

ISSN 2313-6669



Науково-технічний журнал
www.journal-niisk.com

НАУКА ТА БУДІВНИЦТВО

SCIENCE & CONSTRUCTION

2020'3





НАУКА



ТА БУДІВНИЦТВО

3 (25) '2020

Виходить чотири рази на рік

ЗАСНОВНИК

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

Заснований в лютому 2014 року.

Свідоцтво про державну реєстрацію
КВ № 20575-10375 Р від 24.02.2014 р.

Журнал входить до міжнародної наукометричної бази даних Scopus з №1(15) 2018 року
<https://journals.indexscopus.com/search/details?id=63800&lang=pl>

Головний редактор:

Фаренюк Г.Г., д.т.н., Україна

Заступник Головного редактора:

Калюх Ю. І., д.т.н., проф., Україна

Редакційна колегія:

Балаш Георгій, д.т.н., проф., Угорська Республіка

Бамбура А. М., д.т.н., проф., Україна

Брандль Хайнц, д.т.н., проф., Австрійська Республіка

Ванічек Іван, д.т.н., проф., Чеська Республіка

Жусупбеков А., Ж., д.т.н., проф., Республіка Казахстан

Ковров А. В., к.т.н., проф., Україна

Назаренко І. І., д.т.н., проф., Україна

Немчинов Ю. І., д.т.н., проф., Україна

Савицький М. В., д.т.н., проф., Україна

Шейніч Л. О., д.т.н., проф., Україна

Виконавчий редактор: Овсяннікова Т.М. к.т.н., с.н.с., Україна

Комп'ютерна верстка: Чорна К.В., Україна

Затверджено до друку Науково-технічною радою ДП НДІБК (Протокол №7 від 17.09.2020).

Журнал включено до переліку наукових фахових видань, в яких можуть публікуватися результати дисертаційних робіт (Затверджено наказом Міністерства освіти і науки України від 17.03.2020, №409).

При передруках посилання на «Наука та будівництво» є обов'язковим. Редакція не завжди поділяє думку авторів.

Адреса редакції: вул. Преображенська, 5/2, м. Київ-37, 03037, тел.: + 38 (044) 249-38-04
E-mail: journal@ndibk.gov.ua,
www.journal-niisk.com

© "Наука та будівництво" 2020

Підписано до друку: 18.09.2020

Віддруковано: Товариство з обмеженою відповідальністю «Мастеркниг», 02000 м. Київ, вул. Максима Кривоноса, 2Б

Свідоцтво про реєстрацію суб'єкта видавничої справи ДК №3861 від 18.08.2010

Замовлення № 20-2609 від 19.09.2020

Наклад 100 примірників

ЗМІСТ

3

Фаренюк Г.Г., Вайнберг О.І., Шумінський В.Д.
Надійність та безпека гідротехнічних споруд Дніпровського та Дністрівського каскадів ГЕС

13

Іщенко Ю.І., Слюсаренко Ю.С., Мелашенко Ю. Б., Яковенко М.С., Бень І.В.
Геотехнічний моніторинг в умовах ущільненої міської забудови

26

Немчинов Ю.И.
Землетрясения 1927 года в Крыму (26 июня и 11-12 сентября). Обеспечение сейсмостойкости зданий и сооружений в современных условиях

39

Демчина Б.Г., Гладішев Р.Д.
Дослідження відхилень випусків арматури у стиках збірних залізобетонних колон багатоповерхових промислових будівель

47

Белоконь А.М., Жарко Л.О., Овчар В.П., Фесенко О.А.
Випробування нерозрізної залізобетонної балки з консолями та тріщинами підсиленої вуглепластиком

55

Ковальський Р. К.
Вплив тиску в бетоноводі на несучу здатність буріон'єкційної палі за властивостями ґрунтової основи при її влаштуванні



SCIENCE & CONSTRUCTION

3(25)'2020

Published four times a year

FOUNDER

State enterprise «State Scientific Research Institute of Building Constructions»

Founded in February 2014.

Certificate of state registration

KV № 20575-10375 R dated on 24.02.2014

The journal is included in the Index Copernicus scientific database from №1(15) 2018

<https://journals.indexcopernicus.com/search/details?id=63800&lang=pl>

Editor-in-chief:

Farenyuk G., Dr., Ukraine

Deputy editor-in-chief:

Kaliukh Yu., Dr., Prof., Ukraine

Editorial Board

Balazs G., Dr., Prof., Republic of Hungary

Bambura A., Dr., Prof., Ukraine

Brandl H., Dr., Prof., Republic of Austria

Kovrov A., PhD, Prof., Ukraine

Nazarenko I., Dr., Prof., Ukraine

Nemchynov Iu., Dr., Prof., Ukraine

Savytskyi M., Dr., Prof., Ukraine

Sheinich L., Dr., Prof., Ukraine

Vanicek I., Dr., Prof., Czech Republic

Zhussupbekov A., Dr., Prof., Republic of Kazakhstan

Executive Editor: T. Ovsyannikova, PhD, Ukraine

Computer layout: K. Chorna

Issue is approved for print by Scientific and technical Council of SE NIISK (Protocol № №7 dated on 17.09.2020)

Journal is included in List of the scientific professional issues, where the dissertation works results may be published (It is approved by order of Ministry of education and science of Ukraine dd. 17.03.2020, №409)

The referencing on «Science & Construction» is obligatory when reprinting. The Editorial Board may be not agreed with authors' opinion.

Address of Editorial Board:

5/2 Preobrazhenska str., Kyiv-37, 03037,

tel.: + 38 (044) 249-38-04

E-mail: journal@ndibk.gov.ua,

www.journal-niisk.com

© «Science & Construction», 2020

Signed for printing: 18.09.2020

Printed: Master book Limited Liability Company 2B Maksyma Kryvonosa St., Kyiv, 02000

Certificate of Publishing Business Entity Registration DK No. 3861 of 18.08.2010

Order № 20-2609 from 19.09.2020

Drawing: 100 copy

CONTENT

3

Farenyuk G. G., Vaynberg O.I., Shuminskiy V. D.
Reliability and safety of hydraulic structures of the Dnieper and Dniester cascades of HPP

13

Ishchenko Yu.I., Slyusarenko Yu.S., Melashenko Y.B., Yakovenko M.S., Ben I.V.
Geotechnical monitoring in the conditions of compacted urban development

26

Nemchynov Iu.I.
1927 earthquakes in the Crimea (june 26 and september 11-12). Ensuring the buildings and structures seismic resistance under present-day conditions

39

Demchyna B.H., & Hladyshev R.D.
Analysis of protruding reinforcement bars deviations in joints of high-rise factories precast reinforced concrete columns

47

Belokon A.M., Zharko, L.O., Ovchar, V.P., Fesenko O.A.
Testing of cracked continuous reinforced concrete cantilever beam reinforced with carbon fibre material

55

Kovalskyy R.K.
The concrete pipeline pressure influence on the cfa pile bearing capacity according to the soil base properties when installing the pile



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v25i3.1>

УДК 626.8 (075.8)



ФАРЕНЮК Г. Г.

Д-р техн. наук, професор,
директор Державного підприємства
"Державний науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій", м.
Київ, Україна,
e-mail: farenjuk@ndibk.gov.ua
тел. + 38 (044) 249-72-34
ORCID: 0000-0002-5703-3976



ВАЙНБЕРГ О.І.

Д-р техн. наук, заступник гене-
рального директора приват-
ного акціонерного товариства
«Укргідропроєкт», м. Харків,
Україна,
e-mail: vaynberg@uhp.kharkov.ua
тел. +38 (067) 573-48-08
ORCID: 0000-0002-9858-0001



ШУМІНСЬКИЙ В.Д.

Канд. техн. наук, провідний
науковий співробітник
Державного підприємства
«Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій», м. Київ, Україна,
e-mail: shumikvd@gmail.com
тел. +38 (096) 617-55-70
ORCID: 0000-0001-9270-6649

НАДІЙНІСТЬ ТА БЕЗПЕКА ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД ДНІПРОВСЬКОГО ТА ДНІСТРОВСЬКОГО КАСКАДІВ ГЕС

АНОТАЦІЯ

В статті розглянута надійність та безпека гідротехнічних споруд і стан нормативної бази в галузі гідротехнічного будівництва, що регламентує їх забезпечення. Гідротехнічні споруди – це відповідальні інженерні споруди, що широко застосовуються в різних сферах життєдіяльності людини і галузях народного господарства. Тому важливою задачею гідроенергетики України є дотримання безпеки та надійності роботи цих споруд. Наведено аналіз діючих в Україні нормативних документів, що регламентують вимоги до гідротехнічних споруд та підтримують їх надійність та безпеку. На даний час в Україні в галузі гідротехнічного будівництва діє низка застарілих нормативних документів (в тому числі строительные нормы и правила (СНиП) з часів СРСР) щодо проектування, будівництва та надійності і безпеки споруд, і в ряді випадків вони суперечать чинним в Україні правовим і нормативним документам. Наведені відмінності роботи та особливості експлуатації гідротехнічних споруд, що потребує їх врахування в нормативних документах. Це свідчить про необхідність невідкладного відновлення нормативної бази. Критерії безпеки і технічні стани гідротехнічних споруд, що знаходяться в експлуатації, є застарілими. Тому слід роз-

робити нормативний акт на основі спеціальних досліджень, що регламентує підходи до визначення критеріїв безпеки, надійності та технічних станів гідротехнічних споруд, які знаходяться в тривалій експлуатації. Слід розробити «Технічний регламент гідротехнічних споруд», який врахує відмінності (особливості) умов їх роботи від інших споруд та особливості. Для правового регулювання діяльності із дотримання надійності та безпеки необхідно якнайшвидше завершити розробку проекту та прийняти Закон України «Про безпеку гідротехнічних споруд».

КЛЮЧОВІ СЛОВА: безпека, надійність, гідротехнічні споруди, гідротехнічне будівництво, гідроелектростанція (ГЕС), гідроакumuлююча електростанція (ГАЕС), нормативна база, державні та галузеві будівельні норми (ДБН, ГБН), стандарти України (ДСТУ)

НАДЕЖНОСТЬ И БЕЗОПАСНОСТЬ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ДНЕПРОВСКОГО И ДНЕСТРОВСКОГО КАСКАДОВ ГЭС

АННОТАЦИЯ

В статье рассмотрена надежность и безопасность гидротехнических сооружений и состояние норма-



тивной базы в области гидротехнического строительства, регламентирующие их обеспечение. Гидротехнические сооружения - это ответственные инженерные сооружения, широко применяемые в различных сферах жизнедеятельности человека и отраслях народного хозяйства. Поэтому важной задачей гидроэнергетики Украины является обеспечение безопасности и надежности работы этих сооружений. Приведен анализ действующих в Украине нормативных документов, регламентирующих требования к гидротехническим сооружениям, и обеспечивающих их надежность и безопасность. В настоящее время в Украине в области гидротехнического строительства действует ряд устаревших нормативных документов (в том числе строительные нормы и правила (СНиП) со времен СССР) по проектированию, строительству, надежности и безопасности сооружений и в ряде случаев они противоречат действующим в Украине правовым и нормативным документам. Приведены отличия работы и особенности эксплуатации гидротехнических сооружений, что требует их учета в нормативных документах. Это свидетельствует о необходимости безотлагательного восстановления нормативной базы по проектированию, строительству и эксплуатации этих сооружений, их надежности и безопасности. Критерии безопасности и технические состояния в отношении гидротехнических сооружений, находящихся в эксплуатации, являются устаревшими. Поэтому следует разработать нормативный акт на основе специальных исследований, регламентирующий подходы к определению критериев безопасности, надежности и технических состояний гидротехнических сооружений, находящихся в длительной эксплуатации. Следует разработать «Технический регламент гидротехнических сооружений», который учтет отличия в условиях их работы от других сооружений и особенности. Для правового регулирования деятельности по обеспечению надежности и безопасности необходимо как можно быстрее завершить разработку проекта и принять Закон Украины «О безопасности гидротехнических сооружений».

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: безопасность, надежность, гидротехнические сооружения, гидротехническое строительство, гидроэлектростанция, гидроаккумулирующая электростанция, нормативная база, государственные и отраслевые строительные нормы, стандарты Украины

RELIABILITY AND SAFETY OF HYDRAULIC STRUCTURES OF THE DNIEPER AND DNIESTER CASCADES OF HPP

ABSTRACT

The article considers the reliability and safety of hydraulic structures and the state of the regulatory framework in the field of hydraulic construction, regulating their provision. Hydraulic structures are

responsible engineering structures that are widely used in various spheres of human activity and branches of the national economy. Therefore, an important task of the Ukrainian hydropower industry is to ensure the safety and reliability of these structures. The analysis of the current regulatory documents in Ukraine that regulate the requirements for hydraulic structures and ensure their reliability and safety is given. Currently, in Ukraine in the field of hydraulic engineering, there is a number of outdated regulatory documents (including construction norms and rules (SNiP) from the time of the USSR) on the design, construction and reliability and safety of structures, and in some cases they contradict the current legal and regulatory documents of Ukraine. The differences in behaviour and operation of hydraulic structures are covered and this is what should be considered in regulatory documents. This indicates the urgent need to restore the regulatory framework for the design, construction and operation of hydraulic structures, their reliability and safety. The safety criteria and technical conditions for hydraulic structures in operation are outdated. Therefore, it is necessary to develop a regulatory act based on special research that regulates approaches to determining the criteria for safety, reliability and technical conditions of hydraulic structures that are in long-term operation. It is necessary to develop a "Technical regulation of hydraulic structures", which will take into account the differences (features) of working conditions of hydraulic structures from other structures and their features. For legal regulation of activities to ensure the reliability and safety of hydraulic structures, it is necessary to complete the project development as soon as possible and to adopt the Law of Ukraine "On the safety of hydraulic structures".

KEYWORDS: safety, reliability, hydraulic structures, hydrotechnical structures, hydroelectric power station (HPP), accumulating power plant (APP), regulatory framework, state and sector construction standards (DBN, GBN), standards of Ukraine (DSTU)

ВСТУП

На сьогодні в світі використовується лише 16 % енергетичного потенціалу річок (Парагвай використовує 100 %, Норвегія – 98 %, Україна – до 10 %. Бразилія, Канада, Нова Зеландія, Австрія, Швейцарія і Венесуела – більше 50 %). Китай є найбільшим виробником електроенергії на гідроелектростанціях (721 млн. кВт*год. в 2010 р.), а використовує лише 17 % від потенційних можливостей.

Особливості роботи гідротехнічних споруд (далі – ГТС) полягають в тому, що вони постійно контактують з водою, яка знаходиться у спокої або русі, може бути солена або прісна і чинить на споруди механічні, фізико-хімічні та біологічні дії, а також в унікальності гідрологічних, топографічних,



інженерно-геологічних та інших природних умов, в яких будуються гідротехнічні споруди, а також в їх масивності і значних розмірах, що необхідно враховувати при їх проектуванні.

Гідротехнічні споруди належать до інженерних споруд, які мають підвищену економічну, екологічну та соціальну значимість. Тому питанням їх надійності і безпеки у всьому світі приділяється значна увага. У водогосподарському комплексі України існує біля 50 типів лише постійних гідротехнічних споруд, найнебезпечнішими з яких є греблі, що входять до складу напірного фронту, та становлять найвищу гідродинамічну небезпеку техногенного характеру для населення та територій, особливо класу наслідків (відповідальності) СС3 та СС2-1. Аварії на цих греблях мають багатофакторний вплив на природне середовище та господарську діяльність людини. В Україні такі греблі розглядаються як потенційно небезпечні об'єкти, надійність і безпека яких повинні бути забезпечені в період будівництва, експлуатації, а також при консервації та ліквідації цих споруд і тому вони вимагають підвищеної уваги. Багато гребель в світі експлуатуються десятки, сотні і навіть тисячі років і зарекомендували себе в цілому стійкими та надійними спорудами. Наприклад, в Англії 50 % гребель побудовано більше 80 років тому, в Іспанії 10 гребель функціонують більше 1000 років. У верхів'ях Рейну досі експлуатується найстаріша в Європі ГЕС Рейнфельден, побудована в 1880 році.

В світі побудовано 45 000 гребель висотою понад 15 м або з водосховищами об'ємом більше 1 млн. м³. На основі аналізу статистики аварій, пошкоджень та руйнувань гребель, що мали місце в світовій практиці гідротехнічного будівництва, Міжнародна комісія з великих гребель (далі – ICOLD) свідчить про неможливість досягнення греблями абсолютної надійності та безпеки. Більшість гребель побудовано сучасними методами, на основі сучасних проєктів. Однак світова статистика і події останніх років свідчать про можливість їх пошкоджень і руйнувань (рисунок 1).

Одна із останніх значних аварій на греблях відбулася 25 січня 2019 року в Брумадінью (Бразилія), коли сталось катастрофічне пошкодження хвостосховища на залізодобувній шахті (рисунок 2). Станом на 26 січня 2019 року, підтверджено 40 загиблих і щонайменше 300 зниклих безвісти, з яких 200 були працівниками греблі і 100 були жителями сусідніх сіл і будівель.

Аварія на греблі США біля м. Оровілл у Каліфорнії відбулася у липні 2017 році. Щоб уникнути значних руйнувань витрату води на водоскиді було збільшено до 2800 м³ на хвилину (рисунок 3).

Аналіз статистики аварій та пошкоджень гребель в світі, виконаний ICOLD, дозволив визначити ймовірність їх виникнення: для гребель з ґрунтових матеріалів – (2,5-5,0) 10⁻⁴;

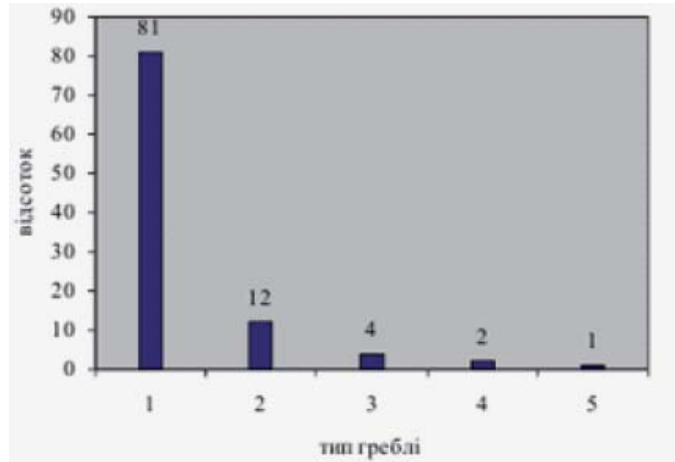


Рисунок 1 – Аварії і пошкодження гребель в залежності від типу і матеріалу тіла греблі: 1 – греблі із ґрунтових матеріалів; 2 – бетонні гравітаційні греблі; 3 – бетонні контрфорсні греблі; 4 – бетонні аркові греблі; 5 – бетонні багатоаркові греблі



Рисунок 2 – Аварія на хвостосховищі в Брумадінью у 2019 році (Бразилія)



Рисунок 3 – Аварія на греблі США біля м. Оровілл у Каліфорнії (11.07.2017 р.)



для бетонних гребель – (0,5-2,0) 10-4. Допустимі значення імовірностей виникнення аварій на напірних гідротехнічних спорудах в Україні становить 5,0 10-5 для СС3 та 5,0 10-4 – для СС2-1, що на порядок нижче ніж прийнятого у світовій практиці гідротехнічного будівництва [1]. За даними ICOLD після 40...50-річної експлуатації гребель імовірність аварій та пошкоджень на них суттєво зростає. Основними причинами аварій та пошкоджень ґрунтових гребель в світовій практиці, за даними ICOLD, визначено: розмив (руйнування) тіла греблі або її берегових спряжень (примикань) при переливі води через гребінь греблі в наслідок екстремальних витрат води; недостатньої пропускної здатності водоскидних споруд, геодинамічні аварії в зоні водосховища; порушення стійкості або деформації, що перевищують гранично допустимі значення (ГДЗ) для споруди [2], основи або в зоні їх спряження (примикання); порушення фільтраційної міцності або надмірної втрати води в основі чи в тілі греблі або в зоні їх спряженні (примикання).

МЕТА РОБОТИ

Розробка системного підходу до стану ГТС гідроенергетичних об'єктів України, які експлуатуються тривалий час, що дозволить підтримувати їх надійність і безпеку.

МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕНЬ

Аналіз сучасного стану нормативної бази і технічного стану найбільш важливих і відповідальних ГТС України, які знаходяться в тривалій експлуатації.

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА ГІДРОЕНЕРГЕТИЧНИХ ОБ'ЄКТІВ УКРАЇНИ

Важливу роль в об'єднаних енергетичних системах України відіграють ГЕС і ГАЕС. Основу гідроенергетики України складає Дніпровський каскад ГЕС, потужність якого становить 3920 МВт, Дністровський каскад ГЕС потужністю 744 МВт та діючи малі ГЕС, загальна потужність яких близько 100 МВт. При цьому ГЕС, як правило, покривають пікову частину графіку навантаження енергосистеми, а ГАЕС покривають провальну частину графіку навантаження і виконують функцію аварійного та навантажувального резервів. Саме ГЕС із крупними водосховищами комплексного призначення і їх каскади (Дніпровський та Дністровський) виконують задачі регулювання річкового витоку, утворюють водногосподарські комплекси. Це призводить до прискорення розвитку оточуючої інфраструктури й економічне зростання регіонів України. Дніпровський каскад ГЕС та ГАЕС. Серед всіх гідроенергетичних об'єктів найбільше значення має Дніпровський каскад ГЕС. Важко переоцінити його роль у забезпеченні надійної роботи об'єднаної енергетичної системи

України. Підсумковий виробіток електроенергії всіма гідроелектростанціями Дніпровського каскаду становить до 90 % виробітку усіх ГЕС України. Водосховища Дніпровського каскаду забезпечують комунально-побутові, промислові і сільськогосподарські потреби більш ніж половини території України. Тому питання надійної і безпечної експлуатації гідровузлів Дніпровського каскаду, розробка і удосконалення методів оцінки їх надійності і безпеки являються актуальними.

До складу Дніпровського каскаду ГЕС входять шість гідроелектростанцій – Київська, Канівська, Кременчуцька, Середньодніпровська, Дніпровська та Каховська, які побудовані в період з 1932 р. по 1972 р., а також Київська ГАЕС [3]. План розташування гідроелектростанцій Дніпровського каскаду та загальний вид на Київську ГАЕС наведено на рисунку 4, а загальні види на Дніпровський каскад ГЕС – на рисунку 5.

Будівництво Дніпровської ГЕС-2 (закінчено в 1978 р.) дозволило значно збільшити потужність ГЕС і середньорічне вироблення електроенергії.

Будівництво гідроелектростанцій Дніпровського каскаду дозволило забезпечити вироблення екологічно чистої пікової електроенергії, що створює сприятливі умови роботи енергосистеми України. В даний час здійснюється реконструкція ГЕС Дніпровського каскаду, яка дозволить підвищити надійність і безпеку основних споруд ГЕС каскаду, а також підвищити енергетичні характеристики. В результаті реконструкції сумарна встановлена потужність ГЕС Дніпровського каскаду буде підвищена на 187 МВт, а середнє багаторічне вироблення цих станцій збільшиться на 347 ГВт·год. Загальні дані про ГЕС та ГАЕС Дніпровського каскаду та дані про встановлену потужність і середньорічне вироблення електроенергії на цих ГЕС до і після реконструкції наведено в таблиці 1.

Інженерно-геологічні умови майданчиків розміщення гідровузлів Дніпровського каскаду ГЕС різні. Основні споруди Кременчуцької і Дніпровської ГЕС розташовано на скельних ґрунтах, а всіх інших електростанцій – на нескельних ґрунтах, які мають порівняно низькі міцнісні характеристики.

До складу гідровузлів Дніпровського каскаду ГЕС та ГАЕС входять ГТС різних типів: руслові залізобетонні будівлі ГЕС з агрегатами та монтажними майданчиками (у тому числі поєднані з паводковими водоскидами); водоприймач з підвідним каналом та напірні залізобетонні й металеві трубопроводи (Київська ГАЕС), водозливні і глухі бетонні греблі із стоянами; щитові стінки (Дніпровська ГЕС); земляні греблі та дамби з кріпленням укосів та дренажними пристроями; підвідні та відвідні канали; судноплавні шлюзи різних типів; водозабірні споруда (Каховська ГЕС).

Дністровський каскад ГЕС та ГАЕС. План розташування ГЕС та ГАЕС Дністровського каскаду наведено на рисунку 6.

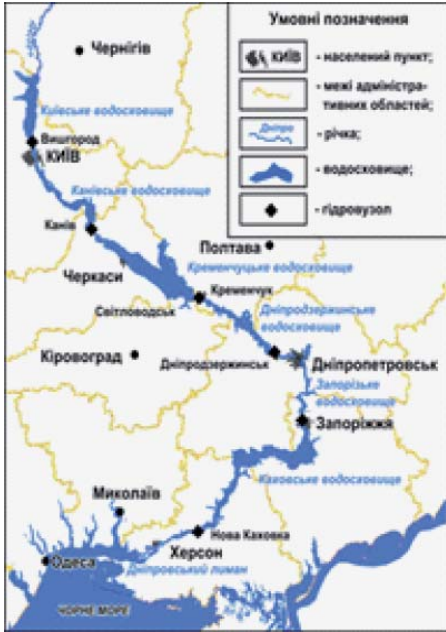


Рисунок 4 – План розташування гідроелектростанцій Дніпровського каскаду; Загальний вид на Київську ГАЕС з нижнього б'єфу



Рисунок 5 – Загальні види на ГЕС Дніпровського каскаду: Київська ГЕС, Канівська ГЕС, Кременьчущка ГЕС, Середньодніпровська ГЕС, Дніпровська ГЕС, Каховська ГЕС

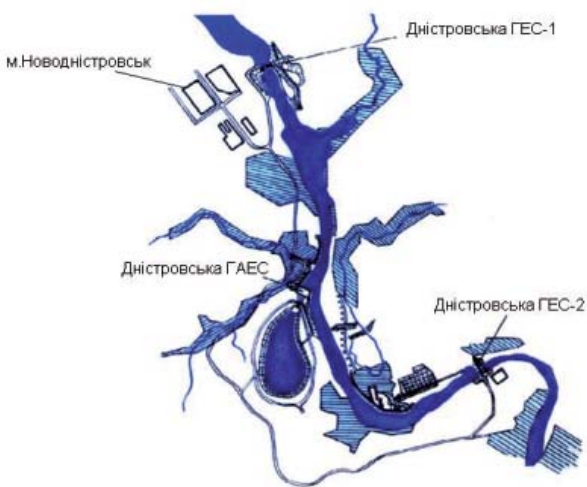


Рисунок 6 – Плани розташування гідроелектростанцій Дністровського каскаду



Таблиця 1 - Основні характеристики ГЕС та ГАЕС і водосховищ на Дніпрі

Характеристика	ГЕС або ГАЕС						
	Київська ГЕС	Київська ГАЕС	Канівська ГЕС	Кременчуцька ГЕС	Середньодніпровська ГЕС	Дніпровська ГЕС (ГЕС-1+ГЕС-2)	Каховська ГЕС
Тип ГЕС або ГАЕС	руслова	дереваційна	руслова	руслова	руслова	пригребельна	руслова
Рік введення в дію агрегатів: першого останнього	1964 1968	1970 1972	1972 1975	1959 1960	1963 1964	1932 1978	1955 1956
Максимальний напір на ГЕС, м	11,8	65,0	13,5	13,6	15,26	38,2	16,5
Максимальний скид через турбіни, м ³ /с	5600	413	7300	5400	4200	5000	2600
Вид регулювання стоку	сезонне	–	добове і тижневе	річне з переходом на багаторічне	добове і тижневе	добове і тижневе	річне
Рік введення в експлуатацію водосховища	1965	1975	1974	1961	1964	1932	1956
Відмітки ФПР, м	104,1	–	92,7	82,0	66,0	51,4	18,0
НПР, м	103,0	174,2	91,5	81,0	64,0	51,4	16,0
ГМО, м	101,5	168,0	91,0	75,75	63,0	48,5	12,7
Площа дзеркала при НПР, км ²	922	0,65	642	2250	567	400	2150
Об'єм водосховища, км ³ , повний	3,73	0,00479	2,48	13,52	2,46	3,32	18,18
корисний	1,17	0,00379	0,28	8,97	0,53	0,85	6,78
Середньобагаторічний стік у створі греблі, км ³	33,1	–	43,9	47,8	52,0	52,2	52,2
Кількість агрегатів	20	6	24	12	8	9+8	6
Встановлена потужність, МВт	361/440	235	444/528	625/682,8	352/387	585+876/648+900	300/335
Середнє багаторічне вироблення, млн. кВт·год/рік	688/709	140	916/945	1495/1516	1159/1232	1534+2209/1634+2271	1254/1295

Примітка. 1. В чисельнику стоїть встановлена потужність до реконструкції ГЕС, а в знаменнику – після реконструкції, МВт;
2. В чисельнику стоїть середнє багаторічне вироблення електроенергії до реконструкції ГЕС, а в знаменнику – після реконструкції, кВт·год/рік.
Нормальний підпірний рівень (НПР); Форсований підпірний рівень (ФПР)

Загальні види на ГЕС та ГАЕС Дністровського каскаду: Дністровська ГЕС; буферне водосховище Дністровської ГЕС (ГЕС-2); Дністровська ГАЕС наведено на рисунку 7.

Дані щодо водосховищ Дністровського каскаду ГЕС та ГАЕС наведені в таблиці 2.

Загальні дані про ГЕС та ГАЕС Дністровського каскаду наведено в таблиці 3.

Склад основних споруд гідровузлів Дністровського каскаду ГЕС та ГАЕС наведено в таблиці 4.

На даний час експлуатація ГЕС, що входять до складу гідровузлів Дніпровського та

Дністровського каскадів ГЕС, здійснюється власником цих гідровузлів – ПрАТ «Укргідроенерго». Дотримання надійності та безпеки цих споруд здійснюється на основі оцінки їх технічного стану шляхом аналізу результатів візуальних обстежень і натурних інструментальних спостережень. На даний час на Дністровській ГЕС проводяться роботи з реконструкції протифільтраційного пристрою (ядра) земляної греблі для підвищення його протифільтраційних властивостей, що дозволить безпечно працювати ГЕС при відмітках води у водосховищі вище НПР.

