



НАУКА



ТА БУДІВНИЦТВО

2 [40]' 2024

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., проф., Україна

Заступник Головного редактора:

Слюсаренко Ю.С., к.т.н., с.н.с., 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: Гах Н.Д., к.т.н., Україна

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

Затверджено до друку Науково-технічною радою ДП НДІБК (Протокол № 5 від 25.06.2024).

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. Редакційна колегія 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" 2024

Підписано до друку: 27.06.2024

Віддруковано: Товариство з обмеженою відповідальністю «Мастеркниг», 01030 м. Київ, вул. Михайла Коцюбинського, 12, тел. 044 209-24-70

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

Замовлення 317/6 від 27.06.24.

Наклад 50 примірників

ЗМІСТ

3

Яковенко М.С., Сергійчук В.А.,

Нестеренко О.В., Зорін Є.В., Бень І.В.

Геодезичне забезпечення комплексу робіт з обстеження будівель, що постраждали внаслідок військових дій на прикладі ЖК «ДИНАСТІЯ» в м. Києві

17

Зеленко Є.В., Лісений О.М., Лазаренко М.Л.

Причини протікань та захист від замокання конструкцій експлуатованих покриттів підземних приміщень

24

Кендзера О. В., Єгупов К. В.,

Єгупов В. К., Семенова Ю. В.

Основна послідовність виконання робіт з сейсмічного мікрорайонування

30

Бамбура А.М., Дорогова О.В.,

Сазонова І.Р., Журавський О.Д.

Надійність розрахунку гнучких залізобетонних елементів довільно закріплених на опорах за методом «РЕАЛЬНОЇ КРИВИЗНИ»

38

Біда Д. В.

Залежність ревербераційного коефіцієнту звукопоглинання волокнистих матеріалів від щільності та складу матеріалу

42

Донець Т.П.

Характеристика пошкоджень будівель з різними конструктивними системами внаслідок воєнних дій

49

Попов В.О., Байда Д.М., Попова А.В.

Моделювання напружено-деформованого стану просторової галереї хімічного виробництва, що зазнала корозійних пошкоджень, для раціонального підсилення



2(40)' 2024

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::

Farenjuk G., Dr., Prof., Ukraine

Deputy editor-in-chief:

Slusarenko Yu., PhD, 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

Savitskyi M., Dr., Prof., Ukraine

Sheinich L., Dr., Prof., Ukraine

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

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

Executive Editor: N. Gakh, PhD, Ukraine

Computer layout: K. Chorna

Issue is approved for print by Scientific and technical Council of SE NIISK (Protocol N 5 dated on 25.06.2024)

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», 2024

Signed for printing: 27.06.2024

Printed: Master book Limited Liability Company 12, Mykhailo Kotsyubynskyi St., Kyiv, 01030, tel. 044 209-24-70

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

Order № 317/6 from 27.06.2024

Drawing: 50 copy

CONTENT

3

**Yakovenko M., Serhiichuk V.,
Nesterenko O., Zorin Y., Ben I.**

Geodetic support for a complex of works on surveying buildings damaged by military actions using the example of the residential complex "DYNASTY" in Kyiv

17

Zelenko Y., Lisenyi O. Lazarenko M.

Causes of leaks and protection against wetting of structures of exploited coatings of underground premises

24

**Kendzera O., Iegupov K.,
Iegupov V., Semenova Y.**

The main sequence of seismic micro zoning

30

**Bambura A.M., Dorohova O.V.,
Sazonova I.R., Zhuravskyi O.D.**

Reliability of calculation of flexible reinforced concrete elements arbitrarily fixed to supports using the "REAL CURVATURE" method

38

Bida D.

Dependence of the reverberation coefficient of sound absorption of fibrous materials on the density and composition of the material

42

Donets T.

Characteristics of damage to buildings with different structural systems as a result of military actions

49

Popov V., Baida D., Popova A.

Simulation of the stress straine state of the spatial gallery of the chemical production which has the corrosion damage for rational reinforcement



Doi: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2024-1>

УДК 528.4



ЯКОВЕНКО М.С.

Завідувач лабораторією
ДП «Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: yakovenko@ndibk.gov.ua
тел.: +38 093 613 53 19
ORCID: 0000-0001-7800-8166



СЕРГІЙЧУК В.А.

Завідувач відділу ДП «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: v.sergiychuk@ndibk.gov.ua
тел.: + 38 050 415 35 62
ORCID: 0009-0009-6915-3447



НЕСТЕРЕНКО О.В.

Канд. техн. наук, декан факуль-
тету, професор кафедри
геоінформатики і фотограмметрії
Київського національного
університету будівництва та
архітектури,
м. Київ, Україна,
e-mail: nesterenko.ov@knuba.edu.ua,
тел.: +38 093 582 52 01
ORCID: 0000-0001-6908-5821



ЗОРІН Є.В.

Провідний інженер ДП «Держа-
вний науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: zorin@ndibk.gov.ua
тел.: +38 098 624 69 87
ORCID: 0000-0002-1449-3278



БЕНЬ І.В.

Провідний інженер ДП «Держа-
вний науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: i.ben@ndibk.gov.ua
тел.: +38 093 443 91 38
ORCID: 0000-0003-3386-5433

ГЕОДЕЗИЧНЕ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ КОМПЛЕКСУ РОБІТ З ОБСТЕЖЕННЯ БУДІВЕЛЬ, ЩО ПОСТРАЖДАЛИ ВНАСЛІДОК ВІЙСЬКОВИХ ДІЙ НА ПРИКЛАДІ ЖК «ДИНАСТІЯ» В М. КИЄВІ

АНОТАЦІЯ

Співробітники ДП НДІБК постійно приймають участь у відновленні будівель та споруд, що зазнали руйнувань внаслідок російської агресії. У публікації розглянуто характерний приклад руйнування багатоповерхового житлового будинку, який розміщений у столичному житловому комплексі «Династія».

Житловий будинок зведено за каркасно-монолітною схемою. Просторова жорсткість будинку забезпечується сумісною роботою монолітного залізобетонного ядра разом з монолітними

залізобетонними пілонами та плоскими перекриттями. Несучими елементами є: пілони товщиною 250 мм, залізобетонні монолітні стіни та діафрагми жорсткості товщиною 250 мм та колони технічного поверху перерізом 310 x 250 мм. Крок вертикальних несучих конструкцій 3,0 м та 6,0 м. Слід зауважити, що ядро жорсткості (ліфтові шахти та сходові клітки) зміщене відносно середини будинку. На кожному поверсі розміщено по 6 житлових квартир (одно- та трикімнатних).

Розробці подальших дій щодо усунення



наслідків влучання та відновлення житлового будинку передувало технічне обстеження об'єкту. Попереднє обстеження містило візуальне обстеження конструкцій будинку та геодезичну зйомку просторового положення вертикальних та горизонтальних несучих конструкцій з метою впровадження першочергових заходів з метою запобігання обвалів пошкоджених та зруйнованих конструкцій. Під час детального обстеження виконано комплекс робіт, що включав: вивчення проектних матеріалів; фотофіксацію та детальний огляд видимих пошкоджень, геодезичний моніторинг деформацій, дослідження міцності матеріалів, розробку технічних рішень з відновлення будівлі.

Кожен з етапів обстеження будівлі включав геодезичне забезпечення, що дозволяє надати оперативну інформацію про поточний стан будівлі на кожному з етапів.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: геодезія, геодезичне забезпечення, обстеження, моніторинг деформацій, геодезичний моніторинг, воєнна агресія рф, воєнні злочини.

GEODETIC SUPPORT FOR A COMPLEX OF WORKS ON SURVEYING BUILDINGS DAMAGED BY MILITARY ACTIONS USING THE EXAMPLE OF THE RESIDENTIAL COMPLEX "DYNASTY" IN KYIV

ABSTRACT

The employees of the NIISK constantly take part in the restoration of buildings and structures that were destroyed due to Russian aggression. The article examines a typical example of the destruction of a multi-story residential building located in the residential complex "Dynasty" in Kyiv.

The building is constructed using a frame-monoolithic design. The spatial rigidity of the building is ensured by the joint work of the monoolithic reinforced concrete core together with monoolithic reinforced concrete pylons and flat slabs. The load-bearing elements of the building are pylons 250 mm thick, monoolithic reinforced concrete walls and stiffening diaphragms 250 mm thick and technical floor columns with a cross-section of 310x250 mm. The pitch of the load-bearing vertical structures is 3.0 m and 6.0 m. It should be noted that the stiffening core (elevator shafts and stairwell) is offset from the center of the building. Each floor has 6 residential apartments (1-3 rooms).

The development of further actions to eliminate the consequences and

restore the residential building was preceded by a technical inspection of the object. The preliminary inspection included a visual examination of the building structures and a geodetic survey of the spatial position of vertical and horizontal load-bearing structures in order to implement priority measures to prevent the collapse of damaged and destroyed structures. During the detailed inspection, a comprehensive set of tasks was performed, including: studying project materials, photo documentation and detailed review of visible damage, geodetic monitoring of deformations, investigation of material strength, and the development of technical solutions for the restoration of the building.

Each stage of the building inspection included geodetic support, allowing for the provision of timely information about the current state of the building at each stage.

KEYWORDS: geodesy, geodetic support, survey, deformation monitoring, geodetic monitoring, military aggression of the Russian Federation, war crimes.

ВСТУП

24 червня о 3-й годині ранку під час чергової ракетної атаки відбулося пряме влучання ракети в багатоквартирний житловий будинок в Солом'янському районі міста Києва по вул. Митрополита Василя Липківського, 37-В, ЖК «Династія» (рис. 1, 2).

На жаль, того ранку було вбито 5 людей,

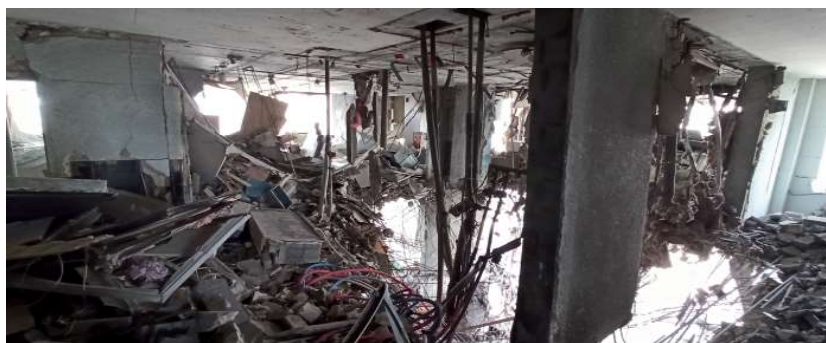


Рисунок 1 ÷ 2 – Наслідки влучання ракети



постраждало 11. Десятки киян залишилися без своїх домівок.

Попереднім обстеженням житлового будинку встановлено, що в результаті вибуху ракети відбулося руйнування частини перекриттів та пілонів з обваленням кутової частини будинку в осях 33-37/Т-Ц в рівні 17 ÷ 19 поверхів. Також отримали значні пошкодження несучі та огорожувальні конструкції, переважно в осях 33-38/Т-Ш в межах з 16-го по 20-й поверхи. Схеми розташування пошкоджених несучих елементів монолітного залізобетонного каркасу в рівні 16 – 17 та 18 – 19 поверхів наведені на рис. 3 і 4.

За результатами виконаного попереднього огляду встановлена необхідність виконання попереднього та детального інструментального обстеження з визначенням технічного стану та придатності для подальшої експлуатації багатоквартирного житлового будинку.

Для розробки невідкладних першочергових протиаварійних заходів з метою усунення небезпеки як для мешканців будинку, так і для випадкових пересічних громадян виконувалися роботи з детального інструментального обстеження та інженерно-геодезичного моніторингу положення конструкцій будинку у просторі. У зв'язку з тим, що наявні руйнування та пошкодження конструкцій в осях 33-37/Т-Ц в рівні 17 ÷ 19 поверхів обумовлюють аварійний стан будинку, було визначено, що він повинен тимчасово бути виведений з експлуатації та заборонений постійний доступ мешканців до приміщень.

На початок робіт з обстеження (наприкінці червня 2023 р.) будинок перебував практично у стані, який виник внаслідок обстрілу, а саме із завалами зруйнованих конструкцій на перекриттях (рис. 5÷8). На час закінчення робіт (серпень 2023 р.) залишки зруйнованих конструкцій були вивезені, під аварійні ділянки встановлено систему тимчасово підтримуючих стійок і балок. З приміщень квартир, які розташовані вище зони руйнування конструкцій, винесені меблі, що зменшило навантаження на пошкоджені конструкції.

В липні – серпні 2023 р. фахівцями ДП НДІБК проведено натурне детальне обстеження технічного стану будинку з метою фіксації дефектів та пошкоджень. Виконано огляд конструкцій зовні, по сходовій клітці, а також в усіх приміщеннях, до яких був можливий

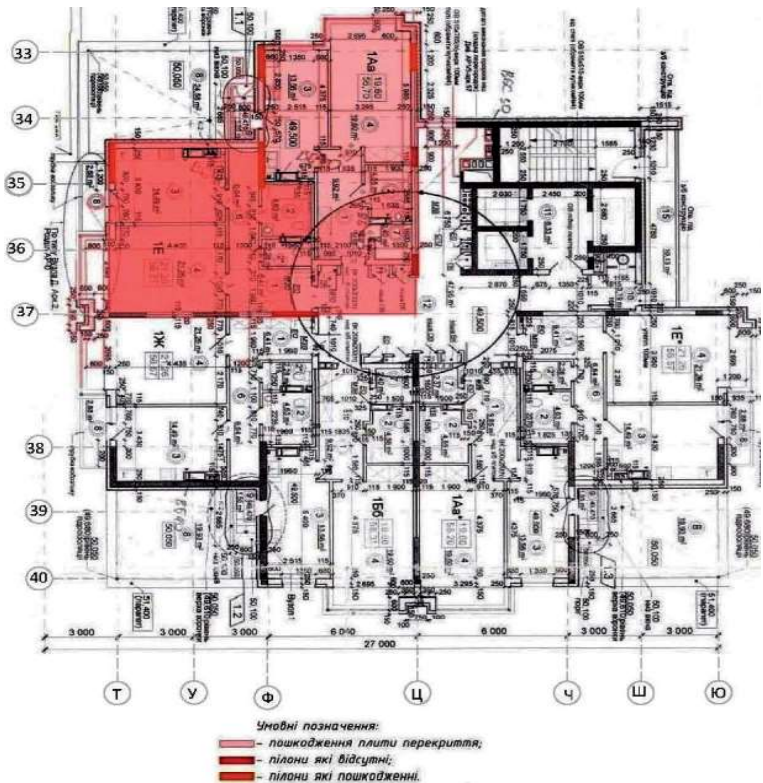


Рисунок 3 – Схема розташування пошкоджених несучих елементів монолітного залізобетонного каркасу в рівні 16 – 17 поверхів

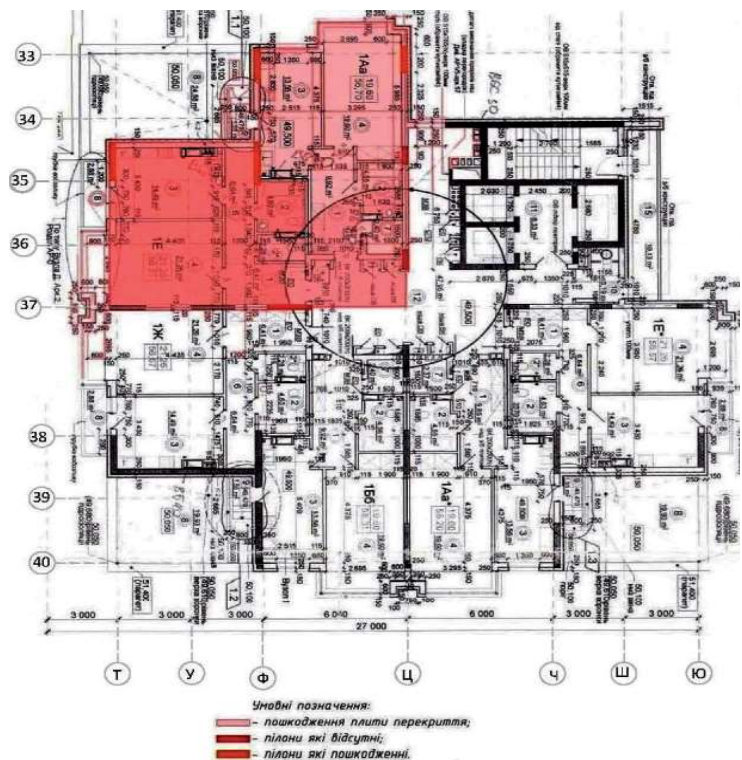


Рисунок 4 – Схема розташування пошкоджених несучих елементів монолітного залізобетонного каркасу в рівні 18 – 19 поверхів



доступ. Обстеження будинку виконувалося згідно з рекомендаціями [1] і Змінами до Порядку проведення обстежень [2].

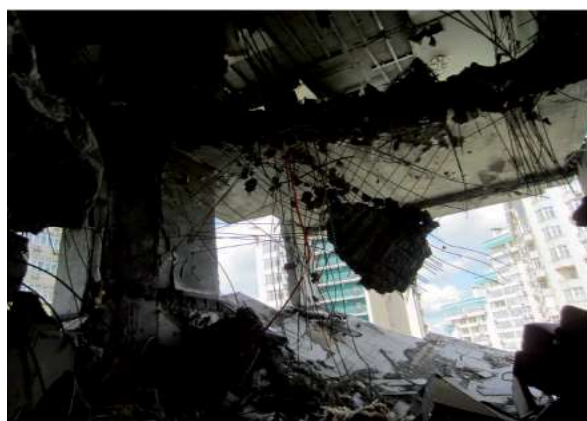
В ході візуального обстеження технічного стану будинку зафіксовано руйнування несучих конструкцій монолітного залізобетонного каркасу житлового будинку в рівні 17 – 18 і 18 – 19 поверхів в осях 33-37/Т-Ч, що спричинило наступні пошкодження та дефекти:

- руйнування бетону з розривом несучої арматури монолітних елементів, що призвело до обвалення плит перекриттів над 16-м та 17-м поверхами;
- пошкодження несучих пілонів каркасу (7-м штук);
- пошкодження стінового заповнення огороження (газобетонні блоки);
- пошкодження опоряджувального шару зовнішніх та внутрішніх поверхонь стін;
- руйнування міжквартирних перегородок;
- руйнування системи вентиляційних каналів;
- часткове пошкодження ліфтової шахти та конструкцій сходової клітки;
- вибуховою хвилею пошкоджено скління балконів та вікон зі знищенням рам;
- пошкоджено дверні полотна та коробки;
- від вибухової хвилі утворилися тріщини в плитах перекриття, вертикальних елементах, (як в несучих, так і не несучих);

- частково пошкоджено системи електропостачання, водопостачання, каналізації та системи опалення.

Огляд конструкцій показав, що будівельні конструкції в зазначених межах 33-37/Т-Ц зруйновані і перебувають в аварійному стані, зокрема:

- повністю обвалені перекриття над 16-м та 17-м поверхами в осях 33-35/Ц-Ф та 35-37/Т-Ф, локальні ділянки мають нахил і зависають на арматурі;
- значні пошкодження отримали плити перекриття над 15-м та 19-м поверхами, мають прогин та тріщини з шириною розкриття до 10 мм з оголенням робочої арматури;
- повністю зруйновані пілони на висоту 17-го поверху в осях Ц/34-35, Ц/36, 37/Ф та 18 – 19 поверхів в осях Т/34-35, Ф/34-35;
- значні пошкодження отримали пілони 17-го поверху в осях Ц/33, Ф/33, Ф/35, Т/35 та 18 – 19 поверхів в осях 33/Ф, 33/Ц;
- повністю зруйновані внутрішні перегородки та вентиляційні канали в осях 33-37(38)/Ч(Ц)-Т;
- пошкоджено віконне скління та огороження балконів на всіх фасадах будинку;
- на вцілілих ділянках перекриттів утворилися завали від зруйнованих конструкцій, які перевантажують плиту перекриття, особли-



Рисунки 5 ÷ 8 – Фотофіксація руйнувань конструкцій зі значними наслідками пошкоджень



во ділянку плити в осях 33-35/Ф-Ц над 16-им поверхом;

- плита в осях 35-37/Т-Ф в рівні 16-го поверху зламана і тримається на арматурних стрижнях;
- стінове огороження з утеплювачем в рівні 16 ÷ 20 поверхів зруйновано.

Наявні пошкодження обумовлюють категорію технічного стану будинку як аварійну – 4 відповідно до [2].

Згідно з даних попереднього обстеження встановлено, що площа пошкоджених квартир з 16-го по 26-й поверхи в осях 33-37(38)/Ч(Ц)-Т (в яких несучі та огорожувальні конструкції отримали значні пошкодження внаслідок вибуху і не можуть надалі експлуатуватися) складає (орієнтовно) 1101 м² або 12,5 % від загальної площі житлових приміщень будинку [3].

АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Публікації [4 ÷ 10] зосереджені на висвітленні загальнодержавних проблем, пов'язаних з питаннями обстеження та відновлення будівель, що постраждали від військових дій.

Проблеми та шляхи вдосконалення геодезичного моніторингу деформацій будівель і споруд представлено у публікаціях [11 ÷ 15].

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

У разі пошкодження/руйнування несучих конструкцій будівель та споруд внаслідок влучання ракети виникає висока вірогідність деформаційних процесів і обвалів, що несуть загрозу життю присутніх на місці події. Велика кількість будівельного сміття внаслідок руйнування частини будівлі (залізобетонного перекриття, колон, перегородок, елементів оздоблення тощо) створює непередбачуване навантаження на вцілілі несучі конструкції, які під цим тиском піддаються деформаційним процесам. Саме такі деформаційні процеси виникають в перші години від моменту влучання. При цьому зусилля накопичуються протягом перших днів та можуть призвести до непередбачуваних наслідків. Саме тому слід не зволікаючи розпочинати перший етап – візуальне обстеження та геодезичну зйомку просторового положення вертикальних і горизонтальних несучих конструкцій, впровадження першочергових заходів з метою запобігання обвалів.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

Актуальність геодезичного забезпечення. Внаслідок порушення частини несучих конструкцій каркасу на поверххах вище місця прильоту було зафіксовано явні вертикальні переміщення, що супроводжувалися перекосами перекриттів, дверних та віконних отворів і тріщинами на стінах (рис. 1, 2, 5 ÷ 8). Тож, виникла необхідність фіксування просторового

положення геодезичними методами. З досвіду об'єкту на просп. Лобановського, 6А [5] та робіт в м. Чернігів [9] передбачено спостережну станцію для моніторингу деформаційних процесів.

Організація геодезичних вимірювань.

В процесі обстеження складено об'єми геодезичних робіт, що поділялися на два етапи:

- геодезичне забезпечення на етапі попереднього обстеження, що включає визначення відхилень від вертикалі зовнішніх стін та визначення відхилень від горизонталі перекриттів;
- геодезичне забезпечення на етапі детального обстеження, що включає спостереження планових переміщень верхньої частини будівлі, спостереження вертикальних переміщень верхньої частини будівлі та моніторинг прогинів перекриттів.

Геодезичне забезпечення на етапі попереднього обстеження – це комплекс геодезичних робіт, спрямований на оперативне забезпечення інформацією про поточний стан будівлі/конструкцій, що обстежуються (тобто першочергове виявлення відхилень від вертикалі чи горизонталі).

Визначення відхилень від вертикалі зовнішніх стін.

Для виявлення наявності відхилень від вертикалі зовнішніх стін використано метод «координат». Суть методу полягає у визначенні прямокутних координат точок низу та верху граєй кутів та стін будинку.

Різниця координат верху та низу дає величину та напрямок відхилення (виходу з вертикальної площини). Ортогональні осі умовної системи координат для спрощення розрахунків приймаються паралельними до головних осей будинку.

Оскільки маємо пошкодження несучих конструкцій на 16-му ÷ 19-му поверххах, а вся будівля має 25-ть житлових поверххів та один технічний, тому відхилення від вертикалі визначалися по схемі, що представлена на рис. 9.

На початку робіт виникла вірогідність, що та частина будівлі, що вище місця ураження через руйнування пілонів та ймовірного ураження ядра жорсткості, могла зазнати суттєвого відхилення від вертикалі. Тому вимірювання проводилося за такою схемою.

Вимірювання виконувалися за допомогою тахеометра, що має кутову точність 2". Згідно з попередніми розрахунками точність вимірювання не повинна перевищувати ± 5 мм. Оскільки фасад будинку виконаний з утеплювачем, що вкритий штукатурним шаром, тому під час зйомки було виконано ряд надлишкових вимірювань шляхом зйомки одного й того ж кута з мінімум двох взаємо перпендикулярних станцій, що дозволяло



Рисунок 9 – Схема візування точок для визначення відхилень від вертикалі

уникати випадкових помилок.

Результати представлено у вигляді кривих у розрізі вздовж числових та літерних осей (рис. 10). Для наочності сприйняття додатково результати визначення відхилень від вертикалі надавалися у вигляді дійсних векторів на всю висоту будівлі та абсолютним креном.

За результатами даних робіт зафіксовані відхилення від вертикалі коливаються від 5 мм до 52 мм. Величина відхилень незначна, враховуючи загальну висоту будинку, та, більш за все, була допущена під час її зведення. Відхилення переважно різноспрямовані та не мають чіткого вектору, що свідчить про відсутність горизонтальних переміщень від влучання ракети. Звісно, поблизу епіцентру влучання фіксувалися значні локальні відхилення від вертикалі на тих конструкціях, що

втратили свою подальшу придатність та підлягали демонтажу.

Таким чином, аналіз отриманих результатів визначень відхилень від вертикалі зовнішніх стін надав можливість виключити наявність кренів після влучання ракети.

Визначення відхилень від горизонталь перекриттів поблизу епіцентру влучання.

Для виявлення наявності відхилень від горизонталі перекриттів використано метод нівелювання по умовній горизонтальній площині. Метод базується на припущенні, що на момент зведення будівлі однотипні горизонтальні елементи (перекриття, підлога, однотипні точки цоколя й карнизів, віконні перемички тощо) перебували у відповідній проектній горизонтальній площині з відхиленнями, що не перевищують монтажних допусків. Відстань конструкції до умовної горизонтальної площини, що проходить через найвищу однотипну точку елемента, може розглядатися як наслідок нерівномірних осідань фундаментів чи деформування колон та інших несучих елементів будівлі.

Вимірювання відхилень перекриттів 16-го, 19-го, 20-го та технічного поверхів будівлі виконано методом геометричного нівелювання із використанням цифрового нівеліра «Sokkia» SDL-30 та кодової рейки.

Визначення відміток точок перекриття будівлі виконано методом геометричного нівелювання III класу точності у відповідності до вимог чинних нормативних документів та інструкцій.

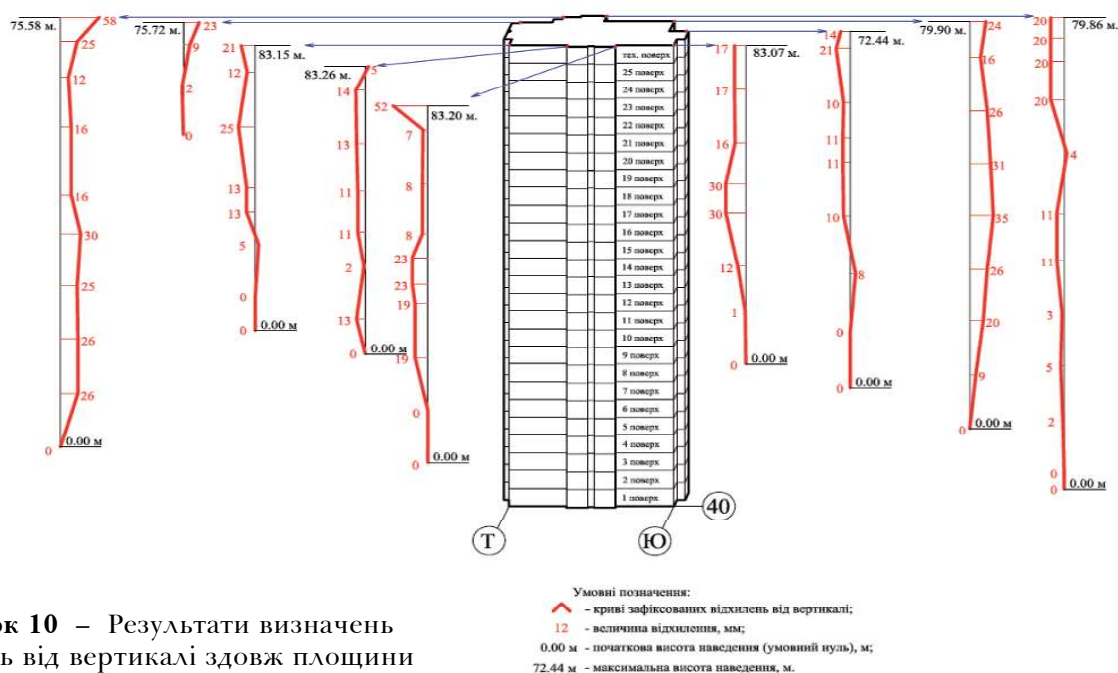


Рисунок 10 – Результати визначень відхилень від вертикалі вздовж площини числових осей



Попередня розрахункова точність не повинна перевищувати ± 2 мм.

