

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Київський національний університет будівництва і архітектури

Кваліфікаційна наукова праця
на правах рукопису

ЯКОВЕНКО МИХАЙЛО СЕРГІЙОВИЧ

УДК 528.4

ДИСЕРТАЦІЯ

**ТЕХНОЛОГІЇ КОМБІНУВАННЯ ГЕОДЕЗИЧНИХ ТА
ІНКЛІНОМЕТРИЧНИХ МЕТОДІВ МОНІТОРИНГУ
ДЕФОРМАЦІЙ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД**

193 – Геодезія та землеустрій
спеціалізація – Геодезія, картографія та фотограмметрія
19 Архітектура і будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей,
результатів і текстів інших авторів має посилання на відповідне джерело



М.С. ЯКОВЕНКО

Наукові керівники:

Нестеренко Олена Вікторівна
кандидат технічних наук, доцент

Калюх Юрій Іванович
доктор технічних наук, професор

Київ – 2026

АНОТАЦІЯ

Яковенко М. С. Технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій будівель і споруд. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 193 – «Геодезія та землеустрій» (19 – «Архітектура і будівництво»). – Київський національний університет будівництва і архітектури, Київ. – Київський національний університет будівництва і архітектури, МОН України, Київ, 2026.

У дисертаційній роботі вирішено актуальну науково-прикладну задачу з розробки та впровадження технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій будівель і споруд в складних інженерно-геологічних умовах. Розроблену технологію адаптовано до умов воєнного часу, що обумовлено *гострою необхідністю масових досліджень* пошкоджених будівель і споруд в рамках комплексної попередньої оцінки їх технічного стану. За даними моніторингу створено уточнених геометричних цифрових двійників, які будуть задіяні на наступному етапі для проведення чисельного моделювання напружено-деформованого стану з метою контролю технічного стану і розробки відповідних рекомендацій по відновленню.

У **першому розділі** проаналізовано сучасні підходи до деформаційного моніторингу, фактори деформування будівель і споруд, розглянуто вітчизняний та зарубіжний досвід організації систем моніторингу, нормативну базу в Україні та концепцію цифрового двійника. Показано, що окремі геодезичні чи геотехнічні методи не забезпечують повноцінного контролю системи «огородження котловану – ґрунтовий масив – оточуюча забудова», а тому необхідним є розроблення технології комбінування методів моніторингу з інтеграцією даних у єдине деформаційне поле. Сформульовано наукову і практичну постановку задач, обґрунтовано мету та задачі дослідження.

У **другому розділі** теоретично обґрунтовано інтегрований підхід до

спостережень у системі «огородження котловану – ґрунтовий масив – оточуюча забудова». Розроблено технологічну схему комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій будівель і споруд. Запропоновано та описано методики: моніторингу горизонтальних деформацій огородження котловану за допомогою прямих багаторазових лінійно-кутових засічок; моніторингу вертикальних переміщень фундаментів за даними геометричного нівелювання; контролю тріщин за допомогою контактних тріщиномірів; інклінометричного моніторингу зсувних процесів із визначенням активної площини ковзання та її еволюції в часі.

Розроблено схему єдиної просторово-часової інтеграції даних, введено матрицю кореляцій комбінованого моніторингу, обґрунтовано підхід до поєднання просторових і часових апроксимацій деформаційних процесів для прогнозування. Особливу увагу приділено методиці формування геометричної цифрової тіні та геометричного цифрового двійника як основи для подальшої цифрової трансформації систем моніторингу.

У третьому розділі наведено результати експериментальних досліджень. На експериментальному полігоні в м. Києві (2014–2019 рр.) виконано комбінований моніторинг деформацій у зоні впливу від розробки глибокого котловану на схилі Кловського яру. Встановлено, що фактичні деформації огородження (горизонтальні до 65 мм та осідання фундаментів до 39 мм) перевищили розрахункові значення, але завдяки систематичному моніторингу та коригуванню проектних рішень вдалося запобігти аварійним ситуаціям для будівель оточуючої забудови. Зафіксовано поетапний характер розвитку деформацій: спочатку – огородження котловану, далі – зсувні процеси в ґрунтовому масиві (інклінометричні свердловини), потім – осідання фундаментів і розкриття тріщин у будівлях.

Після 2022 року розроблену технологію адаптовано до умов воєнного часу для оцінки стану пошкоджених будівель, зокрема в м. Чернігів, де зафіксовано значні пошкодження монолітного залізобетонного каркасу від ракетних ударів. Запроваджено моніторинг нестабільних конструкцій, використано геодезичні

методи та цифровий геометричний двійник для аналізу деформацій і контролю небезпечних зон. Показано аналогію між деформаційними профілями вибухового впливу та деформаціями огороження котловану, що підтверджує релевантність напрацьованих раніше підходів. Розроблена методика цифрового двійника стала ефективним інструментом управління ризиками, полегшила прийняття рішень щодо консервації, підсилення або демонтажу конструкцій.

Розділ 3 демонструє еволюцію технологій від довоєнного відпрацювання технологій комбінування методів моніторингу в складних інженерно-геологічних умовах до їх адаптації для вирішення критичних задач воєнного часу. Отримані результати підтверджують універсальність і гнучкість запропонованої технології та її потенціал для міжнародного використання в системах управління ризиками в умовах техногенних і воєнних катастроф.

У додатку А наведено результати практичного та нормативного впровадження дисертаційних напрацювань. Сформульовано рекомендації й шляхи вирішення проблем, що виникають під час моніторингу деформацій у воєнних умовах. Показано використання теоретико-методичних положень дисертації під час розроблення ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 «Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд» та обґрунтовано створення стандарту організації України СОУ ДП НДІБК В.1.3-02495431-020:2025 «Особливості геодезичних досліджень при обстеженні пошкоджених будівель і споруд». Запропоновані підходи забезпечують уніфікацію геодезичних методик обстеження і моніторингу пошкоджених об'єктів та створюють практичне підґрунтя для формування сучасної національної нормативної бази й стійких систем контролю деформацій у воєнний та післявоєнний періоди.

Ключові слова: технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів, моніторинг деформацій, геометричний цифровий двійник, будівлі та споруди, системний підхід.

Список публікацій здобувача за темою дисертації

Статті у періодичних фахових журналах,

що проіндексовані у наукометричній БД SCOPUS (Q₃, Q₄):

1. Yakovenko, M., Nesterenko, O., Tytarenko, V., Bakulin, Y., Banakh, A., Vapnichna, V., Berchun, Y., Kaliukh, I. (2025). Application of geodetic methods to refine boundary conditions in digital twins of war-damaged multi-story buildings. *EUREKA: Physics and Engineering*, 5, 47–63. <https://doi.org/10.21303/2461-4262.2025.003951>
2. Yakovenko, M., Nesterenko, O., Stelmakh, D., Babik, K., Zorin, Y., Ben, I., & Horkovchuk, I. (2026). Assessing the Technical Condition of a War-Damaged Residential Building in Ukraine Based on Integrated Geodetic and Photogrammetric Surveys. *Fachbeiträge begutachtet AVN*, (1), 3-14. <https://doi.org/10.14627/avn.2026.1.1>
3. L. Lobanov, D. Stelmakh, I. Shkurat, O. Shutkevych, V. Savitsky, R. Toldo, A. Alessi., M. Yakovenko, & I. Horkovchuk (2026). High-precision Verticality Assessment of the Kyiv TV Tower Using UAV-RTK Photogrammetry. *Fachbeiträge begutachtet AVN*, (1), 34-41. <https://doi.org/10.14627/avn.2026.1.4>

Доповіді на конференціях, матеріали яких проіндексовано

у наукометричній БД SCOPUS (Q₄):

4. Tytarenko, V., Shuminskiy, V., Dombrovskiy, Y., Sirenko, A., Yakovenko, M., & Kaliukh, I. (2020, December). An impact of dynamic loading on the slopes in the Carpathian region of Ukraine. In *International Conference of Young Professionals «GeoTerrace-2020»* (Vol. 2020, No. 1, pp. 1-5). European Association of Geoscientists & Engineers. <https://doi.org/10.3997/2214-4609.20205761>
5. Shokarev, V., Syvko, I., Shokarev, E., Shokarev, A., & Yakovenko, M. (2021, May). Railway retaining walls under dynamic loading in the Carpathians foothill. In *Geoinformatics* (Vol. 2021, No. 1, pp. 1-6). European Association of Geoscientists & Engineers. <https://doi.org/10.3997/2214-4609.20215521004>
6. Yakovenko, M., Zorin, Y., Ben, I. & Nesterenko, O. (2025, October). Dynamic impact of military actions on slopes in densely built urban areas with low stability. In *International Conference of Young Professionals «GeoTerrace-2025»* (Vol.

2025, No. 1, pp. 1-5). European Association of Geoscientists & Engineers. Режим доступу: <https://doi.org/10.3997/2214-4609.202552030>

7. Yakovenko, M., Nesterenko, O., Berchun, Y. & Kaliukh, I. (2025, October). Monitoring of cracks formation in the existing dense development due to the new construction influence. In *International Conference of Young Professionals «GeoTerrace-2025»* (Vol. 2025, No. 1, pp. 1-5). European Association of Geoscientists & Engineers. Режим доступу: <https://doi.org/10.3997/2214-4609.202552012>

8. Yakovenko, M., Nesterenko, O., Tytarenko, V., Kurash, S. & Kaliukh, I. (2025, October). The slope deformations monitoring in the conditions of dense urban development. In *International Conference of Young Professionals «GeoTerrace-2025»* (Vol. 2025, No. 1, pp. 1-5). European Association of Geoscientists & Engineers. Режим доступу: <https://doi.org/10.3997/2214-4609.202552011>

*Статті, що входять до наукових періодичних фахових видань,
затверджених МОН України:*

9. Yakovenko, M., & Nesterenko, E. (2019). Огляд видів геодезичного моніторингу деформацій будівель і споруд в складних інженерно-геологічних умовах. *Сучасні проблеми Архітектури та Містобудування*, (55), 341–350.

<https://doi.org/10.32347/2077-3455.2019.55.341-350>

10. Yakovenko, M., & Nesterenko, E. (2020). Аналіз методів геодезичного моніторингу деформацій інженерних споруд та зсувних процесів ґрунтових масивів. *Сучасні проблеми Архітектури та Містобудування*, (56), 345–363.

<https://doi.org/10.32347/2077-3455.2020.56.345-363>

11. Ishchenko, Y., Slyusarenko, Y., Melashenko, Y., Yakovenko, M., & Ven, I. (2020). Геотехнічний моніторинг в умовах ущільненої міської забудови. *Наука та будівництво*, 25(3), 13-25.

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

12. Яковенко, М., Нестеренко, О., Зорін, Є., & Бень, І. (2021). Моніторинг сезонного розкриття тріщин на прикладі Національного заповідника «Софія Київська». *Сучасні проблеми Архітектури та Містобудування*, (61), 276–291.

<https://doi.org/10.32347/2077-3455.2021.61.276-291>

13. Яковенко, М. (2023). Щодо питань геодезичного обстеження будівель, що постраждали внаслідок воєнної агресії російської федерації. *Наука та будівництво*, 33(3-4). <https://doi.org/10.33644/10.33644/2313-6679-34-2022-4>
14. Лісений, О., Глуховський, В., Мар'єнков, М., Дубовик, С., Любченко, І., & Яковенко, М. (2023). 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*, 33(3-4). <https://doi.org/10.33644/10.33644/2313-6679-34-2022-6>
15. Зорін, Є., Яковенко, М., & Бень, І. (2023). Геодезичний моніторинг часових змін деформованого стану під час відновлення будівлі/споруди, що постраждала від бойових дій внаслідок воєнної агресії рф // *Наука та будівництво*, № 36(2). <https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2023-6>
16. Яковенко, М., Мелашенко, Ю., Зорін, Є., & Бень, І. (2023). Багаторічний моніторинг деформацій будівель і споруд геодезичними методами. *Наука та будівництво*, 37(3). <https://doi.org/10.33644/2313-6679-3-2023-8>
17. Сергійчук, В., Яковенко, М., Нестеренко, О., Зорін, Є., & Бень, І. (2024). Геодезичне забезпечення комплексу робіт з обстеження будівель, що постраждали внаслідок військових дій на прикладі ЖК «Династія» в м. Києві. *Наука та будівництво*, 40(2). <https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2024-1>
18. Зеленко, Є., Яковенко, М., Зорін, Є., Нестеренко, О., & Бень, І. (2025). Граничні деформації геометричних параметрів зерносовищ (металевих силосів) та оцінка їх технічного стану на основі геодезичних обстежень. *Наука та будівництво*, 42(4). <https://doi.org/10.33644/2313-6679-4-2024-3>
19. Яковенко, М. (2025). Інклінометричні технології моніторингу зсувних процесів ґрунтових масивів. *Наука та будівництво*, 43(1). <https://doi.org/10.33644/2313-6679-1-2025-6>
20. Яковенко, М., Бень, І., & Зорін, Є. (2026). Геодезичні дослідження конструкцій фасадних систем дитячої лікарні «Охматдит», пошкодженої внаслідок ракетного удару. *Наука та будівництво*, 45(3). <https://doi.org/10.33644/2313-6679-3-2025-6>

Статті у наукових виданнях та матеріалах конференцій:

21. Яковенко М. (2019) Огляд видів геодезичного моніторингу деформацій будівель і споруд в складних інженерно-геологічних умовах. ВМС-2019 – International Scientific-Practical Conference of young scientists "Build-Master-Class-2019" November 2019, Kyiv, Ukraine. Режим доступу: <https://www.researchgate.net/publication/394326647>
22. Яковенко М., (2020). Аналіз залежності сезонного розкриття тріщин в залежності від умов навколишнього середовища на прикладі Київського собору святої Софії. ВМС-2020 – International Scientific-Practical Conference of young scientists "Build-Master-Class-2020", November 2020, Kyiv, с. 152-153
Режим доступу: <https://www.researchgate.net/publication/394330315>
23. Яковенко, М. (2021). Просторова модель та розвиток деформацій в часі за результатами геодезичного моніторингу підпірної стіни. InterConf. (51) 962-972. <https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/interconf/article/view/11725>
24. Яковенко, М. (2021). Геодезичний моніторинг деформацій конструкцій огородження котловану та перекриттів при розробці котловану методом «up down» // Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції III Науково-практична конференція. 2021, Київ. 55-56. Режим доступу: <https://www.researchgate.net/publication/394311243>
25. Зорін, Є., Яковенко, М. (2021). Геодезичний контроль стійкості фундаментів при будівництві та експлуатації висотної будівлі за індивідуальним проектом // Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції III Науково-практична конференція. 2021, Київ. 93-94. Режим доступу: <https://www.researchgate.net/publication/394310770>
26. Яковенко, М. (2021). Метод моніторингу змін ширини розкриття тріщин за допомогою деформометра лінійного розширення «SDM 50/500» на базі індикатора годинникового типу ИЧ-10. InterConf, (75), 303-313. <https://doi.org/10.51582/interconf.19-20.09.2021.034>
27. Яковенко, М. (2023) Геодезичні методи контролю переміщень і деформацій при виконанні робіт з обстеження пошкоджених будівель. Всеукраїнська науково-практична конференція «Технічне обстеження

будівель і споруд із застосуванням прогресивних методів. Неруйнівний контроль у будівництві», Київ. Режим доступу:

<https://www.researchgate.net/publication/394324597>

28. Яковенко, М. (2024). Практичний досвід багаторічного моніторингу деформацій будівель і споруд інженерно-геодезичними методами // Міжнародний науково-технічний форум “Архітектура, Будівництво, Дизайн : Технологія, Енергетика, Менеджмент” 2024/10. Київ. 411-413. Режим доступу:

<https://www.researchgate.net/publication/394268215>

29. Yakovenko, M. (2025). Implementation of Digital Twins as a Method for Assessing Explosion Damage Based on Geodetic Data // International Conference “Synergy in Terra – 2025”. Режим доступу:

<https://www.researchgate.net/publication/394268342>

30. Yakovenko, M. (2025). Engineering and Geodetic Works during the Detailed Inspection of the Façade System of a Building Damaged as a Result of the Armed Aggression of the Russian Federation. BMC-2025 – International Scientific-Practical Conference of young scientists "Build-Master-Class-2025" November 2025, Kyiv, Ukraine. Режим доступу: <https://www.researchgate.net/publication/398941424>

Державні будівельні норми України:

31. ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд. [Чинний від 01.04.2017]. Вид. офіц. - Київ: Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. 38 с. Режим доступу:

https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=65024

32. СОУ ДП НДІБК В.1.3-02495431-020:2025 Особливості геодезичних досліджень при обстеженні пошкоджених будівель і споруд /ДП НДІБК, 2025.

SUMMARY

Yakovenko, M. Technologies for combining geodetic and inclinometric methods for monitoring deformations of buildings and structures. – Qualifying scientific work on manuscript rights.

Dissertation for obtaining the scientific degree of Philosophy Doctor of technical sciences in the specialty 193 – “Geodesy and Land Management”, field of knowledge 19 – “Architecture and Construction”. – Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv, 2026.

In the dissertation, an urgent scientific and applied problem has been solved – the development and implementation of a technology for combining geodetic and inclinometric methods for monitoring deformations of buildings and structures under complex engineering and geological conditions. The proposed technology has been adapted to wartime conditions, driven by the urgent need for large-scale assessments of damaged buildings and structures as part of preliminary technical condition evaluations, which may also be used for estimating material losses in the future. Based on monitoring data, refined geometric digital twins of damaged structures are developed and further used for numerical modelling of their stress–strain state with the aim of controlling their technical condition and generating recommendations for restoration.

Chapter 1 analyzes modern approaches to deformation monitoring, the factors influencing structural deformation, domestic and international experience in organizing monitoring systems, the relevant Ukrainian regulatory framework, and the concept of the digital twin. It is shown that individual geodetic or geotechnical methods do not provide comprehensive control over the “excavation support – soil mass – surrounding buildings” system. Therefore, the development of a combined monitoring technology integrating data into a unified deformation field is essential. The scientific and practical problem is formulated, and the purpose and objectives of the study are substantiated.

Chapter 2 provides theoretical justification for an integrated observation

approach within the “excavation support – soil mass – surrounding development” system. A technological scheme for combining geodetic and inclinometric deformation monitoring methods is developed. The dissertation introduces and describes methodologies for: monitoring horizontal deformations of excavation support structures using repeated direct linear-angular intersections; monitoring vertical displacements of building foundations using geometric leveling; crack monitoring with contact crack gauges; and inclinometric monitoring of slope deformations with identification of the active slip plane and its temporal evolution.

A scheme of unified spatio-temporal integration of monitoring data has been developed; a correlation matrix for combined monitoring has been introduced; and an approach to combining spatial and temporal approximations of deformation processes for forecasting purposes is substantiated. Special attention is given to the methodology for constructing a geometric digital shadow and a geometric digital twin as a foundation for the future digital transformation of monitoring systems.

Chapter 3 presents the results of experimental research. At an experimental site in Kyiv (2014–2019), combined deformation monitoring was carried out in the impact zone of a deep excavation on the slope of the Klov ravine. It was established that actual deformations of the excavation support (horizontal up to 65 mm) and foundation settlements (up to 39 mm) exceeded the design values. However, systematic monitoring and timely adjustments to project decisions prevented hazardous situations for adjacent buildings. A staged deformation pattern was recorded: first, the excavation support; then, slope movements within the soil mass (inclinometer boreholes); followed by building foundation settlements and the formation of structural cracks.

After 2022, the developed technologies were adapted to wartime conditions for assessing the state of damaged buildings, particularly in the city of Chernihiv, where significant damage to the reinforced concrete frame was recorded due to missile strikes. Monitoring of unstable structural elements was introduced; geodetic methods and a geometric digital twin were used to analyze deformations and control hazardous zones. The similarity between deformation profiles caused by blast loads and those

observed in excavation support deformations demonstrated the relevance of previously developed approaches. The proposed methodology for constructing a digital twin proved to be an effective tool for risk management and for supporting decisions on conservation, strengthening, or dismantling of damaged structures.

Chapter 3 demonstrates the evolution of monitoring technologies – from pre-war development of combined monitoring techniques in complex engineering and geological conditions to their adaptation for solving critical wartime challenges. The obtained results confirm the universality and flexibility of the proposed technology and its potential for international application in risk management systems under conditions of technogenic and military catastrophes.

Appendix A presents the results of practical and normative implementation of the dissertation outcomes. Recommendations and solutions to challenges arising during deformation monitoring under wartime conditions are formulated. The application of theoretical and methodological results in the development of the national standard DSTU-N B V.1.2-17:2016 “Guidelines for scientific and technical monitoring of buildings and structures” is demonstrated, along with the substantiation for creating a new Organizational Standard SOU DP NDIBK B.1.3-02495431-020:2025 “Specifics of geodetic investigations during the inspection of damaged buildings and structures.” The proposed approaches ensure the unification of geodetic methodologies for inspecting and monitoring damaged structures and create a practical basis for forming a modern national regulatory framework and resilient deformation control systems in wartime and post-war reconstruction periods.

Keywords: technologies for combining geodetic and inclinometric methods, deformation monitoring, geometric digital twin, buildings and structures, system approach.

ЗМІСТ

	Стр.
ЗМІСТ	13
ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ	15
ВСТУП	16
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СУЧАСНИХ ПІДХОДІВ ДО МОНІТОРИНГУ ДЕФОРМАЦІЙ І ОЦІНКИ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД	25
1.1. Огляд попередніх публікацій за темою дисертації	25
1.2. Нормативно-правове забезпечення моніторингу деформацій і оцінки технічного стану будівель та споруд	30
1.3. Основні методи моніторингу	34
1.4. Застосування теорії цифрових двійників для оцінки технічного стану пошкоджених будівель і споруд внаслідок військових дій	38
1.5. Висновок за розділом 1	41
РОЗДІЛ 2. МЕТОДИЧНІ ОСНОВИ КОМБІНУВАННЯ ГЕОДЕЗИЧНИХ ТА ІНКЛІНОМЕТРИЧНИХ МЕТОДІВ МОНІТОРИНГУ ДЛЯ СТВОРЕННЯ ЦИФРОВОГО ДВІЙНИКА	45
2.1. Комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу	45
2.1.1 <i>Технологія комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу</i>	45
2.1.2 <i>Методика моніторингу горизонтальних деформацій конструкцій огороження котловану</i>	49
2.1.3 <i>Методика моніторингу вертикальних деформацій та тріщин будівель оточуючої забудови</i>	56
2.1.4 <i>Методика моніторингу зсувних процесів територій між котлованом і існуючою забудовою</i>	73
2.1.5 <i>Оцінка ефективності технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу</i>	85
2.2. Методика побудови цифрового двійника	90
2.2.1 <i>Загальна класифікація цифрових двійників за рівнем інтеграції</i>	91
2.2.2 <i>Загальна класифікація цифрових двійників за рівнями розвитку</i>	95
2.2.3 <i>Прикладна методика побудови геометричного цифрового двійника пошкоджених будівель і споруд</i>	96
2.3. Висновок за розділом 2	99

РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ КОМБІНУВАННЯ ГЕОДЕЗИЧНИХ ТА ІНКЛІНОМЕТРИЧНИХ МЕТОДІВ МОНІТОРИНГУ ДЛЯ СТВОРЕННЯ ЦИФРОВОГО ДВІЙНИКА	102
3.1. Відпрацювання технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу на експериментальному полігоні	102
3.1.1 <i>Моніторинг горизонтальних деформацій</i>	104
3.1.2 <i>Моніторинг вертикальних деформацій і тріщин</i>	121
3.1.3 <i>Моніторинг зсувних процесів</i>	141
3.1.4 <i>Кореляційний аналіз технології комбінування</i>	161
3.1.5 <i>Застосування відпрацьованої технології на інших об'єктах</i>	164
3.1.6 <i>Аналіз та узагальнення результатів застосування технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій</i>	167
3.1.7 <i>Висновок до розділу 3.1</i>	171
3.2. Застосування технології для оцінки технічного стану пошкоджених будівель	172
3.2.1 <i>Адаптація технології для контролю стійкості схилу під впливом вибухових хвиль та влучань</i>	194
3.3. Побудова цифрового двійника пошкодженої будівлі	199
3.3.1 <i>Відпрацювання методики зворотного зв'язку ЦД ПБ</i>	207
3.4. Висновки за розділом 3	214
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	217
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	219
Додаток А. ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЙНОГО ДОСЛІДЖЕННЯ	237
А.1. Рекомендації та шляхи вирішення проблем, що виникають під час застосування методів моніторингу деформацій	237
А.2. Впровадження результатів дисертаційних досліджень у ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 “Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд”	239
А.3. Нормативне впровадження авторських досліджень: СОУ ДП НДІБК В.1.3-02495431-020:2025 Особливості геодезичних досліджень при обстеженні пошкоджених будівель і споруд	240
А.4 Підсумок рекомендацій та впровадження	241
Додаток Б. ДОВІДКИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ	243

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ

№ п/п	Скорочення	Пояснення
1.	BIM	Building Information Modeling (Інформаційне моделювання будівель)
2.	EN	Euroäische Norm (Європейський стандарт)
3.	Eurocode	Європейські норми проектування будівель і споруд
4.	InSAR	Interferometric Synthetic Aperture Radar (Супутникова інтерферометрія)
5.	IoT	Internet of Things (Інтернет речей)
6.	ISO	International Organization for Standardization (Міжнародні стандарти)
7.	LiDAR	Light Detection and Ranging (Світлове виявлення та вимірювання дальності)
8.	SHM	Structural health monitoring (Моніторинг здоров'я споруд)
9.	АЕС	Атомна електростанція
10.	БПЛА	Безпілотний літальний апарат
11.	ГАЕС	Гідроакумуюча електростанція
12.	ГЕС	Гідроелектростанція
13.	ГНСС	Глобальна навігаційна супутникова система
14.	ДБН	Державні будівельні норми
15.	ДП НДІБК	Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій
16.	ДСТУ	Державний стандарт України
17.	ДСТУ-Н	Настановчий Державний стандарт України
18.	ІС	Інклінометрична свердловина
19.	КНУБА	Київський національний університет будівництва і архітектури
20.	МСЕ	Метод скінченних елементів
21.	НДС	Напружено-деформований стан
22.	НТС	Науково-технічний супровід
23.	ПБ	Пошкоджені будівлі
24.	ПВГР	Проект виконання геодезичних робіт
25.	ПВМ	Програма виконання моніторингу
26.	РЕБ	Радіоелектронна боротьба
27.	САПР	Система автоматизованого проектування і розрахунку
28.	СКП	Середня квадратична похибка
29.	СНиП	Будівельні норми і правила (радянські стандарти)
30.	СОУ	Стандарт організації України
31.	ССЗ	Клас наслідків (відповідальності) споруд, значні наслідки
32.	ТС	Технічний стан
33.	ЦАФКБ	Цифровий аналог фактичної конструкції будівлі
34.	ЦД	Цифровий двійник

ВСТУП

Сучасні умови розвитку будівництва та експлуатації будівель і споруд вимагають впровадження високоточних і надійних систем для моніторингу напружено-деформованого стану. Інтенсивна урбанізація, ущільнення забудови, спорудження глибоких котлованів у складних інженерно-геологічних умовах, прояви зсувних процесів, а також значні пошкодження будівельної інфраструктури внаслідок військових дій на території України істотно підвищують ризики деформацій існуючих будівель та споруд і аварійних ситуацій. Це формує гостру потребу у вдосконаленні методики моніторингу технічного стану об'єктів та у створенні інструментів раннього попередження розвитку небезпечних деформацій.

Традиційні геодезичні методи (нівелювання, лінійно-кутові вимірювання, ГНС-спостереження) забезпечують високу точність фіксації переміщень та осідань, проте не дають повної інформації про внутрішню структурну поведінку ґрунтового масиву. З іншого боку, інклінометричні вимірювання – як один з найбільш інформативних методів геотехнічного контролю – дозволяють визначати просторову картину глибинних горизонтальних зміщень, що є ключовим фактором формування осідань фундаментів та тріщиноутворення в конструкціях. Однак окреме застосування цих методів не забезпечує комплексної оцінки деформаційного процесу, адже деформації споруди та ґрунтової основи є взаємопов'язаними і формують єдине деформаційне середовище.

Саме тому особливої **актуальності набуває розвиток технологій комбінування методів моніторингу**, що поєднують геодезичні та інклінометричні вимірювання у єдине інформаційне поле. Такий підхід дозволяє одночасно контролювати поверхневі та підповерхневі (глибинні) переміщення, визначати причинно-наслідкові зв'язки між деформаціями на будівельному майданчику, прилеглої території та оточуючої забудови, а також

створювати високоточні цифрові моделі для прогнозування поведінки об'єктів.

У науковій літературі останніх десятиліть наявні роботи, присвячені окремому застосуванню геодезичних або геотехнічних методів контролю. Проте комплексні дослідження, спрямовані на розроблення узгодженої технології комбінування цих методів, зустрічаються обмежено. Недостатньо опрацьованими залишаються такі питання, як: інтеграція часових рядів різної природи, кореляційний аналіз різних груп параметрів, верифікація узгодженості результатів, формування єдиного деформаційного поля «будівництво – території – існуюча забудова», використання результатів моніторингу для побудови цифрових моделей об'єктів, що піддаються деформаційному впливу.

Актуальність теми дослідження значно посилилася після 2022 року, коли велика кількість будівель і споруд в Україні зазнала різного ступеня пошкоджень внаслідок влучань, вибухових навантажень, динамічних впливів та втрати стійкості окремих елементів. Для об'єктивної діагностики і прийняття рішень щодо подальшої експлуатації, ремонту або демонтажу пошкоджених об'єктів необхідні точні дані про їх поточний стан і динаміку змін, що можуть бути отримані в ході інструментальних вимірювань. Технологія комбінування методів моніторингу дає змогу отримати детальну та надійну інформацію про поведінку таких конструкцій, що робить тему дисертації стратегічно важливою для індустріального післявоєнного відновлення.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Науково-дослідна робота виконувалась у Державному підприємстві «Науково-дослідному інституті будівельних конструкцій» (далі – ДП НДІБК). Зв'язок роботи з науковими програмами та практичними завданнями підтверджується тим, що частина досліджень виконувалася в рамках науково-технічного супроводу об'єктів нового будівництва у складних інженерно-геологічних умовах, а також у процесі обстеження і моніторингу пошкоджених

багатоповерхових будівель. Отримані результати були використані при розробленні нормативних документів та методичних рекомендацій у сфері геодезичного та геотехнічного моніторингу.

Мета і завдання дослідження. *Метою* роботи є розробка технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій будівель і споруд та адаптація розробленої технології до умов воєнного часу, зокрема для оцінки і контролю технічного стану пошкоджених будівель і споруд. Для досягнення мети дослідження було поставлено такі *завдання*:

- *проаналізувати й систематизувати* існуючу інформацію щодо сучасних, поширених та доступних в Україні геодезичних методів і приладів;
- *розробити* технологію комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій будівель і споруд;
- *дослідити* ефективність технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій будівель і споруд;
- *застосувати* розроблену технологію комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій будівель і споруд для інших об'єктів моніторингу;
- *адаптувати* технологію комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій будівель і споруд для оцінки і контролю технічного стану пошкоджених будівель і споруд;
- *дослідити* ефективність адаптованої технології комбінування для оцінки технічного стану пошкоджених будівель і споруд;
- *використати* отримані дані адаптованої технології комбінування для побудови *геометричних цифрових двійників* пошкоджених будівель і споруд;
- *вдосконалити* будівельну нормативну базу для моніторингу деформацій та оцінки і контролю технічного стану пошкоджених будівель і споруд.

Об'єкт дослідження – деформаційні процеси будівель, споруд та прилеглих територій в складних інженерно-геологічних умовах і в умовах

впливів воєнного часу.

Предмет дослідження – технологія комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій будівель і споруд, у тому числі адаптована до умов воєнного часу для оцінки і контролю технічного стану пошкоджених об'єктів.

Методи досліджень. Проведені дослідження ґрунтуються на результатах теоретико-методичних та технологічних наукових розробках, що мають концептуально важливе та принципове значення для розв'язання сформульованих задач дисертаційної роботи. У роботі використано методи теоретичних та експериментальних досліджень: порівняльний аналіз та математичне моделювання, математична статистика для обробки експериментальних моніторингових даних, експериментальні геодезичні методи.

Наукова новизна одержаних результатів міститься в наукових положеннях, що виносяться на захист та у яких:

1. *Уперше розроблено* науково обґрунтовану технологію інтегрованого застосування геодезичних та інклінометричних методів для моніторингу деформацій будівель і споруд у складних інженерно-геологічних умовах, що забезпечує підвищення точності та інформативності контролю.

2. *Уперше отримано* експериментальні докази ефективності запропонованої технології на спеціально створеному полігоні, що підтвердило її працездатність в реальних умовах деформування.

3. *Подальшого розвитку* набула методика практичного застосування розробленої технології для різних типів будівель і споруд, що дозволило розширити сферу її використання в складних інженерно-геологічних умовах.

4. *Уперше адаптовано* інтегровану технологію геодезичного й інклінометричного моніторингу для оцінювання та контролю технічного стану пошкоджених будівель і споруд, що дало можливість підвищити достовірність визначення їх просторово-деформаційного стану.

5. *Практично підтверджено* ефективність адаптованої технології на

прикладних об'єктів із пошкодженнями, що засвідчило її придатність для оперативного аналізу та прийняття інженерних рішень.

6. *Уперше використано* дані, отримані за адаптованою інтегрованою технологією моніторингу, для формування геометричних цифрових двійників будівель і споруд, що розширює можливості аналітичного моделювання їх деформаційної поведінки.

7. *Удосконалено* технологічні схеми комплексного моніторингу, які були покладені в основу розроблення нормативних документів, що регламентують моніторинг технічного стану будівель і споруд.

Достовірність отриманих результатів доведена експериментальною верифікацією на експериментальному полігоні та під час практичного застосування.

Практичне значення отриманих результатів.

1. Розроблено та впроваджено прикладну технологію інтегрованого застосування геодезичних та інклінометричних методів для моніторингу деформацій будівель і споруд, що забезпечує підвищення точності та оперативності контролю їх просторового стану в реальних умовах експлуатації.

2. Адаптовано технологію комплексного моніторингу для умов воєнного часу, що дало змогу ефективно оцінювати та контролювати технічний стан пошкоджених будівель і споруд, зокрема в ситуаціях, коли традиційні методи діагностики є обмеженими або недоступними.

3. Практично реалізовано використання отриманих моніторингових даних для побудови цифрових геометричних двійників, що розширює можливості подальшого аналізу, моделювання деформацій та підтримки прийняття інженерних рішень щодо відновлення або посилення конструкцій.

Реалізація роботи. Здобувач є співавтором нормативних документів України, де і *реалізовані* напрацювання дисертаційних досліджень: СОУ ДП НДІБК В.1.3-02495431-020:2025 «Особливості геодезичних досліджень при обстеженні пошкоджених будівель і споруд»; ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016

Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд.

Результати роботи були використані при розробці рекомендацій та технічних рішень в роботах:

1. Договір № 4628 від 28 грудня 2016 р. з КП «Дирекція з капітального будівництва та реконструкції «КИЇВБУДРЕКОНСТРУКЦІЯ» - Інженерно-геодезичний моніторинг стійкості схилу озера Глинка в районі провулку Академіка Філатова у Печерському районі м. Києва (ДП НДІБК);

2. Договір № 3998 від 20 квітня 2015 р. з КП «Дирекція будівництва шляхово-транспортних споруд м. Києва» - «Науково-технічний супровід будівництва об'єкту: «Будівництво об'єкту багатофункціонального призначення та комплексного благоустрою скверу на Поштовій площі окремою чергою будівництва у складі проекту «Реконструкція транспортної розв'язки на Поштовій площі у Подільському районі м. Києва» (ДП НДІБК);

3. Договір № 8228 від 11 квітня 2022 р. з КП «Київекспертиза» - Обстеження, оцінка технічного стану та придатності до подальшої експлуатації житлового будинку по проспекту Лобановського, 6-а в м. Києві з визначенням першочергових протиаварійних заходів для стабілізації несучих конструкцій (ДП НДІБК);

4. Договір № 8569 від 20 грудня 2022 року з ПрАТ «ГІПРОЦИВІЛЬПРОМБУД» - Капітальний ремонт (аварійно-відновлювальні роботи) житлового будинку по вул. В'ячеслава Чорновола, 15А в м. Чернігів, пошкодженого в результаті військових дій» (СРВ за ДК021:2015 код 45453000-7 Капітальний ремонт і реставрація) – здійснення інженерно-геодезичного дослідження деформаційних процесів конструкцій житлового будинку по вул. В'ячеслава Чорновола, 15А в м. Чернігів, пошкодженого в результаті військових дій (ДП НДІБК);

5. Договір № 8708/6011-52 від 31 березня 2023 року з Управлінням житлово-комунального господарства Чернігівської міської ради - Капітальний ремонт (аварійно-відновлювальні роботи) житлового будинку по вул. Генерала Белова, 37 корп. 3 в м. Чернігів, пошкодженого в результаті

військових дій» (Коригування) (СРV за ДК021:2015 код 45453000-7 Капітальний ремонт і реставрація) – здійснення інженерно-геодезичного дослідження деформаційних процесів конструкцій корпусу 3 житлового будинку на вул. Генерала Белова, 37 в м. Чернігів, пошкодженого в результаті військових дій (ДП НДІБК);

6. Договір № 8847 від 28 серпня 2023 року з КП виконавчого органу Київської міської ради «КИЇВЕКСПЕРТИЗА» - Обстеження житлового будинку по вул. Митрополита Василя Липківського, 37 В, який пошкоджено внаслідок військових дій (ДП НДІБК).

Особистий внесок автора в роботи, опубліковані у співавторстві.

Автором самостійно отримано основні результати дисертаційного дослідження. У наукових працях, опублікованих у співавторстві, здобувачем здійснено: у статтях [9, 10] – огляд та аналіз сучасних методів моніторингу деформацій будівель та споруд, виокремлено найефективніший шлях вирішення проблеми – технологія комбінування, у статтях [11, 12, 16] – проведено натурні дослідження деформацій будівель і споруд, виконані здобувачем особисто; з початком повномасштабної збройної агресії рф на території України брав участь у роботах з відновлення пошкоджених будівель у Чернігові, Києві, Бучі, Одесі [13, 14, 15, 17, 18, 20], під час проведення комплексу заходів з відновлення багатопверхових будівель розроблено методику геодезичних робіт з обстеження та технологію моніторингу нестабільних конструкцій [13, 15, 17], що згодом реалізовано як стандарт організації [32], на основі отриманих геодезичних даних та даних з оцінки технічного стану розроблено технологію цифрових двійників [1, 29] для комплексного оцінювання пошкоджень та дії вибухової хвилі на будівельні конструкції, що дає змогу приймати обґрунтовані рішення щодо відновлення; проведено дослідження з оцінки технічного стану багатопверхових будівель та споруд технологією комбінування геодезичних та фотограмметричних методів [2, 3], на основі досліджень на науковому полігоні запропоновано технологію моніторингу стійкості схилів зі слабкими

грунтами в умовах динамічних навантажень від воєнних дій [6].

Апробація результатів дисертації. Результати дисертації обговорювалися і доповідалися на дев'яти міжнародних та всеукраїнських наукових та науково-практичних конференціях: International Conference of Young Professionals – GeoTerrace-2020 (Львів, 2020); Geoinformatics2021 (Київ, 2021); International Conference of Young Professionals – GeoTerrace-2025 (Львів, 2025); International Scientific-Practical Conference of young scientists "Build-Master-Class-2019" (Київ, 2019); International Scientific-Practical Conference of young scientists "Build-Master-Class-2020" (Київ, 2020); Будівлі та споруди спеціального призначення: сучасні матеріали та конструкції III Науково-практична конференція (Київ, 2021); Всеукраїнська науково-практична конференція «Технічне обстеження будівель і споруд із застосуванням прогресивних методів. Неруйнівний контроль у будівництві» (Київ 2023); Міжнародний науково-технічний форум “Архітектура, Будівництво, Дизайн : Технологія, Енергетика, Менеджмент” (Київ 2024); International Conference “Synergy in Terra – 2025” (Львів 2025).