Надійність та безпека гідротехнічних споруд



Рисунок 7 – Загальні види на ГЕС та ГАЕС Дністровського каскаду: Дністровська ГЕС; буферне водосховище Дністровської ГЕС (ГЕС-2); Дністровська ГАЕС

Таблиця 2 - Дані щодо водосховищ Дністровського каскаду ГЕС та ГАЕС

ГЕС, ГАЕС	Розрахункові рівні води, м			Корисний об'єм (при НПР), км ³	Повний об'єм (при ФПР), км ³	Площа дзеркала при НПР, км ²
	(НПР)	(ФПР)	(РМО)			
Дністровська ГЕС	121,00	125,00	102,00	2,000	3,000	142
Буферний гідровузол Дністровської ГЕС (ГЕС-2)	77,10	82,00	67,60	0,601	0,701	7,3
Дністровська ГАЕС	229,50	–	215,50	0,327	0,414	2,61

Примітки. Рівень мертвого об'єму (РМО)

Таблиця 2 - Загальні дані про ГЕС та ГАЕС Дністровського каскаду

ГЕС, ГАЕС	Рік введення в експлуатацію першого/останнього агрегату	Напір, м	Середнє багаторічне вироблення, млн кВт*год/рік	Встановлена потужність/кількість агрегатів, МВт	Витрата води через агрегати, м ³ /с
Дністровська ГЕС	1981/1983	53	865	702/6	1980
Буферний гідровузол Дністровської ГЕС (ГЕС-2)	1999/2002	13,1	105	40,8/3	1280
Дністровська ГАЕС	2009/2015	157	2720	2268/2947/7	1890 (через сім агрегатів)

Примітки. 1. Для Дністровської ГАЕС встановлена загальна потужність наведена окремо для генераторного та насосного режимів та вказана загальна кількість агрегатів (на даний час введено в дію три агрегати першої черги). 2. Рік введення в експлуатацію останнього агрегату для Дністровської ГАЕС наведено для 3-го агрегату.



Таблиця 4 - Склад основних споруд гідровузлів Дністровського каскаду ГЕС

ГЕС, ГАЕС	Склад основних споруд ГЕС та ГАЕС
Дністровська ГЕС	Будівля ГЕС; лівобережна кам'яно-земляна гребля; правобережна кам'яно-земляна гребля; водозливна гребля; монтажний майданчик; відвідний канал
Буферний гідровузел Дністровської ГЕС (ГЕС-2)	Будівля ГЕС; лівобережна земляна гребля; правобережна земляна гребля; водозливна гребля; монтажний майданчик
Дністровська ГАЕС	Будівля ГАЕС та агрегатні шахти; дамба обвалування, що утворює верхню водойму; пристанційний майданчик і допоміжні споруди; водоприймач ГАЕС; водопровідна деривація; водовипуск; відвідний канал; нижнє (буферне) водосховище з захисними спорудами

ГЕС забезпечуються на основі оцінки їх технічного стану шляхом аналізу та узагальнення даних натурних візуальних та інструментальних спостережень з впровадженням автоматизованої системи контролю (АСК) та системи моніторингу просторових зміщень споруд, проведенням комплексних досліджень поточного стану гідротехнічних споруд.

Слід зазначити, що, незважаючи на велику тривалість експлуатації, до теперішнього часу не було скільки-небудь значної аварії на ГТС гідровузлів Дніпровського та Дністровського каскадів ГЕС. Ця обставина дозволяє вважати достатніми на даний час надійність і безпеку цих споруд.

Галузева система нагляду за надійністю та безпекою гідротехнічних споруд і гідромеханічного обладнання електростанцій України, які експлуатуються чи будуються, основана на розробці і контролі виконання заходів, що підтримують надійність і безпеку гідротехнічних споруд відповідно до діючих правил і норм проектування, будівництва та експлуатації цих споруд (таблиця 5).

Енергетичне значення Дніпровського та Дністровського каскадів ГЕС і його висока екологічна та соціальна відповідальність, різноманіття природних умов, в яких зведені гідровузли каскаду, велика різноманітність конструкцій ГТС, що входять в гідровузли, а також значна тривалість експлуатації (від 47 до 87 років) дозволяють зробити висновок про те, що пріоритетним завданням для гідроенергетики України є розробка спеціальних заходів щодо забезпечення надійності цих споруд. При цьому Дніпровську ГЕС, що має найбільший термін експлуатації, слід розглядати як першочерговий об'єкт.

Практично у всіх розвинених країнах прийнято закон «Про безпеку гідротехнічних споруд», що пов'язано з надзвичайно високою економічною,

екологічною та соціальною відповідальністю ГТС. В Україні досі не прийнято відповідного закону, хоча розробка проекту закону ведеться вже досить тривалий час. Такий закон дозволив би забезпечити регулювання правових відносин, що виникають при здійсненні діяльності по дотриманню безпеки ГТС на всіх етапах їх життя, включаючи проектування, будівництво, експлуатацію, консервацію і ліквідацію. Закон міг би встановити обов'язки органів державної влади, власників та експлуатуючих організацій із дотримання безпеки гідротехнічних споруд. Тому видається необхідним організувати роботу щодо якнайшвидшого завершення розробки проекту закону та його прийняття.

В даний час відсутні нормативні документи і акти, які регламентують вимоги, виконання яких дає можливість безпечної експлуатації гідротехнічних споруд після закінчення призначеного терміну служби.

Існуючі критерії безпеки та відповідні їм стани споруд, наведені в [2], значною мірою застаріли. Тому необхідно розробити новий нормативний акт (ДБН), в якому будуть викладені основні вимоги щодо визначення критеріїв безпеки гідротехнічних споруд і на основі цього ДБН слід розробити відповідні галузеві будівельні норми (ГБН).

Для підвищення оперативності та достовірності контролю за станом безпеки та надійності гідротехнічних споруд Дніпровського та Дністровського каскадів ГЕС (напружено-деформованого стану бетону, осіданнями споруд та основи, п'єзометричними рівнями води та фільтраційними витратами в тілі, основи та в примиканнях до берегів земляних гребель тощо) вони оснащені автоматизованими системами контролю (далі – АСК). Рівень АСК визначається, в кожному окремому випадку, складом, об'ємом контрольно-



Таблиця 5 - Нормативно-правові акти, нормативні акти та нормативні документи щодо дотримання надійної експлуатації безпеки гідротехнічних споруд та безпеки людей

Нормативні документи	Закон і нормативний акт України щодо дотримання безпеки людей
<p>1. ГКД 34.03.106-2003 Безпека гідротехнічних споруд і гідромеханічного обладнання електростанцій України. Положення про галузеву систему нагляду</p> <p>2. ГКД 34.03.303-99 Правила пожежної безпеки в компаніях, на підприємствах та в організаціях енергетичної галузі України</p> <p>3. ГКД 34.20.507-2003 Правила технічної експлуатації електричних станцій та мереж</p> <p>4. ГКД 34.20.566-96 Організація протиаварійної роботи</p> <p>5. ГКД 34.20.661-2003 Правила організації технічного обслуговування та ремонту обладнання, будівель і споруд електростанцій і мереж</p> <p>6. ГКД 34.21.341-2003 Гідротехнічні споруди електростанцій України. П'єзометричний контроль. Інструкція</p> <p>7. ГКД 34.21.342-2003 Типова технічна програма обстеження гідротехнічних споруд і гідромеханічного обладнання електростанцій</p> <p>8. ГКД 34.21.542-2003 Гідротехнічні споруди гідроелектростанцій. Інструкція з експлуатації</p> <p>9. СОУ-Н ЕЕ 03.111.2008 Безпечна експлуатація водного господарства, гідротехнічних споруд та гідромеханічного обладнання електростанцій</p> <p>10. СОУ-Н ЕЕ 20.574:2006 Положення про порядок оцінки готовності об'єктів електроенергетики до роботи в осінньо-зимовий період</p> <p>11. СОУ-Н МПЕ 40.1.21.343:2005 Склад і періодичність експлуатаційного контролю за станом гідротехнічних споруд гідравлічних і теплових електростанцій. Методичні вказівки</p> <p>12. СОУ-Н МПЕ 40.1.21.525:2006 Організація експлуатації будівель та споруд</p>	<p>1. Закон України «Про охорону праці»</p> <p>2. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення</p>

вимірювальної апаратури (КІА), умовами їх експлуатації.

На науково-практичному семінарі «Зростаюча роль гідроенергетики в забезпеченні маневреності і балансування ОЕС України в умовах реалізації «Енергетичної стратегії України на період до 2035 р.», організованого ГС «Асоціація «Гідроенергетика України», що відбувся 05 листопада 2019 р. в м. Києві, були прийняті наступні рекомендації щодо оновлення нормативної бази України в області гідротехнічного будівництва при проектуванні, будівництві та експлуатації об'єктів гідроенергетики

шляхом:

- прийняття Закону України «Про безпеку гідротехнічних споруд»;
- розроблення системного комплексу нормативних актів та документів (Технічного регламенту гідротехнічних споруд, державних та галузевих будівельних норм (ДБН та ГБН), державних стандартів України (ДСТУ), стандартів організацій України (СОУ) з урахуванням світового досвіду та напрацювань вітчизняних науко-дослідних інститутів;
- визначення джерел для залучення додат-



Таблиця 6 - Кількість документів, необхідних для оновлення нормативної

Ч.ч.	Назва установ та організацій, що затверджують і приймають рішення	Кількість документів	Статус
1	Верховна Рада України	1	Закон України
2	Кабінет Міністрів України	1	Технічний регламент
3	Міністерство розвитку громад та територій України	8	ДБН
4	“Міненерговугілля” України	3	ГБН
5	Національний орган стандартизації	6	ДСТУ
6	ПрАТ «Укргідроенерго»	16	СОУ

кового фінансування, у тому числі й коштів міжнародних фінансових організацій.

Для реалізації рекомендацій цього науково-практичного семінару пропонується розробити системний комплекс документів, що включає низку ДБН, ГБН, ДСТУ та СОУ, наведених в таблиці 6.

Ці документи стосуються надійності та безпеки гідротехнічних споруд, їх проектування, експлуатації, обстеження, критеріїв для контролю й оцінки технічного стану та реконструкції.

ВИСНОВКИ.

1. Враховуючи енергетичну значимість та значну екологічну та соціальну відповідальність ГТС Дніпровського та Дністровського каскадів ГЕС, а також тривалу експлуатацію (від 47 до 87 років), необхідно розробити спеціальні заходи щодо забезпечення їх надійності під час експлуатації. Дніпровську ГЕС, що найбільш довго експлуатується, слід розглядати як першочерговий об'єкт.

2. В даний час в Україні діє низка застарілих нормативних документів, що регламентують вимоги, щодо надійності і безпеки ГТС при їх проектуванні, будівництві та експлуатації. Тому необхідно найближчим часом розробити системний комплекс нормативних актів та документів (Технічний регламент гідротехнічних споруд, державні та галузеві будівельні норми (ДБН та ГБН), державні стандарти України (ДСТУ), стандарти організацій України (СОУ) з урахуванням світового досвіду та напрацювань вітчизняних науко-дослідних інститутів для проектування, будівництва та експлуатації ГТС, забезпечення їх надійності.

3. Для правового регулювання діяльності із дотримання безпеки ГТС необхідно завершити розробку проекту і прийняти Закон України «Про безпеку гідротехнічних споруд».

4. Необхідно розробити новий нормативний акт (ДБН), в якому будуть викладені основні вимоги щодо визначення критеріїв безпеки гідротехнічних споруд і на основі цього ДБН слід розробити відповідні галузеві будівельні норми (ГБН).

5. Необхідно розробити систему державних будівельних норм (ДБН), стандартів (ДСТУ) та галузевих будівельних норм (ГБН) Міністерства енергетики та вугільної промисловості України, які регламентують дії державних органів нагляду, власників і організацій, що їх експлуатують, щодо дотримання безпеки та надійності ГТС електростанцій, які перебувають у тривалій експлуатації, а також

вимоги, щодо безпеки та надійності експлуатації ГТС електростанцій після закінчення призначеного терміну служби.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Гідротехнічні споруди. Основні положення: ДБН В.2.4-3-2010. [Чинні від 2011-01-01]. Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2010. 37 с.
2. Рекомендации по определению предельно допустимых значений показателей состояния и работы гидротехнических сооружений: П-836-85. Гидропроект. М.: Изд-во ин-та Гидропроект им. С.Я. Жука, 1985. 41 с.
3. Фаренюк Г. Г., Вайнберг О. І., Хлапук М. М., Шумінський В. Д. Надійність та безпека гідротехнічних споруд в умовах тривалої експлуатації. «Наука та будівництво». 2019. № 2 (20). С. 4-18.

REFERENCES

1. Hydraulic structures. Basic principles: DBN V.2.4-3-2010. (2010). [Effective from 2011-01-01]. Kyiv: SE "Ukrarkhbuildinform".
2. Recommendations for determining the maximum allowable values of state and operation indicators of hydraulic structures. (1985). M.: Publishing House of the S.Ya.Zhuk Institute "Hydroprojekt".
3. Farenjuk, G., Vaynberg, O., Shuminskyi, V., Khlapuk, N. (2019). The reliability and safety of hydraulic engineering structures in conditions of long operation. "Science and construction", 2 (20), 4-18.

Стаття надійшла до редакції 01.09.2020 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v25i3.2>

УДК 627.26:624.131



ИЩЕНКО Ю.І.

Завідувач лабораторії,
Державне підприємство
«Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: ischenko@ndibk.gov.ua
тел.: +38 (050) 415-37-34
ORCID: 0000-0001-6046-8180



СЛЮСАРЕНКО Ю.С.

Канд. техн. наук, старший нау-
ковий співробітник, заступ-
ник директора, Державне
підприємство «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: slus@ndibk.gov.ua
тел.: +38 (044) 249-72-40
ORCID: 0000-0002-0447-3927



МЕЛАШЕНКО Ю. Б.

Канд. техн. наук, завідувач
відділу, Державне підприє-
мство «Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: melashenko@ndibk.gov.ua
тел.: +38 (044) 249-37-61
ORCID: 0000-0001-9270-6649



ЯКОВЕНКО М.С.

Завідувач лабораторії Державне
підприємство «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: yakovenko122mi@gmail.com
тел.: +38 (093) 613-53-19
ORCID: 0000-0001-7800-8166



БЕНЬ І.В.

Інженер I-ї категорії, Державне
підприємство «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: agamer1@meta.ua
тел.: +38 (093) 443-91-38
ORCID: 0000-0003-3386-5433

ГЕОТЕХНІЧНИЙ МОНІТОРИНГ В УМОВАХ УЩІЛЬНЕНОЇ МІСЬКОЇ ЗАБУДОВИ

АННОТАЦІЯ

В останні роки значно зросла увага громадськості та наукових установ до проблеми моніторингу довкілля. Це пов'язано зі збільшенням з кожним роком техногенного навантаження людини на довкілля і, в першу чергу, на геологічне середовище, а також необхідністю на новому, більш високому організаційному і технічному рівні, вирішувати завдання пов'язані з його змінами. Останні дані моніторингових спостережень свідчать про тенденцію до активізації цього негативного природно-техногенного процесу в просторово-часовому масштабі і збільшення, в першу чергу, площ підтоплення, а також просідання, зсувних та інших небезпечних явищ. Відповідно, в процесі експлуатації будівель, під впливом вищевказаних чинників, змінюється напружено-деформований

стан системи «основа-фундамент-верхня будова». У багатьох випадках це призводить до пошкодження будівельних конструкцій, виникнення аварійних ситуацій і істотного зниження надійності будівель. Сьогодні в Україні понад 11 000 житлових будинків перебувають в аварійному стані.

Наведено два приклади геотехнічного моніторингу: облаштування «стіни в ґрунті» та протизсувних споруд. Спеціально розроблена програма моніторингу включала: геодезичний інструментальний контроль деформацій будівель навколишньої забудови і конструкцій будівлі, що реконструюється; системні спостереження за деформаціями конструкцій в процесі відкопування котловану і будівництва, з влаштуванням інклінометричних систем спостере-



жень, деформаційних маяків і геодезичних марок; спостереження за коливанням рівня ґрунтових вод при будівництві; спостереження за осіданнями деформаційних маяків, зміною ширини розкриття тріщини в конструкціях будинків навколишньої забудови; інженерно-геологічний моніторинг із забезпеченням підтвердження фізико-механічних характеристик ґрунтів несучого (опорного) шару пильових фундаментів і пиль підсилення. Геотехнічний моніторинг дозволив забезпечити збереження існуючої історичної забудови в зоні впливу зведення «стіни в ґрунті» та протизсувних споруд, виключити ризик виникнення аварійних ситуацій.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: геотехнічний моніторинг, проектні та натурні данні, стіна в ґрунті, чисельне моделювання.

GEOTECHNICAL MONITORING IN THE CONDITIONS OF RESTRAINED URBAN DEVELOPMENT

ABSTRACT

In recent years, there has been a sharp increase in public and scientific attention to environmental monitoring. This is due to the increase of man-made load on the environment and, first and foremost, the geological environment, as well as the need for new, higher organizational and technical level to solve the problems related to its changes. Recent monitoring data indicate a tendency to the intensification of this negative natural-technogenic process on a spatial-temporal scale and the increase, first of all, of the areas of flooding, as well as of subsidence, landslides and other dangerous phenomena. Accordingly, during the of buildings operation, under the above factors influence, the corresponding new stress-strain state of the "base-foundation-upper structure" system changes. In many cases, this leads to damage to building structures, emergencies and a significant decrease in the buildings reliability. Today in Ukraine 11000 dwellings are in a state of disrepair. There are two examples of geotechnical monitoring: the wall-to-ground arrangement and landslides. The specially developed monitoring program included: the geodetic control of deformations of the surrounding buildings and structures of the reconstructed building; the systematic structure deformations observation in the process of the pit excavation and construction, with the installation of inclinometric sensors, deformation beacons and geodetic marks; the groundwater level fluctuation observation during construction; the observation of the state of the deformation beacons installed on the cracks of the surrounding development buildings; the engineering-geological monitoring to ensure confirmation of the physical and mechanical characteristics of the bearing (support) layer soil of pile foundations and of reinforcement piles. The geotechnical monitoring made it possible to preserve the existing historical building in the area of influence of the "wall in the ground" and landslide protection structure erection and to eliminate the risk of emergencies.

KEYWORDS: Geotechnical monitoring, design and field

data, soil wall, numerical modeling.

ПЕРЕДВСТУП

Будівництво та експлуатація будівель і споруд на території України, в більшості випадків, ведеться в складних інженерно-геологічних умовах [1-2]. До категорії складних ґрунтових умов відносяться території, де в результаті розвитку деформаційних або динамічних процесів в ґрунтах виникає небезпека пошкодження або руйнування будівель. Понад 80 % території України представлені складними інженерно-геологічними умовами. До складних умов відноситься райони залягання ґрунтів з особливими властивостями (що просідають – 70 % території, набухають, біогенні, мули, елювіальні, засолені, насипні); з можливим розвитком небезпечних геологічних процесів (зсуви – зафіксовано понад 130 тис. зсувів, карсти – 60 % території охоплює процес карстоутворення); території, що підроблюються, підтоплюються і ін. території, а також сейсмічні райони площею понад 120 тис.км² або 20 % території.

Активне освоєння підземного міського простору (будівництво паркінгів, метрополітену та інших промислових і соціальних об'єктів під землею) порушує природний гідрогеологічний режим. Штучні перешкоди на шляху руху ґрунтових вод викликають підйом рівня ґрунтових вод включно з підтопленням. У результаті підвальні приміщення виявляються затопленими, прискорюється корозія арматури бетонних конструкцій, скорочується термін служби будинків, в яких не забезпечуються санітарні норми їхньої експлуатації. Це розповсюджене явище в Україні. Окремий аспект – відставання від графіку або затримка будівельно-монтажних робіт після влаштування котловану. Внаслідок цього ґрунти, на яких зводиться фундамент, виявляються неодноразово промороженими, що знижує їх будівельні властивості. Але споруди були запроектовані на початкові, більш високі фізико-механічні показники ґрунтів, тому проморожені та деградовані ґрунти можуть не витримати необхідного навантаження.

Існуюча щільна забудова в кожному випадку нового будівництва може створити ризик ушкодження або порушення нормальної експлуатації існуючих будинків, внаслідок впливу таких факторів [3]:

I. Порушення ґрунтів основи при проведенні робіт із влаштування котловану.

II. Додаткові напруження в активній зоні основи внаслідок додаткових навантажень.

III. Динамічні навантаження на основу будинків внаслідок влаштування огорожувальних конструкцій котловану (шпунтового огороження, пиль).

IV. Деструктивні процеси в ґрунтах: ерозія, суфозія, промерзання, осідання, зміна гідрогеологічних умов і т. д.).

V. Вібраційні й динамічні навантаження від роботи будівельної й транспортної техніки.

VI. Вплив будівельної й транспортної техніки, а особливо вантажопідійомної техніки.



VII. Порушення нормальних умов інсоляції, вентиляції, інженерного забезпечення, благоустрою існуючих будинків.

На рис. 1 показано як можуть виникати провали ґрунту в умовах щільної міської забудови [4]. Позиції рисунка наведені нижче:

1. Колодязь, в який з будівельного котловану перекачується вода, що надходить до нього. В результаті деформації самого колодязя вода надходить назад, в порожнину провалу, що формується.
2. Відкачування з будівельного котловану води з під вуличної, і можливо, підбудинкової порожнини.
3. Витоки води з водопроводів, що лопнули, та інших комунікацій в зоні провалу, що формується.
4. Небезпечний відтік води утворює порожнину і тим самим прискорює обвалення перевантаженої асфальтом і транспортним потоком території на значній площі.
5. Порожнина під частиною вулиці (або – поряд з краєм стіни будинку), що не провалилася, поряд з краєм котловану уздовж його слабо закріпленої стіни в ґрунті.
6. Окремі порожнини, які ще не включені в загальний процес формування провалу.
7. Ґрунтові водонесучі шари новосформовані геологічні канали.
8. Осідання стіни будівлі і вертикальні розривні тріщини, що сигналізують про підземний геологічний процес під об'єктом.
9. Зменшення товщини стелі можливої порожнини й прогинання в неї деформованої фундаментної плити.
10. Можлива порожнина процесу провалоутворення.
11. Водостічні-дренажні колектори, у тому числі підземні ріки, узяті в підземні бетонні тубінги або цеглу. Тут відбувається порушення за рахунок загальної усадки товщі ґрунту.
12. Труби напірного водопроводу на головних магістралях і чисельні введення – врізки в будинковий водопровід, каналізаційні колектори з накопичувачами з підвальних стояків.
13. Вертикальні труби в ґрунті, що кріплять стінки котловану.
14. Котлован з фундаментом майбутньої будівлі.

Основними причинами виникнення аварійних ситуацій при будівництві в складних інженерно-геологічних умовах є:

- невірна оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва;
- зниження технічного рівня проектування, будівництва будівель і споруд;
- невиконання науково-технічного супроводу на стадіях проектування і будівництва об'єкту, у т. ч. моніторингу будівельного об'єкта на всіх етапах його життєвого циклу;

- порушення (невиконання) правил експлуатації будівель і споруд;
- об'єднання разом вищезгаданих факторів, що представляє собою ланцюговий ефект сукупності цих факторів;
- інші додаткові фактори.

ВСТУП

Ґрунтові конструкції відносяться до числа найдавніших, і ґрунт є найбільш використовуваним будівельним матеріалом. Однак аж до середини минулого століття проектування базувалося переважно на накопиченому досвіді, а найбільш важливу роль при проектуванні споруд грали будівельні технології. В даній статті основну увагу приділено геотехнічному моніторингу відповідно до Єврокода 7, де особлива увага приділяється аналізу геотехнічних даних, що використовуються для проектування [5]. Це визначається тим фактом, що нескельні і скельні ґрунти створені природою, а не людиною. Природні властивості завжди складні, що тягне за собою підвищений ризик на стадіях проектування і будівництва. Перш за все, це відноситься до складності геотехнічних досліджень, проектування і контролю, що впливає на величину геотехнічного ризику.

Основна відмінність між ґрунтовими та іншими геотехнічними конструкціями пов'язана з етапом контролю. Для фундаментних конструкцій під час моніторингу контролюють якість поверхні підстилаючого ґрунту, і відхилення від очікуваних значень в фізико-механічних властивостях (далі – ФМВ) ґрунту (стосовно геологічної моделі та частково – до геотехнічної), що може призвести до відповідних змін у проєкті. Аналогічно треба застосовувати моніторинг до підземних конструкцій і котлованів, оскільки при виїмці ґрунту геологічна модель перевіряється на відповідність фактичним даним.

У 1961 р. в своїй статті «Минуле і майбутнє прикладної механіки ґрунтів» огляд аварій і катастроф, що все ще виникають, незважаючи на застосування методів сучасної механіки ґрунтів, К. Терцагі пояснює їх або недостатнім обсягом і якістю інженерно-геологічної інформації, отриманої при вишукуваннях, або ж недоліками в техніці і методиці відбору зразків і їх випробувань. Характерне визнання К. Терцагі: «Коли я опублікував книгу «Будівельна механіка ґрунтів», я ще не усвідомлював тієї невизначеності, яка пов'язана з інтерпретацією результатів буріння, а мої методи випробування були ще дуже примітивні. Тому я сам пройшов через період, протягом якого моя діяльність може бути охарактеризована як «зловживання механікою ґрунтів». Я і зараз ще дивуюся, коли згадую сміливі висновки, які я в той час робив на підставі дослідів, проведених на примітивних приладах над недостатньою кількістю, та до того ж ще й порушених зразках. ... Я тільки зараз дізнався про великий вплив методики відбору зразків та випробувань на одержувані результати» [6].

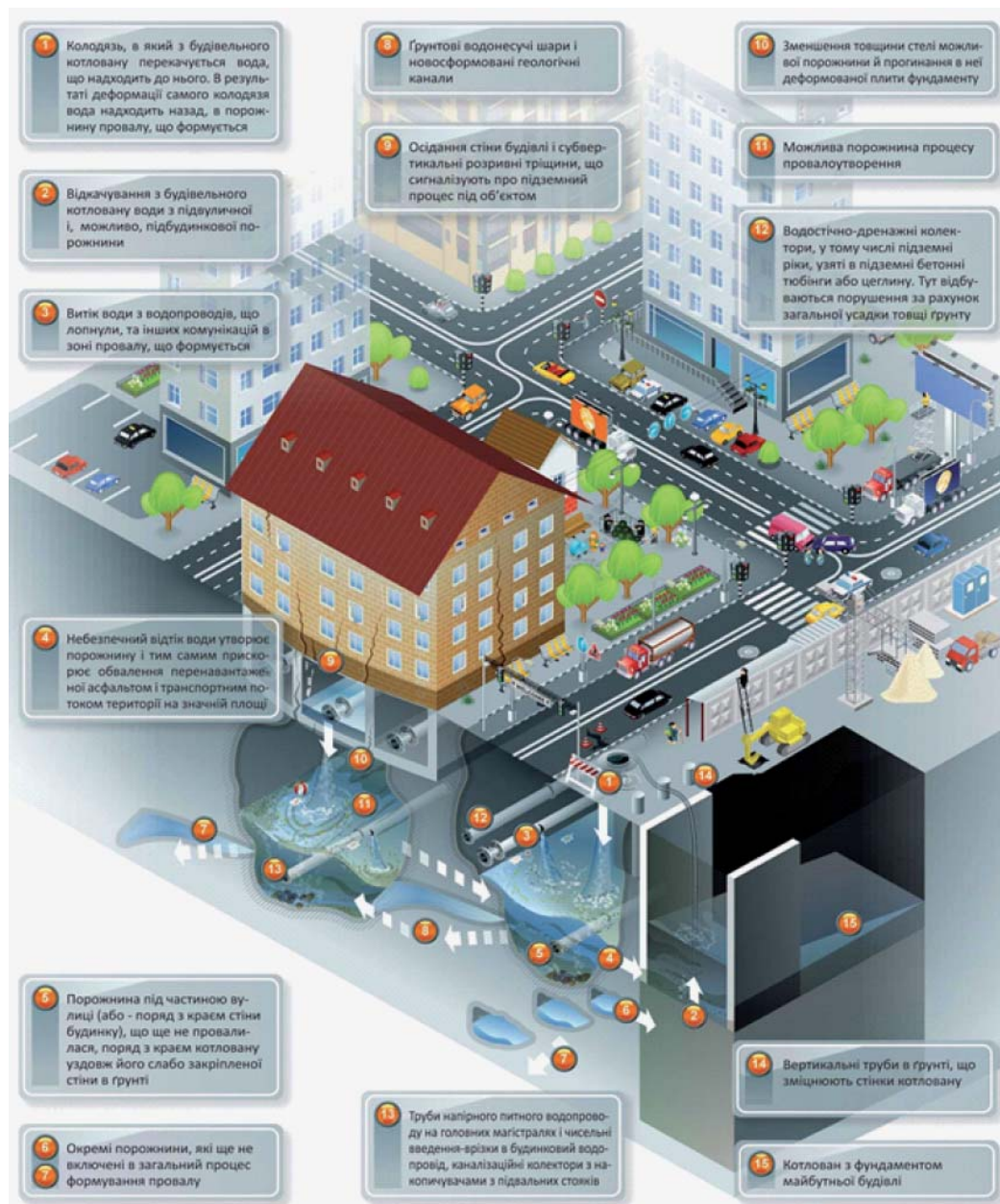


Рисунок 1 – Виникнення провалів ґрунту в умовах щільної міської забудови [5]

Поглиблення наукового розуміння ґрунтових відмов зможе забезпечити уточнене картографування зсувонебезпечних зон та оцінку їх руйнівного потенціалу. Ця інформація повинна бути надана у виразній формі та масштабі, що сприятиме прийняттю рішень. Першим етапом автоматизованого дослідження ґрунтових відмов стали різноманітні системи моніторингу, які, переважно, виконували роль збору інформації про досліджуваний об'єкт або явище.

Термін «моніторинг» походить від англійського дієслова «to monitor» (контролювати, перевіряти) або французького «monitore» (круговий огляд, показчик). У різних видах наукової і практичної діяльності людини здавна застосовується метод спостереження – способу пізнання, заснований на відносно тривалому, цілеспрямованому і планомірному сприйнятті предметів і явищ навколишньої діяльності [7]. Блискучі

зразки організації спостережень за природою описані ще в першому столітті н. е. в «Природній історії Гая Секунда Плінія (старшого)». 37 томів, що містять відомості з астрономії, фізики, географії, зоології і т. п. служили найбільш повною енциклопедією до епохи середньовіччя [8].

Існує безліч визначень систем моніторингу в різних областях науки і техніки, наведемо визначення згідно документа fib [9]: «Моніторинг – це часто повторювані або безперервні планові довгострокові спостереження або вимірювання будівельних умов або дій».

Необхідність моніторингу прописана в ряді вітчизняних нормативних документів, наприклад у розділі 5 ДБН В.1.1-46:2017 «Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення» [10], потребує здійснювати постійне спостереження за станом зсувних та зсувонебезпечних територій, у тому числі:



- інструментальні спостереження за вертикальними і горизонтальними зміщеннями поверхні схилів, а також регулярні огляди і періодичні обстеження будівель, споруд, інженерних та транспортних комунікацій, що розміщені на схилах і на відстані до 200 м від краю схилу;
- спостереження за напружено-деформованим станом конструкцій будівель і споруд;
- спостереження за зміщеннями по горизонталі в рівнях поверхонь ковзання на зсувних схилах;
- спостереження за рівнем і хімічним складом ґрунтових вод;
- спостереження за величинами зсувного тиску.