При нівелюванні рейка п'ятою по черзі встановлювалася на точки перекриття будівлі. Для зменшення впливу випадкових помилок рейка по можливості встановлювалася в місця з чистою поверхнею.

Зйомку плити перекриття 19-го поверху виконано комбінованим методом нівелювання (геометричним та тригонометричним). У місцях, де виконати зйомку за допомогою геометричного нівелювання було неможливо, використано метод тригонометричного нівелювання за допомогою тахеометра «South Survey» NTS-382R10L (рис. 11). Точність даного методу значно поступається попередньому методу та становить ± 5 мм, що пов'язано з технічними характеристиками тахеометра.

Тригонометричне нівелювання проводилося у безвідбивачевому режимі із необхідною щільністю точок, що забезпечує уявлення про характер пошкодження плит перекриття.

Умовна площина проходить через найвищу точку плити перекриття – точку із позначкою «0». Поруч із точками нівелювання вказано величину відхилення від умовної горизонтальної площини.

Визначення відхилень проводилось не по всій будівлі (через відсутність вільного доступу), а лише в районі місця ураження та над цим місцем, для розуміння ступеня деформованого стану. В якості елементів, які на момент зведення будівлі знаходились в горизонтальних площинах, було використано плити перекриття 16-го, 19-го, 20-го та технічного поверхів будівлі.

За результатами вимірювань побудовано горизонталі (ізолінії), що формують поля ступеня деформування (рис. 12).

Аналізуючи результати вимірювань можна зробити висновок, що найменше постраждали перекриття нижче епіцентру влучання – до 25 мм. Це пояснюється тим, що на 16-му поверсі та нижче не постраждали пілони. Зруйновані пілони на 17-му та 18-му поверхах викликали значні вертикальні переміщення положення плит перекриття. Максимальні вертикальні переміщення (до 90 мм) зафіксовано на 19-му поверсі над частиною зруйнованих пілонів в осях Т-Ц/33-37. Оскільки на всіх чотирьох поверхах різні ступені пошкодження, тому вертикальний масштаб між горизонталями дещо відрізняється, тобто на 16-му поверсі через 5 мм, а на 19-му, 20-му та технічному поверхах – через 15 мм, на що слід зважати при аналізі рис. 12.

Геодезичне забезпечення на етапі детального обстеження – це комплекс геодезичних робіт, що забезпечує детальною інформацією про стан нестабільних конструкцій та ймовірний розвиток деформаційних процесів та зони їх поширення.

Один з основних напрямів геодезичної



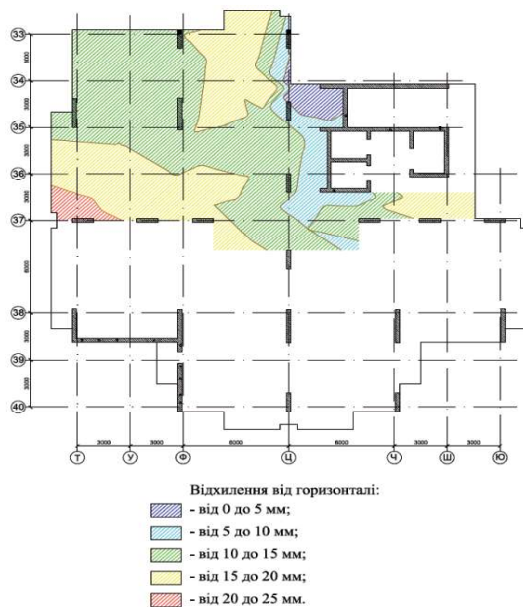
Рисунок 11 – Процес тригонометричного нівелювання у безвідбивачевому режимі

діяльності, що необхідно виконувати в процесі детального обстеження – це геодезичний моніторинг змін деформованого стану будівель/споруд/конструкцій [9]. Деформаційні процеси можуть виникати на всіх етапах процесу відновлення. Найуразливішими їх можна вважати на етапі розбирання завалів та демонтажу, а також на етапі відновлення несучих конструкцій і введення їх в роботу. Ці деформаційні процеси, що виникають, можуть завдати шкоди працюючому персоналу і мешканцям, а також активізувати поширення деформацій на інші конструкції.

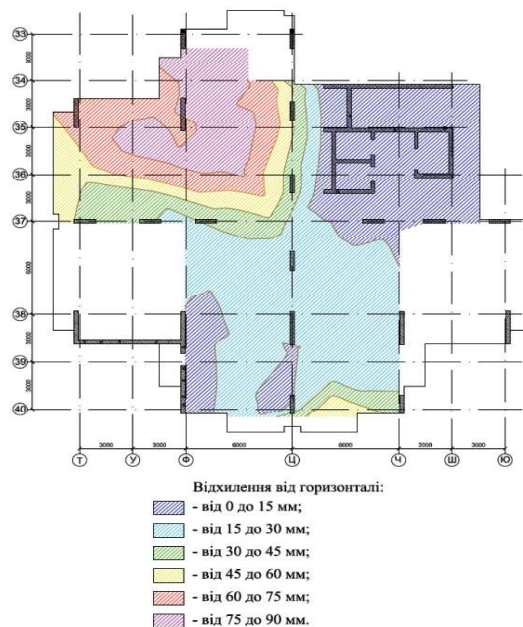
Спостереження планових переміщень верхньої частини будівлі.

Хоч за даними попереднього обстеження не було встановлено наявності кренів та понаднормативних відхилень від вертикалі, на думку авторів вірогідність виникнення горизонтальних переміщень під час виконання подальших робіт по усуненню наслідків влучання могла виникнути. Тож, до складу робіт з моніторингу на етапі детального обстеження було включено спостереження планових переміщень верхньої частини будівлі, тієї, що вище місця влучання.

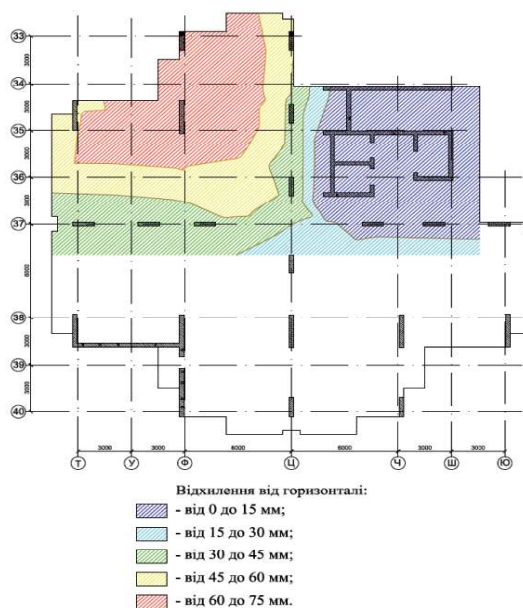
Для вимірювання горизонтальних переміщень будівлі прийнято метод прямої багаторазової лінійно-кутової засічки. Цей метод забезпечує отримання величин горизонтальних переміщень з похибкою, що не перевищує ± 4 мм.



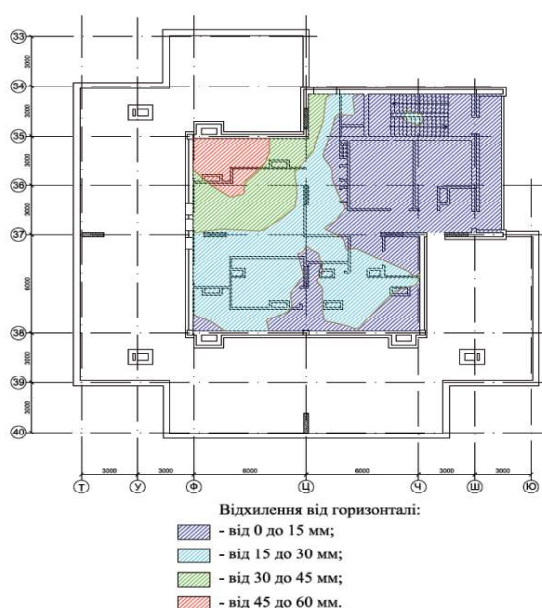
а) прогини перекриття 16-го поверху



б) прогини перекриття 19-го поверху



в) прогини перекриття 20-го поверху



г) прогини перекриття технічного поверху

Рисунок 12 – Результати визначення прогинів (відхилень від горизонталі) перекриттів будівлі поблизу епіцентру ураження

Для виконання цих робіт використовувався електронний тахеометр NTS-382R10 виробництва фірми «South Survey».

При середній квадратичній похибці виміру кутових напрямків, рівних $m_a = \pm 2''$, і відстані до контрольних марок $\approx 100 \div 150$ м очікувана середня квадратична похибка поперечного лінійного

переміщення буде дорівнювати:

$$m_d = m_a \cdot L/\rho'' = \pm 5 \cdot 150000/206265 = \pm 1.5 \text{ мм.}$$

Похибка вимірювання похилої відстані тахеометром NTS-382R10 становить ± 2 мм. Тож, за умови рівного впливу, середньоквадратична похибка визначення координат контрольної



марки складатиме $\sqrt{1,5+2} \approx \pm 1,8$ мм. Також вираховуються похибка за центрування приладу, похибка за наведення на мішень відбивача та вплив довкілля. Таким чином, величина похибки визначення координат контрольних марок не перевищувала $\approx \pm 3$ мм.

При використанні цього методу стійкість вихідних знаків спостережної станції є вирішальною умовою успішного проведення вимірів переміщень. Важливим також є вибір непорушних орієнтирних пунктів для прив'язки кутових вимірів.

Вертикальні конструкції (зовнішні стіни) будівлі оснащено світловідбивачами, які встановлено на найвищій частині будівлі (рис. 13).

Вихідні знаки планової основи закладено поза зоною очікуваного впливу від можливих деформацій. Стійкість вихідних знаків контролювалась вирішенням зворотної лінійно-кутової засічки на віддалені орієнтири. За даними контролю за весь час вимірювань вихідні знаки свого планового положення не змінили. Всього проведено 5 циклів упродовж двох місяців.

За результатами спостережень склалися каталоги координат, обчислювалися наявні горизонтальні переміщення, обчислювалися величини сумарного вектору горизонтальних переміщень та їх напрямки.

Результати спостереження горизонтальних переміщень представлені у вигляді сумарних

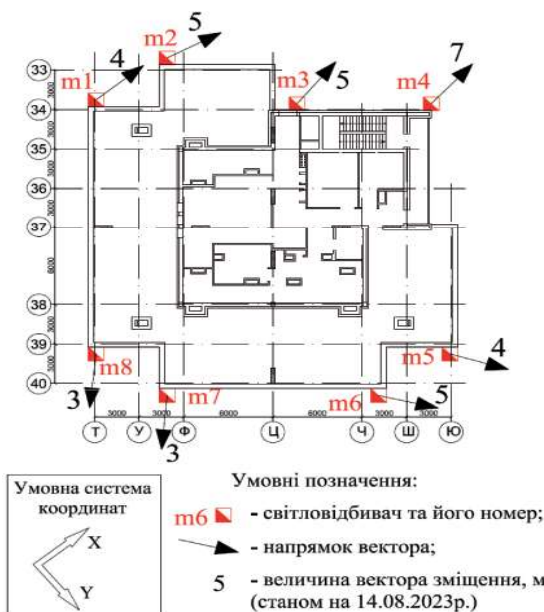


Рисунок 14 – Результати спостережень горизонтальних переміщень спостережних марок



Рисунок 13 – Місця встановлення спостережних марок (світловідбивачів) на вертикальних конструкціях будівлі

векторів станом на останній цикл (14 серпня 2023 року) (рис. 14). Також для наочності сприйняття часових змін побудовано графік розвитку в часі (рис. 15).

За результатами моніторингу величин горизонтальних переміщень каркасу будівлі зафіксовано переміщення величиною до 7 мм упродовж 50 днів.

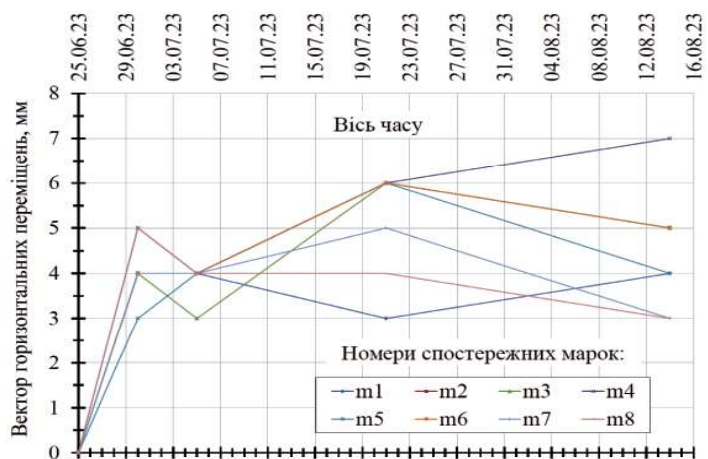


Рисунок 15 – Графік розвитку в часі векторів горизонтальних переміщень спостережних марок



Спостереження вертикальних переміщень верхньої частини будівлі.

Необхідність робіт обумовлена пошкодженням пілонів на 17-му, 18-му та 19-му поверхах, а також за результатами попереднього геодезичного обстеження зафіксовано значні вертикальні переміщення (до 90 мм) на 19-му та (до 60 мм) на технічному поверхах. Зафіксовані деформації свідчать про суттєві зміни геометричного положення основних несучих конструкцій частини будівлі, що вище місця ураження, та не виключають розвитку деформаційних процесів надалі. Тому, необхідністю стало включення спостереження вертикальних переміщень верхньої частини будівлі до складу робіт з моніторингу на етапі детального обстеження.

Для фіксації наявних деформаційних процесів у будівлі встановлено спостережну станцію на вертикальних елементах технічного поверху та покрівлі будівлі. Спостережна станція являє собою мережу осадових марок, які надійно закріплені на вертикальних елементах.

При виконанні спостережень за вертикальними переміщеннями несучих елементів каркасу влаштовується не менше трьох вихідних реперів для забезпечення взаємного контролю стійкості їх відміток.

Всього в вихідну висотну мережу включено 3 репери. Така їх кількість забезпечує необхідну точність визначення вертикальних переміщень, прийняту в нашому випадку $\pm 1,0$ мм для найбільш віддаленої від вихідного реперу марки. Висотні положення реперів були визначені з мінімальною можливою граничною помилкою.

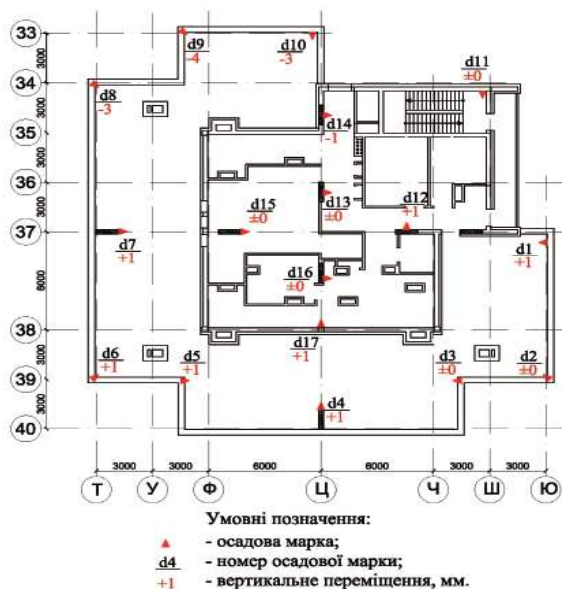


Рисунок 16 – Результати спостережень вертикальних переміщень верхньої частини будівлі

Зручністю було те, що сусідня секція не була ушкоджена і, відповідно, по ній будівельні роботи не проводилися (тобто, це було ідеальне місце для встановлення реперів). В більшості випадків поруч розташованих будівель зі спільним дахом не завжди вистачає.

В такому випадку за реперну точку можливо приймати деформаційну марку, що не має відхилень.

Марки служать постійними знаками для встановлення на них рейки під час нівелювання. При цьому конструкція марки повинна забезпечувати можливість установки рейки при повторному нівелюванні на одну й ту ж фіксовану точку.

Усього на вертикальних елементах технічного поверху та покрівлі будівлі закладено 17 осадових марок. Схема розташування та нумерація осадових марок представлена на рис. 16.

Вимірювання вертикальних переміщень будівлі здійснювалось методом геометричного нівелювання II класу точності.

Для виконання вимірювань вертикальних переміщень верхньої частини каркасу будівлі використовувався високоточний електронний нівелір, «Sokkia» SDL-30 та кодова рейка з інварною стрічкою.

Величина переміщення перекриття будівлі 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 складено відомість відносних відміток та величин вертикальних переміщень деформаційних марок (табл. 1.) В табл. 1 для більш повного уявлення про характер розвитку вертикальних переміщень в часі в стовпчиках ΔH наведені сумарні величини переміщень відносно першого циклу вимірів (25 червня 2023 року).

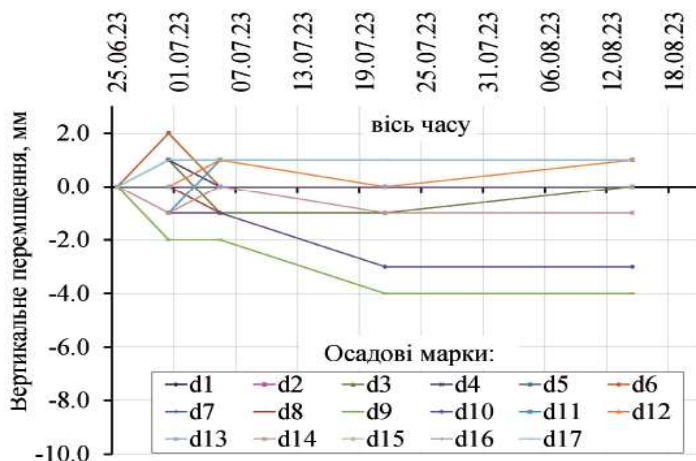


Рисунок 17 – Графік розвитку в часі вертикальних переміщень осадових марок



Таблиця 1 – Відомість відносних відміток та величин вертикальних переміщень деформаційних марок

Номер деформ. марки	Цикл 1	Цикл 2	Цикл 3	Цикл 4	Цикл 5
	Відмітка, м	ΔH , мм	ΔH , мм	ΔH , мм	ΔH , мм
0	1	2	3	4	5
d1	70.000	1	0	0	1
d2	70.547	1	0	0	0
d3	70.594	1	-1	-1	0
d4	69.895	1	0	0	1
d5	70.530	2	0	0	1
d6	70.519	2	0	0	1
d7	69.802	1	1	0	1
d8	70.492	0	-1	-3	-3
d9	70.485	-2	-2	-4	-4
d10	69.884	-1	-1	-3	-3
d11	69.279	-1	1	0	0
d12	69.234	0	1	0	1
d13	69.411	0	0	0	0
d14	69.393	-1	0	-1	-1
d15	69.409	0	0	0	0
d16	69.511	0	0	0	0
d17	69.434	1	1	1	1
Сер. знач.		0.3	-0.1	-0.6	-0.2

Результати спостереження вертикальних переміщень представлені у вигляді сумарних величин станом на останній цикл (14 серпня 2023 року) (рис. 16). Також для наочності сприйняття часових змін побудовано графік розвитку в часі (рис. 17).

За результатами моніторингу величин вертикальних переміщень каркасу будівлі зафіксовано переміщення величиною від +1 до - 4 мм протягом 50 днів.

Моніторинг прогинів перекриттів.

Пошкодження та руйнування основних несучих конструкцій в місці влучання призвели до суттєвих змін висотного положення перекриттів, що знаходяться вище місця влучання. На 20-му поверсі, що візуально уцілів, по перекриттю зафіксовано до -75 мм відхилень від горизонталі на етапі попереднього обстеження. Вірогідність подальшого розвитку була висока, тож на етапі детального обстеження за необхідне став моніторинг прогинів перекриттів.

Попереднім етапом моніторингу є обладнання спостережної станції, тож перекриття 20-го поверху було обладнано мережею спостережних (деформаційних) марок загальною кількістю 36 шт. (рис. 18). До вихідної висотної мережі вклю-

чено 2 репери, що закріплювалися на конструкціях ядра жорсткості, яке не повинно піддаватися деформаціям. Марки служать постійними знаками для встановлення на них рейки під час нівелювання. При цьому конструкція марки повинна забезпечувати можливість установки рейки при повторному нівелюванні на одну й ту ж фіксовану точку. Через відсутність доступу до всієї площі 20-го поверху спостережна станція розповсюджувалася на ту частину, що зазнала найбільших деформацій. Такої кількості спостережних марок виявилось цілком достатньо для контролю зони поширення деформацій.

Вимірювання вертикальних переміщень (прогинів) перекриття будівлі здійснювалось методом геометричного нівелювання II класу точності. Для виконання вимірювань використовувався високоточний електронний нівелір «Sokkia» SDL-30 та кодова рейка.

За відсутності вільного доступу через зруйновані перекриття вимірювання дозволяється виконувати шляхом тригонометричного нівелювання у безвідбивачевому режимі, що дозволяє безконтактним способом отримати дані про верти-

кальне положення перекриття. Недоліком такого способу є те, що цей метод значно поступається точністю [9].

Величина переміщення перекриття будівлі 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 складено відомість відносних відміток та величин вертикальних переміщень деформаційних марок. За даними відомості побудовано графік розвитку деформацій в часі (рис. 19). Зафіксовані деформації впродовж всього періоду моніторингу (50 днів) досягають - 6 мм.

Аналіз моніторингу.

Основними вихідними даними для початку робіт з моніторингу є результати геодезичних робіт на етапі попереднього обстеження. Ці роботи дозволили встановити ступінь пошкодження та критично важливі місця, що підлягають обов'язковому контролю. На основі робіт з попереднього обстеження склалися об'єми моніторингу та технологія проведення робіт.

За результатами моніторингу величин горизонтальних переміщень каркасу будівлі зафіксовано

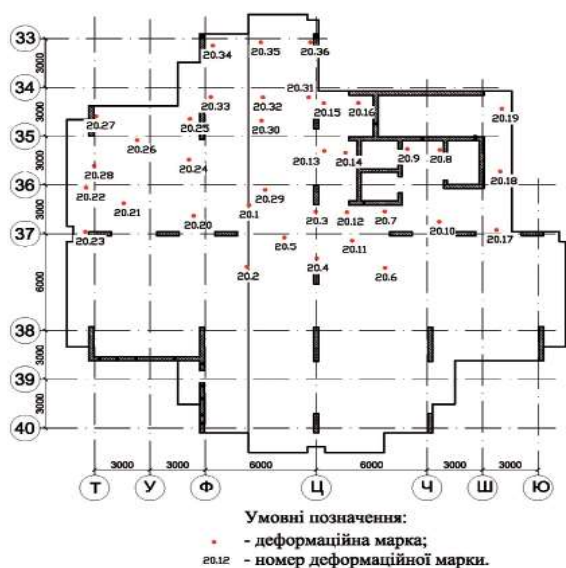


Рисунок 18 – Результати спостережень вертикальних переміщень перекриття 20-го поверху будівлі

переміщення величиною до 7 мм протягом 50 днів. Зафіксовані горизонтальні переміщення незначні та не впливають на погіршення технічного стану.

Зарезультатами інструментального моніторингу вертикальних переміщень верхньої частини будівлі зафіксовано переміщення від +1 до -3 мм. Зафіксовані прирости вертикальних переміщень протягом 50 днів незначні та не впливають на погіршення технічного стану, але корелюються з горизонтальними переміщеннями каркасу.

За результатами інструментальних спостережень розвитку прогинів перекриття (20-й поверх) зафіксовано до 6 мм приросту вертикальних переміщень протягом 50 днів.

Регулярний контроль вищезазначених показників надав можливість спростувати виникнення стрімких деформацій на етапі детального обстеження, що, в свою чергу, вплинуло на остаточні висновки та рекомендації щодо організації робіт з відновлення.

ВИСНОВКИ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Геодезичні роботи у складі обстеження будівель, що постраждали від російської агресії, є вкрай необхідними та актуальними. Інженерно-геодезичні методи робіт на етапі попереднього обстеження дають змогу виявити зміну геометричних форм будівель та їх конструкцій, що впливають на технічний стан та які можливо підтвердити або спростувати лише шляхом інструментальних досліджень. До цього переліку відносяться: крени кутів та вихід із вертикальної площини стін та колон будівлі, а також проги-

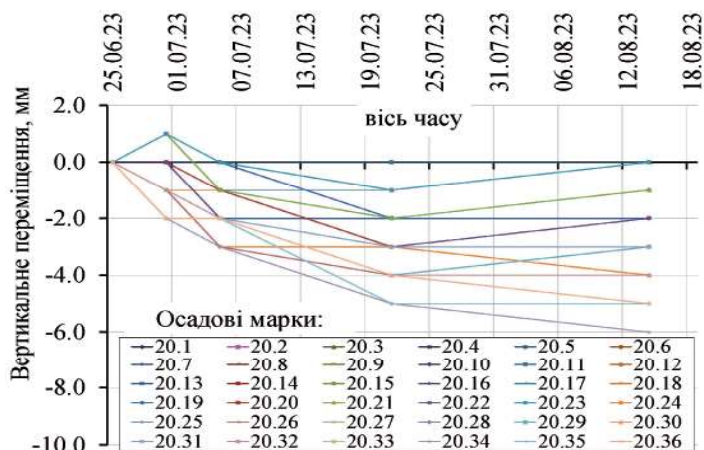


Рисунок 19 – Графік розвитку в часі вертикальних переміщень деформаційних марок

ни та вигини перекриттів, що не завжди можливо оцінити, не використовуючи інструментальних методів.

Слід зауважити, що у випадку, коли один параметр може задовольняти нормативним показникам, а інший перевищує гранично допустимі значення, геодезичне обстеження слід проводити в комплексі, перевіряючи не лише зовнішні стіни, а й внутрішні перекриття і колони.

Геодезичні роботи (здебільшого, це моніторинг на етапі детального обстеження) посідає надважливу роль та надає можливість завчасно відреагувати на початок деформаційних процесів, що призводять до обвалів та зрушень.

Геодезичний моніторинг має виконуватися комплексно, аби виключити будь-який можливий вплив на уцілілі конструкції та забезпечити детальний контроль нестабільних конструкцій. Моніторингу підлягають такі параметри: контроль розвитку кренів, спостереження прогинів перекриттів, контроль висотного положення верхньої частини (найвищого поверху) каркасу будівлі, моніторинг розкриття тріщин. Всі ці роботи зі спостереження підбираються індивідуально в залежності від ступеня пошкодження та від конструктиву будівлі [4, 9].

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Методика обстеження будівель та споруд пошкоджених внаслідок надзвичайних ситуацій, бойових дій та терористичних актів: наказ Міністерства розвитку громад та територій України 28.04.2022 року. № 65. 38 с.
2. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їхнього технічного стану. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. 47 с.