У повному обсязі дисертація доповідалася 20 листопада 2025 р. на розширеному науково-технічному семінарі кафедри Геоінформатики і фотограмметрії та кафедри Інженерної геодезії КНУБА.

Публікації. Основні наукові результати дисертаційної роботи опубліковані у 30 публікаціях у професійних фахових виданнях, серед яких 3 статті у періодичних закордонних фахових журналах та 5 доповідей на конференціях, що проіндексовані у наукометричній базі SCOPUS; 12 статей у наукових фахових періодичних виданнях з технічних наук, рекомендованих Міністерством освіти і науки України. Серед публікацій, які додатково відображають наукові результати дисертації, 10 публікацій у збірниках матеріалів наукових конференцій, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації та додатково відображають наукові результати дисертації.

Структура й обсяг дисертації. Дисертаційна робота містить анотацію, вступ, три розділи, висновки, список використаних джерел, додатки.

Загальний обсяг дисертації 245 сторінок, обсяг основного тексту 203 сторінки. Робота містить 33 таблиці, 88 рисунків, 2 додатки на 9 сторінках. Список використаних джерел складається зі 189 найменувань на 18 сторінах.

РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СУЧАСНИХ ПІДХОДІВ ДО МОНІТОРИНГУ ДЕФОРМАЦІЙ І ОЦІНКИ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

1.1. Огляд попередніх публікацій за темою дисертації

Моніторинг деформацій інженерних споруд в Україні започатковано ще за радянських часів, коли точність геодезичних вимірювань відповідала точності державних мереж, а практичний досвід накопичувався на промислових об'єктах — електростанціях, мостах, метрополітені та гірничих виробках. Надалі вітчизняні фахівці інтегрували сучасні світові технології: ГНСС-спостереження, наземне й повітряне лазерне сканування, автоматизоване гідронівелювання, роботизовані тахеометри та інклінометри.

Суттєвий внесок у розвиток геодезичного моніторингу зробили дослідники КНУБА. Проф. Шульц Р.В. у своїх працях [3–6] розглядає інтерполяційні та апроксимаційні моделі для аналізу переміщень, застосовує ГНСС з фільтром Калмана для фільтрації динамічних спостережень та демонструє можливості лазерного сканування для моніторингу пам'яток і споруд. Проф. Войтенко С.П. у праці «Інженерна геодезія» [7] систематизує методи та засоби моніторингу деформацій, у роботах [8–10] подає алгоритми визначення кренів за даними сканування та імовірно-статистичні моделі для підвищення достовірності оцінки деформацій. Чибіряков В.К. та Староверов В.С. у [11] запропонували метод визначення дисперсій осадок ґрунтових основ, а в [12] розглянули актуальні проблеми контролю деформацій магістральних трубопроводів. Проф. Анненков А.О. у працях [3–6], [13–17] висвітлює сучасні підходи до моніторингу, зокрема інтеграцію геодезичних вимірювань у ВІМ-системи для аналізу деформацій у реальному часі та розвиток ГНСС-технологій у задачах моніторингу інженерних споруд. Монографія Барана П.І. [18] містить практичні матеріали моніторингу деформацій телевежі, об'єкта «Укриття» Чорнобильської АЕС, ГЕС та інших складних споруд.

Вагомий внесок зроблено вченими НУ «Львівська політехніка». Професор,

заслужений діяч науки і техніки Третяк К.Р. створив високоточні геодезичні мережі в Антарктиді та системи моніторингу гребель ДніпроГЕС і Дністровської ГЕС [19, 20]. Впровадив інтегровані системи автоматизованого геодезичного моніторингу за допомогою тахеометрів, ГНСС, інклінометрів, на Дніпровському каскаді ГЕС [21, 22].

У дисертації Брусака І.В. [23] досліджено вплив сейсмічності та атмосферних навантажень на стабільність ГНСС-пунктів. Проф. Бурак К.О. [24] розвинув методи мікронівелювання, безштативного нівелювання трубопроводів та автоматизовані системи деформаційних вимірювань.

У ДП НДІБК розвиток моніторингу деформацій (у тому числі геодезичного) сформувався у відділі основ і фундаментів, створеному у 1976 р. на базі підрозділу, котрий з 1962 р. займався теорією розрахунку будинків на неоднорідних основах. Підрозділ працював під керівництвом Клепікова С.М. – основоположника наукової школи з деформацій будівель і споруд на просідаючих ґрунтах. У відділі виконували дослідження взаємодії основ і фундаментів, розрахунки деформацій та їх експериментальне підтвердження, що дало змогу підбирати ефективні фундаментні конструкції для різних інженерно-геологічних умов. На цій базі сформувалася група інструментальних досліджень деформацій будівель і споруд, яка запровадила систематичні вимірювання деформацій фундаментів різними методами, у тому числі геодезичними. Надалі лабораторія інструментальних досліджень, спираючись на накопичений досвід, продовжила виконання інженерних, геодезичних і геотехнічних спостережень на об'єктах різної складності по всій території України. Наразі відділ основ і фундаментів очолює к.т.н. Мелашенко Ю.Б., автор низки ДСТУ та ДБН. Під його керівництвом виконується ряд науково-технічних робіт, зокрема з геодезичного моніторингу деформацій будівель і споруд. Лабораторію інструментальних досліджень очолював Бень О.В., співавтор ДСТУ Б В.2.1-30:2014 «Ґрунти. Методи вимірювання деформацій основ будинків і споруд» [109] та ДБН В.1.3-2:2010 «Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Геодезичні роботи у

будівництві. Зміна № 1» [108]. Проф. Калюх Ю.І. присвятив моніторингу деформацій будівель і споруд низку публікацій: у [25] він подає індивідуальний підхід до дистанційного моніторингу на прикладі пам'ятки архітектури України «Лівандійський палац», а у [26] розглядає моніторинг деформацій будівель в умовах щільної міської забудови та шляхи вирішення відповідних інженерних задач. Під його науковим керівництвом розроблено перший в Україні будівельний норматив з моніторингу - ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 «Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд» [110]. Проф. Винников Ю.Л. досліджує деформації фундаментів на основі розрахунків і натурних геодезичних спостережень; результати узагальнено в роботах [27, 28]. Автор, у пошуках найбільш достовірної методики визначення осідань будівель на набивних палях у пробитих свердловинах у складі стрічкових ростверків за умов замокання лесових ґрунтів, здійснив комплекс довготривалих натурних спостережень і порівняв їх із розрахунковими даними. Це дозволило уточнити закономірності деформацій основ у часі, оцінити вплив водонасичення на несучу здатність палей і розробити практичні рекомендації щодо моніторингу та прогнозування осідань у таких інженерно-геологічних умовах.

У світовій практиці значний внесок зробили J.F.A. Moore [29], який узагальнив методи моніторингу будівель, та професор Принстонського університету Branko Glisic [30], який ввів поняття SHM та продемонстрував застосування волоконно-оптичних датчиків. Roberto Tomás [31, 32] розвинув застосування InSAR для відстеження зсувних процесів.

У галузі геотехнічного моніторингу інклінометрії значний досвід представлено у працях John Dunicliff [33], Victoria Bennett [34–36], Marco Scaioni [37, 38].

Серед міжнародних досліджень моніторингу споруд слід відзначити внесок Kanay Rysbekov у моніторинг родовищ та висотних споруд [39, 40], Hasan Nakan Yavasoglu у дослідження точності даних моніторингу гребель [41], Ana Anquela — у високоточний моніторинг історичних об'єктів [42], Luigi Fregonese — у геодезичні обстеження архітектурної спадщини [43], Devendra

Kumar Yadav — у моніторинг схилів і кар'єрів [44].

У сучасних дослідженнях цифрових технологій акцент зміщується на інтеграцію багатоджерельних даних. Ряд робіт (Kaliukh, Dunin, Marienkov та ін. [49–53]) демонструють застосування цифрових моделей для оцінки технічного стану споруд, у тому числі в умовах військових дій.

Автоматизований збір даних для BIM-моделювання розглянуто у роботах Tang [70], Kim [71, 72], Guo і Wang [73], Tan і Li [74]. Методи геометричної реконструкції детально представлені у Fathi і Brilakis [66], Zolanvari і Laefer [82], Truong-Hong [85]. Геодезичні методи верифікації цифрових моделей наведено у Nguyen і Choi [79], Puri і Turkan [78], Elberink і Vosselman [84].

Штучний інтелект та машинне навчання інтегруються з класичними моделями у роботах Y. Li [87], Chakraborty і Adhikari [89], Han [61], а автоматичний аналіз зображень для діагностики дефектів — у роботах Jiang [95], Tan [96], Wu [97], Nath і Behzadan [100].

Таким чином, огляд літератури показує, що в Україні та світі сформувалася потужна наукова база з моніторингу деформацій, яка охоплює геодезичні, геотехнічні, інклінометричні та цифрові технології. Їх інтеграція створює підґрунтя для впровадження технології комбінованих методів моніторингу, що становить основу для подальших досліджень у цій дисертації.

Підсумовуючи проаналізовану літературу можна зробити наступні висновки:

1. Вітчизняна школа моніторингу деформацій має глибокі історичні корені – її становлення почалося ще у радянський період, коли формувалася нормативна база та технологічна культура високоточного геодезичного контролю за спорудами.

2. Сучасний етап розвитку характеризується активним упровадженням інновацій: ГНСС-технологій, лазерного сканування, автоматизованого нівелювання, дистанційних сенсорів і роботизованих систем, що інтегруються у цифрові моделі об'єктів.

3. Наукові школи України (ДП НДІБК, КНУБА, Львівська політехніка)

заклали не тільки методичні основи геодезичного моніторингу, а і розробили відповідні нормативні документи в будівельній галузі України. Їхні дослідження охоплюють питання точності, автоматизації, математичного моделювання та взаємодії з геотехнічними параметрами.

4. Дослідження зарубіжного досвіду застосування інклінометричних спостережень для виявлення зсувних процесів в середині ґрунтових мас дозволяє припустити, що у поєднанні із геодезичними методами контролю деформацій, це дозволить комплексно оцінювати деформаційні процеси в межах деформаційного поля - «будівництво – територія – будівлі існуючої забудови».

5. Провідні зарубіжні дослідники (Moore, Glisic, Tomás, Dunicliff, Scaioni та ін.) розвинули концепції «моніторинг здоров'я споруд» та комплексного моніторингу, зокрема за допомогою волоконно-оптичних, інклінометричних і супутникових технологій, а також методів InSAR.

6. Цифрові двійники стали логічним продовженням розвитку моніторингових систем. Роботи Kaliukh, Marienkov, Li, Chakraborty, Nan та інших [49–107] демонструють перехід від окремих вимірювальних систем до інтегрованих цифрових середовищ, які поєднують геодезичні дані, машинне навчання й чисельне моделювання.

7. Попри значний прогрес існують наукові прогалини – зокрема відсутність методики комплексного підходу до моніторингу деформацій для створення єдиного деформаційного поля, відсутність методики моніторингу створення цифрових двійників пошкоджених будівель і споруд на основі геодезичних досліджень.

8. Узагальнюючи, можна стверджувати, що поєднання геодезичних та інклінометричних технологій є перспективним напрямом для створення цифрових двійників деформацій інженерних споруд, здатних забезпечити комплексну оцінку їх технічного стану, прогнозування та підтримку рішень щодо безпечної експлуатації.

1.2. Нормативно-правове забезпечення моніторингу деформацій і оцінки технічного стану будівель та споруд

Система нормативно-правового регулювання моніторингу деформацій в Україні охоплює комплекс документів, які визначають вимоги до організації спостережень, точності вимірювань, методів оцінки технічного стану об'єктів і критеріїв безпечної експлуатації. Вона формується з державних будівельних норм (ДБН) і Настанов, державних стандартів України (ДСТУ), галузевих нормативних документів (СОУ), а також методичних настанов та міжнародних рекомендацій ISO, EN і Eurocode.

Основними нормативними актами, що регулюють геодезичне забезпечення будівництва та моніторингу деформацій, є:

ДБН В.1.3-2:2010 «Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Геодезичні роботи у будівництві» (зі зміною №1) [108]. Документ установлює вимоги до точності геодезичних вимірювань, побудови мереж, контролю геометричних параметрів конструкцій і споруд у процесі будівництва та експлуатації.

ДСТУ Б В.2.1-30:2014 «Ґрунти. Методи вимірювання деформацій основ будинків і споруд» [109], який визначає методику проведення вимірювань осідань і горизонтальних переміщень будівель за допомогою геодезичних засобів.

ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 «Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд» [110], де систематизовано підходи до моніторингу технічного стану споруд, класифіковано типи спостережень і встановлено вимоги до автоматизованих систем збору та аналізу даних.

ДБН В.1.2-14:2018 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів» [111] та ДБН В.1.2-5:2007 «Науково-технічний супровід будівництва» [112] регламентують процеси моніторингу в контексті оцінки надійності та безпечності конструкцій.

ДБН В.2.1–10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення» [113], визначає правила розрахунку, проектування та контролю

деформацій основ і фундаментів. У документі наголошено на необхідності врахування інженерно-геологічних умов, що є особливо важливим при використанні даних геодезичного моніторингу для оцінки стійкості основ.

ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва» [114], містить вимоги щодо організації контролю геометричних параметрів під час виконання будівельно-монтажних робіт, у тому числі спостережень за деформаціями конструкцій у процесі будівництва, що створює нормативні передумови для систематичного моніторингу.

Закон України «Про регулювання містобудівної діяльності» [115] визначає правові та організаційні засади планування і забудови територій.

Закон України «Про топографо-геодезичну і картографічну діяльність» [116] закладає правові основи виконання геодезичних робіт, стандартизації вимірювань і використання результатів геодезичних даних в системах державного нагляду.

Закон України «Про метрологію та метрологічну діяльність» [117] гарантує єдність вимірювань і точність метрологічного забезпечення при виконанні геодезичних та інших інженерних спостережень, що є ключовим для достовірності моніторингу деформацій.

Для геотехнічного моніторингу, що включає інклінометричні спостереження, застосовуються стандарти серії ISO 18674, які регламентують вимірювання переміщень і оцінку деформацій у ґрунтових масивах та інженерних спорудах.

ISO 18674-1:2015 «Geotechnical investigation and testing – Geotechnical monitoring by field instrumentation – Part 1: General rules» [118] встановлює базові принципи організації та виконання геотехнічного моніторингу, зокрема порядок збору, аналізу й інтерпретації результатів польових вимірювань. Документ охоплює всі основні типи спостережень, що виконуються під час досліджень ґрунтів і гірських порід, у процесі проектування, а також до, під час і після будівництва. Особлива увага приділена оцінюванню поведінки ґрунтів при зміні рівноваги після впливу інженерних робіт (навантаження на

фундамент, розробка котлованів, проходка тунелів), визначенню стійкості, експлуатаційної придатності та безпеки споруд.

ISO 18674-3:2017 «Geotechnical investigation and testing – Geotechnical monitoring by field instrumentation – Part 3: Measurement of displacements across a line: Inclinometers» описує процедури вимірювання зміщень по лінії за допомогою інклінометрів, що є основними приладами для контролю горизонтальних переміщень у геотехнічному моніторингу. Стандарт передбачає застосування інклінометричних систем для перевірки проєктних геотехнічних рішень, моніторингу природних і штучних схилів, котлованів, фундаментів, дамб, тунелів і сміттєзвалищ, а також для ідентифікації активних площин зсуву.

ISO/CD 18674-9 «Geotechnical investigation and testing – Geotechnical monitoring by field instrumentation Part 9: Measurement of displacements by geodetic means» (у розробці) встановлює методику вимірювання переміщень за допомогою геодезичних приладів – тахеометрів, нівелірів і систем дистанційного зондування. Документ регламентує застосування супутникової та наземної радіолокаційної інтерферометрії (InSAR), лазерного сканування та GNSS-методів як складових геотехнічного моніторингу.

ISO/CD 18674-6 «Geotechnical investigation and testing – Geotechnical monitoring by field instrumentation Part 6: Measurement of settlement — Hydraulic systems» (у розробці) визначає правила вимірювання осідань споруд за допомогою систем гідравлічного нівелювання. Стандарт поширюється на моніторинг осідань у насипах, котлованах, тунельних конструкціях, залізничних і дорожніх об'єктах, а також під час будівництва або інших процесів, що впливають на стійкість основ.

Українські нормативи, що передбачають геотехнічні вишукування у тому числі й інклінометричні:

ДБН А.2.1-1-2008 «Інженерні вишукування для будівництва» [115] регламентує порядок і склад геодезичних та геотехнічних вишукувань, на основі яких здійснюється оцінка деформаційних процесів у ґрунтах та основах

споруд.

ДБН В.1.1-45:2017 «Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення» [116] встановлює вимоги до проектування, зведення та експлуатації споруд у складних геологічних умовах – на зсувонебезпечних схилах, у зоні підтоплення або техногенного впливу, де особливо важливими є дані геотехнічного моніторингу.

Оцінка технічного стану регламентується системою нормативних документів, серед яких варто відмітити наступний:

ДСТУ 9273:2024 «Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість» [124]. Цей стандарт розроблено для того, щоб забезпечити надійну та безпечну експлуатацію будівель і споруд, використовуючи стандартизовані процедури оцінювання.

У цих документах визначено методи інструментальних спостережень, критерії граничних станів, класифікацію пошкоджень і алгоритм прийняття рішень про подальшу експлуатацію споруди. У новітніх підходах (зокрема в стандартах серії ISO та EN 1990) акцент робиться на прогностичній оцінці ризиків і залишкового ресурсу, що узгоджується з концепцією цифрового двійника як платформи інтеграції даних моніторингу.

Попри наявність розгалуженої нормативної системи залишається потреба в її актуалізації відповідно до сучасних цифрових технологій моніторингу. Зокрема:

- відсутні чіткі вимоги до інтеграції геодезичних і інклінометричних систем у єдиному інформаційному середовищі;
- не визначено формати представлення даних для цифрових двійників у державних будівельних нормах;
- необхідне впровадження єдиних критеріїв точності, періодичності та просторової узгодженості вимірювань для систем моніторингу в реальному часі.

Розроблення стандартів нового покоління має базуватись на принципах

ВІМ-технологій, інформаційного моделювання споруд та цифрових двійників. У межах дисертаційного дослідження доцільно запропонувати структуру нормативного регламенту, який би забезпечував можливість стандартизованого поєднання геодезичних і інклінометричних даних у цифрових системах моніторингу.

1.3. Основні методи моніторингу

Вперше в Україні моніторинг деформацій було запроваджено при будівництві та експлуатації першої української Дніпровської ГЕС в м. Запоріжжі, що зводилась у 1932-1939 роках. В регламенті експлуатації було зазначено про необхідний моніторинг, для цього під час будівництва було передбачено спостережну станцію, котра використовувалась для спостережень спеціальною гідротехнічною службою.

В післявоєнні часи (в 50-60 роках) при масштабній відбудові здійснювали моніторинг під час будівництва відповідальних будівель та споруд, а саме гідротехнічних та теплоелектростанцій, промислових підприємств.

При будівництві метрополітену у Києві необхідність моніторингу виникла через складності у будівництві (складний рельєф місцевості, пливуні, що розмили підземні пласти). До того ж перші станції метро будувалися під урядовими кварталами, що могли зазнати впливу від будівництва. Моніторинг проводився та проводиться й наділі за житловими та адміністративними будівлями, що знаходяться поруч з метрополітеном. Моніторинг проводиться стихійно – в тих місцях, де проводяться будівельні роботи та у тих місцях, де після завершення будівельних робіт розвиток деформацій не затухав.

Пізніше, на загальнорадянському рівні було прийнято СНиП III-2-75 (Будівельні норми і правила – Геодезичні роботи в будівництві, прийнятий у 1975 році). У документі був розділ, присвячений моніторингу деформацій будівель при зведенні, який називався «Геодезичні спостереження за переміщеннями і деформаціями будівель і споруд». У цьому розділі зазначалося необхідне обладнання, вимоги до точності та ін.

Суттєвої актуальності моніторинг деформацій почав набувати при цивільному будівництві на початку 2000-х років. У містах України почалися з'являтися приватні будівельні майданчики, де будували сучасне житло під реалізацію. В цей час набуло актуальності будівництво нетипового, ексклюзивного планування. В Україні почали зводити хмарочоси у щільній міській забудові, що викликало вплив на існуючі будівлі та занепокоєння мешканців цих будівель, через що виникла необхідність регулярного моніторингу.

У продовж років незалежності України на державному рівні почали піклуватися про національну культурну спадщину та намагалися її уберегти від вікової руйнації. Злучалися фахівці для налагодження процесу тривалого моніторингу, моніторинг триває досі, та буде продовжуватися й надалі. За результатами моніторингу у проблемних місцях проводять підсилювальні заходи, що дозволяють уберегти історичні споруди від руйнації.

Окрім осучаснення нормативних вимог та інструкцій в процесі розвитку моніторингової діяльності будівель і інженерних споруд змінилися і технології та методики, що дало змогу ефективніше виконувати поставлені завдання. Якщо за радянських часів для моніторингу вертикальних переміщень залучалися оптичні нівеліри (для геометричного нівелювання) та теодоліти (для тригонометричного нівелювання) то наразі доступні лазерні та цифрові нівеліри, а для тригонометричного нівелювання використовуються тахеометри, які можуть працювати по закріпленим світловідбивачам. Для моніторингу горизонтальних переміщень використовувалися теодоліти у комплекті з рулетками або світлодалекомірами, наразі функції теодоліта, далекоміра та нівеліра може виконувати тахеометр, це дає змогу знизити кількість залученого персоналу та надає перевагу у затратах часу на проведення вимірювань. Обчислювальна техніка та програмне забезпечення дозволяє точно та детально оцінити рівень деформаційних процесів та представити наявність деформаційних процесів у графічному вигляді за необхідними параметрами.

Інноваційні здобуття XXI століття – лазерний сканер (наземний чи повітряний), ГНСС-приймачі, роботизовані тахеометри та датчики дистанційного моніторингу дали змогу об'єднувати результати вимірювань у багатозадачний комплекс, що може інформувати і взаємно контролювати передану інформацію.

Окрім підвищення зручності використання, оперативності отримання результатів та рівня деталізації спостережень, сучасний інноваційний розвиток суттєво покращив точність оцінювання деформаційних процесів. Вимоги до точності вимірювань, як правило, визначаються Програмою моніторингу відповідно до чинних нормативних документів і проєктних вимог. Залежно від заданих показників точності здійснюється обґрунтований вибір методів спостережень, технологій та вимірювального обладнання. З урахуванням складності інженерно-геологічних умов і класу відповідальності об'єкта моніторингу встановлюється необхідна точність фіксації переміщень, що забезпечує своєчасне виявлення небезпечних тенденцій та прийняття інженерних рішень щодо запобігання можливим загрозам.

Головною причиною актуальності розвитку моніторингу в Україні є забезпечення безпечного будівельного виробництва та безпечної експлуатації будівель і споруд із мінімальними ризиками. До того ж кожного дня науковці світу розробляють нові технології будівництва, змінюються архітектурні смаки та вимоги до будівельного продукту. Із впровадженням інноваційних підходів у будівельне виробництво геодезичне забезпечення, як його невід'ємна складова, також повинно розвиватися відповідно до сучасного рівня технологічного оснащення. Відставання у впровадженні інноваційних методів і засобів вимірювань унеможливорює забезпечення вимог точності, оперативності та інформаційної повноти, що висуваються сучасними будівельними процесами.

Щороку світові виробники геодезичного обладнання створюють нові технології та модернізують існуючі. Технології ГНСС за часи свого існування розширили можливості настільки, що на сьогодні можливо отримати точність

визначення координат на місцевості до 2 мм. ГНСС-приймачі сьогодні можливо зустріти вбудовані в тахеометр, в БПЛА (у комбінації з цифровою камерою або лазерним сканером), також встановлюють такі приймачі на автомобілі (теж разом з лазерним сканером), і навіть на наплічні рюкзаки, разом з камерами та лазерними сканерами. Ці всі мобільні пристрої дозволяють за короткий період часу зібрати велику кількість інформації. Технології дистанційного керування дозволяють створювати спостережні мережі пристроїв, що відповідають за визначення різних характеристик деформацій та отримання даних в режимі реального часу. Такі системи встановлюють на відповідальні об'єкти будівництва (ССЗ), наприклад в Києві такі зустрічаються на об'єктах: пішохідний міст на Володимирську гірку, на новому Подільському мостовому переході, Національний музей Голодомору-геноциду та на експериментальних хмарочосах (101 Tower).

До сучасних технологій таких як, ГНСС-приймачі, лазерні сканери, датчики дистанційного збору інформацій (динамометри, датчики нахилу, інклінометри, датчики розкриття тріщин) необхідне спеціальне програмне забезпечення, що надасть можливість обробляти та передавати інформацію про переміщення. Таке програмне забезпечення має високу вартість, а також деякі виробники стягують абонентську плату за користування. Зазвичай кожен з виробників пропонує до свого обладнання програмний комплекс, але виникає проблема, тоді коли прилади різних виробників і, відповідно, потрібна програма для спільної обробки інформації та об'єктивного аналізу. Такі програмні комплекси можуть розроблятися індивідуально під кожен об'єкт, але знову ж таки, індивідуальний підхід вимагає окремих фінансових вкладень, що впливає на збільшення вартості моніторингу. Так окрім програмного забезпечення, що йде до кожного інструменту для зчитування обробки даних, потрібно ще й програмне забезпечення для кореляції даних всього спостережного комплексу. Тому сучасне геодезичне обладнання в Україні до війни знайшло застосування тільки на об'єктах енергетики. Окремі його пристрої працюють як елементи автоматизованих систем моніторингу на ГЕС дніпровського каскаду (Київська,

Канівська, Дніпровська) та на Дністровській ГАЕС, а також на українських АЕС (Чорнобильська, Рівненська, Хмельницька).

Методика використання для максимальної ефективності отримання інформації та ж відсутня. Якщо, наприклад, з ручними методами моніторингу, що використовуються вже 80-90 років на території України, є чіткі інструкції як до підбору методів спостереження, так і до вимог точності (зрозуміло який потрібно прилад, яким методом робити зйомку, є методи зрівнювання вимірювань і так далі), то з сучасним обладнанням ми знаємо про їх можливості, але для виконання якісних робіт, що дозволять отримати максимальний ефект від результату потрібно розробити технології комбінування спостережень. Наприклад – під час спостереження ГЕС [20] до автоматизованих лінійно-кутових вимірювань йде доповненням ГНСС-спостереження, це дозволяє контролювати стійкість спостережних пунктів. Ймовірно, ця техніка була підібрана тому, що відсутні опорні пункти, за допомогою яких тахеометр може контролювати своє положення, оскільки вони знаходяться безпосередньо в зоні впливу. Таке рішення комбінації дозволяє усунути локальні недоліки окремих технологій. Тож на цьому прикладі можемо говорити про необхідність удосконалення методів шляхом застосування системного підходу, що дозволить комплексно вирішити ряд задач та усунути недоліки окремих приладів.

1.4 Застосування теорії цифрових двійників для оцінки технічного стану пошкоджених будівель і споруд внаслідок військових дій

Цифровий двійник – це програмно-аналітична модель фізичного об'єкта. Цифровий двійник відтворює геометрію, структуру об'єкта спостережень, його динаміку та взаємодію із зовнішнім середовищем у реальному часі. Ключова особливість ЦД полягає у постійному оновленні на основі даних, отриманих з різних сенсорних систем та геодезичних спостережень у режимі онлайн та офлайн.

Поняття цифрового двійника бере початок із аерокосмічних досліджень

NASA у 1970-х роках [45–48], де воно використовувалося для відтворення параметрів космічних апаратів. У сучасному розумінні цифрові двійники стали фундаментом концепції Індустрії 4.0, забезпечуючи віртуальне моделювання, аналіз та керування фізичними системами. З 2017 року ця технологія входить до переліку провідних інноваційних трендів, а у сфері цивільного будівництва вона охоплює повний життєвий цикл споруд – від проектування до експлуатації й демонтажу [49–53].

У будівельній галузі цифрові двійники поєднують BIM-технології, Інтернет речей (IoT), машинне навчання та геодезичний моніторинг. Вони дозволяють отримувати дані про технічний стан споруд, прогнозувати деформації та оптимізувати процеси відновлення.

Так, S. Kaewunruen із колегами [54] створили цифровий двійник транспортної інфраструктури, інтегрувавши часові, фінансові й екологічні параметри у 6D-модель. Y. Pan та ін. [55] розробили систему, де BIM поєднано з машинним аналізом даних для управління ризиками, а J. Zhang із співавт. [56] удосконалили застосування двійників на рівні будівель, забезпечивши керування технічними процесами через цифрові сенсорні дані.

Подібні рішення були масштабовані до рівня «розумного міста». Наприклад, Y. Nam та ін. [57] застосували цифрового двійника для оцінки ризиків при екстремальних погодних впливах, а A. Francisco [60] і T. Han [61] – для енергетичного менеджменту та управління евакуацією.

Геодезичні технології становлять основу точного цифрового відтворення пошкоджених об'єктів. Традиційно контроль стану будівель здійснювався контактними методами – нівелюванням та лінійно-кутовими вимірюваннями [66]. Однак сучасні безконтактні методи – лазерне сканування, фотограмметрія, LiDAR та InSAR – дозволяють отримувати хмари точок із мільйонами вимірювань з точністю до кількох міліметрів [67–70].

Дослідники M.-K. Kim [71, 72], Guo [73], Tan [74] та Maalek [75] запропонували методи автоматизованої оцінки геометричної якості збірних конструкцій через зіставлення хмар точок з BIM-моделями. Такі алгоритми

забезпечують перехід від геодезичного обстеження до семантичного цифрового представлення об'єкта – ЦАФКБ.

У подальших дослідженнях [80–86] було вдосконалено алгоритми оцінки фасадів, розпізнавання дефектів і визначення ступеня відповідності між цифровими та натурними моделями. Це створює базу для побудови цифрових двійників, здатних інтегрувати геодезичні, інклінометричні та структурні дані в єдине інформаційне середовище.

Повномасштабна війна в Україні призвела до руйнування понад 250 000 житлових будівель, 4 000 освітніх і 1 000 медичних закладів [2]. Тисячі промислових і транспортних об'єктів зазнали критичних пошкоджень. У таких умовах цифрові двійники могли б стати необхідним інструментом для оцінки технічного стану, планування демонтажу, реконструкції та управління ризиками.

Застосування геодезичних методів – нівелювання, тахеометрії, ГНСС, лазерного сканування, інклінометрії, фотограмметрії з БПЛА та супутникової інтерферометрії (InSAR) – дозволяє формувати точні моделі деформацій і завантажувати їх у цифровий двійник. Це забезпечує оновлення геометрії ЦД, виявлення небезпечних процесів і прогнозування розвитку руйнувань.

У воєнних умовах особливе значення має автономність систем моніторингу, можливість дистанційного доступу та збереження даних навіть при порушенні зв'язку. Такий підхід дозволяє проводити спостереження у небезпечних зонах без участі людей.

Поєднання геодезичного моніторингу та цифрових двійників створює нову методику оцінки технічного стану пошкоджених будівель. Цей процес повинен включати:

- оцифрування проектних даних - створення базової BIM-моделі будівлі до руйнування;
- збір фактичних даних за допомогою геодезичних вимірювань;
- порівняльний аналіз - зіставлення натурних даних із цифровою моделлю;
- моделювання поведінки конструкцій у цифровому двійнику за

допомогою методів машинного навчання;

- прогнозування стійкості та планування ремонтних або демонтажних робіт.

Таким чином формується інтегрований підхід, який поєднує інформаційне моделювання (BIM), геодезичний моніторинг та інтелектуальний аналіз даних.

Застосування теорії цифрових двійників у післявоєнній відбудові України є стратегічним напрямом розвитку інженерно-геодезичних технологій. Цифровий двійник, наповнений даними геодезичного моніторингу, надасть змогу:

- об'єктивно оцінювати технічний стан пошкоджених споруд;
- прогнозувати їх подальшу поведінку під впливом зовнішніх факторів;
- підвищувати безпеку демонтажу та реконструкції;
- забезпечувати довготривале управління життєвим циклом будівель.

У перспективі розвиток таких систем передбачає створення національного цифрового реєстру двійників пошкоджених об'єктів, інтегрованого з геоінформаційними базами даних, що стане основою для планування відбудови інфраструктури України.

1.5. Висновок за розділом 1

У результаті аналізу сучасних підходів до моніторингу деформацій та оцінки технічного стану будівель і споруд встановлено, що вітчизняна школа геодезичного моніторингу має глибоке історичне підґрунтя. Розвиток цифрових технологій, поява ГНСС, лазерного сканування, інклінометрії, безпілотної фотограмметрії та систем дистанційного моніторингу істотно розширили можливості визначення параметрів деформаційного поля і дозволили перейти від періодичних вимірювань до безперервного збору даних у режимі реального часу.

Визначено, що в Україні існує достатня нормативна база для виконання геодезичних спостережень (ДБН, ДСТУ, СОУ, ISO), однак вона потребує модернізації відповідно до вимог цифровізації будівництва. Є прогалина

нормативних вимог щодо проведення інклінометричних спостережень у якості моніторингу зсувних процесів в українській нормативній базі. Зокрема, чинні стандарти не враховують інтеграції даних геодезичних і інклінометричних систем у спільному цифровому середовищі, не визначені формати обміну даними для побудови цифрових двійників. Огляд світового досвіду засвідчив, що провідні наукові школи (США, Велика Британія, Італія, Іспанія, Китай) активно впроваджують концепцію цифрового двійника – інтегрованої віртуальної моделі споруди, яка оновлюється за даними моніторингу. Такі моделі поєднують геометричну, структурну та динамічну інформацію, отриману з ВІМ, ГНСС, лазерного сканування, IoT-сенсорів та методів машинного навчання.

Сучасна практика інженерно-геодезичних досліджень демонструє, що жоден окремий метод моніторингу не здатний комплексно охопити весь спектр деформаційних процесів, які відбуваються під час нового будівництва в складних інженерно-геологічних умовах в системі «огородження котловану – ґрунтовий масив – будівлі оточуючої забудови». У таких умовах доцільним є застосування комбінованого підходу, який поєднує наземні геодезичні вимірювання з підповерхневими спостереженнями в свердловинах. Основна мета комбінування полягає у створенні єдиного деформаційного поля, що відображає взаємозв'язок просторових переміщень огорожувальних конструкцій, ґрунтового масиву та фундаментів будівель оточуючої забудови у часі.

На основі проведеного аналізу визначено наукову унікальність дисертаційного дослідження – вона полягає у розробленні технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу з подальшою адаптацією для застосування в умовах воєнного часу (оцінки і контролю технічного стану пошкоджених будівель та споруд). Такий підхід забезпечить комплексну просторово-часову оцінку деформаційного стану, дозволить інтегрувати натурні вимірювання у цифрові моделі та створить підґрунтя для переходу від фіксації деформацій до їх прогнозування.

У контексті післявоєнного відновлення України, коли сотні тисяч будівель та інженерних споруд зазнали пошкоджень, застосування технології комбінування для оцінки та контролю технічного стану набуває особливої актуальності. Технологія цифрового моделювання у поєднанні з технологією комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу може стати основою для:

- об'єктивної оцінки технічного стану пошкоджених об'єктів;
- прогнозування розвитку деформацій і втрати стійкості конструкцій;
- планування демонтажних та відновлювальних робіт;
- формування цифрового реєстру стану будівель у системі управління відбудовою.

Таким чином, наукова новизна подальшого дослідження полягатиме у:

1. Розробленні технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій будівель і споруд.
2. Дослідженні ефективності технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій будівель і споруд.
3. Застосуванні розробленої технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій будівель і споруд для інших об'єктів моніторингу.
4. Адаптуванні технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій будівель і споруд для оцінки і контролю технічного стану пошкоджених будівель і споруд.
5. Дослідженні ефективності адаптованої технології комбінування для оцінки технічного стану пошкоджених будівель і споруд.
6. Використанні отриманих даних за адаптованою технологією комбінування для побудови геометричних цифрових двійників пошкоджених будівель і споруд.
7. Вдосконаленні будівельної нормативної бази для моніторингу деформацій та оцінки і контролю технічного стану пошкоджених будівель і споруд.

Основна задача дисертаційного дослідження – створення технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій будівель і споруд, а також адаптація технології до умов воєнного часу. Це передбачає впровадження якісної технологічної моделі моніторингу деформацій будівель і споруд, поєднуючи технології та методи виявлення деформаційних процесів на основі геодезичних та інклінометричних даних, що дозволить виявляти та вчасно вживати запобіжних та стабілізаційних заходів для збереження споруд та територій. Технологічна модель моніторингу деформацій буде зосереджена на різних типах деформацій і зорієнтована на різні типи споруд, що дозволить серійне використання у різних сферах діяльності.

РОЗДІЛ 2. МЕТОДИЧНІ ОСНОВИ КОМБІНУВАННЯ ГЕОДЕЗИЧНИХ ТА ІНКЛІНОМЕТРИЧНИХ МЕТОДІВ МОНІТОРИНГУ ДЛЯ СТВОРЕННЯ ЦИФРОВОГО ДВІЙНИКА

2.1. Комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу

У процесі взаємодії елементів, що можуть піддаватися впливу від робіт на будівництві системи «огородження котловану – ґрунтовий масив – будівлі оточуючої забудови» виникають складні деформаційні зв'язки, які розвиваються послідовно та взаємопов'язано. Для їх повного виявлення, якісної та кількісної оцінки необхідне комплексне застосування різних методів спостережень. Саме тому технологія комбінування геодезичних і інклінометричних методів є ключовим інструментом сучасного моніторингу, що дозволяє інтегровано аналізувати реакцію конструкцій і ґрунтів, визначати причини деформацій та оцінювати їхній вплив на стійкість і безпеку забудови.

2.1.1. Технологія комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу

Комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу може забезпечити комплексне охоплення усіх складових об'єкту, що досліджується «огородження котловану – ґрунтовий масив – будівлі оточуючої забудови» - рисунок 2.1 та підтвердити гіпотезу про поширення деформаційних процесів у цьому порядку. Такий підхід дозволяє не лише фіксувати окремі прояви деформацій, а й виявляти причинно-наслідкові зв'язки між переміщеннями в різних елементах деформаційного середовища. Застосування комбінованих технологій може сприяти підвищенню достовірності оцінки напружено-деформованого стану, своєчасному прогнозуванню небезпечних тенденцій та оптимізації заходів інженерного захисту. Схема технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу представлена на рис. 2.2.