До останнього часу неможливо було відповісти на два фундаментальних запитання «Де і коли можуть статися зсуви?» і «Як їх уникнути або пом'якшити наслідки?».

В статті [8] сформульовано новий науковий напрямок в дослідженні ґрунтових (зсувних) небезпек – «Інтегрована методологія для систем раннього попередження ґрунтових (зсувних) небезпек», яка гармонійно об'єднує експериментальні моніторингові дослідження зсувонебезпечних ділянок з застосуванням сучасних датчиків та приладів, що працюють в on-line режимі з всеосяжним математичним моделюванням напружено-деформованого стану ґрунтового масиву в межах динамічного сценарного аналізу вірогідних подій [11].

1. Нормативна і методологічна база створення моніторингових систем технічного діагностування будівельних конструкцій. За останні 10–15 років в Україні було приділено увагу як нормативно-методичному забезпеченню, так і практичній реалізації моніторингових систем в будівництві. За цей час був розроблений ряд нормативних документів, в яких в тій чи іншій мірі відображені питання моніторингу:

- ДБН В.1.2-5:2007. «Науково-технічний супровід будівельних об'єктів» [12].
- ДБН В.1.2-12-2008. «Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки» [4].
- ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд будівельних конструкцій та основ» [13].

Згідно з діючими нормативними документами, при проектуванні, будівництві та експлуатації будівель і споруд повинен здійснюватися їх науково-технічний супровід [17].

Науково-технічний супровід будівельних об'єктів – це діяльність, спрямована на вирішення нестандартних завдань і використовує, як правило, нові наукові знання і передовий досвід будівництва. Основною метою науково-технічного супроводу є підтримка будівництва особливих і унікальних будівельних об'єктів з відмінними від звичайних властивостями і параметрами, а також складних інженерно-геологічних і гідрогеологічних умовах.

Одним з основних видів робіт при науково-

технічному супроводі будівельного об'єкта є моніторинг його технічного стану. Для забезпечення безпечної експлуатації будівель і споруд необхідна поточна інформація про деформації і напруження, що виникають в будівельних конструкціях. Об'єкти класу наслідків (відповідальності) ССЗ, руйнування яких може призвести до катастрофічних наслідків, необхідно додатково оснащувати автоматизованими системами моніторингу та управління [12].

За останні роки в Державному підприємстві «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (ДП НДІБК) приділяється багато уваги як нормативно-методичному забезпеченню, так і практичній реалізації моніторингових систем. Все це слугувало основою для нового підсумкового нормативного документу ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 «Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд» [15]. Стандарт розроблено для розвитку комплексу стандартів на системи технічного діагностування будівельних конструкцій. Цей документ увібрав в себе всі основні методичні вказівки та розробки з науково-методологічного обґрунтування, проектування та експериментального відпрацювання моніторингових систем в будівництві. Документ [15] розроблено в гармонійній відповідності до документів fib [9]. Так в ньому, як і в документі fib, класифікація моніторингових систем в будівництві однакова.

У розвиток ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 [16] авторами статті дорацьована програма геотехнічного моніторингу.

Приклад 1. Програма геотехнічного моніторингу. Програма повинна включати характеристики об'єкта будівництва (його конструктивні особливості), короткі відомості про інженерно-геологічну будову ділянки забудови.

Мета геотехнічного моніторингу полягає в наступному:

- спостереження за поведінкою ґрунтів і ґрунтових вод для верифікації проектних припущень;
- складання даних по кожному способу виконання будівельно-монтажних робіт (контроль якості земляних робіт, контроль якості бентонітового розчину, контроль якості арматури і арматурних робіт, контроль якості бетону та бетонних робіт, ін.);
- раннє попередження несприятливих впливів;
- складання даних, отриманих на кожній стадії виконання будівельно-монтажних робіт;
- складання даних, пов'язаних з перевищенням критеріїв безпечного ведення робіт, завдяки чому можуть застосовуватися методи виправлення і відновлення;
- складання даних для свідчення безпеки виробництва робіт;
- контроль процесів виконання робіт для того, щоб їх вплив на навколишню забудову був мінімальними.

У загальному випадку при геотехнічному



моніторингу можна виділити два етапи: підготовчий та робочий.

На підготовчому етапі геотехнічного моніторингу виконуються такі роботи:

- аналіз вихідної інформації за результатами обстеження технічного стану навколишньої забудови (діагностика технічного стану навколишньої забудови в зоні впливу будівельно-монтажних робіт і дії системи моніторингу);
- фіксація дефектів, графічна фіксація і фотозйомка, складання дефектних відомостей;
- визначення фонових параметрів коливань ґрунту і конструкцій будівель від наявних впливів автомобільного транспорту, трамваїв, метро, сусідніх виробництв і т. п., визначення кренів стін будівель, нерівномірності в осіданнях будівель і т. п.;
- установка геодезичних марок з прив'язкою до міської реперної мережі;
- установка маяків і датчиків розкриття тріщин;
- установка п'єзометрів (режимних свердловин) для спостережень за рівнем ґрунтових вод (в першу чергу, для випадків, коли дно котловану знаходиться нижче рівня ґрунтових вод);
- уточнення проектних критеріїв по рівню допустимих впливів;
- в найбільш складних і відповідальних випадках додатково встановлюють ґрунтові геодезичні марки і марки для вимірювання пошарових деформацій, датчики порогового тиску, месдози вертикальних і горизонтальних напружень.

На робочому етапі геотехнічного моніторингу здійснюють:

- вимір можливих переміщень огорожувальних конструкцій (при влаштуванні котловану);
- візуальний контроль технічного стану будівель і споруд навколишньої забудови;
- контроль стану маяків і датчиків на тріщинах;
- геодезичні вимірювання деформацій навколишніх будинків і споруд;
- геодезичні вимірювання горизонтальних зсувів, крену і осідань огорожувальних стін, а також осідання і деформації підземних і наземних комунікацій;
- вимірювання деформацій і напружень в оточуючих ділянку будівництва ґрунтах після будівництва протягом не менше двох років;
- вимірювання ґрунтового тиску на огорожувальні стінки котловану;
- фіксація рівня ґрунтових вод з використанням п'єзометрів;
- контроль дотримання геотехнічного регламенту робіт;
- технічний контроль стану зведених конструкцій;
- контроль якості виконаних робіт відповідно до вимог нормативних документів, у т. ч. контроль влаштування монолітних конструкцій;
- для найбільш складних випадків необхідно проводити моніторинг вищезгаданих показників за

допомогою контрольно-вимірювальної апаратури в on-line режимі.

Програма геотехнічного моніторингу при виконанні будівельно-монтажних робіт повинна бути ув'язана із загальною програмою моніторингу об'єкта, що будується або реконструюється. Роботи з геотехнічного моніторингу повинні бути розпочаті до виконання будівельно-монтажних робіт (включаючи захисні заходи) і тривати протягом, як правило, двох років після закінчення зведення будівлі, що має підземну (заглиблені) частину. Для унікальних будівель, що мають розвинену підземну частину, термін проведення моніторингу може бути збільшений.

Приклад 2. Геотехнічний моніторинг протизсувних споруд в м. Києві. В ДП НДІБК виконані науково-технічні роботи по забезпеченню безпеки технічних рішень на ряді об'єктів. До таких об'єктів слід віднести будівлі, що межують із ділянкою реконструкції транспортної розв'язки на Поштовій площі в Подільському районі м. Києва (рис. 2). Необхідність робіт обумовлена потребою оцінки впливу будівництва на прилеглі будівлі. Для цього у квітні 2015 року на прилеглих будівлях була встановлена спостережна станція, взятий нульовий відлік та розпочатий окремий вид геотехнічного моніторингу – геодезичний моніторинг.

Мета моніторингу:

- визначення величин та характеру осідань фундаментів будівель, що межують з будівельним майданчиком;
- визначення величин та характеру розвитку тріщин в конструкціях будівель, що межують з будівельним майданчиком;
- визначення величин та напрямків горизонтальних переміщень ростверку огороження котловану.

Моніторингові дослідження проводились протягом тридцяти двох місяців (квітень 2015...листопад 2017 р.). Порядок, організація та забезпечення робіт під час виконання інструментальних вимірів здійснювались відповідно до вимог чинних нормативних документів [10].

Коротка характеристика об'єктів спостережень. Спостереження проводяться за будівлями, що межують із ділянкою реконструкції транспортної розв'язки на Поштовій площі в Подільському районі м. Києва. До об'єктів спостережень належать такі будівлі: 1) адміністративна будівля КП «Київпаstrанс» на Набережному шосе, 2; 2) пам'ятка архітектури «Поштовий будинок» на Поштовій площі, 2; 3) церква Різдва Христового на Поштовій площі, 4; 4) готель на Володимирському узвозі, 3/17.

У зв'язку з обмеженістю обсягу статті розглянемо реалізацію геодезичного моніторингу тільки на будівлі № 2 на Набережному шосе, яка являє собою в осях 1–5 триповерхову, а в осях 5–11 – чотиріповерхову будівлю, що в плані наближена до прямокутника. Має максимальні розміри в плані 65.0 ×



17.0 м та висоту більше 15 м. За конструктивною схемою – будівля з неповним каркасом (в осях 1–5), безкаркасна (в осях 5–11) з поздовжніми несучими стінами. Фундаменти – цегляні стрічкові (під стінами) неглибокого закладення та стовпчасті (під колонами). Стіни – цегляні, на цементно-піщаному розчині. Зовнішні стіни мають різну товщину, яка досягає 1.2 м. Внутрішні стіни товщиною до 650 мм. Перекриття – залізобетонні. Покрівля – двоскатна, кров'яна.

Організація інструментальних інженерно-геодезичних спостережень. Організація спостережень за деформаціями фундаментів будівлі виконувалась в такій послідовності:

- вибір конструкції, місць розташування та установки вихідних геодезичних знаків висотної основи;
- здійснення висотної прив'язки вихідних геодезичних знаків;
- встановлення осадкових марок на конструкціях будівлі, за якою ведуться спостереження;
- інструментальні вимірювання вертикальних переміщень осадкових марок;
- опрацювання і аналіз результатів спостережень.

При виконанні спостережень за осіданням фундаментів будівель влаштовується не менше трьох вихідних реперів для забезпечення взаємного контролю стійкості їх відміток. Висотні положення реперів були визначені з мінімально можливою граничною помилкою.

Всього у вихідну висотну мережу включено 7 реперів. Така їх кількість забезпечує необхідну точність визначення осідань, прийняту в нашому випадку ± 0.5 мм для найбільш віддаленої від вихідного реперу марки. Для визначення вертикальних переміщень фундаментів будівель безпосередньо на них були встановлені осадкові марки (рис. 3).

Марки служать постійними знаками для встановлення на них рейки під час нівелювання, при цьому

конструкція марки забезпечує можливість установки рейки при повторному нівелюванні на одну й ту ж фіксовану точку. Для визначення величин осадок будівель були використані металеві осадкові марки з кулеподібною головкою.

Довжина марок, які використовуються, повинна забезпечувати необхідну жорсткість в залежності від вильоту марки з площини стіни. Виліт марки повинен забезпечувати встановлення рейки строго у вертикальному положенні за показниками інтегрованого рідинного рівня. Усього на будівлях, що межують із ділянкою реконструкції транспортної розв'язки на Поштової площі закладено 49 осадкових марок.

Виконання спостережень за осіданнями фундаментів будівель. Вимірювання вертикальних переміщень фундаментів будівель здійснювались методом геометричного нівелювання II класу точності.

Для виконання вимірювань осідань фундаментів будівель використовувався високоточний цифровий нівелір SDL 30 виробництва фірми «Sokkia» та кодова рейка з інварною стрічкою. Нівелювання марок виконувалось за наміченими в проекті ходами, щоразу за однією й тією ж схемою, щоб в значній мірі позбутися впливу систематичних похибок на заміряні величини. Перед кожним циклом спостережень особлива увага зверталась на перевірку основної геометричної умови нівеліра: візирна вісь і вісь циліндричного рівня повинні бути паралельні.

Похибка визначення перевищення на одній станції не перевищувала в середньому 0.1–0.3 мм, нев'язка ходів не перевищувала величини, вирахованої за формулою:

$$f_{\Delta H} = \pm 0.5 \sqrt{n}$$

в якій n – кількість станцій в ході.

Опрацювання результатів інженерно-геодезичних спостережень за осіданнями фундаментів будівель. По закінченню польових робіт з вимірів деформацій фундаментів будівель і перевірки журналів виконувалось камеральне опрацювання отриманих результатів та їх оцінка. Виконувалось точне зрівнювання нівелірної мережі параметричним методом. Вирівнювання виконувалось в 2 етапи. На першому етапі проводилось зрівнювання вузлових точок за методом проф. Попова. Ваги ходів вираховувались по кількості штативів в ході. На другому етапі проводилось зрівнювання відміток окремих точок



Рисунок 2 – Ситуаційний план розташування будівель, що межують із ділянкою реконструкції на Поштової площі.



існуючих ходів. Величина осідання фундаментів будівель під кожною деформаційною маркою обчислюється як різниця між відмітками цієї марки, отриманої в останньому циклі вимірів, і відміткою, отриманою в першому циклі вимірів. За результатами спостережень за осіданнями фундаментів будівлі складається відомість відносних відміток та величин вертикальних переміщень осадкових марок, встановлених на будівлі.

Проведення інструментальних інженерно-геодезичних вимірювань змін ширини розкриття тріщин. Марки за конструкцією та принципом їх встановлення бувають двох типів: марка з анкером та марка безанкерна. При дослідженнях даної споруди використовувались лише марки з анкером. Схема розташування спостережних марок, установлених на конструкціях будівлі, представлена на рис. 4.

Спостереження за розкриттям тріщин виконувалися з використанням різних вимірювальних пристроїв, які дають змогу одержати як якісні, так і кількісні показники розвитку тріщин. Спостережна станція являє собою визначену кількість спостережних пар марок із кольорового металу, установлених на конструкціях будівлі (кожна з пари марок по обидва боки тріщин), а також переносного приладу (компаратора) для зняття показань величин деформацій.

Для зняття відліків використано вимірювач деформацій «SDM 50/500» (компаратор). Прилад оснащений індикатором годинникового типу з ціною поділки 0.01 мм. Межа вимірів змін ширини розкриття тріщин – до 10 мм. Комплект штанг на приладі дає змогу проводити виміри розкриття тріщин на базі 50, 100, 200, 300, 400 та 500 мм.

Закріплена на базі змінна ніжка служить для фіксації вибраної довжини. Обидві ніжки знизу мають кулеподібну поверхню. Вони контактують з конічними заглибленнями (гніздами) на спостережних марках,

установлених по обидва боки від тріщини. Незначні (до ± 0.20 мм) зміни ширини розкриття тріщин можуть бути викликані зміною температури довкілля. Так при підвищенні температури повітря існуючі тріщини в будинках закриваються, внаслідок температурного розширення матеріалів несучих конструкцій та перегородок. При зниженні температури – розкриваються.

Результати виконаних робіт та їх аналіз. За період інструментальних спостережень з 02 квітня 2015 року по 14 листопада 2017 року (957 днів) виконано 45 циклів визначення деформацій будівель, що межують із ділянкою реконструкції транспортної розв'язки на Поштовій площі в м. Києві в будівлі № 2 по Набережному шосе, будівель №№ 2. З них 44 цикли виконано в 2015 році, і один – контрольний цикл в 2017 році (рис.5).

Визначення планових зміщень ростверків огороження котловану не виконувалося, оскільки було прийняте рішення перейти від розпірної системи утримуючих споруд до системи «up down» і закладена в ростверку спостережна станція була накрита плитою переkritтя.

На грудень 2017 р. на будівельному майданчику було виконано верхнє переkritтя на позначці +106.50 м та завершені опоряджувальні роботи на ньому. Земляні роботи по розробці ґрунту під переkritтям доведені до позначки +100.00 м і тимчасово не виконуються.

За весь час спостережень зафіксовано такі деформації будівлі № 2 по Набережному шосе:

- зафіксовано вертикальні переміщення осадкових марок №№ к2...к17 та к23 величиною від -2 до -3 мм, по решті осадкових марок не зафіксовано вертикальних переміщень, які б перевищували похибку вимірювань (± 2 мм). Для наочності характеру розвитку в часі осідань фундаментів будівлі, за отриманими в ході вимірювань дани-



Рисунок 3 – Схема розташування осадкових марок



ми побудовано графік розвитку в часі вертикальних переміщень осадкових марок, встановлених на будівлі – рис. 5.;

- приріст ширини розкриття тріщини Т-4 становить +0.44 мм, зміни ширини розкриття решти тріщин не перевищують ± 0.25 мм. Для зручності аналізу розвитку тріщин в конструкціях будівлі за отриманими в ході спостережень даними побудовано графік змін в часі ширини розкриття тріщин – рис. 5.

Термін інструментальних спостережень за деформаціями будівель, що межують із ділянкою реконструкції транспортної розв'язки на Поштовій площі в м. Києві, а саме: будівлі № 2 по Набережному шосе, будівель №№ 2 та 4 на Поштовій площі, будівлі № 3/17 на Володимирському узвозі – 32 місяці (з 02 квітня 2015 року по 14 листопада 2017 року). За цей період виконано 45 циклів вимірювань. З них 44 цикли виконано в 2015 році, і один – контрольний цикл в 2017 році. В грудні 2017 р. на будівельному майданчику було виконано верхнє перекриття на позначці +106.50 м та завершені опоряджувальні роботи на ньому. Земляні роботи по розробці ґрунту під перекриттям доведені до позначки +100.00 м і тимчасово не виконуються.

Отримані в ході спостережень дані дають змогу зробити наступні висновки по будівлі № 2 по Набережному шосе. Зафіксовано незначні (від 2 до 3 мм) осідання фундаментів будівлі. Згідно таблиці Б.2 ДБН В.2.1-10:2018 [3] гранично допустимі деформації основ фундаментів (осідання) становлять 15 мм. Зафіксовані за період спостережень (957 днів) осідання величиною до 3 мм не перевищують гранично допустимих, від впливу нового будівництва. Зміни ширини розкриття тріщин в конструкціях будівлі більшістю незначні за величиною, в межах ± 0.20 мм.

Виключенням є тріщина, на якій встановлено пару марок Т-4 (+0.44 мм).

Приклад 3. Геотехнічний моніторинг «стіни в ґрунті» (рис.7). «Стіна в ґрунті» є вискоєфективним способом огорожі ділянки будівництва підземних частин будівель в складних гідрологічних умовах при щільній міській забудові. У зв'язку з цим до нього пред'являються підвищені вимоги з точки зору забезпечення збереження навколишньої області міської забудови, що примикає до області будівництва. Зведення «стіни в ґрунті» зводить до мінімуму порушення ґрунтового середовища, запобігає забрудненню повітряного басейну, поверхневих і ґрунтових вод, забезпечує стійкість розташованих поблизу будівель, їх фундаментів та інженерних комунікацій. А також практично виключає осідання ґрунтового масиву і поверхні землі, розташованої за межами «стіни в ґрунті».

Геотехнічний моніторинг в процесі улаштування «стіни в ґрунті» дозволяє попередити розвиток несприятливих факторів при влаштуванні «стіни в ґрунті» в умовах існуючої забудови. Він включає в себе цілий комплекс інструментальних вимірювань, що дають можливість здійснювати on-line контроль за станом будівельних конструкцій навколишньої забудови в процесі влаштування «стіни в ґрунті» з метою забезпечення безпеки та відповідності технологічним регламентами, вимогам нормативних документів.

Геотехнічний моніторинг після зведення «стіни в ґрунті» дозволяє і далі оперативно оцінювати технічний стан і забезпечувати збереження зведення нових конструкцій в огороженій «стінами в ґрунті» області, зі своєчасним виявленням дефектів, забезпечувати безаварійне виконання будівельно-монтажних робіт на всіх її етапах. Дає можливість оцінювати відповідність проєктних даних фактич-

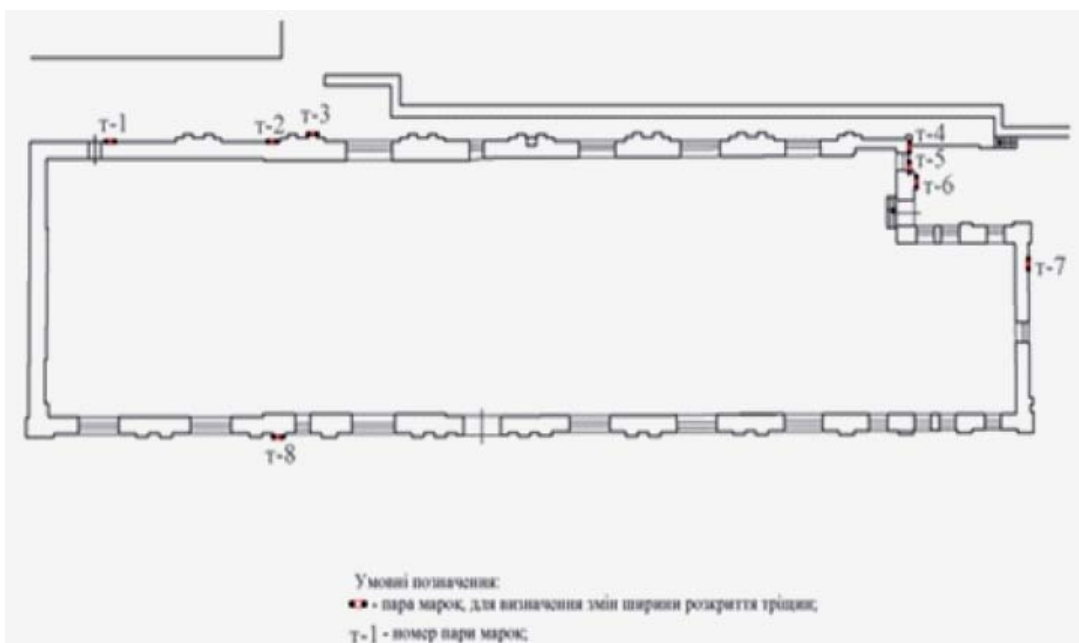


Рисунок 4 – Схема розташування пар марок по визначенню змін ширини розкриття тріщин в конструкціях будівлі КП «Київпастранс»

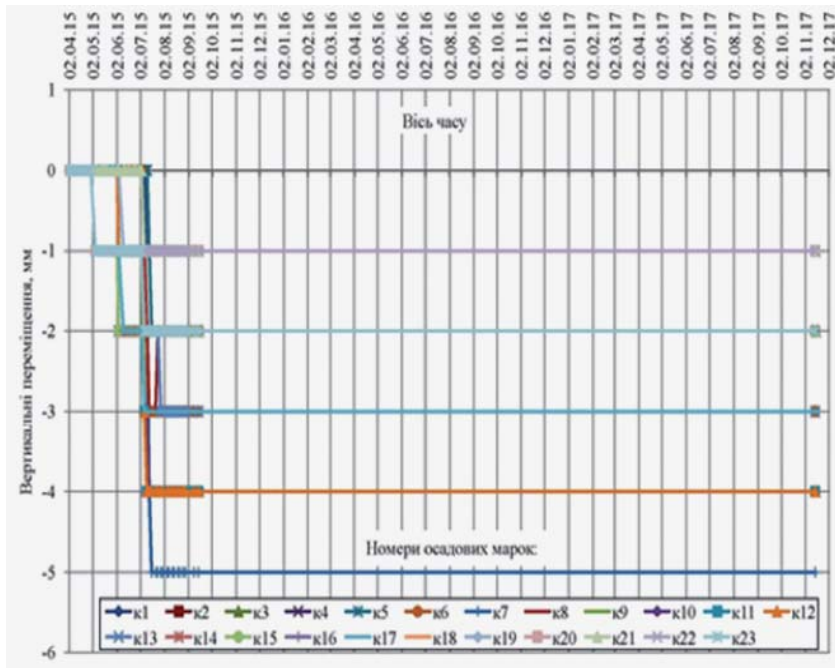


Рисунок 5 – Графік розвитку в часі вертикальних переміщень осадкових марок, встановлених на будівлі № 2 по Набережному шосе

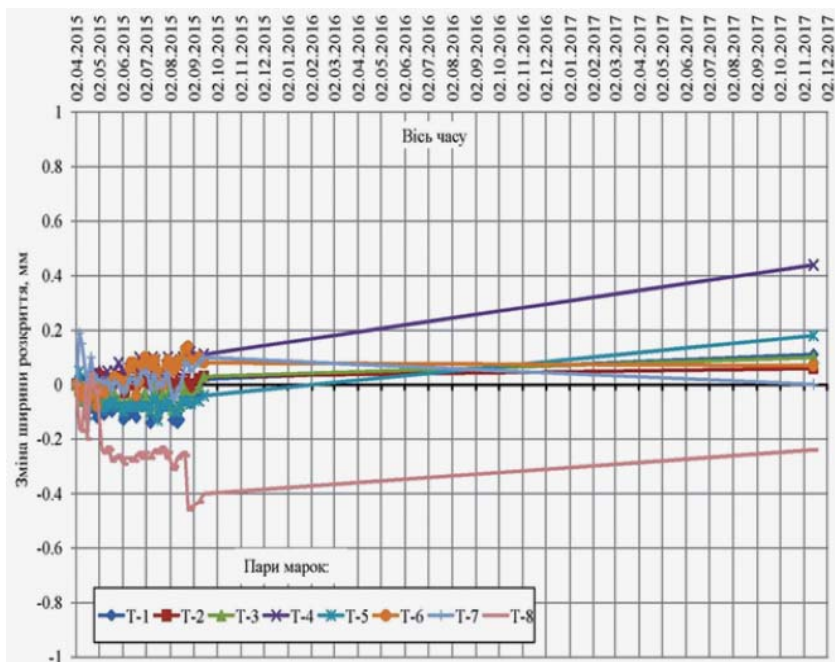


Рисунок 6 – Графік змін в часі ширини розкриття тріщин в конструкціях будівлі № 2 по Набережному шосе

ним деформаціям і напруженням, що виникають в конструкціях, знижувати вартість і тривалість будівництва за рахунок оптимізації і коригування проектно-технологічних рішень [17-18].

Основною метою геотехнічного моніторингу при влаштуванні «стіни в ґрунті» є забезпечення безпеки об'єкта будівництва доквілля при проведенні

геотехнічних і будівельно-монтажних робіт.

В процесі виконання робіт по влаштуванню «стіни в ґрунті» в комплексі з іншими будівельними роботами (виконання захисних заходів, відкопування котловану, проходка тунелю і ін.) слід виконувати геотехнічний моніторинг, що включає наступний набір і види робіт:

I. Вимірювання можливих переміщень огорожувальних конструкцій (при влаштуванні котловану);

II. On-line вимірювання переміщень основних несучих конструкцій існуючих будівель або споруд з оперативними попередніми висновками і прогнозами про зміну їх технічного стану;

III. On-line спостереження за станом ґрунтового масиву, що оточує майданчик будівництва;

IV. On-line моніторинг гідро-геологічних умов майданчика.

Як приклад застосування геотехнічного моніторингу «стіни в ґрунті» в публікаціях розглянуті організація і проведення робіт на будівельних майданчиках, розташованих в історичному центрі Санкт-Петербурга (реконструкція будівлі під готель з організацією підземного простору на вул. Правди, 10 [16] (рис.7)).

Проектом реконструкції історичної будівлі під готель передбачалося влаштування в його збереженій частини підвального поверху і заглиблення дворової частини будівлі з метою організації підземного простору для розміщення технічних приміщень. Згідно з проектом реконструкції на об'єкті було передбачено відкопування котловану глибиною до 5.2 м, що потребувало виконання геотехнічного обґрунтування і розрахунку з визначенням зон впливу будівництва

на навколишню міську забудову. З огляду на те, що частина будівлі зберігається для забезпечення стійкості існуючих будівель і виключення розвитку додаткових осідань під фундаментами будинків поблизу будівельного майданчика, було прийнято добре перевірене часом конструктивне рішення, що поєднує влаштування захисної конструкції з

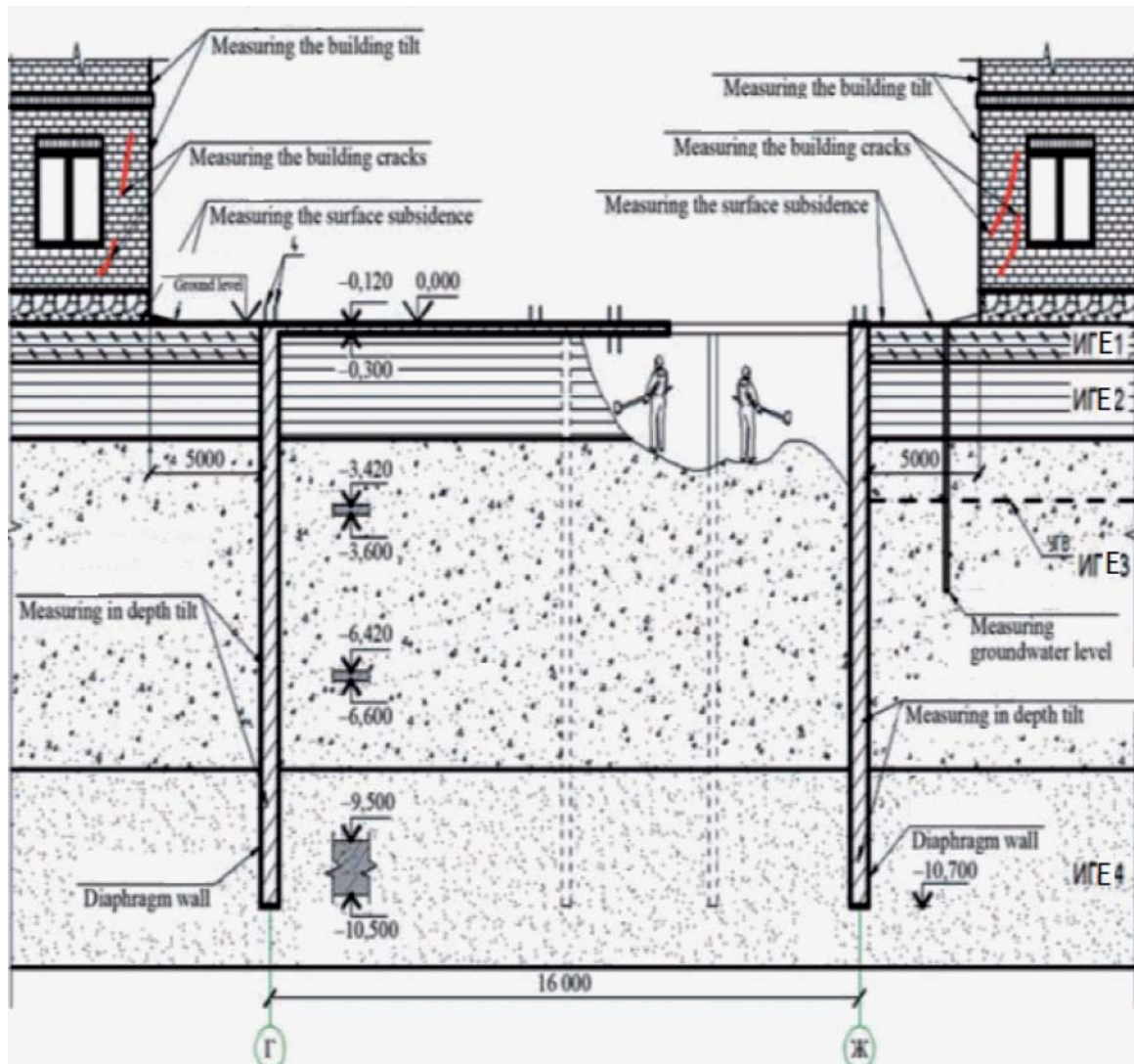


Рисунок 7 – Схема процесу моніторингу при влаштуванні «стіни в ґрунті» [40–54]

бурунабивних паль (діаметром 350 мм, довжиною 10 і 13 м) і конструкції «стіна в ґрунті» (стінки товщиною 400 мм і глибиною занурення панелей 10 м від денної поверхні). Для герметизації стиків панелей «стіни в ґрунті» і бурунабивних паль по проекту була передбачена обробка ділянок кожного стику високонапірною ін'єкцією за технологією Jet Grouting [17].

