДОВИ В УМОВАХ ВПЛИВУ НОВОГО БУДІВНИЦТВА 3

Григоровський П.Є., Грубська Л.М., Басанський В.О.
НЕОБХІДНІСТЬ МОНІТОРИНГУ ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНИХ СХИЛІВ НА ПРИКЛАДІ СХИЛУ У ПРИБЕРЕЖНІЙ ЗОНІ В РАЙОНІ 9-ГО МКР. М. ЧОРНОМОРСЬК (ІЛЛІЧІВСЬК) 9

Романов С.В., Глущенко Ю.Н.
ДОСВІД І ПЕРСПЕКТИВИ ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДУ ВДАВЛЮВАННЯ ПІД ЧАС УЛАШТУВАННЯ ОГОРОЖІ КОТЛОВАНІВ В УМОВАХ ЩІЛЬНОЇ МІСЬКОЇ ЗАБУДОВИ 15

Менейлюк И.А.
ИНТЕНСИВНОСТЬ ФИНАНСИРОВАНИЯ ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА ТОРГОВО-РАЗВЛЕКАТЕЛЬНОГО ЦЕНТРА 21

Хоменко В.М., Іващенко А.П.
ДОСЛІДЖЕННЯ ВІБРАЦІЇ В ЖИТЛОВИХ БУДИНКАХ ВІД РУХУ ПОЇЗДІВ МЕТРО МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ КИЇВСЬКОГО МЕТРОПОЛІТЕНУ ТА МОЖЛИВІ ШЛЯХИ З ЇЇ ЗНИЖЕННЯ 25

Григоровський П.Є., Гладишев Г.М., Гладишев Д.Г., Гладишев Р.Д.
УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДИКИ ПРОВЕДЕННЯ ГЕОДЕЗИЧНОГО МОНІТОРИНГУ ПІД ЧАС КАПІТАЛЬНОГО РЕМОНТУ БАШТОВОЇ ПРОМИСЛОВОЇ СПОРУДИ 32

Чернухін О.М., Марчук С.М., Хоменко В.М.
ВПЛИВ ТЕХНОЛОГІЇ ВИКОНАННЯ РОБІТ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ ТЕХНІЧНОЇ ПІДЛОГИ ЗІ СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ 39

Драпалюк М.В., Пилипенко В.М., Педорич А.В., Рябченко В.Г., Ткаченко І.В.
ВПЛИВ СПОСОБУ ФОРМУВАННЯ БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ НА ХАРАКТЕРИСТИКИ МІЦНОСТІ 42

Регламенти контролю якості виконання будівельних робіт

1. Регламент контролю якості **РОБІТ З УЛАШТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ**
2. Регламент контролю якості **УЛАШТУВАННЯ БУРОНАБИВНИХ ПАЛЬ**
3. Регламент контролю якості **ПРИ ЗВЕДЕННІ МОНОЛІТНИХ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ**
4. Регламент контролю якості **ПРИ МОНТАЖІ ЗБІРНИХ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ**
5. Регламент контролю якості **УЛАШТУВАННЯ КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ**
6. Регламент контролю якості **МОНТАЖУ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ**
7. Регламент контролю якості **ВИКОНАННЯ ЗВАРЮВАЛЬНИХ РОБІТ ПРИ МОНТАЖІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**
8. Регламент контролю якості **УЛАШТУВАННЯ НЕПРОХІДНИХ КОМУНІКАЦІЙНИХ КАНАЛІВ**
9. Регламент контролю якості **УЛАШТУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ ФАСАДНОЇ ТЕПЛОІЗОЛЯЦІЇ**
10. Регламент контролю якості **УЛАШТУВАННЯ ПОКРІВЕЛЬ**
11. Регламент контролю якості **ОПОРЯДЖУВАЛЬНИХ РОБІТ**
12. Регламент контролю якості **УЛАШТУВАННЯ ПІДЛОГ**
13. Регламент контролю якості **РОБІТ З УЛАШТУВАННЯ ВІКОН І ДВЕРЕЙ**
14. Регламент контролю якості **МОНТАЖУ ВНУТРІШНІХ САНІТАРНО-ТЕХНІЧНИХ СИСТЕМ**
15. Регламент контролю якості **ВИКОНАННЯ ЕЛЕКТРОМОНТАЖНИХ РОБІТ**
16. Регламент контролю якості **РОБІТ ІЗ БЛАГОУСТРОЮ ТЕРИТОРІЇ**

НОВІ ТЕХНОЛОГІЇ В БУДІВНИЦТВІ

Науково-технічний журнал

Випуск № 36

Підписано до друку 26.12.2019 р. Формат 64х90/8. Обл.-вид. арк. 4,47, ум.-друк. арк. 5,58.
Папір офсетний. Цифровий друк. Наклад 200 примірників. Замовлення № 0220/38.

Надруковано: Видавничий дім «Гельветика»
(Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 4392 від 20.08.2012 р.)
Україна, м. Херсон, 73034, вул. Паровозна, 46-а.
Тел. (0552) 39-95-80, +38 (095) 934 48 28, +38 (097) 723 06 08
E-mail: mailbox@helvetica.com.ua