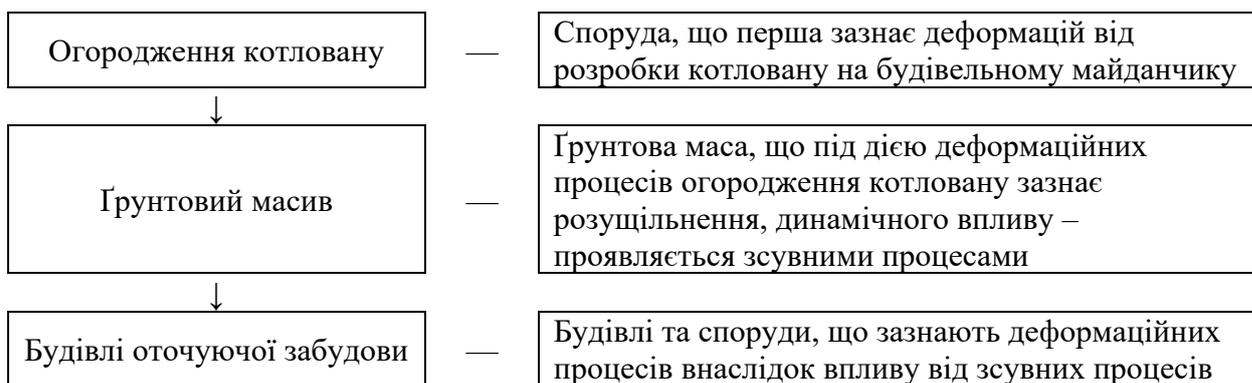


Рисунок 2.1 – Послідовність деформаційних процесів

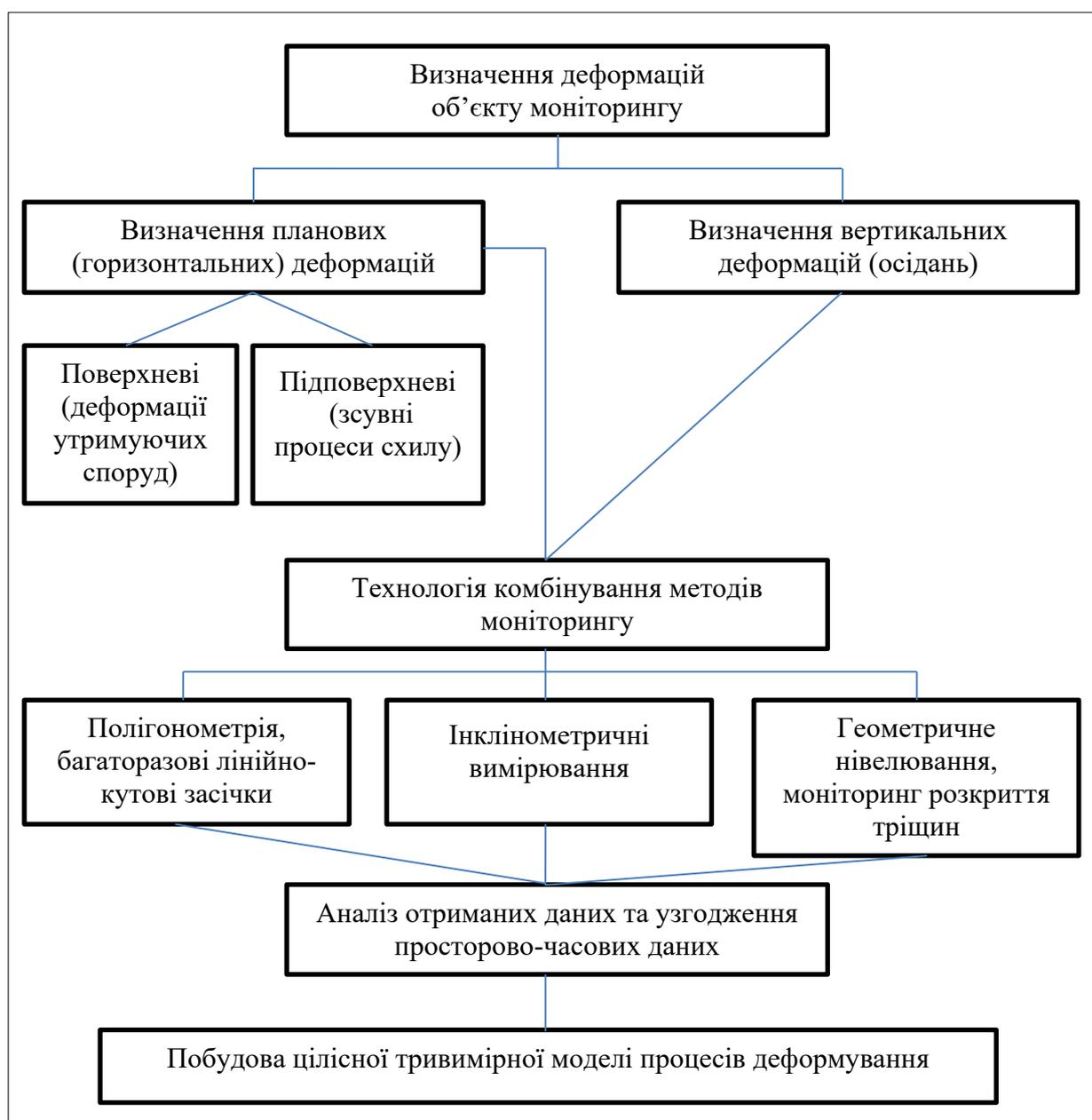


Рисунок 2.2 – Схема технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу [187]

Концепція комбінованого моніторингу базується на паралельному виконанні геодезичних і інклінометричних спостережень, які взаємно доповнюють одне одного. Геодезичні вимірювання відображають поверхневі деформації, тоді як інклінометрія дозволяє контролювати розвиток переміщень у глибині ґрунтового масиву. У результаті формується цілісна тривимірна модель процесів деформування.

Схема технології (рисунок 2.2) передбачає три взаємопов'язані методи моніторингу:

- Лінійно-кутові вимірювання – реалізуються геодезичними приладами (електронний тахеометр) і забезпечують визначення горизонтальних переміщень елементів огороження котловану. Ці дані характеризують жорсткість конструкції огороження та реакцію під дією розробки котловану.

- Інклінометричні спостереження – проводяться в спеціальних свердловинах, і забезпечують вимірювання підповерхневих горизонтальних зміщень ґрунтових мас, тобто фіксують активність потенційних площин ковзання. Цей компонент є ключовим для контролю зсувних процесів схилу та оцінки стійкості прилеглої території.

- Геометричне нівелювання та спостереження за тріщинами — виконуються з високою точністю за складовими спостережної станції, що встановлена на конструкціях існуючих будівель. Дані цього типу характеризують вертикальні деформації (осідання) та розкриття тріщин у конструкціях, що відображає реакцію забудови на зміну напружено-деформованого стану ґрунтової основи.

Взаємодія трьох методів реалізується через спільний аналіз результатів моніторингу, який забезпечує:

- єдині часові рамки спостережень (синхронізацію циклів вимірювань);

- просторову прив'язку усіх результатів вимірювань та системна оцінка деформаційних процесів;

- візуалізація даних у вигляді графіків, профілів та деформаційного поля.

Результати лінійно-кутових вимірювань і нівелювання дозволяють зовнішньо описати деформаційні прояви, тоді як інклінометрія забезпечує внутрішню діагностику ґрунтового масиву, виявляючи приховані зміщення, недоступні для традиційних геодезичних методів. Їх інтеграція формує багаторівневу систему контролю, де кожний метод виконує комплементарну функцію – взаємне уточнення та підтвердження достовірності спостережень.

Комплексний аналіз даних дозволить:

- співставляти величини і напрямки горизонтальних зміщень огороження з результатами інклінометричних спостережень на суміжних ділянках;
- встановлювати причинно-наслідкові зв'язки між зміщенням ґрунтових шарів, осіданням фундаментів і розкриттям тріщин;
- визначати границі зон потенційної небезпеки та розраховувати швидкість розвитку деформаційних процесів;
- підвищувати точність і достовірність оцінки напружено-деформованого стану за рахунок взаємної верифікації незалежних джерел даних.

Запропонована технологія комбінування є методичною основою системного моніторингу деформацій в складних інженерно-геологічних умовах, зокрема при розробці котлованів у межах забудованих територій та на схилах. Її використання надасть змогу:

- забезпечувати раннє виявлення небезпечних тенденцій деформування;
- прогнозувати поведінку системи «огороження котловану – ґрунтовий масив – будівлі оточуючої забудови» на основі часових рядів зміщень;

- створить передумови для побудови цифрової моделі об'єкта, у якому результати моніторингу інтегруються з моделями напружено-деформованого стану.

2.1.2. Методика моніторингу горизонтальних деформацій конструкцій огороження котловану

Моніторинг горизонтальних деформацій конструкцій огороження котловану є ключовим елементом геотехнічного контролю під час будівництва в умовах щільної міської забудови та на схилах зі складними інженерно-геологічними умовами. Його основна мета – визначення горизонтальних зміщень огорожувальних елементів (стіни в ґрунті, ростверк, шпунтове огороження) під дією тиску ґрунтових мас, навантажень від будівель, а також динамічних впливів (вібрацій, транспортних навантажень).

Горизонтальні переміщення елементів огороження котловану відбуваються внаслідок нелінійної взаємодії конструкції з ґрунтовим середовищем. Для їхнього опису застосовується рівняння рівноваги елемента жорсткості у пружному ґрунті:

$$EI \frac{d^4 y(x)}{dx^4} = q(x) - k_s y(x) \quad (2.1)$$

EI – жорсткість огорожувальної конструкції (модуль пружності E та момент інерції I);

$y(x)$ – горизонтальне переміщення в точці x ;

$q(x)$ – розподілене навантаження від ґрунту;

k_s – модуль постелі ґрунту, який описує реакцію ґрунтового середовища на деформацію конструкції.

У реальних умовах будівництва параметри $q(x)$ і k_s змінюються нерівномірно за глибиною, що унеможлиблює аналітичне розв'язання. Тому основну увагу приділяють експериментальному визначенню фактичних переміщень за допомогою інструментальних методів. До таких інструментальних методів можуть відноситись геодезичні (лінійно-кутові

вимірювання, метод створу, лазерне сканування або ГНСС спостереження) та геотехнічні (інклінометрія та струнні датчики).

Для контролю горизонтальних деформацій пропонується використовувати метод прямої багаторазової лінійно-кутової засічки за допомогою електронного тахеометра. Метод включає:

1. Закріплення спостережних марок на верхній частині конструкції огороження (наприклад, по ростверку) та на проміжних рівнях, якщо це можливо.

2. Організацію геодезичної бази – створення стабільної мережі опорних пунктів, винесених за межі зони деформаційного впливу котловану.

3. Вимірювання горизонтальних зміщень виконується у двох координатних напрямках (X, Y), що дозволяє отримати векторне поле деформацій.

Точність вимірювань залежить від: довжини візирних променів (оптимально ≤ 80 м), стабільності опорних пунктів, метрологічних характеристик тахеометра ($\sigma = \pm(1 - 2)$ мм + 1 ppm).

Камеральне опрацювання результатів геодезичних спостережень є завершальним етапом циклу вимірювань і має на меті визначення величин та напрямків горизонтальних переміщень елементів огороження котловану з необхідною точністю та достовірністю. Вихідними матеріалами є електронний каталог вимірювань, отриманий з тахеометра, що містить результати лінійно-кутових вимірювань (горизонтальні та вертикальні напрямки, відстані). Опрацювання починається з перевірки повноти польових записів, правильності ідентифікації пунктів, відповідності нумерації в натурі та в каталозі координат. Після первинної перевірки виконується контроль вимірюваних кутів та ліній, а також обчислення їх середніх значень із урахуванням повторних спостережень. Визначаються різниці між черговим та попереднім циклами вимірювань для подальшого аналізу стабільності вихідної бази.

На основі отриманих кутових і лінійних вимірювань виконується зрівнювання ходів, обчислення координат пунктів спостереження. При цьому забезпечується:

- контроль замикання ходу (кутові та лінійні нев'язки);
- перевірка допустимих значень нев'язок за нормативними вимогами [108, 109];
- усунення систематичних похибок та оцінка середньоквадратичних похибок координат.

Після отримання координат усіх пунктів у кожному циклі спостережень виконується зіставлення координатних значень відповідних точок у часі. Горизонтальні переміщення визначаються за формулами:

$$\Delta X = X_t - X_0, \Delta Y = Y_t - Y_0 \quad (2.2)$$

де X_0, Y_0 — координати початкового циклу, X_t, Y_t — координати наступного циклу. Абсолютна величина горизонтального зміщення визначається як:

$$U = \sqrt{(\Delta X)^2 + (\Delta Y)^2} \quad (2.3)$$

Напрямок переміщення характеризується азимутом вектора:

$$A = \arctan \frac{\Delta Y}{\Delta X} \quad (2.4)$$

Похибки координат і переміщень визначаються аналітично з використанням кореляційної матриці вирівнювання. Якщо отримане переміщення перевищує граничну похибку в $2-3\sigma$, воно вважається достовірним.

Для контрольних пунктів, що утворюють вихідну базу, виконується перевірка стабільності — допустимі зміни не повинні перевищувати точності побудови геодезичних мереж.

За результатами обчислень будуються:

- плани векторів переміщень, де відображено напрям і величину зміщень окремих точок огороження;
- графіки часових рядів зміни координат;
- таблиці з числовими результатами спостережень.

Візуалізація та порівняння результатів дозволяє виявити зони найбільших переміщень, оцінити характер деформацій (поступові, стрибкоподібні, локальні) і сформулювати висновки про стійкість огороження.

Отримані значення зміщень y_i у часові моменти t_j утворюють матрицю даних:

$$Y = \{y_{ij}\}, i = 1, 2, \dots, n; j = 1, 2, \dots, m \quad (2.5)$$

яку аналізують математичними методами апроксимації просторовими кривими, наприклад, поліномами другого або третього порядку:

$$y(x) = a_0 + a_1x + a_2x^2 + a_3x^3 \quad (2.6)$$

де x – незалежна змінна, a_0, a_1, a_2, a_3 – коефіцієнти полінома. Похідні від функції (2.6) визначають кут нахилу та радіус кривизни, що дозволяє оцінити жорсткість системи «стіна–грунт» і визначити зони можливого відриву або перевищення граничних станів. Для аналізу часових змін використовується математична динамічна модель зміщення:

$$y(t) = y_0 + \beta_1t + \beta_2e^{-\lambda t} \quad (2.7)$$

де y_0 – початкове значення зміщення, β_1t – лінійна складова, що характеризує постійний темп зміщень з часом, $\beta_2e^{-\lambda t}$ – експоненційно-затухаюча складова, яка описує зменшення швидкості деформацій у часі, λ – параметр швидкості затухання процесу. Експоненційна складова формули (2.7) описує стабілізацію деформацій після зняття навантаження або завершення етапу розробки котловану.

Аналіз еволюції просторового поля деформацій дозволяє:

- виявити зони критичних переміщень і можливої втрати стійкості;
- визначити активну частину огороження, де зосереджені максимальні деформації;
- коригувати конструктивні рішення (підсилення жорсткості, додаткові розпірки).

Результати часових горизонтальних вимірювань є також вихідними даними для побудови цифрового простору, де формується векторна карта

переміщень у тривимірному середовищі та здійснюється зіставлення з результатами розрахунків чисельної моделі напружено-деформованого стану об'єкту вимірювань.

Для практичного застосування в умовах міського будівництва приймаються наступні граничні критерії деформацій згідно таблиці 2.1.

Таблиця 2.1

Класифікація горизонтальних переміщень конструкцій огороження котловану

Категорії переміщення	Характер зміщення	Орієнтовна величина переміщення, мм	Відносне переміщення (h – висота стіни)	Інтерпретація стану конструкції	Рекомендовані дії
I - незначні	Зміщення в межах випадкових похибок	$\leq 2\sigma$ ($\approx 0-2$ мм)	$\leq 1/2000 h$	Конструкція стабільна, зміщення статистично недостовірні	Продовжувати планові спостереження
II - помітні	Початкові прояви деформацій, зміщення перевищують рівень випадкових	$2-5$ мм ($\approx 2\sigma - 3\sigma$)	$\approx 1/1000 h$	Можливі локальні деформації або впливи тимчасових навантажень	Підвищити частоту спостережень, перевірити стабільність опорних точок
III - значні	Реальні горизонтальні деформації	$5-10$ мм ($> 3\sigma$)	$\approx 1/750 h$	Початок активної деформації, зміна напруженого стану конструкції	Детальний аналіз, локалізація зони деформації, посилення контролю
IV - небезпечні	Різке або прогресуюче зміщення	> 10 мм або $> 1/500 h$	$> 1/500 h$	Ймовірне порушення стійкості огороження чи ґрунтового масиву	Негайне інженерне реагування, тимчасова зупинка робіт, термінове обстеження об'єкта

Перехід між категоріями переміщень здійснюється на основі аналізу тенденцій розвитку зміщень у часі. Якщо впродовж кількох циклів спостережень спостерігається стійке зростання амплітуди векторів переміщень, навіть без перевищення граничних значень, об'єкт переходить у

II стан. Таким чином, моніторинг виконує прогностичну функцію, дозволяючи завчасно виявляти небезпечні тенденції, розробляти заходи з посилення огорожувальних конструкцій та забезпечувати безпечну роботу в котловані у щільній міській забудові.

Розроблена поетапна методика моніторингу горизонтальних переміщень огорожувальних конструкцій котловану включає підготовчий, планувальний, польовий і камеральний етапи на стадії початкового циклу та польовий, камеральний, аналітичний і рекомендаційний етапи на стадії поточного циклу, яка представлена у вигляді блок-схем на рисунках 2.3 та 2.4.



Рисунок 2.3 – Методика робіт на етапі початкового циклу моніторингу горизонтального переміщення конструкцій огороження котловану [125-127]



Рисунок 2.4 – Методика робіт на етапі поточного циклу моніторингу горизонтального переміщення конструкцій огороження котловану [125-127]

Така структура забезпечує системність, відтворюваність і достовірність результатів спостережень. Схеми виконання робіт (рис. 2.3, 2.4) відображають повний технологічний цикл моніторингу – від вивчення об’єкта і створення спостережної станції до камерального опрацювання, аналізу результатів і формування рекомендацій щодо безпечної експлуатації.

Основою системи моніторингу є лінійно-кутові вимірювання, виконані у полігонометричній мережі, що дозволяють визначати горизонтальні переміщення елементів конструкцій з міліметровою точністю. Камеральне опрацювання передбачає зрівнювання вимірювань методом найменших

квадратів, визначення координат спостережних марок та обчислення векторів зміщень.

Розроблена класифікація переміщень (табл. 2.1) дає можливість кількісно оцінювати стан конструкцій та оперативно визначати рівень реагування – від нормального до аварійного. Це дозволяє використовувати результати моніторингу як основу для прийняття відповідальних управлінських рішень під час будівництва і експлуатації об'єктів.

Запропонована методика забезпечує інтеграцію геодезичних спостережень у систему геотехнічного контролю будівельного майданчика і може бути використана як базова модель при проектуванні та виконанні моніторингу в умовах щільної міської забудови.

2.1.3. Методика моніторингу вертикальних деформацій та тріщин будівель оточуючої забудови

Моніторинг вертикальних деформацій основ та фундаментів і змін ширини розкриття тріщин у конструкціях будівель, що потрапляють до зони впливу нового будівництва, є важливою складовою комплексного геотехнічного контролю в умовах щільної міської забудови та складних інженерно-геологічних умов. Основна мета – кількісно визначити осідання фундаментів, нерівномірність деформацій і швидкість розвитку в часі та зони поширення, а також зміни розкриття тріщин спричинених зміною напружено-деформованого стану ґрунтової основи, щоб своєчасно оцінити технічний стан споруд і ризику впливу.

Вертикальні деформації будівель формуються внаслідок нелінійної взаємодії «основа-фундамент-надземні конструкції» під дією перерозподілу напружень у ґрунті (зокрема під час розробки котловану та зведення/довантаження новобудови), коливань рівня ґрунтових вод і техногенних факторів. Для опису осідань S_B ідеалізованій постановці застосовують компресійні залежності, наприклад:

$$S_B = \sum_{k=1}^m \frac{\Delta\sigma_k H_k}{M_k} \quad (2.8)$$

де S_B – повне осідання будівлі, $\sum_{k=1}^m$ – сума осідання, що розраховується для кожного з m шарів ґрунту, які підлягають стисненню, $\Delta\sigma_k$ – додатковий вертикальний тиск у k -му шарі ґрунту, який виникає від навантаження нової будівлі, H_k – товщина k -го шару ґрунту, який стискається. M_k – деформаційний модуль стиснення k -го шару ґрунту. Цей параметр показує, наскільки ґрунт здатний піддаватися стисненню під навантаженням.

В реальному будівництві перераховані вище параметри змінні у просторі та часі, що обумовлює необхідність інструментального контролю фактичних осідань і ширини розкриття тріщин під час виконання будівельних робіт.

В умовах нового будівництва, особливо в щільній забудові, виникає також потреба в об'єктивній оцінці впливу нового будівництва на прилеглі споруди. Ключова задача – прогнозування додаткових осідань та перекосів існуючих будівель, що є підсумковим результатом зміни напружено-деформованого стану ґрунтової основи (території існуючої забудови і нового будівництва). Для цього використовуються сучасні числові методи моделювання, які дозволяють враховувати комплексні геодинамічні та техногенні процеси. Кінцевою метою спостережень є коригування відповідних операцій на будівельному майданчику з ціллю мінімізації деформаційних впливів та запобігання пошкодженню існуючих будівель та забезпечення їх незмінної експлуатаційної придатності.

Для попередньої оцінки впливу нового будівництва на оточуючу забудову аналізуються результати попереднього розрахунку визначення величини горизонтальних переміщень конструкцій огороження котловану. Розрахунок додаткових осідань і горизонтальних переміщень існуючих фундаментів, виконаний без урахування жорсткості конструктивних елементів будівель, які можуть виникати внаслідок деформацій огорожувальних конструкцій котловану під час нового будівництва поблизу існуючої забудови, наведено на рисунку 2.5. Отримані результати використовуються для оцінки впливу будівництва на навколишню забудову та

перевірки необхідності впровадження додаткових інженерно-захисних заходів.

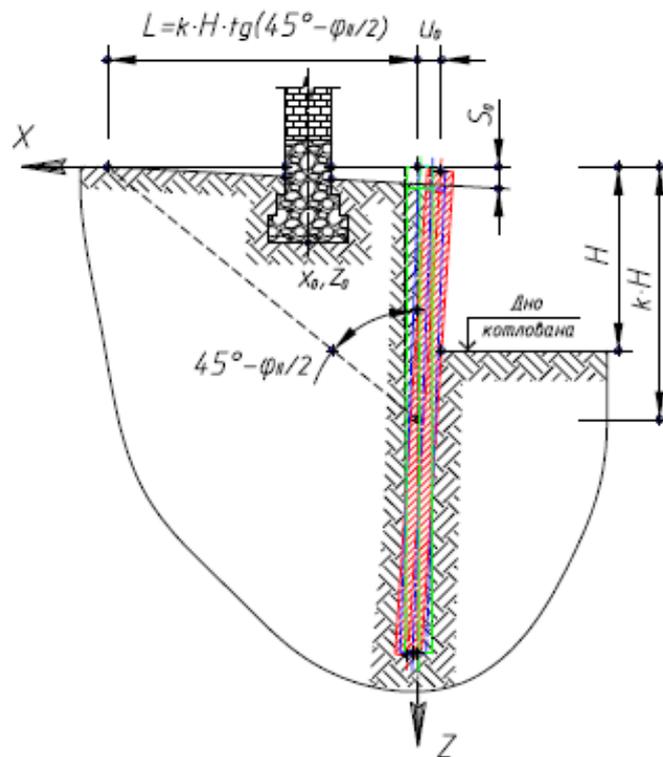


Рисунок 2.5 Схема визначення осідань фундаментів поблизу розкріпленого котловану

Якщо припустити, що площа епюри осідання поверхні ґрунту рівна площі епюри горизонтальних переміщень огорожувальних конструкцій і форма цих епюр відповідає одна одній, то величини переміщень точок фундаментів з координатами визначаються із наступних співвідношень:

$$s(x_0, z_0) = \frac{u_0 \cdot \left(1 - \frac{z_0}{k} \cdot H - x_0 / k \cdot H \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi_{II}}{2})\right)}{\operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi_{II}}{2})} \quad (2.9)$$

де, $s(x_0, z_0)$ – осідання, мм; u_0 – горизонтальне переміщення верху огороження котловану, м; x_0, z_0 – координати центру підшви фундаменту, м; H – глибина котловану, м; φ_{II} – середньозважене розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту в градусах для розрахунку по другій групі граничних станів; L – ширина призми обвалення, м; k – безрозмірний коефіцієнт, прийнятий в залежності від ґрунтових умов, що дорівнює: 1.3 – для пісків, 1.2 – для суглинків і супісків, 1.1 для глини. Таким чином визначається очікувані

деформації будівель оточуючої забудови та встановлюються межі зони очікуваного впливу.

На першому етапі аналізується наявна технічна документація. До початку будівельних робіт виконується обстеження технічного стану будівель оточуючої забудови, тобто ті будівлі, що потрапляють до зони впливу. Технічний стан визначається за попередньо приведеною методикою. Обстеження будинків виконується згідно з нормативним документом [124] в наступній послідовності:

- збір, обробка, систематизація та аналіз даних технічної документації;
- візуальне обстеження (огляд) будинку;
- систематизація та аналіз результатів обстеження будинку;
- вибіркове детальне обстеження конструкцій, що мають пошкодження.

Технічний стан будинку уцілому та окремих конструкцій визначається за результатами загального аналізу дефектів і пошкоджень.

Згідно нормативного документу [124] технічний стан рекомендується відносити до одного із наступних станів:

Технічний стан конструкції нормальний (справний) – категорія технічного стану «1»: фактичні зусилля у елементах і перерізах конструкції не перевищують допустимих за розрахунком; відсутні дефекти чи пошкодження, що можуть знизити несучу здатність, довговічність або перешкоджати нормальній експлуатації.

Технічний стан конструкції задовільний (працездатний) – категорія «2»: конструкція за експлуатаційними характеристиками відповідає категорії «1», проте спостерігаються окремі відхилення від проектних вимог, дефекти чи пошкодження, які можуть частково зменшити довговічність або вплинути на умови другої групи граничних станів. Такі відхилення не обмежують використання споруди за призначенням, але потребують проведення заходів із захисту та дотримання встановлених вимог експлуатації.

Технічний стан конструкції обмежено працездатний (не придатний до нормальної експлуатації) – категорія «3»: конструкція не відповідає категоріям «1» і «2» за несучою здатністю або здатністю виконувати захисні функції, проте аналіз дефектів і перевірни розрахунки показують можливість збереження її цілісності до проведення ремонту, підсилення або заміни. До виконання таких заходів експлуатація об'єкта допускається лише в обмеженому режимі, з постійним контролем стану конструкції, навантажень і впливів.

Технічний стан конструкції аварійний – категорія «4»: порушено вимоги першої групи граничних станів або існує ризик їх порушення; аналіз дефектів і розрахунків свідчить про неможливість забезпечення цілісності конструкції без негайного втручання. Характер руйнування може бути крихким чи прогресуючим. Необхідно негайно заборонити перебування людей у небезпечній зоні та вжити заходів, що запобігають обваленню, до моменту проведення ремонту, підсилення, заміни або демонтажу об'єкта.

Оцінка технічного стану будівель оточуючої забудови дає можливість визначити основні характеристики (вік, поверховість, висота, площа), тип конструктиву та особливості конструктивних рішень (тип фундаментів, конструктив, матеріали стін, перекриття), категорію технічного стану. Ці всі відомості дозволяють визначити за нормативом [113] граничні деформації – максимальні додаткові осідання та відносну різницю осідань (нерівномірність) будівель, що знаходяться в зоні впливу нового будівництва. Відомості про оцінку технічного стану також містять інформацію про наявність тріщин, їх характеристику та місця розташування/знаходження на конструкціях будівель. Ці дані є вихідними матеріалами для проектування програми моніторингу вертикальних деформацій основ та фундаментів і змін ширини розкриття тріщин у конструкціях будівель.

У якості методу для контролю вертикальних деформацій основ та фундаментів запропоновано обрати геометричне нівелювання відповідного класу точності згідно нормативних вимог [109].

Осідання визначається результатами періодичного нівелювання

деформаційних марок з потрібною точністю, що забезпечить інформативність та точну інформацію про стійкість фундаментів будівель. Осідання S – це різниця між відмітками однієї і тієї ж осадової марки в різних циклах:

$$S = H_2 - H_1 \quad (2.10)$$

Однією з вирішальних умов є стійкість вихідних реперів, що включаються в нівелірний хід. В нівелірному ході найбільша похибка відмітки буде всередині, найвіддаленіше від вихідного репера. Оскільки нівелірні ходи під час моніторингу повинні мати одну й ту саму трасу і прокладатися з однією точністю (один і той же нівелір, рейки, довжина ходу, умови нівелювання тощо), похибка осідання визначається за формулою:

$$m_S = m_{h1} \sqrt{2n}, \quad (2.11)$$

де m_{h1} – середня квадратична помилка визначення перевищень на станції; n – кількість станцій в ході. Оскільки m_S задається, $n = L/2l$, а довжина ходу залежить від щільності розташування вихідних реперів, то похибку нівелювання на станції визначають з виразу:

$$m_{h1} \leq m_S \sqrt{\frac{l}{L}}, \quad (2.12)$$

де L – довжина ходу в метрах, l – довжина візирного променя до рейки на станції в метрах.

$$m_{h1} = a + bl, \quad (2.13)$$

де a, b – коефіцієнти рівняння регресії, які визначаються з експериментальних досліджень точності нівеліра; l – відстань від нівеліра до рейки (довжина плеча) у метрах.

Спостережна станція являє собою мережу осадових марок та вихідних реперів. Марки служать постійними знаками для установки на них рейки під час нівелювання. При цьому будь-яка конструкція марки повинна забезпечувати:

- можливість установки рейки при повторному нівелюванні строго на одну й ту ж фіксовану точку;
- мати змогу безперешкодного підходу до марки на протязі всього

періоду спостережень;

- мати такий виліт з площини стіни, який би забезпечував встановлення рейки щоразу у прямовисному положенні;
- мати визначену жорсткість (тобто не допускається її прогин під вагою рейки).

Вихідними даними для проектування та встановлення спостережної станції є тип конструкції та розміри споруди в плані, поверхові плани та топографічний план ділянки, що охоплює зону очікуваного впливу. Осадкові марки розташовуються рівномірно по всій площі фундаментів таким чином, щоб можна було легко провести лінії рівномірних осідань. Середня відстань між марками 6-8 м. Для забезпечення висотною основою закладаються щонайменше 3-4 опорні реperi, розташовані у місцях, що не потрапляють в зону впливу, та де можливий на весь період спостережень безперешкодний підхід до репера з рейкою. Це створює надійну основу для нівелірних ходів, що прокладені по марках спостережень.

Наявність декількох реперів дає можливість по спостереженнях за їх взаємним висотним положенням оцінювати ступінь стійкості кожного з реперів і найбільш стійкий вибрати в якості вихідного. Основними вимогами, висунутими до знаків планово-висотної опорної мережі, є їхня схоронність і непорушність положення протягом усього часу спостережень.

Перед виконанням кожного чергового циклу спостережень осідань будівель проводяться контрольні виміри по визначенню стійкості знаків опорної висотної мережі. Для кожного репера обчислювалося середнє значення $S_{\text{ср}}$ його осідань S , отриманих, при послідовному виборі за вихідний інших реперів, по формулі:

$$S_{\text{ср}} = \frac{[S]}{n-1} \quad (2.14)$$

де $[S]$ – сума змін усіх перевищень між реперами в i -тому циклі вимірювань стосовно нульового.

Судження про стабільність висотного положення реперів дається на

основі аналізу величини S_{cp} . Значимість середніх осідань S_{cp} , що обчислюються для різних реперів, оцінюється за допомогою нерівності:

$$|S_{cp}| > t\mu\sqrt{RS_{cp}} \quad (2.15)$$

тут t – критерій граничних помилок перевищень на одній станції; μ – середня квадратична помилка одиниці ваги; RS_{cp} – зворотна вага величини $|S_{cp}|$.

Незмінним своє положення по висоті зберігають ті репери, для яких величина S_{cp} менша чи дорівнює рівності 2.15.

За результатами спостережень використовуються усі знаки опорної вихідної мереж, котрі свого положення не змінили. Нестабільні репери до уваги не приймаються і в зрівнюванні нівелірних мереж участі не беруть.

По закінченню польових робіт з вимірювань і перевірки журналів виконується камеральне опрацювання отриманих результатів та їх оцінка.

Середня квадратична похибка осідання m_s із двох циклів визначається по формулі:

$$m_s = \pm\sqrt{m_1^2 + m_2^2} \quad (2.16)$$

в якій: m_1 і m_2 – середні квадратичні похибки відмітки марки ходу найбільш віддаленої від репера в першому і другому циклах спостережень.

У випадку простих одиночних ходів середня квадратична похибка відмітки в кожному циклі визначається по формулі:

$$m = \pm m_c \sqrt{n} \quad (2.17)$$

в якій, m_c – середня квадратична похибка однієї станції для даного класу; n – кількість станцій до найбільш віддаленої марки ходу.

При обчисленні перевищення між марками і реперами складається схема нівелірних ходів та оцінка точності виконаних циклів спостережень. Виконується точне зрівнювання нівелірної мережі параметричним методом. Зрівнювання виконується в 2 етапи. На першому етапі проводиться зрівнювання вузлових точок за методом проф. Попова. Ваги ходів вираховуються по кількості штативів в ході. На другому етапі проводиться зрівнювання окремих точок існуючих ходів. Після обчислення поправок в

перевищення виконують оцінку точності нівелювання, тобто обчислюють середню квадратичну помилку одиниці ваги і середню квадратичну помилку нівелювання на 1 км ходу:

$$\mu = \sqrt{\frac{pv^2}{r}} \quad (2.18)$$

де v – поправка в суму перевищень загального ходу, $p = \frac{1}{n}$ – число, обернене кількості штативів на 1 км ходу, r – кількість полігонів в циклі.

$$m_{\text{км}} = \mu \sqrt{\frac{n}{L}} \quad (2.19)$$

де $\frac{n}{L}$ – середнє число штативів на 1 км ходу.

Найважливішими вихідними параметрами для обчислення деформацій є швидкість та прискорення рухів вихідних геодезичних знаків, на основі яких оцінюють стійкість фундаментів. Швидкість V та прискорення W визначаються за формулами:

$$V = \frac{\Delta S}{\Delta t} \quad (2.20)$$

$$W = \frac{\Delta S}{\Delta t^2} \quad (2.21)$$

в яких: ΔS – вертикальні переміщення; Δt – відрізок часу між суміжними повторними вимірами.

Знаючи похибки $m_{\Delta S}$ і $m_{\Delta t}$, можна вирахувати точність визначення V та W , тобто m_V та m_W . Точність визначення швидкостей V та прискорення W вертикальних рухів залежить не тільки від точності геодезичних вимірів, але й від неодночасності вимірів, тобто від тривалості циклів. При відомих V та W можна розрахувати доцільні частоти проведення вимірів. При V більшому ніж 0,5 мм/рік (один цикл в рік), наприклад, при V рівному 1 мм/рік або V рівне 2 мм/рік – частоти циклів потрібно збільшувати відповідно в два та чотири рази.

Важливим фактором появи тріщин є нерівномірність осідань фундаментів, що є також важливим критерієм для оцінки технічного стану за [113, 124]. Нерівномірні осідання – процес вертикальних переміщень фундаменту на різні величини, що викликає перерозподіл зусиль і деформацій

в наземних частинах будівель і споруд. Подібні осідання викликають перенапруження в окремих конструкціях і елементах. Залежно від характеру розвитку нерівномірних осідань і від жорсткості будівлі або споруди виникають ряд горизонтальних деформацій, таких як: крен, опуклість, зсув, кручення і т. п.; а також ряд вертикальних, а саме прогин, вигин, перекіс, підйом, означені деформації в свою чергу утворюють місця перенапружених зусиль де виникають тріщини, розломи, зрізи та інше [125]. Нерівномірність осідань визначається за формулою:

$$\Delta S_B = \frac{S_{max} - S_{min}}{L} \quad (2.22)$$

де ΔS_B – відносна різниця осідань; $S_{max} - S_{min}$ – різниця між величинами осідань сусідніх осадових марок, мм; L – відстань між цими марками, в мм.

Через появу нерівномірних осідань виникає прояв тріщиноутворень, і, відповідно, виникає актуальність контролю розкриття тріщин. Моніторинг змін ширини розкриття тріщин застосовується в переважній більшості на будівлях, що знаходяться в зоні впливу нового будівництва [125], або на об'єктах історико-культурної спадщини [126, 127]. Період часу, через який з'являються тріщини, або збільшується розкриття існуючих, залежить від виду, параметрів і стану конструкцій та швидкості розвитку осідань фундаментів.

Спостереження виконують за різними методиками, геодезичними, фотограмметричними, тензометричними та ін. У дослідженні пропонується використовувати контактний пристрій для досліджень змін ширини розкриття із датчиком лінійного розширення. Для вимірювань змін розкриття тріщин роботи починаються зі вивчення матеріалів оцінки технічного стану та встановлення спостережної станції. Спостережена станція для вимірювання змін ширини розкриття тріщин є системою, що містить визначену кількість спостережених пар марок із кольорового металу, установлених на конструкціях будівель (кожна з пари марок по обидва боки тріщин), а також контактного приладу для зняття відділків.

Закладання марок ведуться у доступних для спостережень місцях, де найбільше проявились процеси тріщиноутворення. Контактні прилади є досить точними та повинні забезпечувати точність зняття відліку ± 0.01 мм. Методика спостережень за розкриттям тріщин ґрунтується на порівнянні відліку по марках із постійним відліком по контрольній рейці. Контрольна (базова) рейка повинна бути виготовлена зі сплавів, що мають низький коефіцієнт лінійного розширення ($\alpha \approx 0,000002$) під впливом температурних змін.

Зміна ширини тріщини визначається за формулою:

$$\Delta l_t = (l_t - l_{\text{база},t}) - (l_0 - l_{\text{база},0}) \quad (2.23)$$

де l – показ компаратора (t – в поточному циклі, 0 – в початковому циклі) $l_{\text{база}}$ – контроль по інварній рейці. Зміна розкриття тріщин має властивість як розкриватися «+», так і закриватися «-», через перерозподіл деформаційних зусиль.

Швидкість розвитку тріщин визначається за формулою:

$$V_{\Delta l} = \Delta l / \Delta t \quad (2.24)$$

де Δt інтервал часу між двома циклами спостережень, тобто різниця між моментами вимірювань:

$$\Delta t = t_2 - t_1 \quad (2.25)$$

де t_1 – дата (або момент) попереднього вимірювання, t_2 – дата поточного вимірювання, Δt виражається, як правило, у днях, тижнях або місяцях.

Інтерпретація результатів виконується на основі графічного аналізу часових рядів, який дає змогу оцінити тенденцію розвитку процесів, швидкість і характер змін. Для кожної будівлі будується графік зміни ширини розкриття тріщин Δl_t у часі t :

$$\Delta l_t = f(t) \quad (2.26)$$

На осі абсцис відкладаються дати або цикли спостережень, на осі ординат – величина розкриття тріщини (мм). Окрім абсолютних значень Δl_t , доцільно відобразити й швидкість розвитку $V_{\Delta l}$, побудувавши окремий графік.

Таким чином, на одному рисунку можна відстежити як сезонне розкриття, так і активні періоди росту.

Типові форми кривих дозволяють зробити попередню діагностику стану конструкцій:

- горизонтальна (практично постійна) лінія – стабільний стан, відсутність розвитку деформацій;
- лінійне зростання – рівномірний розвиток, потребує контролю за тенденцією;
- різке зростання – активність нерівномірних осідань фундаментів, ознака погіршення технічного стану;
- сезонна хвилястість – температурні або вологісні деформації, що підлягають компенсації шляхом фільтрації.

Графічна інтерпретація експериментальних результатів дозволяє: визначити етап розвитку тріщини (початкова, активна, стабілізована); виявити зв'язок із нерівномірними осіданнями фундаменту; прогнозувати подальший розвиток на основі форми кривої (формула 2.26); визначити необхідний рівень реагування.

Комплексне поєднання спостережень за вертикальними деформаціями основ/фундаментів і змінами ширини розкриття тріщин у конструкціях будівель забезпечує повну картину просторового напружено-деформованого стану споруд, які потрапляють у зону впливу нового будівництва. Таке комбінування методів дозволяє не лише фіксувати величини осідань та розкриття тріщин окремо, а й встановлювати кореляційний зв'язок між ними, що є ключовим для своєчасного прогнозу розвитку небезпечних деформацій.

Нерівномірні осідання фундаментів, визначені за результатами нівелювання, викликають зміну напруженого стану в несучих елементах, що проявляється у формуванні або збільшенні ширини тріщин у стінах. Таким чином, зміна ширини тріщини Δl_t виступає вторинним, але чутливим індикатором вертикальних деформацій фундаменту S_t . Кореляційна

залежність між осіданням і шириною розкриття тріщини може бути описана емпіричним виразом:

$$\Delta l_t = \alpha \Delta S_t + \beta \quad (2.27)$$

де α – коефіцієнт чутливості конструкції до нерівномірних осідань, що залежить від типу матеріалу, жорсткості стін і фундаментів, а β – залишковий (випадковий) член, що враховує локальні деформації.

У практичних спостереженнях для більшості об'єктів зв'язок між показниками Δl_t і ΔS_t має лінійний або квазілінійний характер на початкових етапах деформування, переходячи у нелінійну зону при активному розвитку тріщин.