ВИСНОВКИ

1. Ризик, пов'язаний з проектуванням і функціональністю ґрунтових конструкцій, є одним з найвищих. Це підкреслює необхідність розрахунку і зниження такого ризику за допомогою наявних методів і засобів для додаткового контролю ФМВ ґрунтів. Одним з таких методів може бути геотехнічний моніторинг, що здійснюється на безперервній, або періодичній основі

під час будівництва і деякий час після його закінчення.

2. Одним з основних видів робіт при науково-технічному супроводі будівельного об'єкта є моніторинг його технічного стану. Для дотримання безпечної експлуатації будівель і споруд необхідна поточна інформація про деформації і напруження, що виникають в будівельних конструкціях. Об'єкти класу наслідків (відповідальності) ССЗ, руйнування яких може призвести до катастрофічних наслідків, повинні бути обладнані автоматизованими системами моніторингу та управління.
3. В ДП НДІБК розроблений новий документ ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 «Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд» у розвиток комплексу стандартів систем технічного діагностування будівельних конструкцій. Цей документ увібрав в себе всі основні методичні вказівки та розробки з науково-методологічного обґрунтування,



проектування та експериментального відпрацювання моніторингових систем в будівництві.

4. Авторами статті доопрацьована програма геотехнічного моніторингу та наведено приклади її використання для улаштування «стін в ґрунті» та геодезичного моніторингу протизсувних споруд.
5. Отримані в ході спостережень дані дають змогу зробити наступні висновки по будівлі № 2 по Набережному шосе. За весь термін спостережень зафіксовано такі деформації:
 - вертикальні переміщення осадкових марок №№ к2...к17 та к23 величиною від -2 до -3 мм, по решті осадкових марок не зафіксовано вертикальних переміщень, які б перевищували похибку вимірювань (± 2 мм). Графік розвитку в часі вертикальних переміщень осадкових марок, встановлених на будівлі наведено на рис. 5;
 - приріст ширини розкриття тріщини Т-4 становить +0.44 мм, зміни ширини розкриття решти тріщин не перевищують ± 0.25 мм. Графік змін в часі ширини розкриття тріщин наведено на рис. 6.
6. Наведено приклад геотехнічного моніторингу «стіни в ґрунті» за роботою [16], який в процесі улаштування споруди дає змогу попередити розвиток несприятливих факторів при влаштуванні «стіни в ґрунті» в умовах існуючої забудови. Він включає в себе цілий комплекс інструментальних вимірювань, що дає можливість здійснювати on-line контроль за станом будівельних конструкцій навколишньої забудови в процесі зведення «стіни в ґрунті» з метою дотримання безпеки та відповідності технологічним регламентами, вимогам нормативних документів.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Слюсаренко Ю.С., Мелашенко Ю.Б. Досвід спорудження офісно-житлового центру на вул. Мечникова, 11-А в Печерському районі Києва. Будівництво України. 2018, №3.
2. Sliusarenko Yu., Tytarenko V., Shuminskiy V., Vynnykov Y. Designing of buildings and structures at land sliding and slide hazardous segments of slopes. Academic Journal Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. Vol 2. No 51. 2018. С.124-131. DOI: <https://doi.org/10.26906/znp.2018.51.1303>
3. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель і споруд. Основні положення. К.: Мінрегіон України, 2018.
4. ДБН В.1.21-12-2008. Система надійності та безпеки в будівництві. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки. К.: Мінрегіонбуд, 2008. 34 с.
5. Кураш С.Ю., Калюх Ю.І., Хавкін О.К., Калюх Т.Ю. Застосування теорії збалансованого ризику для визначення вірогідності характеристик слабких ґрунтів в умовах щільної міської забудови. Науково-технічний збірник «Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві». 2011. № 1. С. 71–75.
6. Ваничек І. Применение Еврокода 7 к грунтовым конструкциям. Світ геотехніки. 2016. № 4. С. 4–8.
7. Терцаги К. Строительная механика грунта на основе его физических свойств. М., 1933. 398 с.
8. Долина Л.Ф. Мониторинг окружающей среды и инженерные методы охраны биосферы. Д.: Континент L. 2002. Ч.1. Основы мониторинга. 208 с.
9. Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures. State of art report by Task Group 5.1. International Federation for Structural Concrete (fib). 2003. 300 p.
10. ДБН В.1.1-46:2017. «Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення».
11. Калюх Ю.І., Іщенко Ю.І. Теоретична концепція та практична реалізація нової інтегрованої методології систем раннього попередження про зсувну небезпеку. Наука та будівництво. 2020. № 1. С. 3–17.
12. ДБН В.1.2-5:2007. «Науково-технічний супровід будівельних об'єктів». К.: Укрбудархінформ. 2007. 14 с.
13. ДБН В.1.2-12-2008. «Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки». К.: Укрбудархінформ. 2007. 34 с.
14. ДБН В.1.2-14:2018. «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд». К.: Укрбудархінформ. 2018. 30 с.
15. Слюсаренко Ю.С., Титаренко В.А., Мелашенко Ю.Б., Шумінський В.Д. Нормативна база України з проектування основ і фундаментів будівель і споруд. Сучасний стан і перспективи розвитку. Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. 2018. 72. С. 162-170.
16. ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд: [Чинні від 01 квітня 2017 року]. К.: Мінрегіонбуд, 2017. 42 с.
17. Yugov A.M., Novikov N.S., Gavrilyuk A.S. Geotechnical Monitoring while Constructing the “Diaphragm Wall” in Restricted Conditions. Vestnik MGSU [Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering]. 2015. 7, P. 57–68.



18. Слюсаренко Ю.С., Титаренко В.А., Шумінський В.Д. Нормативне забезпечення проектування у галузі фундаментобудування, підземних споруд і геотехніки. Нові технології в будівництві. 2017. 33/1. С. 41-52.

REFERENCES

1. Slyusarenko, Yu.S., & Melashenko, Y.B. (2018). The experience of the business-residential center construction at 11-A, Mechnykova St. in Pecherskyi District of Kyiv. Construction of Ukraine, 3.
2. Slyusarenko, Yu., Tytarenko, V., Shuminskiy, V., & Vynnykov, Y. (2018). Designing of buildings and structures at land sliding and slide hazardous segments of slopes. Academic Journal Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. 2, 51, 124-131. DOI: <https://doi.org/10.26906/znp.2018.51.1303>
3. Bases and foundations of buildings and structures. Main principles: DBN V.2.1-10:2018. (2018)
4. Reliability and safety system in construction. Construction in the restrained urban conditions. Safety requirements: DBN V.1.21-12-2008. (2009).
5. Kurash, S.Yu., Kaliukh, Yu.I., Khavkin, O.K., & Kaliukh, T.Yu. (2011). The balanced risk theory application to determine the probability of poor-bearing soils characteristics in dense urban development. Scientific and technical collection "Modern technologies, materials and structures in construction", 1, 71–75.
6. Vaniček, I. (2016). Application of Eurocode 7 to earth structures. World of geotechnics, 4, 4–8.
7. Tertsahi, K. (1933). Structural mechanics of soil based on its physical properties. Moscow.
8. Dolina, L.F. (2002). Basics of monitoring. In L.F.Dolina, Environmental monitoring and engineering methods for protecting the biosphere (Part1). Dnepropetrovsk: Kontinent L.
9. Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures. State of art report by Task Group 5.1. (2003). fib Bulletin, 22.
10. Engineering protection of territories, buildings and structures from landslides and collapses. Main principles: DBN V.1.1-46:2017. (2017).
11. Kaliukh Iu.I., & Ishchenko, Yu.I. (2020). Theoretical concept and practical implementation of a new integrated methodology of landslide warning systems. Science and construction, 1, 3–17.
12. Scientific and technical support of construction projects: DBN V.1.2-5:2007. (2008).
13. Construction in the restrained development conditions. Safety requirements: DBN V.1.2-12-2008. (2009).
14. General principles for reliability and constructive safety ensuring of buildings and civil engineering works: DBN V.1.2-14:2018. (2019).
15. Slyusarenko, Yu.S., Tytarenko, V.A., Melashenko, YU.B., & Shuminskiy, V.D. (2018). Regulatory framework of Ukraine for the design of buildings and structures bases and foundations. Current state and development prospects. Bulletin of Odesa State Academy of Civil Engineering and Architecture, 72, 162-170.
16. Guidance on scientific and technical monitoring of buildings and structures: DSTU-N B V.1.2-17:2016. (2017).
17. Yugov, A.M., Novikov, N.S., & Gavrilyuk, A.S. (2015). Geotechnical Monitoring while Constructing the "Diaphragm Wall" in Restricted Conditions. Vestnik MGSU (Proceedings of Moscow State University of Civil Engineering), 7, 57–68.
18. Slyusarenko, Yu.S., Tytarenko, V.A., & Shuminskiy, V.D. (2017). Regulatory support for design in the field of foundations, underground structures and geotechnics. New technologies in construction, 33/1, 41-52.

Стаття надійшла до редакції 22.06.2020 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v25i3.3>

УДК 699.841+624.042.7



НЕМЧИНОВ Ю.И.

Д-р тех., профессор, первый заместитель директора института по научной работе, Государственное предприятие «Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций», г. Киев, Украина, e-mail: yu.nemch@ndibk.gov.ua тел.: +38 (050) 469-35-77 ORCID: 0000-0002-6618-125X

ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ 1927 ГОДА В КРЫМУ (26 ИЮНЯ И 11-12 СЕНТЯБРЯ). ОБЕСПЕЧЕНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В СОВРЕМЕННЫХ УСЛОВИЯХ

АНОТАЦІЯ

Территория Украины расположена в зонах сейсмической активности, на которой происходят землетрясения, интенсивностью от 6 до 9 баллов. В сейсмических зонах проживает около 20% населения. Землетрясения 7-8 баллов наблюдаются в Одесской области и в Крыму. Крымские землетрясения относятся к категории разрушительных. В статье дана обобщённая характеристика землетрясений на Южном берегу Крыма произошедших в июне и сентябре 1927 года. Рассмотрены первичные и вторичные явления во время этих землетрясений (первые наблюдаемые признаки, выбросы горючих газов с морского дна, повреждения зданий и сооружений). Дискуссионным вопросом является число жертв землетрясения.

Особое внимание уделено анализу состояния памятника архитектуры дворца «Ласточкино гнездо» и рассмотрены меры по сохранению этого уникального здания. Рассмотрены также проблемы обеспечения сейсмостойкости зданий и сооружений в современных условиях по прошествии почти 100 лет после землетрясения и задачи развития сейсмостойкого строительства в Украине в свете современных Норм.

Неточность знаний о сейсмической опасности в Украине, изношенность основных фондов и вынужденная необходимость экономии на охранительных мероприятиях, привели к увеличению

сейсмического риска как в сейсмически активных районах, так и в районах, которые раньше относились к несейсмическим.

Рост этажности зданий, отход от симметричных форм расположения сооружений в плане, усложнение технологий промышленного производства строительных материалов и постоянное увеличение техногенной нагрузки являются причиной возникновения техногенных катастроф.

Новые нормы Украины ДБН В. 1.1-12:2014 «Строительство в сейсмических районах Украины», гармонизированные с Еврокодом 8 и ДБН В.1.2-5:2007 «Научно-техническое сопровождение строительных объектов» требуют проработки вопросов безопасности при проектировании и строительстве зданий в сейсмических районах, а также осуществления экспериментальных проверок сейсмостойкости конструктивных решений и учёт реальных грунтовых условий строительной площадки.

Документы в области ценообразования научно-технической продукции в строительстве не стимулируют внедрения новой техники и технологии. В этой связи, важно разработать механизм получения части экономического эффекта от внедрения результатов исследований для совершенствования экспериментальной базы и стимулирования разработчиков.



КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: сейсмические районы Украины, землетрясения 1927 года в Крыму, нормативные требования, сейсмостойкое строительство и проблемы обеспечения безопасности.

ЗЕМЛЕТРУС 1927 РОКУ В КРИМУ (26 ЧЕРВНЯ І 11-12 ВЕРЕСНЯ). ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СЕЙСМОСТІЙКОСТІ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД В СУЧАСНИХ УМОВАХ

АНОТАЦІЯ

Територія України розташована в зонах сейсмічної активності, на якій відбуваються землетруси, інтенсивністю від 6 до 9 балів. У сейсмічних зонах проживає близько 20% населення. Землетруси 7-8 балів спостерігаються в Одеській області і в Криму. Кримські землетруси відносяться до категорії руйнівних. У статті дана узагальнена характеристика землетрусів на Південному березі Криму які відбулися в червні і вересні 1927 року. Розглянуто первинні та вторинні явища під час цих землетрусів (спостерігаються перші ознаки, викиди горючих газів з морського дна, пошкодження будівель і споруд). Дискусійним питанням є число жертв землетрусу.

Особливу увагу приділено аналізу стану пам'ятки архітектури палацу «Ластівчине гніздо» і розглянуті заходи щодо збереження цього унікального будинку. Розглянуто також проблеми забезпечення сейсмостійкості будівель і споруд в сучасних умовах після майже 100 річного землетрусу і завдання розвитку сейсмостійкого будівництва в Україні в світлі сучасних Норм.

Неточність знань про сейсмічні небезпеки в Україні, зношеність основних фондів і вимушена необхідність економії на охоронних заходах, привели до збільшення сейсмічного ризику як в сейсмічно активних районах, так і в районах, які раніше відносилися до несейсмічних.

Зростання поверховості будинків, відхід від симетричних форм розташування споруд в плані, ускладнення технологій промислового виробництва будівельних матеріалів і постійне збільшення техногенного навантаження є причиною виникнення техногенних катастроф.

Нові норми України ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво в сейсмічних районах України», гармонізовані з єврокодів 8 і ДБН В.1.2-5:2007 «Науково-технічний супровід будівельних об'єктів» вимагають опрацювання питань безпеки при проектуванні і будівництві будівель в сейсмічних районах, а також здійснення експериментальних перевірок сейсмостійкості конструктивних рішень і урахування реальних ґрунтових умов будівельного майданчика.

Документи в області ціноутворення науково-технічної продукції в будівництві не стимулюють впровадження нової техніки і технології. У зв'язку з цим, важливо розробити механізм отри-

мання частини економічного ефекту від впровадження результатів досліджень для вдосконалення експериментальної бази і стимулювання розробників.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: сейсмічні райони України, землетрус 1927 року в Криму, нормативні вимоги, сейсмостійке будівництво та проблеми забезпечення безпеки.

1927 EARTHQUAKES IN THE CRIMEA (JUNE 26 AND SEPTEMBER 11-12). ENSURING THE BUILDINGS AND STRUCTURES SEISMIC RESISTANCE UNDER PRESENT-DAY CONDITIONS

ABSTRACT

The territory of Ukraine is located in the seismic activity zones, in which earthquakes with magnitudes of 6 to 9 occur. About 20% of the population live in seismic zones. The earthquakes of 7-8 points are observed in the Odessa region and in the Crimea. The Crimean earthquakes are destructive. The paper gives a generalized description of earthquakes on the southern coast of Crimea in June and September 1927. The primary and secondary phenomena during these earthquakes are considered (the first observed signs, the emission of combustible gases from the seabed, damage to buildings and structures). The number of earthquake victims is a controversial issue.

Particular attention is paid to the analysis of the "Swallow's Nest" palace architecture and the measures to preserve this unique building are considered. The problems of ensuring the buildings and structures earthquake resistance under present-day conditions in almost 100 years after the earthquakes and the tasks of the earthquake-resistant construction development in Ukraine in the modern standards context are also considered.

The limited knowledge about seismic hazards in Ukraine, fixed assets depreciation and forced necessity to save on protective measures, have led to an increase in seismic risk both in seismically active areas and in areas that were previously classified as non-seismic.

The increase of the buildings storeys number, departure from the symmetrical building locations in plan, the complication of construction materials industrial production technologies and the constant increase of man-made loads are the causes of the man-made disasters.

The new regulations of Ukraine DBN V.1.1-12: 2014 "Construction in seismic areas of Ukraine" harmonized with Eurocode 8 and DBN V.1.2-5: 2007 "Scientific and technical support of construction sites" require the safety issues special consideration with regard to the buildings design and construction in seismic areas, as well as carrying out the experimental tests of structural solutions seismic resistance and taking into account the real soil conditions at the construction site.

The scientific and technical products pricing



documents in the construction field do not stimulate the new equipment and technology introduction. In this regard, it is important to develop a mechanism for obtaining economic benefits from the research results implementation in order to improve the experimental base and stimulate the developers.

KEY WORDS: Seismic regions of Ukraine, earthquakes of 1927 in the Crimea, regulatory requirements, earthquake-resistant construction and safety issues.

ИСТОРИЧЕСКИЕ СВЕДЕНИЯ О ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯХ В КРЫМУ

В Крыму, Прикарпатье, Донбассе, Одесской, Хмельницкой и Днепропетровской областях зафиксировано более 130 тыс. оползней, которые распространяются на площади около 5 тыс. км². От абразивных процессов разрушается около 60%

морского побережья.

Эти факторы усугубляют воздействия землетрясений. Они вызывают опасные материальные и социальные последствия.

Сейсмологи и инженеры располагают сведениями о сейсмических проявлениях землетрясений в Украине из зоны Вранча с 1091 по 2006 год и проявлениями местной сейсмичности с 1670 по 2006г. [1]. Считается, что в Крымском сейсмическом регионе повторение разрушительных землетрясений происходит раз в 100-150 лет [2]. Эту информацию нельзя считать достоверной. Наиболее древнее сообщение о землетрясении в Крыму относится к 63 году до нашей эры [3, 4]. В средние века сохранились сведения о землетрясениях Крымского региона, которые можно отнести к сильным (таблица 1).

Таблица 1 - Разрушительные Крымские землетрясения [5]

Дата	Место	Описание	(баллы MSK-64)
480 г.н.э.	Херсонес	Катастрофа. Разрушены сооружения древнего Херсонеса (около Севастополя). (Попов И.И. [4]).	8 -9
1341	Константинопольское землетрясение	Разрушительное (Ена А.В. [7]). Изменилась береговая линия. Море выступило из своих берегов	7-9
1471	Херсонес	Большие разрушения	-
XV век	Ялта	Обрушена скала с военным укреплением [6]	8-9 (А. Никонов)
23.01.1838	Южный берег Крыма	В районе Карпатской дуги. Трещины во многих домах на значительной территории Крыма [8].	7
11.10.1869	Судак	Колебания привели к разрушению весьма сейсмостойких генуэзских построек. От сотрясения земли население было объято паникой.	7-8
04.1872	Феодосия	Произошёл обвал скалистых гор в Феодосии и Судак [6]	6-7
1873	Бахчисарай	Свалилась половина минарета мечети Эшиль-Джами [8]	7
25.07.1875	Севастополь	Трещины в домах и новом здании вокзала; в куполе Георгиевского монастыря.	6-7
26.06.1900	Симферополь	Около 3 ч. ночи, было землетрясение в виде толчка или удара и колебания земли [8]	
26.06.1927	Ялта, Алушта	Погибших не было, разрушений немного [5]	7 (М 6,0)
11.09 - 12.09.1927	Большая Ялта	Весь Крым. Погибло 16 чел., ранено 830, 17 тыс. – без крова; Древние и старинные сооружения почти не пострадали от землетрясения [8]. Убытки – 50 млн. руб. [5]. Разрушено 70% всех строений.	8 (М 6,8)



После землетрясения 1927 г. в Крыму специалисты фиксировали новые землетрясения: в Ялте 30.08.1949, Севастополе (18.03.1957) силой 6 баллов [5]; Анапе и Восточном Крыму 12.07.1966, 6-7 баллов [5]; Севастополе 06.08.1972, 6 баллов [5], а также более поздние в 1977, 1990, 2018 гг., интенсивность которых, по данным ИГФ НАН Украины, не превышала 4 балла.

Крымско-Черноморский регион включает территорию Крымского полуострова, южную часть Украины, часть Кубани, а также водные бассейны Чёрного и Азовского морей. Прогнозируемая интенсивность землетрясений составляет около 8 баллов для грунтов второй категории по сейсмическим свойствам. По данным геофизиков и сейсмологов в пределах Крымско-Черноморского региона известно около 80-ти крупных и ощутимых землетрясений. Для рассматриваемой зоны характерно два основных периода исследований и анализа последствий землетрясений [9,10,11]:

- доинструментальный период (с I-го столетия до нашей эры и до 1927 года);
- инструментальный период (с 1928 г. по настоящее время).

При этом интенсивность землетрясений для региона составляет от пяти до 8 баллов.

В Крымском регионе эпицентры сильных землетрясений интенсивностью 7 баллов и больше, по летописным источникам и литературным данным, известны вблизи мыса Херсонес, в районе Южного берега Крыма и в районе Керчь-Анапа. В целом разрушений было немного. Очаги сильных землетрясений зафиксированы на расстоянии 10-50 км от берега на глубине 15-40 м. Средние периоды повторяемости землетрясений в районе Ялта-Алушта равны: для интенсивности 6 баллов, $T = 20$ лет; для $I_0 = 7$ баллов, $T = 100$ лет; для $I_0 = 8$ баллов, $T = 500$ лет [12].

Разрушительные землетрясения в Крыму происходят относительно редко. За 50 лет в этой сейсмической зоне произошло более 2500 слабых землетрясений, из которых 30 проявлялись интенсивностью от трёх до пяти баллов [13].

Прогнозные оценки, полученные на основе анализа текущей сейсмической обстановки в Крыму, свидетельствуют, что «в ближайшие годы возможна реализация землетрясения с магнитудой $5,2 \pm 0,5$ » [14].

Землетрясение 26 июня 1927 г.

Землетрясение 26 июня проявилось на побережье Крыма интенсивностью 6-7 баллов, его магнитуда $M 6$, очаг эпицентра располагался к югу от поселков Форос и Мшатка и располагался поперёк берега. По данным [15] 26 июня в 13 часов 21 минут в море, отмечалась мелкая рябь, слышались толчки и сильный шум. Землетрясение не вызвало каких-либо серьезных разрушений и жертв, но были пострадавшие и возникла боль-

шая паника среди отдыхающих [16]. Наблюдались обвалы в окрестностях Севастополя, в некоторых домах появились трещины.

Общий ущерб от землетрясения был значительным (более 1 млн. рублей) [16,17]. В Алуште интенсивность сотрясения приближалась к 7 баллам. В зону 7-балльного воздействия отнесены Алупка, Гурзуф, Мисхор, Ялта и другие города и поселки южного побережья.

По мнению В.А. Королёва, А.М. Скляра, В.С. Князевой [18], имеющиеся описания впечатлений очевидцев землетрясений Крыма 1927 г. не всегда основаны на достоверной сейсмологической информации, разрознены и часто противоречивы.

В работе проф. А.А. Никонова [19], со ссылкой на П.А. Двойченко [20], описаны некоторые предвестники этого землетрясения вблизи Севастополя. Сообщалось, что в середине лета температура морской воды у берега была около 12°C .

Землетрясения стали причиной возникновения цунами высотой 0,5 – 0,7 м [19], а по другим данным - до 2 – 3 м [21]. В работе А.А. Никонова и А.П. Сергеева [22] отмечается, что во время Крымских землетрясений 1927 года возникали также поверхностные нарушения земной поверхности в виде обвалов и камнепадов.

Землетрясения 11-12 сентября 1927 г.

Первое землетрясение случилось ночью с 11 на 12 сентября 1927 г в 0 часов 20 минут. Его интенсивность на побережье оценивается 8 баллов и выше по шкале MSK-64 при магнитуде $M=6,8$. Глубина очага 17 км на расстоянии около 20 км к юго-востоку от Ялты. Интенсивность землетрясения в эпицентре была очевидно 9 баллов. Сооружения Артека получили серьёзные повреждения [23, 24].

Проф. С.В. Поляков в [25] отмечает: «До конца года было 352 афтершока, среди которых наиболее сильные – 12 и 16 сентября (магнитуда 5,5) и 24 сентября (магнитуда 5,25). Все города, попавшие 26 июня в зону 7-балльных сотрясений, теперь подверглись 8-балльному воздействию. К этому моменту повреждения, вызванные первым землетрясением, еще не были устранены. Это усилило разрушительный эффект второго землетрясения. Материальные убытки от землетрясения 25 млн. руб., причем в наиболее сильно пострадавшем районе Ялты было повреждено около 70% всех строений».

До и после землетрясения проявился широкий набор природных явлений, свойственный исключительным землетрясениям (моретрясение, пожар на море, разрушения зданий и сооружений, нарушения земной поверхности, цунами [26]).

О числе погибших и раненых имеются ограниченные и противоречивые сведения. В [15, 17]



отмечается, что: «были погибшие (3 человека), раненые (65 человек), огромные разрушения». В [16] приведены другие данные: «17 человек погибло, 350 были ранены, еще около тысячи получили ушибы, в отдельных южнобережных селах оказались поврежденными 60% домов».

К первым признакам землетрясения, которые стали проявляться уже около 20 часов 11 сентября, относят беспокойство животных (тревожное ржание лошадей, кошки пугливо жались к хозяевам, собаки лаяли, мычали коровы). Между Алуштой и Судакком рыбаки слышали неясный гул [15, 16, 27].

Моретрясения также следует рассматривать в качестве особенностей этого землетрясения. Моретрясения зафиксированы от Евпатории – Севастополя и до Керчи. Эти события описаны в военных мемуарах и официальных донесениях [28, 29]. Анализ таких событий на море приведен в статье А.А. Никонова [19], в которой он приходит к заключению, что: «...сейсмическое возбуждение охватило полосу морского дна около крымских берегов на протяжении 400-450 км и началось за 7-10 ч до главного события» [19].

Выбросы горючих газов с морского дна и огненные явления наблюдались в различных частях полуострова и описаны в специальной и публицистической литературе [16, 30, 31]. Эти явления были вызваны взрывами метана, высвободившемся из недр земли на поверхность моря при тектонических нарушениях. Не исключается утверждение, что это была смесь метана с сероводородом. Такие предположения были высказаны специалистами сразу же после прошедших землетрясений. Метановые газовыделения обычно располагаются в районе разломов морского дна. Однако не исключается ситуация, что во время землетрясения интенсивностью 8-9 баллов описанные процессы выделения газа со дна Черного моря могут представлять реальную опасность, которую следует учитывать при планировании мер, связанных с ликвидацией последствий землетрясения.

Повреждения зданий и сооружений. Землетрясения вызвали значительные повреждения зданий в различных городах Крыма, которые проявились интенсивностью от 6 до 8 баллов по сейсмической шкале MSK-64 (рисунок 1). Результаты анализа последствий землетрясения, выполненные отделом сейсмологии Института геофизики НАН Украины для 163-х населённых пунктов Крыма [31, 32], свидетельствуют, что для Крымского полуострова ранее определенные изосейсты землетрясения получили существенные уточнения. В архиве Ялтинского бюро технической инвентаризации были собраны сведения о конструкциях зданий, их этажности, применяемых материалах для строительства. По Ялте был получен материал по 645 зданиям (более 60% всего строительного фонда в черте города).

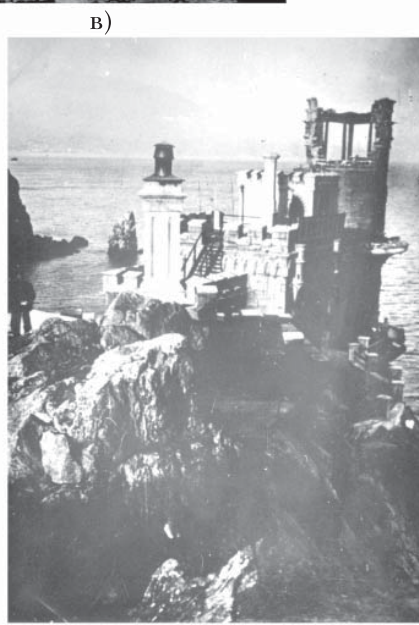
В работе В.С. Князевой [32], материал о последствиях землетрясений 1927 года основан на анализе Актов технического обследования отдельных зданий и сооружений, проводимых специальными комиссиями непосредственно после землетрясения. В нем также использованы сводки административных органов государственной власти, а также протоколы правительственных комиссий. Дальнейшее обобщение материалов обследования последствий землетрясений в 1927 г. в Крыму содержится в работах А.М. Склера, В.С. Князевой, В.А. Королева [33] и в работе В.Е. Кульчицкого, Б.Г. Пустовитенко и А.М. Склера [34]. По уровню охвата и степени достоверности найденных данных эта работа ИГФ НАН Украины является уникальной.

Из представленных сведений видно, что из 11380 домов, получивших повреждения различной степени, 1620 домов считались «совершенно разрушенными». Это составляет более 14% от количества поврежденных зданий. Характер разрушения потребовал их полного восстановления. Поскольку землетрясение произошло глубокой ночью, когда большинство людей уже спали, то совершенно очевидно, что число жертв землетрясения в такой ситуации могло сказаться значительно больше, чем указывается в вышеприведенных сведениях из различных источников. В Ялтинском районе, в целом, количество полностью разрушенных сооружений составило около 10% (700 домов). Потенциальные жертвы при 30%-й вероятности летальных исходов составили бы не менее 1000 - 1500 человек (при условии, что в доме находилось не менее три человека), а при заданной вероятности в 10%, которую можно допустить, что большинство зданий представляли одноэтажные крестьянские дома, из которых можно было быстро и безопасно выбраться наружу, - не менее 500 человек.