3. Обстеження житлового будинку по вул. Митрополита Василя Липківського, 37 В, який пошкоджено внаслідок військових дій. Звіт про НТР. Київ: Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій (НДІБК), 2023. 198 с.
4. Яковенко, М. Щодо питань геодезичного обстеження будівель, що постраждали внаслідок воєнної агресії російської федерації. Наука та будівництво. 2023. № 33 (3-4). С. 37-48. <https://doi.org/10.33644/10.33644/2313-6679-34-2022-4>
5. Лісений, О., Глуховський, В., Мар'єнков, М., Дубовик, С., Любченко, І., Яковенко, М. Обстеження, оцінка технічного стану та умови відновлення житлового будинку на проспекті В. Лобановського, 6-А в м. Києві, пошкодженого внаслідок воєнних дій. Наука та будівництво. 2023. № 33 (3-4). С. 55-68. <https://doi.org/10.33644/10.33644/2313-6679-34-2022-6>
6. Любченко, І., Фаренюк, Г., Рубан, Ю. Обстеження та аварійно-відновлювальні роботи на об'єктах, які зазнали пошкоджень внаслідок збройної агресії російської федерації. Наука та будівництво. 2023. № 33(3-4). С. 49-54. <https://doi.org/10.33644/10.33644/2313-6679-34-2022-5>
7. Табаркевич, Н., Сергійчук, В., Белоконь, А., Табаркевич, О. Особливості обстеження та оцінки технічного стану житлового будинку, пошкодженого внаслідок військових дій, щодо його придатності до подальшої експлуатації. Наука та будівництво. 2023. № 35(1). С. 27-42. <https://doi.org/10.33644/2313-6679-1-2023-4>
8. Мелашенко, Ю., Слюсаренко, Ю., Іщенко, Ю., Павлюк, Є. Досвід обстеження панельних будинків, пошкоджених внаслідок бойових дій. Наука та будівництво. 2023. № 36(2). С. 41-50. <https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2023-5>
9. Зорін, Є., Яковенко, М., Бень, І. Геодезичний моніторинг часових змін деформованого стану під час відновлення будівлі споруди, що постраждала від бойових дій внаслідок воєнної агресії РФ. Наука та будівництво. 2023. № 36(2). С. 51-66. <https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2023-6>
10. Табаркевич, О., Сергійчук, В., Табаркевич, Н. Відновлення пошкоджених обстрілами житлових будинків Чернігівщини. Наука та будівництво. 2023. № 37(3). С. 63 – 70. <https://doi.org/10.33644/2313-6679-3-2023-7>
11. Яковенко, М., Мелашенко, Ю., Зорін, Є., Бень, І. Багаторічний моніторинг деформацій будівель і споруд геодезичними методами. Наука та будівництво. 2023. № 37(3). С. 71 – 87. <https://doi.org/10.33644/2313-6679-3-2023-8>

12. Іщенко Ю., Слюсаренко Ю., Мелашенко Ю., Яковенко М., Бень І. Геотехнічний моніторинг в умовах ущільненої міської забудови. Наука та будівництво. 2020. № 25(3). С. 13 – 25. <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v25i3.2>
13. Яковенко М., Нестеренко О. Огляд видів геодезичного моніторингу будівель і споруд в складних інженерно-геологічних умовах. Сучасні проблеми архітектури та містобудування. 2020. № 55. С. 341-350.
14. Яковенко, М., Нестеренко, О., Зорін, Є., Бень, І. Моніторинг сезонного розкриття тріщин на прикладі національного заповідника «Софія Київська». Сучасні проблеми Архітектури та Містобудування. 2021. № 61. С.276–291. <https://doi.org/10.32347/2077-3455.2021.61.276-291>
15. Яковенко, М. Просторова модель та розвиток деформацій в часі за результатами геодезичного моніторингу підпірної стіни. InterConf. 2021. № 51. С. 962-972 .

REFERENCES

1. Ministry of Community and Territory Development of Ukraine. (2022, April 28). Methodology for surveying buildings and structures damaged as a result of emergencies, hostilities, and terrorist acts (Order No. 65).
2. DSTU-N B V.1.2-18:2016. (2017). Guidance on Surveying Buildings and Structures to Determine and Assess Their Technical Condition. Kyiv: DP "UkrNDNC".
3. State Research Institute of Building Structures (NDIBK). Survey of the residential building at 37V Metropolitan Vasyl Lypkivskiy Street, damaged as a result of hostilities. Report on scientific and technical research. Kyiv, Ukraine.
4. Yakovenko, M. (2023). On the issues of geodetic surveying of buildings damaged by the military aggression of the Russian Federation. Science and Construction, 33(3-4), 37-48.
5. Lisenyi, O., Glukhovskiy, V., Marienkov, M., Dubovyk, S., Liubchenko, I., & Yakovenko, M. (2023). Survey, assessment of the technical condition, and restoration conditions of the residential building at 6A V. Lobanovskiy Avenue in Kyiv, damaged as a result of hostilities. Science and Construction, 33(3-4), 55-68.
6. Liubchenko, I., Farenjuk, H., & Ruban, Yu. (2023). Survey and emergency restoration work on facilities damaged by the armed aggression of the Russian Federation. Science and Construction, 33(3-4), 49-54.
7. Tabarkevych, N., Serhiychuk, V., Belokon,



- A., & Tabarkevych, O. (2023). Features of surveying and assessing the technical condition of a residential building damaged by hostilities for its suitability for further use. *Science and Construction*, 35(1), 27-42.
8. Melashenko, Yu., Slyusarenko, Yu., Ishchenko, Yu., & Pavlyuk, Ye. (2023). Experience in surveying panel buildings damaged as a result of hostilities. *Science and Construction*, 36(2), 41-50.
 9. Zorin, Ye., Yakovenko, M., & Ben, I. (2023). Geodetic monitoring of temporal changes in the deformed state during the restoration of a building/structure damaged by hostilities due to the military aggression of the Russian Federation. *Science and Construction*, 36(2), 51-66.
 10. Tabarkevych, O., Serhiychuk, V., & Tabarkevych, N. (2023). Restoration of residential buildings in Chernihiv region damaged by shelling. *Science and Construction*, 37(3), 63-70.
 11. Yakovenko, M., Melashenko, Yu., Zorin, Ye., & Ben, I. (2023). Long-term monitoring of deformations of buildings and structures using geodetic methods. *Science and Construction*, 37(3), 71-87.
 12. Ishchenko, Yu., Slyusarenko, Yu., Melashenko, Yu., Yakovenko, M., & Ben, I. (2020). Geotechnical monitoring in conditions of dense urban development. *Science and Construction*, 25(3), 13-25.
 13. Yakovenko, M., & Nesterenko, O. (2020). Overview of types of geodetic monitoring of buildings and structures in complex engineering-geological conditions. *Contemporary Issues of Architecture and Urban Planning*, 55, 341-350.
 14. Yakovenko, M., Nesterenko, O., Zorin, Ye., & Ben, I. (2021). Seasonal crack opening monitoring using the example of the "Sofia Kyivska" national reserve. *Contemporary Issues of Architecture and Urban Planning*, 61, 276-291.
 15. Yakovenko, M. (2021). Spatial model and development of deformations over time based on geodetic monitoring of a retaining wall. *InterConf*, 51, 962-972.

Стаття надійшла до редакції 8.05.2024



Doi: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2024-2>

УДК 624.07



ЗЕЛЕНКО Є.В.

Старший науковий співробітник
ДП «Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: euzelenko@gmail.com,
тел.: +38 (044) 249-37-34
ORCID: 0000-0002-9032-2577



ЛІСЕНИЙ О.М.

Канд. техн. наук, завідувач
відділу ДП «Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: lab343@ndibk.gov.ua,
тел.: +38 (044) 249-37-66
ORCID: 0000-0003-0792-8082



ЛАЗАРЕНКО М.А.

Завідувач лабораторії ДП
«Державний науково-дослід-
ний інститут будівельних
конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: niisk_lab_306@ukr.net,
тел. +38 (044) 249-37-42
ORCID: 0009-0003-1350-462X

ПРИЧИНИ ПРОТІКАНЬ ТА ЗАХИСТ ВІД ЗАМОКАННЯ КОНСТРУКЦІЙ ЕКСПЛУАТОВАНИХ ПОКРИТТІВ ПІДЗЕМНИХ ПРИМІЩЕНЬ

АНОТАЦІЯ

У статті наведені приклади експлуатованих покриттів підземних приміщень, конструкції яких зазнають пошкоджень внаслідок протікання перекриття. Розглянуто основні причини протікання, а також особливості конструкцій, що сприяють розвитку пошкоджень.

Наведені основні результати обстеження трьох об'єктів, що мають підземні приміщення, на перекритті яких влаштована експлуатована покрівля:

- 1) підземний паркінг, на перекритті якого влаштована відкрита автостоянка;
- 2) підвал житлового будинку, над яким розташована відкрита прибудинкова тераса;
- 3) технічні підвальні приміщення будівлі Київського академічного театру ляльок, над якими розташована тераса головного входу.

Перекриття зазначених об'єктів виконані з різних конструкцій, проте всі вони мають протікання різної інтенсивності. Порівняння результатів їх обстеження дає змогу виявити вплив особливостей конструктивних рішень перекриття та покрівлі та надати рекомендації

щодо підвищення надійності гідроізоляції експлуатованих покриттів.

Викладені результати детального обстеження конструкцій, що розташовані під перекриттям тераси головного входу театру ляльок у м. Києві. Зазначено, що протікання покрівлі підземних приміщень обумовлюють корозійні пошкодження конструкцій, руйнування опорядження, а також утруднюють експлуатацію технологічного обладнання.

При обстеженні виявлено значні пошкодження металевих балок перекриття. Визначені показники корозійного пошкодження балок, проведені розрахунки їх залишкової несучої здатності. Надані рекомендації щодо водовідведення та ремонту гідроізоляції перекриття тераси головного входу.

На підставі узагальнення результатів обстеження різних об'єктів рекомендовані заходи щодо попередження замокання підземних приміщень з експлуатованим покриттям, а також підвищення надійності гідроізоляції їх конструкцій.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: експлуатоване покриття, перекриття, гідроізоляція, мощення, корозія, металеві балки, тераса, театр ляльок, обстеження.



CAUSES OF LEAKS AND PROTECTION AGAINST WETTING OF STRUCTURES OF EXPLOITED COATINGS OF UNDERGROUND PREMISES

ABSTRACT

The article presents the examples of exploited coatings of underground premises, the structures of which are damaged due to leakage of the ceiling. The main causes of leakage, as well as features of structures that contribute to the development of damage, are considered.

The following are the main results of the survey of three objects with underground premises, on the floor of which an exploited coating is arranged:

- 1) an underground parking lot, on the floor of which there is an open parking lot;
- 2) the basement of a residential building, above which there is an open terrace;
- 3) technical basement rooms of the theater above which the terrace of the main entrance is located.

The floors of the mentioned objects are made of different structures, but they all have leaks of different intensity. Comparing the results of their examination makes it possible to reveal the influence of the features of the structural solutions of the floor and roof and to provide recommendations for improving the reliability of the waterproofing of the used coatings.

The results of a detailed survey of the structures located under the roof of the terrace of the main entrance of the puppet theater in Kyiv are presented. It is noted that leaks in the roofs of underground premises cause corrosion damage to structures, destruction of equipment, and also complicate the operation of technological equipment.

During the inspection, significant damage to the metal beams of the floor was found. The indicators of corrosion damage to the beams were determined, and their residual bearing capacity was calculated. Recommendations for drainage and repair of the waterproofing of the terrace of the main entrance are provided.

Based on the generalization of the results of the survey of various objects, measures are recommended to prevent the wetting of underground premises with an exploited coating, as well as to increase the reliability of waterproofing of their structures.

KEYWORDS: exploited coating, roof, waterproofing, paving, corrosion, metal beams, terrace, puppet theater, survey.

МЕТА ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою роботи є визначення впливу конструктивних факторів на захист від замокання підземних приміщень з експлуатованим покриттям. На основі результатів обстеження об'єктів з різним конструктивним рішенням перекрит-

тя рекомендовані заходи щодо попередження протікання їх покрівлі.

РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ

При обстеженні підземних приміщень, над якими влаштоване експлуатоване покриття, досить часто виявляються випадки протікання покрівлі, що приводить до замочування та корозії конструкцій, порушення умов безпечної експлуатації обладнання.

Розглядаються основні причини протікання експлуатованого покриття на основі результатів обстеження трьох різних об'єктів з підземними приміщеннями:

- 1) підземний паркінг, на перекритті якого влаштована відкрита автостоянка;
- 2) підвал житлового будинку, над яким розташована відкрита прибудинкова тераса;
- 3) технічні підвальні приміщення будівлі Київського академічного театру ляльок, над якими розташована тераса головного входу.

Перекриття зазначених об'єктів виконані з різних конструкцій, проте всі вони мають протікання різної інтенсивності. Порівняння результатів їх обстеження дає змогу виявити вплив особливостей конструктивних рішень перекриття та покрівлі та надати рекомендації щодо підвищення надійності гідроізоляції експлуатованих покриттів.

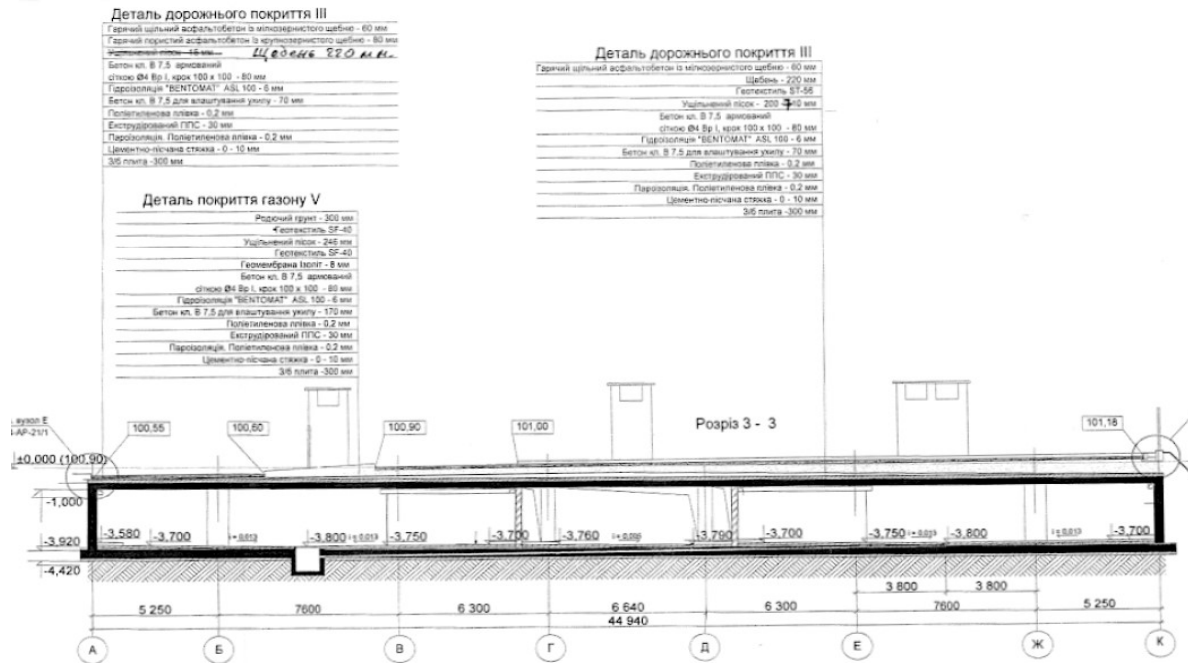
1. Підземний паркінг, на перекритті якого влаштована відкрита автостоянка

Споруда зведена у 2007÷2008 роках за проектом [1] і експлуатується за призначенням. Підземно-наземна автостоянка має розміри в плані 490×45 (м). Вона розміщена у двох рівнях і функціонально складається з підземної частини (яка в подальшому називається паркінгом) та наземної відкритої автостоянки.

Конструкції підземно-наземної автостоянки виконані переважно з монолітного залізобетону і включають фундаментну плиту, колони, стіни та плоску плиту перекриття товщиною 0,3 м. У плиті перекриття влаштовані вентиляційні отвори з розмірами 1,1×1,1 (м), а також чисельні отвори для інженерних комунікацій з діаметром від 0,15 м до 0,40 м.

По залізобетонній плиті перекриття влаштована ґрунтова засипка, бетонна підготовка, шари гідроізоляції та асфальтобетонне покриття відкритої автостоянки. Загальна товщина зазначених шарів складає близько 1,3 м. Між осями В-К влаштована відкрита автостоянка, а між осями А-В над підземним паркінгом проходить асфальтований автопроїзд.

На рис. 1 наведений розріз паркінгу із зазначенням конструктивних шарів експлуатованого покриття.





велика товщина покрівлі, що складається з кількох шарів гідроізоляції та укріплена армованою стяжкою. Покрівля не протікає не тільки на автостоянці та під автопроїздом, але і на ділянках розташування газонів.

Основні замочування конструкцій покриття відбуваються у місцях розташування виступаючих над покрівлею вентиляційних шахт і шахт димовидалення через відкриті прорізи у їх стінах. Малі звиси покрівлі не захищають бокові прорізи від косої дощу та снігу. Також явно незадовільною є конструктивне рішення деформаційних швів покриття, деякі з них (наприклад, між осями 10-11) протікають по всій довжині.

2. Підвал житлового будинку, над яким розташована відкрита прибудинкова тераса

Житловий будинок № 22 по проспекту Володимира Івасюка у м. Києві побудований у 1997÷1998 роках за проектом АТ «Київпроект» [2]. Будинок має підвал, що на частині площі виходить за межі будинку. Над такими підвальними приміщеннями влаштовані дві відкриті тераси, а також прохід між двома секціями будинку (рис. 4). Перекриття підвалу, в тому числі на відкритих ділянках, виконано зі збірних залізобетонних плит, а на ділянці проходу між секціями – з малорозмірних залізобетонних плит, що укладені по металевих прокатних балках. Верхній шар покриття терас і проходу виконаний з бетонних елементів мощення.

Протікання через переkritтя підвалу спостерігаються під переkritтям відкритої тераси секції 1 та під переkritтям проходу між секціями 1 і 2. В умовах незначного ухилу вимощення в бік будинку утворилися застійні зони на переkritті (рис. 5). Внаслідок накопичення вологи в товщі покриття відбуваються протікання через шви між плитами та по стіні підвалу (рис. 6). Протікання супроводжуються вапняковими утвореннями на швах між залізобетонними плитами

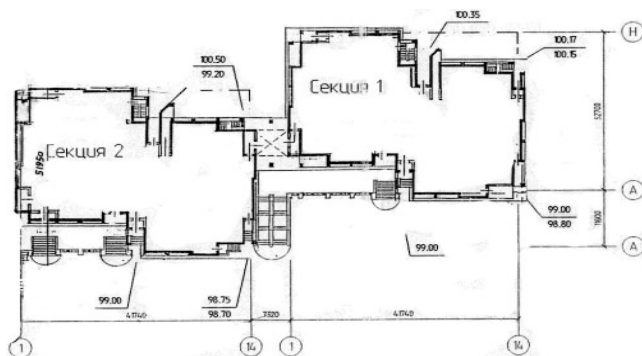


Рисунок 4 – Ситуаційна схема розташування двох відкритих терас та міжсекційного проходу

1 – напрям ухилу тераси; 2 – застійна ділянка; 3 – зовнішній парапет тераси



Рисунок 3 – Протікання, замокання, височини на поверхні переkritтя паркінгу навколо вентиляційної шахти та шахти димовидалення, замокання підлоги та застій води

та між плитами і металевими балками. Металеві балки переkritтя під міжсекційним проходом уражені поверхневою корозією (рис. 7).

На терасі 2 раніше також спостерігалися протікання, які були ліквідовані шляхом нанесення додаткового гідроізоляційного шару та збільшення ухилу покриття від будинку. Для недопущення накопичення вологи у товщі покриття були влаштовані дренажні отвори у зовнішньому парапеті тераси.

На час обстеження відсутні ознаки суттєвого зменшення несучої здатності конструкцій переkritтя. У разі несвоєчасного ремонту гідроізоляції та продовження замокання конструкцій в подаль-



Рисунок 5 – Загальний вигляд ділянки покриття прибудинкової тераси секції 1



Рисунок 6 – Сліди протікання по швах між плитами перекриття тераси секції І і на стіні підвалу, вапнякові утворення



Рисунок 7 – Сліди протікання по швах між плитами перекриття тераси секції І і на стіні підвалу, вапнякові утворення

щому корозійні пошкодження будуть збільшуватися, що може призвести до пошкодження елементів перекриття

3. Технічні підвальні приміщення будівлі Київського академічного театру ляльок

Будівля Київського академічного театру ляльок була створена шляхом реконструкції будівлі колишнього кінотеатру «Дніпро» на початку 2000-х років згідно з проектом інституту «Діпромісто» [3]. Під терасою головного входу будівлі в осях В'-И'/12 розташований підвал з технічними приміщеннями.

Загальний вигляд будівлі театру ляльок з боку головного входу показаний на рис. 8. План підвальної частини будівлі під терасою головного входу наведений на рис. 9. На цій ділянці в рівні підвального поверху розміщені приміщення машзалу кондиціонерів глядацької частини, камера димовидалення, ввід водопроводу, водомірний вузол, насосна господарчого водопроводу, а також форкамери, під якими проходить комунікаційний тунель. В плані розглянута частина підвалу в осях В'-И'/12 має серповидну форму з розмірами в осях 23,3×5,6 (м).

Конструктив перекриття підвалу в осях В'-И'/12 складають металеві двотаврові балки № 45, що спираються на монолітні бетонні стіни підвалу. По балках влаштована монолітна залізобетонна плита товщиною 100 мм з використанням металопрфілю як незйомної опалубки, далі гідроізоляція і засипка, поверх якої влаштоване вимощення з бетонної бруківки.

Під час обстеження було виявлено місця застою води на терасі через неправильно виконані ухили покриття. Внаслідок застою води та незадовільної гідроізоляції зафіксовані значні протікання через конструкції перекриття тераси. На стінах та конструкціях перекриття підвалу фіксуються замокання, висоли та застій води на підлозі. Схему розташування пошкоджень конструкцій підвалу наведено на рис. 9. Довготривалі замокання конструкцій перекриття призвели до корозії металевих балок у підвальних приміщеннях в осях В'-И'/12 (рис. 10).

Основні протікання перекриття підвалу відбуваються у місцях розташування застійних ділянок на поверхні тераси головного входу, яка практично не має ухилу.

Під час проведення обстеження були виконані виміри товщини полиць і стінок двотаврових балок перекриття підвалу в місцях з корозією і без неї за допомогою штангенциркуля і ультразвукового товщиноміра. За результатами вимірювань

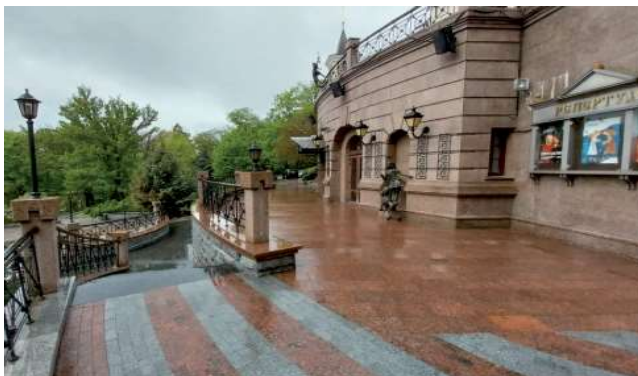


Рисунок 8 – Загальний вигляд будівлі театру (а) та тераса головного входу в осях В'-И (б)

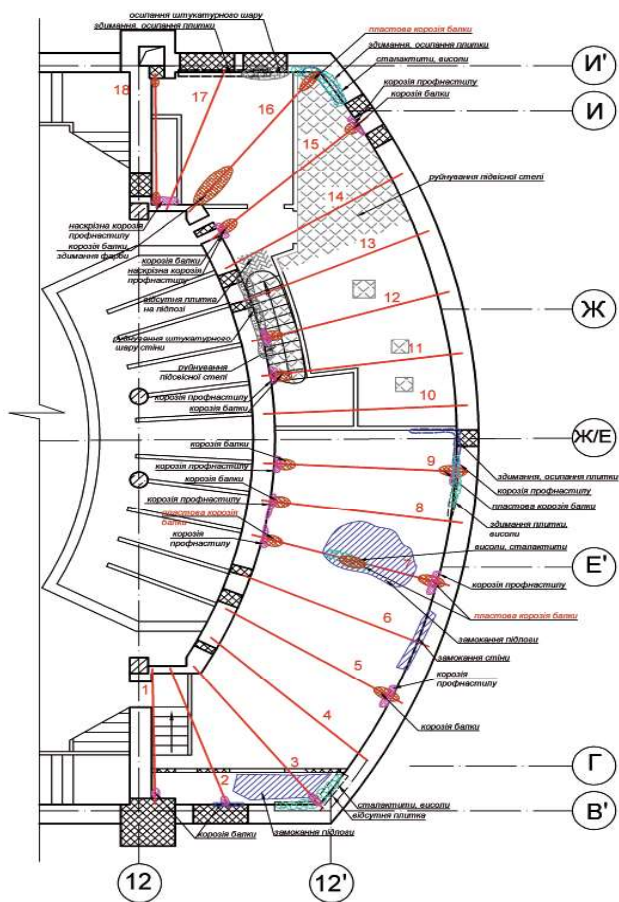


Рисунок 9 – Схема розташування пошкоджень підвалу під терасою головного входу будівлі театру

встановлено, що в місцях з пластовою корозією полиці балок втратили до 2 мм товщини, а стінки – до 1 мм.

Виконаний розрахунок на міцність елементів металевих балок з врахуванням ослаблення їх перерізу внаслідок корозійного пошкодження. Несуча здатність балок перекриття під терасою з фактичним ступенем корозії зменшилася на 14% відносно стану без пошкоджень, проте має запас з врахуванням діючих навантажень. Продовження інтенсивної корозії металевих балок загрожує в подальшому вичерпанням їх несучої здатності.

Основною причиною протікання перекриття відкритої тераси головного входу будівлі театру є відсутність ухилу поверхні та конструктивне рішення перекриття, що сприяє накопиченню вологи у його товщі.

Використання вимощення з бруківки для покриття на ділянках з можливим скупченням людей і під яким розташоване обладнання для експлуатації будівлі є недоцільним. При просочуванні вологи в шви між бруківкою, які заповнені піском без додавання в'язучих складових, відбувається розгерметизація гідроізоляційних шарів при багаторазовому



Рисунок 10 – Пластова корозія металевої балки з двох двотаврів N 45, наскрізна корозія профнастилу, вапнякові утворення

замерзанні/розмерзанні засипки, що і призводить до пошкоджень гідроізоляції.

Найвні протікання призвели до унеможливлення експлуатації обладнання (кондиționери глядацької частини), яке знаходиться в приміщеннях під ганком в осях В'-І/12, що утруднює експлуатацію глядацької зали театру.

ВИСНОВКИ

1. Для забезпечення нормальної експлуатації підвальних приміщень зазначених об'єктів були надані відповідні рекомендації щодо ремонту гідроізоляції та покращення водовідведення з поверхні.
2. Разом з тим, результати обстеження виявили питання, які недостатньо враховуються при протктуванні підвальних приміщень з відкритим експлуатованим покриттям. Актуальним є дотримання таких вимог, що передбачені у 5.3 ДБН В.2.6-220:2017 [4];
 - конструктивними заходами слід виключати накопичення води у товщі перекриття. Повинно передбачатися як поверхневе водовідведення, так і дренаж з конструкції підлоги;
 - забезпечувати механічну міцність гідроізоляції і покриття з врахуванням можливих підвищених місцевих навантажень на експлуатовану поверхню (автотранспорт, розвантаження важких предметів, снігоприбирання тощо);
 - виконувати герметизацію примикань покриття до вертикальних поверхонь з захистом від механічних пошкоджень, ущільнення деформаційних швів.
3. Додатково до вимог [4], при проектуванні експлуатованих покриттів рекомендується враховувати наступні питання:
 - недоцільно застосовувати несучі конструкції перекриття, чутливі до корозії – профнастил, відкриті металеві балки,



тонкостінні збірні залізобетонні елементи (пустотні плити), підвісні стелі. Більш доцільним є застосування плоских перекриттів з монолітного залізобетону з підвищеною водонепроникністю та морозостійкістю;

- забезпечувати надійне водовідведення за рахунок похилу поверхні 25...30 ‰;
- передбачати план похилу поверхні таким чином, щоб не допускати утворення застійних ділянок;
- не влаштовувати елементи наскрізних проходок і заглиблень експлуатованого покриття (трубопроводи, зливостоки, очисні решітки тощо);
- розташування електричного та іншого інженерного обладнання у підземних приміщеннях з експлуатованим покриттям слід обмежувати.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Проект підземно-наземної автостоянки вздовж проспекту М. Бажана для потреб мешканців 6-го мікрорайону житлового масиву Осокорки-Північні в Дарницькому районі м. Києва. Підземно-наземна автостоянка. Стадія Р. Архітектурні рішення. 36-4-АР. Київ: ПП АМ «Коляденко», 2008.
2. Житловий будинок на ділянці № 16 по вул. Героїв Сталінграду в 3Б мікрорайоні житлового масиву Оболонь. 49730-АР, 49730-КЖ. Київ: АТ «Київпроект», 1997.
3. 5757-2001-АР. Будівництво Київського державного театру ляльок на вул. Грушевського, 1а у Печерському районі м. Києва. Театр ляльок. Київ: Дніпромисто, 2001.
4. ДБН В.2.6-220:2017. Покриття будівель і споруд. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. 46 с.