Для досягнення високої точності та коректного порівняння результатів цикли нівелювання осадкових марок і вимірювань розкриття тріщин повинні:

- виконуватися синхронно;
- використовувати єдину часову шкалу для побудови графіків $S = f(t)$ та $\Delta l = f(t)$;
- мати однакову періодичність, що узгоджується із швидкістю деформаційних процесів (1 раз або двічі на місяць у період активного будівництва, надалі 1 раз на місяць або 1 раз на два місяці).

Таке узгодження дозволяє будувати інтегровані часові ряди, що відображають спільну динаміку осідань і тріщиноутворення.

Для аналізу даних моніторингу застосовується одночасне порівняння:

- графіка осідань фундаментів $S = f(t)$;
- графіка ширини розкриття тріщин $\Delta l = f(t)$;
- та похідних характеристик – швидкості $V_S, V_{\Delta l}$ і прискорення $W_S, W_{\Delta l}$.

Накладання цих кривих у єдиній часовій системі координат дозволяє виявити:

- синхронність чи запізнення розвитку тріщин відносно осідань (параметр зсуву фаз Δt);

- залежність швидкості росту тріщини від інтенсивності осідань фундаментів;
- межі перехідних станів конструкції – від стабільного до активного деформування.

На плані будівлі формується карта ізоліній осідань і карта інтенсивності тріщиноутворення, що дозволяють просторово зіставити області максимальних осідань з зонами активного росту тріщин. Така візуалізація особливо цінна для визначення напрямів перерозподілу напружень у конструкціях.

Для кількісної оцінки взаємозалежності процесів використовується коефіцієнт кореляції:

$$r = \frac{\sum(\Delta S_t - \bar{\Delta S})(\Delta l_t - \bar{\Delta l})}{\sqrt{\sum(\Delta S_t - \bar{\Delta S})^2 \sum(\Delta l_t - \bar{\Delta l})^2}} \quad (2.28)$$

де $r \in [-1, 1]$.

- $r \geq 0.8$ – тісний прямий зв'язок (розкриття тріщин обумовлене осіданнями);
- $0.5 \leq r < 0.8$ – помірний зв'язок (вплив осідань частковий, можливі конструктивні особливості);
- $r < 0.5$ – слабкий або випадковий зв'язок (тріщини мають іншу природу – температурну, усадкову тощо).

Перевагами синхронного виконання спостережень тріщин та осідань фундаментів буде:

- Забезпечення повної просторово-часової картини поведінки будівлі під впливом нового будівництва.
- Дає змогу відокремити первинні геотехнічні причини (осідання) від вторинних конструктивних наслідків (тріщини).
- Підвищення надійності оцінки технічного стану та обґрунтованість рекомендацій щодо захисних заходів.
- Реалізація можливості раннього попередження про небезпечні процеси на основі збігу піків швидкості осідань і збільшення ширини тріщин.

Для практичного застосування в умовах міського будівництва приймаються наступні граничні критерії згідно таблиці 2.2.

Таблиця 2.2

Класифікація деформацій будівель оточуючої забудови

Категорія деформацій	Осідання S , мм	Нерівномірність $\Delta S/L$	Розкриття тріщин Δl , мм	Інтерпретація технічного стану	Рекомендовані дії
	Швидкість осідань V_s , мм/міс		Швидкість розкриття $V_{\Delta l}$, мм/міс		
I - незначні	≤ 5	≤ 0.0005	≤ 0.2	Конструкція стабільна, осідання рівномірні, тріщини неактивні або сезонні	Планові спостереження з типовою періодичністю
	≤ 0.5		≤ 0.05		
II - помітні	5–10	0.0005–0.0010	0.2–1.0	Початкові прояви нерівномірних осідань, локальні тріщини; ознаки розвитку деформацій	Підвищити частоту спостережень, перевірка стійкості вихідних реперів, локальний огляд
	0.5–1.0		0.05–0.15		
III - значні	10–20	0.0010–0.0015	1.0–3.0	Активний розвиток осідань і тріщин, деформації несучих елементів	Детальне обстеження, інструментальний контроль, розробка заходів із підсилення
	1.0–2.0		0.15–0.30		
IV - небезпечні	> 20	> 0.0015	> 3.0	Різке або прогресуюче осідання, активне розкриття тріщин (>3 мм), поява нових тріщин; можливе порушення стійкості конструкції	Негайне інженерне реагування, протиаварійні заходи, обмеження експлуатації, за потреби - зупинка робіт
	> 2.0		> 0.30		

Гранична зміна ширини розкриття тріщин $\Delta l_{\max} = 3$ мм відповідає межі працездатності більшості кам'яних та бетонних конструкцій при відсутності втрати цілісності несучих елементів. Якщо під час кількох циклів

спостережень фіксується стале зростання Δl або S , навіть без перевищення порогів, ділянка переводиться у вищу категорію ризику. Категорії I–II характеризують допустимі деформації, III — граничний стан, IV — аварійний або передаварійний стан. Методика моніторингу вертикальних деформацій та тріщин будівель оточуючої забудови представлена у вигляді блок схем на рисунках 2.6 та 2.7.



Рисунок 2.6 – Методика робіт на етапі початкового циклу моніторингу вертикальних деформацій та тріщин будівель оточуючої забудови [125-127]



Рисунок 2.7 – Методика робіт на етапі поточного циклу моніторингу вертикальних деформацій та тріщин будівель оточуючої забудови [125-127]

Розроблена поетапна методика моніторингу вертикальних деформацій та тріщин будівель оточуючої забудови включає підготовчий, планувальний, польовий і камеральний етапи на стадії початкового циклу та польовий, камеральний, аналітичний і рекомендаційний етапи на стадії поточного циклу. Така структура забезпечує системність, відтворюваність і достовірність результатів спостережень. Схеми виконання робіт (рис. 2.6, 2.7) відображають повний технологічний цикл моніторингу – від вивчення об’єкта і створення спостережної станції до камерального опрацювання, аналізу результатів і формування рекомендацій щодо безпечної експлуатації.

Розроблена класифікація переміщень (табл. 2.2) дає можливість кількісно оцінювати стан будівель та оперативно визначати рівень реагування – від нормального до аварійного. Це дозволяє використовувати результати моніторингу як основу для прийняття інженерних рішень під час будівництва і експлуатації об'єктів.

Запропонована методика забезпечує інтеграцію геодезичних спостережень у систему геотехнічного контролю оточуючої забудови, що в зоні впливу від нового будівництва і може бути використана як базова модель при проектуванні та виконанні моніторингу в умовах щільної міської забудови.

2.1.4. Методика моніторингу зсувних процесів територій між котлованом і існуючою забудовою

Моніторинг зсувних процесів у зоні взаємодії нового будівництва з навколишньою територією є критичним елементом системи геотехнічної безпеки. Особливої актуальності це набуває під час розробки котлованів на схилах або в районах із зниженими показниками стійкості ґрунтів.

Основна мета моніторингу – визначення просторових і часових параметрів переміщень ґрунтових мас, виявлення активних площин ковзання та прогнозування розвитку зсувних деформацій.

Зсув ґрунтового масиву відбувається внаслідок перевищення дотичних напружень над граничними значеннями опору зсуву ґрунту. У класичній постановці ця умова описується рівнянням Кулона-Мора:

$$\tau = c + \sigma \tan\varphi \quad (2.29)$$

де: τ – зсувне напруження на потенційній площині зсуву; c – питоме зчеплення ґрунту, зсувна міцність за відсутності нормального напруження. Це параметр, що враховує сили зчеплення між частинками ґрунту; σ – нормальне напруження, що діє на площину руйнування; φ – кут внутрішнього тертя, який враховує опір тертя між частинками ґрунту.

При настанні стану граничної рівноваги зсув розвивається по площині з мінімальним коефіцієнтом стійкості:

$$K_{st} = \frac{c + (\sigma - u) \tan \varphi}{\tau_d} \quad (2.30)$$

Залежить від таких факторів:

- Наявність води: Поровий тиск u в ґрунті, спричинений водою, зменшує ефективне нормальне напруження $(\sigma - u)$ і, відповідно, зменшує силу тертя, що утримує масив. Чим вищий поровий тиск, тим меншим буде коефіцієнт стійкості.

- Сили, що зрушують: Зсувне напруження τ_d виникає під впливом сили тяжіння та інших зовнішніх факторів і прагне зрушити масив. Збільшення τ_d призводить до зменшення K_{st} . Згідно з [128], зсувна територія вважається стабільною, якщо $K_{st} \geq 1.250$.

Для визначення оцінки стійкості схилу розрахунки проводяться із застосуванням сучасних програмних комплексів для вирішення геотехнічних завдань, що призначені для оцінки напружено-деформованого стану ґрунтових масивів при дії статичних та динамічних навантажень, а також оцінки стійкості схилів та укосів методами Моргенштерна та Прайса, Бішопа, Янбу, Фелленіуса, методом скінченних елементів (МСЕ), припускаючи, що поверхня ковзання має круглоциліндричну форму або визначаються у вигляді ламаних ліній. Програмні комплекси дозволяють виконати розрахунки ймовірних поверхонь ковзання круглоциліндричної форми та отримати мінімальні коефіцієнти стійкості найбільш небезпечних поверхонь ковзання за вимогою [128].

За результатами оцінки поверхонь ковзання встановлюють ймовірнісні деформаційні зони поверхні схилу/територій та глибину (відмітки) нестабільних ґрунтів.

Для контролю стійкості схилу під дією статичних та динамічних навантажень виконується інструментальний моніторинг зсувних процесів. Для моніторингу основне завдання полягає у вимірюванні фактичних переміщень у товщі ґрунтового масиву, що дозволяє простежити за зміною положення активної зони зсуву.

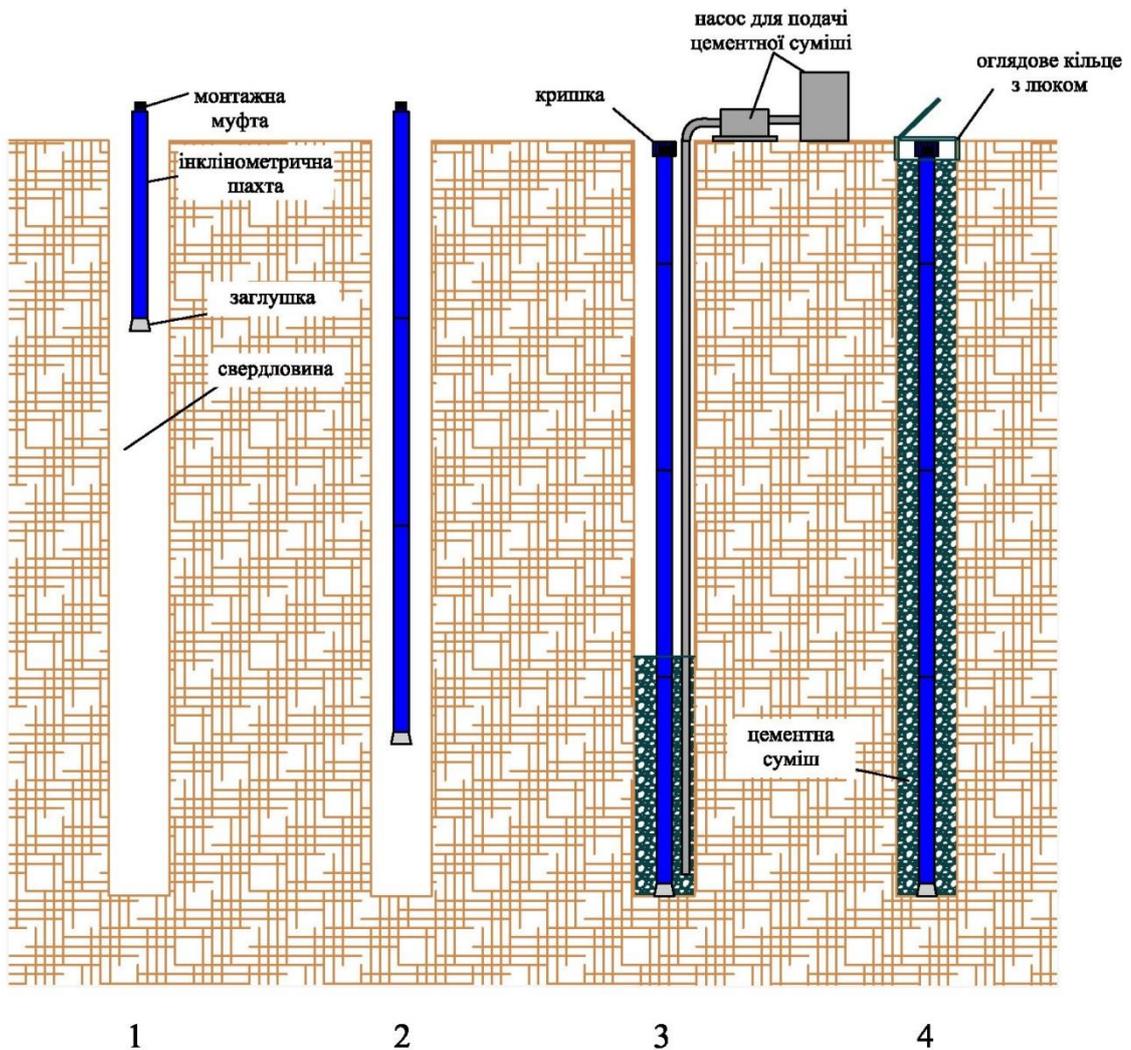
Основним інструментальним засобом контролю зсувних процесів є інклінометричні спостереження. Вони забезпечують високоточне вимірювання горизонтальних переміщень уздовж глибини свердловини.

Інклінометричний моніторинг передбачає проектування та влаштування спостережної станції, яка являє собою мережу інклінометричних свердловин, влаштованих в ґрунтовому масиві за умови – відмітка дна свердловини знаходиться нижче відмітки очікуваних деформаційних процесів та занурена у стабільні ґрунти. Проектування інклінометричних свердловин відбувається на геологічних розрізах з урахуванням фізико-механічних властивостей ґрунтів. Місця влаштування свердловин підбираються таким чином, аби їх географічне положення збігалось з критичними місцями ймовірних деформацій схилу.

Тип інклінометричної шахти та матеріалу для засипки вибирається відповідно до навколишнього ґрунту, щоб точно відображати деформації ґрунту. Відбувається підбір матеріалів подібних за деформаційними процесами до поточного ґрунту. Діаметр свердловини має бути достатньо великим, щоб можна було вставити інклінометричну шахту та забезпечити можливість виконання зворотної засипки навколо всього міжтрубного простору без утворення порожнин або м'яких зон. У випадку осипання стінок свердловини використовують обсадну трубу.

Інклінометрична шахта має бути відцентрована в свердловині, щоб цементний розчин повністю оточував шахту. Свердловина та інклінометрична шахта повинні бути максимально вертикальними, щоб мінімізувати помилки при виконанні вимірювань.

Під час монтажу направляючі пази повинні бути чистими, інакше можуть виникати проблеми з прохідністю зонда інклінометра. Перед засипкою обсадну трубу необхідно зорієнтувати парою канавок в очікуваному напрямку руху ґрунту. Монтаж інклінометричної свердловини включає в себе 4 етапи (рисунок 2.8):



1. Буріння свердловини нижче проектної відмітки дна ІС;
2. Монтаж та опускання інклінометричної шахти;
3. Заповнення цементною сумішшю міжтрубного простору;
4. Облаштування устя свердловини (встановлення оглядового люку).

Рисунок 2.8 – Етапи монтажу інклінометричної свердловини [34, 129]

Для моніторингу деформацій стійкості схилу по його перерізу використовують метод інклінометрії. Інклінометрія передбачає визначення просторового положення осі шахти шляхом періодичного вимірювання. Методика та принцип інклінометричних вимірювань приведено на рисунку 2.9.

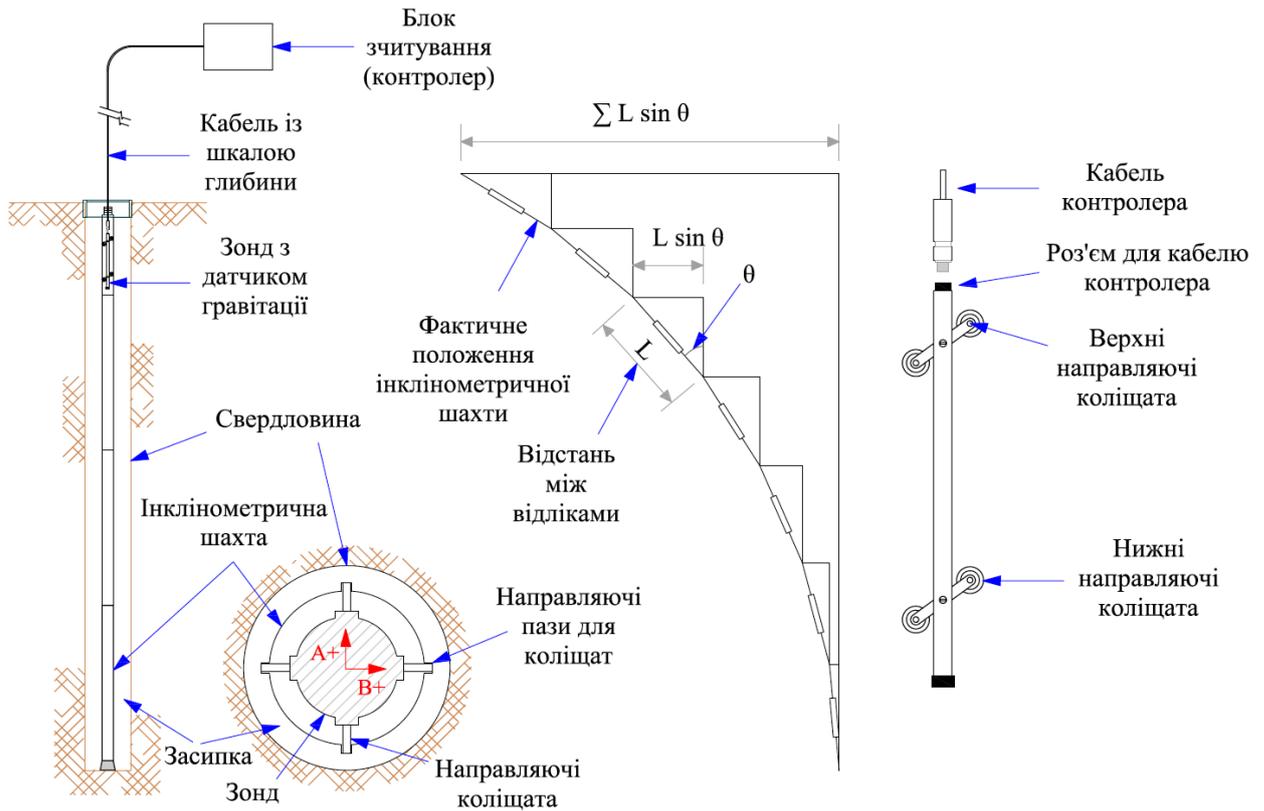


Рисунок 2.9 – Методика інклінометричних вимірювань [129]

Методика базується на фіксації зміни кута нахилу інклінометричної шахти відносно вертикалі у двох взаємоперпендикулярних площинах, котрі відповідають ортогональним координатним осям. Визначення локальних відхилень здійснюється за допомогою високочутливих акселерометричних датчиків (інклінометрів), які вимірюють компонент прискорення сили тяжіння у заданому напрямку. На основі отриманих відліків обчислюються кути нахилу та відповідні лінійні зміщення стінок свердловини, що безпосередньо відображають деформаційні процеси у масиві.

Зонд інклінометра розташовується у свердловині вздовж направляючих пазів інклінометричної труби, які забезпечують сталий азимут вимірювань. Кожен цикл вимірювань передбачає поступове переміщення зонда з кроком 0,5 м, починаючи від дна свердловини. На кожному рівні фіксується відхилення осі від вертикалі у двох площинах: вісь А – у напрямі пазів труби, вісь В – у напрямі, перпендикулярному осі А.

Висока точність інклінометричних спостережень забезпечується системою контрольних сум, що використовуються для виявлення випадкових та систематичних похибок. Вимірювання здійснюються двічі – при звичайному положенні зонда та після його розвороту на 180° , що дає змогу компенсувати похибки датчиків і механічних з'єднань.

Для аналізу оцінки точності та якості проведених вимірювань обчислюються контрольні характеристики:

1. Контрольна сума ($Check_A$ і $Check_B$), що характеризує якість польових вимірювань та визначається за формулою:

$$Check_A = A_n + A_{n180}, \quad Check_B = B_n + B_{n180} \quad (2.31)$$

де A_n, B_n – прямий відлік в позитивному напрямку осі А чи В;

A_{n180}, B_{n180} – обернений відлік, зонд повернутий на 180° від позитивного напрямку осі А чи В. Контрольна сума дозволяє виявляти випадкові помилки та виконувати польовий контроль, фіксується на контролері, що дозволяє оцінити вимірювання одразу в кінці повного прийому. Контрольна сума повинна бути в межах ± 40 . Додатково якість вимірювань оцінюються за графіком контрольних сум.

2. Локальний нахил ($\theta_{L_A}, \theta_{L_B}$) осі шахти в площинах А і В, визначається в градусах, на постійній глибині для кожної площини, за формулою:

$$\theta_{L_A} = \left(\arctan \frac{\frac{\sin \theta_A}{2}}{\sqrt{1 - \sin \theta_A \cdot \frac{\sin \theta_A}{4}}} \right) \cdot \frac{180}{\pi}, \quad \theta_{L_B} = \left(\arctan \frac{\frac{\sin \theta_B}{2}}{\sqrt{1 - \sin \theta_B \cdot \frac{\sin \theta_B}{4}}} \right) \cdot \frac{180}{\pi} \quad (2.32)$$

де $\sin \theta_A, \sin \theta_B$ – величина відхилення осі зонда в площинах А та В від вертикалі, отримана в процесі вимірювання. Локальний нахил осі шахти дозволяє контролювати якість вимірювань в камеральних умовах між циклами.

3. Кумулятивне зміщення ($\Delta A_k, \Delta B_k$) осі шахти в площинах А і В, визначається в міліметрах, на постійній глибині для кожної з площин за формулою:

$$\Delta A_k = \sin \theta_{A(n)} \cdot L + \sin \theta_{A(n-1)}, \quad \Delta B_k = \sin \theta_{B(n)} \cdot L + \sin \theta_{B(n-1)} \quad (2.33)$$

де $\sin \theta_{A(n)}$, $\sin \theta_{B(n)}$ – величина відхилення осі зонда в площинах А та В від вертикалі на постійній відмітці; $\sin \theta_{A(n-1)}$, $\sin \theta_{B(n-1)}$ – величина відхилення осі зонда в площинах А та В від вертикалі на попередній постійній відмітці; L – довжина плеча зонда, що становить 500 мм.

Первинні дані вимірювань підлягають камеральній обробці з метою побудови профілю фактичного положення інклінометричної шахти відносно вертикалі. Для цього виконується інтегрування похилих сегментів по всій довжині свердловини, що дозволяє отримати профіль кумулятивних зміщень.

Дані представляються у вигляді таблиць відхилень планового положення осі свердловини відносно першого циклу спостережень для кожної з осей (А, В). Знак «+» вказує на зміщення у позитивному напрямку відповідної осі, «-» - у протилежному.

Спостереження дають змогу отримати просторово-часову характеристику горизонтальних переміщень у тілі ґрунтового масиву. Подальша обробка результатів передбачає побудову графічних профілів зміщень, аналіз деформаційної структури схилу та визначення параметрів активної зони ковзання.

Для кожного циклу вимірювань за результатами кумулятивних зміщень уздовж осей А та В виконується побудова інклінометричних профілів – залежностей $\Delta A_k(z)$ і $\Delta B_k(z)$, де z – глибина, а ΔA_k , ΔB_k – зміщення відносно першого циклу. Профіль відображає реальне положення інклінометричної шахти у площині розрізу. Відхилення від вертикалі вказують на ділянки локальної деформації ґрунтових шарів. Для зручності інтерпретації профілі будуються у масштабі, що забезпечує однакову метричну шкалу по обох координатних осях. У випадку значних горизонтальних зміщень (більше 5–10 мм) профіль коригується на кутову деформацію з метою збереження геометричної відповідності між сусідніми рівнями вимірювання.

На основі складових зміщень ΔA_k і ΔB_k для кожного рівня глибини обчислюється вектор горизонтального переміщення:

$$R_k = \sqrt{(\Delta A_k)^2 + (\Delta B_k)^2} \quad (2.34)$$

а його напрям визначається кутом:

$$\alpha_k = \arctan \frac{\Delta B_k}{\Delta A_k} \quad (2.35)$$

Отримані значення використовуються для побудови планових векторних діаграм переміщень, які показують напрям і величину зміщення ґрунтових шарів відносно початкового положення свердловини. Такі діаграми дозволяють встановити напрям активного зсувного потоку.

Характер деформації інклінометричної шахти дає змогу визначити глибину активної зони ковзання. На профілі зміщень ця зона відповідає точці перегину кривої $\Delta(z)$, де спостерігається різка зміна нахилу або зростання амплітуди зміщень. Виділяють три типи деформаційних профілів:

1. Рівномірно деформований - свідчить про повільне просідання ґрунтів без формування чіткої поверхні ковзання.
2. Локально деформований - характеризується одним різким перегином, який визначає положення активної поверхні зсуву.
3. Багат шаровий (складний) - має кілька зон перегину, що вказує на наявність декількох рівнів ковзання або зсувних тіл.

Положення глибини активної зони ковзання визначається за виразом:

$$z_{кр} = z_i + \frac{\Delta z \cdot (\Delta_{i+1} - \Delta_i)}{(\Delta_{max} - \Delta_i)} \quad (2.36)$$

де Δ_i, Δ_{i+1} – значення зміщень на сусідніх рівнях, між якими спостерігається максимальна різниця, Δz – крок вимірювання (0,5 м). Таким чином, $z_{кр}$ відображає глибину, на якій відбувається найбільше накопичення деформацій, що відповідає площині ковзання.

З метою аналізу динаміки процесу будується графік розвитку горизонтальних переміщень у часі:

$$R_t = f(t) \quad (2.37)$$

де R_t – величина горизонтального зміщення (за вектором), t – момент спостереження. Така залежність дає змогу визначити:

- швидкість розвитку деформаційного процесу:

$$V = \frac{\Delta R}{\Delta t} \quad (2.38)$$

де ΔV – приріст вектору зміщення між двома циклами, Δt – інтервал часу;

- періоди активізації (криві ділянки графіка) та стабілізації (пологі або прямі ділянки);
- сезонні коливання, зумовлені змінами вологості або гідрогеологічного режиму.

Комплексний аналіз інклінометричних даних дає змогу:

- встановити глибину, амплітуду та напрям руху зсувної маси;
- оцінити зону впливу будівельних навантажень або гідрогеологічних факторів;
- здійснити прогноз розвитку деформацій за трендом:

$$R_{prog}(t) = R_0 + V_{сер} \cdot (t - t_0) \quad (2.39)$$

де $R_{prog}(t)$ – прогнозована величина горизонтального зміщення (у міліметрах або сантиметрах) у момент часу t ; R_0 – фактичне зміщення у момент початку прогнозу (t_0), тобто останнє відоме вимірне значення; $V_{сер}$ – середня швидкість розвитку деформацій, обчислена за кількома попередніми циклами вимірювань (мм/доба, мм/міс або мм/рік); $t - t_0$ – часовий інтервал між моментом прогнозу та останнім циклом вимірювань. Прогноз розвитку деформацій дозволяє передбачити момент можливого досягнення критичних значень переміщень. Побудовані часові ряди та просторові профілі є основою для розроблення систем раннього попередження про зсуви, оптимізації розташування інженерних споруд та визначення параметрів протизсувного захисту.

Результати використовуються для побудови 3D-моделі зсувного тіла, що включає як глибинні, так і поверхневі точки, з можливістю моделювання розвитку зсуву та прогнозування ризиків для прилеглої забудови.

Таблиця 2.3

Класифікація зсувних процесів [129]

Категорія деформацій	Характеристика процесу	Величина горизонтальних зміщень, мм	Орієнтовна швидкість зміщень, мм/добу	Інтерпретація
				Рекомендації
I - незначні	Початкова деформація, не впливає на стійкість схилу. Можливе сезонне або техногенне ущільнення.	0 – 5	< 0.1	Процес стабільний.
				Моніторинг у плановому режимі (1–2 рази/міс).
II - помітні	Активізація зсувного процесу, поява малих зсувних поверхонь, незначні тріщини на поверхні.	5 – 20	0.1 – 1.0	Можливі локальні деформації або впливи тимчасових навантажень.
				Необхідне посилення контролю (щотижневі вимірювання), попередні протизсувні заходи.
III - значні	Збільшення амплітуди зміщень у зонах ковзання, спостерігається зсув окремих блоків. Поява заколів ґрунту.	20 – 50	1.0 – 5.0	Високий ризик активізації.
				Негайна реалізація інженерних заходів стабілізації (дренаж, анкери, підпірні стінки).
IV - небезпечні	Прискорений розвиток зсуву, формування активної поверхні ковзання, тріщини розкриваються понад 3 мм, можливе руйнування споруд.	> 50	> 5.0	Аварійна ситуація.
				Негайне припинення робіт, термінове втручання. Проведення комплексних заходів з оцінки технічного стану існуючої забудови.

Таблиця 2.3 представляє класифікацію деформацій зсувних процесів за величиною горизонтальних зміщень і швидкістю їх розвитку. Вона дозволяє оцінити ступінь активності схилу та визначити необхідні рівні реагування під час геотехнічного моніторингу. У таблиці виділено чотири категорії деформацій – від початкових незначних змін до небезпечних активних зсувів, що можуть призвести до руйнування споруд. Для кожної категорії наведено діапазони горизонтальних зміщень, орієнтовні швидкості розвитку процесів, характеристику стану та практичні рекомендації щодо подальших дій – від планового спостереження до термінових протизсувних заходів.



Рисунок 2.10 – Схема проведення робіт на етапі початкового циклу моніторингу зсувних процесів [129]



Рисунок 2.11 – Схема проведення робіт на етапі поточного циклу моніторингу зсувних процесів [129]

Запропонована методика моніторингу зсувних процесів (рис. 2.10 та 2.11) у зоні взаємодії котловану з існуючою забудовою забезпечує комплексний підхід до контролю стійкості ґрунтового масиву. Вона поєднує розрахункові оцінки стійкості схилів за класичними геотехнічними моделями з інструментальними спостереженнями за допомогою інклінометрії.

Інклінометричний моніторинг дозволяє визначити фактичні горизонтальні переміщення, глибину та напрям активних площин ковзання, а також швидкість розвитку деформацій у часі. Побудова профілів зміщень і

часових рядів забезпечує можливість прогнозування розвитку зсуву та виявлення небезпечних тенденцій. Розроблена класифікація деформацій зсувних процесів і наведені схеми проведення робіт визначають порядок виконання спостережень, критерії оцінки стану та рекомендації щодо реагування. Методика спрямована на раннє виявлення ознак нестабільності схилу, запобігання руйнуванню споруд і підвищення рівня геотехнічної безпеки під час будівництва в складних інженерно-геологічних умовах.

2.1.5. Оцінка ефективності технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу

Комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу має забезпечити комплексне охоплення усіх складових об'єкту, що досліджується «огороження котловану – ґрунтовий масив – будівлі оточуючої забудови». Такий підхід дає змогу не лише фіксувати окремі прояви деформацій, а й виявляти причинно-наслідкові зв'язки між переміщеннями в різних елементах деформаційного середовища. Застосування комбінованих технологій має сприяти підвищенню достовірності оцінки напружено-деформованого стану, своєчасному прогнозуванню небезпечних тенденцій та оптимізації заходів інженерного захисту.

Концепція комбінованого моніторингу базується на паралельному виконанні геодезичних і інклінометричних спостережень, які взаємно доповнюють одне одного. Геодезичні вимірювання відображають поверхневі деформації, тоді як інклінометрія дає змогу контролювати розвиток переміщень у глибині ґрунтового масиву. У результаті формується цілісна тривимірна модель процесів деформування. Принципи узгодження даних:

- Просторова узгодженість – усі спостереження виконуються в єдиній геодезичній системі координат. Устя інклінометричних свердловин, осадкові марки й тахеометричні пункти фіксуються відносно спільної опорної бази, винесеної за межі зони деформаційного впливу. Такий підхід забезпечує точну сумісність поверхневих та глибинних спостережень у плані та висоті.

- Часова узгодженість – для синхронізації циклів спостережень встановлюється спільний інтервал оновлення даних – інтегрований цикл, який поєднує: інклінометрію (2 рази на місяць), геометричне нівелювання (1 раз на місяць), тахеометричні спостереження (2 рази на місяць), вимірювання тріщин (1 раз на місяць). Дані, отримані у межах одного календарного періоду, інтерполюються до єдиної контрольної дати. Це дає змогу будувати узгоджені часові ряди та виключає хронологічні зсуви між різними типами спостережень.

Алгоритм комбінування результатів передбачає послідовну інтеграцію даних різних типів за допомогою трьох рівнів обробки:

1. Первинна нормалізація – приведення результатів до єдиної системи координат і часової шкали.
2. Аналітичне поєднання – обчислення кореляцій між геодезичними й інклінометричними даними, визначення тенденцій та фазових зсувів.
3. Інтерпретаційне узагальнення – побудова комбінованих карт деформацій і профілів руху ґрунтових мас.

Для кількісної оцінки взаємозалежності між усіма видами спостережень формується матриця кореляційних зв'язків, яка охоплює показники:

- S_t – осідання фундаментів;
- l_t – розкриття тріщин;
- U_t – горизонтальне переміщення елементів огороження котловану;
- R_t – глибинні горизонтальні зміщення ґрунтів за даними інклінометрії.

Для кожної пари параметрів матриці i та j обчислюється коефіцієнт кореляції Пірсона за формулою:

$$r_{ij} = \frac{\sum(X_i - \bar{X}_i)(X_j - \bar{X}_j)}{\sqrt{\sum(X_i - \bar{X}_i)^2 \cdot \sum(X_j - \bar{X}_j)^2}} \quad (2.40)$$

де X_i, X_j — часові ряди спостережень відповідних параметрів (наприклад, S_t, l_t, U_t, R_t). Результатом обчислень є матриця кореляцій, яка узагальнює ступінь зв'язку між усіма видами деформаційних процесів (табл. 2.4).

Таблиця 2.4

Матриця кореляцій комбінованого моніторингу

Параметр	S_t	l_t	U_t	R_t
S_t	1.00	$r(S_t, l_t)$	$r(S_t, U_t)$	$r(S_t, R_t)$
l_t	$r(l_t, S_t)$	1.00	$r(l_t, U_t)$	$r(l_t, R_t)$
U_t	$r(U_t, S_t)$	$r(U_t, l_t)$	1.00	$r(U_t, R_t)$
R_t	$r(R_t, S_t)$	$r(R_t, l_t)$	$r(R_t, U_t)$	1.00

Матриця кореляцій комбінованого моніторингу дає змогу:

- Встановити ступінь взаємозв'язку між окремими видами деформаційних проявів, що відображають різні ланки системи «котлован – ґрунтовий масив – будівлі оточуючої забудови». Зокрема, високі значення коефіцієнтів $r(S_t, R_t)$ будуть свідчити про наявність кореляції між осіданнями фундаментів і глибинними горизонтальними зміщеннями ґрунтів, тобто про спільну причину деформування.
- Оцінити синхронність деформаційних процесів у часі. Позитивна кореляція між рядами l_t і U_t вказує на узгодженість змін розкриття тріщин у конструкціях з горизонтальними переміщеннями елементів огороження котловану.
- Ідентифікувати домінуючі фактори деформування. Порівняння коефіцієнтів $r(U_t, R_t)$ і $r(S_t, l_t)$ дозволяє визначити, який із процесів (поверхневі переміщення конструкцій чи глибинні зміщення ґрунтів) має більший вплив на розвиток загальної деформаційної картини.
- Виявити причинно-наслідкові зв'язки між різними рівнями деформацій – від внутрішніх зсувних процесів у ґрунтовому масиві до поверхневих проявів у вигляді осідань і тріщиноутворень у спорудах.

- Підвищити достовірність оцінки напружено-деформованого стану за рахунок взаємної перевірки результатів різних типів вимірювань і зменшення впливу випадкових похибок.

- Сформувати інтегральну модель прогнозування розвитку деформацій, у якій взаємозалежності між параметрами використовуються для уточнення математичних залежностей у часі, зокрема для визначення швидкості, прискорення та тенденцій розвитку процесів.

Отримані кореляційні залежності між параметрами комбінованого моніторингу дозволять не лише кількісно оцінювати ступінь взаємозв'язку між різними видами деформацій, а й перейти до інтегральної оцінки технічного стану об'єкта. Виявлені зв'язки між осіданнями, горизонтальними зміщеннями, розкриттям тріщин та інклінометричними показниками створюють підґрунтя для класифікації деформаційних станів, що відображає різні рівні розвитку процесів у системі «огородження – ґрунт – забудова». На основі узагальнення граничних величини деформацій на основі нормативних вимог сформовано інтегральну шкалу оцінки стійкості, у якій кожна категорія відповідає певному діапазону фактичних деформаційних показників і характеру прояву процесів (табл. 2.6).

Таблиця 2.6

Узагальнена класифікація деформаційних станів

Категорія	U_h , мм	S , мм	l , мм	R , мм	Тлумачення
I	≤ 5	≤ 5	$\leq 0,2$	≤ 5	Стабільний стан, незначні коливання
II	5–10	5–10	0,2–1,0	5–20	Початкові ознаки деформацій
III	10–20	10–20	1,0–3,0	20–50	Активний розвиток деформацій
IV	> 20	> 20	$> 3,0$	> 50	Передаварійний або аварійний стан

Узагальнена класифікація (табл. 2.6) дає змогу кількісно оцінювати поточний стан об'єкта за комплексом показників геодезичного та інклінометричного моніторингу. Категорії I–IV відображають чотири рівні розвитку деформацій – від стабільного стану до передаварійного. Показники

горизонтальних зміщень огороження (U), осідань фундаментів (S), розкриття тріщин (l) та глибинних зсувів (R) виступають взаємопов'язаними критеріями оцінки стійкості системи «огороження – ґрунт – будова». Перехід до вищої категорії свідчить про прогресування деформаційного процесу та необхідність підсилення контролю або вжити інженерних заходів стабілізації. Таким чином, наведена класифікація є основою для оперативної діагностики технічного стану об'єкта й формування рішень у системі геотехнічної безпеки.

Таблиця 2.7

Організація циклів комбінованого моніторингу

Метод	Періодичність	Основний результат	Візуалізація
Лінійно-кутові багаторазові засічки	2 рази на місяць	Вектори горизонтальних зміщень	План векторів деформацій, графік розвитку в часі
Нівелювання	1 раз на місяць	Осідання, швидкість V_s	Графіки $S = f(t)$
Тріщиноміри	1 раз на місяць	Δl , швидкість розкриття	Графіки $l = f(t)$
Інклінометрія	2 рази на місяць	Глибина та напрям зсувних процесів	Профілі $R(z)$

Організація циклів комбінованого моніторингу (табл. 2.7) передбачає узгодження періодичності різних видів спостережень для забезпечення повної часової та просторової репрезентативності даних.

Геодезичні вимірювання (лінійно-кутові, нівелювання, тріщиноміри) фіксують поверхневі зміщення та деформації конструкцій, тоді як інклінометрія відображає глибинні процеси у ґрунтовому масиві.

Оптимальне поєднання частоти спостережень – двічі на місяць для динамічних процесів і раз на місяць для повільних – забезпечує своєчасне виявлення тенденцій розвитку деформацій і формування безперервних часових рядів для подальшого аналізу.

Так побудований цикл дає змогу підтримувати єдиний ритм оновлення даних усіх підсистем моніторингу та підвищує ефективність прогнозування стану об'єкта.

Підсумок. Комбінування геодезичних та інклінометричних методів забезпечує повну тривимірну характеристику деформацій у системі «огороження – ґрунт – забудова». Завдяки одночасному контролю поверхневих і підповерхневих процесів досягається підвищення точності, достовірності та прогностичної цінності моніторингу. Отримані результати слугують основою для побудови цифрових двійників, калібрування розрахункових моделей та створення системи раннього попередження про небезпечні деформації.