Фотографии разрушений зданий и сооружений в различных городах и поселках Крыма во время землетрясений 11-12 сентября 1927г. иллюстрируют типичные разрушения рассматриваемых объектов, причиной которых являются:

- плохие связи между стенами различных направлений, приводящие к выпадению наружных стен;
- разрушения выступающих частей здания;
- низкое качество сцепления в кирпичной кладке и кладке из крупных блоков;
- изломы планировочных решений зданий в плане и неравномерное распределение жесткостей и масс.

Наибольшие повреждения получили дома, стены которых возведены из природного крымского известняка неправильной формы на известняковом или глиняном растворе низкой прочности или из булыжного камня на слабом растворе. Следует также учитывать, что построенные здания



«Россия» и «Ялта» [37]. В Алушке был повреждён храм Архангела Михаила постройки 1908 г. [38].

Но были примеры и устойчивого поведения сооружений построенных качественно. К таким примерам можно отнести постройки Генуэзской крепости Чембало в Балаклаве [8, 39], древнейшей мечети султана Бейбарса в Солхате (Старый Крым), построенной в 1287-1288 гг. Здание сохранилось не полностью (разрушен минарет). Стены мечети были покрыты мрамором, а верх - порфиром. Землетрясение 1927 г. не вызвало в ней значительных повреждений [40].

По впечатлению очевидна, которое было послано из Ялты открыткой 15 сентября 1927 г. и опубликованное в статье А.В. Ены [7] (оригинал открытки принадлежал проф. И.И. Попову): «В 12.20 ночи раздался гул, затряслась земля и задрожали стены дома и вся балюстрада и чердачный этаж рухнули вниз. Все живущие бросились вон, но их побивало камнями. Все балконы рухнули вниз. Наш балкон выдержал падение стен, а балюстрада и весь чердак представляют груды камней, задавив собою все лежаки и кровати. Я землетрясение перенёс на Ай-Петри, в Тузлере. У нас удары и дрожание были сильнее, так что мы не в состоянии были удержаться на земле стоя...»

Рисунок 1 – Повреждения зданий в Ялте при землетрясении 11-12 сентября 1927 г.: а – по ул. Боткинская, 2; б – дача Чингиза также по ул. Боткинской; в – Ласточкино гнездо на мысе Ай-Тодор (фото из архива Госстроя Украинской ССР)

и сооружения строились в большей степени без антисейсмических мероприятий. Однако включение в структуру стен деревянных поясов, как это видно из фотографии дома на Елизаветинской улице в Ялте (рисунок 2, в), значительно повышает сейсмостойкость конструкций малой этажности. В этом доме обвалилась штукатурка, но сам дом не получил повреждений.

Многие здания, имеющие высокую историческую и художественную ценность, пострадали во время этих землетрясений. Требовали восстановления постройки Никитского ботанического сада [27], пионерский лагерь «Артек», домик А.П. Чехова в Ялте [36], дом композитора Александра Спендиарова на Екатерининской улице [37].

В Алуште повреждены гостиница и Генуэзская башня, в Алушке – пострадали Воронцовский дворец и мечеть. Образовались завалы на шоссе вблизи Ореанды. В Ялте повреждены гостиницы

на мысе Ай-Тодор (рисунок 1, в), построенное в 1911-1912 гг., получило серьёзные повреждения во время землетрясения. Главная башня треснула, а терраса не разрушилась. Размеры здания в плане 10x20 м, высота 12 м. В 1968 году по проекту Ялтинского филиала института «Гипроград» началось восстановление замка, которое было завершено в 1981 году. Была произведена реконструкция этого исторического памятника архитектуры. Под основание подвели монолитный железобетонный фундамент, заделали трещины в скале, фундамент укрепили и соединили со скальным основанием

Однако под воздействием морской воды и температурных деформации скальное основание и конструкции замка продолжают разрушаться (рисунок 3). Время не пощадило это уникальное сооружение. За прошедшие годы состояние здания ухудшилось. Деграционные процессы продолжали разрушать конструкции здания. В 2010 году Государственное предприятие НИИСК совмест-



Рисунок 2 – Разрушения зданий при землетрясении 11-12 сентября 1927 г.: а- дача химиков в Рабочем уголке, Алушта; б – дача Б. Смуровой, Алупка; в – одноэтажный дом в Ялте по ул. Елизаветинской (фото из архива Госстроя Украинской СССР)

но с институтом КрымНИИпроект и «Укрзащита» провели обследование состояния конструкций здания и опорной скалы [49] и разработали рекомендации, в которых отмечена необходимость:

- стабилизации скалы, уточнения расположения и глубины трещин как в надводной, так и в подводной части скалы;
- инструментальной оценки трещин в основании старой плиты;
- выполнить комплекс исследований и разработать Рабочий Проект восстановления конструкций здания, плиты и скалы, удовлетворяющий требованиям современных норм.

Проведённые вибродинамические исследования показали, что горизонтальные колебания в уровне плиты находятся в пределах 12-18 Гц.

Сейсмогравитационные нарушения поверхности рельефа местности

Разрушительные последствия землетрясений

11-12 сентября 1927 г. вызвали большое количество сейсмогравитационных нарушений рельефа местности. Такие нарушения связаны с образованием обвалов и возникновением трещин в скальных породах и грунте. По данным А.А. Никонова и А.П. Сергеева [22] зона нарушений, соответствующая интенсивности 8 баллов, распределялась по площади 60х25 км вдоль южного берега Крыма. В зоне интенсивности 6 баллов возникали одиночные трещины в грунте и обвалы рыхлых отложений на крутых склонах Южного побережья Крыма.

Участники конференции в Севастополе в 1995 г. [41] провели обследования обвала в балке Табана-Дере и оценили интенсивность сейсмического воздействия в 6 баллов.

По мнению И.Б. Вахрушева [42] со ссылкой на работу И.Ф. Ерыш, В.Н. Саломатина: «При Ялтинском землетрясении 1927 года разрушение ряда домов в Гурзуфе, Алушке, Алуште и др. было связано не с подземными толчками, а с крупными обвалами, произошедшими во время землетрясения. Практически полностью рухнувшими известняковыми глыбами, оторвавшимися от горы Кошка, был уничтожен санаторий им. Чехова».

Участники изучения подземных пещер свидетельствуют [43], что: «8-балльное землетрясение 11 сентября 1927 г. не обрушило своды ни в одной из 20 пещер Чатыр-Дага ...Значит, землетрясения, вызвавшие образование сейсмогравитационных отложений, были более разрушительными, чем известные сейсмические толчки 1927 года».

Полезные сведения о последствиях землетрясений 1927 г. содержатся в статье А.А. Ключкина [45] и в работе А.В. Ены [7], в которых описаны обвалы скал: в Ореанде, по дороге на Ай-Петри, в Верхней Массандре, на склонах горы Демерджи, в ущелье Уч-Кош и даже на северных склонах гор. Там же отмечается, что землетрясения 1927 года вызвало на южном побережье Крыма более 100 крупных обвалов, сформировав в ландшафте поверхности многочисленные «каменные хаосы». Один из таких «хаосов» расположен в парке Алушкинского дворца, который сохранился до сегодняшнего времени.

ЗАДАЧИ ОБЕСПЕЧЕНИЯ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ В СОВРЕМЕННЫХ УСЛОВИЯХ

Прошло более 90 лет после разрушительного землетрясения 1927 года. В 1928 году в Крыму



а)



б)



в)



Рисунок 3 – Техническое состояние замка «Ласточкино гнездо» в 2011 году: а - общий вид замка и опорной скалы (вид с северо-востока); б – северо-западная сторона (трещина в скальном основании шириной 0,5 м); в – состояние опорной плиты балкона (трещины по торцу опорной плиты)

издали временные строительные правила, обязательные при постройке зданий в сейсмических районах. До этого не было правил и учреждений, относящихся к строительству в сейсмоопасных регионах. Эти нормы и правила получили своё дальнейшее развитие уже в наше время.

По новым государственным строительным нормам ДБН В.1.1-12:2006. «Строительство в сейсмических районах Украины» [46], сейсмичность Крыма составляет 8-9 баллов. Это означает, что все новостройки, особенно в Ялте и Севастополе, должны возводиться с учётом новых требований, обеспечивающих сейсмостойкость конструкций. Старые здания в лучшем случае рассчитаны на 7 баллов по нормам СНиП [45].

За это время изменились нормативные требования и условия строительства, связанные с применением новых материалов и технологий возведения зданий в сейсмических районах:

- зданий с несущими стенами и лёгких материалов в качестве заполнителей;

- использование эффективных стеновых материалов, включая вибропрессованные многощелевые камни;
- монолитных каркасных зданий с диафрагмами или ядрами жёсткости;
- безригельных каркасных зданий повышенной этажности, которые ещё не прошли проверку сейсмостойкости в лабораторных условиях либо реальными землетрясениями.
- наметилась тенденция к увеличению этажности зданий (высотой более 12-16 этажей, т. е. более 50 м), включая строительство в зонах высокой сейсмичности на Южном Берегу Крыма;
- развитие крупнопанельного домостроения (на примере строительства панельных зданий на основе производства экструзионных железобетонных плит по финской технологии на Севастопольском ДСК «КОНСОЛЬ»);
- в последние годы активно ведётся строительство высотных железобетонных зданий с применением виброизоляции в Ялте, Одессе и Киеве.

Наблюдается применение технических решений и новых строительных конструкций, не удовлетворяющих требованиям строительных норм, которые относят к объ-

ектам «экспериментального строительства», регламентируемых «Положением об экспериментальном строительстве» (Приказ №245 от 27.12.1993г. Минстройархитектуры Украины и Приказом №319 от 25.09.2006г. Минстроя Украины). Научно-техническое сопровождение проектирования и строительства, регламентируется требованиями ДБН В. 1.2-5:2007 «Науково-технічний супровід будівельних об'єктів» [47].

ПРОБЛЕМЫ РАЗВИТИЯ СЕЙСМОСТОЙКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В УКРАИНЕ

Развитие сейсмостойкого строительства в Украине должно включать:

совершенствование нормативной базы для обеспечения сейсмостойкого строительства и Национальной системы сейсмометрических наблюдений. Важный вопрос заключается в повышении качества продукции, удовлетворяющей требованиям Европейских и Международных стандартов, а также внедре-



ние новых и модернизация существующих технологий строительства.

Необходимо разработать специальную «Программу повышение сейсмической безопасности населения», включающую реконструкцию существующих и строительство сейсмостойких сооружений, уменьшение ущерба от землетрясений, снижение социального, экономического и экологического риска.

Задачи Программы:

1. Проведение обследований и паспортизация зданий и сооружений и осуществление мероприятий по их усилению.
2. Создание научно-методической базы для оценки сейсмической опасности (сейсмические и инженерно-сейсмометрические станции; совершенствование экспериментальной базы для испытаний на сейсмостойкость; общее сейсмическое районирование Украины и микросейсмическое районирование площадок строительства).
3. Разработка и совершенствование нормативной базы по сейсмостойкому строительству и гармонизация её требований с требованиями европейских стандартов.
4. Уменьшение экономических потерь и экологического ущерба при сейсмических бедствиях и обеспечение сохранности национальных ценностей Украины.
5. Подготовка региональных программ уменьшения сейсмической опасности.
6. Повышение общенациональной и местной готовности к разрушительным землетрясениям и ликвидации последствий землетрясений.
7. Развитие информационного обеспечения населения о сейсмической опасности и подготовка кадров в области сейсмостойкого строительства.

Государство и его центральные органы управления должны обеспечить:

- Надёжную информацию о количественных параметрах реальной сейсмической опасности в форме карт общего сейсмического районирования территории страны и базы цифровых записей колебаний грунта (акселерограмм землетрясений), которые необходимы для проектирования сейсмостойких зданий и сооружений.
- Организовать и провести оценку строительного фонда Украины для определения состояния сейсмостойкости зданий и сооружений, включающую: развитие общего сейсмического районирования территории и микросейсмического районирования площадок строительства; паспортизацию зданий и сооружений в сейсмоопасных районах; разработку предложений по продлению ресурса строи-

тельных сооружений жилищно-гражданского и промышленного назначения.

- Выполнить модернизацию нормативной базы в виде Государственных строительных норм и правил с учётом новых знаний о сейсмической опасности и сейсмической защите.
- Разработать и принять Закон Украины «Сейсмическая безопасность зданий, сооружений и территории Украины».
- Разработка основ проектирования сейсмостойких зданий повышенной этажности и высотных зданий, строящихся в сейсмических районах.
- Проведение обучения инженерно-технических специалистов, занимающихся проектированием и строительством в сейсмических районах, включая: создание программ по изучению основ сейсмостойкого строительства; проведение обучающих семинаров для инженерно-технических специалистов; проведение научно-технических конференций, обобщающих опыт проектирования и строительства в сейсмических районах; информирование населения о реальной сейсмической опасности и другое.
- Готовность подразделений МЧС, МВД, Министерства здравоохранения и других подразделений быстрого реагирования к ликвидации катастрофических последствий сильных землетрясений.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Неточность знаний о сейсмической опасности в Украине, изношенность основных фондов и вынужденная необходимость экономии на охранительных мероприятиях, привели к увеличению сейсмического риска как в сейсмически активных районах, так и в районах, которые раньше относились к несейсмическим.

Рост этажности зданий, отход от симметричных форм расположения сооружений в плане, усложнение технологий промышленного производства строительных материалов и постоянное увеличение техногенной нагрузки являются причиной возникновения техногенных катастроф.

Новые нормы Украины ДБН В. 1.1-12:2014 «Строительство в сейсмических районах Украины», гармонизированные с Еврокодом 8 [50, 51] и ДБН В.1.2-5:2007 «Научно-техническое сопровождение строительных объектов» требуют проработки вопросов безопасности при проектировании и строительстве зданий в сейсмических районах, а также осуществления экспериментальных проверок сейсмостойкости конструктивных решений и учёт реальных грунтовых условий строительной площадки.

Документы в области ценообразования научно-технической продукции в строительстве не стимулируют внедрения новой техники и технологии. В



этой связи, важно разработать механизм получения части экономического эффекта от внедрения результатов исследований для совершенствования экспериментальной базы и стимулирования разработчиков. Это позволило бы частично решить проблему финансирования и развития строительной науки.

ВЫВОДЫ

1. Изношенность основных фондов приводит к увеличению сейсмического риска.
2. Рост этажности зданий является причиной опасных последствий землетрясений.
3. Новые ДБН В. 1.1-12:2014 и ДБН В. 1.2-5:2007 требуют проработки вопросов безопасности при проектировании и строительстве зданий в сейсмических районах, обоснований повышения высоты зданий и учёт реальных грунтовых условий площадки.
4. Необходимо развитие экспериментальной базы для выполнения научно-технического сопровождения строительства.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Kendzera A., Omelchenko V. Seismic Hazard of the Territory of Ukraine. Int. Proc. Science and Technology for safe Development of Lifeline Systems. Natural Risks: Developments. Tools and Techniques in the CEI Area. Sofia, Bulgaria. Nov. 4-5, 2003. 10 p. URL: <http://cismee.geophys.bas.bg/papers/Kendzera-Ukraine.pdf>
2. Хапаев В.В. Письменные источники по истории Крымских землетрясений античного и средневекового периодов. Учёные записки Таврического национального университета им. В.И. Вернадского. Серия «История». 2008, 21 (60), 1. С. 3-8.
3. Новый каталог сильных землетрясений на территории СССР с древнейших времён до 1975 г. / под ред. Н. В. Кондорская, Н. В. Шебалин. М.: Наука, 1977. 535 с.
4. Попов И. И. Землетрясения в Крыму и прилегающих к нему частях Чёрного моря / Геология СССР. VIII, Крым. М.: Недра, 1969. С. 447-459.
5. Хапаев В.В. Крымские землетрясения древности и средневековья: К истории вопроса / под ред. В.В. Хапаев, М.М. Чореф. «Материалы по археологии и истории античного и средневекового Крыма». Институт археологии Национальной академии наук Украины. Симферополь, 2008, 1. С. 89-116.
6. Полумб А. Очерк крымских землетрясений. Симферополь: Госиздат Крымской АССР, 1933. 80 с.
7. Ена А.В. Палеосейсмичность Горного Крыма в геологических памятниках и проблема сейсмогравитационной опасности. Проблемы материальной культуры – географические науки. URL: http://www.nbuv.gov.ua/Articles/KultNar/knp50_2/knp5012_7-pdf
8. Маркевич А.И. Летопись землетрясений в Крыму. Черноморские землетрясения 1927 г. и судьбы Крыма. Симферополь, 1928. URL: <http://www.krimoved-library.ru/books/chernomorskizemletryaseniya-1927-goda-i-sudbi-krima6.html>
9. Харитонов О.М., Костюк О.П., Кутас В.В., Пронишин Р.С., Руденская И.М. Сейсмичность территории Украины. Геофизический журнал, 1996, 18, 1. С.3-15
10. Пустовитенко Б.Г., Кульчицкий В.Е., Горячун А.В. Землетрясения Крымско-Черноморского региона (инструментальный период наблюдений 1927-1986 г.г.). Киев: Наукова думка, 1990. 190 с.
11. Пустовитенко Б.Г., Пантелеева Г.А. Спектральные и очаговые параметры землетрясений Крыма. Киев: Наукова думка, 1990. 252 с.
12. Сейсмическое районирование территории СССР. Методические основы и региональное описание карты 1978 г. / под ред. В.И.Бунэ, Г.П. Горшков. М.: Изд-во «Наука», 1980. 308 с.
13. Пустовитенко Б.Г. О проблеме обеспечения сейсмобезопасности Крыма. Проблемы сейсмобезопасности Крыма. Сб. матер. конференции. Крымское отделение НАНУ, Крымский экспертный совет по оценке сейсмич. опасности и прогнозу землетрясений при правительстве Республики Крым (КЭС ОСОПЗ), Севастополь, 1995, С.8-15.
14. Пустовитенко Б.Г., Капитанова С.А., Кульчицкий В.Е., Пантелеева Т.А., Поречнова Е.И. Анализ текущей сейсмической обстановки в Крыму по сейсмологическим данным. Проблемы сейсмобезопасности Крыма. Крымское отделение НАН Украины, КЭС ОСОПЗ при правительстве Республики Крым. Севастополь, 1995, С. 58-67.
15. Крымские землетрясения 1927 года. URL: <http://ru.wikipedia.org>
16. Кисилев С. Знаменитое южнобережное землетрясение. URL: http://www.crimea.ru/item_info_big.htm?id=854
17. Все про Крымские землетрясения (Из беседы с начальником сейсмостанции «Ялта» Борисом Тенигиным) URL: <http://kharkov.ua/~road/earth.htm>
18. Королев В.А., Скляр А.М., Князева В.С. Новые макросейсмические данные по Крымскому землетрясению 11 сентября 1927 года. Проблемы сейсмобезопасности Крыма. Крымское отделение НАН Украины. Севастополь, 1995, С.30-33.
19. Никонов А.А. Крымские землетрясения 1927 года: неизвестные явления на море. Природа. 2002, № 9. С.13-20.
20. Двойченко П.А. Черноморское землетрясение 1927 года в Крыму. Черноморские землетрясения 1927 года в Крыму и судьбы Крыма.



- Симферополь, 1928. С.77-79.
21. Фашук Д. Цунами – не только в океане. Наука и жизнь. 2005. № 3. URL: <http://www.nkj.ru/archive/articles/873/print/>
 22. Никонов А.А., Сергеев А.П. Сейсмогравитационные нарушения в Крыму при землетрясении 1927 года. Проблемы сейсмобезопасности Крыма. Крымское отделение НАН Украины, КЭС ОСОПЗ при правительстве Республики Крым. Севастополь, 1995. С.34-35.
 23. Ена В.Г., Ена Ал.В., Паршинцев А.В., Юрочкин В.Ю., Рудницкая В.Г., Тесленко И.Б. Алушта. «Стилос», 2002. URL: http://krum.sarov.info/prig_buistvo_stihii.html
 24. Свистов В.Т. «Артек за годом год». Летопись Артека. 20-е годы. URL: <http://www.suuk.su/wremja/1920.htm>
 25. Поляков С.В. Последствия сильных землетрясений. М.: Стройиздат, 1978. 311 с.
 26. Голованов Я.К. Королев. Факты и мифы. М.: Изд-во “Наука”, 1994. 800 с.
 27. Березнеговская Л.Н. Из моих воспоминаний. Томск, 1999 г. URL: <http://klimov.ssmu.ru/CHAIR/life%20history1.doc>
 28. Пантелеев Ю.А. Полвека на флоте. Военные мемуары. М.: Воениздат, 1974. 319 с. URL: <http://militera.lib.ru/memo/russian/panteleev-ua/index.html>
 29. Кузнецов Н.Т. Накануне. Мемуары. М.: Воениздат. URL: <http://militera.lib.ru/memo/russian/kuznetsov-1/index.html>
 30. Шнюков Е.Ф., Митин Л.И., Цемко В.П. Катастрофы в Чёрном море. Киев: «Манускрипт», 1994. 297 с.
 31. Королев В.А., Скляр А.М., Князева В.С. Новые макросейсмические данные по Крымскому землетрясению 11 сентября 1927 года. Проблемы сейсмобезопасности Крыма. Крымское отделение НАН Украины, КЭС ОСОПЗ при правительстве Республики Крым. Севастополь, 1995. С.30-33.
 32. Князева В.С. Архивные материалы по макросейсмическому обследованию Крымского землетрясения 11 сентября 1927 г. Сейсмологический бюллетень Украины за 1997 г. ИГ НАНУ, Симферополь: 1999. С.88-100.
 33. Скляр А.М., Князева В.С., Королев В.А. Макросейсмический эффект землетрясений 26 июня и 11 сентября 1927 года в Крыму. Сейсмологический бюллетень Украины за 1998 г. Симферополь: ИГ НАН Украины. КЭС, 200. С.40-67.
 34. Кульчицкий В.Е., Пустовитенко Б.Г. Проблема изучения древней сейсмичности Крыма. Проблемы сейсмобезопасности Крыма. Крымское отделение НАН Украины, КЭС ОСОПЗ при правительстве Республики Крым. Севастополь, 1995. С.25-29.
 35. Домик Чехова – не музей. Facy I Kommentarii. Культура. URL: <http://www.facts.kiev.ua/Jan2005/2801/09.htm>
 36. Дом-музей музыкальной культуры имени композитора Александра Спендиарова. URL: <http://www.crimea-kurort.com/place/museum/yalta/spend/index.php>
 37. Книга рекордов Крыма: Катастрофы. Природные катаклизмы. URL: <http://www.planetakrim.com/catalog/06/9-1=0.html>
 38. Русские церкви. Архангела Михаила храм. URL: <http://r-oc.lqb.ru/viewpage.php?cat=crimea&page=24>
 39. История Балаклавы. URL: <http://www.more.ua/newsmain/print.php?id=26>
 40. Самая древняя мечеть Крыма. Статьи о Крыме. URL: <http://www.krym.ru/article/article19.html>
 41. Краткие заметки по результатам обследования сейсмодислокаций в Юго-западной части Крыма. Проблемы сейсмобезопасности Крыма. Крымское отдел. НАН Украины, КЭС ОСОПЗ при правительстве Республики Крым. Севастополь, 1995. С.82-87.
 42. Вахрушев И.Б. Опасные геоморфологические явления и экологическая ситуация в Крыму. Проблемы материальной культуры. Географические науки. URL: http://www.nbuu.gov.ua/Articles/KultNar/knp36/knp36_9_12.pdf
 43. Во мраке подземелий. URL: <http://www.onixtour.com.ua/books/crmcv5/part04.htm>
 44. Ключкин А.А. Экстремальные проявления экзогенных процессов в XX веке в Крыму. Таврический национальный Университет. Электронные издания. Выпуск 2000 года. URL: <http://www.crimea.edu/tnu/maqazine/pontida/2000/klyukin.htm>
 45. СНиП II-7-81 Строительство в сейсмических районах. Госстрой СССР. М.: Стройиздат, 1982. 49 с.
 46. ДБН В.1.1-12:2006. Строительство в сейсмических районах Украины. Минстройархитектуры Украины. Киев: «Укрархбудинформ», 2006. 84 с.
 47. Пустовитенко Б.Г. Стратегия обеспечения сейсмобезопасности проживания на территории Украины. URL: <http://www.iee.org.ua/files/conf/conf-article54.pdf>
 48. ДБН В.1.2-5: 2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів. Київ: 2007. 18с.
 49. Кривошеев П., Немчинов Ю., Хавкин А., Червинский Я., Бамбура А., Калюх Ю., Марьенков Н., Золотарёв И., Кукунаев В., Попов Б., Рыжий М. Техническое состояние исторического памятника «Ласточкино гнездо». Світ геотехніки. 2011. 3 (31). С.6-9.
 50. Немчинов Ю., Марьенков М., Хавкин О., Тарасюк В., Калюх Ю., Кукунаев В., Єгупов К.



та і. Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 1. Загальні правила, сейсмичні дії, правила щодо споруд (EN 1998-1:2004, IDT). ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010. Мінрегіон: ДП НДІБК, ДП «Укрархбудінформ», Київ, 2013. 276 с.

51. Немчинов Ю.І., Мар'єнков М.Г., Бабік К.М., Хавкін О.К. та інші. Проектування сейсмостійких конструкцій відповідно до Єврокоду 8. Практичний посібник. Частина 1 / під ред. проф. Ю.І. Немчинова. ДП НДІБК Мінрегіона України, Київ, 2015. 142 с.

REFERENCES

1. Kendzera, A., & Omelchenko, V. (2003). Seismic Hazard of the Territory of Ukraine. *Int. Proc. Science and Technology for safe Development of Lifeline Systems. – Natural Risks: Developments. Tools and Techniques in the CEI Area*, Nov. 4-5, 2003, Sofia, Bulgaria. Retrieved from <http://cismee.geophys.bas.bg/papers/Kendzera-Ukraine.pdf>.
2. Khapaiev, V.V. (2008). Written sources on the history of the ancient and medieval periods Crimean earthquakes. In: *Scientific notes of V.I.Vernadsky Taurida National University. Series "History"*, vol. 21 (60), 1. p. 3-8.
3. Kondorskaya, N.V., & Shebalin, N.V. (Keponsible eds.). (1977). *The new catalog of the USSR strong earthquakes from ancient times until 1975*. Moscow: Nauka.
4. Popov, I.I. (1969). Earthquakes in the Crimea and Black Sea adjacent waters. In *Geology of the USSR, VIII, Crimea*. Moscow: Nedra, pp. 447-459.
5. Khapaiev, V.V., & Choref, M.M. (Compiling Eds.). (2008). *NANU Institute of Archeology. Materials on the Ancient and Medieval Crimea Archeology and History (Issue I). The Crimean earthquakes of antiquity and the Middle Ages: On the history of the problem* (pp. 89-116). Simferopol.
6. Polumb, A. (1933). *An essay on the Crimean earthquakes*. Simferopol: State Publisher of the Crimean SSR.
7. Ena A.V. (2003). Crimean Mountains paleoseismicity in geological monuments and the seismic gravity hazard problem. *The Culture of the Black Sea Peoples*, 50, 7-10. Retrieved from http://www.nbu.gov.ua/Articles/KultNar/knp50_2/knp5012_7-pdf
8. Markevich, A.I. (1928). Record of earthquakes in the Crimea. In: *The Black Sea earthquakes of 1927 and the fate of Crimea*. Simferopol. Retrieved from <http://www.krimoved-library.ru/books/chernomorskije-zemletryaseniya-1927-goda-i-sudbikrima6.html>.
9. Kharitonov, O.M., Kostiuk, O.P., Kutas, V.V., Pronishyn, R.S., & Rudenskaia, I.M. (1996). Seismicity of the territory of Ukraine. *Geophysical Journal*, 18, 1, 3-15.
10. Pustovitenko, B.H., Kulchytskii, V.E., & Horiachun, A.V. (1990). Earthquakes of the Crimea-Black Sea region (1927-1986 instrumental observation period). Kiev: Naukova dumka.
11. Pustovitenko, B.H., & Panteleeva, T.A. (1990). Spectral and focal parameters of Crimean earthquakes. Kiev: Naukova dumka.
12. Bune, V.I., & Horshkov, H.P. (Responsible eds.). (1980). *Seismic zoning of the USSR territory Methodical basics and 1978 map regional description*. Moscow: "Nauka" Publishing House.
13. Pustovitenko, B.H. (1995). On the problem of ensuring the seismic safety of Crimea. In: *NASU Crimean branch, Crimean expert council for seismic hazard assessment and earthquakes forecast under the government of the Republic of Crimea (CEC SHAEF). Problems of seismic safety of Crimea: Conference Proceedings*, pp. 8-15. Sevastopol.
14. Pustovitenko, B.H., Kapitanova, S.A., Kulchytskii, V.E., Panteleeva, T.A., & Porechnova, E.I. (1995). Analysis of the current seismic situation in the Crimea according to seismological data. In: *NASU Crimean branch, Crimean expert council for seismic hazard assessment and earthquakes forecast under the government of the Republic of Crimea (CEC SHAEF). Problems of seismic safety of Crimea* (pp. 58-67) Sevastopol.
15. 1927 Crimean earthquakes. Retrieved from <http://ru.wikipedia.org>.
16. Kisiliev, S. Famous South Coast Earthquake. Retrieved from http://www.crimea.ru/item_info_big.htm?id=854.
17. All about Crimean earthquakes (From a conversation with the head of the Yalta seismic station Boris Tenigin. Retrieved from <http://kharkov.ua/~road/earth.htm>.
18. Koroliev, V.A., Skliar, A.M., & Kniازهva, V.S. (1995). New microseismic data on the Crimean earthquake of September 11, 1927. In: *Seismic safety of Crimea*. Sevastopol: NASU Crimean branch.
19. Nikonov, A.A. (2002). 1927 Crimean earthquake: unknown phenomena in the sea. *Priroda*, 9, 13-20.
20. Dvoichenko, P.A. (1928). The Black Sea earthquake of 1927 in Crimea. In: *The Black Sea earthquakes of 1927 and the fate of Crimea* (pp. 77-79). Simferopol.
21. Fashchuk, D. (2005). Tsunami - not only in the ocean. *Science and life*, 3. Retrieved from <http://www.nkj.ru/archive/articles/873/print/>. – 2 с.
22. Nikonov, A.A., & Serheev, A.P. (1995). Seismogravitational disturbances in Crimea during the 1927 earthquake. In: *NASU Crimean branch, Crimean expert council for seismic hazard assessment and earthquakes forecast under the government of the Republic of Crimea (CEC SHAEF). Problems of seismic safety of Crimea* (pp. 34-35).
30. Ena, B.H., Ena, A.I.V., Ena, A.V., Parshyntsev, A.V., Yurochkin, V.Yu., Rudnitskaia, V.H., & Teslenko, I.B. (2002). Alushta. Alushta: Stilos. Retrieved from http://krym.sarov.info/prir_buistvo_stihii.html.
31. Svistov, V.T. Artek: year after year. In: *Artek*