REFERENCES

1. PP AM "Kolyadenko". (2008). Project of an underground and above-ground parking lot along Mykola Bazhan Avenue for the needs of the residents of the 6th microdistrict of the Osokorky-Northern residential area in the Darnytskyi district of Kyiv. Underground and above-ground parking lot. Stage R. Architectural solutions. 36-4-AR. Kyiv.
2. AT "Kyivproekt". (1997). Residential building on plot No. 16 on Heroiv Stalingradu Street in the 3B microdistrict of the Obolon residential area. 49730-AR, 49730-KZ. Kyiv.
3. Dnipromisto. (2001). Construction of the

Kyiv State Puppet Theater on Hrushevskoho Street, 1a in the Pecherskyi district of Kyiv. Puppet Theater. 5757-2001-AR. Kyiv.

4. DBN V.2.6-220:2017. (2017). Building and structure coverings. Kyiv: Ministry of Regional Development, Construction, and Housing and Communal Services of Ukraine.

Стаття надійшла до редакції 29.05.2024



Doi: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2024-3>

УДК 627.943:550.34



КЕНДЗЕРА О. В.

Член-кореспондент НАН України, Інститут геофізики імені С.І.Субботіна НАН України, Київ, Україна,
e-mail: skendzera@gmail.com,
тел.: +38 (050) 526-57-75,
ORCID: 0000-0003-0691-0227



ЄГУПОВ К. В.

Доктор техн. наук, професор, Одеський національний морський університет, Одеса, Україна,
e-mail: yegupov.k@gmail.com,
тел.: +38 (097) 238-02-08,
ORCID: 0000-0002-8342-820X



ЄГУПОВ В. К.

Канд. техн. наук, науковий співробітник, Інститут геофізики імені С. І. Субботіна НАН України, Одеса, Україна,
e-mail: slava.yegupov@gmail.com,
тел.: +38 (096) 369-09-17,
ORCID: 0000-0001-5093-6948



СЕМЕНОВА Ю. В.

Доктор фізико-математичних наук, провідний науковий співробітник Інституту геофізики імені С.І.Субботіна НАН України, Київ, Україна,
e-mail: semenova.igph@gmail.com,
тел.: +38 (097) 780-89-88,
ORCID: 0000-0003-4628-8663

ОСНОВНА ПОСЛІДОВНІСТЬ ВИКОНАННЯ РОБІТ З СЕЙСМІЧНОГО МІКРОРАЙОНУВАННЯ

АНОТАЦІЯ

Досвід діяльності у сфері сейсмосахисту показує, що основною концепцією сейсмосахисту в Україні має стати запровадження сейсмічного проектування та будівництва житлових і промислових об'єктів на основі об'єктивного знання кількісних параметрів реальної сейсмічної небезпеки території, де розташовані конкретні будівельні майданчики. Забезпечити здійснення сейсмічного захисту об'єктів і територій від майбутніх землетрусів повинні в межах своєї компетенції всі суб'єкти державної влади та господарської діяльності на території країни.

Рівень сейсмічної небезпеки є об'єктивною характеристикою території і визначається ком-

плексом робіт: загальним сейсмічним районуванням території країни, детальним сейсмічним районуванням окремих її ділянок, сейсмічним мікрорайонуванням ділянок. Найбільш небезпечним для будівель і споруд є сейсмічні коливання, що відбуваються в горизонтальній площині. З урахуванням підкорового розташування основного сейсмічного вогнища зони Вранча, підхід сейсмічних коливань до денної поверхні відбувається майже вертикально. Основний внесок в горизонтальні коливання на денній поверхні вноситься поперечними хвилями. У зв'язку з цим, оцінки приросту сейсмічності, виконані за сейсмічними швидкостями поперечних хвиль,



будуть найбільш представницькими.

Комплекс робіт з сейсмічного мікрорайонування здійснюється для оцінки сейсмічної небезпеки, при якому враховується вплив на інтенсивність сейсмічних коливань на поверхні будівельного (експлуатаційного) майданчика місцевих ґрунтових умов. Враховується також вплив рівня ґрунтових вод, особливості морфології майданчика і району його розташування, а також можливого виникнення на майданчику небезпечних резонансних явищ. За цими даними визначаються поправки, що зменшують або збільшують оцінку сейсмічності будівельного майданчика відносно вказаної на картах загального або детального сейсмічного районування. Результатом робіт з сейсмічного мікрорайонування є будівельно-монтажна карта досліджуваного майданчика та комплекти розрахункових акселерограм для опорної точки або для кожного з інженерно-геологічних майданчиків, які виділені на майданчику.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: землетрус, сейсмічне мікрорайонування, розрахункові акселерограми, зона Вранча, сейсмосахист, будівельно-монтажна карта

THE MAIN SEQUENCE OF SEISMIC MICRO ZONING

ABSTRACT

Experience in the field of seismic protection shows that the main concept of seismic protection in Ukraine should be the introduction of seismic design and construction of residential and industrial facilities based on objective knowledge of the quantitative parameters of the actual seismic hazard in the area where specific construction sites are located. All public authorities and business entities within the country must ensure seismic protection of structures, facilities and areas from future earthquakes within their competence.

The level of seismic hazard is an objective characteristic of the territory and is determined by a set of works such as: general seismic zoning of the country's territory, detailed seismic zoning of its individual areas, seismic microzoning of areas. The most dangerous for buildings and structures are seismic vibrations occurring in the horizontal plane. Taking into account the subducted location of the main seismic source of the Vrancea zone, the approach of seismic vibrations to the bottom surface is almost vertical. The main contribution to the horizontal vibrations on the daytime surface is made by transverse waves. In this regard, estimates of seismicity increase based on seismic velocities of transverse waves will be the most representative.

The complex of works on seismic microzoning is carried out to assess seismic hazard, which takes into account the influence of local soil conditions

on the intensity of seismic vibrations on the surface of the construction (operational) site. The influence of groundwater level, peculiarities of the site morphology and its location, as well as possible occurrence of dangerous resonance phenomena on the site are also taken into account. The result of seismic microzoning is a construction and assembly map of the investigated site and sets of calculated accelerograms for the reference point or for each of the engineering and geological sites identified on the site.

KEYWORDS: earthquake, seismic micro zoning, calculated accelerograms, Vrancea zone, seismic protection, seismic protection, a construction and assembly map.

ВСТУП

Сейсмічне мікрорайонування (далі – СМР) є комплексом робіт, за результатами яких формуються розрахункові впливи на основи будівель і споруд, сейсмічна стійкість (вразливість) яких визначається. Сейсмічна небезпека будівельного (експлуатаційного) майданчика виражається:

- 1) в приростах (зменшеннях), виражених в балах шкали сейсмічної інтенсивності до оцінок, одержаних в результаті проведення робіт з уточнення результатів загального сейсмічного районування (далі – ЗСР) та роботами з детального сейсмічного районування (далі – ДСР) району розміщення будівель і споруд;
- 2) у вигляді фізичних характеристик сейсмічної небезпеки: розрахункових акселерограм (сейсмограм, велосиграм), якими моделюються (прогнозуються) трикомпонентні розгорнуті в часі прискорення коливань в сейсмічній хвилі, яка падає на основу будівельного (експлуатаційного) майданчика.

СМР першого типу являє собою прогнозування сейсмічної небезпеки будівельного майданчика шляхом уточнення прогнозованої сейсмічної інтенсивності в балах макросейсмічної шкали, показаної на картах ЗСР та ДСР і уточненої за розрахований або експериментально встановлений приріст сейсмічності майданчика, розрахований за даними інженерно-геологічних досліджень згідно ДБН А.2.1-1-2008 [2].

СМР другого типу використовує наявні на будівельному майданчику записи сейсмічних коливань, базуючись на припущенні, що слабкі землетруси із небезпечних для будівельного майданчика сейсмоактивних зон можуть в першому наближенні задаватися записами слабких землетрусів і спеціальних вибухів, якими моделюються функції Гріна, які описують вплив на сейсмічні хвилі: а) особливостей випромінювання коливань з вогнища, б) впливу особливостей будо-



ви на шляху розповсюдження коливань від вогнища до поверхні будівельного (експлуатаційного) майданчика та в) впливу особливостей будови середовища безпосередньо під майданчиком, яка задається його теоретичною або емпіричною частотною (передавальною) характеристикою.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

Уточнення сейсмічної небезпеки майданчика методами ЗСР та ДСР проводяться при необхідності враховувати вплив факторів, які не враховувалися при ДСР і ЗСР району розміщення будівель і споруд, зокрема за потреби уточнення даних цих робіт з точністю 0,01 бала.

Комплекс робіт з СМР здійснюється для оцінки сейсмічної небезпеки, при якому враховується вплив на інтенсивність сейсмічних коливань на поверхні будівельного (експлуатаційного) майданчика місцевих ґрунтових умов. Враховується також вплив рівня ґрунтових вод, особливості морфології майданчика і району його розташування, а також можливого виникнення на майданчику небезпечних резонансних явищ. За цими даними визначаються поправки, що зменшують або збільшують оцінку сейсмічності будівельного майданчика відносно вказаної на картах ЗСР або ДСР.

Роботи з СМР є особливо важливим при оцінці небезпеки особливо небезпечних, технічно складних або унікальних об'єктів.

В процесі виконання СМР передбачено:

- отримання даних про розподіл сейсмічної небезпеки в регіоні, районі та на майданчику будівництва для вибору оптимального варіанта розміщення об'єктів з огляду на сейсмічну небезпеку;
- надання проектним організаціям інформації про очікувані параметри сейсмічної небезпеки для її врахування при проектуванні очікуваних параметрів сейсмічного руху ґрунту (у тому числі: зсувів, селів, обвалів, провалів, карстових воронок, переміщень по активних розломах) та забезпечення безпечного функціонування будівель та споруд, трубопровідного транспорту, експлуатації родовищ корисних копалин, реконструкції, капітального ремонту та відновлення об'єктів, включаючи будівлі та споруди, у сейсмічно активних районах;
- рішення про вибір карти в якості основи для оцінки фонові бальності району розташування майданчика будівництва, у відповідності до вимог ДБН В.1.1-12 [3], яке узгоджено з Замовником будівництва;
- уточнення до соті частки бала нормативної (розрахункової) сейсмічності будівельного майданчика (при цьому уточнення нормативної бальності досліджуваної території в залежності від локальних

інженерно-геологічних умов повинно виконуватися на основі інструментальних сейсмологічних досліджень методами сейсмічних жорсткостей та реєстрації мікросейсм);

- побудова ансамблю розрахункових акселерограм, що моделюють вплив розрахункових землетрусів з зони Вранча і місцевих вогнищевих зон на майданчик будівництва.

Вибір еталонного ґрунту

У відповідності до нормативних вимог (наразі проєкт ДСТУ XXXX:202X «Проведення сейсмічного мікрорайонування» перебуває на стадії затвердження), для оцінки приросту сейсмічності необхідно вибрати еталонний ґрунт, близький за сейсмічними властивостями до ґрунтів II-ї категорії.

За результатами дослідних робіт, ґрунти на еталонній ділянці умовно характеризуються наступними середніми параметрами: $V_0=280\text{м/с}$, $\rho_0=1,80\text{т/м}^3$, де V_0 – швидкість поперечних хвиль, ρ_0 – густина ґрунту.

СМР досліджуваного майданчика методом інженерно-геологічних аналогій (натурний приклад)

Для цілей СМР використовують результати інженерно-геологічних вишукувань, виконаних відповідно до вимог ДБН А.2.1-1 [2].

Ґрунти майданчика будівництва відносяться до найбільш несприятливої категорії ґрунту за сейсмічними властивостями у випадку їх неоднорідного складу, а саме: якщо у межах десятиметрового шару ґрунту (починаючи відлік від планувальної відмітки) – у випадку виймання і чорної відмітки – у випадку насипання, сумарна потужність шарів, що відносяться до цієї категорії, перевищує 5 м.

Наприклад, згідно з даних інженерно-геологічних досліджень в межах 10-ти метрового шару нижче відмітки планування сумарна потужність ґрунтів, які відносяться до III-ї категорії за сейсмічними властивостями, складає 5,10 м, що перевищує 5 м.

У цьому випадку, у відповідності до п.5.1.3, Таблиці 5.1 ДБН В.1.1-12 [3], ґрунти майданчика віднесені до ґрунтів III-ї категорії за сейсмічними властивостями. Для цієї категорії ґрунтів приріст сейсмічної інтенсивності дорівнює: $\Delta I=+1\text{бал}$ відносно уточненої фонові (вхідної) сейсмічної інтенсивності IRN.

У відповідності з вимогами до робіт з СМР, площа досліджень повинна бути розбита на відносно однорідні ділянки (т.з. таксонометричні одиниці), в межах яких приріст сейсмічної інтенсивності буде постійним.

В рамках вказаної площі глибини меж інженерно-геологічних елементів змінюються



менше, ніж на 0,5 м, а фізичні властивості (густина, показник текучості) слабо диференційовані за площею.

Метод сейсмічних жорсткостей

Згідно з нормативних вимог в умовах відсутності даних реєстрації коливань від землетрусів, обов'язковим методом оцінки приросту сейсмічності є метод сейсмічних жорсткостей. Для його застосування використовуються дані польових спостережень, виконуваних геофізичним методом заломлених хвиль (далі – МЗХ) і дані про узагальнення, за швидкостями, поширення сейсмічних хвиль на площах регіону.

Важливим фактором локальної зміни рівня сейсмічних струшувань, відповідно до теорії поширення хвиль, є резонансні коливання в верхній частині розрізу, які виникають за умови значної вертикальної неоднорідності геологічного середовища. На відміну від зміни сейсмічності, що пов'язана зі зміною середньої сейсмічної жорсткості, резонансні коливання викликають підвищення рівня сейсмічних коливань на одних частотах і зниження – на інших. Інженерні сейсмічні дослідження з вивчення сейсмічних швидкостей надають інформацію для розрахунку резонансних властивостей сейсмічних коливань на досліджуваному майданчику, зокрема, переважаючого періоду коливань ґрунтів.

Найбільш небезпечними для будівель і споруд є сейсмічні коливання, що відбуваються в горизонтальній площині. З урахуванням підкорового розташування основного сейсмічного вогнища зони Вранча, підхід сейсмічних коливань до денної поверхні відбувається майже вертикально. Основний внесок в горизонтальні коливання на денній поверхні вноситься поперечними хвилями. У зв'язку з цим, оцінки приросту сейсмічності, виконані за сейсмічними швидкостями поперечних хвиль, будуть найбільш представницькими.

Вивчення швидкостей розповсюдження поздовжніх сейсмічних коливань використовується для контролю і співставлення з даними спостережень поперечних хвиль. За співвідношенням швидкостей поздовжніх і поперечних хвиль визначається модуль Пуассона, значення якого потрібні для розрахунку напруженого стану в основі будівлі. Ця унікальна інформація, отримана за даними польових спостережень в масиві ґрунту, як правило, не надається геотехнічними лабораторіями в рамках інженерно-геологічних вишукувань, тому без виконання робіт з СМР методом сейсмічних жорсткостей їх результати будуть неточними.

З метою визначення швидкостей поширення сейсмічних коливань у верхній частині розрізу, які необхідні для розрахунків приросту сейсмічності за методом сейсмічних жорсткостей, проводяться

роботи методом МЗХ.

Польові спостереження методом МЗХ проводилися з використанням цифрової сейсмічної станції. Відстань між сейсмоприймачами сейсмічної коси складала 2 м.

У зв'язку з інтенсивним рівнем перешкод, при роботі в міських умовах, потрібні багаторазові спостереження з вибірковою сейсмограм і накопиченням результатів до 30 і більше ударних впливів.

В роботі застосовується оцінка середнього періоду коливань, яка визначається за кореляційною функцією інтервалу траси, що містить кілька фаз перших вступів. Для оцінки поглинання будується графік зміни залежності середнього періоду від часу приходу перших вступів хвиль. Декремент поглинання обчислюється як похідна залежності періоду від часу приходу хвиль.

За співставленням отриманих графіків швидкостей поперечних і поздовжніх хвиль і даних інженерних вишукувань виділені окремі шари, за якими обраховані середні пластові швидкості. Ці дані швидкісної моделі середовища рекомендується використовувати для розрахунків спектральних характеристик і акселерограм.

Метод реєстрації мікросейсм

Виконання практичних робіт з СМР передбачає в якості одного з найбільш об'єктивних інструментальних методів використання методу реєстрації високочастотних короткоперіодних мікросейсм. Застосування останнього засноване на порівнянні параметрів мікроколивань ґрунтів, збудованих джерелами природного або техногенного походження на досліджуваному і еталонному майданчиках. При цьому ґрунт розглядається як деякий фільтр, що виділяє коливання певного діапазону частот з амплітудним рівнем, який залежить від інженерно-геологічних умов в пункті спостереження. Приріст сейсмічної інтенсивності визначається за результатами порівняння амплітуд коливань ґрунтів в пунктах реєстрації (досліджуваному і еталонному).

Запис мікросейсм виконувався двома триканальними цифровими сейсмічними станціями.

Зареєстровані сейсмічні сигнали мають розмірність одиниць аналого-цифрового перетворювача. Цифрова форма запису дозволяє за допомогою методів регуляризованого числового вирішення оберненої задачі сейсмометрії перейти до «істинного» вигляду коливань. Для цього використовують частотні характеристики реєструючих сейсмічних каналів.

При проведенні польових спостережень, встановлені на ґрунті сейсмометри орієнтувалися по трьох взаємно перпендикулярних напрямках (північ-південь – NS, схід-захід – EW і вертикальному – Z).



При проведенні польових робіт реєстрації мікросейсм виконується на еталонній ділянці (т.з. еталонний пункт), до якого віднесена нормативна і розрахована для території інтенсивність сейсмічних струшувань, і пунктах реєстрації в межах досліджуваного майданчика будівництва.

Спектр мікросейсм на майданчику і еталонному пункті достатньо повно охоплює весь інженерний діапазон частот, що дозволяє отримати значення відносної частотної характеристики сейсмічних коливань на майданчику, відносно коливань на еталонній ділянці.

Остаточна в якості значення середнього приросту сейсмічної інтенсивності за методом мікросейсм для майданчика проєктованого будівництва, відносно вихідної сейсмічності, прийнята оцінка осереднена за двома способами:

$$\Delta I_M = \frac{(\Delta I_{M1} + \Delta I_{M2})}{2} \text{ бала}$$

де ΔI_{M1} – приріст сейсмічної інтенсивності за методом сейсмічних жорсткостей, а ΔI_{M2} – за методом реєстрації короткоперіодних мікросейсм.

Остаточна розрахункова оцінка сейсмічної інтенсивності майданчика IR повинна округлятися до цілого числа, так як ДБН В.1.1-12 [3] не передбачає дробових значень сейсмічності, а базується на шкалі сейсмічної інтенсивності MSK-64, яка оперує цілими значеннями балів так само, як і її більш пізні модифікації, в тому числі і європейська шкала EMS-98.

Розрахункові акселерограми для майданчика будівництва

ДБН В.1.1-12 [3] передбачено, що для «будівель і споруд з принципово новими конструктивними рішеннями, що не пройшли експериментальної перевірки, об'єктів класу наслідків СС2 і СС3 відповідно до ДБН В.1.2-14; будівель вище 16 поверхів та споруд висотою понад 50 метрів і більше, а також споруд з прольотами понад 30 метрів ...» потрібен прямий динамічний розрахунок з використанням розрахункових акселерограм.

Акселерограми мають вигляд часових функцій, що моделюють компоненти вектора прискорень в сейсмічних рухах поверхні ґрунту на майданчику будівництва – при землетрусах, які можуть реалізуватися на ньому. До практичного використання пропонуються два типи розрахункових акселерограм, що відповідають землетрусам з вогнищевої зони Вранча і місцевих вогнищевих зон можливого виникнення землетрусів, залежно від положення зони відносно майданчика, його сейсмічного режиму, величини енергії, яка вивільняється у вогнищі, механізму землетрусу, а також від спектральних особливостей впливу середовища на шляху поширення сейсмічних хвиль від вогнища до майданчика (змінюються

величини пікових прискорень, тривалість коливань, форма обвідної і спектральний склад розрахункових акселерограм).

Зазначені струшування на майданчику можуть викликати сильні підкорові землетруси з сейсмоактивної зони Вранча (Румунія), так і вогнища землетрусів, що відповідають розсіяній (доменній) сейсмічності в районі розташування досліджуваного майданчика. При відсутності для конкретного майданчика результатів робіт з виявлення та засвідчення параметрів сучасної активності розломних зон, при визначенні сейсмічних впливів від місцевих землетрусів доводиться приймати консервативне припущення, згідно з яким вогнище слабкого місцевого землетрусу може перебувати в жорстких слабодетформованих породах безпосередньо під будівельним майданчиком.

Напівемпіричний підхід базується на використанні теоретичних амплітудних спектрів розрахункових акселерограм і емпіричних фазових спектрів. Спектральна густина результуючого впливу розраховувалася за регіональними (для зони Вранча) і середньосвітовими (для місцевих вогнищевих зон) залежностями між положенням характерних точок амплітудного спектру прискорень, магнітудою розрахункового землетрусу і епіцентральною відстанню до прогнозованого вогнища землетрусу.

Вплив ґрунтових умов на майданчику враховувався шляхом використання узагальнених теоретичних частотних характеристик моделей геологічного середовища під майданчиком, які є обвідними частотних характеристик, розрахованих для поздовжніх і поперечних сейсмічних хвиль в діапазоні кутів їх падіння в межах $70 \div 90$ градусів. Розрахункові акселерограми синтезувалися за допомогою регуляризованого алгоритму зворотного перетворення Фур'є.

Для досліджуваного майданчика будується набір з трьох реалізацій трикомпонентних розрахункових акселерограм, що моделюють вплив місцевих розрахункових землетрусів з інтенсивністю 7-м балів на майданчику будівництва. При їх генерації використовувались різні комбінації теоретичних обвідних спектрів розрахункових акселерограм, нормовані узагальнені теоретичні частотні характеристики геологічного середовища під майданчиком, і фазові спектри, отримані з різних записів близьких землетрусів, модифікованих з урахуванням умов майданчика.

ВИСНОВКИ

У даній статті розглянуто ключові аспекти методики сейсмічного мікрорайонування, яка відіграє важливу роль у забезпеченні сейсмічної безпеки будівель та споруд.

Сейсмічне мікрорайонування є невід'ємним етапом в дослідженні особливостей сейсмічного впли-



ву на ґрунти конкретного майданчика. Це надає можливість адаптувати конструктивні рішення будівель до потенційних сейсмічних навантажень, забезпечуючи їхню оптимальну стійкість та надійність.

В статті акцентовано увагу на важливості залучення всіх зацікавлених суб'єктів для ефективної реалізації сейсмічного захисту споруд та територій.

Проведення робіт з сейсмічного мікрорайонування є ключовим для ефективної оцінки сейсмічного ризику та прийняття обґрунтованих рішень з покращення сейсмічної безпеки будівель та споруд.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДСТУ-Б-В.1.1-28:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Шкала сейсмічної інтенсивності. Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. 73 с.
2. ДБН А.2.1-1-2014. Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Інженерні вишукування для будівництва (2-га ред.). Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2014. 63 с.
3. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України. Київ: Мінрегіобуд України, 2014. 110 с.
4. Кендзера А.В., Лесовой Ю.В., Егупов В.К., Вербицкий С.Т., Вербицкий Ю.Т., Вербицкая О.С., Прокопишин В.И., Дорофеев В.С., Егупов К.В., Ковальчук С.П., Киртока В.А. Определение параметров сейсмических воздействий для сейсмостойкого проектирования в г. Одессе: материалы наукової конференції-семінару «Сейсмологічні та геофізичні дослідження в сейсмоактивних регіонах, м. Львів, 3-5. черв. 2014 р. Львів: «СПОЛОМ», 2014. С. 79-92.
5. Кендзера О.В. Сейсмічна небезпека і захист від землетрусів. Практичне впровадження розробок Інституту геофізики ім. С.І. Субботіна НАН України. Вісник НАН України. 2015. № 2. С.44-57.
6. Кендзера О.В. Сейсмічна небезпека і сейсмічний захист в Україні. Український географічний журнал. 2015. № 3. С.9-15.
7. Кендзера О.В., Семенова Ю.В. Встановлення спектральних характеристик ґрунтової товщі при проектуванні сейсмостійких будинків і споруд. Наука та будівництво. 2015. № 4. С.48-50.
8. Немчинов Ю.І., Хавкін О.К., Мар'єнков М.Г., Жарко Л.О., Дунін В.А., Бабік К.М., Егупов К.В., Кендзера О.В., Егупов В.К.,

Булат А.Ф., Дирда В.І., Лисиця М.І. Практичні питання динаміки будівель. Науково-виробничий журнал Будівництво України. 2013. №6. С.6-21.

REFERENCES

1. DSTU-B-V.1.1-28:2010. (2010). Protection against dangerous geological processes, harmful operational effects, and fire. Seismic intensity scale. Kyiv: Ministry of Regional Development and Construction of Ukraine.
2. DBN A.2.1-1-2014. (2014). Surveying, design, and territorial activities. Engineering surveys for construction (2nd ed.). Kyiv: Ministry of Regional Development, Construction, and Housing and Communal Services of Ukraine.
3. DBN B.1.1-12:2014. (2014). Construction in seismic regions of Ukraine. Kyiv: Ministry of Regional Development and Construction of Ukraine.
4. Kendzera, A. V., Lesovoy, Y. V., Yegupov, V. K., Verbitsky, S. T., Verbitsky, Y. T., Verbitskaya, O. S., Prokopishin, V. I., Dorofeev, V. S., Yegupov, K. V., Kovalchuk, S. P., & Kirtocka, V. A. (2014). Determination of seismic impact parameters for earthquake-resistant design in the city of Odessa. In Seismological and geophysical research in seismically active regions: materials presented at the scientific conference-seminar, June 3-5, 2014. Lviv: SPOLOM.
5. Kendzera, O. V. (2015). Seismic hazard and protection against earthquakes. Practical implementation of developments by the S. I. Subbotin Institute of Geophysics of the NAS of Ukraine. Visnyk of the NAS of Ukraine, (2), 44-57.
6. Kendzera, O. V. (2015). Seismic hazard and seismic protection in Ukraine. Ukrainian Geographical Journal, (3), 9-15.
7. Kendzera, O. V., & Semenova, Y. V. (2015). Establishing spectral characteristics of soil layers in the design of earthquake-resistant buildings and structures. Science and Construction, (4), 48-50.
8. Nemchinov, Y. I., Khavkin, O. K., Marienkov, M. G., Zharko, L. O., Dunin, V. A., Babik, K. M., Iegupov, K. V., Kendzera, O. V., Iegupov, V. K., Bulat, A. F., Dyrda, V. I., & Lysytsia, M. I. (2013). Practical issues of building dynamics. Scientific and Production Journal Construction of Ukraine, (6), 6-21.

Стаття надійшла до редакції 01.06.2024



Doi: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2024-4>

УДК 624.012.41/46.006



БАМБУРА А.М.

Доктор техн. наук, професор,
завідувач відділу ДП «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: abambura@gmail.com
тел.: +38(044) 249-37-44,
ORCID: 0000-0003-1402-3345



ДОРОГОВА О.В.

Канд. техн. наук, стар-
ший науковий співробітник
ДП «Державний науково-
дослідний інститут будівельних
конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: dorogova@ukr.net
тел.: +38(044) 249-37-75,
ORCID: 0000-0002-7838-6383



САЗОНОВА І.Р.

Інженер, старший науковий
співробітник ДП «Державний
науково-дослідний інститут
будівельних конструкцій»,
м. Київ, Україна,
e-mail: rostislavovna@gmail.com
тел.: +38(044) 249-38-88.
ORCID: 0000-0002-8226-3589



ЖУРАВСЬКИЙ О.Д.