2.2. Методика побудови цифрового двійника

Для фізичного моделювання напружено-деформованого стану пошкоджених багатоповерхових будівель найбільш часто використовують технологію чисельного моделювання на основі скінченних елементів. В скінченно-елементній моделі пошкоджених багатоповерхових будівель використовуються математичні наближення для моделей фізико-механічних властивостей будівельних матеріалів, моделей навантажень, обмежень та ін. Однак ядром скінченно-елементного моделювання є дискретизація і коректне завдання скінченно-елементної геометричної моделі пошкоджених багатоповерхових будівель. Для коректного проведення операції дискретизації пошкоджених багатоповерхових будівель необхідна кореляція зі складністю пошкоджених конструктивних елементів або їх відсутності в пошкодженій будівлі. Таким чином приходимо до уточнення геометричних крайових умов при застосуванні методу скінченно-елементного аналізу напружено-деформованого стану пошкоджених багатоповерхових будівель. Все це виконується в рамках парадигми Construction 4.0, зокрема, використанні технології цифрових двійників.

Концепція цифрового двійника (ЦД) вперше було використано NASA у програмі «Аполлон» та мав назву «paired model» - парна модель [48, 130]. В 2003 р. Майкл Грівз з Мічиганського університету представив «цифровий еквівалент фізичного продукту», який загально прийнято як перше введення

терміну «цифровий двійник». В 2006 р. в [131, 132] представлено «аватар продукту», який використовувався для підтримки двонаправленого потоку інформації, між фізичним продуктом та його цифровою копією. Визначення ЦД ґрунтується на інваріантному застосуванні в різних галузях [133, 134, 135] та відображає поведінку фізичної сутності «продукту», оновлення її протягом усього життєвого циклу «продукту» [136, 137, 138]. В [139] визначається ЦД як віртуальна заміна об'єктів реального світу, а в роботі [140] визначається ЦД як цифрове представлення об'єктів реального світу. В [141,142] описується ЦД як симуляція фізичного об'єкта для прогнозування його майбутньої поведінки в дійсності. Поєднання фізичного і цифрового світу разом із двонаправленою динамічною взаємодією фізичних об'єктів і віртуальних моделей є ключовими елементами цифрових двійників [137].

2.2.1 Загальна класифікація цифрових двійників за рівнем інтеграції

Наведені вище визначення ЦД відрізняються рівнем інтеграції даних між фізичним і цифровим світом. Деякі ЦД чисельно моделюються вручну і реально не пов'язані з жодним існуючим фізичним об'єктом, тоді як інші ЦД повністю інтегровані обміном даними з фізичним об'єктом в режимі online. В роботі [143] наведено класифікацію цифрових двійників на три підкатегорії відповідно до рівня інтеграції даних.

Цифрова модель (Product Avatar / Digital Model) – це цифрове представлення існуючого чи майбутнього фізичного об'єкта. В цьому випадку не використовується жодної форми автоматизованого обміну даними між фізичним об'єктом і цифровим об'єктом. Цифрове представлення може розрізнятися за рівнем глибини опису реального фізичного об'єкта. Експериментальні дані існуючих фізичних систем можуть бути використані для розробки таких цифрових моделей, але без автоматизованого обміну даними, вручну. Відсутній прямиий вплив цифрового об'єкта на фізичний та навпаки (рис. 12).

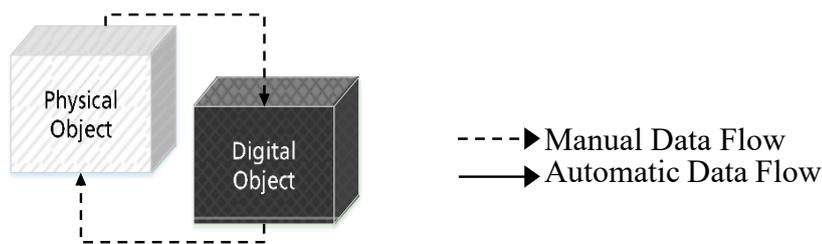


Рисунок 2.12 - Потік даних у цифровій моделі [143]

Цифрова тінь (Digital Shadow) – одностороння проекція реального об'єкта у цифровому просторі. Якщо є автоматизований односторонній потік даних між загальним технічним станом, або окремими характеристиками існуючого фізичного об'єкта та цифровою моделлю, тоді такий симбіоз можна назвати цифровою тінню. Зміна стану фізичного об'єкта призводить до коригування цифрової моделі об'єкту, але не навпаки. Коригування цифрової моделі об'єкту ніяк не впливає на зміну фізичного об'єкту (рис. 2.13).

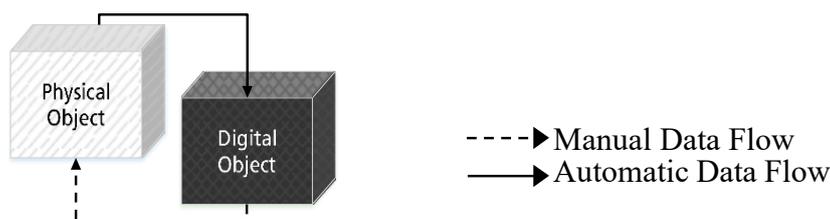


Рисунок 2.13 - Потік даних у цифровій тині [143]

Цифровий двійник (Digital Twin) - це інтегрована система, що забезпечує двосторонній зв'язок між реальним об'єктом та його цифровим представленням. Якщо існує повністю інтегрований автоматичний двонаправлений обмін даними між фізичним об'єктом і його цифровою моделлю, що відбувається в режимі online, то це можна назвати ЦД. У такому разі цифрова модель може діяти як керуючий екземпляр фізичного об'єкта. Можуть бути також інші об'єкти, фізичні чи цифрові, що викликають зміни в цифровому об'єкті. В такій комбінації зміни в технічному стані фізичного об'єкта безпосередньо призводять до зміни в моделі цифрового об'єкта. Вірне і зворотне твердження, навпаки (рис. 2.14).

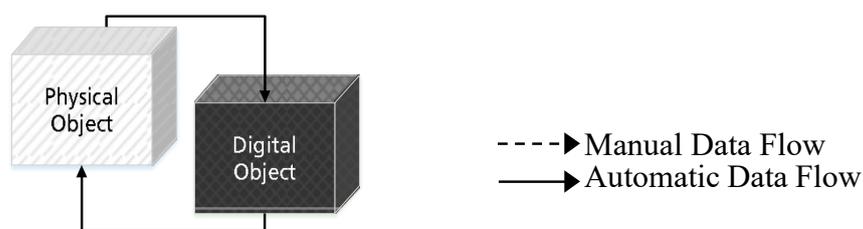


Рисунок 2.14 - Потік даних у цифровому двійнику [143]

Таблиця 2.8 узагальнює основні відмінності між трьома типами цифрових представлень об'єктів – цифровою моделлю (Digital Model), цифровою тінню (Digital Shadow) та цифровим двійником (Digital Twin), – відповідно до рівня інтеграції даних між фізичним і цифровим середовищем.

Таблиця 2.8

Порівняльна характеристика

Показник	Цифрова модель Digital Model	Цифрова тінь Digital Shadow	Цифровий двійник Digital Twin
Тип зв'язку	Відсутній	Односторонній (фізичний → цифровий)	Двосторонній (фізичний ↔ цифровий)
Оновлення даних	Ручне, періодичне	Автоматичне, одностороннє	Автоматичне, двонаправлене
Режим роботи	Offline	Майже в режимі реального часу	Online
Функції	Просторова візуалізація об'єкта	Просторова візуалізація об'єкта та пошкоджень	Просторова візуалізація об'єкта та пошкоджень, розвиток деформацій в часі
Етапи наповнення	Просторова модель без даних моніторингу / про пошкодження	Просторова модель з початковими даними моніторингу / даними про пошкодження	Просторова модель з регулярними даними моніторингу

На першому рівні – цифрова модель (Digital Model) – відсутній будь-який автоматизований зв'язок між реальним і віртуальним простором. Модель створюється вручну на основі даних натурних вимірювань, лазерного сканування або проектної документації. Її призначення полягає переважно у візуалізації геометрії об'єкта, виконанні статичних або аналітичних розрахунків. Дані моніторингу або про пошкодження не інтегруються автоматично, а можуть лише періодично вноситися вручну. Такий рівень

інтеграції характерний для класичних BIM- або CAD-моделей без елементів зворотного зв'язку.

Цифрова тінь (Digital Shadow) відображає односторонній потік даних від фізичного об'єкта до цифрового. Вона отримує інформацію з систем моніторингу, інклінометричних або геодезичних приладів і автоматично оновлює цифрову модель, але без можливості впливу на реальний об'єкт. Зміни, що відбуваються у фізичній системі (наприклад, деформації), автоматично відображаються у цифровій моделі, що дозволяє проводити аналіз поточного технічного стану. Проте цифрова тінь не має керуючих функцій – тобто зворотний потік даних (від моделі до об'єкта) відсутній.

На найвищому рівні інтеграції знаходиться цифровий двійник (Digital Twin), який реалізує двосторонній обмін даними між фізичною системою та її цифровим аналогом. У такій архітектурі цифрова модель не лише відображає, а й впливає на стан об'єкта, формуючи керуючі сигнали або прогностичні сценарії. Це дозволяє цифровому двійнику виконувати функції моніторингу, прогнозування, керування та оптимізації. У геодезичних і геотехнічних застосуваннях такий рівень відповідає інтегрованим системам, де результати вимірювань надходять у цифрову модель, що оновлюється в реальному часі та може здійснювати аналітичну оцінку ризиків або попередження аварійних ситуацій.

Таким чином, таблиця 2.8 демонструє еволюцію цифрових моделей від статичного представлення до інтелектуального двійника, який є невід'ємним елементом сучасних систем моніторингу деформацій інженерних споруд. Зі зростанням рівня інтеграції відбувається перехід від офлайн-візуалізації до активного керування станом об'єкта, що є ключовою характеристикою зрілої архітектури цифрового двійника.

Ця класифікація демонструє еволюцію концепції цифрового двійника – від статичної моделі до повноцінного інтерактивного інструмента керування фізичними об'єктами. Вона є теоретичною основою для побудови архітектури комбінованих геодезичних та інклінометричних систем моніторингу, де кожен

рівень розвитку визначає ступінь інтеграції вимірювальних, аналітичних і керуючих компонентів.

2.2.2 Загальна класифікація цифрових двійників за рівнями розвитку

У роботі [144] подано іншу характеристику Digital Twin, що базується на концепції так званих “development layers” – рівнів розвитку цифрового двійника. Згідно з цією класифікацією, архітектура цифрового двійника розподіляється на п’ять послідовних рівнів, кожен з яких виконує спеціальні функції в процесі формування, інтеграції та використання цифрового двійника (рис. 2.15).



Рисунок 2.15 - Архітектура цифрового двійника за рівнями розвитку [144]

Рівень 1 – Збір даних (Data Collection Layer). Цей рівень охоплює технології збору первинних даних і формування структурованих наборів даних, що описують стан фізичного об’єкта. Мета рівня – забезпечити повноту, достовірність та просторово-часову прив’язку усіх даних, необхідних для побудови цифрової моделі.

Рівень 2 – Передача даних (Data Transmission Layer). Рівень передбачає організацію мережевої інфраструктури для передавання інформації між

фізичним об'єктом, базами даних і цифровим середовищем. На цьому рівні формується односторонній або двосторонній потік даних, залежно від ступеня інтеграції системи (Цифрова модель / Цифрова тінь / Цифровий двійник).

Рівень 3 – Цифрове моделювання (Digital Modelling Layer). Рівень охоплює технології вимірювання параметрів фізичної сутності та побудови її віртуального представлення. Результатом є віртуальна копія фізичного об'єкта, яка може бути оновлювана в реальному часі на основі польових даних.

Рівень 4 – Інтеграція даних/моделей (Data/Model Integration Layer). Цей рівень забезпечує об'єднання інформаційних потоків між фізичним і цифровим середовищами та підтримує комплексне керування даними. Цей рівень є ядром цифрового двійника, де здійснюється злиття багатоформатних даних і моделювання поведінки об'єкта.

Рівень 5 – Сервіс (Service Layer). Завершальний рівень відповідає за надання функціональних сервісів кінцевим користувачам – аналітиків, інженерів, операторів систем моніторингу. Функціональне призначення: моніторинг об'єктів у режимі реального часу, прогнозування розвитку процесів, керування експлуатаційними параметрами об'єкта або системою попередження аварій, візуалізація та аналітика.

Таким чином, представлена п'ятирівнева архітектура розвитку цифрових двійників охоплює повний цикл обігу даних – від збору інформації на фізичному рівні до надання інтелектуальних сервісів для прийняття рішень. Вона створює основу для реалізації комбінованих геодезичних та інклінометричних систем моніторингу, у яких цифровий двійник виступає інтеграційним центром зв'язку між об'єктом та даними.

2.2.3 Прикладна методика побудови геометричного цифрового двійника пошкоджених будівель і споруд

Під геометричним цифровим двійником слід розуміти уточнену геометричну модель будівлі на основі фактичних даних. За класифікацією [143] це відповідає цифровій тіні (Digital Shadow). Для оцінки технічного стану пошкоджених будівель та споруд в межах індустріального відновлення

пропонується наповнення цифрової тіні даними, отриманими за результатами інженерно-геодезичних вимірювань за запропонованою методикою комбінування геодезичних та інклінометричних даних.

Прикладна методика побудови геометричного цифрового двійника пошкоджених будівель та споруд включає наступні кроки:

1. Крок. Отримання вихідних проектних даних про геометрію будівлі. У разі їх відсутності для п'ятиповерхових будівель масових серій і в інших випадках – проведення візуального обстеження з відповідними обмірами конструктивних елементів будівлі.

2. Крок. Побудова 3-D цифрової скінчено-елементної моделі будівлі до її пошкодження в пакеті прикладних програм розрахунку напружено-деформовано стану будівель та споруд. На цьому етапі використовуються дані з кроку 1. В якості пакетів прикладних програм розрахунку можна використовувати вітчизняні ліцензовані засоби ЛІРА або СКАД. Також існують закордонні більш потужні програмні засоби ANSYS, COSMOS та інші.

Можливо також побудова (2-D або 3-D) цифрової моделі будівлі до її пошкодження в наявному графічному редакторі, якщо подальші розрахунки в силу різних причин не передбачені. В той же час є термінова потреба в аналізі еволюції геометричних параметрів пошкодженої будівлі в часі (неповна версія цифрового двійника, застосування якої буде детально описано в розділі 3.3).

3.А. Крок. Уточнення цифрової моделі пошкодженої будівлі на основі даних обстеження та геодезичних вимірювань. Відображення в цифровій моделі пошкодженої будівлі: відсутніх, або пошкоджених конструктивних елементів, прогинів перекриттів, горизонтальні та вертикальні зміщення стін.

3.Б. Крок. У випадку проведення моніторингу деформацій пошкодженої будівлі 3.А. Крок вважається точкою відліку геометричного положення конструктивних елементів будівлі. При отриманні нових геодезичних результатів про геометричне положення, відбувається порівняння попередніх і нових результатів і на їх основі формуються відповідні рекомендації для прийняття управлінських рішень. Таким чином у першому наближенні (без

розрахунків напружено-деформованого стану пошкодженої будівлі) відбувається певний двонаправлений обмін даними між фізичним об'єктом і його цифровою моделлю, що відображено на рис. 2.14. В умовах війни і за відсутності побудови повноцінного цифрового двійника цей крок можна вважати достатнім для запобігання розвитку негативних деформаційних процесів пошкоджених будівель (з можливістю руйнування не тільки окремих поверхів, а і будівлі в цілому) під час її моніторингу деформацій.

Поєднання геодезичного моніторингу та цифрових двійників створює комплексний інструмент для управління ризиками і відбудови інфраструктури. Інтеграція дозволяє:

- оперативно збирати точні просторові дані;
- аналізувати деформації та ушкодження у тривимірному середовищі;
- планувати демонтаж та відновлення з урахуванням безпечних сценаріїв;
- масштабувати методика на різні об'єкти: житлові будинки, інженерні споруди, енергетичні об'єкти.

Цей синтез створює передумови для стандартизації процедур геодезичного моніторингу в умовах війни та формування національних методичних рекомендацій щодо безпечного відновлення критичної інфраструктури - рисунок 2.16.

Перспективи розвитку полягають у стандартизації методики, широкому впровадженні комплексних недорогих та простих систем збору даних, що не залежать від умов воєнного стану (робота РЕБ, перебої з енергопостачанням, нестійкий зв'язок, динамічний вплив від вибухів, заборона на польоти БПЛА), а також у створенні багатофункціональної системи геодезичного моніторингу пошкоджених і відновлюваних об'єктів у індустріальних масштабах. У післявоєнний період ці технології стануть основою безпечної експлуатації, управління ризиками та ефективної відбудови країни. Впровадження таких комплексних підходів сприятиме безпечному та ефективному відновленню інфраструктури України, дозволить формувати національні стандарти геодезичного моніторингу та управління ризиками для критичних об'єктів у

надзвичайних ситуаціях.



Рисунок 2.16 – Схема формування комплексного підходу для оцінки технічного стану пошкоджених будівель та їх застосування в умовах війни [189]

2.3 Висновок за розділом 2

У розділі теоретично обґрунтовано інтегрований підхід до спостережень у системі «огородження котловану – ґрунтовий масив – оточуюча забудова», який поєднує геодезичні (тахеометрія, нівелювання, контроль тріщин) та інклінометричні вимірювання. Комбінування забезпечує просторово-часову картину деформацій - від первинної реакції огороджувальних конструкцій до глибинних зсувних процесів у ґрунті та вторинних проявів у будівлях (осідання, тріщиноутворення).

Запропоновано методики моніторингу деформацій:

1) Для горизонтальних деформацій огородження котловану запропоновано метод прямих багаторазових лінійно-кутових засічок з векторизацією зміщень у двох координатах (X, Y). Забезпечується міліметрова точність за умови стабільної опорної бази та оптимальної довжини візирних променів.

2) Для вертикальних деформацій фундаментів запропоновано геометричне нівелювання, що забезпечує міліметрову точність з подальшим просторово-часовим аналізом деформаційних процесів.

3) Для контролю тріщин запропоновано контактні тріщиноміри з інварною базою (точність відліку 0,01 мм), що дає змогу розділяти сезонно-температурні коливання і конструктивно зумовлене зростання в часі.

4) У якості моніторингу зсувних процесів запропоновано інклінометричні вимірювання, у розділі детально представлено поетапну методику проектування та влаштування спостережної станції, етапи проведення вимірювань та камеральне опрацювання. Методика дозволяє отримати просторово-часову характеристику горизонтальних переміщень у тілі ґрунтового масиву та визначати глибини активної площини ковзання в часі.

Для кожної методики встановлено деформаційні інтервали та швидкісні характеристики розвитку в часі, що дозволяють встановити категорії деформацій (I–IV) для прийняття своєчасних управлінських рішень.

Запропоновано єдину часово-просторова інтеграцію і синхронізацію циклів та кореляційний аналіз. Виведено матрицю кореляцій комбінованого моніторингу для кількісного підтвердження причинно-наслідкових зв'язків. Кореляційний аналіз надасть змогу: відокремити первинні геотехнічні причини (деформації огороження, зсуви) від вторинних конструктивних наслідків (осідання, тріщини); виявити фазові зсуви за часом; збудувати інтегровані карти/профілі, де збігаються максимуми різних типів деформацій. Для прогнозування та раннього попередження у роботі запропоновано поєднання аналітичних апроксимацій просторових і часових процесів деформування. Таке математичне поєднання просторових і часових апроксимацій формує основу прогностичної підсистеми технології комбінування методів моніторингу, що дає змогу не лише фіксувати поточний стан, а й завчасно виявляти тенденції розвитку деформацій і запобігати небезпечним ситуаціям.

Описана методика ЦД: від цифрової моделі до цифрового двійника. Показано, що для умов будівництва та повоєнної відбудови найбільш практичним базовим рівнем є геометричний ЦД типу цифрова тінь – уточнена 3D-модель, яка регулярно оновлюється даними комбінованого моніторингу. Запропоновано прикладний алгоритм: вихідні проектні/обмірні дані → 3D-модель «до пошкоджень» (MSE/CAD) → уточнення за результатами обстежень/вимірювань → регулярне оновлення та порівняння з попередніми циклами → управлінські рекомендації. Такий підхід створює основу для подальшого переходу до повноцінного ЦД із двонаправленим обміном і сервісним рівнем (моніторинг, прогноз, прийняття рішень). Розділ формує цілісну методику, що переходить від вимірів за окремими підсистемами до інтегрованого аналізу з кількісними критеріями, прогнозом і відпрацюванням управлінських рішень. Це підвищує надійність геотехнічної безпеки в умовах щільної міської забудови у складних інженерно-геологічних умовах, дозволяє вчасно реагувати на небезпечні прояви та створює практичний фундамент для розгортання цифрових двійників об'єктів будівництва й експлуатації.

Підсумок. Запропонована технологія комбінування моніторингу та методика формування геометричного цифрового двійника забезпечують надійне виявлення причинно-наслідкових зв'язків «огородження → ґрунт → будівля», дають перевірені порогові критерії реагування, дозволяють виконувати прогноз розвитку деформацій і слугують базисом для впровадження повноцінних цифрових двійників як інструменту геотехнічної безпеки та сучасного будівництва.

РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ КОМБІНУВАННЯ ГЕОДЕЗИЧНИХ ТА ІНКЛІНОМЕТРИЧНИХ МЕТОДІВ МОНІТОРИНГУ ТА АДАПТАЦІЯ ДЛЯ УМОВ ВОЄННОГО ЧАСУ

3.1 Відпрацювання технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу на експериментальному полігоні

У якості експериментального полігону для відпрацювання технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій обрано будівництво офісно-житлового центру за адресою: вул. Мечникова, 11-а у Печерському районі м. Києва. Дослідження виконувалися в рамках програми науково-технічного супроводу (НТС), реалізованою ДП НДІБК. Нове будівництво – багатоповерховий офісно-житловий центр із двоповерховим підземним паркінгом, віднесена до V категорії складності і класу наслідків (відповідальності) СС3 [145]. Будівельний майданчик розташований між будинками № 9-а і № 11 по вул. Мечникова, у кварталі, обмеженому провулком І. Мар'яненка. На етапі підготовчих робіт, відповідно до заданої технології виконання (розділ 2.1), виявлені геологічні та геоморфологічні особливості експериментального полігону. Полігон знаходиться в підніжжі правого схилу Кловського яру, який прорізає Київське плато з північного сходу на південний захід і впадає в долину річки Либідь. Тальвег яру був засипаний у 1950-1960-х роках, що обумовило складний рельєф і потенційну зсувонебезпечність території. Абсолютні позначки денної поверхні - 150.0...170.0 м; біля будинку по пров. Мар'яненка, 7 - 169.9...170.7 м. Перепад висот ≈ 15 м.

Проект передбачає три різновисотні житлові будинки (25, 12 і 12 поверхів), об'єднані спільним шестиповерховим стилобатом із торговельно-офісною частиною та двоповерховим підземним паркінгом [147]. Каркас – монолітний залізобетон; просторову жорсткість забезпечує сумісна робота вертикальних і горизонтальних елементів.

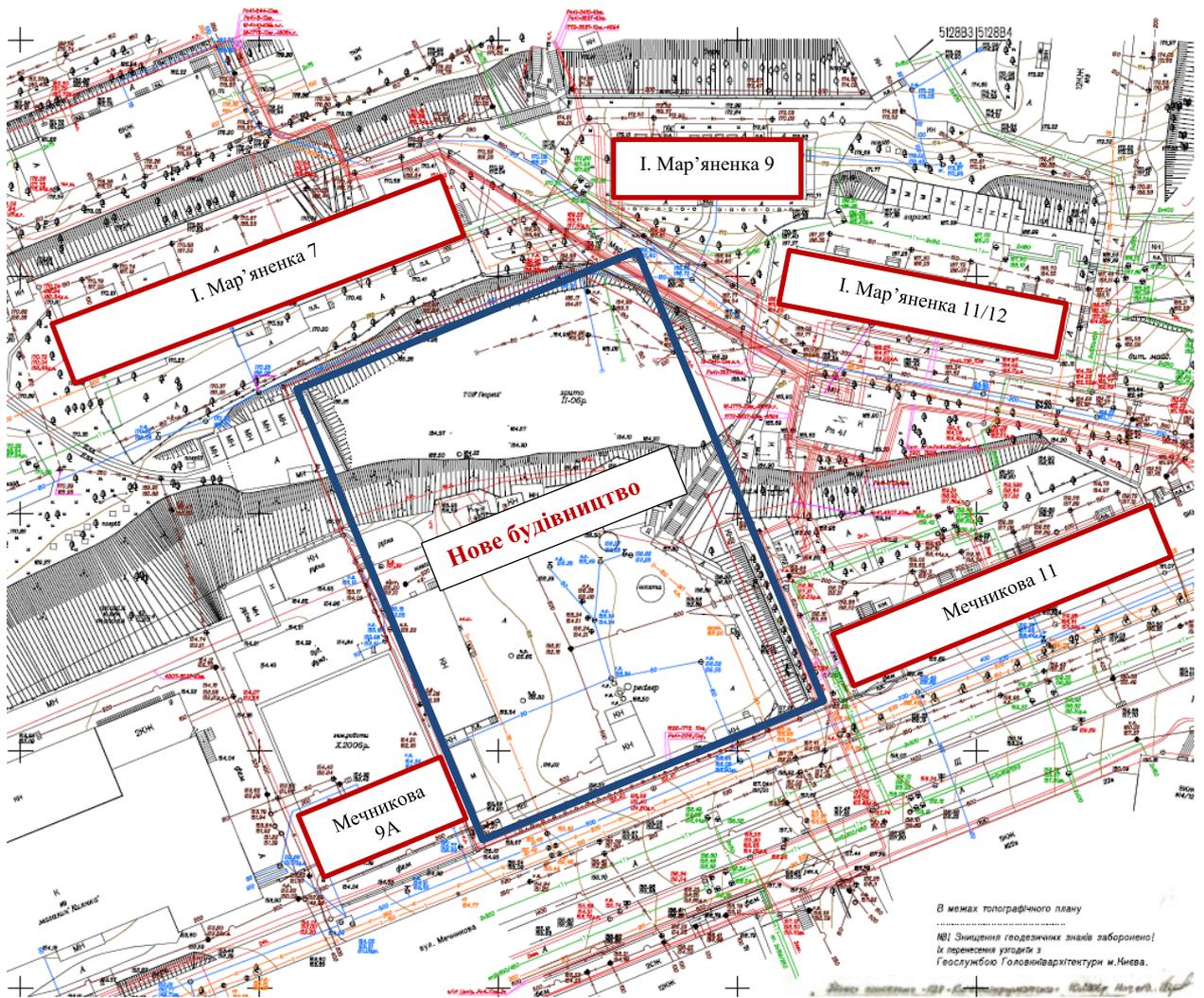


Рисунок 3.1 – Фрагмент топографічного плану масштабу 1:500 ділянки проектування [146]

На ділянці збережено споруди попереднього проекту (2006–2008 рр.): підпірні стіни огороження котловану, триповерхову протизсувну етажерку, технологічний ствол № 230 метрополітену, а також шпунтові палі внутрішнього огороження. Зовнішнє огороження виконано із буронабивних паль діаметром 880-1000 мм і довжиною 13-28 м. Підшва паль занурена в полтавські піски на ≥ 0.5 м. Під час первинної екскавації (2008 р.) застосовували чотири ряди ґрунтових анкерів. Два верхніх ряди пройшли під житловим будинком № 7 по пров. Мар'яненка, що спричинило нерівномірні осідання й тріщини. Роботи було припинено, будинок узято в затяжки, а фундаменти підсилено. Надалі споруджено триповерхову монолітну залізобетонну етажерку, що виконує роль стабілізуючої конструкції.

З урахуванням історії ділянки, геоморфології та конструктивних особливостей було розроблено розрахункову модель системи огороження та схилу (ПЗ «LIPA-WINDOWS») і програму виконання моніторингу (ПВМ). До зони впливу увійшли: зовнішнє й внутрішнє огороження котловану та етажерка; чотири та п'ятиповерхові житлові будинки, одна двоповерхова нежитлова споруда, ґрунтовий масив схилу під трьома житловими будинками. Відповідно до узагальненої схеми комбінованого моніторингу (розділ 2.1.4) програма досліджень на полігоні повинна включати в себе: моніторинг горизонтальних деформацій конструкцій огороження котловану; моніторинг деформацій оточуючої забудови (5 будівель) – осідання фундаментів, розкриття тріщин; моніторинг зсувних процесів схилу. Тож варто зазначити, що обраний експериментальний полігон підходить для відпрацювання технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій.

3.1.1 Моніторинг горизонтальних деформацій

Підготовчі роботи склались з вивчення об'єкта та умов проведення робіт, на основі цих даних виконано математичний прогноз очікуваних деформацій відповідно до рис 2.3. Для оцінки стійкості схилу виконано розрахунок [148, 149] ділянки схилу Кловського яру з його підрізанням під будівництво офісно-житлового комплексу до проектної позначки дна котловану 147,400 м із урахуванням існуючих конструкцій огороження котловану та існуючої споруди (етажерки) в котловані. Просторова розрахункова модель для розрахунку системи огороження котловану побудована за допомогою програмного комплексу «LIPA-WINDOWS» представлена на рисунках 3.2.

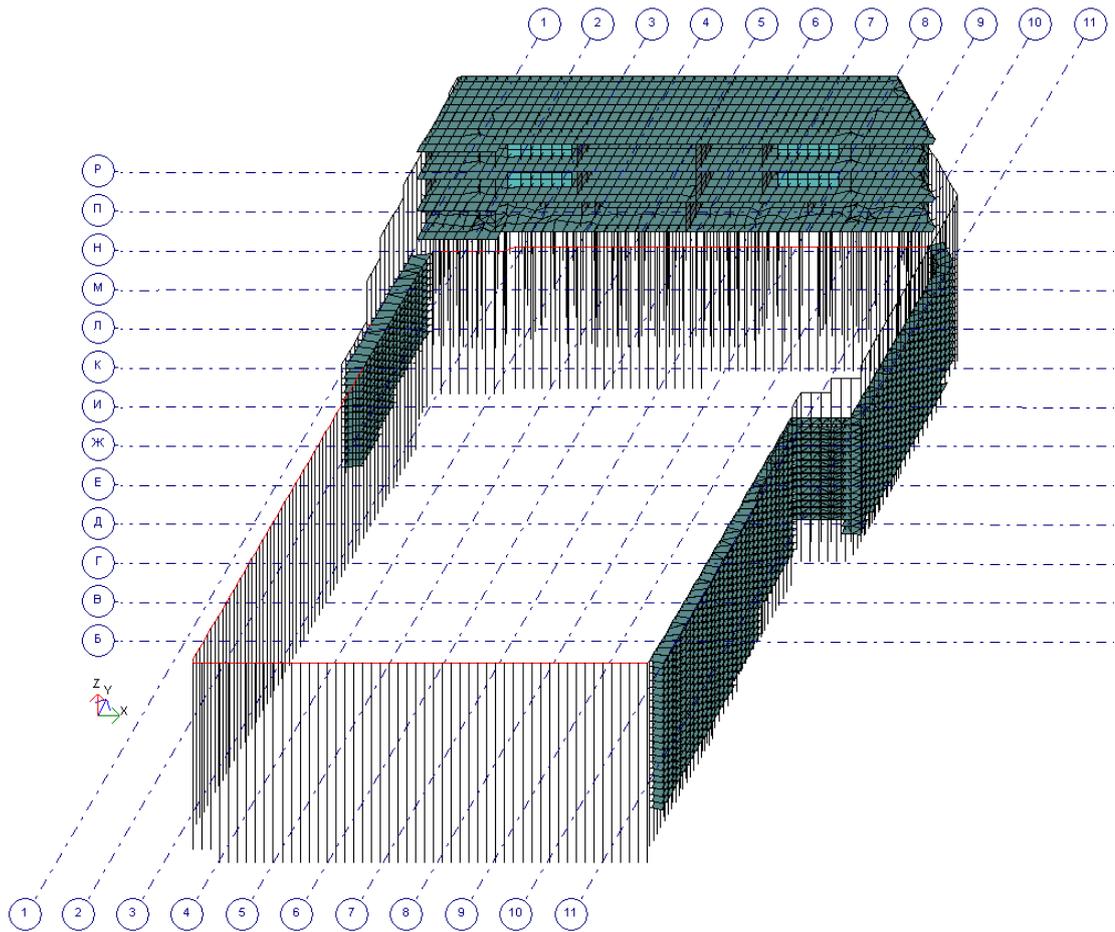


Рисунок 3.2 – Загальний вигляд розрахункової моделі системи огорожі котловану з урахуванням спільної роботи конструкцій зовнішнього та внутрішнього контурів огорожі котловану, а також конструкцій стилобату при розробці котловану до позначки дна котловану 147.35 м

Складовими елементами розрахункової моделі є конструкції зовнішнього та внутрішнього контурів огороження котловану та конструкції етажерки стилобату в осях Н-Р/1-9, конструкції ростверків та спеціальні елементи, що моделюють роботу ґрунту між рядами паль. Розрахунок виконаний для стадії екскавації ґрунту з котловану до позначки земної поверхні в котловані 147.35 м (дно котловану, що проектується). Результати розрахунку представлені в таблиці 3.1 та на рисунку 3.2.

Таблиця 3.1

Результати визначення переміщень (мм) вузлів розрахункової моделі огороження котловану при виїмці ґрунту до позначки 147.35 м [148, 149]

Номер перерізу	Ділянка визначення переміщення палі	Відмітка	Переміщення вузла U _x	Переміщення вузла U _y
1	На рівні голови палі	154,84	110	-12
	На рівні дна котловану	147,35	44	-10
2	На рівні голови палі	155,20	1,6	99,5
	На рівні дна котловану	147,35	-	32
3	На рівні голови палі	155.45/ 154.84	157/ 152	-18/-14
	На рівні дна котловану	147.35	88/ 67	-36/ -21
4	На рівні голови палі	155,20	-23	126
	На рівні дна котловану	147,35	-43.3	-9
5	На рівні голови палі	164,45	-351	-
	На рівні ростверку	155,35	-179	-5
	На рівні дна котловану	147,35	-54/ -25	13/ -
6	На рівні голови палі	155,35	-150	1
	На рівні дна котловану	147,35	-90/ -66	15/ -1
7	На рівні голови палі	155,20	-113	7
	На рівні дна котловану	147,35	-68	6
8	На рівні голови палі	155,20	-70	7
	На рівні дна котловану	147,35	-36	-

Примітка. В чисельнику приведені значення для палей зовнішнього контуру, в знаменнику – для палей внутрішнього контуру

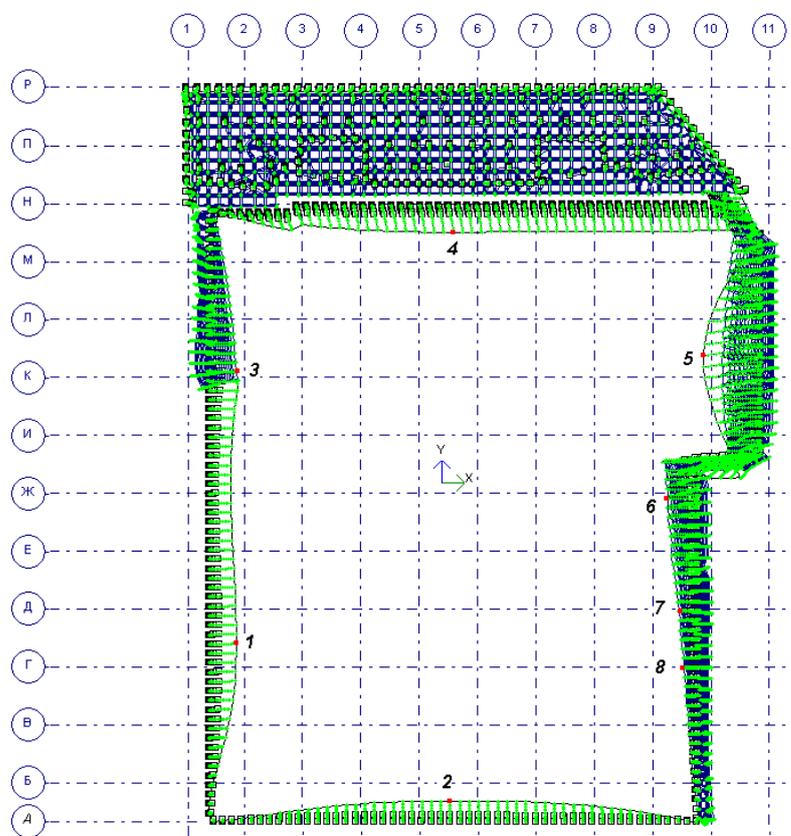


Рисунок 3.2 – Схема деформованого стану конструкцій палей огорожі котловану та ростверку (проекція на площину ХУ) при виїмці ґрунту з котловану до позначки 147.35 м [149]

Аналіз даних таблиці 3.1 та рисунку 3.2 показує, що найбільша величина переміщення верху палі 351 мм у бік котловану отримана в перерізі 5 по осі 11, де вільна довжина палі зовнішнього контуру близько 17 м, а палі внутрішнього контуру близько 8 м. Палі зовнішнього контуру по осях 1 та 10, які мають вільну довжину близько 8 м, отримали переміщення у своїй верхній частині до 150-157 мм. Помітний ефект у вигляді переміщення до 70 мм отримано на ділянці осі 10 між осями А-Д за рахунок об'єднання двох рядів палі загальним ростверком.

З урахуванням максимальних горизонтальних переміщень величиною до 350 мм, було прийнято рішення про підсилення огородження котловану шляхом встановлення тимчасової розпірної системи [150, 151, 152], що дозволило підняти несучу спроможність та зменшення впливу від розробки котловану. Система розпірок представлена на розрахунковій моделі навантажень, рисунок 3.3.

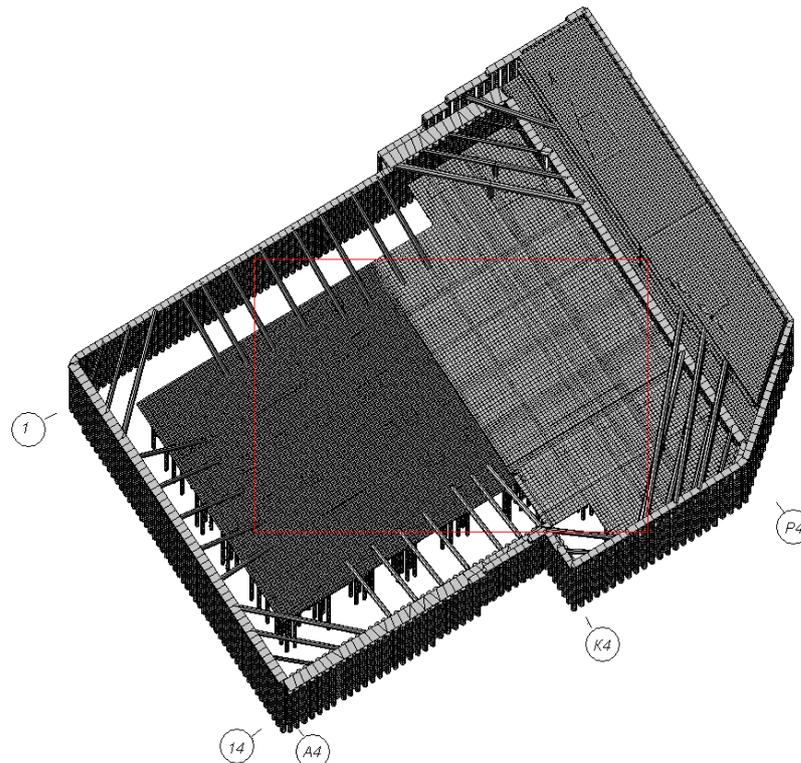


Рисунок 3.3 – Розрахункова модель з деталізацією ділянок влаштування розпірних систем [152]

За результатами розрахунку деформацій огороження котловану з врахуванням розпірної системи [151, 152] та за умови поетапної розробки котловану [150] максимальні деформації становлять до 56 мм внутрішнього контуру (площина перерізу 10 рисунку 3.4) та до 51 мм горизонтальних переміщень зовнішнього контуру огороження котловану (площина перерізу 10 рисунку 3.4).