- chronicle. The 1920s. Retrieved from <http://www.suuk.su/wrenja/1920.htm>.
32. Poliakov, S.V. (1978). Consequences of the strong earthquakes. Moscow; Stroiizdat.
 33. Holovanov, Ya.K. (1994). Korolev: facts and myths. Moscow: Nauka Publishers.
 34. Bereznehovskaia, L.N. & Vasiliev, N.V. (Introduction). (1999). From my memories. Tomsk. Retrieved from <http://klimov.ssmu.ru/CHAIR/life%2ohistory1.doc>.
 35. Panteleev, Yu.A. (1974). Half a century in the navy. Military memoirs. Moscow: Military Publishing House. Retrieved from <http://militera.lib.ru/memo/russian/panteleev-ua/index.html>
 36. Kuznetsov, N.T. Just before: Memoirs. Moscow: Military Publishing House. Retrieved from <http://militera.lib.ru/memo/russian/kuznetsov-1/index.html>.
 30. Shniukov, E.F., Mitin, L.I., & Tsemko, V.P. (1994). Disasters in the Black Sea. Kiev: Manuscript.
 31. Korolev, V.A., Skliar, A.M., & Kniazeva, V.S. (1995). New macroseismic data on the Crimean earthquake of September 11, 1927. In: NASU Crimean branch, Crimean expert council for seismic hazard assessment and earthquakes forecast under the government of the Republic of Crimea (CEC SHAEF). Problems of seismic safety of Crimea (pp. 30-33). Sevastopol.
 32. Kniazeva, V.S. (1999). Archival materials on the macroseismic survey of the Crimean earthquake of September 11, 1927. In: IGP of NASU. 1997 Seismological Bulletin of Ukraine (pp. 88-100). Simferopol.
 33. Skliar, A.M., Kniazeva, V.S., & Korolev, V.A. Macro seismic effect of earthquakes on June 26 and September 11, 1927 in the Crimea. In: IGP of NASU. 1998 Seismological Bulletin of Ukraine (pp. 40-67). Simeropol.
 34. Kulchytskii, V.E., & Pustovitenko, B.H. (1995). The problem of studying the ancient seismicity of Crimea. In: NASU Crimean branch, Crimean expert council for seismic hazard assessment and earthquakes forecast under the government of the Republic of Crimea (CEC SHAEF). Problems of seismic safety of Crimea (pp. 25-29). Sevastopol.
 35. Facts and comments (Culture). (2005). Chekhov's house is not a museum. 28 of January. Retrieved from <http://www.facts.kiev.ua/Jan2005/2801/09.htm>
 36. Composer Alexander Spendiarov House-Museum of Musical Culture. Retrieved from <http://www.crimea-kurort.com/place/museum/yalta/spend/index.php>
 37. Book of Records of the Crimea: Disasters. Natural catastrophes. Retrieved from <http://www.planetakrim.com/catalog/06/9-1=0.html>
 38. Russian churches. The Archangel Michael Temple. Retrieved from <http://r-oc.lqb.ru/viewpage.php?cat=crimea&page=24>.
 39. History of Balaklava. Retrieved from <http://www.more.ua/newsmain/print.php?id=26>
 40. The oldest mosque in the Crimea. Retrieved from http://www.krym.ru/article/article_19.html
 41. Brief notes on the results of seismic dislocations survey in the southwestern part of the Crimea. (1995). In: NASU Crimean branch, Crimean expert council for seismic hazard assessment and earthquakes forecast under the government of the Republic of Crimea (CEC SHAEF). Problems of seismic safety of Crimea (pp.82-87). Севастополь.
 42. Vakhrushev, I.B. (2002). Dangerous geomorphological phenomena and the ecological situation in the Crimea. The Culture of the Black Sea Peoples: Problems of material culture. Geographical Sciences, 36. Retrieved from http://www.nbuu.gov.ua/Articles/KultNar/knp36/knp36_9_12.pdf
 43. In the darkness of the catacombs. Retrieved from <http://www.onixtour.com.ua/books/crmcvs/part04.htm>
 44. Kliukin, A.A. (2000). Extreme manifestations of exogenous processes in the twentieth century in the Crimea. Electronic edition. Taurida National University. Retrieved from <http://www.crimea.edu/tnu/maqazine/pontida/2000/klyukin.htm>
 45. Construction in seismic regions: SNiP II-7-81. (1982). Moscow: Stroiizdat.
 46. Construction in seismic regions of Ukraine: DBN V.1.1-12:2006. (2006).
 47. Pustovitenko, B.H. Seismic safety ensuring strategy for living in Ukraine. Retrieved from http://www.iee.org.ua/files/conf/conf-article_54.pdf
 48. System for ensuring the construction projects reliability and safety. Scientific and technical support of construction projects: DBN V.1.2-5:2007. (2007).
 49. Kryvosheev, P., Nemchynov, Iu., Khavkin, A., Chervinskii, Ya., Bambura, A., Kaliukh, Yu., ... Ryzhyi, M. (2011). Technical condition of the "Swallow's Nest" historical monument. World of GEOTECHNICS, 3 (31), 6-9.
 50. Nemchynov, Iu., Marienkov, M., Khavkin, O., Tarasiuk V., Kaliukh, Yu., Kukunaiev, V. et al. (2013). Eurocode 8. Design provisions for earthquake resistance of structures (Part 1): General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1:2004, IDT): DSTU-N B EN 1998-1:2010.
 51. Nemchynov, Iu.I., Marienkov, M.H., Babik, K.M., Khavkin, O.K., & Nemchynov, Iu.I. (ed.). (2015). Earthquake resistant structures design according to Eurocode 8. Practical manual (Part 1). Kyiv: SE NDIBK of Minrehion of Ukraine.

Статья поступила в редакцию 15.04.2020 года



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v25i3.4>

УДК 624.012.35



ДЕМЧИНА Б.Г.

Д-р техн. наук, професор,
Національний університет
„Львівська політехніка”,
м. Львів, Україна,
e-mail: bogdan195809@gmail.com
тел.: +38 (067) 371 01 59
ORCID: 0000-0002-3498-1519
Autor ID: 57203682349



ГЛАДИШЕВ Р.Д.

Студент, Національний
університет „Львівська
політехніка”,
м. Львів, Україна,
e-mail: hladyshchrd@gmail.com
тел. +38(099) 050 92 95
ORCID: 0000-0002-4819-5359

ДОСЛІДЖЕННЯ ВІДХИЛЕНЬ ВИПУСКІВ АРМАТУРИ У СТИКАХ ЗБІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН БАГАТОПОВЕРХОВИХ ПРОМИСЛОВИХ БУДІВЕЛЬ

АНОТАЦІЯ

Дослідження прихованих геометричних недосконалостей у виконаних стиках багатоповерхових промислових каркасних будівель старої забудови є актуальною задачею, особливо, при їх реконструкції чи капітальному ремонті. Ці приховані геометричні недосконалості досить розповсюджені у міжповерхових стиках збірних колон і суттєво відрізняються від ідеалізованого типового рішення.

В роботі виконані заміри, проведений аналіз та визначений діапазон геометрії фактичних відхилень арматурних випусків у обстежених міжповерхових стиках збірних залізобетонних колон, від вертикальних площин, в яких розташовані арматурні випуски у типовому рішенні стику колон за серією 1.420-12.

Визначений та проаналізований розкид зафіксованих даних геометричних відхилень арматурних випусків від вертикалі, що необхідний для розгляду розрахункових ситуацій, у стиках колон. Зафіксовані недосконалості мають досить широкий діапазон коливань геометричних параметрів.

Апроксимація результатів виконаних замірів відхилень арматурних випусків в стиках колон, дає можливість виконати побудову фактичних геометричних схем відхилень від вертикальних

площин арматурних випусків в межах обстежених стиків колон. Отримані геометричні схеми відхилень легко перетворити у розрахункові схеми, які необхідні для подальшого аналізу впливу зафіксованих недосконалостей на характер роботи стиків.

Отримані розрахункові схеми можна використати і для розробки та перевірки методики при виконанні перевірочних розрахунків фактичної несучої здатності та жорсткості міжповерхових стиків збірних залізобетонних колон в межах багатоповерхових каркасних будівель і відповідно для забезпечення конструкційної безпеки будівлі в цілому.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: міжповерхові стики збірних колон, відхилення арматурних випусків у стиках колон, типи відхилень, діапазони відхилень, геометрична схема відхилень.

ANALYSIS OF PROTRUDING REINFORCEMENT BARS DEVIATIONS IN JOINTS OF HIGH-RISE FACTORIES PRECAST REINFORCED CONCRETE COLUMNS

ABSTRACT

The analysis of hidden geometric imperfections in the joints of old high-rise framed factories is a relevant



task, particularly during their reconstruction or major repair. Such hidden geometric imperfections are quite common in the interfloor joints of built-up columns and are of major difference from an ideal solution.

In the course of the work the range of geometry of actual deviations of the protruding reinforcement bars in the examined interfloor joints of the built-up reinforced concrete columns from vertical planes where protruding reinforcement bars are placed in the solution of columns joint under the series 1.420-12 has been measured, analyzed, and defined.

Spread of the recorded data of the protruding reinforcement bars geometric deviations from the vertical in the column joints needed for study of design situation has been defined and analyzed. The found imperfections have quite wide range of geometric parameters fluctuations.

The approximation of the results of the measurements of the protruding reinforcement bars deviations in the columns joints allows us to develop a geometric scheme of actual deviations from vertical planes of the protruding reinforcement bars within the scope of the examined columns joints. The deviation geometric schemes obtained can be easily transformed into a design model needed for further analysis of the found imperfections effecting on the joints performance.

The design models obtained can also be used for the development and analysis of a method for conduction of the checking calculation of actual carrying capacity and rigidity of the built-up reinforced concrete columns interfloor joints within high-rise framed buildings and, thus, for the provision of a building design safety in general.

KEY WORDS: built-up columns interfloor joints, protruding reinforced bars deviations in columns joints, types of deviations, range of deviations, deviation geometric scheme.

ВСТУП

Під час обстеження промислової каркасної будівлі, яка була в експлуатації понад 35-ть років, автори виявили приховані, з часів будівництва, конструктивні недосконалості у міжповерхових стиках збірних залізобетонних колон.

Основні недосконалості проявилися у різних типах відхилень від вертикалі арматурних випусків у стиках збірних колон. Ці відхилення виявилися досить розповсюдженими, а геометрія їх стану, напрямки згину та їх значення потребують додаткової уваги.

Як правило, перевищення деяких з прихованих недосконалостей в будівельних конструкціях у порівнянні з нормованими допусками відхилень під час будівництва, що були встановлені під час обстеження, слід розглядати як перевищення їх граничних значень [1].

Нормовані дані допусків відхилень геометричних параметрів (гранично допустимі відхилення розмірів) визначаються статистично [1, 2].

Фіксація геометричних відхилень арматурних випусків дає можливість побудувати можливі розрахункові схеми, проаналізувати значну їх кількість, в межах яких, за перевіроючими розрахунками, можна визначити комплекс умов для забезпечення необхідного рівня надійності конструкції, у даному випадку стиків збірних колон та в цілому багатопверхових промислових споруд старої забудови.

Під комплексом умов, маються на увазі розміри та схеми фактичних відхилень елементів в конструкціях стиків збірних колон від типових значень або подібних проектних рішень.

Фактичні відхилення суттєво відрізняються від ідеальних типових та проектних рішень і не всі виявлені відхилення попадають у діапазон нормованих значень граничних допусків, а деякі з них, що мають суттєвий вплив на зниження несучої здатності та жорсткості стику колон, взагалі не нормуються.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

Предметом досліджень є стан міжповерхових стиків в конструкціях збірних залізобетонних колон у рамних каркасах промислових споруд після їх довготривалої експлуатації, опис такого стану міжповерхових стиків в технічній літературі обмежений, окрім суттєво аварійних ситуацій, які без сумніву потребують термінового варіанту підсилення [3].

Конструкції збірних типових каркасів багатопверхових промислових будівель, та вузли їх з'єднань, широко застосовані у старих типових серіях ИИ22-3/70 [4], 1.420-12 [5] та інших, за якими побудована більшість промислових будівель, і які в наш час потребують зміни свого технологічного призначення шляхом реконструкції.

Треба зауважити, що недосконалості при виконанні монтажних міжповерхових стиків за цими серіями під час монтажу збірних залізобетонних колон в межах конструкцій рамних каркасних будівель, у більшості випадків за різних причин, залишаються і на час довготривалої їх експлуатації. При цьому, методика розрахунків стиків виконується для ідеалізованих, геометрично досконалих стиків [6].

В роботі Л.А. Лепської [7] зазначається, що при монтажі збірних залізобетонних конструкцій каркасів будівель складною та відповідальною задачею є виконання монтажних стиків, на які припадає 25-50% від загальних трудовитрат і, як наслідок, вони є потенційними проблемними місцями під час монтажу. В роботі К.С. Лунева [8] підтверджено, що дефекти монтажу, які дуже часто зустрічаються у таких стиках, можуть суттєво збільшувати просторову деформативність рамних каркасів.



МЕТОЮ СТАТТІ є пошук та фіксація, під час реконструкції існуючих багатоповерхових каркасних будівель, геометричних відхилень арматурних випусків від вертикалі у типових міжповерхових стиках збірних залізобетонних колон, виконаних за типовими серіями, для подальшого аналізу впливу великого діапазону зафіксованих геометричних параметрів відхилень на характер роботи цих стиків.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

На час промислового будівництва, яке припало на 80-ті роки двадцятого століття, в Україні було побудовано та не добудовано значну кількість промислових об'єктів за типовою серією 1.420-12 [5]. Характерною особливістю цієї серії, є стик колон з пониженим використанням сталевих закладних деталей у порівнянні з серією ИИ20-2/70 [4]. У серії [5] колони запроектовані таким чином, що дозволяють здійснювати поєднання колон шляхом стикування зварюванням арматурних випусків у їх стиках.

В роботі розглянуто фактичний стан міжповерхових горизонтальних стиків колон, які запроектовані за типовою серією [5], але виконані з відхиленнями від типового рішення за рахунок недосконалостей, які допущені при виготовленні колон та при їх монтажному поєднанні у міжповерхових стиках багатоповерхових рамних каркасів. На деякі суттєві відмінності типових та фактично виконаних стиків залізобетонних колон автори звернули увагу в роботі [9].

Стики в конструкціях збірних залізобетонних колон у рамних каркасах відносяться до елементів, які відповідальні за забезпечення загальної цілісності рамної системи. Для розробки проектів з планування напрямків реконструкції таких будівель після їх тривалої експлуатації, слід виконати їх технічне обстеження [3] та особливу увагу звертати на якість виконання міжповерхових стиків колон.

В процесі обстеження просторового залізобетонного рамно-в'язевого каркасу будівлі одного з Львівських промислових підприємств по вул. Городоцькій, 286Б, який був запроектований на початку 80-х років ХХ-го сторіччя, було звернуто увагу на проблемний стан міжповерхових стиків колон у рамному каркасі будівлі, запроектованому за типовою серією ИИ20-2/70 [4] із доповненням серією 1.420-12 [5].

При обстеженні каркасної будівлі із сіткою колон 9,0×6,0 м, основна увага була спрямована на міжповерхові стики колон (рис. 1-3). В обстеженій будівлі принципова конструкція стиків колон прийнята за типовою серією. Фактична реалізація конструкцій цих стиків має багато різновидів недосконалостей, які пов'язані, як з культурою виробництва колон на заводах залізобетонних конструкцій, так і з процесом виконання цих



Рисунок 1 – Нахил арматурних випусків у стик у одному напрямку



Рисунок 2 – Відхилення площини арматурних випусків від вертикальної площини



Рисунок 3 – Нахил арматурних випусків у стику в різних напрямках

стиків під час монтажу колон у рамному каркасі будівлі.

Після тривалої експлуатації будівлі, в межах стиків колон були зафіксовані пошкодження, які проявилися за час її довготривалої експлуатації.

МЕТОДИКА ВИКОНАННЯ ЗАМІРІВ ТА ЇХ АНАЛІЗ

Дослідження міжповерхових стиків колон проводили з виконанням замірів відхилень арматурних випусків у взаємно перпендикулярних вертикальних площинах. Проведені огляди та заміри відхилень арматурних випусків у 102-х стиках збірних залізобетонних колон з 1-го по 3-й поверхи двох пролітного рамного каркасу будівлі.

Процес проведення замірів відхилень осей арматурних випусків від вертикальних площин зображено на рис. 4 для стиків колон першого та другого поверхів, розташованих в осях „4/В”. Для фіксації розмірів відхилень осей арматурних випусків, виконані їх заміри на чотирьох рівнях в межах висоти 300 мм ніш міжповерхових стиків. Крок між рівнями замірів 100 мм. Заміри виконували від бокових поверхонь стрижнів, до однієї з поверхонь бокових граней колон.

Відстані до осі кожного з арматурних випусків визначали, як суми розмірів:

- для арматурних випусків колон, які знаходяться вище у стику:

$$\sum L_{top} = \sum L_{top.i} + a_{top} + \frac{d_{top}}{2};$$

- для арматурних випусків колон, які знаходяться нижче у стику:

$$\sum L_{bot} = \sum L_{bot.i} + a_{bot} + \frac{d_{bot}}{2},$$

де: $\sum L_{top.i}$ та $\sum L_{bot.i}$ – суми фактичних віддалей між осями робочої арматури колон, відповідно вище та нижче їх стику;

a_{top} та a_{bot} – товщини захисного шару бетону, відповідно, вище та нижче їх стику;

$d_{top}/2$ та $d_{bot}/2$ – половина діаметра робочої арматури колон, вище та нижче стику колон.

Відхилення конструктивних елементів у міжповерхових стиках колон від типового вирішення, можна поділити на:

- виробничі – характерні для заводів, на яких колони були виготовлені;
- монтажні – характерні для будівельних майданчиків, на яких колони поєднували між собою монтажними стиками.

Виробничі відхилення арматурних випусків у стиках колон, слід пов'язати з відсутністю поопераційного контролю геометричних параметрів на заводах залізобетонних виробів, де виготовляли колони. До виробничих відхилень слід віднести:

- невідповідність діаметрів (d) стрижнів у сітках непрямого армування бетону, їх кроку (w), кількості (N_T) в межах стику та кількості цих сіток (a_c) в межах торця колони;

- Δa_{top}^* , Δa_{bot}^* – відхилення від проектних чи

типових значень відстаней $a_i^* = a_i + \frac{d_i}{2}$ від гра-

ней колон до осей робочої арматури у перерізах нижче та вище стиків збірних залізобетонних колон суміжних поверхів (a_i – товщина захисного шару бетону);

- різні значення фактичних відстаней (L_{top} , L_{bot}) між осями робочої арматури біля стиків колон суміжних поверхів відповідно до проектних осей робочої арматури у поперечних перерізах колон вищого (top) та нижчого (bot) поверхів;
- зустрічаються випадки, зміни діаметрів або класу арматури випусків у стиках на менші для більшості арматурних випусків, вказаних у проектних рішеннях;
- зміщення закладних деталей та centruючих пластин у стиках;
- нелогічне коливання класу бетону в колонах по поверхах рамного каркасу будівлі. Так, для обстеженої будівлі, статистично визначені фактичні класи бетону C_f за [10, 11] та відповідні до них фактичні марки бето-

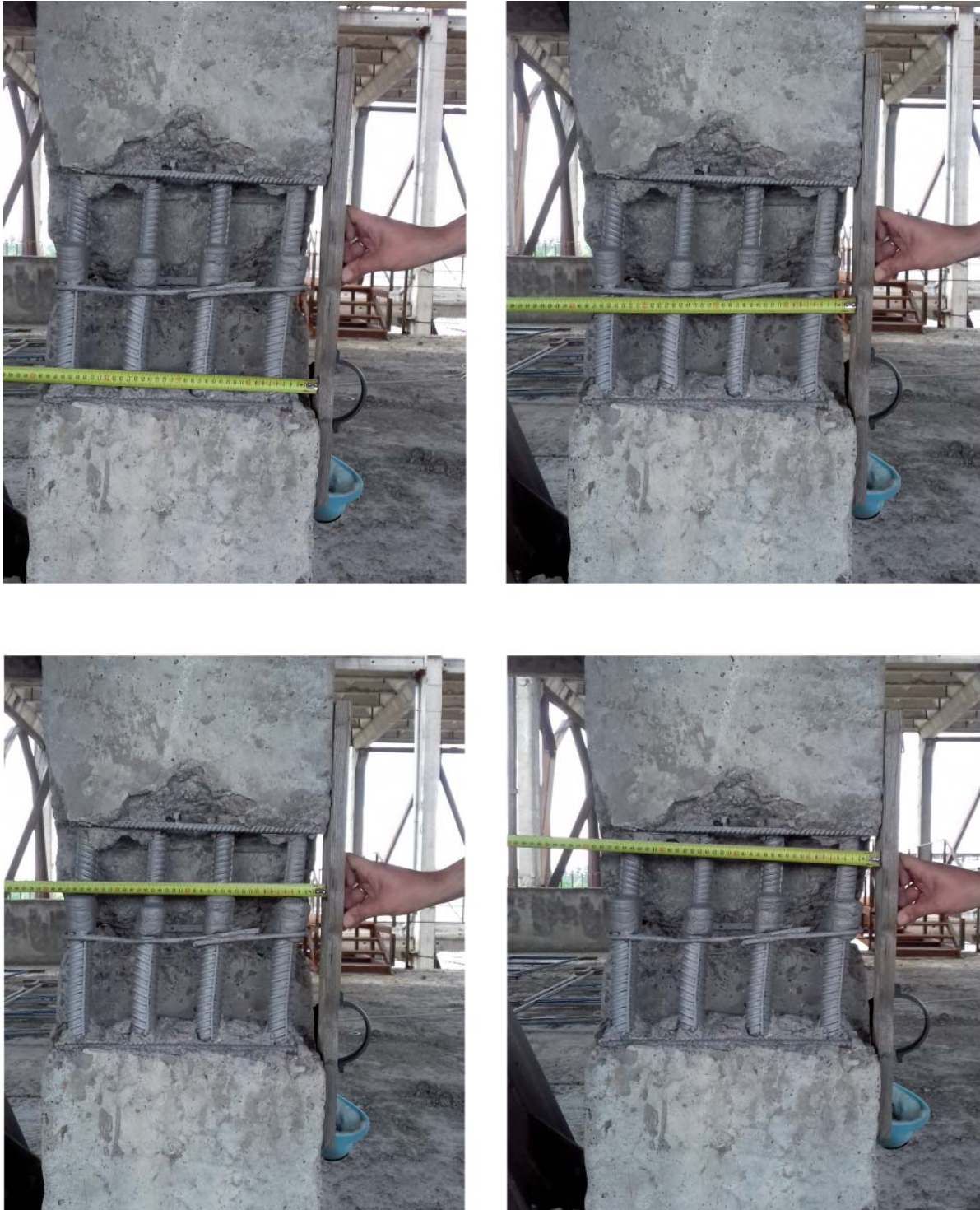


Рисунок 4 – Заміри відхилень арматурних випусків від вертикалі у стикі колон в осях „4/В”:
а – рівень $Z=0$ мм; б – рівень $Z=100$ мм; в – рівень $Z=200$ мм; г – рівень $Z=300$ мм

ну M_f для сукупності з 51-ої колони на кожному поверсі рамного каркасу, при проектному значенні M400 [5]:

- на 1-у поверсі - Cf 25/30, $V_{max}=11,35\% < 13,5\%$, (Mf 400 > M400);
- на 2-у поверсі - Cf 30/35, $V_{max}=10,11\% < 13,5\%$, (Mf 425 > M400);
- на 3-у поверсі - Cf 31/37,5, $V_{max}=9,31\% < 13,5\%$, (Mi 450 > M400).

Отримані незначні коливання значень коефіцієнтів варіацій, які менші за $V=13,5\%$ [10, 11], свідчать про стабільність параметрів бетону колон.

Монтажні відхилення конструктивних елементів, у даному випадку арматурних випусків у стиках колон, є логічним продовженням виробничих. Частина монтажних відхилень арматурних випусків від вертикалі у стиках колон вини-



кали в процесі виправлення виробничих граничних відхилень (допусків) робочих стрижнів арматури в колонах.

Коливання відхилень Δa_{top} , Δa_{bot} між розмірами захисних шарів бетону на протилежних гранях колон та фактичних відстаней L_{top} , L_{bot} між осями робочої арматури в колонах суміжних поверхів призвели до характерних змін у розташуванні арматурних випусків у стику. Ці зміни можна поділити на декілька наступних типів:

- об'єм виконаного ванного зварювання, на рівні поєднання випусків з колон суміжних поверхів, заходить в межі захисних шарів бетону замонолічування ніш стиків;
- дрібнозернистий бетон замонолічування ніш у стику не завжди відповідає типовій марці М300 за [5], і у більшості випадках дрібнозернистий бетон має меншу міцність при недостатній його щільності та наявності каверн;
- горизонтальні зазори між торцями колон у стику не заповнені або неповністю заповнені дрібнозернистим бетоном не нижче марки М300 за [5];
- ексцентриситет (e) між осями арматурних випусків в місці поєднання їх ванною зваркою (в межах ванної зварки), при монтажі колон суміжних поверхів;
- BD_{top} , BD_{bot} – значення переміщень осей арматурних випусків при їх відгині від точки їх виходу з бетону до рівня виконаної ванної зварки (відгини стрижнів арматурних випусків діаметрами 36 мм, 28 мм та 25 мм виконані термічно-механічним способом); $BD_{top} + BD_{bot} = BD_{max}$;
- мінімальна гнучкість $\lambda_{min} = L_0 / r$ в межах висоти стику, де $L_0 = \mu \times L$, $L = 300$ мм, $r = d/4$;
- способи згину арматурних випусків з колон (термічно-механічні) залежно від їх діаметрів, для можливості поєднання торців випусків ванною зваркою;
- відхилення осі колони від вертикалі не перевищує допустимі значення.

Виявлені пошкодження пов'язані з розвитком виробничих та монтажних відхилень арматурних випусків у стиках колон, які виникли в процесі довготривалої експлуатації будівлі:

- вертикальні тріщини в бетоні заповнення ніш – розколювання бетону:
 - за рахунок додатко-

вого згину деформованих арматурних випусків;

- геометричним обрисом ванної зварки, частина якої суттєво заходить в межі захисного шару бетону;
- наявні горизонтальні та вертикальні тріщини в бетоні заповнення ніш пов'язані з:
 - неякісним виконанням охоплення одним хомутом всіх арматурних випусків (рис. 4), який у типовому рішенні повинен стримувати зусилля розтягу від ексцентриситету в арматурних випусках на рівні ванної зварки. Фактично він не сприймає ці зусилля за рахунок недоліків типової конструкції хомута, що пов'язано з недостатньою його жорсткістю в межах чотирьох випусків які він охоплює біля однієї грані колони.
 - ексцентриситетами (e_i) арматурних випусків на рівні ванної зварки, які проковують додатковий згин і вигинають арматуру від осі колон у напрямку осі „х”, в площині випусків (рис. 5);
 - ексцентриситетами (e_{yi}) осей арматурних випусків на рівні ванної зварки, які проковують додатковий згинаючий момент і вигинають арматуру від осі колон у напрямку осі „у”, з площини випусків (рис. 6);

За результатами аналізу та обробки даних, отриманих в результаті замірів розмірів відхилень арматурних випусків у міжповерхових стиках колон, вони були поділені за наступними типами, які відображені та позначені на схемах (рис. 5, рис. 6).

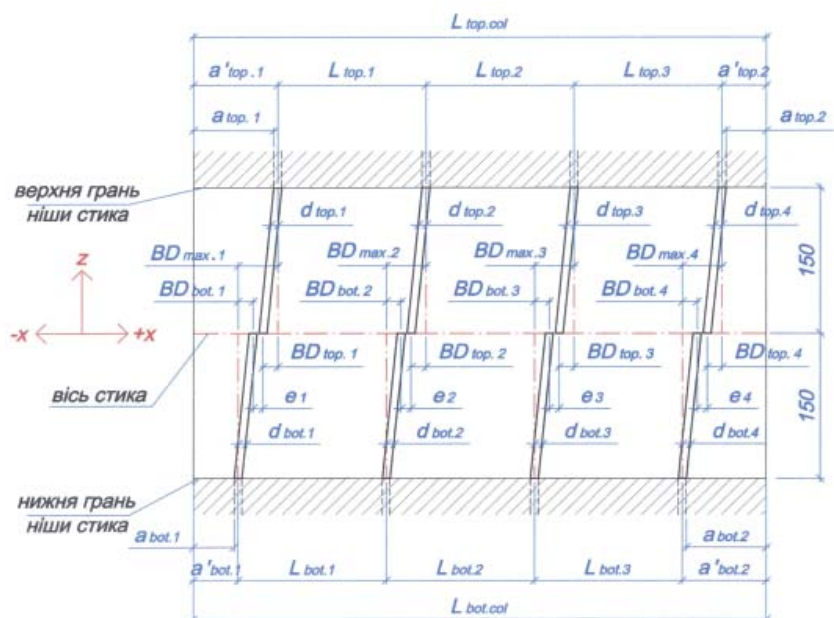


Рисунок 5 – Схема заміряних напрямків та типів відхилень арматурних випусків, зафіксованих після аналізу результатів отриманих замірів

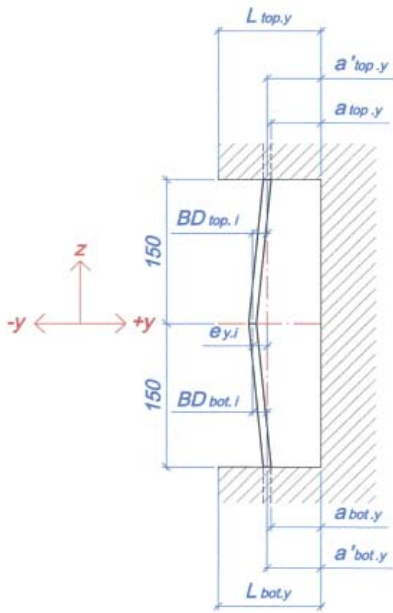


Рисунок 6 – Напрямок відхилень арматурних випусків від осі колон

Для прикладу, на рис.7 побудована фактична геометрична схема відхилень арматурних випусків в стику колон 1-го та 2-го поверхів, в осях „4/В”. Ця схема реально показує проблеми розташування та характеру фактичної роботи арматурних випусків в стику. За подібною схемою опрацьовані результати замірів геометрії всіх стиків колон.

Отримані геометричні схеми відхилень арматурних випусків в стиках колон легко перетворити у розрахункові схеми. Ці схеми необхідні для подальшого аналізу впливу зафіксованих недосконалостей на характер роботи стиків. Розрахункові схеми можна використати і при розробці методики для виконання перевірних розрахунків фактичної несучої здатності та жорсткості міжповерхових стиків збірних залізобетонних колон в межах багатопверхових каркасних будівель і самої будівлі в цілому.