Доктор техн. наук, про-
фесор, завідувач кафедри
залізобетонних та кам'яних
конструкцій Київського
національного університету
будівництва і архітектури,
м. Київ, Україна,
e-mail: azhur@ua.fm,
тел.: +38(067)508-60-64
ORCID: 0000-0001-7065-3312

НАДІЙНІСТЬ РОЗРАХУНКУ ГНУЧКИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ДОВІЛЬНО ЗАКРІПЛЕНИХ НА ОПОРАХ ЗА МЕТОДОМ «РЕАЛЬНОЇ КРИВИЗНИ»

АНОТАЦІЯ

Визначення несучої здатності гнучких довільно закріплених на опорах звичайних, попередньо напружених (в тому числі трубобетонних) елементів з урахуванням ефектів другого порядку чинними будівельними нормами України не регламентовано. Для матеріалів, у яких діаграма роботи є криволінійною, втрата стійкості може реалізуватись як для короткого позакентровано стиснутого залізобетонного елемента, так і для елемента, що згинається. Окрім того відомо, що попереднє напруження арматури суттєво впливає на збільшення несучої здатності гнучких елементів, але в діючих нормативних документах відсутня інформація про те, чи є можливість в розрахунку

врахувати попереднє напруження арматури.

Указане впливає на точність визначення критичної сили і, відповідно, на надійність гнучких позакентровано стиснутих залізобетонних елементів і будівель у цілому. Авторами запропонований метод «реальної кривизни», який базується на фізично обґрунтованих передумовах, оперує достатньо простими аналітичними залежностями і дозволяє визначити несучу здатність гнучких елементів прямокутного, круглого, кільцевого, двотаврового і трубобетонного перерізів з урахуванням попереднього напруження арматури практично без обмежень щодо розрахункової довжини, розмірів перерізу, ступеню армування, міцності бетону тощо.



В даній статті виконана оцінка точності і надійності розрахункового апарату за методом «реальної кривизни» гнучких позacentровано стиснутих довільно закріплених по кінцях залізобетонних елементів. Для оцінки точності і надійності виконано співставлення несучої здатності 76 гнучких залізобетонних елементів визначеної на основі використання середньодослідних та розрахункових значень міцнісних і деформативних характеристик матеріалів. Для співставлення були використані результати експериментальних досліджень різних авторів. У вказаних експериментах в широкому діапазоні змінювались: гнучкість, міцність бетону і арматури, відсоток армування, геометрія перерізів. Виконано співставлення з результатами розрахунку за Єврокодом 2. Показано, що розрахунковий апарат достатньо добре відображає процес, що моделюється, і має достатньо високу точність і необхідну надійність.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: залізобетон, труботетон, позacentровий стиск, кривизна, деформаційний метод, гнучкість, розрахункова довжина, метод «реальної кривизни».

RELIABILITY OF CALCULATION OF FLEXIBLE REINFORCED CONCRETE ELEMENTS ARBITRALLY FIXED TO SUPPORTS USING THE “REAL CURVATURE” METHOD

ABSTRACT

The determination of the load-bearing capacity of flexible prestressed (including guncrete) elements arbitrarily fixed to supports, taking into account secondary effects, is not regulated by the current building codes of Ukraine. For materials in which the work diagram is curvilinear, loss of stability can occur both for a short eccentrically compressed reinforced concrete element and for a bending element. In addition, it is known that the prestressing of reinforcement significantly affects the increase in the load-bearing capacity of flexible elements, but the current regulatory documents do not contain information about whether it is possible to take into account the prestressing of the reinforcement in the calculation.

This affects the accuracy of determining the critical force and, accordingly, the reliability of flexible eccentrically compressed reinforced concrete elements and buildings in general. We proposed “real curvature” method, based on physically substantiated premises, operates with fairly simple analytical dependencies and allows us to determine the load-bearing capacity of flexible elements of rectangular, round, ring, I-beam and guncrete sections, taking into account prestressing reinforcement with virtually no limitations in calculated length, cross-section, degree of reinforcement, concrete strength, etc.

The article evaluates the accuracy and reliability of the calculation apparatus using the “real curvature” method of flexible eccentrically compressed reinforced concrete

elements arbitrarily fixed at the ends. To assess the accuracy and reliability, a comparison was made of the load-bearing capacity of 76 flexible reinforced concrete elements, determined based on the use of average experimental and calculated values of the strength and deformation characteristics of the materials. For comparison, the results of experimental studies by different authors were used. In these experiments, the following changes were varied over a wide range: flexibility, strength of concrete and reinforcement, percentage of reinforcement, and section geometry. A comparison was made with the results of calculations according to Eurocode 2. It was shown that the calculation apparatus fairly well reflects the simulated process, which has a sufficiently high accuracy and the necessary reliability.

KEYWORDS: reinforced concrete, tube-reinforced concrete, eccentric compression, curvature, deformation method, flexibility, calculated length, “real curvature” method.

ВСТУП

Визначення несучої здатності гнучких довільно закріплених на опорах звичайних, попередньо напружених (в тому числі труботетонних) елементів з урахуванням ефектів другого порядку чинними будівельними нормами України не регламентовано [1, 2].

В Єврокодів 2 [3, 4] для визначення несучої здатності гнучких залізобетонних елементів з урахуванням ефектів другого порядку рекомендується метод номінальної кривизни. Такий підхід має цілий ряд недоліків. Втрата стійкості реальних гнучких елементів відбувається при значно менших значеннях кривизни розрахункового перерізу, ніж номінальна кривизна і, відповідно, критична сила може бути значно більшою. Окрім того, в Єврокодів 2 прийнято (формула 5.10), що для бетонів міцністю нижче класу C50/65 граничні деформації стиску однакові і складають $\varepsilon_{cu}=350\times10^{-5}$. Останнє означає, що номінальна кривизна не залежить від міцності бетону -- це суперечить фізичній природі явища. На низку подібних неув'язок автори статті звертали увагу делегатів на Симпозіумах FIB в Будапешті (2005 р.) та в Амстердамі [5, 6].

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

Метою даної роботи є оцінка точності визначення несучої здатності за методом «реальної кривизни» з розробкою в подальшому рекомендацій щодо розрахунку реальних конструкцій на основі використання розрахункових значень матеріалів та відповідних коефіцієнтів надійності.

ОСНОВНИЙ МАТЕРІАЛ І РЕЗУЛЬТАТИ

Загальновідомо, що для матеріалів, у яких діаграма роботи є криволінійною, втрата стійкості (порушення рівноваги між зовнішніми впливами та



внутрішніми зусиллями) може реалізуватись і для короткого позацинтового стиснутого залізобетонного елемента [7] та навіть для елемента, що згинається [8]. Відсутня інформація про можливість врахування в розрахунках попереднього напруження арматури, хоча відомо, що воно суттєво впливає на збільшення несучої здатності гнучких елементів. Указане впливає на точність визначення критичної сили і, відповідно, на надійність гнучких позацинтованих стиснутих залізобетонних елементів і будівель у цілому. Авторами запропонований метод «реальної кривизни» [9, 10], який не має вказаних вище недоліків. Запропонований метод базується на фізично обґрунтованих передумовах і оперує достатньо простими аналітичними залежностями і дозволяє визначати несучу здатність гнучких елементів прямокутного, круглого, кільцевого, двотаврового і трубобетонного перерізів з урахуванням попереднього напруження арматури практично без обмежень щодо розрахункової довжини, розмірів перерізу, ступеню армування, міцності бетону тощо.

ІНТЕРПРЕТАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ

Оцінка точності та надійності запропонованого розрахункового апарату визначалась за методикою, що наведена в роботі [11]. Таку оцінку точності (достовірності) та надійності запропонованого розрахункового апарату, як правило, виконують на основі співставлення несучої здатності дослідних зразків, підрахованих за залежностями розрахункового апарату, та подальшого аналізу отриманих даних з відповідним аналізом за статистичними методами. Як правило, таке співставлення виконується для кожного дослідного зразка окремо, а достовірність методики розрахунку оцінюють за величинами: $K_e = N_i/N_{ei}$, середньої величини співвідношення, стандартного відхилення s_K та коефіцієнта варіації V_K даного масиву. Для такого співставлення можна використати результати експериментальних досліджень, в яких наявні всі необхідні для цього дані, в тому числі і параметри діаграми « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » бетону та арматури. На жаль, більшість експериментальних досліджень, які виконані за традиційними методиками, не мають в повному обсязі зазначених даних. Тому, для оцінки точності та надійності розрахункового апарату використано експериментальні дані авторів [12 ÷ 16]. У цих роботах розглянуто вплив на несучу здатність та деформативність гнучких залізобетонних елементів різних факторів, а саме: гнучкість, початковий ексцентриситет прикладання сили, форма перерізу (прямокутник, кільце, кільцевий трубобетонний переріз), міцність бетону призм (від 22 МПа до 79,2 МПа), відсоток армування, комбінації жорсткості закріплення елементів по кінцям. В даній роботі було розглянуто 76 експериментальних зразків. Така кількість зразків цілком достатня для того, щоб зробити обґрунтовані висновки, оскільки при вибірці випадкових величин, більший за 30 елементів, значення параметрів нор-

мального розподілу випадкової величини будуть наближатись до значень параметрів генеральної вибірки.

У табл. 1 наведено основні параметри випробуваних зразків гнучких залізобетонних елементів та результати співставлення експериментальної критичної сили з результатами критичної сили, вирахованої з використанням середньодослідних характеристик матеріалів та характеристик матеріалів, призначених за класами бетону, арматури та металевої труби відповідно до вимог державних будівельних норм.

Результати статистичного аналізу величини $K_{e,i}$, співставлення дослідних даних та підрахунків за розробленим апаратом наведені в табл. 2 і 3.

Аналіз наведених даних показує, що розрахунковий апарат досить добре відображає модельований процес. Так, математичне середнє відношення $K_e = N_i/N_{ei}$ становить 0,988 при коефіцієнті варіації 0,115. Окрім того, розрахунковий апарат забезпечує досить високу точність визначення несучої здатності – імовірність помилки, яка перевищує 20 % і становить всього 4 %.

Оцінювання надійності визначення несучої здатності, як правило, виконують на основі статистичного оброблення співвідношення підрахованої несучої здатності елементів із застосуванням розрахункових та середньодослідних значень міцнісних та деформативних характеристик матеріалів. В будівництві достатнім вважається відхилення у менший бік від середньо дослідного значення на 3std .

Наведені дані табл. 2 і 4 свідчать, що квантіль дорівнює 3,08 і, відповідно, надійність розрахункового апарату складає 0,9990.

Таким чином, можна зробити висновок, що розроблений розрахунковий апарат, який базується на деформаційному методі розрахунку залізобетонних конструкцій [2, 5, 17], для визначення критичної сили для гнучких елементів методом «реальної кривизни» [9] забезпечує необхідну надійність гнучких позацинтованих стиснутих залізобетонних елементів при зміні в широкому діапазоні міцності матеріалів, відсотка армування, жорсткості опор, гнучкості, форми та типу перерізу.

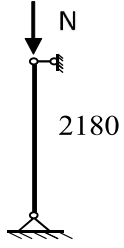
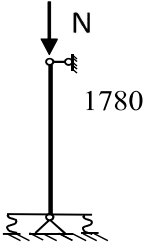
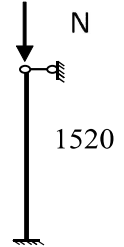
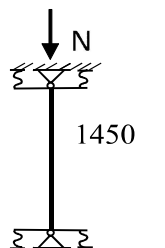
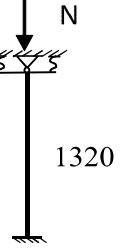
Вище наведено статистичні дані щодо кількісної оцінки точності запропонованого розрахункового апарату. Про якісну збіжність розрахунків з експериментальними даними можна судити за порівнянням експериментальних діаграм стану залізобетонного елемента «M-f» з розрахунковими. Як приклад, на рис. 1 наведено порівняння діаграм «M-f» для експериментальних зразків з високоміцного бетону при двох ексцентриситетах прикладання сили з розрахунковими.

Як видно з рис. 1, запропонована методика достатньо добре описує процес навантаження зразків.

Для порівняння визначення критичної сили за запропонованим методом і за європейськими нормами EC 2-1-1 і DIN 1045-1 було виконано розра-

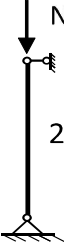
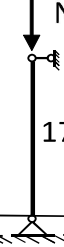
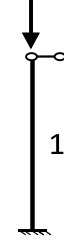


Таблиця 1 – Основні параметри випробуваних зразків гнучких залізобетонних елементів

№	Шифр дослідного зразка	Схема розкріплення, приведена довжини l_0 , мм	Есцентриситет, мм	N_{ei} , кН	N_{ti} , кН	N_{ti}/N_{ei}	$N_{d,UK}$, кН	$N_{ti}/N_{d,UK}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	4 ₁ -I _и -1		3,5	119.56	126,8	1,06	92,30	0,73
2	4 ₁ -I _и -2			110.85		1,14		
3	4 ₁ -I _и -3			114.77		1,11		
4	4 ₁ -I _е -1		10		82,3		60,33	0,73
5	4 ₁ -I _е -2			67.62		1,22		
6	4 ₁ -I _е -3			69.58		1,18		
7	4 ₁ -II _и -1		3,5	156.8	181,1	1,15	116,3	0,64
8	4 ₁ -II _и -2							
9	4 ₁ -II _и -3			137.2		1,32		
10	4 ₁ -II _е -1		10	111.72	120,8	1,08	68,53	0.56
11	4 ₁ -II _е -2			105.84		1,14		
12	4 ₁ -II _е -3			96.04		1,26		
13	4 ₁ -III _и -1		3,5	198.16	207,16	1,05	129,9	0,63
14	4 ₁ -III _и -2			199.92		1,04		
15	4 ₁ -III _и -3			196		1,05		
16	4 ₁ -III _е -1		10	161.7	152,5	0,97	80,52	0,53
17	4 ₁ -III _е -2			157.78		0,97		
18	4 ₁ -III _е -3			153.86		0,99		
19	4 ₂ -IV _и -1		3,5	142.1	172,9	1,22	132,17	0,76
20	4 ₂ -IV _и -2			137.2		1,27		
21	4 ₂ -IV _и -3			138.18		1,26		
22	4 ₂ -IV _е -1		10	117.6	119.07	1,01	83,95	0,49
23	4 ₂ -IV _е -2			118.58		1,00		
24	4 ₂ -IV _е -3			137.2		0,87		
25	4 ₂ -V _и -1		3,5	196	207.0	1,06	142,85	0,69
26	4 ₂ -V _и -2			205.8		1,01		
27	4 ₂ -V _и -3			210.7		0,98		
28	4 ₂ -V _е -1		10	161.7	137.3	0,85	93,76	0,68
29	4 ₂ -V _е -2			164.64		0,83		
30	4 ₂ -V _е -3			183.26		0,75		

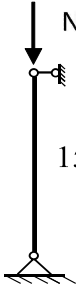


Продовження таблиці 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
31	8 ₁ -I _н -1		3,5	127.4	125.0	0.98	121,5	54,4
32	8 ₁ -I _н -2			123.48		1.01		
33	8 ₁ -I _н -3			145.04		0.86		
34	8 ₁ -I _е -1		10	73.5	80.6	1.10	67,3	0,83
35	8 ₁ -I _е -2			62.72		1.28		
36	8 ₁ -I _е -3			74.48		1.08		
37	8 ₁ -II _н -1		3,5	206.78	228.3	1.10	156,8	0,69
38	8 ₁ -II _н -2			192.08		1.19		
39	8 ₁ -II _н -3			-				
40	8 ₁ -II _е -1		10	133.28	112.0	0.84	88,9	0,79
41	8 ₁ -II _е -2			139.16		0.80		
42	8 ₁ -II _е -3			142.1		0.79		
43	8 ₁ -III _н -1		3,5	283.22	271.0	0.96	173,5	0,64
44	8 ₁ -III _н -2			244.02		1.11		
45	8 ₁ -III _н -3			247.94		1.09		
46	8 ₁ -III _е -1		10	160.72	153.0	0.95	99,5	0,65
47	8 ₁ -III _е -2			172.48		0.89		
48	8 ₁ -III _е -3			176.4		0.87		
49	8 ₂ -IV _н -1		3,5	299.88	295.0	0.98	195,9	0,66
50	8 ₂ -IV _н -2			285.18		1.03		
51	8 ₂ -IV _н -3			300.86		0.98		
5++-	8 ₂ -IV _е -1		10	233.24	189.0	0.81	99,3	0,53
53	8 ₂ -IV _е -2			238.14		0.80		
54	8 ₂ -IV _е -3			246.96		0.77		
55	8 ₂ -V _н -1		3,5	410.6	329.2	0.80	216,0	0,66
56	8 ₂ -V _н -2			392		0.84		
57	8 ₂ -V _н -3			392		0.84		



Продовження таблиці 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
58	K-1		2,5	352,0	372,8	1,06	206,5	0,55
59				342,5		1,09		
60				320,1		1,16		
61	K-2		10	227,3	190,0	0,84	112,7	0,59
62				215,1		0,88		
63	K-3		15	160,3	128,5	0,81	75	0,58
64				145,1		0,89		
65				128,7		1,00		
66	K-4		20	97,4	102,7	1,05	55,7	0,54
67				98,8		1,04		
68				112,6		0,91		
69	ТБЦ-11-22	10000	130	790	670	0,85	519	0,60
70	ТБЦ-21-22	5000		1180	1156	0,98	731	0,61
71	ТБЦ-31-21	3500		1390	1357	0,98	830	0,61
72	ТБЦ-41-21	1500		1580	1492	0,94	902	0,57
73	ТБЦ-12-22	10000	156	980	695	0,71	725,5	0,74
74	ТБЦ-22-22	5000		1270	1203	0,95	924,5	0,77
75	ТБЦ-32-22	3500		1490	1357	0,91	1000	0,73
76	ТБЦ-42-22	1500		1780	1494	0,84	1043	0,7

Таблиця 2 – Статистики величини $K_{te,i} = N_{ti} / N_{ei}$

Кількість дослідних зразків	Статистичні параметри розподілу		
	m_{te}	s_{te}	V_{te}
72	0.988	0.114	0.115

Таблиця 3 – Забезпеченість точності розрахункового апарату

Забезпеченість точності у відсотках, (%)			
Відхилення	± 10	± 15	± 20
Імовірність	0,80	0,90	0,96



Таблиця 4 – Статистики величини $K_{d,i} = N_i / N_{d,UK}$

Кількість дослідних зразків	Статистичні параметри розподілу		
	m_{te}	s_{te}	V_{te}
31	0.646	0.072	0.111

Таблиця 5 – Порівняння критичної сили за запропонованим методом та EC 2-1-1, DIN 1045-1

λ	25	31	38	52	59	73	75
Відхилення, %	0,1	2,4	5,7	8,8	9	13,7	13,4

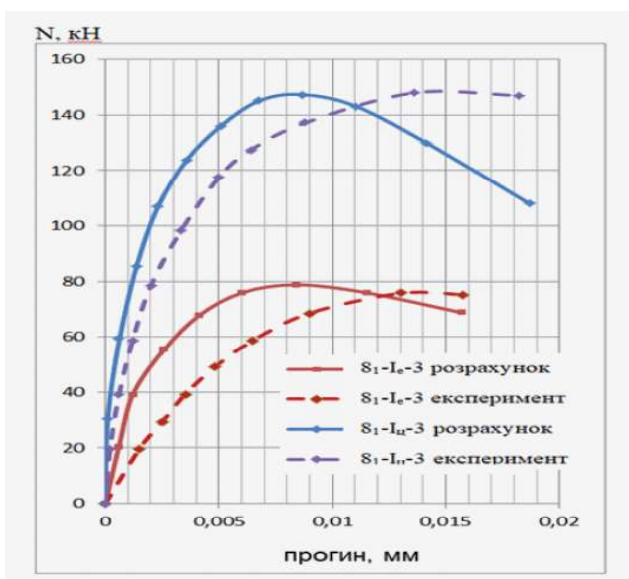


Рисунок 1 – Результати співставлення розрахунків з експериментальними даними

хунки елемента квадратного перерізу 200 x 200 мм при міцності бетону $f_{cd} = 19,8$ МПа і арматури $f_y = 435$ МПа при різних значеннях гнучкості та кількості армування. Результати цього порівняння наведено в табл. 5. При збільшенні гнучкості точність рішення за EC 2-1-1 і DIN 1045-1 знижується і на границі номограм досягає 13,7 %.

ВИСНОВКИ

Виконані дослідження дозволяють зробити висновки, що запропонований метод «реальної кривизни» дає можливість визначати критичну силу для гнучких залізобетонних позациентрово стиснутих елементів прямокутного, кругового, кільцевого, двотаврового і трубобетонного перерізів з урахуванням попереднього напруження арматури практично без обмежень щодо розрахункової довжини, розмірів перерізу, ступеню армування, міцності бетону тощо з необхідною надійністю при достатньо високій точності і може бути використаним в будівельних нормах.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

- ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
- ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Київ: «Укрархбудінфори», 2011. 118 с.
- EN 1992-1-1. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2022.
- Bambura, A., Gurkivskiy, O., Bezbozhna, M., Khavkin, O. To assessment of bearing capacity and deformability of the reinforced concrete structures on the basis of material deformation real diagrams and deformation approach. Keep Concrete Attractive: Proceedings of the 11th Symposium. Budapest, 2005. P. 742–747
- Kryvosheyev, P., Bambura, A., Slyusarenko, Y. Problems on harmonization of Ukraine and EU normative bases in the area of concrete structures. Tailor Made Concrete Structures: New Solutions for our Society: Proceedings of the International FIB Symposium. Stuttgart, 2008. 135 p.
- Бамбура А.М. Про втрату стійкості позациентрово стиснутих елементів з пружно-пластичного матеріалу. Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: зб. наук. праць. Львів: Каменяр, 2002. № 5. С. 213-218
- Бачинский В.Я. О потере устойчивости деформирования изгибаемого бруса. Київ: Будівельник, 1982. № 35. С. 51-55.
- А.Н. Бамбура, О.В. Дорогова, І.Р. Сазонова, В.М. Богдан Розрахунок позациентрово стиснутих гнучких залізобетонних елементів за методом «реальної кривизни». Наука та будівництво. 2018. № 3. С. 10-20.
- Бамбура А.М., Сазонова І.Р., Дорогова О.В., Войцехівський О.В. Проектування залізобетонних конструкцій. Посібник. Київ:



Майстер книга, 2018.

10. Бачинский В.Я., Бамбура А.Н. Исследования точности и надёжности расчёта гибких нешарнирно опертых железобетонных стержней по методике НИИСК. Исследование надёжности железобетонных конструкций. 1976. № 3. С. 79-83.
11. Бамбура А.Н. Экспериментальные исследования кратковременной устойчивости гибких железобетонных стержней с различными схемами опирания концов. Расчёт и испытания строительных конструкций: Сб. трудов, 1976. С. 144-155.
12. Бамбура А.Н. Методика экспериментальных исследований устойчивости гибких железобетонных стоек с различными схемами опирания концов. Расчёт и испытания строительных конструкций: сб. трудов, 1976. С. 124-129.
13. Бамбура А.Н. Исследование кратковременной устойчивости сжатых железобетонных элементов при нешарнирном закреплении на концах. Київ: НДІБК, 1978.
14. Гічко В.В. Експериментальні дослідження залізобетонних гнучких стійок із високоміцного бетону. Будівництво в сейсмічних районах України: міжвід. наук.-техн. зб. наук. праць, 2010, № 73, С. 555-561.
15. Ефименко В.И. Несущая способность центрифугированных трубобетонных элементов. Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація. 2002. № 5. С. 46-52.
16. Бамбура А.Н., Гурковский А.Б. (2003). К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе. Будівельні конструкції: міжвід. наук.-техн. зб., 2003, № 59, С. 121-130.

REFERENCES

1. DBN V.2.6-98:2009. (2011). Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine.
2. DSTU V.2.6-156:2010. (2011). Concrete and reinforced concrete structures made of heavy concrete. Design rules. Kyiv: "Ukrarkhbudinform".
3. EN 1992-1-1. (2022). Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-1. General rules and rules for buildings. Kyiv: DP "UkrNDNC".
4. Bambura, A., Gurkivskiy, O., Bezbozhna, M., & Khavkin, O. (2005). To assessment of bearing capacity and deformability of the reinforced concrete structures on the basis of material deformation real diagrams and deformation approach. In Keep concrete attractive: Proceedings of the fip Symposium (pp. 742–747). Budapest.

5. Kryvosheyev, P., Bambura, A., & Slyusarenko, Y. (2008). Problems on harmonization of Ukraine and EU normative bases in the area of concrete structures. In Tailor made concrete structures: New solutions for our society: Proceedings of the International FIB Symposium (p. 135). Stuttgart.
6. Bambura, A. M. (2002). On the loss of stability of eccentrically compressed elements made of elastic-plastic material. Mechanics and Physics of Destruction of Building Materials and Structures, (5), 213-218. Lviv: Kameniar.
7. Bachinsky, V. Ya. (1982). On the loss of stability of a deforming beam. Budivelnik, (35), 51-55.
8. Bambura, A. N., Dorohova, O. V., Sazonova, I. R., & Bogdan V. M. (2018). Calculation of eccentrically compressed flexible reinforced concrete elements by the method of "real curvature". Science and Construction, (3), 10-20.
9. Bambura, A. M., Sazonova, I. R., Dorogova, O. V., & Voytsekhivskiy, O. V. (2018). Design of reinforced concrete structures. Manual. Kyiv: Mayster Knyha.
10. Bachinsky, V. Ya., & Bambura, A. N. (1976). Research on the accuracy and reliability of calculating flexible reinforced concrete bars according to the methodology of NIISK. Reliability Research of Reinforced Concrete Structures, (3), 79-83.
11. Bambura, A. N. (1976). Experimental research on the short-term stability of flexible reinforced concrete bars with different end support schemes. In Calculation and Testing of Building Structures: Collection of Works.
12. Bambura, A. N. (1976). Methodology of experimental research on the stability of flexible reinforced concrete columns with different end support schemes. In Calculation and Testing of Building Structures: Collection of Works.
13. Bambura, A. N. (1978). Investigation of short-term stability of compressed reinforced concrete elements with non-jointed end supports. Kyiv: NIISK.
14. Hichko, V. V. (2010). Experimental research of high-strength concrete flexible reinforced concrete columns. Construction in Seismic Areas of Ukraine: Interdepartmental Scientific and Technical Collection of Scientific Papers, (73), 555-561.
15. Yefimenko, V. I. (2002). Bearing capacity of centrifuged reinforced concrete pipe elements. Steel-reinforced concrete structures: Research, design, construction, operation, (5), 46-52.
16. Bambura, A. N., & Gurkovskiy, A. B. (2003). On the development of the deformation theory of reinforced concrete column systems based on experimental data. Interdepartmental Scientific and Technical Collection of Building Structures, (59), 121-130.

Стаття надійшла до редакції 30.04.2024



Doi: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2024-5>

УДК 534



БІДА Д. В.

Канд. техн. наук., старший науковий співробітник, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна
Тел.: +38 (063) 930 11 92
e-mail: d.bida@ndibk.gov.ua
ORCID : 0000-0001-5185-0927

ЗАЛЕЖНІСТЬ РЕВЕРБЕРАЦІЙНОГО КОЕФІЦІЄНТУ ЗВУКОПОГЛИНАННЯ ВОЛОКНИСТИХ МАТЕРІАЛІВ ВІД ЩІЛЬНОСТІ ТА СКЛАДУ МАТЕРІАЛУ

АНОТАЦІЯ

Звукопоглинання грає важливу роль у звукоізоляційних облицюваннях, визначаючи їх ефективність у блокуванні звукових хвиль та створенні комфортного акустичного середовища всередині приміщення.

Звукопоглинаючі матеріали поглинають звукові хвилі замість того, щоб відбивати їх назад у приміщення. Це допомагає зменшити ехо та реверберацію, що робить звук всередині приміщення більш чистим та приємним для слуху.

Звукопоглинаючі матеріали також можуть покращити звукоізоляційні характеристики конструкційних елементів приміщення (стіни, стелі, облицювання стін та стелі), зменшуючи проникнення звуку ззовні та зменшуючи перехід звуку між приміщеннями. Це особливо корисно у багатоквартирних будинках, офісах та комерційних будівлях, де важливо зберегти конфіденційність та комфорт.