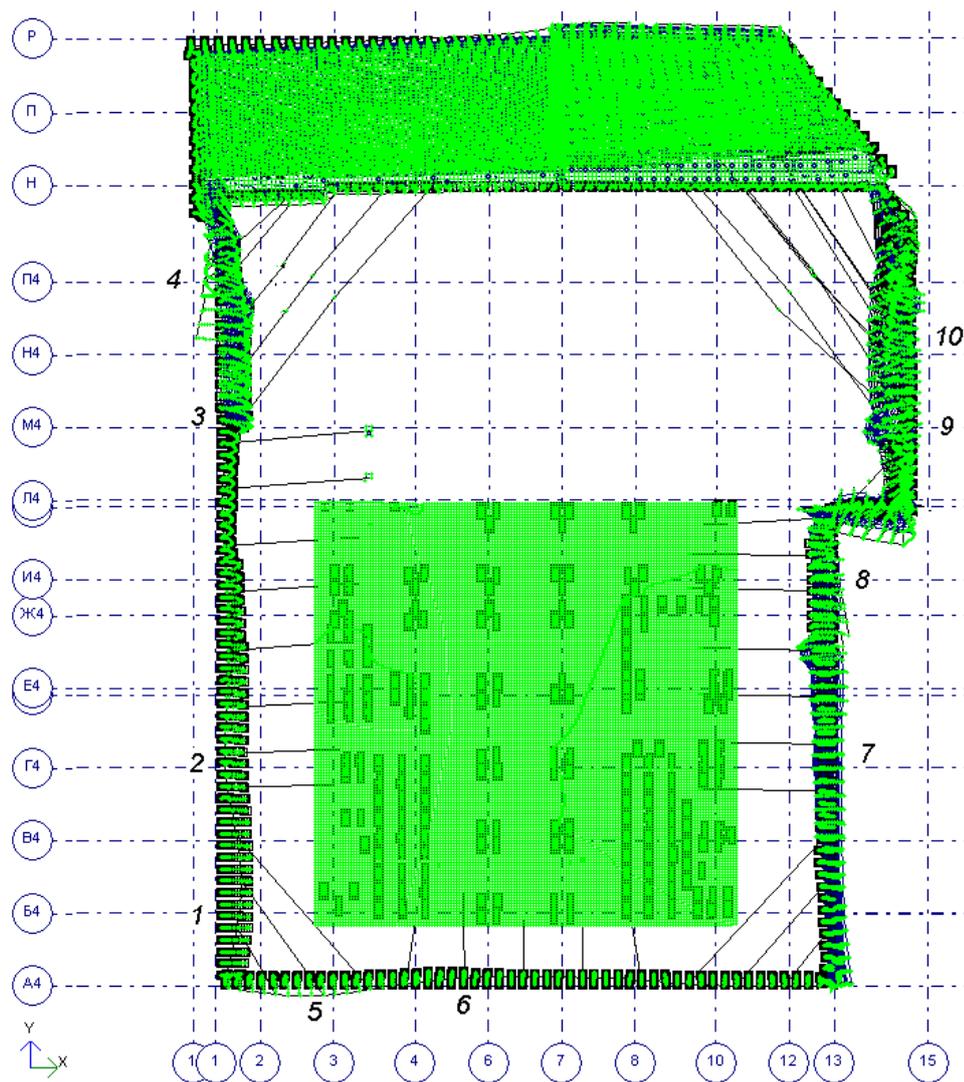


Рисунок 3.4 – Деформована схема огороження котловану, проекція розрахункової моделі на площину ХУ [152]

Встановлено що деформаційні процеси, що можуть виникати під час розробки котловану можуть негативно вплинути на стійкість схилу та оточуючу забудову, тому роботи по розробці котловану розділили на декілька

етапів. Процес виїмки ґрунту за вимогами проектувальників, експертів з розрахунку, керівника НТС, згідно вимог діючих нормативних документів [108-124, 128] та з урахуванням досвіду [125, 126] повинен виконуватися під регулярним наглядом геодезичної служби організації, що здійснює НТС.

Попереднє визначення точності вимірювань горизонтальних деформацій виконують залежно від очікуваної величини переміщень (в нашому випадку понад 50 мм), тож відповідно до таблиці 8.1 [109] для нашого випадку необхідно забезпечити величину допустимої похибки ± 2 мм, згідно таблиці 8.2 [109] маємо I клас точності вимірювань.

Для вимірювання величин горизонтальних переміщень точок ростверку підпірних стінок прийнято метод прямої багаторазової лінійно-кутової засічки. Цей метод забезпечує отримання величин горизонтальних переміщень з похибкою, що не перевищує ± 2 мм.

При середній квадратичній похибці виміру кутових напрямків, рівних $m_\alpha = \pm 2''$ і відстані до контрольних марок $\approx 50-80$ м очікувана середня квадратична похибка поперечного лінійного переміщення буде дорівнювати:

$$m_\Delta = m_\alpha'' \cdot \frac{L}{\rho''} = \pm 2 \cdot \frac{80000}{206265} = \pm 0.8 \text{ мм} \quad (3.1)$$

Розрахункова середня похибка поздовжнього лінійного переміщення (за рахунок похибки вимірювань довжин лінії) m_L складатиме ± 2 мм. Помилка за центрування приладу m_Z приймається $\pm 0,5$ мм. Помилка за наведення на ціль m_V приймається рівною 1 мм. Тож за умови рівного впливу, середньоквадратична похибка визначення координат контрольної марки складатиме:

$$m_l = \sqrt{(m_L^2 + m_\Delta^2 + m_Z^2 + m_V^2)} = \sqrt{(2^2 + 0.8^2 + 0.5^2 + 1^2)} = 2.4 \text{ мм} \quad (3.2)$$

Для того аби ще підняти рівень точності, було виключено помилку за центрування приладу та встановлено спеціальне обладнання з примусовим центруванням, а також координати кожної з планових марок визначалися тричі з трьох різних станцій стояння приладу. Таким чином середньоквадратична похибка вимірювань становить $1,9/\sqrt{n} = \pm 1.1$ мм, де n

кількість вимірювань точки в одному циклі вимірювань. Циклічність спостереження за результатами розрахунку стійкості схилу прийнята в нашому випадку двічі на місяць. Для спостережень деформацій огорожувальних конструкцій було підбрано наступний перелік приладів: електронний тахеометр, що має кутову точність 2" та лінійну 2 мм, світловідбивальні призми на трегері з оптичним центриром та призма з віхою.

Для уникання похибки за центрування було прийнято рішення встановити нерухомі стаціонарні штативи з примусовим центруванням. Це дозволило мати під час роботи постійні непорушні спостережні пункти з фіксованим центром.

Наступним етапом відпрацювання методики є встановлення спостережної станції. Спостережну станцію влаштовано до початку будівельних робіт, [153]. Спостережна станція являє собою мережу спостережних марок, встановлених по всьому периметру зовнішнього та внутрішнього контуру огороження котловану. Спостережна марка встановлювалася в конструкцію обв'язувальної балки огорожень котловану з густотою кожні 6-8 м. Кожна марка мала постійний центр, що являє собою конічне заглиблення, що підходить для постійного встановлення наконечника віхи в одне й теж місце. Марки були масивні та встановлені таким чином, щоб їх легко можливо віднайти на місцевості, та таким щоб нецілеспрямовано не пошкодити і не порушити їх положення.

На етапі планування польових вимірювань (проектування полігонометричних ходів) встановлено постійних станцій закріплення кутомірного приладу та призмових систем 5 шт., це були стаціонарні штативи, три з них були встановлені безпосередньо на конструкціях обв'язувальної балки і дві за межами майданчика. Також ще в роботі приймали участь 2-3 додаткові робочі станції, вони були плаваючі та встановлювалися у різних місцях для забезпечення трикратного візування деформаційних марок, рисунок 3.5. Станції встановлення приладів утворювали мережу трикутників, оскільки об'єкт розташований в схилі та має значний перепад висот, то для

зрівнювання похибок за вертикальний кут використовувалася мережа трикутників, яка дозволяла проводити поетапне зрівнювання та можливість відкидати випадкові похибки в процесі обробки.

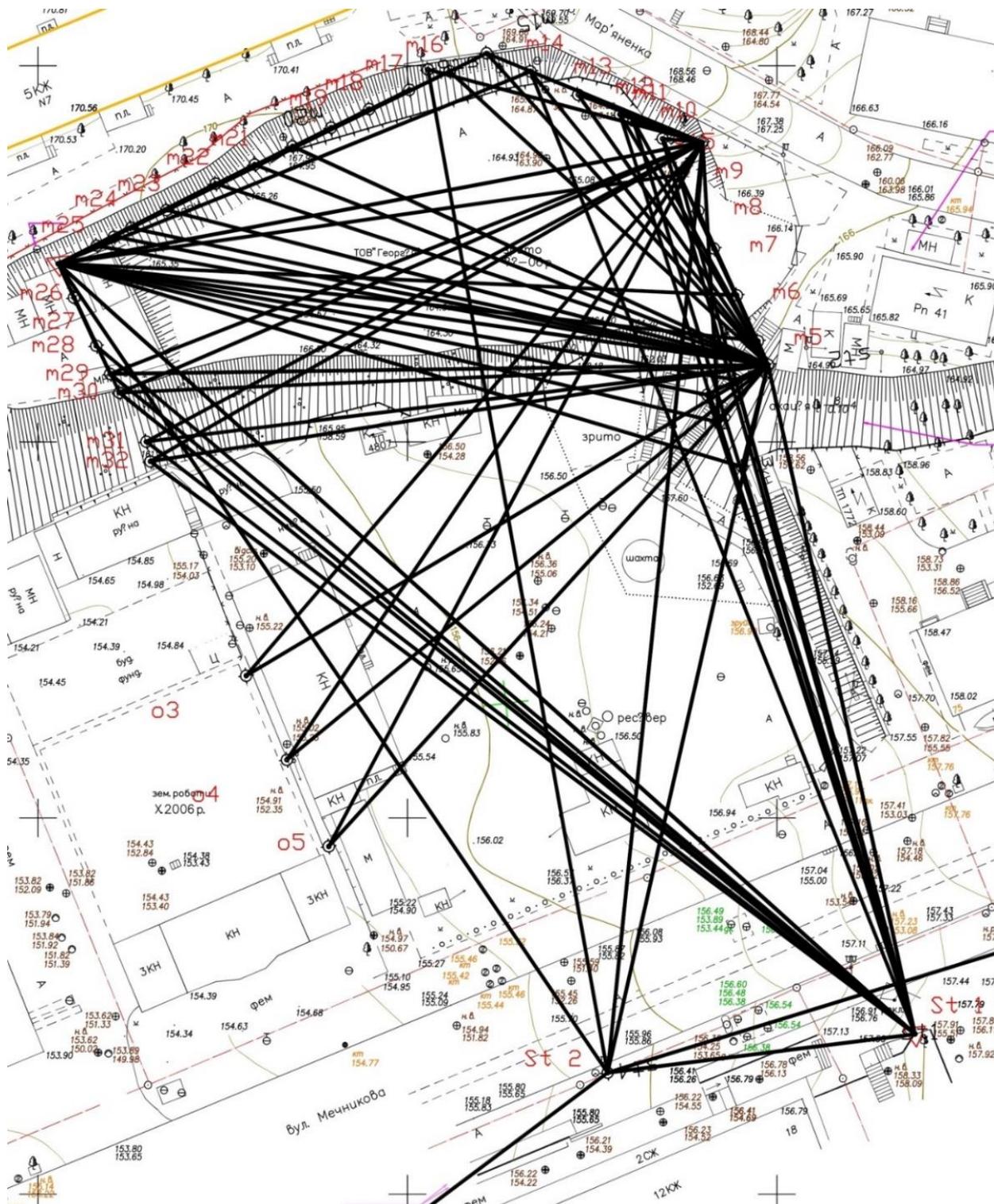


Рисунок 3.5 – Схема планової мережі при вимірюванні деформацій ростверку підпірної стіни огороження котловану

Додатково у якості опорних пунктів використовувалася мережа плівкових відбивачів, яка дозволяла контролювати стійкість спостережних пунктів за допомогою зворотної лінійно-кутової засічки. Світловідбивачі були встановлені як за межами зони впливу так і в зоні для надлишкових вимірювань та контроль стійкості навколишньої забудови. Схема ходу представлена на рисунку 3.5.

Призма з віхою під час вимірювань встановлювалася строго у вертикальне положення за показниками інтегрованого рівня та призма має конструктив, який дозволяв орієнтувати її на спостерігача з будь-якої спостережної марки. Прокладання полігонометричного ходу виконувалося лише за допомогою триштативного методу.

Вимірювання планового положення зовнішнього контуру котловану проводилося протягом 527 днів (17,6 календарних місяців, 15 липня 2014 р. – 24 грудня 2015 р.) з періодичністю двічі на місяць, загалом проведено 34 цикли, [153, 154, 155]. Спостереження внутрішнього огороження котловану тривало дещо менше (з 17 березня 2015р. по 24 грудня 2015 р.). Спостереження за зовнішнім та внутрішнім огороженнями суміщалися та проводилися по мірі зведення та розробці котловану. Таким чином по внутрішньому огороженню котловану виконано 18 циклів спостережень протягом 282 днів (9,4 місяці), [153, 154, 155].

Зрівнювання мереж геодезичних вимірювань виконувалося в програмному середовищі Digital Geodesy. Це програмне забезпечення дозволяє в ручному режимі керувати процесом зрівнювання планових мереж, зокрема процес зрівнювання можливо виконати з урахуванням вимірних кутів та ліній, а також окремо кутів і окремо ліній, що дозволяє відстежувати та виключати грубі помилки, що виникали в процесі вимірювання.

На етапі камеральної обробки програма здійснює зрівнювання параметричним способом за методом найменших квадратів з урахуванням усіх заданих вимірювань і виводить результати зрівнювання в три наступні відомості:

1. Відомість зрівняних координат (містить зрівняні значення координат пунктів та значення дирекційних кутів та відстаней по всіх існуючих зв'язках для кожного пункту). Перевагою цього комплексу є те, що він вирізняє всі повторні вимірювання, оскільки деформаційні марки вимірювалися з кожної станції (щонайменше з трьох) та зрівнює і представляє середні значення координат.

2. Відомість оцінки точності (містить середньоквадратичні помилки зрівняних координат, середньоквадратичні помилки лінійних та кутових значень зв'язків).

3. Відомість зрівняних вимірів (містить виміряні значення, поправки до них та зрівняні значення).

Зведена відомість оцінки точності вимірювань в 34 циклах приведена в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2

Зведена відомість оцінки точності результатів вимірювання за весь період моніторингу

Номер циклу	СКП X,U мм	СКП лінійних зв'язків, мм	СКП кутових зв'язків "	Похибка одиниці ваги	Середні фактичні нев'язки трикутників "	Номер циклу	СКП X,U мм	СКП лінійних зв'язків, мм	СКП кутових зв'язків "	Похибка одиниці ваги	Середні фактичні нев'язки трикутників "
1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
1	1.2	1.2	2.4	0.935	3.1	18	1.3	1.2	1.9	0.937	1.4
2	1.4	1.2	1.9	0.932	2.2	19	0.3	1.2	2.2	0.936	2.3
3	1.6	1.9	2.5	0.969	2.4	20	0.7	1.3	1.8	0.973	2.8
4	0.9	1.1	2.7	0.909	1.9	21	1.6	1.3	2.6	0.952	1.8
5	1.4	0.7	1.6	0.931	2.3	22	1.5	1.2	1.6	0.995	3.0
6	1.7	0.9	1.8	0.907	3.0	23	1.9	0.4	1.1	0.923	1.9
7	1.4	0.3	1.1	0.912	1.3	24	1.1	0.8	0.6	0.981	2.3
8	1.6	0.4	2.3	0.980	3.0	25	1.3	1.2	1.1	0.966	0.7
9	0.4	1.2	1.3	0.965	1.6	26	1.1	1.0	2.6	0.959	0.9
10	1.4	1.0	2.3	0.991	2.4	27	0.9	0.8	1.5	0.944	1.5
11	0.7	1.3	2.8	0.929	0.8	28	1.0	1.4	1.7	0.950	2.0
12	1.7	1.2	1.7	0.949	1.7	29	1.3	1.1	0.6	0.983	1.6
13	1.5	1.8	2.4	0.932	2.0	30	1.6	0.9	1.4	0.991	2.6
14	1.5	1.1	1.1	1.081	0.6	31	0.6	1.2	1.3	0.954	1.1
15	1.1	1.0	1.3	0.930	1.9	32	0.9	1.5	2.2	0.918	0.7
16	1.3	0.5	1.2	0.929	2.2	33	0.9	1.6	2.4	0.925	0.8
17	1.1	1.1	0.9	1.061	1.2	34	1.1	1.9	1.8	0.939	1.3

СКП координат (X, Y) – це числова характеристика точності визначення положення пунктів геодезичної мережі у плані (по осях X та Y), показує наскільки отримані координати пунктів можуть відхилитися від їхнього «істинного» положення (колонка 2 таблиці 3.2). За результатами оцінки точності 34 циклів спостережень встановлено, що величина СКП обчислення координат досягає 1.9 мм, що не перевищує 2.0 мм згідно вимог табл. 8.1 [109].

СКП лінійних зв'язків – це показник точності, який кількісно визначає розходження між виміряною довжиною відрізка та його істинним значенням, враховуючи випадкові похибки вимірювання. За даними отриманими з таблиці 3.2 (колонка 3) впродовж 34 циклів спостережень СКП лінійних зв'язків досягає 1.9 мм, що не перевищує 2.0 мм (згідно вимог табл. 8.1 та класу точності вимірювання згідно таблиці 8.2 [109]).

СКП кутових зв'язків – це показник точності, який кількісно визначає розходження вимірених значень кутових величин навколо їхнього середнього значення, що дає змогу оцінити надійність результатів вимірювань та виявити вплив випадкових похибок. Отримані дані (таблиця 3.2, колонка 4) не перевищують 2.8" та відповідає вимогам таблиці 8.4 [109].

Середні фактичні нев'язки трикутників – це показник точності геодезичної мережі, які відображають середнє значення різниці між теоретичною сумою кутів трикутника (180°) та фактично виміряною сумою. Згідно вимог таблиці 8.6 [109] кутова точність побудови геодезичної мережі у вигляді трикутників при довжині сторін від 50 до 100 м для I класу точності не повинна перевищувати 4", з таблиці 3.2 середні фактичні нев'язки трикутників в межах від 0.6" до 3.1", що задовольняє вищезгадану вимогу.

Похибка одиниці ваги - це основний показник якості зрівнювання результатів геодезичних вимірювань, який відображає середню похибку одного вимірювання, прийнятого з вагою, що дорівнює одиниці. Ця похибка показує, наскільки обчислені нев'язки узгоджуються з припущеними точностями спостережень. З таблиці 3.2 бачимо, що одиниця ваги вимірювання в кожному циклі наближена до 1, (перебуває в ідеальному

діапазоні від 0.907 до 1.081), тож можемо зробити висновок, що вимірювання рівноточні. Опорна мережа геодезичних пунктів є стабільною, а проведені вимірювання в різних циклах наближені до однакових рівноточних умов.

Наступним етапом камерального опрацювання є порівняння координат поточного циклу з попереднім та початковим, таким чином отримаємо різницю між координатами, що й являється величиною горизонтальних переміщень. Далі, маючи величини горизонтальних переміщень можемо обчислити напрямок вектору переміщень. Тож фінальним камеральним опрацюванням є визначення напрямку та величини горизонтальних переміщень U конструкцій огороження котловану відносно початкового положення, таблиця 3.3. У таблиці приведено величини горизонтальних переміщень по огороженню зовнішнього та внутрішнього контурів за весь період спостереження за наступними характеристиками: U_{max} – максимальне переміщення у циклі, U_{min} – мінімальне переміщення у циклі, U_{μ} – середнє переміщення за цикл, U_{Me} – медіана переміщення за цикл. Переміщення класифіковано за таблицею 2.1 розділу 2 за чотирма категоріями.

На етапі аналізу отриманих результатів 34 циклів геодезичного моніторингу деформацій (горизонтальних переміщень) внутрішнього та зовнішнього огороження котловану, відповідно до запропонованої методики, зафіксовано до 65 мм горизонтальних переміщень внутрішнього огороження та до 35 мм зовнішнього огороження, рисунок 3.6. Результати представлені у вигляді векторів переміщень, що дають змогу оцінити ступінь деформаційних процесів, оскільки вони мають напрямок та величину горизонтальних переміщень.

Додатково побудовано епюри горизонтальних переміщень для зручності порівняння розрахункових та фактичних переміщень, що зазнало огороження котловану - рисунок 3.7. Горизонтальні переміщення в процесі розробки супроводжувалися тріщиноутворенням в конструкціях обв'язувальної балки.

Таблиця 3.3
Відомість деформацій ростверку огороження котловану при будівництві, мм

дата	№ циклу	Зовнішнє огороження котловану				Внутрішнє огороження котловану			
		U_{max}	U_{min}	U_{μ}	U_{Me}	U_{max}	U_{min}	U_{μ}	U_{Me}
15.07.14	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
05.08.14	2	4,2	1,0	2,8	2,9	0,0	0,0	0,0	0,0
03.09.14	4	4,2	0,0	2,8	3,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10.10.14	6	4,2	0,0	2,3	2,2	0,0	0,0	0,0	0,0
04.11.14	8	4,2	1,0	2,6	2,8	0,0	0,0	0,0	0,0
15.12.14	10	4,2	1,0	2,5	2,2	0,0	0,0	0,0	0,0
12.01.15	12	5,0	2,2	3,7	3,6	0,0	0,0	0,0	0,0
02.02.15	14	8,9	2,2	5,6	5,4	0,0	0,0	0,0	0,0
05.03.15	16	10,8	3,0	6,6	6,7	0,0	0,0	0,0	0,0
07.04.15	18	14,9	2,2	7,8	7,4	5,0	1,0	2,2	2,2
13.05.15	20	16,1	2,8	8,9	8,4	4,2	1,0	2,4	2,2
03.06.15	22	14,9	4,5	9,1	8,9	5,4	1,0	2,4	2,2
15.07.15	24	17,0	5,0	10,2	9,9	6,4	1,0	2,6	2,2
14.08.15	26	24,0	5,0	11,6	11,5	28,6	0,0	7,0	4,5
18.09.15	28	27,1	5,0	12,9	12,4	34,5	0,0	9,5	6,1
15.10.15	30	35,0	4,2	15,3	14,2	56,1	2,8	16,4	10,0
18.11.15	32	35,0	4,2	15,3	14,2	63,0	2,2	20,1	14,6
24.12.15	34	35,0	4,2	15,4	14,3	65,4	3,2	22,1	16,0

I - незначні

II - помітні

III - значні

IV - небезпечні

Для сприйняття розвитку горизонтальних переміщень з прив'язкою до часу побудовано графіки розвитку в часі, представлено на рисунках 3.8 та 3.9. Аналізуючи графіки розвитку в часі можна виокремити дві фази активізації деформацій по зовнішньому огороженню котловану. Перша фаза була розпочата у січні 2015 року та тривала до березня 2015 року, за цей період зафіксовано до 15 мм горизонтальних переміщень. Друга фаза тривала з червня 2015 року до жовтня 2015 року, горизонтальні переміщення за цей період сягнули до 35 мм. За графіком розвитку в часі горизонтальних переміщень внутрішнього огороження котловану весь період моніторингу можна розділити на два періоди, тобто період спокою (березень – липень 2015 року, горизонтальні переміщення не перевищували 6 мм) та період активних деформацій (з липня по грудень 2015 року, за цей період зафіксовано

горизонтальні переміщення величиною 65 мм). Середня швидкість горизонтальних переміщень зовнішнього огородження котловану досягала до 4.1 мм на місяць. Середня швидкість деформацій внутрішнього огородження котловану досягала до 8.7 мм на місяць.

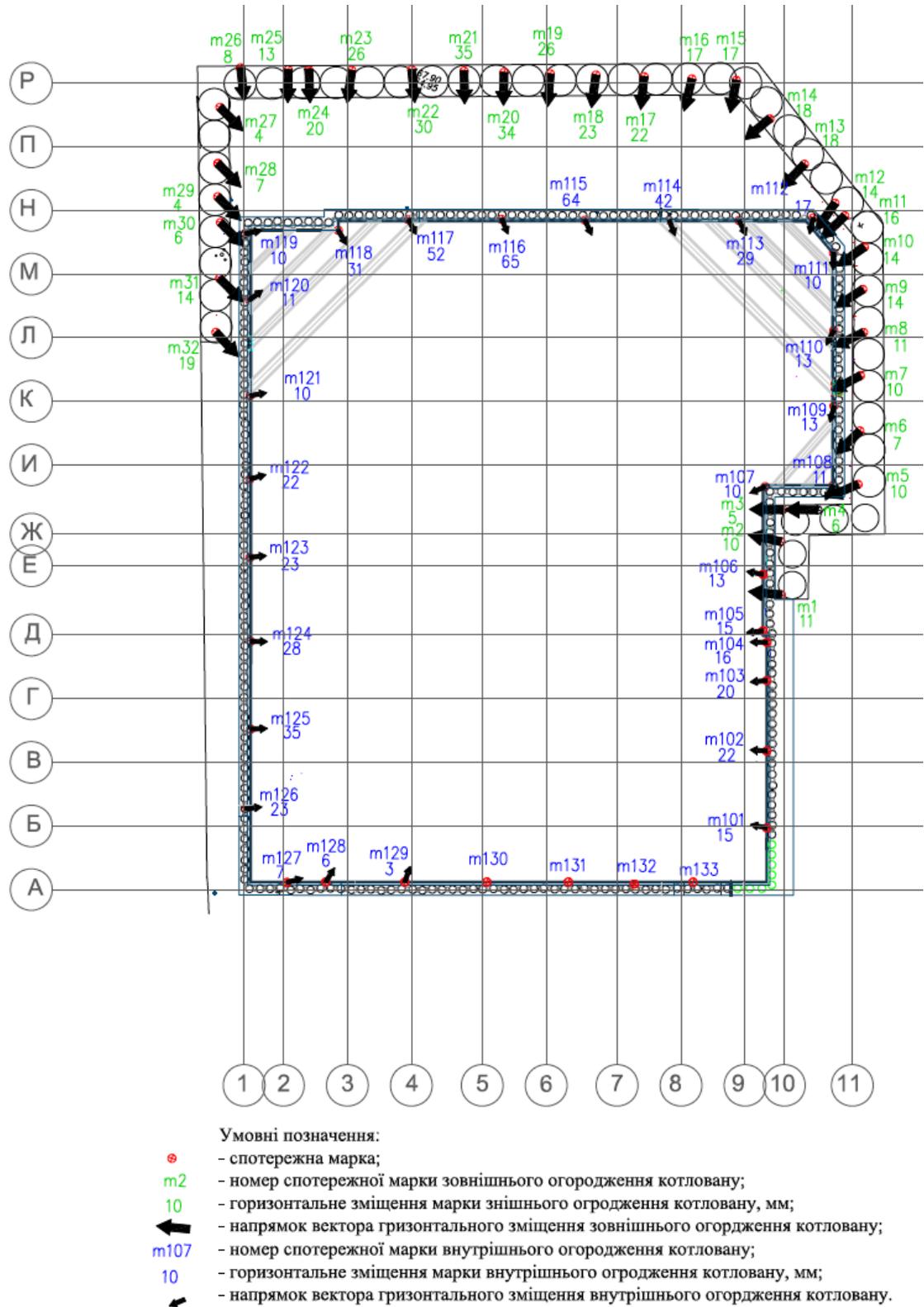


Рисунок 3.6 – Результати горизонтальних переміщень у 34 циклі

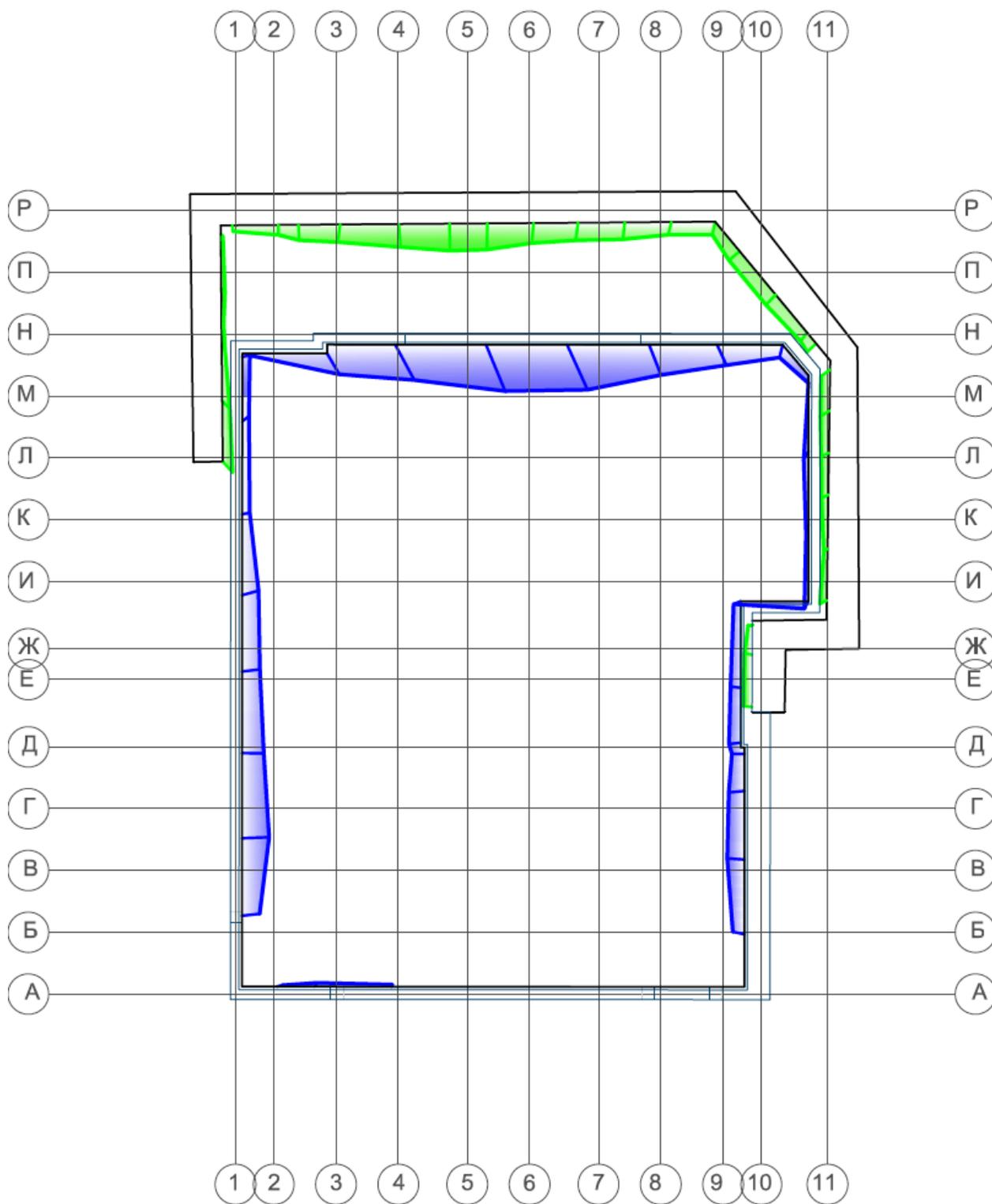


Рисунок 3.7 – Епюри горизонтальних переміщень за результатами всього періоду моніторингу

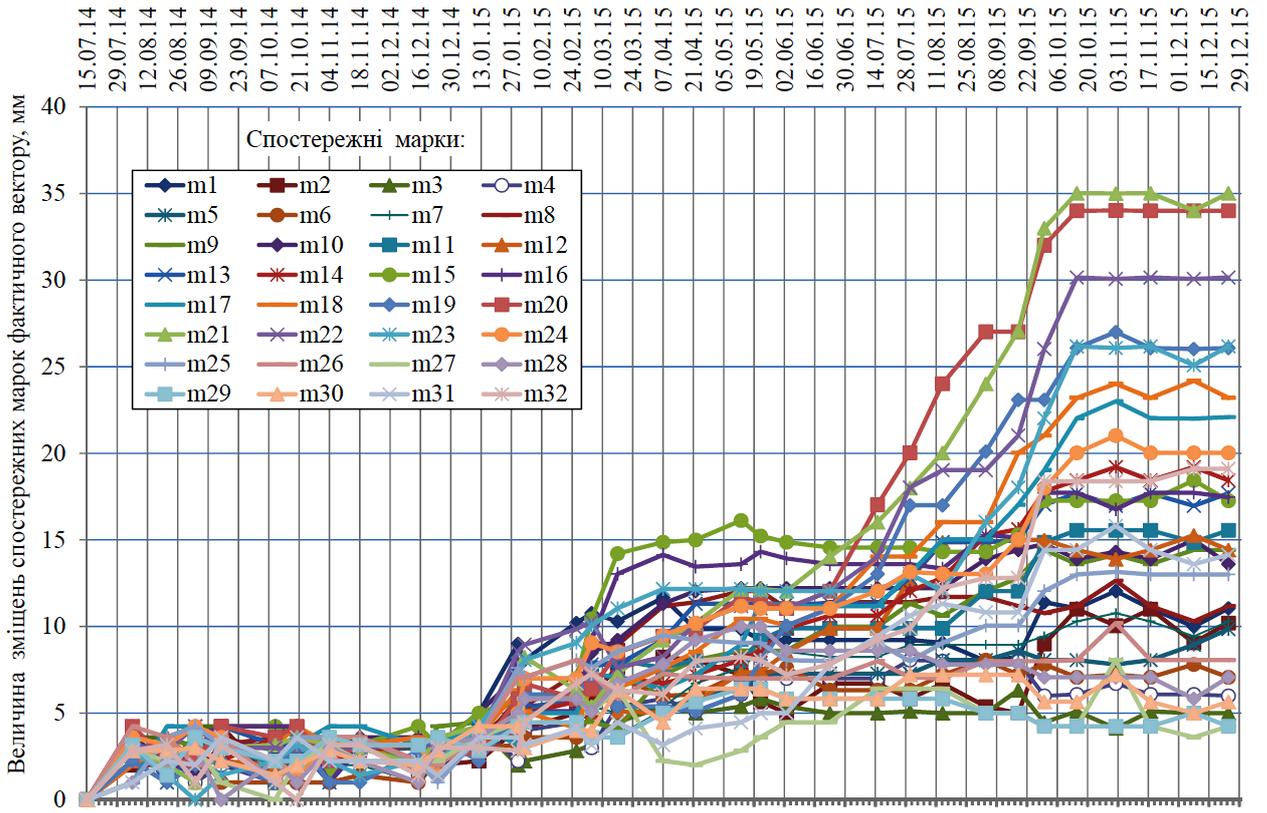


Рисунок 3.8 – Графік розвитку в часі горизонтальних переміщень зовнішнього огороження котловану

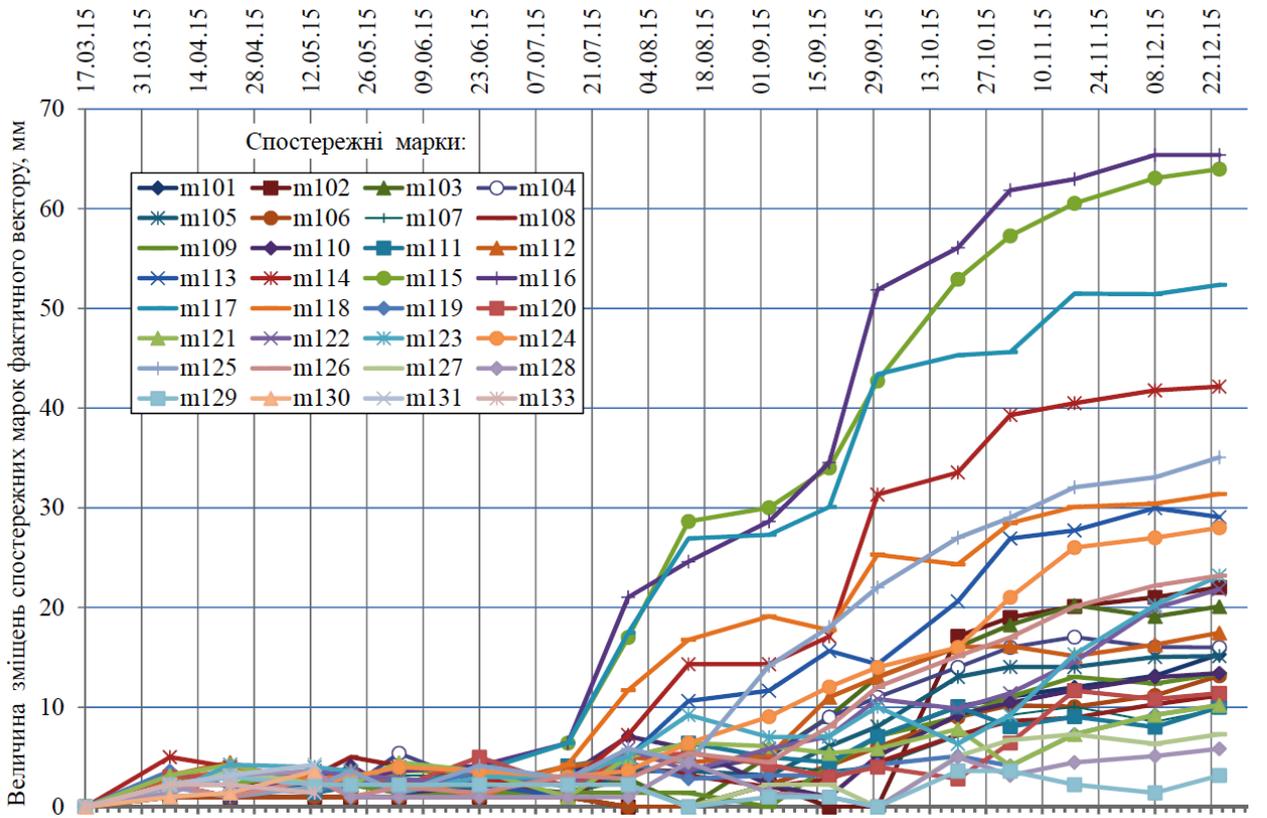


Рисунок 3.9 – Графік розвитку в часі горизонтальних переміщень внутрішнього огороження котловану

За результатами геодезичного моніторингу горизонтальних переміщень огороження котловану встановлено та підтверджено, що фактичні деформації перевищили розрахункові, а також максимальні горизонтальні зміщення було зафіксовано в інших місцях огороження котловану, що може бути пов'язано з гідрогеологічним впливом на підпірну стіну огороження котловану та відсутністю дренажних систем, що були передбачені в рекомендаціях по гідрогеологічному впливу [148], а також ще рядом інших факторів, що могли спричинити непередбачувані деформаційні процеси.

В процесі геодезичного моніторингу результати вимірювань направлялися наступного дня після кожного циклу різним виробничим і науковим структурам, що брали участь у будівництві даного об'єкту на етапі ґрунтових робіт. Результати геодезичного моніторингу надали можливості оцінити ступінь небезпеки, що могла виникнути під час проведення робіт та вплинути на технічний стан оточуючої забудови. Тож в процесі розробки котловану на основі геодезичних спостережень неодноразово приймалися рішення про коригування проекту влаштування розпірних систем, процесу розробки котловану та зведення залізобетонних конструкцій, що в свою чергу дало можливість зменшити активність деформаційних процесів.

Моніторинг огороження котловану виконувався до повного зведення перекриттів підземної частини будівлі, які зафіксували положення огорожувальних стінок.

Аналізуючи проведені роботи можна зробити висновок, що цей етап моніторингу надав можливість фіксувати дійсні величини горизонтальних переміщень, що викликані динамічним впливом від процесу розробки котловану у складних інженерно-геологічних умовах. Моніторинг дав змоги ще на етапі фіксування деформацій своєчасно вживати необхідних заходів щодо мінімізації негативних наслідків та продовження безпечного виконання будівельних робіт.

3.1.2 Моніторинг вертикальних деформацій і тріщин

Наступним етапом опрацювання запропонованої методики є опрацювання однієї з важливих характеристик впливу будівництва на оточуючу забудову, що може виникати в процесі всіх етапів будівництва, а саме - осідання будівель та споруд. Моніторинг осідань є вкрай важливою складовою, оскільки саме за цим параметром оцінюють технічний стан споруд та ступінь впливу. Нерівномірні осідання є причиною всіх інших деформацій будівлі, зокрема тріщини, розломи, крени та зміна геометричних форм.