ВИСНОВКИ

1. Частину фактично отриманих значень різного типу відхилень від вертикальних площин арматурних випусків в стиках колон, у порівнянні з нормованими граничними допусками відхилень арматури в стиках колон, слід розглядати у якості дефектів, які досить розповсюджені в стиках колон.
2. Причинами виробничих дефектів є недотримання товщини захисного шару бетону, недотримання відстаней між осями арматури при виготовленні плоских каркасів та при об'єднанні їх у просторові каркаси колон, часткова заміна діаметрів та класу арматури

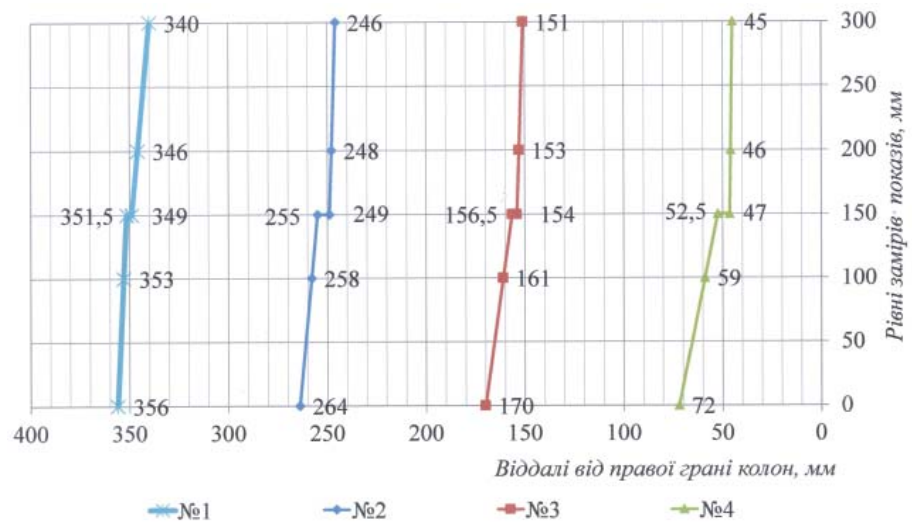


Рисунок 7 – Геометрична схема відхилень чотирьох арматурних випусків, в стику колон 1-го та 2-го поверхів в осях „4/В”

в каркасах колон, помилки у розташуванні колон по поверхнях рамних каркасів.

3. Монтажні дефекти є логічним ланцюгом виробничих дефектів, які виникли від недотримання правильної фіксації розташування осей робочої арматури в перерізах збірних колон при їх виготовленні.
4. Пошкодження у конструктивних елементах міжповерхових стиків від довготривалої експлуатації будівель пов'язані з розвитком виробничих та монтажних дефектів від різного типу навантажень та впливів.
5. В прикладах розрахунків стиків колон, діючих на час проектування будівель розглянутого типу, не враховували значення допусків на відхилення арматурних випусків в стиках колон суміжних поверхів. Значення нормованих граничних допусків і менших відхилень арматурних випусків від вертикалей та інших можливих типів відхилень, які були розглянуті вище, в перевірочних розрахунках стиків колон даного типу поки не враховуються [11].
6. Визначення фактичного діапазону коливань зафіксованих різних типів відхилень арматурних випусків у стиках колон необхідне для корегування розрахункових методик оцінки рівня впливу їх фактичних значень на надійність та довговічність залізобетонних конструкцій колон та і самого каркасу.
7. Отримана інформація з можливого діапазону дефектів різного типу, дає напрямок дій для створення відсутніх допусків у виготовленні стиків збірних колон.



БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Основные положения: ГОСТ 21778-81. [Втратив чинність від 2010-10-01]. М.: Издательство стандартов. 1981. 13 с.
2. Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Виконання вимірювань, розрахунок та контроль точності геометричних параметрів: ДСТУ-Н Б В.1.3-1:2009. [Чинний від 2010-10-01]. К.: Мінрегіонбуд України. 2010. 127 с.
3. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану: ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. [Чинний від 2017-04-01]. К.: ДП „УкрНДНЦ”. 2017. 44с.
4. Материалы для проектирования зданий с сеткой колонн 9×6 м, с перекрытиями типа I из плит, опирающихся на полки ригелей: серия ИИ20-2/70. М.: Госстрой СССР. 1973.
5. Конструкции многоэтажных производственных зданий с сетками колонн 6×6 и 6×9 м под нагрузки соответственно до 2500 и 1500 кгс/м² (дополнение к серии ИИ20/70): серия 1.420-12. М.: Госстрой СССР. 1979.
6. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного натяжения). М.: Стройиздат. 1977. 328 с.
7. Лепська Л.А. Стикові з'єднання збірних конструкцій та проблеми забезпечення точності монтажу каркасів будинків. Містобудування та територіальне планування: науково-технічний збірник. 2015. Вип. 55. С. 249-257.
8. Лунева К.С. Гончаров М.Е. Дефекты стыков сборных железобетонных колонн и варианты их усиления. Материалы 63-й научно-технической конференции студентов и молодых ученых ТГАСУ. Томск, 2017. С. 92-97.
9. Демчина Б.Г. Гладышев Р.Д. Дефекты міжповерхових стиків збірних залізобетонних колон багатоповерхових каркасних будівель. Theory and Building Practice: 2019. Vol. 1, №2. С. 50-58.
10. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН Б.В.2.6-98:2009. [Чинний від 2011-06-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
11. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. [Чинний від 2011-06-01]. К.: Мінрегіонбуд України. 2011. 118 с.
2. System of the geometrical parameters accuracy ensuring in construction. Implementation of measuring, calculation and control of exactness of geometrical parameters. Instruction: DSTU-N B V.1.3-1:2009. (2010).
3. Guidelines for inspection of buildings and facilities for identification and evaluation of their technical condition: DSTU-N B V.1.2-18:2016. (2017).
4. Materials for the design of buildings with a 6 x 6 m columns grid and with type 1 floors of slabs resting on the flanges of the beams: ИИ20-2/70 series. (1973). Moscow: Gosstroj of the SSSR.
5. Structures of multi-storey industrial buildings with 6 × 6 m and 6 × 9 m columns grids for loads of up to 2500 and 1500 kgf / m², respectively (supplement to the series ИИ20/70): series 1.420-12. (1979). Moscow: Gosstroj of the SSSR.
6. Guidelines for the design of concrete and reinforced concrete structures made of heavy concrete (without pretensioning). (1977). Moscow: Stroiizdat.
7. Lepaska, L.A. The prefabricated structures butt joints and problems of the building frames installation accuracy ensuring. (2015). Scientific and technical collection: Urban development and land-use planning, 55, 249-257.
8. Luneva, K.S., & Honcharov, M.E. (2017). Defects of joints of precast concrete columns and options for their reinforcement. The 63th scientific and technical conference of students and young scientists. Tomsk: TSUAB.
9. Demchyna, B.H., & Hladyshch, R. (2019). The interfloor joints defects in the precast reinforced concrete columns of the multi-storey frame buildings. Theory and Building Practice, 1 (2), 50-58.
10. Concrete and reinforced concrete structures. Main principles: DBN B.V.2.6-98:2009. (2011).
11. Concrete and reinforced concrete structures with heavy weight structural concrete. Design rules: DSTU B V.2.6-156:2010. (2011).

Стаття надійшла до редакції 15.05.2020 року

REFERENECS

1. A system for ensuring the geometric parameters accuracy in construction. Basic provisions: GOST 21778-81 (1981).



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v25i3.5>

УДК 624.016:624.012.4:624.071



ЖАРКО Л.О.

Канд. техн. наук, доц., зав. відділу, Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: zharko@ndibk.gov.ua, тел.: + 38 (066) 722-70-57, ORCID: 0000-0002-5966-1060



ОВЧАР В.П.

Канд. техн. наук, провідний науковий співробітник, Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: vovchar@i.ua, тел.: + 38 (067) 784-52-95, ORCID: 0000-0002-3896-2729



БЕЛОКОНЬ А.М.

Інженер I-ї кат. Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна e-mail: a.belokon1407@gmail.com тел.: + 38 (097) 355-14-07, ORCID: 0000-0003-1840-2107



ФЕСЕНКО О.А.

Канд. техн. наук, зав. сектору, Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна, e-mail: fesenko@ndibk.gov.ua, тел.: + 38 (068) 810-64-25, ORCID: 0000-0001-8154-2239

ВИПРОБУВАННЯ НЕРОЗРІЗНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКИ З КОНСОЛЯМИ ТА ТРІЩИНАМИ ПІДСИЛЕНОЇ ВУГЛЕПЛАСТИКОМ

АННОТАЦІЯ

В статті йдеться про актуальні випробування нерозрізної залізобетонної балки з консолями та тріщинами, підсиленої вуглепластиком з метою перевірки на фрагменті відповідності проектним вимогам конструкцій перекриття монолітного залізобетонного каркасу кроком 9 м з двома колонами, балкою та її консолями різної довжини при різних заданих навантаженнях ділянок. Дослідний зразок монолітної залізобетонної нерозрізної Т-подібної балки перекриття з полицею шириною 2 м і товщиною 0,2 м, ребром висотою 0,6 м і шириною 0,8 м, прольотом 9 м із двома консольними ділянками 4 м і 2,5 м і двома квадратними опорами 0,6×0,6 м було виготовлено і випробувано в Державному підприємстві «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій». За умов експлуатації балки в натурі проектно вертикальне рівномірно-розподілене навантаження ділянок становить: на лівій консолі – 6,0 т/м, на основному прольоті – 7,0 т/м, на правій консолі – 13,5 т/м. У віці 42 доби балку було навантажено 50% розрахункового навантаження до утворення тріщин в нижній зоні шириною розкриття

до 0,2 мм. Під час підсилення балки з тріщинами використано композитні стрічки на основі епоксидних смол з вуглецевими волокнами, типу S&P CFK-Lamellen, які фіксуються двокомпонентним епоксидним клеєм Resin 220. Анкерування стрічок виконували за допомогою композитних мат типу S&P G Sheet 240 з вуглецевими волокон, котрі були наклеєні на двокомпонентному клею Resin 55. Вуглепластиком підсилено ділянки балки зверху, знизу і по боках. На четверту добу після підсилення балку було випробувано вертикальним рівномірно-розподільним навантаженням на стенді з силовою підлогою, системою розподілення навантаження гідродомкратами та вимірювальними приладами. Тріщини шириною розкриття 0,1-0,3 мм утворилися на полиці балки на опорі біля довшої консолі, при навантаженні 80 % проектного. Прогини балки при проектному навантаженні становили на кінці консолі 4 м – 33,86 мм, по центру прольоту 9 м – 1,22 мм, на кінці консолі 2,5 м – 0,6 мм; після розвантаження, відповідно – 6,53 мм, 0,24 мм, 0,83 мм. Досліджене конструктивне рішення перекриття монолітного



залізобетонного каркасу кроком 9 м з двома колонами, однопрогонною балкою та її консолями довжиною 4 м і 2,5 м при різних заданих навантаженнях ділянок повністю відповідає проектним вимогам і безпечно для експлуатації.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: випробування, нерозрізна залізобетонна балка з консолями, тріщини на опорі, підсилення вуглепластиком, переміщення, прогини, осадка опор, навантаження, аналіз результатів

TESTING OF CRACKED CONTINUOUS REINFORCED CONCRETE CANTILEVER BEAM REINFORCED WITH CARBON FIBRE MATERIAL

ABSTRACT

The paper deals with the up-to-date testing of cracked continuous reinforced concrete cantilever beam which is reinforced with carbon fiber material in order to verify conformity of the beam fragment to design requirements of reinforced concrete frame floor spaced at intervals of 9 m and having 2 columns, a beam and cantilevers of various length at various loads. Test sample of reinforced concrete continuous T-shaped floor beam produced and tested by NIISK has a 2 m wide and 0.2 m thick flange, 0.6 m high and 0.8 m wide web and 9 m panel with two cantilever sections of 4 m and 2.5 m and 2 square supports of 0.6×0.6 m. In field operation of the beam, the design vertical uniformly distributed load is 6.0 t/rm on the left cantilever, 7.0 t/rm on the main panel and 13.5 t/rm on the right cantilever. At the age of 42 days, the beam was loaded with 50% of the design load before 0.2 mm wide cracks occurred in the bottom zone. In reinforcement of the cracked beam, it were used composite carbon-fiber reinforced epoxy tapes of S&P CFK-Lamellen, which were fixed with two-component adhesive of Resin 220. The tapes were anchored by composite glass fibre fabric of S&P G Sheet, 240 glued on two-component adhesive of Resin 55. The beam was reinforced with carbon fibre material up and down and on each side. On day 4 after the reinforcement the beam was tested by vertical uniformly-distributed load on the testing jig which had power floor, hydraulic jack load distribution system and measuring equipment. Cracks with a width of 0.2-0.3 mm formed on the shelf of the beam on a support near the longer console when 80% of the design load. Cracks being 0,1-0,3 mm wide were found on the beam flange resting near the longer cantilever at 80% load of the design one. The beam deflections at design load were 33,86 mm at the end of the 4 m cantilever, 1,22 mm in the center of the 9 m panel and 0,6 mm at the end of the 2.5 m cantilever; after unloading, 6.53 mm, 0.24 mm, and 0.83 mm respectively. The tested structure of reinforced concrete frame floor spaced at intervals of 9 m and having 2 columns, a one panel beam and cantilevers meets the design requirements and is safe for operation at various designed loads.

KEYWORDS: testing, continuous reinforced concrete beam with cantilevers, cracks on the rest, reinforcement with carbon fibre material, displacement, deflections, settlement of supports, loading, analysis of results

ВСТУП

Архітектурне різноманіття сучасних громадських будівель з монолітно-каркасного залізобетону вимагає застосування нерозрізних конструкцій перекриття, в тому числі з консолями різної довжини. В залежності від експлуатаційних вимог навантаження окремих зон перекриття неоднозначне. В усьому світі існує проблема призупинення будівництва та наступного його відновлення, інколи з новими вимогами щодо експлуатації. Конструкції незавершеного будівництва можуть зазнавати пошкоджень тріщиноутворення. Для забезпечення надійності та безпеки щодо механічного опору і стійкості такого перекриття застосовують його підсилення.

Метою дослідження є перевірка на фрагменті відповідності проектним вимогам конструкцій перекриття монолітного залізобетонного каркасу кроком 9 м з двома колонами, балкою та її консолями різної довжини при різних заданих навантаженнях ділянок.

ХАРАКТЕРИСТИКА ДОСЛІДНОГО ЗРАЗКА БАЛКИ

Дослідний зразок монолітної залізобетонної нерозрізної Т-подібної балки перекриття з полицею шириною 2000 мм і товщиною 200 мм, з ребром висотою 600 мм і шириною 800 мм – це однопрольотна конструкція із двома консольними ділянками защемлена по середині висоти квадратних опор перерізом 600×600 мм висотою 2,6 м. Загальна довжина зразка становить 15,5 м; середній проліт – 9 м, ліва консольна ділянка до осі Б – 4 м, права консольна ділянка від осі В – 2,5 м.

Армування ребра зразка балки виконане у вигляді в'язаного просторового каркасу: поздовжнє – $5\text{Ø}16(20)+5\text{Ø}25\text{A}400\text{C}$, поперечне – $\text{Ø}8\text{A}240\text{C}$, крок 100, 200 мм. Армування полиці зразка – двохарове сітками зі стрижнів $\text{Ø}10$, $12\text{A}400\text{C}$, крок 200 мм. Армування колон – просторові каркаси із поздовжніми стрижнями $8\text{Ø}20+4\text{Ø}28\text{A}400\text{C}$ і поперечними стрижнями $\text{Ø}8\text{A}240\text{C}$, крок 100 мм. Армування зразка балки - полиці (а) і опори-колони (б), показано на рис. 1. Проектний клас бетону дослідного зразка балки – С25/30.

Дослідний зразок балки було виготовлено у випробувальному залі відділу досліджень конструкцій будівель і споруд Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій».

Фактична середня міцність на стиск бетону зразків-кубів становила: у віці 28 діб – 25,93 МПа



Рисунок 1 – Армування зразка балки: а) армування полиці б) армування опори-колони

(264,57 кгс/см²); у віці 42 доби – 33,94 МПа (346,34 кгс/см²).

За умов експлуатування балки в натурі вертикальне рівномірно-розподілене навантаження ділянок відрізняється (рис. 2а): на лівій консольній – 6,0 т/пм (загалом 24 т), на основному прольоті – 7,0 т/пм (загалом 64 т), на правій консольній – 13,5 т/пм (загалом 33,75 т).

ПІДСИЛЕННЯ БАЛКИ З ТРІЩИНАМИ ВУГЛЕПЛАСТИКОМ

У віці 42 доби балку було навантажено 50 % розрахункового навантаження до утворення тріщин в нижній зоні шириною розкриття до 0,2 мм.

Підсилення балки з тріщинами було виконане фахівцями ТЗОВ «Компанія «Спецпроектбуд». Використано композитні стрічки на основі епоксидних смол з вуглецевими волокнами, типу S&P CFK-Lamellen 100/1,2 мм (150/2000) та S&P CFK-Lamellen 100/1,4 мм (150/2000), S&P CFK-Lamellen 50/1,2 мм (150/2000), S&P CFK-Lamellen 150/1,4 мм (150/2000), які фіксуються двокомпонентним епоксидним клеєм Resin 220. Витрати клею Resin 220 становили 0,30 кг/пм стрічки, товщина накладання – 1-2 мм. При нерівностях поверхні бетону до 5 мм вирівнювання здійснювали за рахунок додаткових витрат клею. Анкерування стрічок виконували за допомогою композитних мат типу S&P G Sheet, 240 (200 г/м²) з вуглецевих волокон, котрі були наклеєні на двокомпонентному клею Resin 55 (1,25 кг/м²).

Підсилення було виконано на поверхні балки біля колони Б двома шарами повздовжніх композитних стрічок типу 150/1,4 по ширині в кількості 11 штук з кроком 160 мм на відстані по 2,2 м від осі, біля колони В – одним шаром стрічок типу 100/1,2 по ширині в кількості 7 штук з кроком 200 мм та композитним матом на відстані 2,25 м та 1,25 м від осі. На нижній поверхні балки підсилення було виконано між колонами одним

шаром стрічок типу 100/1,4 по ширині в кількості 5 штук з кроком 125 мм та композитним матом. На бокових поверхнях низу балки біля колони Б – одним шаром композитних стрічок типу 100/1,2 по ширині в кількості 26 штук з кроком 150 мм на відстані по 2,32 м від осі, біля колони В – одним шаром композитних стрічок типу 100/1,2 по ширині в кількості 15 штук з кроком 250 мм на відстані по 2,2 м від осі. Загальний вигляд зразка із підсиленням з боків (а) і знизу (б) на стенді з навантажувальним обладнанням та вимірювальними приладами під час випробувань представлено на рис. 3.

ВИПРОБУВАННЯ БАЛКИ

На четверту добу після підсилення балку було випробувано. Вертикальне рівномірно-розподілене навантаження на зразок прикладалося синхронно від шести гідродомкратів ДГ-100 із двома автоматичними і однією ручною насосними станціями. Гідравлічні домкрати встановлювалися в рамках випробувального стенду, які було закріплено до силової підлоги. Рівномірно розподілене навантаження вздовж осі симетрії зразка передавалося через розподільчі балки із шарнірними опорами, які було рівномірно розташовано по довжині зразка. Схема розташування навантажувального обладнання наведено на рис. 2б.

Навантаження зразка балки здійснювалося ступенями згідно з вимогами ДСТУ Б В.2.6-7-95 [1]. Відповідно до вимог цього стандарту, після прикладання кожної частки навантаження, зразок було витримано під навантаженням щонайменше 10 хвилин. Після прикладання вертикального рівномірно розподіленого навантаження величиною, що відповідає розрахунковому значенню навантаження, зразок було витримано під цим навантаженням протягом 30 хвилин; перші показання вимірювальних приладів було записано

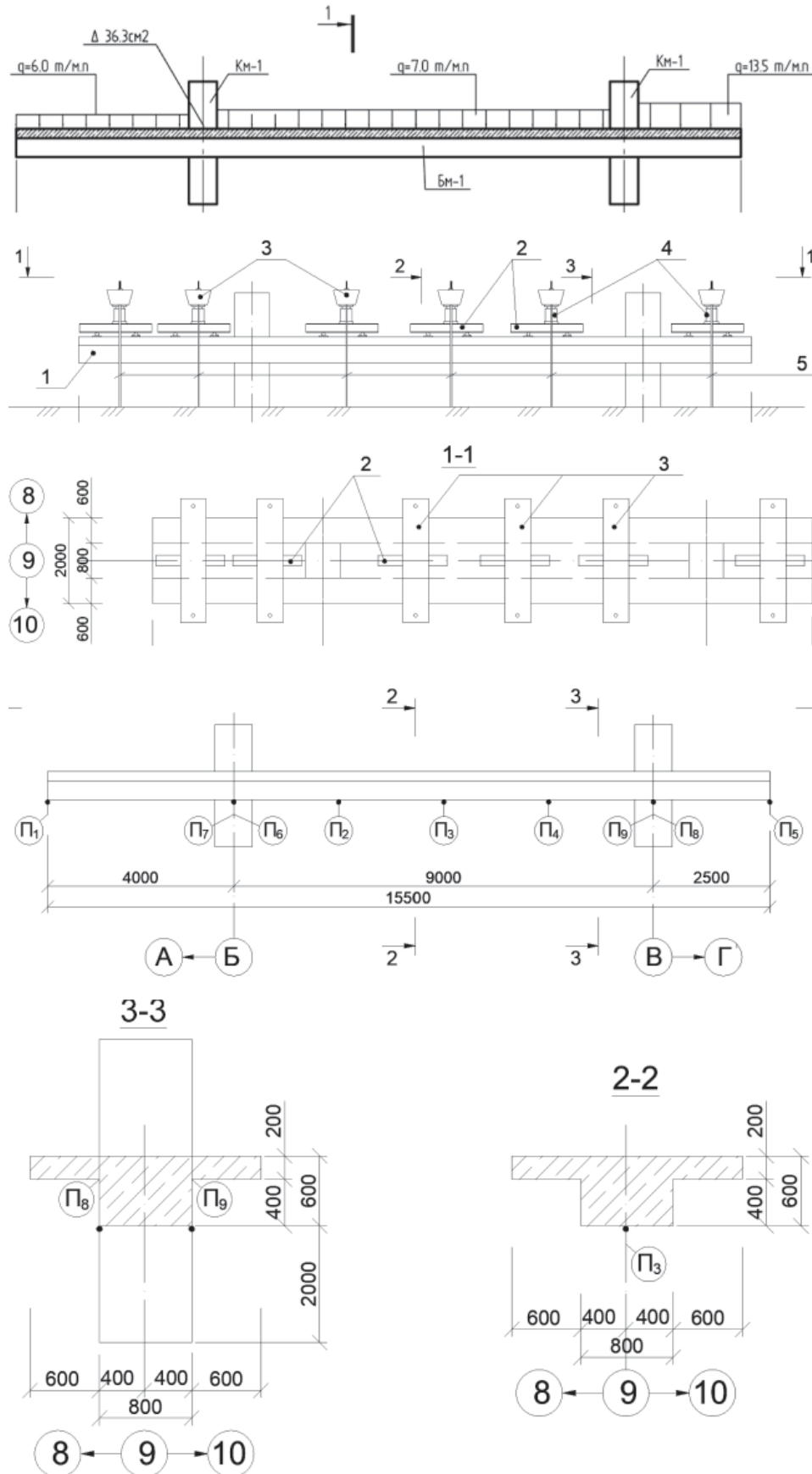


Рисунок 2 – Схема прикладення навантаження і значення навантаження на зразок балки (а); розташування навантажувального обладнання на зразок (б): 1 – зразок балки; 2 – розподільчі балки; 3 – траверси; 4 – гідравлічні домкрати; 5 – тяжі-стійки; розташування вимірювальних приладів (в): П1-П9 – прогиноміри БПАО



Рисунок 3 – Загальний вигляд зразка із підсиленням на стенді з навантажувальним обладнанням та вимірювальними приладами під час випробувань: а – з боків; б – знизу

після витримки протягом 10 хвилин, другі – після повної його витримки.

Після кожного ступеня навантаження виконувався огляд поверхні зразка в зоні випробувань із фіксуванням у журналі випробувань ступеня навантаження, пошкоджень, що з'явилися та результатів вимірювання переміщень.

Для вимірювання переміщень зразка балки було застосовано дев'ять прогиномірів 6ПАО із ціною поділки 0,01 мм. Прогиноміри було встановлено у прольоті зразка (3 шт.), на його опорах (4 шт.) і на кінцях консолей (2 шт.). Схему розташування вимірювальних приладів наведено на рис. 2в.

Після прикладення навантаження, що становило 80 % розрахункового, було зафіксовано появу та розкриття поперечних (нормальних до осі зразка) тріщин шириною 0,1-0,3 мм в полиці плити дослідного зразка на опорі Б на межі лівої консолю,

після розвантаження зразка відбулося закриття цих тріщин.

АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ВИПРОБУВАНЬ

Переміщення (осадка) опор балки на стадіях навантаження, яка визначалася як середнє з чотирьох показників переміщень за прогиномірами П6-П9, представлена в таблиці 2.

Переміщення (прогини) під час рівномірно розподіленого навантаження по довжині балки з врахуванням осадки опор наведено в таблиці 3.

Прогин кінця консолю 4,0 м значно перевищує усі інші, тому розглянемо їх на окремих графіках. На рис. 5 зображено прогини кінця консолю 4,0 м D1 під час навантаження (1 – 10) – розвантаження (11) з появою тріщин на ступені 8.

На рис. 6 показано прогини балки під час навантаження (1 – 10) – розвантаження (11) з появою тріщин на ступені 8: D5 – кінця консолю 2,5 м;

Таблиця 1 - Значення переміщень дослідного зразка балки, мм

Ступені	Навантаження	$\Delta 1$	$\Delta 2$	$\Delta 3$	$\Delta 4$	$\Delta 5$	$\Delta 6$	$\Delta 7$	$\Delta 8$	$\Delta 9$
1	10%	0,80	0,04	0,03	0,15	0,17	0,01	0	0,01	0
2	20%	1,76	0,08	0,12	0,13	0,44	0,04	0,01	0,02	0
3	30%	2,76	0,11	0,14	0,14	0,42	0,06	0,04	0,03	0
4	40%	4,63	0,11	0,24	0,23	0,48	0,09	0,06	0,04	0
5	50%	6,90	0,14	0,38	0,33	0,52	0,14	0,10	0,07	0,01
6	60%	9,72	0,14	0,58	0,49	0,52	0,20	0,14	0,10	0,01
7	70%	21,61	0,15	0,79	0,76	0,50	0,28	0,18	0,14	0,01
8*	80%	26,95	0,23	0,97	0,86	0,55	0,33	0,21	0,17	0,02
9	90%	30,26	0,23	1,09	1,02	0,66	0,39	0,24	0,19	0,03
10	100%	33,86	0,34	1,22	1,13	0,85	0,45	0,26	0,23	0,04
11	Розвантаження	6,63	0,30	0,34	0,27	0,93	0,17	0,08	0,11	0,04

* – розкриття тріщин у полиці плити зразка на опорі Б

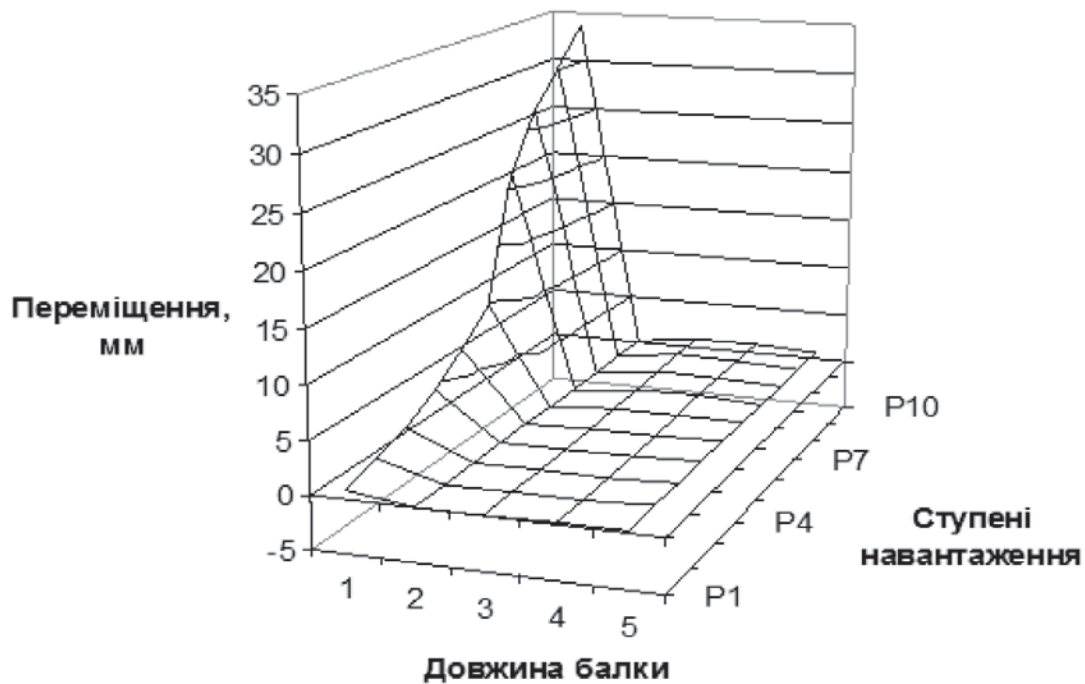


Рисунок 4 – Переміщення ділянок балки під час навантаження P1 – P10

Таблиця 2 - Осадка опор балки

Ступені навантаження	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
$\Delta = P_x - P_0$	0,005	0,0175	0,0325	0,0475	0,080	0,1125	0,1525	0,1825	0,2125	0,245	0,100

Таблиця 3 - Переміщення (прогини) під час рівномірно розподіленого навантаження по довжині балки, мм

Ступені навантаження	Навантаження	Δ_1	Δ_2	Δ_3	Δ_3	Δ_4
1	10%	0,795	0,035	0,025	0,145	0,165
2	20%	1,7425	0,0625	0,1025	0,1125	0,4225
3	30%	2,7275	0,0775	0,1075	0,1075	0,3875
4	40%	4,5825	0,0625	0,1925	0,1825	0,4325
5	50%	6,820	0,060	0,300	0,250	0,440
6	60%	9,6075	0,0275	0,4675	0,3775	0,4075
7	70%	21,4575	-0,0025	0,6375	0,6075	0,3475
8*	80%	26,7675	0,0475	0,7875	0,6775	0,3675
9	90%	30,0475	0,0175	0,8775	0,8075	0,4475
10	100%	33,615	0,095	0,975	0,885	0,605
11	Розвантаження	6,530	0,200	0,240	0,170	0,830