У представлений статті розглядається порівняльний аналіз результатів лабораторних випробувань ревербераційного коефіцієнту звукопоглинання (далі – РКЗП) різних волокнистих матеріалів. Об'єктом дослідження були зразки, виготовлені з базальтової вати, скляного штапель-

ного скловолосна з синтетичним та органічним в'язучими. Основні параметри зразків: щільність матеріалів, яка варіювалася від 18 кг/м³ до 55 кг/м³, та товщина 50 мм і 60 мм. Результати дослідження показали значну залежність РКЗП від фізичних властивостей використовуваних матеріалів. Виявлено, що матеріали з більшою щільністю та більшою товщиною мали значно кращі показники звукопоглинання. Особливо ефективними виявилися зразки з органічним в'язучим. Також встановлено, що зміни в складі сировини впливають на акустичні властивості матеріалу. Отримані результати мають практичне значення для вибору оптимальних матеріалів для звукоізоляційних та звукопоглинаючих систем. Вони можуть бути корисні при проектуванні та будівництві приміщень будівель і споруд, які вимагають підвищеної звукоізоляції, таких як офісні приміщення, студії запису, кінотеатри тощо. Дослідження також відкриває шляхи для подальших досліджень у цьому напрямку, зокрема вивчення впливу інших параметрів на звукоізоляційні властивості матеріалів.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: акустична вата, звукоізоляція, базальтова вата, скловата, коефіцієнт звукопоглинання.



DEPENDENCE OF THE REVERBERATION COEFFICIENT OF SOUND ABSORPTION OF FIBROUS MATERIALS ON THE DENSITY AND COMPOSITION OF THE MATERIAL

ABSTRACT

Sound absorption plays an important role in soundproofing linings, determining their effectiveness in blocking sound waves and creating a comfortable acoustic environment inside a room.

Sound absorbing materials absorb sound waves instead of reflecting them back into the room. This helps reduce echoes and reverberations, making the sound inside the room clearer and more pleasant.

Sound absorbing materials can also improve the soundproofing characteristics of the structural elements of the room (walls, ceilings, wall and ceiling cladding), reducing the penetration of sound from outside and reducing the transition between rooms. This is especially useful in apartment buildings, offices and commercial buildings, where privacy and comfort are important.

The presented article explores a comparative analysis of the results of laboratory tests of the reverberation coefficient of sound absorption (hereinafter referred to as RCSA) of various fibrous materials. The objects of the study were samples made of basalt wool, glass staple fiber with synthetic and organic binders. The main parameters of the samples were the density of materials, ranging from 18 kg/m³ to 55 kg/m³, and the thickness of 50 mm and 60 mm. The research results showed a significant dependence of RCSA on the physical properties of the materials used. It was found that materials with higher density and greater thickness had significantly better sound absorption indicators. Samples with organic binders proved to be particularly effective. It was also established that changes in the composition of raw materials affect the acoustic properties of the material. The obtained results have practical significance for selecting optimal materials for sound insulation and absorption systems. They can be useful in the design and construction of buildings and structures requiring increased sound insulation, such as office premises, recording studios, cinemas, and others. The study also opens avenues for further research in this direction, particularly in investigating the influence of other parameters on the sound insulation properties of materials.

KEYWORDS: acoustic wool, sound insulation, basalt wool, glass wool, sound absorption coefficient.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

Звукопоглинання грає важливу роль у звукоізоляційних облицюваннях, визначаючи їх ефективність у блокуванні звукових хвиль та створенні комфортного акустичного середовища всередині приміщення [1].

Звукопоглинаючі матеріали поглинають звукові хвилі замість того, щоб відбивати їх назад у приміщення. Це допомагає зменшити ехо та реверберацію, що робить звук всередині приміщення більш чистим та приємним.

Звукопоглинаючі матеріали також можуть покращити звукоізоляційні характеристики конструкційних елементів приміщення (стіни, стелі, облицювання стін та стелі), зменшуючи проникнення звуку ззовні та зменшуючи перехід звуку між приміщеннями. Це особливо корисно у багатоквартирних будинках, офісах та комерційних будівлях, де важливо зберегти конфіденційність та комфорт [2].

У цілому, звукопоглинання грає ключову роль у створенні комфортного та функціонального акустичного середовища всередині приміщень, а його вплив на звукоізоляційні облицювання незамінний для забезпечення високого рівня звукового комфорту та якості життя.

Звукопоглинальні матеріали в звукоізоляційних конструкціях здійснюють важливу функцію в якості засобу боротьби з шумом. Матеріали, що застосовуються на практиці, мають різну здатність поглинати звуки різної частоти. Існують поглиначі з різним ефективним діапазоном частот, що поглинаються (широкополосні та вузькополосні). Поглинаючі матеріали класифікують за типом сировини, з якої виготовлено матеріал (органічні, неорганічні, змішані), за формою (плоскі, рулонні), за структурою (волокнисті, пористі, пористо-губчасті, сипкі) [3].

Звукопоглинальні матеріали та вироби характеризують за такими показниками: нормальний коефіцієнт звукопоглинання α_0 ; нормальний імпеданс Z_0 ; ревербераційний коефіцієнт звукопоглинання α_s ; опір продуванню постійним потоком повітря R_s , Па*с/м; питомий опір продуванню постійним потоком повітря r , Па*с/м [4]. Параметр, що розглядається у даній статті – ревербераційний коефіцієнт звукопоглинання (далі – КЗП). Величина КЗП залежить від кута падіння звукової хвилі на зразок. На основі цього КЗП розділяють на ревербераційний (отриманий при падінні звукової енергії під різними кутами у дифузному полі) та нормальний (при падінні плоскої, стоячої, хвилі на зразок). РКЗП визначається шляхом внесення зразків у ревербераційну камеру та порівняння часу реверберації T , сек до та після внесення досліджуваного матеріалу. Час реверберації T , сек – це час, за який рівень звуку у приміщенні знижується на 60 дБ.

Експеримент проводився у ревербераційній камері акустичного комплексу ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій». Об'єм камери складає 187 м³, середній час реверберації у камері 12 сек $\pm$ 0,1 сек. Дифузність поля 2 дБ. Використовувався генератор шуму з діапазоном від 20 Гц до



15000 Гц, підсилювач потужності, гучномовці з робочим діапазоном від 50 Гц до 10000 Гц з нерівномірністю частотної характеристики не більше 15 дБ. Вимірювальний мікрофон 1 класу точності з номінальним діапазоном від 30 Гц до 18000 Гц. Вся вимірювальна техніка мала чинні свідоцтва про державну повірку [5].

У дослідженні приймали участь шість зразків матеріалів, а саме: плити з штапельного скловолокна товщиною 50 мм та щільністю 18 кг/м³ (Ursa Silentio 38); плити з штапельного скловолокна товщиною 50 мм та щільністю 32 кг/м³ (Ursa Silentio 32); плити з базальтового волокна товщиною 50 мм та щільністю 55 кг/м³ (Sound Wool); плити з базальтового волокна товщиною 50 мм та щільністю 50 кг/м³ (Ecosound Wool Acoustic Pro 50 (Isovat 50)); плити з базальтового волокна товщиною 50 мм та щільністю 55 кг/м³ (Stalker Wool Basalt); плити з штапельного скловолокна з органічним зв'язуючим товщиною 60 мм

та щільністю 30 кг/м³ (ЕКО-Акустик). Результати наведено у табл. 1 та рис. 1.

З отриманих результатів дослідження можна зробити висновок, що ефективність звукопоглинальних плит зі штапельного скловолокна товщиною 50 мм та щільністю 18 ÷ 32 кг/м³ майже ідентична (різниця значень показника звукопоглинання $\Delta\alpha_w=0,5$) до плит з базальтового волокна товщиною 50 мм та щільністю 50 ÷ 55 кг/м³. Причому, РКЗП плит зі штапельного скловолокна з органічним зв'язуючим товщиною 60 мм та щільністю 30 кг/м³ більший ніж у інших зразків. Цей факт особливо помітно на частотах 63 ÷ 315 Гц. А у плит з базальтового волокна товщиною 50 мм та щільністю 55 кг/м³ значення РКЗП вищі на частотах 1250 ÷ 8000 Гц. Це дає можливість більш точно підбирати матеріали при використанні їх у звукопоглинаючих та звукоізоляційних конструкціях.

Таблиця 1 – Величини ревербераційного коефіцієнта звукопоглинання та показник звукопоглинання

Середньо-геометричні частоти третинно-октавних смуг, Гц	Ursa Silentio 38, α_s	Ursa Silentio 33, α_s	Sound Wool, α_s	Ecosound Wool Acoustic Pro 50 (Isovat 50), α_s	Stalker Wool Basalt, α_s	ЕКО-Акустик, α_s
63	0,01	0,01	0,05	0,01	0,16	0,02
80	0,12	0,08	0,05	0,09	0,18	0,19
100	0,13	0,12	0,10	0,13	0,20	0,27
125	0,16	0,15	0,15	0,17	0,25	0,38
160	0,22	0,25	0,25	0,24	0,33	0,47
200	0,31	0,37	0,36	0,33	0,40	0,57
250	0,44	0,53	0,49	0,43	0,55	0,71
315	0,54	0,71	0,71	0,61	0,70	0,85
400	0,59	0,85	0,87	0,78	0,81	0,86
500	0,79	0,99	0,96	0,90	0,85	0,99
630	0,86	0,99	0,95	0,93	0,85	0,9
800	0,90	0,98	0,97	0,95	0,91	0,86
1000	0,89	0,94	0,90	1,00	0,94	0,94
1250	0,89	0,93	0,92	0,94	0,95	0,9
1600	0,79	0,86	0,83	0,82	0,91	0,85
2000	0,84	0,85	0,82	0,78	0,94	0,84
2500	0,80	0,81	0,82	0,83	0,92	0,84
3150	0,79	0,80	0,71	0,79	0,94	0,85
4000	0,72	0,75	0,73	0,74	1,01	0,83
5000	0,71	0,72	0,73	0,72	1,03	0,79
6300	0,67	0,67	0,62	0,63	0,99	0,73
8000	0,56	0,53	0,51	0,53	0,97	0,58
α_w	0,75	0,85	0,80	0,75	0,85	0,90

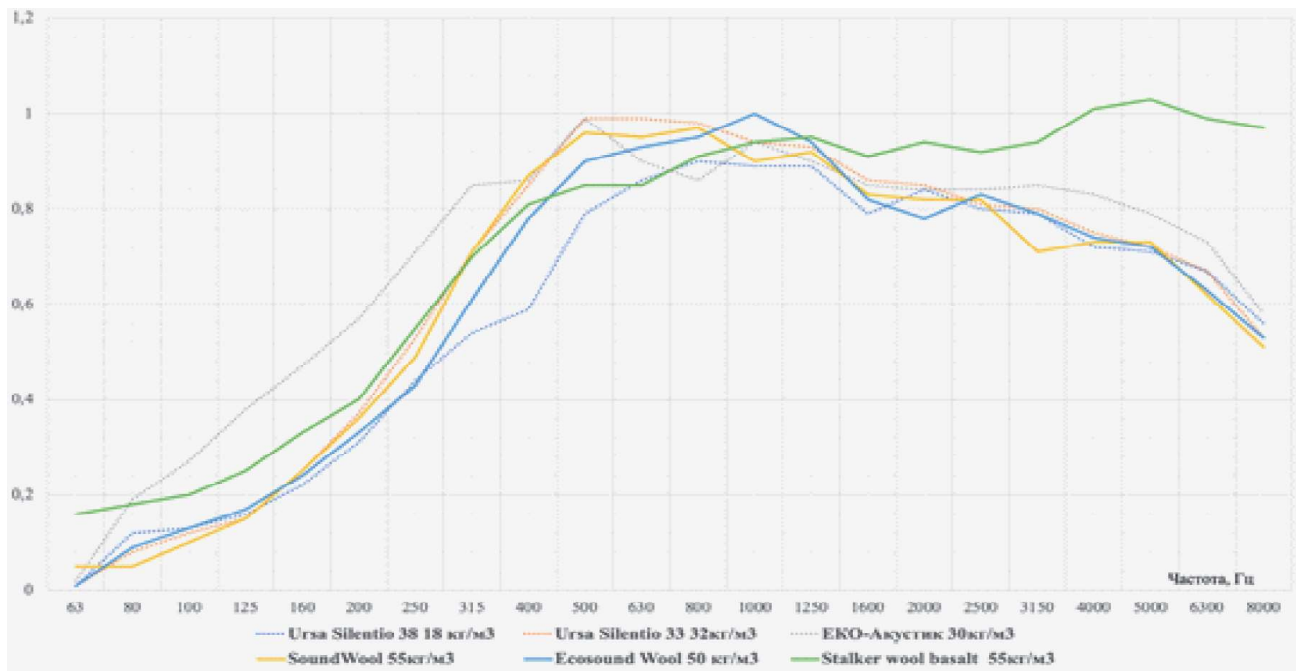


Рисунок 1 – Частотна характеристика ревербераційного коефіцієнта звукопоглинання (α_s) матеріалів Ursa Silentio 38; Ursa Silentio 33; Sound Wool; Ecosound Wool Acoustic Pro 50 (Isovat 50); Stalker Wool Basalt; EKO-Акустик

ВИСНОВКИ

Було проведено дослідження показників звукопоглинання та ревербераційного коефіцієнту звукопоглинання для звукопоглинальних плит з різних матеріалів (штапельне скловолокно та базальт) з різними значеннями щільності ($18 \div 55 \text{ кг/м}^3$). Отримані значення дозволяють оцінити ефективність цих матеріалів при подальшому використанні у будівельних звукоізоляційних та звукопоглинальних конструкціях.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Дідковський В. С., Луцьова С.А., Богданов О.В. Архітектура акустика. Навчальний посібник. Київ: КПІ, 2012. 78 с.
2. Біда Д.В., Зарецький В.Ю., Заєць В.П. Звукоізоляційні властивості багатошарових стінових конструкцій на основі гкл: матеріали III міжнародної науково-практичної конференції «Теорія і практика сучасної науки», м. Київ, 2018.
3. Zaets, V., & Bida, D. Influence of sound-absorbing properties of noise protection barriers on road traffic participants. Technology Audit & Production Reserves. 2021. № 6 (1). P. 14-18.
4. ДСТУ Б В.2.7-183:2009. Будівельні матеріали. Матеріали та вироби будівельні звукопоглинальні і звукоізоляційні. Класифікація й загальні технічні вимоги. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 78 с.

5. ДСТУ ISO 354:2007. Акустика. Вимірювання звукопоглинання у ревербераційній камері. Київ: Держспоживстандарт України, 2011. 77 с.

REFERENCES

1. Didkovskiy, V. S., Luniova, S. A., & Bogdanov, O. V. (2012). Architectural Acoustics: A Textbook. Kyiv: KPI.
2. Bida, D. V., Zaretskyi, V. Yu., & Zaiets, V. P. (2018). Sound insulation properties of multilayer wall constructions based on gypsum board: Materials of the III International Scientific and Practical Conference "Theory and Practice of Modern Science," Kyiv.
3. Zaets, V., & Bida, D. (2021). Influence of sound-absorbing properties of noise protection barriers on road traffic participants. Technology Audit & Production Reserves, 6(1), 14-18.
4. DSTU B V.2.7-183:2009. (2010). Building materials. Building materials and products for sound absorption and sound insulation. Classification and general technical requirements. Kyiv: Ministry of Regional Development and Construction of Ukraine.
5. DSTU ISO 354:2007. (2011). Acoustics. Measurement of sound absorption in a reverberation room. Kyiv: State Committee for Technical Regulation and Consumer Policy of Ukraine.

Стаття надійшла до редакції 20.05.2024



Doi: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2024-6>

УДК 624.07



ДОНЕЦЬ Т.П.

Аспірант кафедри комп'ютерних технологій будівництва та реконструкції аеропортів Національного авіаційного університету, молодший науковий співробітник ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», м. Київ, Україна,
e-mail: donets@ndibk.gov.ua,
тел.: +38 (095) 686-55-45,
ORCID: 0000-0002-2203-5824

ХАРАКТЕРИСТИКА ПОШКОДЖЕНЬ БУДІВЕЛЬ З РІЗНИМИ КОНСТРУКТИВНИМИ СИСТЕМАМИ ВНАСЛІДОК ВОЄННИХ ДІЙ

АНОТАЦІЯ

У статті освітлено актуальні проблеми аналізу та узагальнення даних щодо зруйнованих або пошкоджених будівель в різних містах України протягом 2022÷2024 років. Актуальність роботи обумовлена важливістю структурувати та систематизувати підходи до аналізу пошкоджень або руйнування будівель. В дослідженні наведено огляд робіт та публікацій стосовно обстеження і ліквідації наслідків влучання засобів ураження в будівлю. Для наочного порівняння та узагальнення даних, у статті розглянуті випадки пошкоджень і руйнувань конструкцій будівель з різними типами конструктивних систем. Основним завданням несучих конструкцій будівлі, яка зазнає влучання боєприпасу, є забезпечення її живучості в цілому, тобто можливості подальшого збереження мінімальної несучої здатності та недопущення прогресуючого обвалення. Різні конструктивні системи виконують це завдання по-різному. Панельні будівлі схильні до лавиноподібного прогресуючого обвалення, що, в свою чергу, призводить до значних жертв серед цивільного населення. В цегляних будівлях, при значній силі вибухової хвилі, можлива втрата загальної стійкості несучих

стін, що також може викликати прогресуюче обвалення. Одноповерхові каркасні будівлі промислового типу зазнають нищівних наслідків внаслідок влучання, особливо якщо детонація призводить до займання. За рахунок великої Площі займання, пожежу важко локалізувати. Найкраще себе проявляють монолітно-каркасні будівлі. В Києві та Чернігові такі будівлі зазнали ураження авіабомбами та ракетами, але встояли зі значними фактичними пошкодженнями та руйнуваннями вертикальних та горизонтальних несучих елементів. При цьому навіть пошкоджені будівлі зберігали стійкість до прогресуючого обвалення за рахунок перерозподілу зусиль в конструкціях. Слід зазначити, що відновленню підлягають будівлі з будь-якою конструктивною системою, в залежності від ступеню пошкодження, доцільності та рентабельності відновлення. Для пошуку кращих конструктивних вирішень будівель необхідно проводити детальний аналіз наявних пошкоджень та руйнувань різних будівель. В майбутньому це буде визначальним фактором для розробки та впровадження змін до існуючих підходів з проектування.



КЛЮЧОВІ СЛОВА: вибух, пошкодження будівель, руйнування, прогресуюче обвалення, повітряна ударна вибухова хвиля, конструктивна система, монолітний каркас.

CHARACTERISTICS OF DAMAGE TO BUILDINGS WITH DIFFERENT STRUCTURAL SYSTEMS AS A RESULT OF MILITARY ACTIONS

ABSTRACT

The article presents current problems in the analysis and generalization of data concerning destroyed or damaged buildings in various cities of Ukraine during 2022-2024. The relevance of the work is determined by the importance of structuring and systematizing approaches to the analysis of building damage or destruction. The research provides a review of works and publications concerning the inspection and mitigation of consequences following the explosive impact on a building. For visual comparison and data generalization, cases of damage and destruction of building structures with various types of construction systems were considered. The main goal of the load-bearing structures of a building subjected to explosive impacts is to ensure its overall survivability, i.e., the ability to preserve minimal load-bearing capacity and prevent progressive collapse. Different structural systems archive this goal differently. Panel buildings are prone to progressive collapse, which in turn leads to significant casualties among the civilian population. In brick buildings, with a significant explosive wave force, the overall stability of load-bearing walls can be lost, potentially leading to progressive collapse. Single-story industrial-type frame buildings suffer devastating consequences from impacts, especially if the detonation of ammunition causes subsequent fires. Due to the large area of ignition, the fires are difficult to localize. Monolithic framework buildings demonstrate the best performance. In Kyiv and Chernihiv, such buildings were hit by aerial bombs and missiles but remained standing despite significant damage and destruction of vertical and horizontal load-bearing elements. At the same time, even damaged buildings maintain resistance to progressive collapse due to the redistribution of forces within the structures. It should be noted that buildings of any structural system can be restored, depending on the extent of damage, feasibility, and cost-effectiveness of restoration. To find the best structural solutions for buildings, a detailed analysis of existing damages and destructions in various buildings is necessary. In the future, this will be a determining factor in developing and implementing changes to existing design codes.

KEYWORDS: explosion, building damage, destruction, progressive collapse, air-blast shock wave, construction system, monolithic framework.

ВСТУП

Станом на сьогодні частка прямих збитків від руйнувань і пошкоджень житлових будинків та об'єктів інфраструктури становить більше 60 % від загальних збитків під час воєнних дій на території України. Загальна площа пошкоджених або зруйнованих об'єктів становить близько 89 млн м², що становить близько 9 % від загальної площі житлового фонду України [1]. Кількість пошкоджених та зруйнованих будівель з кожним роком тільки збільшується. При цьому слід зазначити, що будівлі зазнають руйнувань не тільки в районах активних бойових дій, але й на всій території України. В районах активних бойових дій руйнувань та пошкоджень зазнають більшість будівель. Найбільших руйнувань зазнав житловий фонд Маріуполя, Харкова, Чернігова, Северодонецька, Рубіжного, Бахмута та десятків міст. В Северодонецьку, за попередніми оцінками, пошкоджено близько 90 % житлового фонду, відновлення будівель та споруд неможливе під час ведення активних воєнних дій.

З 2022 року в Україні житлові та цивільні будівлі зазнали різноманітного ураження від боєприпасів, ракет, дронів, з різним об'ємом вибухової речовини та уламків, що, в свою чергу, значним чином впливає на технічний стан та експлуатаційну придатність конструкцій будівель. З початку 2024-го року стає дедалі масштабнішим використання фугасних авіабомб з масою вибухової речовини від 200 кг (ФАБ-500) до 1400 кг (ФАБ-3000).

Для запобігання значних руйнуванням та пошкодженням будівель необхідно детально та якісно досліджувати вплив вибухів на будівлі та споруди. Перед провідними фахівцями, інженерами, науковцями та фаховими установами (науково-дослідними інститутами, проектними інститутами, вищими навчальними закладами тощо) стоїть дуже важливе завдання, починати виконання якого необхідно з аналізу фактичних пошкоджень та руйнувань будівель з різними конструктивними системами, матеріалами несучих елементів, різною поверховістю тощо. В даній статті наведено аналіз публікацій науковців, в тому числі співробітників ДП НДІБК, в яких проводились дослідження появи руйнувань, пошкодження та обвалення конструкцій в будівлях та виконано аналіз пошкоджень будівель від вибухів або прямого влучання боєприпасів.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Вплив вибухів та поява руйнувань конструкцій з подальшою оцінкою технічного стану будівлі наведено в статті [2]. У публікації розглянуто питання обстеження пошкодженого об'єкту, визначення міцності матеріалів пошкоджених конструкцій та складання схем розташування пошкоджених і зруйнованих конструкцій. При



цьому слід зазначити, що внаслідок влучання боєприпасів в будівлі почалася пожежа, що призвело до значного погіршення технічного стану конструкцій.

Питання обстеження панельних будинків, пошкоджених внаслідок воєнних дій, було розглянуто в [3]. В роботі проаналізовано вплив різних боєприпасів на ступінь пошкодження панельних будівель, розглянуто можливість відновлення будівель та визначено основні недоліки такого типу будівель. До основних недоліків великопанельних будівель відносять схильність до прогресуючого обвалення внаслідок впливу вибухової хвилі або влучання боєприпасів.

Обстеження та необхідні умови для відновлення 27-ми поверхової каркасно-монолітної будівлі на проспекті В. Лобановського, 6-А в м. Києві, пошкодженої внаслідок влучання ракети, наведено в статті співробітників ДП НДІБК [4]. В публікації детально проаналізовано наявні пошкодження і руйнування будівлі та визначено фактичні фізико-механічні характеристики матеріалів конструкцій, виконаний перевірний розрахунок з метою встановлення придатності до подальшої експлуатації пілонів будівлі. Після проведеного комплексу робіт визначено передумови для відновлення експлуатаційної придатності будівлі.

В дослідженні [5] розглянуто значну кількість важливих питань, а саме: наукові задачі, які постають перед фахівцями під час воєнних дій на території України та ліквідації їх наслідків, аналіз існуючих наукових робіт та публікацій з оцінювання технічного стану та відновлення пошкоджених або зруйнованих будівель внаслідок військових дій, стан системи будівельних норм та стандартів.

В працях [6, 7] наведено класифікацію можливих типів прогресуючого обвалення, проаналізовано ознаки прогресуючого обвалення, визначена ймовірність руйнування конструктивної системи при настанні особливої ситуації. Дослідженням проблематики наявної нормативної документації стосовно прогресуючого обвалення присвячено статтю [8].

В публікаціях зарубіжних наукових видань значну частину досліджень присвячують безпосередньо вибуховій хвилі та наслідкам вибуху. Так, стаття [9] описує дослідження, пов'язане з вивченням вибухових кратерів, які залишаються після вибуху на поверхні ґрунту. В праці [10] приділено увагу проблематиці збільшення навантаження повітряної ударної хвилі від рухомих боєприпасів. З появою та розвитком гіперзвукової зброї це питання стає дедалі актуальнішим.

ПОСТАНОВКА ЗАВДАННЯ

Основним завданням статті є структуризація і аналіз фактичних пошкоджень та руйнувань в будівлях з різними конструктивними системами для виявлення будівель з кращою стійкістю до впливу вибухів або влучання боєприпасів.

ВИКЛАД ОСНОВНОГО МАТЕРІАЛУ

Конструктивна система будівлі – це несучі елементи будівлі або цивільних інженерних споруд і спосіб, яким дані елементи функціонують разом, так пояснюється це поняття в ДБН В.1.2-6:2011 «Механічний опір та стійкість» [11]. Саме це є однією з найважливіших складових комплексного питання стійкості будівлі в момент влучання боєприпасу або вибуху поряд з будівлею. Для дослідження розглянуто досить складні випадки, які в переважній більшості призвели до великої кількості загиблих (померлих) людей та значних пошкоджень або руйнувань будівель.

У місті Дніпро в червні 2024 року було пряме влучання ракети в житловий дев'ятиповерховий будинок з несучими поздовжніми та поперечними цегляними стінами та багатопустотними плитами перекриття. Внаслідок влучання було зруйновано чотири поверхи будівлі, в нижніх поверхах у місці появи завалів виникла пожежа. В процесі рятувально-пошукових робіт відбулось обвалення конструкцій будівлі (рис. 1 ÷ 2).

Внаслідок влучання авіабомби в Харкові зазнали пошкоджень будівлі, постраждало більше 50 людей. В одній з будівель зі стінами з силікатної цегли та багатопустотними плитами зазнали пошкоджень три нижніх поверхи з обваленням



Рисунок 1 ÷ 2 – Наслідки прямого влучання ракети в житловий будинок в м. Дніпро



конструкцій перекриття (рис. 3, а). Після завершення рятувально-пошукових робіт (рис. 3, б) було виконано контрольований підрив завислої в повітрі частини стіни.

В березні 2022 року в Чернігові винищувачі СУ-34 скинули 8 авіабомб на житловий мікрорайон. В монолітну каркасну будівлю над 12-м поверхом було влучання однієї з них. Внаслідок цього відбулось локальне руйнування конструкцій перекриття (до 3-х поверхів) та вертикальних несучих елементів (рис. 4, а). При цьому слід зазначити, що прогресуючого обвалення не відбулось.

В червні 2023 року в 26-ти поверховий каркасно-

монолітний житловий будинок в м. Київ влучила ракета, що призвело до пошкодження будівлі (рис. 4, б). Зруйнувалось перекриття та пілони в рівні 16 ÷ 19 поверхів, прогресуючого обвалення не відбулось.

У Дніпрі в січні 2023 року ракета влучила у багатоповерховий великопанельний будинок. Внаслідок лавиноподібного обвалення конструкцій будівлі одна секція будівлі перетворилась на гору завалів (рис. 5). Такий сценарій руйнування частини будівлі призвів до великої кількості загиблих мешканців будинку.