В процесі будівництва є декілька етапів проведення робіт, зокрема вишукувальні, проектні, ґрунтові або роботи нульового циклу (облаштування огороження котловану, розробка котловану та зведення підземної частини), етап зведення каркасу, роботи з оздоблення фасадів та етап введення в експлуатацію. Таким чином, в залежності від ряду чинників (інженерно-геологічні умови, особливості проекту, гідрогеологічний вплив, погодні умови та ін.), процес осідання фундаментів може виникати на кожному з етапів будівництва та тягти за собою низку непередбачуваних наслідків.

На підготовчому етапі, вивчаючи геологічну структуру та географію об'єкта будівництва, у ряді технічних та науково-технічних звітів зазначено рекомендації та передбачено моніторинг вертикальних переміщень фундаментів оточуючої забудови [149-152, 156, 157, 158, 159]. Враховуючи попередній досвід будівельного майданчика 2007-2008 років [156, 160], а також власного досвіду виконання аналогічних робіт ДП НДІБК [25-28, 49-53] розроблено ряд рекомендацій задля збереження оточуючої забудови.

Попередній розрахунок впливу нового будівництва на прилеглу забудову [151] (за рівнянням 2.9) надав змогу спрогнозувати величини додаткових осідань – таблиця 3.4.

Таблиця 3.4

Характеристики будівель та величини осідань фундаментів будівель
навколишньої забудови за формулою 2.9

	№ будівлі	Найменування ґрунту під підшвою фундаменту	H , м	u_0 , мм	x_0 , м	z_0 , м	φ_{II}°	k	L , м	$s(x_0, z_0)$, мм
Розробка котловану до відмітки 156.00 м	7	Супісок	14.5	19	15	5	21	1.2	11.96	0
	11/12	Супісок лесовидний	10	134	22	5	23	1.2	7.94	0
	11	Насипний	2	-	12.5	5	20	-	-	-
	9	Насипний	1	-	4	1.5	20	-	-	-
Розробка котловану до відмітки 147.35 м	7	Супісок	22.65	19	15	5	21	1.2	18.7	0.4
	11/12	Супісок лесовидний	19.3	351	22	5	23	1.2	15.3	0
	11	Насипний	10.65	80	12.5	5	20	1.2	8.94	0
	9	Насипний	7.65	110	4	1.5	20	1.2	6.43	33.7

З таблиці видно, що із розглянутих будівель у призму активного тиску ґрунту при екскавації ґрунту до позначки проектного дна котловану 147.35 м, потрапляють житловий будинок №7 у провулку І. Мар'яненка та будинок №9 по вулиці Мечникова. У такому разі горизонтальні переміщення конструкцій котловану можуть призвести до додаткових осідань будівель.

Розрахунки показали, що осідання фундаментів будинку №7 у провулку І. Мар'яненка може становити 0.4 мм. Осідання фундаментів будівлі №9 по вулиці Мечникова може становити 33.7 мм, що перевищує допустиму за нормами величину 20 мм. Тож, якщо огороження котловану зазнає розрахункових деформацій то навколишня забудова, зокрема будівля № 9, може зазнати деформацій фундаментів величиною до 34 мм, що перевищує референтні значення згідно нормативних вимог [113].

Також виконано розрахунок впливу від стабілізаційних осідань новобудови в процесі зведення на оточуючу забудову. За результатами розрахунку процес стабілізації основи та фундаментів новобудови може вплинути на стан п'яти прилеглих будівель. Прогнозовано приріст осідань від

5 до 15 мм.

До початку будівельних робіт виконано обстеження технічного стану будівель оточуючої забудови за методикою, що описана у розділі 2.1. До зони очікуваного впливу потрапляють 4 житлові п'ятиповерхові будівлі та 1 двоповерхова нежитлова будівля, три з них на схилі та дві у підніжжя, рисунок 3.10.

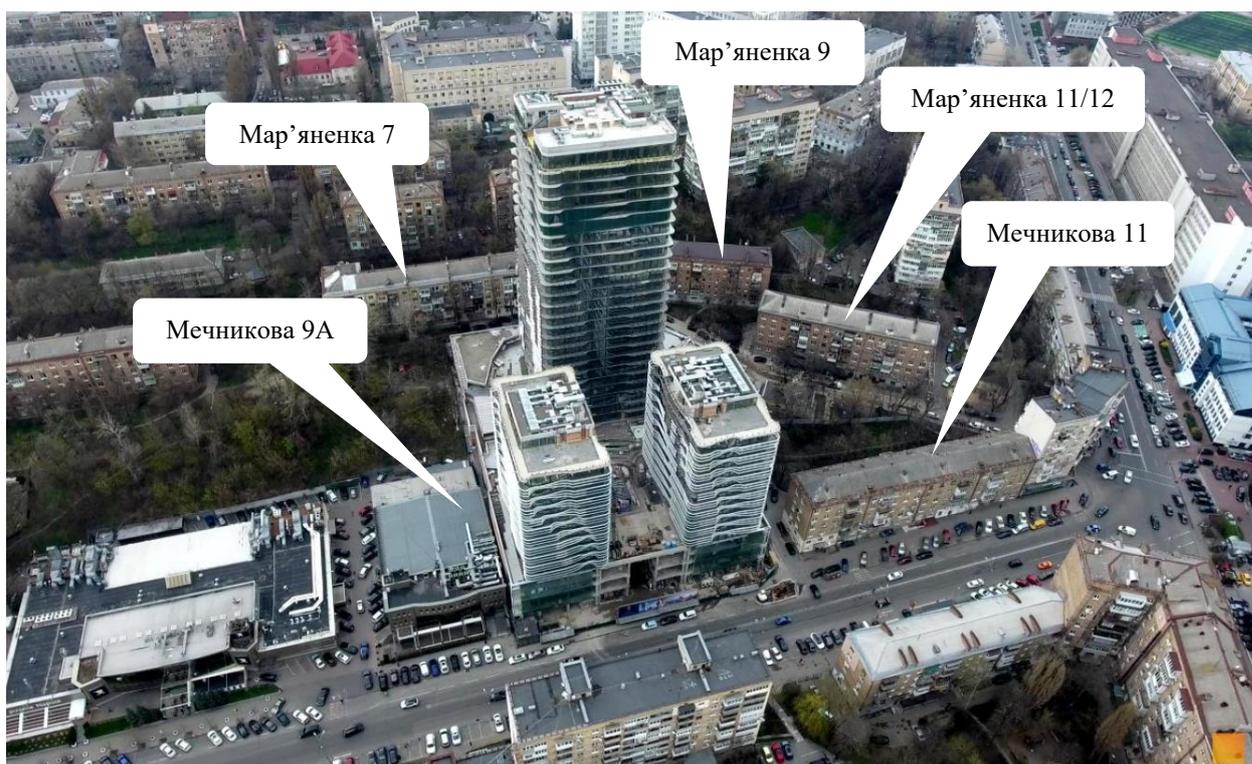


Рисунок 3.10 – Ситуаційний план розташування будівель №№ 7, 9, 11/12 на пров. Мар'яненка, №№ 9, 11 на вул. Мечникова

За результатами вивчення наявної технічної документації по будівлях оточуючої забудови уточнено особливості конструктиву та технічний стан будівель. На основі матеріалів оцінки технічного стану [161-165] складено порівняльну характеристику для подальшого аналізу результатів моніторингу, таблиця 3.5. У таблиці 3.6 приведені величини граничних осідань фундаментів та величини граничної нерівномірності [113], а також розрахункові величини деформацій будівель на всіх етапах будівництва.

Таблиця 3.5

Порівняльна характеристика будівель, що взяті під моніторинг деформацій

Адреса	Вік, р	Поверховність	Висота, м	Площа, м ²	Тип фундаментів	Конструктив	Стіни	Переkritтя	Відстань до огородження котловану, м	Відмітка нуля, м	Категорія технічного стану
Мар'яненка 7	52	5	20	1191.3	стрічкові посилені палями	безкаркасна	цегляні	збірні плити	14	170.53	2
Мар'яненка 9	53	5	17.5	481.25	стрічкові	безкаркасна	цегляні	збірні плити	18	170.65	2
Мар'яненка 11/12	55	5	20.5	761.8	стрічкові	безкаркасна	цегляні	збірні плити	21	166.63	2
Мечникова 9А	-	2	7.5	300	стрічкові	безкаркасна	цегляні	монолітна плита	0.5	154.39	2
Мечникова 11	53	5	20	946.4	стрічкові	безкаркасна	цегляні	збірні плити	12	158.02	2

Таблиця 3.6

Граничні та розрахункові деформації основ будівель навколишньої забудови

Адреса	Граничні деформації згідно норм		Розрахункове осідання		
	Максимальні додаткові осідання, мм	Відносна різниця осідань (нерівномірність)	На етапі нульових робіт, мм	При зведенні каркасу, мм	Довантаження та введення в експлуатацію, мм
Мар'яненка 7	20	0.0015	1	6	2
Мар'яненка 9	20	0.0015	0	5	0
Мар'яненка 11/12	20	0.0015	0	8	0
Мечникова 9А	20	0.0015	34	15	5
Мечникова 11	20	0.0015	0	10	2

Попереднє визначення точності вимірювань осідань залежить від очікуваної величини переміщень (в нашому випадку до 34 мм). Таким чином згідно вимог таблиці 8.1 [109] необхідна точність вимірювань не має перевищувати ± 1 мм, відповідно до таблиці 8.2 [109] маємо II клас точності вимірювань.

Вимірювання вертикальних переміщень фундаментів будівлі здійснювалось методом геометричного нівелювання II класу точності у

відповідності до вимог чинних нормативних вимог [109]. Для виконання вимірювань осідань фундаментів будівель використовувався точний цифровий нівелір в комплекті з інварною рейкою з інтегрованим рівнем. Також важливим фактором є те, що для забезпечення мінімальної похибки визначення перевищень на станції використовувався важкий дерев'яний штатив з різьбовими закріплювачами висоти ніжок.

Для спостережень за осіданням в якості осадкових марок використано стінні репери ГУГК типу 143 [160]. Стінні репери даного типу мають ряд практичних переваг над іншими типами марок - простота та надійність конструкції марки (забезпечує необхідну жорсткість, має чітку та фіксовану точку для встановлення рейки), довговічність (складно пошкодити, мало піддається корозії, добре помітна) та легкість встановлення. Вихідними даними для проєкту та встановлення спостережної станції та опорної вихідної мережі є відомості таблиці 3.5, поповерхові плани будівель та топографічна зйомка ділянки дослідження. Схема розташування спостережної станції для моніторингу осідань фундаментів будівель оточуючої забудови представлена на рисунку 3.11.

Вимірювання вертикальних переміщень фундаментів будівель оточуючої забудови проводилося протягом 2018 днів (67,3 календарних місяців, або понад 5,5 років, з 10 червня 2014 р. по 19 грудня 2019 р.) з періодичністю двічі на місяць на етапі розробки котловану та зведенні підземної частини, пізніше раз на місяць, загалом проведено 76 циклів, [153, 154, 155, 166, 167, 168, 169]. Результати моніторингу опрацьовувалися на наступний день після проведення польових робіт, до уваги також брався стан ходу будівництва.

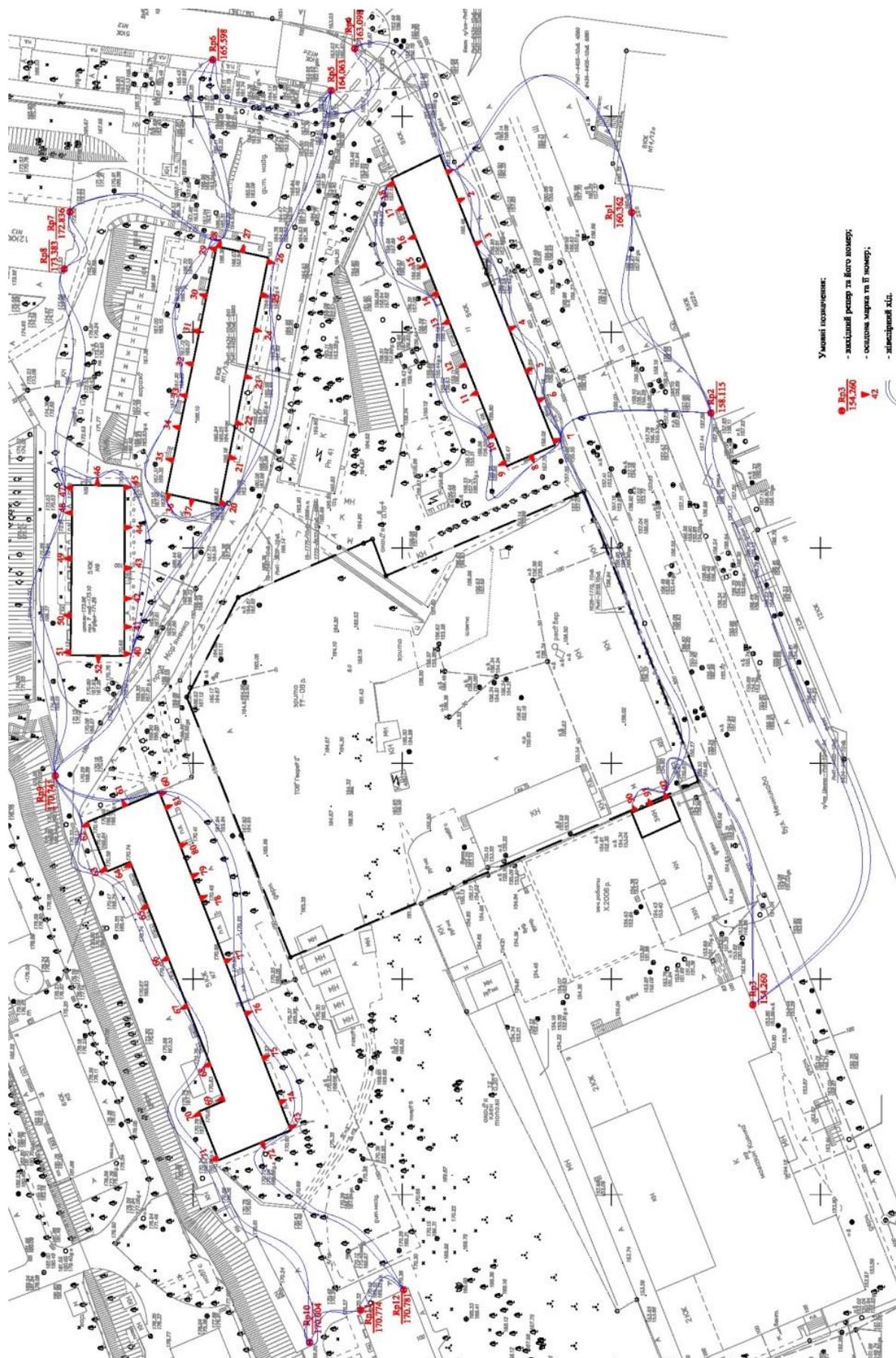


Рисунок 3.11 – Схема розташування та планова прив'язка осадочних марок і вихідних реперів та нівелірного ходу

У таблиці 3.7 представлена зведена відомість оцінки точності вимірювань в кожному п'ятому циклі. Таблиця відображає динаміку зміни показників якості польових вимірювань і слугує підставою для підтвердження достовірності отриманих деформацій.

Таблиця 3.7

Відомість оцінки точності моніторингу осідань

№ циклу	r	v	L , км	n	$p = \frac{1}{n}$	pv^2	μ	$m_{\text{км}}$
1	5	0.1	2.14	48	0.02	0.00	0.01	0.01
5	4	-1.1	1.92	51	0.02	0.02	0.08	0.11
10	5	0.2	2.04	43	0.02	0.00	0.01	0.02
15	6	0.4	2.21	41	0.02	0.00	0.03	0.04
20	5	-1.8	2.13	53	0.02	0.06	0.11	0.16
25	6	2.8	1.81	44	0.02	0.18	0.17	0.23
30	5	1.6	2.04	45	0.02	0.06	0.11	0.15
35	4	3.5	2.38	49	0.02	0.25	0.25	0.39
40	6	0.1	2.41	68	0.01	0.00	0.00	0.01
45	6	-1.3	2.35	42	0.02	0.04	0.08	0.13
50	5	-0.2	2.66	46	0.02	0.00	0.01	0.02
55	5	1.5	2.07	48	0.02	0.05	0.10	0.14
60	5	0.1	1.99	50	0.02	0.00	0.01	0.01
65	6	-2.7	2.14	47	0.02	0.16	0.16	0.24
70	5	0.4	2.42	47	0.02	0.00	0.03	0.04
76	5	1.1	2.17	45	0.02	0.03	0.07	0.11

З таблиці 3.7: r – кількість полігонів у циклі, тобто замкнених нівелірних ходів, за якими виконувалося вирівнювання; v – поправка у суму перевищень (мм) для всього ходу; характеризує величину нев'язки до вирівнювання; L – довжина ходу; n – кількість станцій (штативів) у ході; $p = \frac{1}{n}$ – обернена величина до кількості станцій, використовується для нормування ваги спостережень; pv^2 – допоміжний показник, який застосовується для розрахунку середньої квадратичної помилки одиниці ваги μ ; μ – середня квадратична помилка одиниці ваги, що характеризує узгодженість усіх перевищень у ході; $m_{\text{км}}$ – середня квадратична помилка нівелювання на 1 км ходу, тобто узагальнений показник точності виконаних вимірювань.

За результатами оцінки середня квадратична помилка одиниці ваги не перевищила 0.25, а середня квадратична помилка нівелювання на 1 км ходу не перевищила 0.39 мм, що свідчить про необхідну якість вимірювань.

Величина осідання фундаменту будівлі під кожною деформаційною маркою обчислювалась як різниця між відмітками цієї марки, отриманої в останньому циклі вимірів, і відміткою отриманою в першому циклі вимірювань. За результатами спостережень складено зведену відомість осідань S фундаментів будівель оточуючої забудови - таблиця 3.8. У таблиці приведено величини осідань по п'ятьох будівлях в зоні впливу за весь період спостереження за наступними характеристиками: S_{max} – максимальне осідання у циклі, S_{min} – мінімальне осідання у циклі, S_{μ} – середнє осідання за цикл, S_{Me} – медіана осідань за цикл. Осідання класифіковано за таблицею 2.2 розділу 2 за чотирма категоріями деформацій.

Таблиця 3.8

Відомість осідань фундаментів будівель оточуючої забудови

дата	№ циклу	Мар'яненка 7				Мар'яненка 9				Мар'яненка 11/12			
		S_{max}	S_{min}	S_{μ}	S_{Me}	S_{max}	S_{min}	S_{μ}	S_{Me}	S_{max}	S_{min}	S_{μ}	S_{Me}
10.06.14	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
23.07.14	4	0,0	-1,0	-0,1	0,0	0,0	-1,0	-0,2	0,0	0,0	-1,0	-0,1	0,0
15.09.14	8	0,0	-1,0	-0,1	0,0	0,0	-1,0	-0,2	0,0	0,0	-1,0	-0,1	0,0
18.11.14	12	0,0	-1,0	-0,1	0,0	0,0	-1,0	-0,2	0,0	0,0	-1,0	-0,1	0,0
30.01.15	16	0,0	-1,0	-0,1	0,0	0,0	-1,0	-0,2	0,0	0,0	-1,0	-0,2	0,0
17.03.15	20	0,0	-1,0	-0,4	0,0	0,0	-1,0	-0,2	0,0	0,0	-1,0	-0,2	0,0
22.05.15	24	0,0	-1,0	-0,4	0,0	0,0	-1,0	-0,2	0,0	0,0	-1,0	-0,2	0,0
31.07.15	28	0,0	-1,0	-0,4	0,0	0,0	-1,0	-0,2	0,0	0,0	-1,0	-0,2	0,0
30.09.15	32	0,0	-1,0	-0,4	0,0	0,0	-1,0	-0,2	0,0	0,0	-1,0	-0,2	0,0
08.12.15	36	0,0	-5,0	-2,0	-2,0	0,0	-1,0	-0,5	0,0	0,0	-1,0	-0,4	0,0
20.02.16	40	0,0	-7,0	-2,5	-2,0	0,0	-1,0	-0,5	0,0	0,0	-3,0	-1,6	-2,0
16.05.16	44	0,0	-8,0	-3,4	-2,5	0,0	-2,0	-1,1	-1,0	-1,0	-7,0	-4,6	-5,0
16.08.16	48	-1,0	-11,0	-4,5	-3,0	0,0	-2,0	-1,4	-2,0	-2,0	-10,0	-5,2	-5,0
07.06.17	52	-1,0	-12,0	-5,1	-3,5	0,0	-3,0	-1,8	-2,0	-2,0	-12,0	-6,1	-5,0
26.09.17	56	-1,0	-12,0	-5,4	-4,0	0,0	-5,0	-2,5	-2,0	-3,0	-13,0	-6,6	-5,0
18.01.18	60	-1,0	-13,0	-5,6	-4,0	1,0	-6,0	-2,8	-3,0	-3,0	-13,0	-6,7	-5,5
05.07.18	64	-1,0	-14,0	-6,1	-4,0	0,0	-7,0	-3,2	-3,0	-3,0	-14,0	-6,9	-5,5
04.01.19	68	-2,0	-16,0	-6,8	-5,5	0,0	-8,0	-3,4	-3,0	-3,0	-14,0	-7,2	-6,0
27.05.19	72	-2,0	-17,0	-7,3	-5,5	0,0	-9,0	-3,8	-4,0	-3,0	-14,0	-7,4	-6,0
19.12.19	76	-2,0	-17,0	-7,5	-5,5	0,0	-10,0	-4,8	-5,0	-3,0	-14,0	-7,5	-6,0

I - незначні II - помітні III - значні IV - небезпечні

Продовження таблиці 3.8

дата	№ циклу	Мечникова 11				Мечникова 9А			
		S_{max}	S_{min}	S_{μ}	S_{Me}	S_{max}	S_{min}	S_{μ}	S_{Me}
10.06.14	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
23.07.14	4	0,0	-2,0	-1,6	-2,0	0,0	-1,0	-0,7	-1,0
15.09.14	8	0,0	-2,0	-1,6	-2,0	0,0	-1,0	-0,7	-1,0
18.11.14	12	0,0	-2,0	-1,6	-2,0	-4,0	-5,0	-4,3	-4,0
30.01.15	16	0,0	-5,0	-1,9	-2,0	-7,0	-7,0	-7,0	-7,0
17.03.15	20	0,0	-5,0	-2,1	-2,0	-7,0	-8,0	-7,3	-7,0
22.05.15	24	0,0	-5,0	-2,1	-2,0	-7,0	-8,0	-7,3	-7,0
31.07.15	28	0,0	-5,0	-2,1	-2,0	-8,0	-8,0	-8,0	-8,0
30.09.15	32	0,0	-5,0	-2,1	-2,0	-8,0	-8,0	-8,0	-8,0
08.12.15	36	0,0	-7,0	-2,5	-2,0	-11,0	-12,0	-11,7	-12,0
20.02.16	40	-2,0	-9,0	-3,9	-3,0	-13,0	-14,0	-13,7	-14,0
16.05.16	44	-2,0	-10,0	-3,8	-3,0	-13,0	-15,0	-14,0	-14,0
16.08.16	48	-2,0	-10,0	-3,8	-3,0	-13,0	-15,0	-14,0	-14,0
07.06.17	52	-2,0	-12,0	-4,6	-3,0	-20,0	-24,0	-22,0	-22,0
26.09.17	56	-3,0	-15,0	-5,4	-4,0	-23,0	-26,0	-24,7	-25,0
18.01.18	60	-3,0	-17,0	-6,1	-5,0	-25,0	-29,0	-27,0	-27,0
05.07.18	64	-3,0	-18,0	-7,8	-6,5	-29,0	-33,0	-31,0	-31,0
04.01.19	68	-4,0	-21,0	-8,9	-7,5	-32,0	-35,0	-33,3	-33,0
27.05.19	72	-4,0	-22,0	-9,4	-7,5	-34,0	-38,0	-36,0	-36,0
19.12.19	76	-4,0	-23,0	-9,7	-7,5	-35,0	-39,0	-37,0	-37,0

Моніторинг вертикальних переміщень фундаментів будівель оточуючої забудови тривав протягом трьох етапів будівельного процесу: на етапі нульових робіт (двічі на місяць), при зведенні каркасу, на етапі довантаження та введення в експлуатацію. Термін моніторингу складає понад 5.5 років (2014-2019 рр), виконано 76 циклів.

За результатами моніторингу зафіксовано:

- по житловому будинку №7 на пров. І. Мар'яненка осідання досягають 17 мм, швидкість осідань досягала 1.88 мм/місяць, нерівномірність становить 0.0012. Зафіксовані осідання локалізуються ближче до будівельного майданчика та не перевищують граничних осідань згідно діючих норм. Графік розвитку осідань в часі представлено на рисунку 3.12;

- по житловому будинку №9 на пров. І. Мар'яненка осідання досягають 10 мм, швидкість осідань досягала 0.46 мм/місяць, нерівномірність становить 0.0005. Зафіксовані осідання локалізовані ближче до будівельного

майданчика, за величинами не перевищують граничних осідань згідно норм. Графік розвитку осідань в часі представлено на рисунку 3.13;

- по житловому будинку №11/12 на пров. І. Мар'яненка осідання досягають 14 мм, швидкість осідань 1.67 мм/місяць, нерівномірність - 0.0009. Осідання зосереджені ближче до будівельного майданчика, не перевищують граничних величин. Розвиток в часі на рисунку 3.14;

- по нежитловій будівлі №9А по вул. Мечникова осідання досягають 39 мм, швидкість осідань досягала 3.33 мм/місяць, нерівномірність становить 0.0010. Зафіксовані осідання зосереджені ближче до будівельного майданчика та виходять за рамки граничних осідань згідно норм. Графік розвитку осідань в часі представлено на рисунку 3.15;

- по житловому будинку №11 по вул. Мечникова осідання досягають 23 мм, швидкість 1.56 мм/місяць, нерівномірність становить 0.0019. Осідання нерівномірні та зосереджені ближче до будівельного майданчика, за величиною перевищують значення граничних осідань. Графік розвитку осідань в часі представлено на рисунку 3.16.

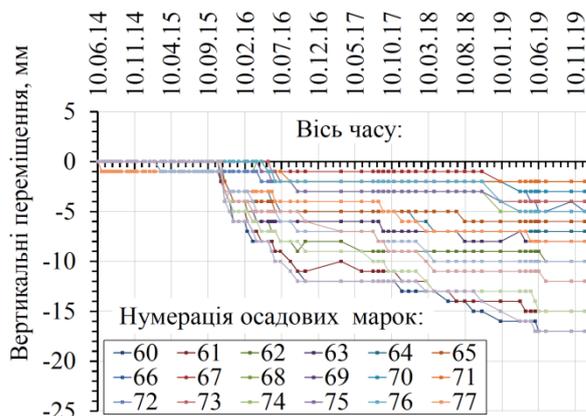


Рисунок 3.12 - Графік розвитку в часі вертикальних переміщень будинку № 7 на пров. Мар'яненка

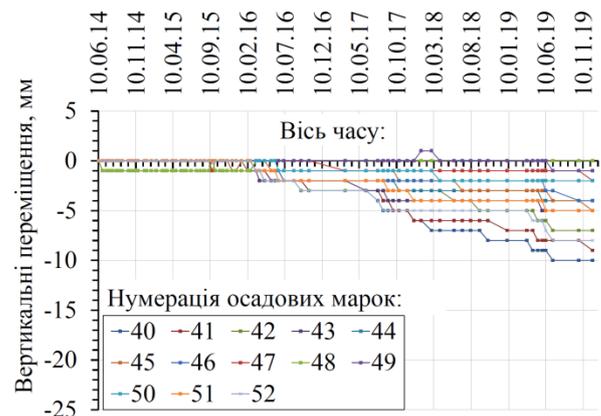


Рисунок 3.13 - Графік розвитку в часі вертикальних переміщень будинку № 9 на пров. Мар'яненка

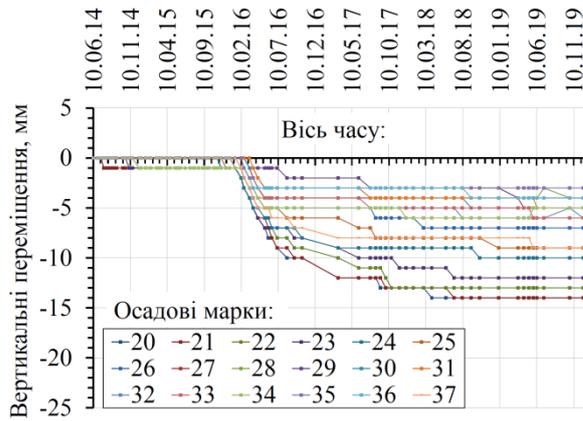


Рисунок 3.14 - Графік розвитку в часі вертикальних переміщень будинку № 11/12 на пров. Мар'яненка

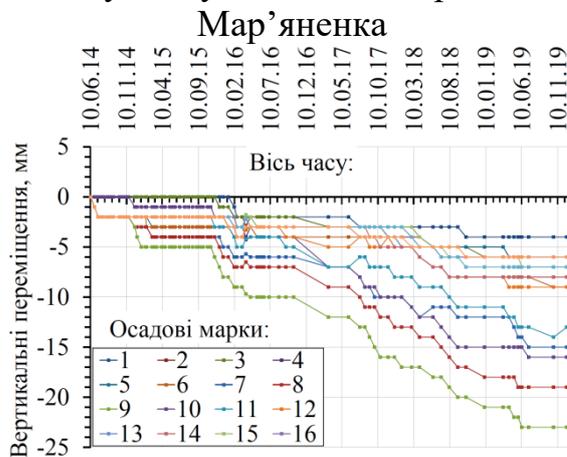


Рисунок 3.15 - Графік розвитку в часі вертикальних переміщень будинку № 9А на вул. Мечникова

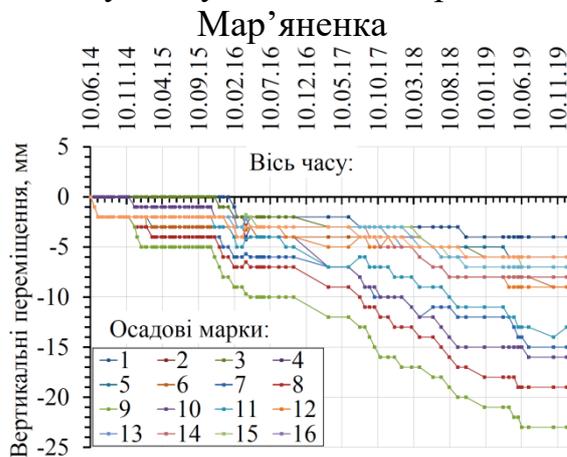


Рисунок 3.16 - Графік розвитку в часі вертикальних переміщень будинку № 11 на вул. Мечникова

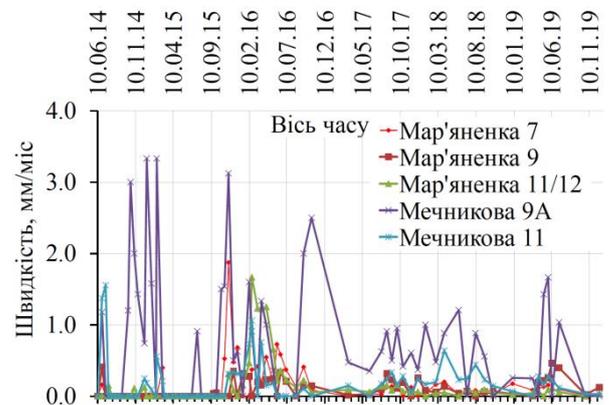


Рисунок 3.17 - Графік середньої швидкості осідань фундаментів будівель оточуючої забудови

Для загального аналізу розвитку в часі на рисунку 3.17 представлено графік середньої швидкості осідань протягом всього періоду моніторингу по п'яти будівлях. З графіку можливо порівняти середню швидкість між будівлями. Наприклад максимальну швидкість осідань становить 3.33 мм/місяць (зафіксовано в грудні 2014 року та лютому 2015 року по будівлі 9А). По будівлі № 7 максимальна швидкість осідань сягнула 1.88 мм/місяць, по будівлі № 9 - 0.46 мм/місяць, по будівлі № 11/12 - 1.67 мм/місяць, по будівлі № 11 - 1.56 мм/місяць. Для наочності сприйняття осідання фундаментів представлено за допомогою ізоліній в кольоровому діапазоні на рисунку 3.18

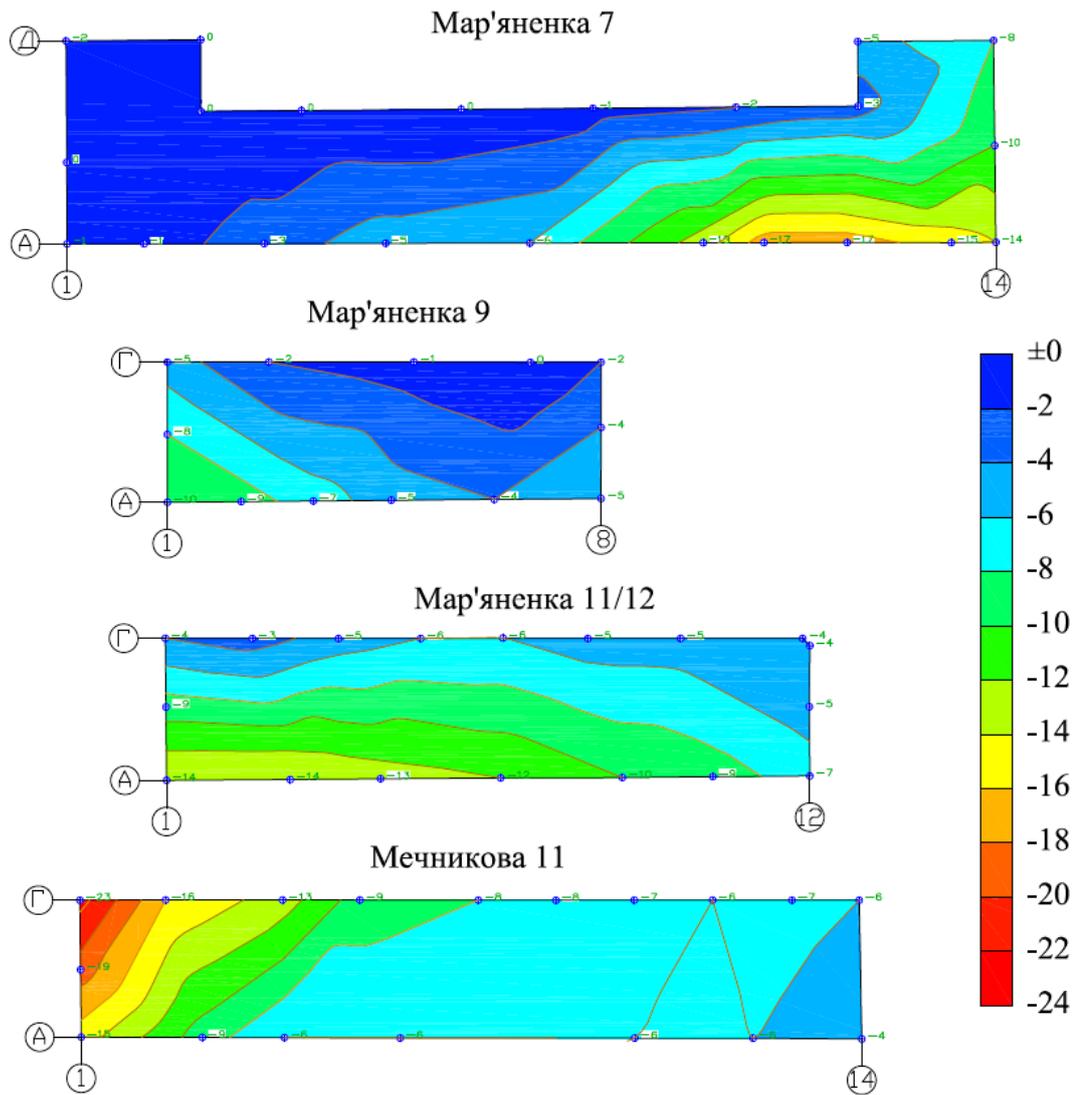


Рисунок 3.18 – Ступінь деформаційних процесів фундаментів будівель в зоні впливу будівництва на вул. Мечникова 11А

Зафіксовані осідання коливаються в діапазоні від 0 до 24 мм по будівлях 7, 9, 11/12 на пров. Мар'яненка, 11 на вул. Мечникова. Рисунок 3.18 дає можливість наочно розуміти нерівномірність деформацій та зони їх розповсюдження. Чітко спостерігається, що найбільших деформацій зазнала частина будівлі, максимально наближена до контуру будівельного майданчика. Для аналізу деформаційних процесів, що відбувалися на різних етапах будівництва та порівняння їх з розрахунковими представлено таблицю 3.9.

У таблиці приведено загальну суму розрахункових осідань та фактичні величини, що були зафіксовані в процесі моніторингу на трьох основних

етапах впливу від будівництва. Величини деформацій зведені в суму (осідань за весь період).

Таблиця 3.9

Відомість фактичних осідань за весь період моніторингу

Адреса	Розрахункове осідання	Фактичні осідання зафіксовані натурними вимірюваннями				
		На етапі нульових робіт, мм	При зведенні каркасу, мм	Довантаження та введення в експлуатацію, мм	За весь період, мм	Відносна різниця осідань (нерівномірність)
Мар'яненка 7	9	6	9	2	17	0.0012
Мар'яненка 9	5	1	7	2	10	0.0005
Мар'яненка 11/12	8	1	13	0	14	0.0009
Мечникова 9А	54	12	22	5	39	0.0010
Мечникова 11	12	8	12	3	23	0.0019

З таблиці 3.9 видно, що по всіх будинках перевищено розрахункове осідання фундаментів. Виключенням є будівля 9А на вул. Мечникова, оскільки в процесі будівництва вжито ряд стабілізаційних заходів по зменшенню впливу на фундаменти будівлі. Згідно таблиці 3.6, що складена з урахуванням вимог [113], гранична величина осідань для всіх будівель становить 20 мм, а величина граничного значення відносної різниці осідань становить 0.0015. Величина граничних значень залежить від типу конструктиву будівлі та технічного стану, тож згадуючи результати обстеження технічного стану маємо однаковий тип конструктиву по всіх будівлях та задовільний технічний стан, тому й граничні параметри однакові.

Аналізуючи таблицю 3.9 бачимо, що по будівлі №9А по вул. Мечникова максимальний приріст осідань за весь час моніторингу становить 39 мм, для будівлі № 11 сягнув 23 мм. Зафіксовані осідання майже вдвічі перевищують допустиме. Відносна різниця осідань не перевищує допустимого. В процесі моніторингу, коли зафіксовані результати сягнули розрахункової величини, було проведено додаткові обстеження та розрахунки щодо будівлі 11 по вул. Мечникова. За результатами додаткового обстеження було виявлено ще ряд непередбачуваних факторів, що впливають на технічний стан фундаментів, це

замокання фундаментів через відсутність гідроізоляційного бар'єру, протікання комунікаційних мереж, а також несанкціоноване втручання в конструктив будівлі в підвальному поверсі. За результатами нових факторів було розроблено рекомендації по усуненню негативного впливу, що допомогло сповільнити деформаційні процеси та перешкодило виникненню аварійної ситуації. Після завершення загальнобудівельних робіт проведено додаткове обстеження технічного стану та розроблено рекомендації щодо подальшої безпечної експлуатації.

Тріщиноутворення – це один з ключових параметрів, що характеризує нерівномірність осідань фундаментів будівель і споруд. Як показує практика вимірювань процес тріщиноутворення настає пізніше осідань фундаментів, тривалість часу через який з'являються тріщини або збільшується розкриття існуючих залежить від типу конструкцій та швидкості розвитку осідань фундаментів.