Примітка: * - утворення тріщин



a)

б)

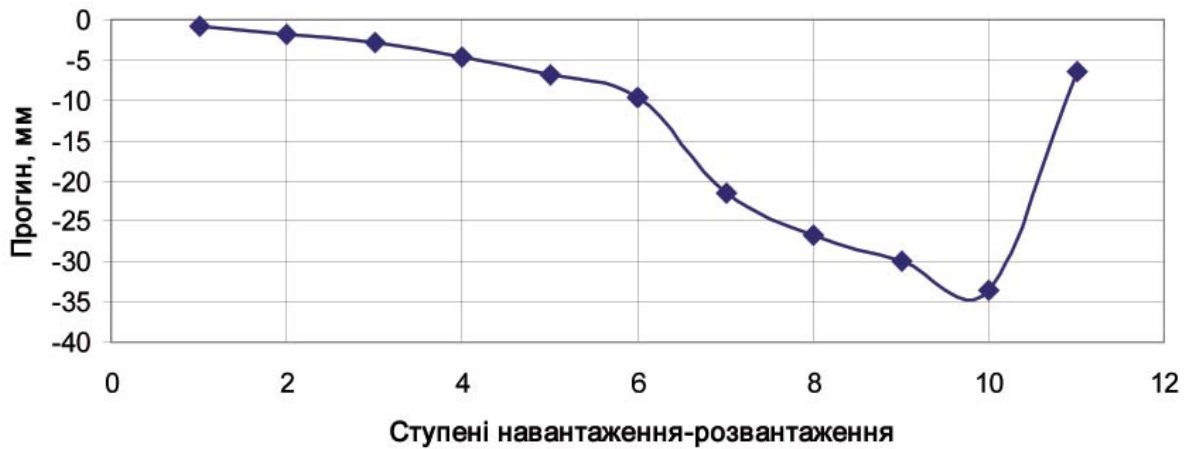


Рисунок 5 – Прогини кінця консолі 4,0 м D1 під час навантаження (1 – 10) – розвантаження (11) з появою тріщин на ступені 8

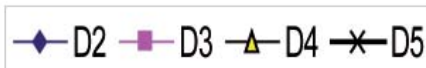
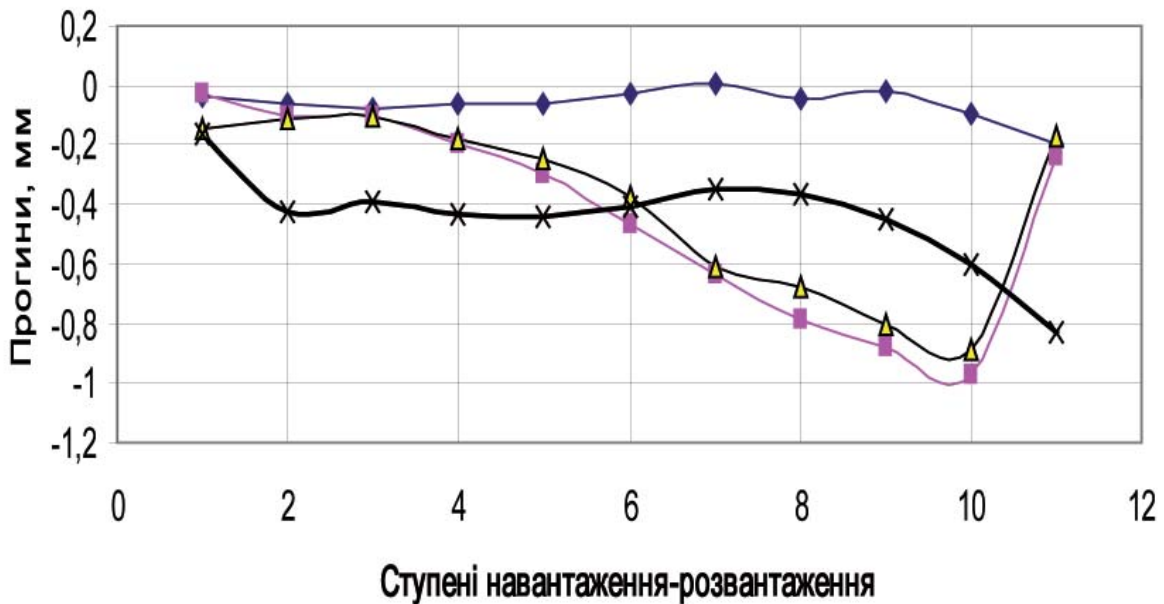


Рисунок 1 – Прогини балки під час навантаження (1 – 10) – розвантаження (11) з появою тріщин на ступені 8: —×— D5 – кінця консолі 2,5 м; —♦— D2 —Δ— D4 – в четвертях, —■— D3 – по осі прогону 9,0 м

D2 – D4 – в четвертях, D3 – по осі прогону 9,0 м.

Аналіз графіка на рис. 5 показує, що вільний кінець довгої консолі балки D1 прогинався пружно до і після моменту утворення тріщин, але з різним модулем пружності, після розвантаження залишковий прогин становив 6 мм.

Графік на рис. 6 показав, що прогин вільного кінця короткої консолі D5 після перших трьох ступенів навантаження 0,60 мм в подальшому не

змінювався, але при розвантаженні виріс до 0,83 мм. Початковий прогин D5 може бути спричинений виникненням невиявлених тріщин на опорі В.

В середині прольоту (9,0 м) балка деформувалася як пружне тіло (але з прискоренням після утворення тріщин) з максимальним прогином 0,98 мм і залишковим прогином 0,24 мм.

Нерозрізна балка, защемлена в опорах, з різними величинами рівномірно-розподіленого,



на трьох ділянках, навантаження призвела до незвичного, на перший погляд, характеру прогинів: незмінність деформацій кінця короткої правої консолі і лівої чверті середнього прольоту при навантаженні, та збільшення прогину при розвантаженні балки; майже однаковість прогинів центру і правої чверті середнього прольоту. Незначна величина прогинів лівої чверті середнього прольоту може бути спричинена впливом відносно значних деформацій лівої консолі, а її коливання на ступені 8 – утворенням вторинних тріщин.

Максимальний прогин дослідного зразка балки було зафіксовано для консолі довжиною 4 м, який становив $f = 33,86$ мм, що не перевищує граничне значення прогину $f_u = 2 \cdot l / 150 = 2 \cdot 4000 / 150 = 53,3$ мм, визначене згідно з ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [4]. Жорсткість дослідного зразка балки забезпечена.

ВИСНОВКИ

За результатами випробувань дослідного зразка балки, підсиленого вуглепластиком, було встановлено, що зразок витримав усі передбачені розрахункові навантаження без руйнування. Несуча здатність дослідного зразка забезпечена.

Тріщини шириною розкриття 0,1-0,3 мм утворилися на полиці плити балки на опорі біля довшої консолі при навантаженні 80 % проектного. Прогини балки при проектному навантаженні становили на кінці консолі 4 м – 33,86 мм, по центру прольоту 9 м – 1,22 мм, на кінці консолі 2,5 м – 0,6 мм; після розвантаження, відповідно – 6,53 мм, 0,24 мм, 0,83 мм.

Максимальний прогин дослідного зразка балки для консолі довжиною 4 м не перевищує граничне значення прогину 53,3 мм, визначене згідно з ДСТУ Б В.1.2-3:2006 [8]. Жорсткість дослідного зразка балки забезпечена.

Таким чином, досліджене конструктивне рішення перекриття монолітного залізобетонного каркасу кроком 9 м з двома колонами, однопрогонною балкою та її консолями довжиною 4 м і 2,5 м при різних заданих навантаженнях ділянок повністю відповідає проектним вимогам і безпечно для експлуатації.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості.
2. ДБН В.1.2-14-2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.
3. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.
4. ДСТУ Б 1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування.

REFERENCES

1. Concrete and reinforced concrete prefabricated building products. Loading test methods. Rules of strength, rigidity and crack resistance assessment: DSTU B V.2.6-7-95 (GOST 8829-94) (1996).
2. General principles for reliability and constructive safety ensuring of buildings, civil engineering works, civil structures and bases: DBN V.1.2-14-2018 (2019).
3. Concrete and reinforced concrete structures. Basic principles: DBN V.2.6-98:2009 (2011).
4. Deflections and displacements. Design rules: DSTU B 1.2-3:2006 (2007).

Стаття надійшла до редакції 02.07.2020 року



Doi: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v25i3.6>

УДК 624.154, 624.159.2



КОВАЛЬСЬКИЙ Р. К.

Канд. техн. наук, с.н.с., зав.
лаб., Державне підприємство
"Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій",
м. Київ, Україна
e-mail: 777krk@gmail.com
тел. +38 (050) 907-77-99
ORCID: 0000-0002-9895-9257

ВПЛИВ ТИСКУ В БЕТОНОВІДІ НА НЕСУЧУ ЗДАТНІСТЬ БУРОІН'ЄКЦІЙНОЇ ПАЛІ ЗА ВЛАСТИВОСТЯМИ ҐРУНТОВОЇ ОСНОВИ ПРИ ЇЇ ВЛАШТУВАННІ

АНОТАЦІЯ

На сьогоднішній час буріоін'єкційні палі є одним з найпоширеніших видів фундаментів для влаштування на них багатопверхових будинків. Свою популярність вони отримали за рахунок відносно невеликої вартості, швидкості влаштування та значної величини допустимого навантаження за властивостями ґрунтової основи. Однак, в практиці будівництва неодноразово виникають ситуації коли прогнозована величина несучої здатності палі за властивостями ґрунтової основи суттєво менша, ніж отримана за результатами випробування статичним навантаженням вдавлювання. Як правило, причини такої значної різниці залежать від багатьох факторів: неточності вивчення інженерно-геологічної будови, від обладнання, яке використано для влаштування палі, дотримання мінімально необхідних технологічних параметрів при влаштуванні палі.

В більшості випадків, однією з основних причин значного зменшення несучої здатності палі за властивостями ґрунтової основи є такий параметр, як тиск бетону в бетоновіді при їх влаштуванні. Досить часто виробнику палі ставлять умову, щоб перевитрати бетону не були більше нормативного значення, яке рівне 26% від геометричного об'єму свердловини під палю. Таким чином, хочуть отримати економію бетону на влаштування палі. Однак, такий підхід до економії бетону в результаті веде до значно більших перевитрат, оскільки при незначному тиску величина несучої здатності палі за властивостями ґрунтової основи може бути до двох разів менше. В такому випадку, кількість палі необхідно збільшувати в два рази, внаслідок чого отримана економія бетону при влаштуванні палі 10...15% приведе до його перевитрат в 100...200%.

В статті наведено результати випробування палі

статичним вдавлювальним навантаженням на майданчику будівництва, де були використанні різні величини тиску в бетоновіді для дослідних кушків. Наведені величини зменшення несучої здатності палі в залежності від тиску в бетоновіді.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: буріоін'єкційна палі, складні інженерно-геологічні умови, випробування, статичне вдавлювальне навантаження, тиск в бетоновіді

THE CONCRETE PIPELINE PRESSURE INFLUENCE ON THE CFA PILE BEARING CAPACITY ACCORDING TO THE SOIL BASE PROPERTIES WHEN INSTALLING THE PILE

ABSTRACT

Today, CFA piles are one of the most common types of foundations for multi-storey buildings. They gained their popularity due to the relatively low cost, speed of installation and allowable load value according to the soil base properties. However, in the practice of construction there are often situations when the predicted value of the pile bearing capacity according to the soil base properties is significantly less than that one resulting from the static pressing load tests. As a rule, the reasons for such a significant difference depend on many factors, including the inaccuracy of the geological structure study, the equipment used for piling or observance of the minimum necessary technological piling parameters.

In most cases, one of the main reasons for the significant reduction of the piles bearing capacity according to the soil properties is a parameter such as the pressure in the concrete pipeline during the piles installation. Quite often, the pile manufacturers are asked out that the concrete overconsumption should not exceed the standard value equal to 26 % of the geometric volume of the borehole



under the pile. Thus, they want to save money on the piles installation. However, this approach to concrete saving results in much higher cost overruns, because at low pressure the value of the piles bearing capacity according to the soil base properties can be up to twice less. In this case, the number of piles must be increased by two times with the consequence that the 10... 15 % resulting concrete savings from installing the piles will lead to concrete overspending of 100... 200 %.

The paper presents the results of piles testing by static pressing load at the construction site, when the different pressure values in the concrete pipeline were used for pile groups. The values of piles bearing capacity reduction depending on the concrete pipeline pressure are shown.

KEY WORDS: continuous flight auger pile, complex engineering-geological conditions, tests, static pressing load, concrete pipeline pressure

Ця стаття є продовженням науково-го дослідження залежності несучої здатності буріон'єкційної палі за властивостями ґрунтової основи від різних факторів, в нашому випадку, від впливу такого параметру, як тиск бетону в бетоноводі. Початкові дослідження приведені в праці [1].

У будівництві частка використання буріон'єкційних паль для палових фундаментів становить понад 70%. Цьому сприяють такі фактори:

- швидкість виготовлення;
- значно менша ціна порівняно з буронабивними палями;
- наявність широкого спектру машин для їх виготовлення;
- можливість влаштування паль значної довжини (до 50 м) та діаметру (порівняно з забивними чи задавлювальними палями).

Досить часто виробнику паль ставлять умову, щоб перевитрати бетону не були більше нормативного значення, яке рівне 26% від геометричного об'єму свердловини під палю. Таким чином, хочуть отримати економію бетону на влаштування палі. Однак, такий підхід до економії бетону в результаті веде до значно більших перевитрат, оскільки при незначному тиску величина несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи може бути до двох разів менше. В такому випадку, кількість паль необхідно збільшувати до двох

разів, внаслідок чого отримана економія бетону при влаштуванні палі 10...15% приведе до його перевитрат в 100...200%.

МЕТА СТАТТІ

Виконати аналіз результатів випробувань паль статичним навантаженням вдавленням щодо впливу на величину несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи тиску бетону в бетоноводі при їх виготовленні.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЯГНЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

На сьогоднішній день в Україні чинні основні два нормативних документа, що регулюють мінімально необхідні технологічні параметри для отримання якісної палі щодо її несучої здатності за властивостями ґрунтової основи [2,3].

У розділі 8.2.5 документу [2] приведено узагальнений опис технологічних процесів з влаштування палі з метою недопущення зниження її несучої здатності за властивостями ґрунтової основи. В зазначеному документі відсутні конкретні величини щодо технологічних параметрів, що мають бути дотримані при влаштуванні паль. Певні величини технологічних параметрів представлені в [3]. Одним із важливих параметрів є необхідність створення в бетоноводі тиску бетонної суміші не менше ніж 100 кПа перед початком підйому шнека від основи палі, оскільки якісне формування п'яти паль забезпечує прогнозовану несучу здатність палі за властивостями ґрунтової основи. Однак, відсутні вказівки на якій ділянці стовбура палі необхідно тримати таку величину тиску в бетоноводі. Це приводить до того, що виробники формально відносяться до виконання такої вимоги, а саме зазначену величину тиску підтримують на ділянці довжиною 0,5...1,0 м від нижнього кінця паль, а далі орієнтуються на коефіцієнт, що враховує перевитрати бетону – 1,26 (тобто витрати бетону не повинні перевищувати 26% геометричного об'єму палі, діаметр якої закладено в проект).

ВИКЛАДЕННЯ ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

При проектуванні житлового комплексу по вул. Чернігівській у м. Києві було випробувано 2 дослідних куца паль із буріон'єкційних паль діаметром 620 мм та довжиною 18 м. Геометричні характеристики паль представлено в табл. 1.

Таблиця 1 - Характеристики дослідних паль

№ дослідного куца	Номер найближчої свердловини	Абсолютна відмітка, м		Довжина палі, м
		верху палі	низу палі	
1	Св. 1	97,15	79,15	18,00
2	Св. 5	97,15	79,15	18,00

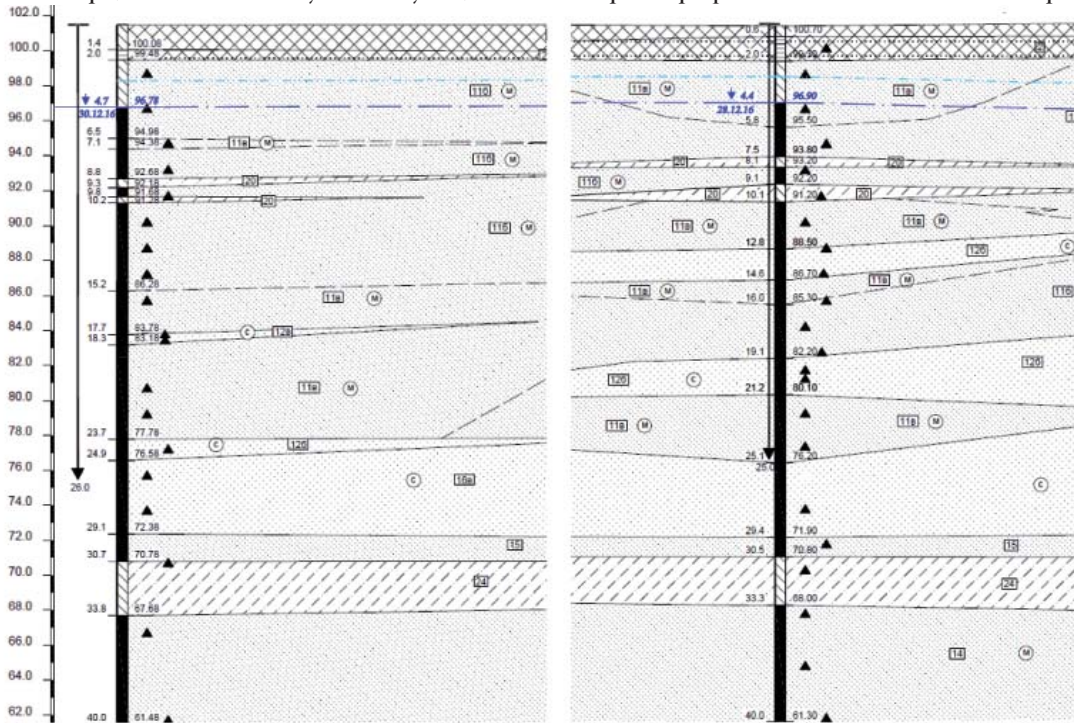


В геологічній будові майданчика до розвіданої глибини 40,0 м, приймають участь: з поверхні території – сучасні насипні (намивні) відклади, що покривають голоценові алювіальні піщані ґрунти з прошарками супісків, які в свою чергу підстеляються, дещо розмитою товщею палеогенових глауконіто-кварцових пісків та супісків бучацької

серії. Загалом у розрізі виділяється три стратиграфо-генетичних комплекси.

Стратиграфо-генетичний комплекс сучасних насипних (намивних) відкладів: представлений з поверхні асфальтом та щебенем граніту, піском з будівельним сміттям, а також піском подекуди супіском.

Стратиграфо-генетичний комплекс різновікових



Вік	похо-дження	Геолого-літологічна колонка	КОРОТКИЙ ОПИС ҐРУНТІВ
Насипні (намивні)	ІН	5	Насипний шар - асфальт та щебінь
		1	Насипний шар, подекуди ґрунтово-рослинний шар - пісок сірий, темно-сірий, місцями жовто-бурий, мілкий, місцями пілуватий з лінзами супіску, гумусований з включенням щебеню
		2	Насипний шар - пісок, подекуди супісок, сірий, жовто-сірий
Четвертинні	аН-аРш	116 (М)	Пісок жовтий, жовто-сірий, мілкий з лінзами супіску та піску пілуватого, середньої щільності з тонкими прошарками щільного, різного ступеню водонасичення
		11в (М)	Пісок жовтий, жовто-сірий, мілкий з лінзами супіску та піску пілуватого, щільний з тонкими прошарками середньої щільності, різного ступеню водонасичення
		10в (П)	Пісок жовтий, сіро-жовтий, пілуватий з лінзами та прошарками супіску, щільний, насичений водою
		20	Супісок сірий, буро-сірий, пілуватий та піщанистий з лінзами піску та суглинку, пластичний
		126 (С)	Пісок світло-сірий подекуди бурий, середньої крупності з прошарками мілкого, середньої щільності з тонкими прошарками щільного, насичений водою
		12в (С)	Пісок світло-сірий подекуди бурий, середньої крупності з прошарками мілкого, щільний з тонкими прошарками середньої щільності, насичений водою
Палеогенові	Р ₂ бС	16в (С)	Пісок сірий, зелено-сірий, середньої крупності з лінзами сірої глини, щільний, насичений водою
		15 (М)	Пісок зелено-сірий, мілкий з включенням битих черепашок, щільний, насичений водою
		24	Супісок зелено-сірий з частими прошарками піску, пластичний
		14 (М)	Пісок сірий, темно-сірий до чорного, мілкий з прошарками пілуватого, щільний, насичений водою

Рисунок 1 – Інженерно-геологічна будова біля дослідних куців: а) біля дослідного куця №1; б) біля дослідного куця №2; в) опис інженерно-геологічних елементів



алювіальних відкладів: представлений перешаруванням пісків мілких та середньої крупності з прошарками піску пилюватого та супіщано-суглинистими ґрунтами.

Стратиграфо-генетичний комплекс палеогенових відкладів бучацької серії: представлений глауконіто-кварцовими пісками з прошарками супісків.

За цими комплексами виділено тринадцять інженерно-геологічних елементів, докладний опис яких наведено, нижче, у розділі “Фізико-механічні (геотехнічні) властивості ґрунтів”.

Інженерно-геологічна будова біля кожного дослідного куща приведена на рис. 1.

При випробуванні дослідних паль, основою яких служив щільний мілкий пісок ІГЕ ІІв, отримали розкид величини їх несучої здатності. При цьому дослідна паля куща №1 зазнала осадки 40,30 мм від прикладеного навантаження, а паля дослідного куща №2 зазнала осадки 21,57 мм. Таким чином, величина навантаження на палю дослідного куща №1 була доведена на граничного значення, в той же час, величина навантаження на дослідну палю №2 не була доведена до граничного значення, оскільки її осадка була менша величини 30,0 мм (величина осадки при якому визначається граничне значення величини навантаження для даного типу будівлі). Однією з головних причин такої розбіжності є такий параметр, як тиск бетону в бетоноводі. На рис. 2 наведено результати випробування дослідних паль, а в таблиці 2 – порівняльний аналіз величини тиску в бетоноводі при їх виготовленні.

Згідно таблиці №2 та рис. 2 можна зробити наступні висновки:

- 1) мінімально необхідний тиск бетону в бетоноводі (величиною 100 кПа) був витриманий лише в діапазоні глибин 17,0...18,0 м, тобто перед початком підйому шнеку, тобто формально виконані вимоги документу [3];
- 2) тиск бетону в бетоноводі для палі №2 в діапазоні глибин 8...18 м в 1,28...2,17 разів більше за відповідну величину для дослідної палі куща №1. При цьому, як наведено

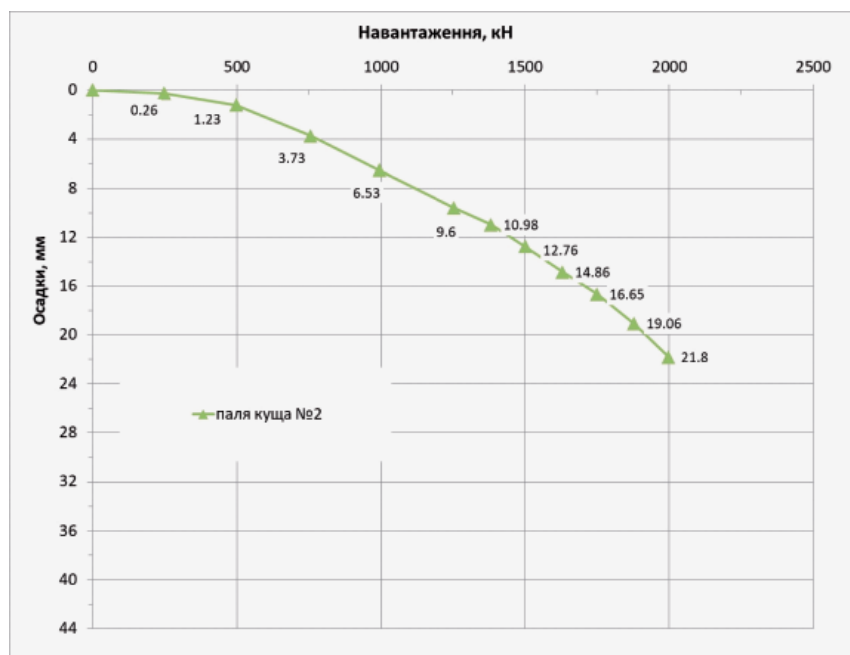
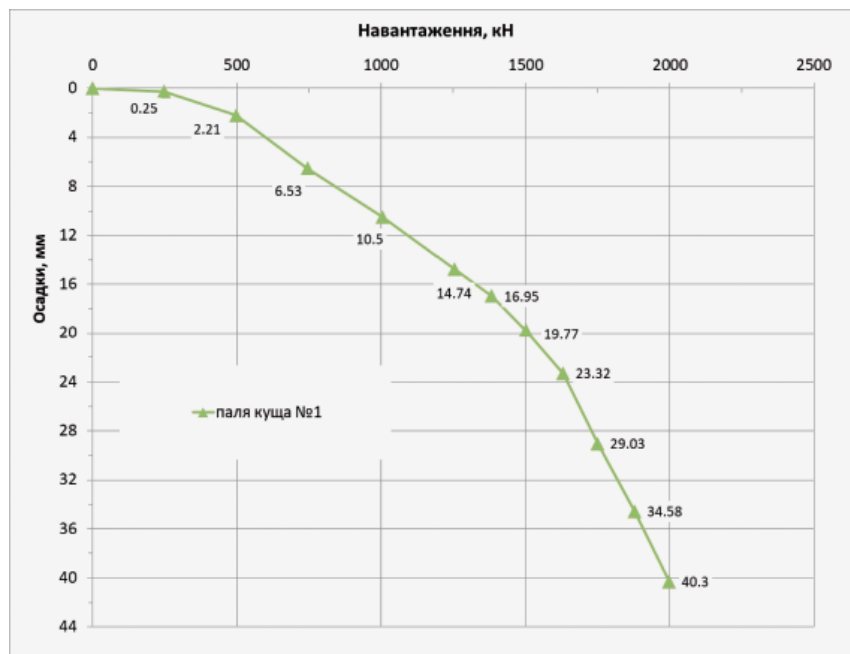


Рисунок 2 – Результати випробування дослідних паль: а) дослідна паля, кущ №1; б) дослідна паля, кущ №2

вище несуча здатність палі за властивостями ґрунтової основи дослідної палі №1 менша за несучу здатність дослідної палі куща №2. З врахуванням прогнозованої величини для дослідної палі №2, відношення величин несучої здатності палі №2 та №1 складе не менше, ніж 1,5 м. Тобто, не дотримання необхідного тиску бетону в бетоноводі приведе до необхідності збільшення паль в 1,5 разів.



Таблиця 1 - Характеристики дослідних паль

№ куцця	Графік тиску бетону в бетоноводі, бар	Діапазон глибин, м	Величина тиску (середня величина), кПа	№ куцця	Графік тиску бетону в бетоноводі, бар	Діапазон глибин, м	Величина тиску (середня величина), кПа
1		1...2	20...50 (24)	2		1...2	12.5...20 (15)
		2...4	19...37.5 (25)			2...4	15...25 (20)
		4...6	25...37.5 (29)			4...6	18...30 (24)
		6...8	25...55 (35)			6...8	25...60 (40)
		8...10	22...28 (25)			8...10	19...50 (35)
		10...12	22...52 (37.5)			10...12	20...67.5 (43)
		12...14	15...30 (23)			12...14	25...90 (50)
		14...16	15...75 (40)			14...16	37.5...75 (48)

ВИСНОВКИ

Аналіз результатів випробувань паль та виконавчої документації (в даному випадку SOB протоколів) дозволив зробити наступні висновки:

- 1) недотримання (або формальне дотримання) необхідних технологічних параметрів, а саме тиску бетону в бетоноводі (не менше 100 кПа) веде до суттєвого зниження несучої здатності бурінекційних паль за властивостями ґрунтової основи. Це суттєво підвищує вартість фундаментів, оскільки виникає необхідність збільшувати кількість паль через їх низьку несучу здатність за властивостями ґрунтової основи;
- 2) перед влаштуванням дослідних куців необхідно вивчити інженерно-геологічну будову з метою оцінки величини тиску бето-

- ну в бетоноводі. Рекомендується в більш міцних ґрунтах витримувати мінімально необхідний тиск 100 кПа в діапазоні від низу паль до середини її довжини, в більш слабших ґрунтах орієнтуватися на витрати бетонної суміші. У верхній частині палі орієнтуватися на геометричний розмір палі, оскільки при значному тиску в бетоноводі можливе суттєве його збільшення та невиправдані перевитрати бетону;
- 3) коригування технологічних параметрів необхідно відпрацьовувати при влаштуванні дослідних куців паль. Критерієм правильності підібраних параметрів слугують успішні випробування статичним вдавлювальним навантаженням (з урахуванням розрахунків та даних статичного зондування).



У разі успішного випробування палі, технологічні параметри, які були використанні для їх влаштування, мають бути дотриманні при влаштуванні робочих палі. У випадку, їх недотримання в обов'язковому порядку необхідно виконати випробування робочих палі для перевірки передбаченого проектом допустимого вертикального навантаження на палі.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Ковальський Р.К. Дефекти при виготовленні бурюін'єкційної палі в складних інженерно-геологічних умовах, що впливають на її несучу здатність, за властивостями ґрунтової основи. Наука та будівництво. 2018. №1(15). С. 94-99. DOI: [https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v0i1\(15\).15](https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v0i1(15).15)
2. Виконання спеціальних геотехнічних робіт. Палі бурові: (EN 1536:2010, IDT) ДСТУ Б EN 1536:2015. [Чинний від 2016-10-01]. Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2016. VI, 116 с.
3. Настанова щодо проведення земляних робіт, влаштування основ та спорудження фундаментів: (СНиП 3.02.01-87, MOD) ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013. [Чинний з 2014-01-01]. Київ: ДП «Укрархбудінформ». 2013. VIII, 88 с.

REFERENCES

1. Kovalskyi, R.K. (2018). Defects when manufacturing of continuous flight auger pile in the complex engineering and geological conditions affecting its bearing capacity on the ground basis behavior. Science and construction, 1(15), 94-99. DOI: [https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v0i1\(15\).15](https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v0i1(15).15)
2. Execution of special geotechnical work. Bored piles: DSTU B EN 1536:2015 (EN 1536:2010, IDT). (2016)
3. Guidelines on earthworks execution, bases arrangement and foundations construction: DSTU-N B V.2.1-28:2013 (SNiP 3.02.01-87, MOD). (2014).

Стаття надійшла до редакції 25.08.2020 року