В травні 2024 року авіабомби влучили в

а)

б)



Рисунок 3 – Наслідки влучання авіабомби в м. Харків, червень 2024 року
а) після влучання авіабомби; б) після контрольованого підриву стіни

а)

б)



Рисунок 4 – Наслідки влучань в монолітні будівлі різними засобами ураження
а) будівля в м. Чернігів; б) будівля в м. Київ

а)

б)



Рисунок 5 – Наслідки лавиноподібного обвалення конструкцій будівлі в м. Дніпро
а) будівля на ранок після влучання; б) будівля після розбирання завалів



Рисунок 6 – Пожежа в гіпермаркеті в м. Харків

гіпермаркет будівельних матеріалів в м. Харків. Гіпермаркет – типова промислова одноповерхова будівля з металевим каркасом. У цьому випадку має місце виникнення пожежі та масштабне задимлення торгівельних павільйонів та решти приміщень (рис. 6). В будівлі через певний час вогневого впливу металеві конструкції втратили вогнезахист та почали наднормативно деформуватись, руйнуватись та обвалюватись. Слід заува-

жити, що у разі виникнення та розповсюдження пожежі в великорозмірних в плані будівлях, значною складністю для підрозділів ДСНС є доступ до осередку загоряння та можливості локалізувати пожежу. Внаслідок довготривалої пожежі будівля вигоріла вщент.

Зведений аналіз пошкоджених та зруйнованих об'єктів з різними конструктивними системами наведено в табл. 1.

Таблиця 1 – Аналіз пошкоджень будівель з різними конструктивними системами

Об'єкт та розташування	Конструктивна система	Прогресуюче обвалення	Виникнення пожежі	Визначальний вплив на технічний стан
1	2	3	4	5
4-х поверховий житловий будинок, м. Чернігів, вул. Толстого, 122 [2]	Безкаркасна, цегляні стіни	Відсутнє	Значні наслідки	Виникнення пожежі
27-ми поверховий житловий будинок, м. Київ, [4]	Монолітний каркас	Відсутнє	Незначна	Влучання засобу ураження
9-ти поверховий житловий будинок, м. Дніпро	Безкаркасна, цегляні стіни	В момент влучання та після	Незначна	Прогресуюче обвалення
5-ти поверхова цивільна будівлі, м. Харків	Безкаркасна, цегляні стіни	Відсутнє	Незначна	Влучання засобу ураження
17-ти поверховий житловий будинок, м. Чернігів, вул. Чорновола, 15А	Монолітний каркас	Відсутнє	Незначна	Влучання засобу ураження
26-ти поверховий житловий будинок, м. Київ, вул. Митрополита В. Липківського, 37-В	Монолітний каркас	Відсутнє	Незначна	Влучання засобу ураження
9-ти поверховий житловий будинок, м. Дніпро	Велико-панельна будівля	В момент влучання (повністю зруйнована)	Незначна	Прогресуюче обвалення
Одноповерхова будівля гіпермаркету, м. Харків	Металевий каркас	Відсутнє	Значні наслідки	Виникнення пожежі



Визначальний вплив на технічний стан будівлі відіграє тип засобу ураження та те, що відбувається після влучання. Збільшення кількості жертв та ступеню пошкодження будівлі зумовлені виникненням пожежі та прогресуючого обвалення конструкцій. Лавиноподібне обвалення, як у випадку великопанельної будівлі в Дніпрі, це, без перебільшення, найгірший із можливих сценаріїв руйнування будівлі. В подальшому такі будівлі не доцільно відновлювати, як вже було описано в роботі [3]. Також ускладнює евакуацію, призводить до збільшення кількості жертв та пошкоджень конструкцій – виникнення пожежі, як у випадку гіпермаркету в Харкові, житлових будинків в Дніпрі та житлового будинку в Чернігові [2].

Будівлі з монолітним каркасом в Чернігові та Києві по вул. Митрополита В. Липківського і на проспекті В. Лобановського [4] продемонстрували стійкість до прогресуючого обвалення в момент та після влучання. Це зумовлено саме конструктивною системою будівлі. Монолітний каркас має можливість перерозподілу зусиль в конструкціях будівлі навіть після повного або часткового руйнування розташованих поряд несучих елементів. Також це зумовлено вимогами державних будівельних норм [11], якими регламентована необхідність розрахунку на прогресуюче обвалення для відповідальних будівель на стадії проектування.

ВИСНОВКИ

Необхідність структурувати та систематизувати підходи до аналізу пошкодження або руйнування будівель з різними типами конструктивних систем є актуальним питанням станом на сьогодні. Тільки після детального вивчення наслідків влучання боєприпасів в цивільні будівлі можна визначити слабкі сторони кожної конструктивної системи. В майбутньому це буде визначальним фактором для розробки та впровадження змін до існуючих правил проектування. Дещо гірша стійкість будівель до прямих влучань та виникнення прогресуючого обвалення в безкаркасних цегляних та великопанельних будівлях. Найкращу стійкість демонструють монолітно-каркасні будівлі при досить значних пошкодженнях (до 3-4 поверхів).

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Сергійчук В.А., Белоконь А.М., Табаркевич Н.В., Табаркевич О.О. Особливості обстеження та оцінки технічного стану житлового будинку, пошкодженого внаслідок військових дій, щодо його придатності до подальшої експлуатації. Наука та будівництво. 2023. № 1. С. 27-42.

2. Слюсаренко Ю.С., Мелашенко Ю.Б., Іщенко Ю.І. Досвід обстеження панельних будинків, пошкоджених внаслідок бойових дій. Наука та будівництво. 2023. № 2. С.41-50.
3. Глуховський В.П., Лісений О.М., Мар'єнков М.Г., Дубовик С.О., Любченко І.Г., Яковенко М.С. Обстеження, оцінка технічного стану та умов відновлення житлового будинку на проспекті Лобановського, 6-А в м. Києві, пошкодженого внаслідок воєнних дій. Наука та будівництво. 2022. № 3-4. С. 55-68.
4. Фаренюк Г.Г. Актуальні завдання галузевої науки на сучасному етапі розвитку держави. Наука та будівництво. 2024. №1, С.3-12.
5. Барабаш М.С. Аналіз надійності висотної будівлі з урахуванням ризику прогресуючого обвалення. Науково-виробничий журнал: Будівництво України. 2010. № 4. С. 37-41.
6. Барабаш М.С., Гензерський Ю.В., Покотило Я.В. Методи мінімізації ймовірності прогресуючого руйнування висотної будівлі при дії сейсмічних навантажень. Науково-технічний журнал: Нові технології в будівництві. 2011. №1(21)'11. С. 17-22.
7. Вабіщевич М.О., Фесун І.К. Підходи щодо забезпечення стійкості до прогресуючого обвалення будівель та споруд. Сучасний стан та перспективи. Опір матеріалів і теорія споруд. Strength of Materials and Theory of Structures. 2023. № 110. С. 256-263.
8. Xu, R., Chen, L., Zheng, Y., Li, Z., Cao, M., & Fang, Q. Study of crater in the Gobi Desert induced by ground explosion of large amounts of TNT explosive up to 10 tons. Shock and Vibration. 2021. № 3. С. 1-17. <https://doi.org/10.1155/2021/7357877>
9. Xu, Q. P., et al. Air blast pressure characteristics of moving charge. Journal of Physics: Conference Series 2020. № 1507. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1507/3/032052>
10. ДБН В.1.2-6:2021. Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість. Київ: Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. 36 с.

REFERENCES

1. Sergiichuk, V.A., Bielokon, A.M., Tabarkevich, N.V., & Tabarkevich, O.O. (2023). Features of the survey and assessment of the technical condition of a residential building damaged as a result of military actions, regarding its suitability for further operation. Science and Construction, 2023(1), 27-42.
2. Slyusarenko, Yu.S., Melashenko, Yu.B., Ishchenko, Yu.I. (2023). Experience in



- inspecting panel buildings damaged due to military actions. *Science and Construction*, 2023(2), 41-50.
3. Glukhovskiy, V.P., Lisiyeni, O.M., Maryenko, M.G., Dubovyk, S.O., Liubchenko, I.G., & Yakovenko, M.S. (2022). Survey, assessment of the technical condition, and conditions for the restoration of a residential building on Lobanovsky Avenue, 6-A in Kyiv, damaged as a result of military actions. *Science and Construction*, 2022(3-4), 55-68.
 4. Farenjuk, G.G. (2023). Current challenges in industry-specific science at the present stage of national development. *Science and construction*. *Science and Construction*, 2024(1), 3-12.
 5. Barabash, M. S. (2010). Analysis of the reliability of a high-rise building considering the risk of progressive collapse. *Scientific and Production Journal: Construction of Ukraine*, 4, 37-41.
 6. Barabash, M. S., Genzerskyi, Y. V., & Pokotilo, Y. V. (2011). Methods for minimizing the probability of progressive collapse of a high-rise building under seismic loads. *Scientific and Technical Journal: New Technologies in Construction*, 1(21)'11, 17-22.
 7. Vabishevych, M.O., & Fesun, I.K. (2023). Approaches to ensuring resistance to progressive collapse of buildings and structures: Current state and prospects. *Strength of Materials and Theory of Structures*, 110, 256-263.
 8. Xu, R., Chen, L., Zheng, Y., Li, Z., Cao, M., & Fang, Q. (2021). Study of crater in the Gobi Desert induced by ground explosion of large amounts of TNT explosive up to 10 tons. *Shock and Vibration*, 2021(3), 1-17. <https://doi.org/10.1155/2021/7357877>
 9. Xu, Q. P., et al. (2020). Air blast pressure characteristics of moving charge. *Journal of Physics: Conference Series*, 1507. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1507/3/032052>
 10. DBN V.1.2-6:2021. (2022). Basic requirements for buildings and structures. Mechanical resistance and stability. Kyiv: Ministry of Development of Communities and Territories of Ukraine.

Стаття надійшла до редакції 28.05.2024



Doi: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2024-7>

УДК 624.014, 66.02



ПОПОВ В.О.

Канд. техн. наук, доцент кафедри будівництва, міського господарства та архітектури Вінницького національного технічного університету, м. Вінниця, Україна, e-mail: v.a.popov.vntu@gmail.com, тел.: +38 (093) 757-22-69, ORCID: 0000-0003-2379-7764



БАЙДА Д.М.

Канд. техн. наук, доцент кафедри гірничих технологій та будівництва ім. проф. Бакка М.Т. Державного університету «Житомирська політехніка», м. Житомир, Україна, e-mail: denisbayda@gmail.com, тел.: +38 (097) 041-38-12, ORCID: 0009-0004-0004-377X



ПОПОВА А.В.

Магістрант. Факультет хімії, біології та біотехнологій Донецького національного університету імені Василя Стуса, м. Вінниця, Україна, e-mail: alina.popova260702@gmail.com, тел.: +38 (063) 181-39-10, ORCID 0000-0003-3576-5823

МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПРОСТОРОВОЇ ГАЛЕРЕЇ ХІМІЧНОГО ВИРОБНИЦТВА, ЩО ЗАЗНАЛА КОРОЗІЙНИХ ПОШКОДЖЕНЬ, ДЛЯ РАЦІОНАЛЬНОГО ПІДСИЛЕННЯ

АНОТАЦІЯ

У статті розглянуто вирішення важливої науково-практичної задачі із моделювання напружено-деформованого стану будівельних конструкцій промислової металевої галереї, яка входить у загальну технологічну лінію виробництва та перевантаження мінеральних добрив. Будівельні конструкції об'єкта дослідження – транспортної галереї – збудовані на території АТ «ОПЗ» у м. Южне Одеської області. Металоконструкції галереї підтримують конструкції стрічкових конвеєрів (транспортерів) та конструкції захисної обшивки. Транспортери розташовані всередині галереї та призначені для перевантаження навалом, або у мішках карбаміду. У статті виконано докладний технічний опис конструкції галереї, яка являє собою просторову стрижневу металоконструкцію, що складається з чотирьох плоских ферм (даху, стінок та днища), обшиті в рівні днища листом із ромбічним рифлен-

ням, з інших трьох боків – профнастилом, яка спирається на систему шарнірно рухомих та нерухомих опор. Наведено типові дефекти і пошкодження споруди, виявлені при обстеженні, а також підкреслено їх системний характер. На основі інструментальних досліджень визначено технічний стан, локалізацію дефектів та ступінь зносу основних будівельних конструкцій галереї. При обстеженні виявлено, що внаслідок руйнівної дії вологого морського повітря (разом зі зваженими у ньому мікрочастинками мінеральних добрив) окремі конструкції галереї зазнали значних втрат від корозії та знаходяться у аварійному чи непридатному до нормальної експлуатації стані. На основі виконаних обмірів та результатів обстеження розроблено деталізовані скінченно-елементні моделі напружено-деформованого стану галереї під дією комплексу статичних та динамічних кліматичних і технологічних впливів.



Науковий аналіз результатів моделювання засвідчив, що галерея, в цілому, та окремі найбільш зношені елементи не можуть сприймати проектних впливів на споруду з урахуванням нормативних коефіцієнтів надійності. Підкреслено, що через відсутність альтернативних способів перевантаження карбаміду галерея не може бути повністю виведена з експлуатації на час підсилення. Під час вирішення задачі були застосовані такі методи: візуальне обстеження, обміри конструкцій, визначення корозійного зносу конструкцій ультразвуковим способом, скінченно-елементне моделювання напружено-деформованого стану із застосуванням інструментарію САПР – SCAD Soft, перевіірочні розрахунки компонентів металокаркасу галереї.

На підставі результатів обстеження, моделювання та виконаних міцнісних розрахунків запропоновано раціональний спосіб підсилення металокаркасу галереї, який полягає у тимчасовому зменшенні навантажень на транспортну систему (до 50 % від проектного), розвантаженні основних дефектних з'єднань поясів, безпечному встановленні та включенні в роботу додаткових конструкцій підсилення без демонтажу існуючих, пошкоджених корозією. Зазначені результати, через їх високу конструктивну та технологічну універсальність, можна розповсюдити на більшість аналогічних великопрогонових металевих технологічних споруд галерейного типу.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: Просторова металева галерея, корозійний знос, технічний стан, напружено-деформований стан, високоміцні болти, ферми, розкідна система, підсилення.

SIMULATION OF THE STRESS STRAIN STATE OF THE SPATIAL GALLERY OF THE CHEMICAL PRODUCTION WHICH HAS THE CORROSION DAMAGE FOR RATIONAL REINFORCEMENT

ABSTRACT

The article deals with the solution of an important scientific and practical problem of modeling the stress-strain state of building structures of an industrial metal gallery, which is part of the general technological line of production and overloading of mineral fertilizers. The building structures of the research object – the transport gallery – were built on the territory of JSC "OPP" in the Yuzhne town, Odesa region. Metal constructions of the gallery support the constructions of belt conveyors (transporters) and constructions of protective cladding. Conveyors are located inside the gallery and are designed for overloading in bulk or in urea bags.

The article contains a detailed technical description of the construction of the gallery, which is a spatial rod metal structure consisting of four flat frames (roof, walls and bottom) which rests on a system of hinged movable and fixed supports. The bottom

level sheathed by shell with rhombic corrugation, the cladding of the metal frame on the other three sides is decided in the form of a corrugated board. The article has given the typical defects and damage to the building, discovered during the inspection. Their systemic nature has been emphasized. The article determines the localization of defects and the degree of wear and tear of the main building structures of the galleries on the basis of instrumental studies, the technical condition. During the examination it has been found that, as a result of the destructive effect of moist sea air with microparticles of mineral fertilizers suspended in it, individual structures of the gallery have suffered significant losses from corrosion and are in a state of emergency or unsuitable for normal operation. Detailed finite-element models of the stress-strain state of the gallery under the action of a complex of static and dynamic climatic and technological influences were developed on the basis of the measurements and survey results.

The scientific analysis of the modeling results proved that the gallery, as a whole, and individual, most worn elements cannot perceive the design effects on the structure, taking into account the normative reliability coefficients. It has been emphasized that due to the lack of alternative methods of overloading of urea, the gallery cannot be completely decommissioned during the reinforcement period. When solving the problem, the following methods have been used: visual inspection, measurements of structures, determination of corrosion wear of structures by ultrasonic method, finite-element modeling of the stress-strain state using the CAD toolkit - SCAD Soft, verification calculations of the metal frame components of the gallery.

The rational method of strengthening the metal structures of the gallery has been offered, based on the results of the survey, modeling and strength designs, which consists in temporarily reducing the loads on the conveyor system (up to 50% of the design), unloading the main defective joints of the belts, safe installation and inclusion in the work of additional reinforcement structures without dismantling the existing ones damaged by corrosion. The specified results can be extended to most similar long-span metal technological gallery type structures due to their structural and technological versatility.

KEYWORDS: Spatial metal gallery, corrosion wear, technical condition, stress-strain state, high-strength bolts, frames, spanning system, reinforcement.

ВСТУП

Сучасну логістичну структуру будь-якого хімічного підприємства, орієнтовану на виробництво сипучих мінеральних добрив, важко уявити без ефективних автоматизованих механізмів перевантаження. Найбільш часто у сучасній світовій практиці для цих потреб застосовують-



ся стрічкові конвеєри (транспортери), які значно підвищують ефективність транспортування та зменшують трудомісткість навантажувально-розвантажувальних операцій. Такі конвеєри є проміжною ланкою при транспортуванні продукту від місця синтезу до ділянок постійного і тимчасового зберігання, або до транспортних машин – важковагозовів, потягів чи суден, для подальшого відвантаження замовнику [1 ÷ 4]. Особливо це стосується експортно орієнтованих підприємств, збудованих поблизу портів. Наша держава до початку воєнного стану була визнаним лідером з виробництва мінеральних та органічних добрив. На світових ринках особливо цінним є карбамід, який не засолює ґрунт і добре засвоюється рослинами. Саме для синтезу та відвантаження карбаміду у кінці ХХ століття поблизу м. Южне Одеської області було збудовано Одеський припортовий завод. Перевантажувальна та портова частина виробництва цього підприємства була укомплектована величезними високотехнологічними автоматизованими транспортними спорудами, в тому числі закордонного виробництва [2]. Оскільки мінеральні добрива є водорозчинними сполуками, при транспортуванні їх необхідно захистити накриттям. Тому, для підтримування механічних систем транспортерів та для захисту сипучих продуктів хімічного виробництва у проміжках між будівлями технологічного циклу прийнято створювати несучі транспортні лінійні системи – галереї. На АТ «ОПЗ» було побудовано низку таких галерей різної висоти, перерізу, величезної загальної протяжності, яка сягає близько десяти кілометрів.

У переважній більшості випадків галереї являють собою великопрогонові системи, тому будуються, в основному, з металу. Метал, як відомо, є надійним та міцним будівельним матеріалом за умови ефективного корозійного захисту. Однак, за відсутності належного догляду, антикорозійний захист металу втрачає свої захисні властивості і, як наслідок, металеві конструкції може вразити корозія. Оскільки споруди галерей часто зводять на великій висоті над поверхнею землі, їх металеві конструкції важкодоступні для огляду і догляду. Як наслідок, протягом тривалого терміну технічний стан галерей може не контролюватися, а лакофарбове покриття не поновлюватися. Як показує інженерний досвід, саме внаслідок цих обставин металеві транспортні галереї хімічних підприємств часто зазнають значних, іноді критичних, корозійних уражень, що призводить до зменшення їх жорсткості, збільшення шумності роботи обладнання, погіршення експлуатаційних характеристик та, у кінцевому випадку, – до аварійних ситуацій. Аналогічна ситуація спостерігається на транспортних галереях харчової промисловості, які здійснюють перевантаження зернових

продуктів [3, 4]. Тому дослідження, спрямовані на визначення технічного стану транспортних галерей, є доцільними та актуальними.

В цій науковій роботі на прикладі реальної будівельної споруди – транспортної галереї цеху перевантаження карбаміду Одеського припортового заводу в осях «15-18» [5] – розроблено методику деталізованого моделювання напружено-деформованого стану з урахуванням дефектів і пошкоджень, набутих спорудою протягом тривалої експлуатації, для подальшої розробки раціональних проектних рішень з підсилення.

АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

На сьогодні в Україні науково-технічними спеціалістами у галузі металевих конструкцій ведеться активна робота з оптимізації конструктивних рішень та методів розрахунку великопрогонових плоских і просторових ферм для мостобудування та промисловості [1 ÷ 4]. Базуючись на методиці граничних станів та принципах раціонального проектування, а також активно залучаючи світовий інженерний досвід, поступово здійснюється удосконалення нормативної бази за вказаним напрямком. Вченими зазначається, що створення адекватної цифрової моделі споруди відкриває принципово нові можливості з уточнення напружено-деформованого стану конструкцій та максимально-можливої автоматизації і роботизації для потреб виготовлення та ремонту конструкцій [6].

Проектування нових ефективних та надійних металевих будівельних конструкцій взагалі та будівельних виробничих споруд, в тому числі і транспортних перехідних галерей, зокрема, а також обирання раціональних підходів при підсиленні існуючих споруд, яке здійснюється в рамках капітального ремонту чи реконструкції споруд, є вимогою сучасної нормативної бази [7 ÷ 10]. Зазначений підхід реалізується обґрунтованим зменшенням матеріаломісткості. Зрозуміло, що зниження металомісткості, з одного боку, має бути здійснене без зменшення надійності цієї конструкції. З іншого боку, зниження власної ваги металу будівельних конструкцій великопрогонових споруд, якими, безперечно, є і транспортні галереї, доцільне для зменшення загального гравітаційного впливу на споруду.

Досягти економії металу на стадії розробки робочих креслень з капітального ремонту транспортних галерей, у порівнянні з класичними методами підсилення, цілком можливо. Однак, обґрунтувати нові економічні рішення підсилення реально тільки за умови моделювання напружено-деформованого стану зазначених споруд з використанням сучасних систем автоматизованого проектування та BIM-технологій [6, 11 ÷ 13].

При цьому рекомендується створювати деталізовані скінченно-елементні моделі,



які найбільш точно описують напружено-деформований стан реальних будівельних конструкцій [6, 11÷13]. В Україні для моделювання споруд використовується різний програмний інструментарій. Сьогодні домінуючу роль займають стандартні програмні комплекси для розрахунку та проектування будівельних конструкцій, будівель та споруд – SCAD Soft, Liga-САПР, ANSYS, Cosmos Works та ін. [14]. Засобами зазначених програмних продуктів можна створити не тільки ідеалізовану модель існуючої споруди, а і відтворити реальні жорсткісні властивості конструкцій з урахуванням викривлень, деформацій та інших дефектів і пошкоджень, встановлених за результатами візуальних та інструментальних обстежень [13]. Зрозуміло, що при цьому ступінь деталізації моделі має бути достатньою, а методи моделювання містить відтворення реальних конструктивних профілів стрижневими, пластинчастими чи об'ємними скінченними елементами [13]. У численних наукових роботах вченими неодноразово зазначалося, що розвиток програмних комплексів з розрахунку металевих конструкцій дозволив підняти на новий рівень також розуміння роботи елементів та вузлів їх сполучення металевих конструкцій [6].

Зрозуміло, що адекватну модель напружено-деформованого стану існуючої споруди, особливо в умовах виробництва з різноманітними впливами від рухомих машин і механізмів, слід розглядати не тільки з огляду на точну відповідність її геометричних параметрів реальному об'єкту. Важливе значення має правильне моделювання навантажень і впливів згідно з нормативними вимогами [15] у комплексі з динамічними навантаженнями від зазначених технологічних агрегатів [2÷4, 6, 14, 16÷18]. При прогнозуванні поведінки споруд з металу, що існують, не слід забувати і про фактори агресивного впливу середовища, у якому ця споруда експлуатується. Особливо це стосується підприємств хімічного та харчового виробництва, портової інфраструктури. Дослідження вчених доводять, що нехтування зазначеними факторами часто призводить до значних пошкоджень металевих конструкцій, виникнення аварійних ситуацій та повних відмов [19].

ТЕХНІЧНИЙ ОПИС ТА РЕЗУЛЬТАТИ ВІЗУАЛЬНОГО ОБСТЕЖЕННЯ

У цій науковій роботі розглядається напружено-деформований стан металеві споруди, яка знаходиться на території хімічного підприємства, збудованого в умовах вологого морського клімату у м. Южне. Об'єктом, що обстежується та досліджується, є транспортна галерея в осях «15-18», яка є складовою частиною комплексу будівельних конструкцій, що підтримують багатокілометрову систему стрічкових транспортерів перевалочного пункту карбаміду. Конструктивно галерея являє

собою просторову металеву призматичну ферму, з усіх видимих боків обшиту зашивкою (верхня та бічні грані – профільованою, днище – листовою). Зашивка захищає металоконструкції самої галереї, конструкції транспортеру та сипучого карбаміду від атмосферних опадів (рис. 1, 2). Основний просвіт галереї має розміри 3,14 x 2,5 м в осях. Загальна довжина фрагмента галереї, що розглядається, – 20,55 м [3].

Споруда транспортної галереї складається з наступних конструктивних елементів:

- металевий каркас у вигляді чотирьох плоских ферм (двох дзеркально симетричних ферм бічних стінок, ферми днища та ферми покриття), об'єднаних у просторову призматичну ферму;
- конструкцій покриття даху у вигляді оцинкованого профільованого листа по металевих прогонах, приєднаних до поперечних балок;
- металеві рифлені листові зашивки днища різної товщини;
- конструкцій стрічкових транспортерів, встановлених на металевих опорах, приєднаних до плоскої ферми днища металокаркасу;
- металеві обшивки бічних стінок у вигляді оцинкованого профільованого листа з віконними прорізами для природнього освітлення внутрішнього простору галереї.

Ферми галереї приєднані одна до одної в рівнях верхнього та нижнього поясів та опираються на несучі башти та проміжну опору. Стик поясів ферм галерей – жорсткий, приєднання галереї до опорних башт – шарнірно рухоме, приєднання галереї до проміжної опори – шарнірно нерухоме.

Настил днища галереї встановлений на рівні +15,7 м над рівнем асфальтобетонного вимощення.

Загальна просторова жорсткість галереї забезпечується геометрично незмінюваною розкісною та хрестово-ромбічною системою грат металевих ферм галереї, жорсткими геометрично незмінюваними діафрагмами (поперечними рамами), жорстким приєднанням поясів галереї до іншої галереї, шарнірним приєднанням конструкцій галереї до опор.

З метою визначення фактичних значень втрат перерізів основних будівельних металоконструкцій каркасу галереї від корозії за допомогою ультразвукового товщиноміра УТ-98 СКАТ.МХ-3 було проведено вибірковий контроль товщини металу основних несучих елементів днища [3]. Зведені результати досліджень втрат перерізу елементів неруйнівним методом наведено у табл. 1.

В результаті інструментального обстеження виявлений шаруватий та виразковий корозійний знос нижньої полицки повздовжніх головних балок ферми днища із втратами перерізу в межах 30 ÷ 56 % (рис. 3).

Виявлено масові критичні втрати від корозії



Рисунок 1 – Загальний вигляд галереї ззовні, зі східного боку



Рисунок 2 – Загальний вигляд галереї зсередини

нижньої полицки двотаврової балки настилу (місцями до $70 \div 90$ %, рис. 4), значний ступінь корозійного зносу її стінок із втратами до 50 %; корозію елементів настилу із втратами перерізу до 26 %.

На одній з другорядних балок ферми днища виявлений значний корозійний знос нижньої полицки із втратами перерізу полицки до 35 %. Корозійний знос більшості елементів перерізу інших поперечних другорядних балок ферми днища складає $8 \div 20$ %.

До найбільш небезпечних дефектів конструкції галереї належать дефекти стиків поясів просторової ферми по довжині, що виконані на високоміцних болтах.



Рисунок 3 – Стан фрагменту головної повздовжньої балки днища. Виразкова корозія зовнішнього краю нижньої полицки двотавра

Таблиця 1 – Зведені результати товщинометрії конструкцій галереї

№	Елемент металоконструкції	Проектна товщина, мм	Фактично виміряно, мм	Висновок про корозійний знос
1.	Повздовжні головні балки ферми днища (h x b)	IPE 120 (120 x 64)	IPE 120 (122,4 x 66)	
	1.1. Верхня полицка	6,3	6,0 ... 6,2	до 5%
	1.2. Стінка	4,4	3,2 ... 4,2	до 28 %
	1.3. Нижня полицка	6,3	2,8 ... 4,4	30 ... 56%
2.	Монтажний стик повздовжніх головних балок ферми днища (a x b)	(170 x 270)	(170 x 260)	
	2.1. Накладки	8	6,8 ... 7,2	10 ... 15%
	2.2. Нарощування полицок	6	3,0 ... 5,2	13 ... 50%
3.	Поперечні другорядні балки ферми днища (h x b)	IPE 140 (140 x 73)	IPE 140 (144 x 75)	
	3.1. Верхня полицка	6,9	6,4 ... 6,6	до 8%
	3.2. Стінка	4,7	3,6 ... 4,5	до 24%
	3.3. Нижня полицка	6,9	4,5 ... 5,7	18 ... 35%
4.	Балки настилу (h x b)	IPE 80 (80 x 46)	IPE 80 (83 x 42)	
	4.1. Верхня полицка	5,2	4,4 ... 5,0	до 15%
	4.2. Стінка	3,8	1,92 ... 2,2	с до 50%
	4.3. Нижня полицка	5,2	1 ... 4,4	16 ... 90%
5.	Настил	Лист 4 мм	2,95 ... 4	до 26%



Через агресивний вплив зважених у повітрі краплинок морської води, атмосферних опадів та часток мінеральних добрив (які у стані розчину доволі агресивні щодо металу) всі стики поясів зазнали критичних втрат перерізу у вигляді шаруватої корозії елементів (рис. 5).

Зафіксовано корозійний знос конструкцій нарощування полицок монтажного стику повздожніх головних балок ферми днища із втратами перерізу в межах $13 \div 50 \%$; втрати перерізу інших елементів монтажного стику – $10 \div 15 \%$. Крім зазначених суттєвих корозійних пошкоджень при обстеженні виявлені менш значущі дефекти, які, однак, також впливають на загальний технічний стан споруди, а саме: на окремих розкосах бічних ферм – місцеві вигини полиць кутика стрілою до 10 мм; масово на розкосах, розпірках, фасонках та поясах бічних ферм – ділянки, вражені поверхневою корозією; масове пошкодження захисного покриття металоконструкцій.

МЕТОДИКА МОДЕЛЮВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ ГАЛЕРЕЇ З УРАХУВАННЯМ КОРОЗІЙНОГО ЗНОСУ

Для оцінки несучої здатності металоконструкцій галереї в осях «15-18» під впливом проєктних навантажень з урахуванням сейсмічних впливів та нормативних коефіцієнтів надійності запропоновано методику, яка охоплює комплекс робіт з моделювання споруди методом скінчених елементів, а саме:

1. Розроблення ідеалізованої стрижнево-пластинчастої моделі споруди методом скінчених елементів з використанням програмного комплексу «SCAD Office».
2. Уточнення перерізів елементів з урахуванням корозійного зносу. Заміна стрижневих елементів, які зазнали нерівномірних втрат від корозії, пластинчастими аналогами, які дозволяють більш точно описати фактичну геометрію перерізу.
3. Уточнення геометрії споруди шляхом врахування дефектів, викривлень та інших пошкоджень, набутих спорудою протягом тривалої експлуатації. Заміна стрижневих елементів, форма яких зазнала суттєвих змін, пластинчастими аналогами.
4. Збір основних (постійних і тимчасових) навантажень на металокаркас згідно з вимогами [15].
5. Моделювання динамічного впливу від стрічкових транспортерів (основне сполучення). Моделювання аварійних впливів з



Рисунок 4 – Типовий технічний стан балок настилу. Шарувата, місцями наскрізна корозія нижньої полицки, поверхнева корозія стінки та верхньої полицки



Рисунок 5 – Стан дефектного монтажної стику нижньої балки (поясу) просторової ферми. Шарувата корозія поширення нижньої полиці та нижніх і бічних накладок. Корозійне ураження метизів

урахуванням сейсмічних впливів згідно з вимогами [9].

6. Складання ймовірних комбінацій впливів.
7. Аналіз загальної та місцевої стійкості металоконструкцій галереї з урахуванням зниження загальної жорсткості.
8. Аналіз внутрішніх зусиль, напружень та деформацій, визначення коефіцієнтів використання елементів каркасу галереї з урахуванням корозійного зносу.
9. Розробка раціональних пропозицій з підсилення, враховуючи реальні технологічні можливості підприємства та логістичні особливості.

Як було зазначено вище, вказані роботи з моделювання виконані засобами програмного комплексу «SCAD Office». Теоретичною основою використаної програми є метод скінчених елементів. Реалізований варіант методу скінчених елементів використовує принцип можливих переміщень.

Ідеалізована модель каркасу споруди



складається з чотирьох плоских ферм (двох дзеркально симетричних ферм бічних стінок, ферми днища та ферми покриття), змодельованих стрижнями. Металева обшивка бічних стінок, покриття даху та днища, загалом, не підвищують загальну жорсткість конструкцій споруди через численні корозійні ураження в зоні кріплень до металокаркасу, тому прикладались до моделі у вигляді розподіленого навантаження (рис. 6).

Ідеалізована модель була уточнена заміною окремих стрижнів пластинчастими елементами, які більш точно моделюють поведінку зношених та пошкоджених металевих профілів. При моделюванні враховано фактичні втрати перерізу металлоконструкцій від корозії (які, в тому числі, призвели до зменшення загальної жорсткості споруди), встановлені за результатами товщинометрії (див. табл. 1).

Здійснено збір основних навантажень на металокаркас згідно з вимогами [15], а також змодельовано динамічний технологічний вплив від стрічкових транспортерів (основне сполучення). Навантаження від транспортерів моделювалося згідно з результатами динамічних вібраційних досліджень, проведених на стадії технічного обстеження споруди силами лабораторії АТ «ОПЗ». Проведений аналіз варіантів одночасної дії навантажень і визначено найбільш несприятливі їх сполучення. Виконано моделювання сейсмічних впливів та розглянуто аварійні сполучення навантажень.

Перевірка несучої здатності і стійкості конструкцій виконана відповідно до діючого нормативного документа [7]. Корисне навантаження

на просторову систему прийнято у відповідності до проектних впливів та технічного завдання. Матеріали основних елементів прийняті у відповідності до наданих замовником проектних рішень галереї.

Оскільки територія, де розташований об'єкт моделювання, знаходиться у сейсмонезбезпечній зоні, розглянуто особливі комбінації навантажень, що включають сейсмічні впливи на споруду згідно з методикою, наведеною у [9].

При розрахунку по 1-й групі граничних станів використовувались розрахункові навантаження, по 2-й групі граничних станів – експлуатаційні. При визначенні несучої здатності елементів металокаркасу у відповідності з чинними нормативними вимогами для класу наслідків СС-1 враховано коефіцієнт надійності $\gamma_n = 1,0$.

Аналіз результатів розрахунку комп'ютерної моделі показав, що у комбінаціях навантажень без вітрового впливу, включаючи вплив сейсміки, коефіцієнт запасу стійкості системи перевищує 3, що більше нормативного – 2,5, у комбінаціях навантажень при дії вітрового впливу коефіцієнт запасу стійкості системи $1,45 \div 2,95$, що менше нормативного – 2,5. Стійкість металокаркасу транспортної галереї, як просторової системи в цілому, при дії вітрового навантаження внаслідок значних втрат перерізу повздовжніх балок та послаблення монтажних стиків повздовжніх поясів не забезпечена.

Розрахунок внутрішніх зусиль та міцності елементів металокаркасу при різних комбінаціях навантажень з урахуванням корозійного зносу елементів, встановлених при інструментальних дослідженнях, засвідчив, що міцність і стійкість балок настилу, а також конструкцій вузлів сполучення нижніх поясів просторової ферми через значні корозійні втрати не забезпечена. Міцність інших основних несучих елементів транспортної галереї, які зазнали суттєво менших втрат, забезпечена.

Максимальні горизонтальні переміщення вузлів моделі металокаркасу транспортної галереї від дії основної комбінації навантажень (експлуатаційні значення) вздовж розрахункової осі X (зміщення шарнірно-рухомої опори) на позначці 15.1 м складають близько 18 мм, максимальні горизонтальні переміщення вузлів моделі металокаркасу від дії основної комбінації навантажень вздовж розрахункової осі Y складають близько 37 мм, що менше ніж 1/250 висоти, максимальні вертикальні прогини вузлів моделі від дії основної комбінації навантажень вздовж розрахункової осі Z не перевищують 24 мм (рис. 7), що менше ніж 1/350 прольоту у відповідності з [8].

Отже, загальна жорсткість металокар-

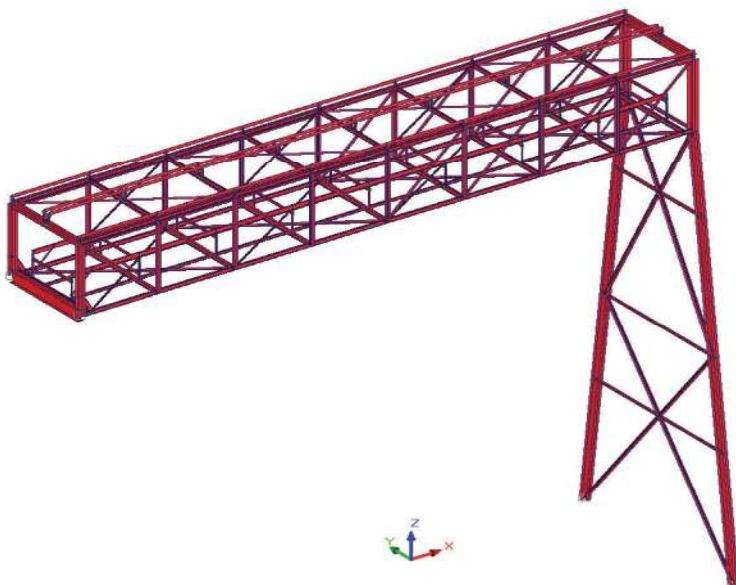


Рисунок 6 – Фрагмент ідеалізованої тривимірної моделі металокаркасу Галереї в осях «15-18» (модель суміжної ділянки в осях «12-15» умовно не показана)



касу галереї від дії основного сполучення навантажень забезпечена.

РЕКОМЕНДАЦІЇ З РАЦІОНАЛЬНОГО ПІДСИЛЕННЯ СПОРУДИ

Визначені розрахунком перевантажені елементи металокаркасу доцільно замінити на профілі аналогічної або більшої жорсткості, або підсилити нарощуванням перерізу в рамках виконання робіт з капітального ремонту. Перед цим слід розвантажити конструкцію, наприклад, встановленням тимчасових підпірок. Цей класичний метод розвантаження споруди рекомендується чинними ремонтними методиками. Однак, суттєвою проблемою підприємства при плануванні робіт з капітального ремонту є відсутність альтернативних економічно вигідних шляхів перевантаження карбаміду. Отже, повна зупинка роботи дефектної транспортної галереї повністю протягом значного проміжку часу призведе до великих фінансових втрат. Крім того, проїзд під галереєю має важливе логістичне та технологічне значення для забезпечення безперешкодного доступу до сусідніх будівель.

Тому виникає потреба у відновленні проектних параметрів транспортної галереї та підвищенні її загальної жорсткості без повного виведення споруди з експлуатації та, водночас, з виконанням часткового розвантаження. Крім того, замовником проектно-відновлювальних робіт була поставлена задача зі збереження загальної розбірності конструкції галереї.

Також, доцільно здійснювати ремонтні роботи без улаштування високих страхувальних підпірок, які перекривали б проїзд під галереєю. Це стимулювало проектувальника до пошуку нових нестандартних конструктивних та технологічних рішень з підсилення.

Проведені дослідження дозволили розробити рекомендації з відновлення пошкоджених конструкцій транспортної галереї без тривалого виведення її з експлуатації. Для збільшення загальної жорсткості та міцності галереї пошкоджені двотаврові пояси підсилюються сталевими смугами, які приварюються фланговими швами до нижньої полицки поясів із відводом надлишкового тепла. Найбільш проблемними з технологічної точки зору є роботи з підсилення дефектних монтажних стиків нижніх поясів на високоміцних болтах через критичне корозійне ушкодження більшості

компонентів цього вузла. Для рішення цього проблемного питання запроєктовано тимчасові рами Р-1 посилення із фланцевими кріпленнями (рис. 8). Фланці рам Р-1 приварюють до нижніх полиць двотаврових поясів у проміжках між смугами підсилення поясів фланговими швами (рис. 9) із відводом надлишкового тепла.

Такий спосіб приєднання не призводить до

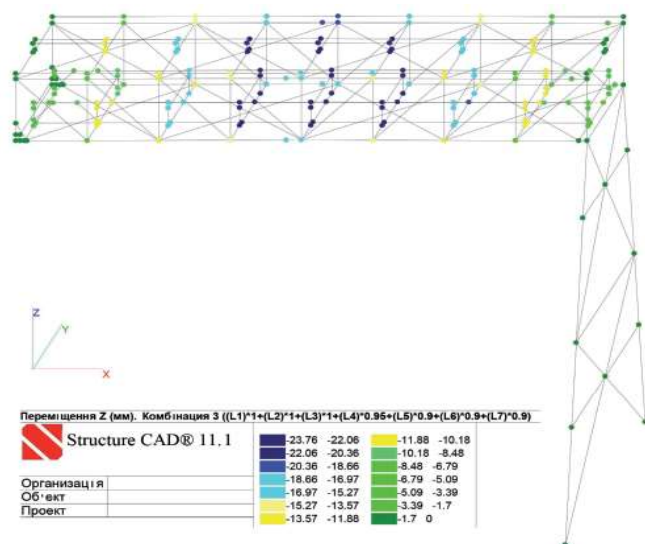


Рисунок 7 – Переміщення вузлів металокаркасу Галереї вздовж осі Z від дії основного сполучення навантажень

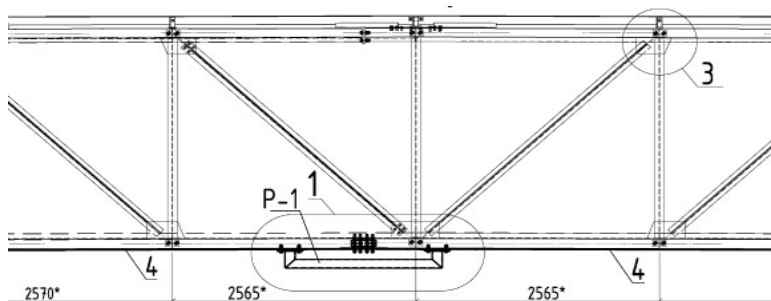


Рисунок 8 – Принципове конструктивне рішення тимчасового підсилення стикового вузлу нижніх поясів по довжині розвантажувальними рамами (фрагмент креслення)

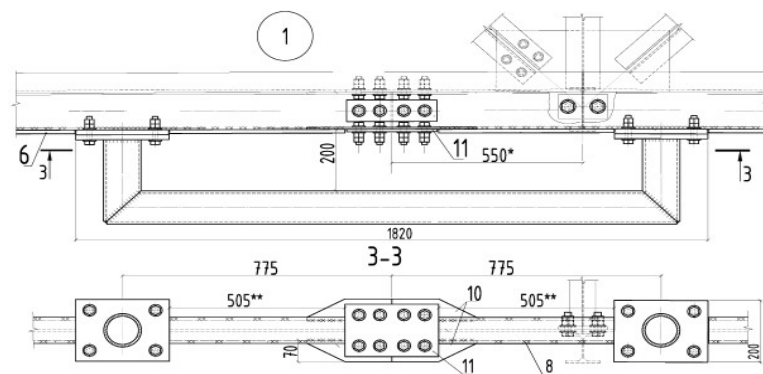


Рисунок 9 – Конструктивне рішення розвантажувальної рами Р-1 у монтажному положенні (фрагмент креслення)



суттєвого збільшення внутрішніх напружень в метали поясів. Зазначені рами повністю перебирають на себе зусилля в стику поясів від постійних навантажень. Це дозволяє безпечно виконати роботи з заміни і підсилення компонентів поясів і стикових вузлів з дотриманням зазначених вище технологічних обмежень.

Вказані роботи слід виконувати при непрацюючому стрічковому транспортері. У момент, коли потрібно перевантажувати добрива, ремонтні роботи призупиняють та здійснюють відвантаження із обмеженням вантажопідйомності транспортера до 50 %.

ВИСНОВКИ

При виконанні цієї науково-практичної роботи була розроблена методика моделювання напружено-деформованого стану просторових ферм транспортних лінійних виробничих систем на прикладі фрагмента галереї перевантаження мінеральних добрив в осях «15-18» цеху перевантаження карбаміду АТ «ОПЗ», м. Южне Одеської області з урахуванням особливості динамічних навантажень на галерею з боку стрічкового транспортеру, кліматичних та сейсмічних впливів, зносу та викривлень конструктивних елементів, недосконалості геометрії самої галереї, яка була набута протягом тривалої експлуатації.

В результаті реалізації запропонованої методики шляхом деталізованого скінченно-елементного моделювання фрагмента зазначеної споруди, що зазнала корозійних пошкоджень внаслідок агресивного впливу вологого морського повітря та хімічних речовин (мінеральних добрив) з урахуванням основних і особливих (аварійних) сполучення навантажень, було локалізовано найбільш напружені ділянки споруди, виконано перевірку несучої здатності за методикою граничних станів та уточнено їх технічний стан. На основі виконаного наукового аналізу можна зробити такі висновки:

1. Загальна стійкість металокаркасу галереї, як просторової системи в цілому, внаслідок значних втрат перерізу повздовжніх головних балок ферми днища не забезпечена.
2. Міцність і стійкість балок настилу та стикових вузлів нижніх поясів через значні корозійні втрати не забезпечена.
3. З огляду на незадовільний технічний стан галереї слід тимчасово обмежити вантажопідйомність стрічкового транспортера. Розрахунками встановлено, що безпечний ступінь завантаженості транспортера складає 50 % від проектного. Таких обмежень слід дотримуватись аж до виконання усього комплексу ремонтно-відновлювальних робіт, перелічених у п. 4 висновків.

4. Для подальшої безпечної експлуатації споруди необхідно виконати комплекс першочергових ремонтно-відновлювальних робіт, а саме:

- терміново підсилити пояси нижньої ферми днища та непридатний до експлуатації монтажний стик повздовжніх головних балок ферми днища. Підсилення рекомендується виконувати з улаштуванням тимчасових розвантажувальних рам Р-1 та шляхом заміни всіх дефектних компонентів вузла кріплення, включаючи високоміцні болти (рис. 8, 9);
- терміново підсилити нижні полицки непридатних до експлуатації повздовжніх головних балок (поясів) ферми днища шляхом наварювання смуг металу фланговими швами;
- терміново підсилити аварійні балки настилу ферми днища. Підсилення рекомендується виконувати шляхом встановлення додаткових балок настилу більшого перерізу (наявні – ІРЕ 80, встановлені – ІРЕ 100), після чого замінити самі балки настилу профілями більшого перерізу, наприклад, ІРЕ 100. Збільшення перерізу забезпечить вищу корозійну стійкість та жорсткість конструкції днища;
- підсилити нижню полицку дефектної другорядної поперечної балки днища нарощуванням перерізу;
- очистити від зруйнованого оздоблення, продуктів корозії всі головні повздовжні та поперечні другорядні балки днища;
- замінити всі метизи монтажних болтових з'єднань повздовжніх головних балок ферми днища, уражені корозією, на високоміцні болти класу 10.9 з захисним цинковим покриттям та захистом від саморозкручування;
- замінити всі метизи болтових з'єднань другорядних поперечних та повздовжніх головних балок ферми днища, а також бічних ферм, що уражені корозією, на болти класу міцності не нижче 8.8 з захисним цинковим покриттям та захистом від саморозкручування;
- замінити всі метизи болтових з'єднань балок настилу до другорядних поперечних балок ферми днища на болти класу міцності не нижче 8.8 з захисним цинковим покриттям та захистом від саморозкручування;
- очистити конструкції днища та метало-конструкції ферм від пилу карбаміду та інших мінеральних добрив, які при розчиненні у дощовій воді агресивні до металу та негативно впливають на стан



металоконструкцій;

- очистити металоконструкції галереї від зруйнованого оздоблення та продуктів корозії;
 - влаштувати додатковий антикорозійний захист металоконструкцій ферми днища за технологією холодного цинкування, а також улаштувати фінішне захисне епоксидне покриття;
 - відновити надійне кріплення зашивки бічних стінок та покриття днища до металоконструкцій каркасу галереї.
6. При подальшій експлуатації споруди не допускати засмічення внутрішнього простору та металоконструкцій галереї карбамідом чи іншими сипкими мінеральними добривами. Регулярно (не рідше 2 разів на рік) здійснювати очищення днища та металоконструкцій транспортної галереї сухим способом (продувкою струменем стисненого повітря).
7. Несучу здатність конструкцій галереї при плановій зупинці після виконання ремонтно-відновлювальних робіт перевірити статичними випробуваннями.

Зазначені у статті принципові проектні рішення з підсилення, запропоновані авторами, були конкретизовані при розробці проекту капітального ремонту галереї. Проект у повному обсязі був реалізований на практиці.

Розроблену методику моделювання через її високу конструктивну та технологічну універсальність можна розповсюдити на більшість аналогічних великопрогонових металевих технологічних споруд галерейного типу.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Мікульонюк І. О. Виготовлення обладнання хімічних виробництв: підруч. Київ: КПІ ім. Ігоря Сікорського», 2022. 233 с.
2. Попов В.О., Курдибаха В.М. Інженерний досвід візуального та інструментального обстеження суднонавантажувачів. Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. Науково-технічний збірник. Вінниця: ВНТУ, 2018. С. 12 – 18.
3. Купченко Ю.В., Сінгаївський П.В., Константинов П.В. Особливості проектування конвеєрної галереї зернового перевантажувального комплексу. Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. 2019. № 23. С. 51 – 58.
4. Кущенко В.М., Губарев М.В. Аналіз впливу динамічного характеру технологічного навантаження на напружено-деформований стан прольотної будови ґратчастої конвеєрної галереї. Науковий журнал «Металеві конструкції». 2013. №19 (4). С. 225–234.
5. Звіт №О.15-06-16 «Обстеження технічного стану металоконструкцій галереї в осях «15-18» перевалочного пункту для карбаміду АТ «ОПЗ». Звіт за результатами обстеження. ТОВ «Гервін Проект», 2016. 74 с.
6. Білик С.І., Білик А.С. Головні напрямки сучасного розвитку металевих конструкцій будівель і споруд. Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. 2021. № 25. С. 5 – 12.
7. ДБН В.2.6-163:2010. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 202 с.
8. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. Введ. з 1 січня 2007 р. на заміну розділу 10 СНиП 2.01.07-85. Київ: Мінбуд України, 2006. 10 с.
9. ДБН В.1.1.12:2014. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівництво в сейсмічних районах України. Введ. з 1.10.2014 р. на заміну ДБН В.1.1.12:2006. Київ: Мінрегіон України, 2014. 110 с.
10. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд. Київ: Держкомітет України з будівництва і архітектури, 2003. 82 с.
11. Gorodetsky A. S, Pikul A.V. Pysarevskiy B. Y. Modelling of soil behavior in dynamic load. International Journal for computational Civil and Structural Engineering. 2017. № 13(3). С. 34-41.
12. Bilyk S.I., Bilyk A.S., Nilova T.O., Shpynda V.Z., Tsyupyn E.I. Buckling of the steel frames with the I-shaped cross-section columns of variable web height. Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. 2018. № 100. P. 140-154.
13. Барабаш М.С., Козлов С.В., Медведенко Д.В. Комп'ютерні технології проектування металевих конструкцій: Навчальний посібник. Київ: НАУ, 2012. 572 с.
14. Моргун А.С., Андрухов В.М., Сорока М.М., Меть І.М. Системи автоматизованого проектування у будівництві. Навчальний посібник. Вінниця: ВНТУ, 2015. 129 с.
15. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ: Мінбуд України, 2007. 71 с.
16. Марочка В. В., Верьовка А.П. Особливості просторової роботи металевих ферм від вітрового навантаження. Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту



імені академіка В. Лазаряна. 2007. № 17. С. 204-208. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/vdnuzt_2007_17_46

17. Perelmutter A.V. Strength analysis in regulatory design documents and computational software. *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles*. 2020. № 104. P. 89-102. URL: http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-104/02-104_perelmutter_new.pdf
18. Lan T. *Space Frame Structures*. Chinese Academy of Building Research. China: CRC Press, 2005. 50 p.
19. Гібаленко А.Н. Моніторинг остаточного ресурсу металоконструкцій в корозійних середовищах. *Галузеве машинобудування: Зб. наук. пр.* Полтава: ПолтНТУ, 2015. № 3 (45). С. 110– 116.

REFERENCES

1. Mikulonok I. O. (2022). Production of chemical production equipment. Kyiv: KPI named after Igor Sikorsky.
2. Popov, V. O., & Kurdybakha, V. M. (2018). Engineering experience of visual and instrumental inspection of ship loaders. *Modern Technologies, Materials and Constructions in Construction: Scientific and Technical Collection*, 2018(2), 12-18.
3. Kupchenko, Y. V., Singaivskyi, P. M., & Konstantinov, P. V. (2019). Peculiarities of the design of the conveyor gallery of the grain transshipment complex. *Modern Constructions of Metal and Wood*, (23), 51-58.
4. Kushchenko, V. M., & Gubarev, M. V. (2013). Analysis of the influence of the dynamic nature of the technological load on the stress-strain state of the span structure of the lattice conveyor gallery. *Metal Constructions*, 19 (4), 225-234.
5. Gervin Project LLC. (2016). Report No. O.15-06-16: Inspection of the technical condition of the metal structures of the gallery in the axes "15-18" of the transfer point for urea JSC "OPZ". Report on the results of the survey.
6. Bilyk, S. I., & Bilyk, A. S. (2021). The main directions of modern development of metal structures of buildings and structures. *Modern Constructions of Metal and Wood*, (25), 5-12.
7. DBN V.2.6-163:2010. (2011). The constructions of buildings and structures. Steel constructions. Design standards. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine.
8. DSTU B V.1.2-3:2006. (2007). Deflections and movements. Design requirements. Kyiv: Ministry of Construction of Ukraine, 2006. – 10 p.
9. DBN V.1.1.12:2014. (2014). Protection from dangerous geological processes, harmful

operational influences, from fire. Construction in seismic areas of Ukraine. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine.

10. DBN B.3.1-1-2002. (2003). Repair and strengthening of load-bearing and enclosing building structures and foundations of industrial buildings and structures. Kyiv: State Committee of Ukraine on Construction and Architecture.
11. Gorodetsky, A. S., Pikul, A. V., & Pysarevskiy, B. Y. (2017). Modelling of soil behavior in dynamic load. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 13(3), 34-41.
12. Bilyk, S. I., Bilyk, A. S., Nilova, T. O., Shpynda, V. Z., & Tsyupyn, E. I. (2018). Buckling of the steel frames with the I-shaped cross-section columns of variable web height. *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-Technical Collected Articles*, (100), 140-154.
13. Barabash, M. S., Kozlov, S. V., & Medvedenko, D. V. (2012). Computer technologies for designing metal structures: Training manual. Kyiv: NAU.
14. Morgun, A. S., Andrukhov, V. M., Soroka, M. M., & Aim, I. M. (2015). Automated design systems in construction: Education manual. Vinnytsia: VNTU.
15. DBN V.1.2-2:2006. (2006). Loads and influences. Design standards. Kyiv: Ministry of Construction of Ukraine.
16. Marochka, V. V., & Velyevka, A. P. (2007). Peculiarities of the spatial operation of metal trusses from wind load. *Bulletin of the Dnipropetrovsk National University of Railway Transport named after Academician V. Lazaryan*, (17), 204-208.
17. Perelmutter, A. V. (2020). Strength analysis in regulatory design documents and computational software. *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles*, (104), 89-102. Retrieved from http://opir.knuba.edu.ua/files/zbirnyk-104/02-104_perelmutter_new.pdf
18. Lan, T. (2005). *Space Frame Structures*. Chinese Academy of Building Research. China: CRC Press.
19. Hybalenko, A. N. (2015). Monitoring of the final resource of metal structures in corrosive environments. *Collection of Science Proceedings. Series: Industrial Engineering, Construction*, 3 (45), 110–116.

Стаття надійшла до редакції 1.05.2024



ДІІ НДІБК -

ВАШ НАДІЙНИЙ ПАРТНЕР

ВЧОРА -

СЬОГОДНІ -

ЗАВТРА

Web: www.niisk.com

E-mail: ndibk@ndibk.gov.ua

**Україна, 03037, м. Київ-37,
вул. Преображенська, 5/2
Тел.: +(38 044) 249-38-00
+(38 050) 415-36-22**

**5/2, Preobrazhenska Str.
Kyiv, 03037, Ukraine
Tel.: +(38 044) 249-38-00
+(38 050) 415-36-22**