За результатами обстеження та оцінки чинного технічного стану [161-165] зафіксовано тріщини на фасадах будівель у зоні впливу від нового будівництва, зокрема на будівлях 7, 11/12 на пров. Мар'яненка та 11 по вул. Мечникова. Тріщини шириною розкриття від 0.1 до 3.0 мм. Тож рекомендаціями експертів у висновках звіту про оцінку технічного стану зазначалося про зашпарування тріщин та регулярний моніторинг ширини розкриття тріщин.

У науково-технічних звітах про оцінку впливу на оточуючу забудову [151] розраховано нерівномірні осідання фундаментів, нерівномірність за розрахунками від 0.0007 до 0.0010, що не перевищує нормативного, але може спричинити розкриття існуючих тріщин. Нормативними документами [109] регламентується моніторинг тріщин.

Роботі з вимірювання змін ширини розкриття тріщин передували роботи з закладання спостережної станції. Спостережена станція являє собою визначену кількість спостережених пар марок із кольорового металу, установлених на конструкціях будівель (кожна з пари марок по обидва боки

тріщин), а також переносного приладу «SDM 50/500» з компаратором для зняття показань величин деформацій, детальніше методика приведена у публікаціях [126, 127]. Конусне заглиблення марки та кульковий наконечник ніжки приладу забезпечують надійний контакт поверхонь цих елементів в межах висоти заглиблення, в зв'язку з чим досягається зняття показань приладу фактично без помилок.

Закладання марок велись у доступні для спостережень місця, де найбільше проявились процеси тріщиноутворення. Марки закріплювались на конструкціях за допомогою анкерів, для чого в конструкції перфоратором просвердлювались отвори \varnothing 6 мм на глибину 30-70мм. Після очищення заглиблення від пилу ін'єктувалось цементно-гіпсовим тістом, в яке вставлялись анкери, а головки марок залишались на поверхні конструкції. Після затвердіння гіпсового тіста в заглибленні, марки використовуються в роботі по зняттю відліків. В процесі установки складається схема розташування спостережної станції (пар марок) на плані будівлі.

Для зняття відліків використано вимірювач деформацій «SDM 50/500», рис.3.19. Прилад оснащений індикатором годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. Межа вимірів змін ширини розкриття тріщин – до 10 мм.

Ніжки приладу знизу мають кулеподібну поверхню, що контактують з конічними заглибленнями (гніздами) на спостережних марках, установлених по обидві сторони тріщини.

При знятті відліків по індикатору необхідно слідкувати за тим, щоб конічні заглиблення були очищеними від бруду, а виміри величин ширини тріщин брались двічі: прямий відлік та із зміною кінців бази на 180° . Перший раз шарнірна ніжка вставлялась в ліву від тріщини марку, другий - в праву. Виконання замірів двома напівприйомами дає змогу значною мірою виключити випадкову та систематичну помилки.

Величина зміни ширини тріщини визначалась із різниці нульового і наступних за ним в часі відліку. При кожному вимірі бази береться відлік на контрольній рейці. Результатом є різниця цих двох значень.

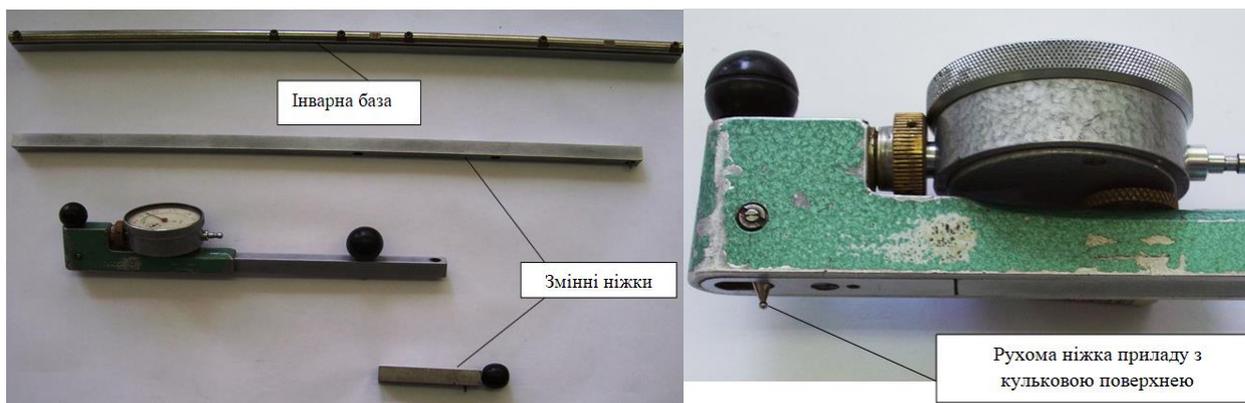


Рисунок 3.19 – Прилад «SDM 50/500» в комплекті із змінними ніжками та інварною базою

Температурні коливання контрольної рейки до уваги не брались, так як вона виготовлена з інварного сплаву і має незначний коефіцієнт температурного розширення ($\alpha \approx 0,000002$). Обов'язковій метрологічній повірці підлягає індикатор годинникового типу. Визначається ціна поділки, та гранична похибка вимірювань.

Перед початком вимірювань обов'язково беруться відліки при двох положеннях приладу по інварній базі. Різниця цих відліків не повинна перевищувати 0,001-0,02 мм. Для дослідження приладу була проведена серія вимірювань з двадцяти повних прийомів. Вирахувана середньоквадратична похибка склала 0,017 мм. При вимірюваннях також слід бути уважним. Бо дуже часто трапляються помилки при відліках по додатковій шкалі індикатору. Похибка в такому разі складає 1 мм рівно і легко визначається при математичній обробці результатів.

Результати спостережень заносяться в спеціальний журнал, відомість спостережень, за результатами спостережень складено зведену відомість розкриття тріщин l в конструкціях будівель оточуючої забудови, табл. 3.10. У таблиці приведено величини розкриття тріщин по трьох будівлях в зоні впливу за весь період спостереження за наступними характеристиками: l_{max} – максимальне розкриття у циклі, l_{min} – мінімальне розкриття у циклі, l_{μ} – середнє розкриття за цикл, l_{Me} – медіана розкриття за цикл. Отримані дані класифіковано за таблицею 2.2 розділу 2 за чотирма категоріями деформацій.

Знак «+» означає, що тріщина розкривається, знак «-» , що закривається.

По отриманим результатам будуються графіки та лінії апроксимації. На графіках чітко видно, що тріщини під дією температурних коливань навколишнього середовища постійно дихають. За рахунок температурних коливань відбувається зміна розмірів досліджуваних конструкцій, тому тріщини літом звужуються, а взимку розширюються утворюючи синусоїду. З досвіду попередніх досліджень ширина коливань може складати $\pm 0,5$ мм, або 1 мм по абсолютній величині. При аналізі деформацій необхідно пам'ятати про це, щоб не трактувати хибно динаміку збільшення ширини тріщин в осінньо-зимовий період, оскільки відбуваються зміни водно-кліматичних умов, особливо для здимальних ґрунтів, яким властиві явища усадки-набрякання.

Таблиця 3.10

Відомість розкриття тріщин в конструкціях будівель оточуючої
забудови

дата	№ циклу	Мар'яненка 7				Мар'яненка 11/12				Мечникова 11			
		l_{max}	l_{min}	l_{μ}	l_{Me}	l_{max}	l_{min}	l_{μ}	l_{Me}	l_{max}	l_{min}	l_{μ}	l_{Me}
10.06.14	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
23.07.14	2	0,2	-0,1	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,3	0,0	0,1	0,1
15.09.14	4	0,0	-0,3	-0,1	-0,1	0,1	-0,2	0,0	0,0	-0,1	-0,1	-0,1	-0,1
18.11.14	6	0,1	-0,2	0,0	0,0	0,0	-0,4	-0,1	0,0	-0,1	-0,1	-0,1	-0,1
30.01.15	8	0,1	-0,2	0,0	0,0	0,0	-0,2	-0,1	-0,1	0,1	0,0	0,0	0,0
17.03.15	10	0,2	-0,1	0,0	0,0	0,1	-0,1	0,0	0,0	0,2	0,0	0,1	0,0
22.05.15	12	0,2	-0,1	0,0	0,0	0,1	0,0	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0
31.07.15	14	0,2	-0,1	0,0	0,0	0,2	0,0	0,1	0,0	0,0	-0,1	-0,1	-0,1
30.09.15	16	0,1	-0,2	0,0	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	-0,1	-0,2	-0,1	-0,1
08.12.15	18	0,0	-0,3	-0,1	-0,1	0,0	-0,1	0,0	0,0	0,0	-0,2	-0,1	-0,1
20.02.16	20	0,1	-0,2	0,0	0,0	0,1	-0,2	0,0	0,0	0,0	-0,1	-0,1	-0,1
16.05.16	22	0,1	-0,3	-0,1	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	-0,1	-0,2	-0,2	-0,2
16.08.16	24	0,4	-0,3	0,0	0,0	0,0	-0,1	0,0	0,0	-0,1	-0,2	-0,1	-0,2
07.06.17	26	0,5	-0,4	0,0	-0,1	0,1	-0,1	0,0	0,0	-0,1	-0,2	-0,1	-0,1
26.09.17	28	0,7	-0,3	0,1	0,0	0,3	-0,1	0,0	0,0	0,2	-0,2	0,0	0,0
18.01.18	30	1,0	-0,2	0,1	0,0	0,5	0,0	0,2	0,1	0,2	-0,2	0,0	0,0
05.07.18	32	1,7	-0,1	0,2	0,1	0,6	-0,1	0,2	0,2	0,6	-0,1	0,3	0,3
04.01.19	34	2,0	-0,1	0,3	0,2	0,8	0,0	0,3	0,4	0,9	-0,1	0,4	0,4
27.05.19	36	2,3	0,0	0,5	0,4	1,2	0,0	0,5	0,6	2,3	-0,1	1,0	1,0
19.12.19	39	2,3	-0,1	0,4	0,4	1,5	0,0	0,6	0,7	2,7	-0,1	1,2	1,1

I - незначні II - помітні III - значні IV - небезпечні

Нерівномірні осідання фундаментів могли вплинути на збільшення тріщин, а також розкриття тріщин це параметр, що свідчить про нерівномірність осідань. Моніторинг здійснювався протягом 2018 днів, що становить понад 5.5 років (з 10 червня 2014 по 19 грудня 2019). За цей період виконано 39 циклів спостережень з періодичністю щомісяця (на етапі розробки котловану та зведення каркасу новобудови) та 1 цикл на 2 місяці в період навантаження каркасу новобудови), [153-155, 166-169].

За результатами моніторингу зафіксовано:

- по житловому будинку №7 на пров. І. Мар'яненка зміни ширини розкриття тріщин на час останнього вимірювання коливаються в межах від -0.07 до +2.27 мм. Максимального розкриття, що виходить за рамки недеформаційного впливу, зафіксовано по парах марок № 7.3 (+0.83 мм), № 7.4 (+2.27 мм), № 7.6 (+0.62 мм), № 7.7 (+1.09), № 7.8 (+0.82 мм) та №№ 7.9-7.22 (від +0.54 до +0.57 мм), рисунок 3.20. Максимальні зміни ширини розкриття зафіксовані по тріщинах, що локалізовані в правій частині будівлі, в тих місцях за результатами моніторингу вертикальних переміщень зафіксована максимальна нерівномірність осідань. Максимальне розкриття зафіксовано по тріщині № 7.4, що розташована між осадовими марками № 78 та № 79, нерівномірність між ними становить 0.0012. Також це місце одне з найближчих до огороження котловану. Докладніше результати спостережень станом на грудень 2019 року представлено на рисунку 3.20. Графік розвитку змін ширини розкриття тріщин в часі представлено на рисунку 3.21;

- по житловому будинку №11/12 на пров. І. Мар'яненка зміни ширини розкриття тріщин коливаються в межах від +0.06 до +1.59 мм. Максимальні розкриття, що виходять за рамки недеформаційного впливу, зафіксовано по парах марок № 11/12.3 (+1.59 мм), № 11/12.4 (+0.75 мм), № 11/12.5 (+0.83 мм) та № 11/12.7 (+0.72 мм), рисунок 3.20. Максимальні зміни ширини розкриття зафіксовані по тріщинах, що локалізовані в лівій частині будівлі, яка межує з огороженням котловану Виключенням є пара марок № 11/12.7, котра знаходиться в центральній частині будівлі. В тих самих місцях, де за

результатами моніторингу вертикальних переміщень зафіксована максимальна нерівномірність 0.0009. Максимальне розкриття зафіксовано по тріщині №11/12.3, що розташована між осадовими марками № 36 та № 37. Також це місце одне з найближчих до огороження котловану. Докладніше результати спостережень представлено на рисунку 3.20. Графік розвитку розкриття тріщин в часі представлено на рисунку 3.22;

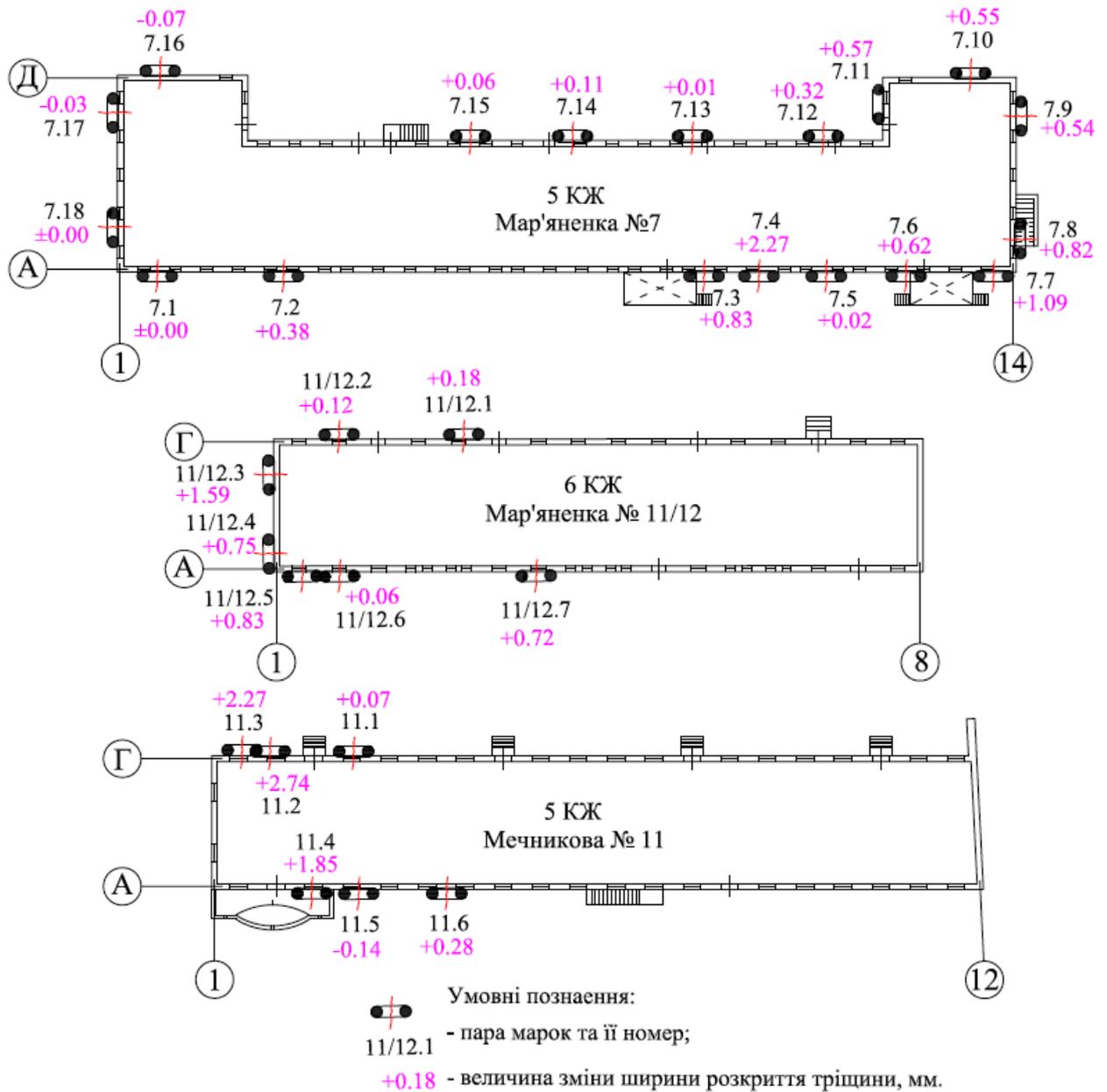


Рисунок 3.20 – Схема розташування пар марок, встановлених на конструкціях будівель оточуючої забудови та результати визначення змін ширини розкриття тріщин

- по житловому будинку №11 по вул. Мечникова зміни ширини розкриття тріщин коливаються в межах від -0.14 до +2.74 мм. Максимального розкриття, що виходить за рамки недеформаційного впливу, зазнали пари марок № 11.2 (+2.74 мм), № 11.3 (+2.27 мм), № 11.4 (+1.85 мм) - рисунок 3.20. Максимальні зміни ширини розкриття зафіксовані по тріщинах, що локалізовані в лівій частині будівлі, де за результатами моніторингу вертикальних переміщень зафіксована максимальна нерівномірність. Максимальне розкриття зафіксовано по парах марок № 11.2 і № 11.3, на тріщинах, котрі розташовані між осадовими марками № 9 та № 10, нерівномірність між ними становить 0.0019, частина будівлі, що знаходиться ближче до огороження котловану. Докладніше результати спостереження на рисунку 3.20. Графік розвитку розкриття тріщин в часі представлено на рисунку 3.23.

Для оцінки швидкості зміни ширини розкриття тріщин протягом всього періоду моніторингу за трьома будівлями на рисунку 2.24 представлено графік максимальної швидкості розкриття тріщин в конструкціях будівель оточуючої забудови.

Аналізуючи графіки розвитку в часі відслідковується початковий етап активізації та кінцевий етап стабілізації зміни ширини розкриття тріщин. Порівнюючи ці графіки розвитку із графіками розвитку вертикальних деформацій фундаментів чітко відслідковується пряма залежність між активізацією осідань та активізацією розкриття тріщин, з незначним відставанням у часі, оскільки прояв тріщин, як правило, відбувається після прояву нерівномірного осідання, яке призводить до зростання напруженості в фундаментах будівель.

За результатами натурних спостережень встановлено пряму та чітку закономірність – розкриття існуючих тріщин та утворення нових це є наслідком нерівномірних осідань, що супроводжуються проявом напружених зусиль.

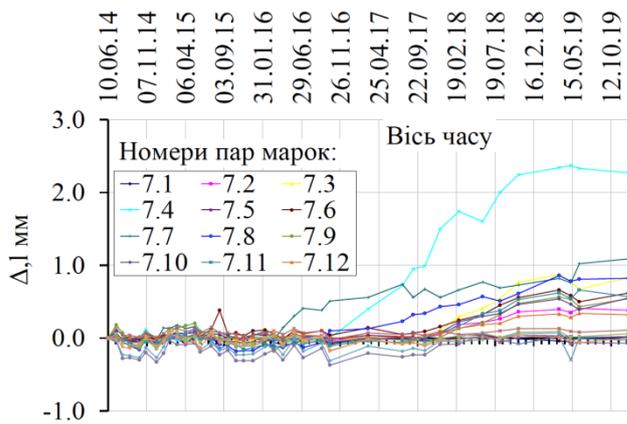


Рисунок 3.21 - Графік змін в часі ширини розкриття тріщин в конструкціях будівлі № 7 на пров. Мар'яненка

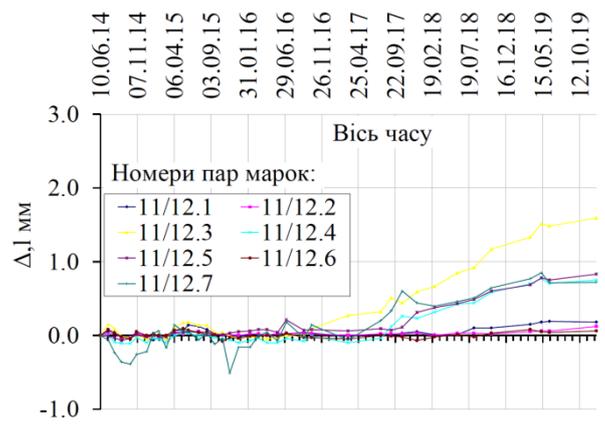


Рисунок 3.22 - Графік змін в часі ширини розкриття тріщин в конструкціях будівлі № 11/12 на пров. Мар'яненка

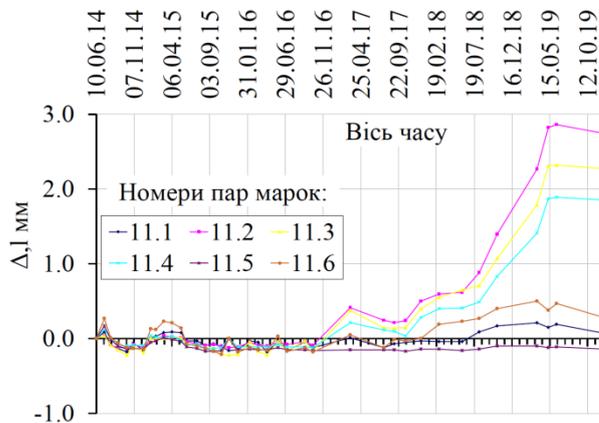


Рисунок 3.23 - Графік змін в часі ширини розкриття тріщин в конструкціях будівлі № 11 по вул. Мечникова

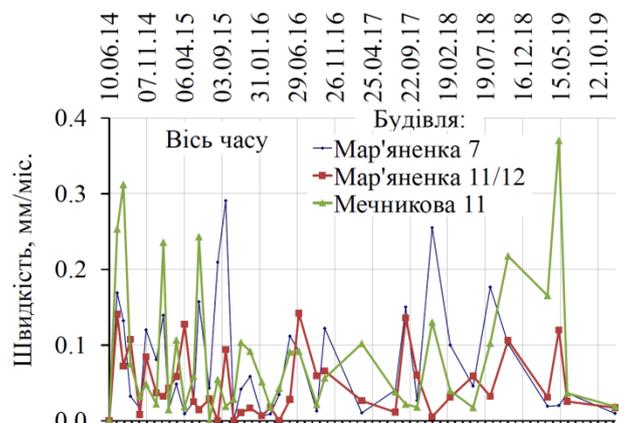


Рисунок 3.24 - Графік максимальної швидкості розкриття тріщин в конструкціях будівель оточуючої забудови

Завдяки спостережній станції, яку було встановлено на будівлях для моніторингу змін ширини тріщин, вдалося чітко визначити динаміку розвитку ширини розкриття. Одночасно із розкриттям тріщин які були викликані нерівномірними осіданнями фіксувалися незначні розкриття/закриття, що викликані недеформаційним впливом, тобто впливом сторонніх факторів, зокрема погодні умови та сезонні зміни.

3.1.3 Моніторинг зсувних процесів

Інклінометричні вимірювання призначені для виявлення горизонтальних переміщень інженерних споруд та ґрунтових масивів,

розташованих в зсувонебезпечних районах, або в місцях з високою вірогідністю розвитку переміщення ґрунтових мас.

За результатами розрахунку стійкості схилу Кловського яру [149] проаналізовано вплив його підрізання під час влаштування котловану для будівництва офісно-житлового комплексу до проектної відмітки дна котловану 147,400 м. Розрахункова модель враховувала наявність існуючих конструкцій огороження котловану та розташованої в зоні впливу існуючої споруди (етажерки).

Під час моделювання до уваги приймалися інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови ділянки, фізико-механічні характеристики ґрунтів, положення рівнів ґрунтових вод, а також додаткові навантаження від існуючої забудови на брівці схилу, рисунок 3.25.

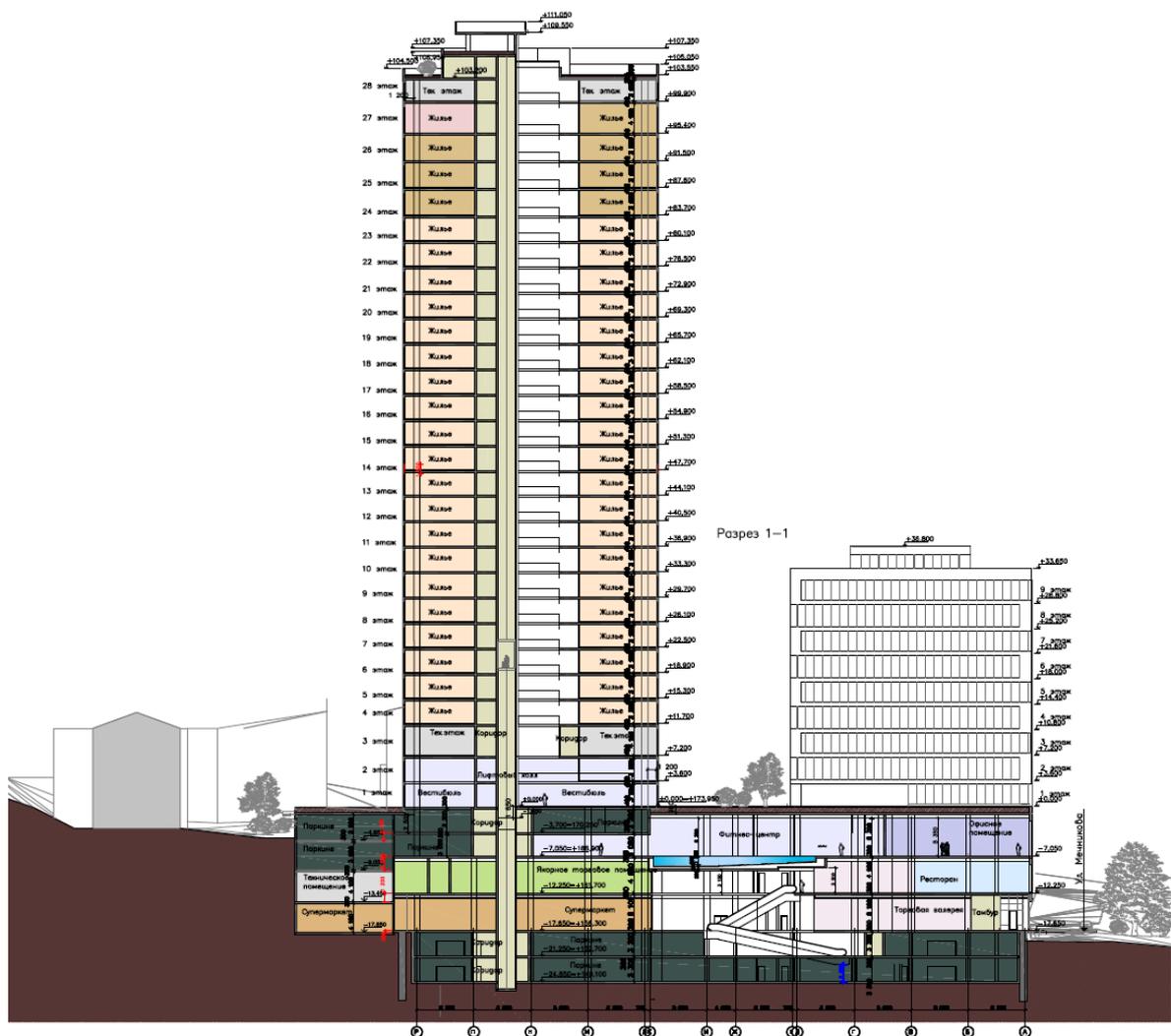


Рисунок 3.25 – Розріз посадки новобудови в схил Кловського яру

Розрахунки виконані в умовах пласкої деформації. При моделюванні ґрунтового масиву прийнята модель ґрунту, що відповідає умові міцності Кулона-Мора.

Для оцінки стійкості схилу Кловського яру, на якому розташована площадка будівництва, побудовано геотехнічні моделі. Для їх моделювання прийняті результати інженерно-геологічних вишукувань. Для дослідження було прийнято два умовних створи (А-А і Б-Б). Інженерно-геологічний розріз по розрахунковому перерізу (створі) А-А наведено на рисунку. 3.26.

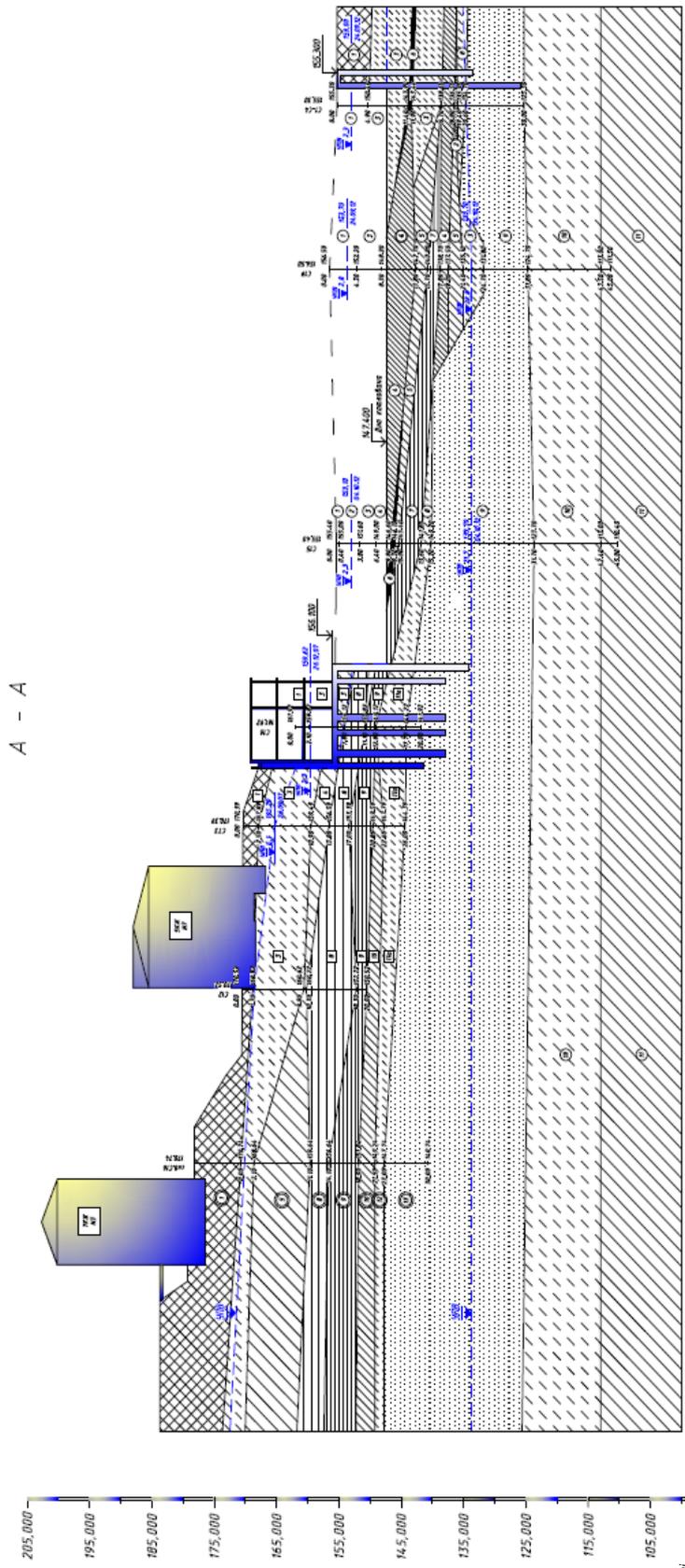
Розрахунок виконаний для двох розрахункових випадків:

- 1-й розрахунковий випадок: при розробці ґрунту в котловані до абсолютної позначки +152,700 м та влаштування конструкцій етажерки;
- 2-й розрахунковий випадок: при влаштуванні конструкцій етажерки та розробці ґрунту в котловані до абсолютної позначки +147,400 м.

Розрахунки з оцінки стійкості виконувались за першим граничним станом, відповідні фізико-механічні характеристики ґрунтів бралися за повного водонасичення. Рівень підземних вод прийнятий на 1,0 м вище від виявленого при вишукуваннях.

Граничні умови для геотехнічних моделей:

- з 1-го розрахункового випадку: межа можливого утворення зсуву – початок тераси (позначка +170,520м), межа виходу можливих поверхонь ковзання – в районі дна проектного котловану під будівництво на позначці +152,700 м;
- з 2-го розрахункового випадку: межа можливого утворення зсуву – початок тераси (позначка +183,700м для створу А-А та +187,850м для створу Б-Б), межа виходу можливих поверхонь ковзання – в районі дна проектного котловану під будівництво на позначці +147,400 м.



A - A

Масштаб М1:500 по горизонталі М1:500 по вертикалі	183,700	170,740	170,520	170,390	161,920	155,400	156,500	155,300
Абсолютна відмітка устя свердловини (поверхні землі), м	41.0	26.5	25.0	25.0	15.0	28.0	42.0	25.0
Відстань, м		Скв.С16 [1]	Скв.С12 [4]	Скв.С13 [4]	Скв.С16 [4]	Скв.С15 [3]	Скв.С19 [3]	Скв.С1-С4 [3]
Номер свердловини, м	26.04.2004	18.12.2007	26.09.2007	26.12.2007	04.10.2012	24.09.2012	24.09.2012	24.09.2012
Дата буріння								

Рисунок 3.26 – Інженерно-геологічний розріз по розрахунковому перерізу (створі) А-А

У розрахунковому створі А-А прикладено тиск від 5-ти поверхового житлового будинку по провулку І. Мар'яненка, 7 інтенсивністю 210 кПа, від 7-ми поверхового житлового будинку по провулку К. Гордієнка, 3 інтенсивністю 260 кПа, а також тиск від автомобілів в межах доріг інтенсивністю 80 кПа і тиск залізобетонних конструкцій стилобату інтенсивністю 150 кПа.

У розрахунковому створі Б-Б прикладено тиск від 5-ти поверхового житлового будинку по провулку І. Мар'яненка, 9 інтенсивністю 210 кПа, від 12-ти поверхового житлового будинку по провулку К. Гордієнка, 1-А інтенсивністю 300 кПа та тиск залізобетонних конструкцій стилобату інтенсивністю 150 кПа. Одну з розрахункових схем ділянки схилу на загальну стійкість наведено на рисунку 3.27. У ході виконання розрахунків по розрахунковому створу було прораховано 150 ймовірних поверхонь ковзання круглоциліндричної форми та отримано мінімальні коефіцієнти стійкості найбільш небезпечних поверхонь ковзання. Величини мінімальних коефіцієнтів стійкості найбільш небезпечних поверхонь ковзання за розрахунковими створами А-А і Б-Б наведені в таблиці 3.11.

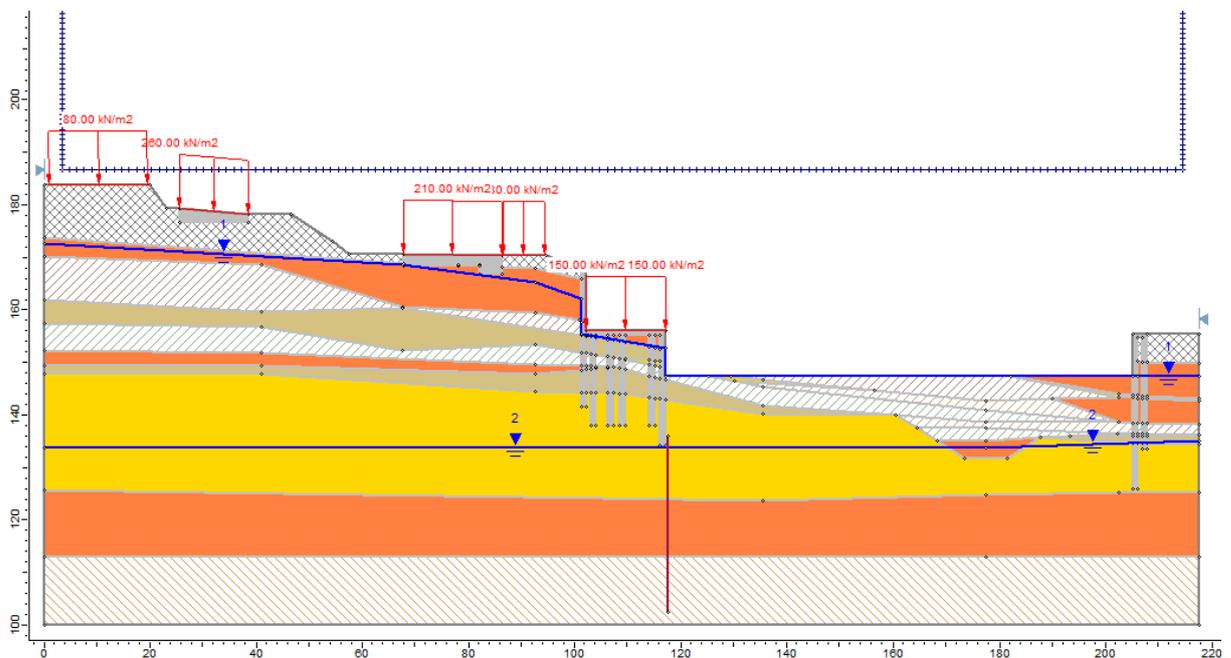


Рисунок 3.27 – Розрахункова модель ділянки схилу по створу А-А (2-й розрахунковий випадок, загальна стійкість)

На підставі проведених розрахунків можна зробити висновок, що локальна стійкість ділянки схилу Кловського яру з утримуючими протизсувними спорудами, виконаними при будівництві офісно-житлового центру та відриву котловану до проектної позначки +147,400 м, забезпечена з мінімальними коефіцієнтами стійкості 1,37 (розріз А-А) та 1,34 (створ Б-Б); загальна стійкість схилу – забезпечена з мінімальними коефіцієнтами стійкості 1,534 (створ А-А) та 1,250 (створ Б-Б), що задовольняє вимогам нормативного документа [128] (мінімальний коефіцієнт стійкості зсувонебезпечних схилів для споруд першого класу надійності становить 1,250).

Поверхня ковзання, на якій було зафіксовано мінімальний коефіцієнт стійкості схилу, представлена на рисунку 3.28.

Таблиця 3.11

Величини мінімальних коефіцієнтів стійкості найбільш небезпечних поверхонь ковзання по розрахункових розрізах А-А та Б-Б

Розрахунок по перерізу	Метод розрахунку			
	Бішопа	Янбу	Фелленіуса	Моргенштерна-Прайса
1	2	3	4	5
Розрахунок на локальну стійкість				
Розріз А-А. Розрахункова схема №1				
А-А (при круглоциліндричній поверхні, що проходить нижче підшви палі)	2,329	1,775	1,967	2,354
А-А (з урахування перерізування паль)	3,293	2,524	2,975	3,323
Розріз А-А. Розрахункова схема №2				
А-А (при круглоциліндричній поверхні, що проходить нижче підшви палі)	1,771	1,368	1,512	1,807
А-А (з урахування перерізування паль)	2,717	2,127	2,489	2,757
Розріз Б-Б. Розрахункова схема №2				
Б-Б (при круглоциліндричній поверхні, що проходить нижче підшви палі)	1,692	1,335	1,450	1,728
Б-Б (з урахування перерізування паль)	2,134	1,824	1,929	2,179
Розрахунок на загальну стійкість				
Розріз А-А. Розрахункова схема №2				
А-А (при круглоциліндричній поверхні, що проходить нижче підшви палі)	1,917	1,557	1,534	1,941
Розріз Б-Б. Розрахункова схема №2				
Б-Б (при круглоциліндричній поверхні, що проходить нижче підшви палі)	1,603	1,312	1,250	1,607

Зважаючи на те, що за результатами розрахунків мінімальне значення коефіцієнта запасу стійкості становить 1,250, що практично відповідає гранично допустимому значенню згідно з вимогами нормативного документа [128], можна констатувати роботу схилу в умовах, близьких до граничного стану рівноваги. Додатково слід врахувати прогнозований гідрогеологічний вплив після спорудження огороження котловану, який зумовлює формування бар'єрного ефекту та підйом рівня підземних вод перед конструкціями огороження на величину до 5,2 м (рисунок 3.29). Такий підйом рівня підземних вод призведе до повного замочування ґрунтової основи фундаментів будівлі по провулку І.Мар'яненка, 7, що призведе до додаткових деформацій даної будівлі. Тож для виключення підняття рівня підземних вод після влаштування конструкцій огорожі котловану необхідно передбачити пристрій вертикального дренажу підземного простору, що забезпечить штучне зниження ґрунтових вод.

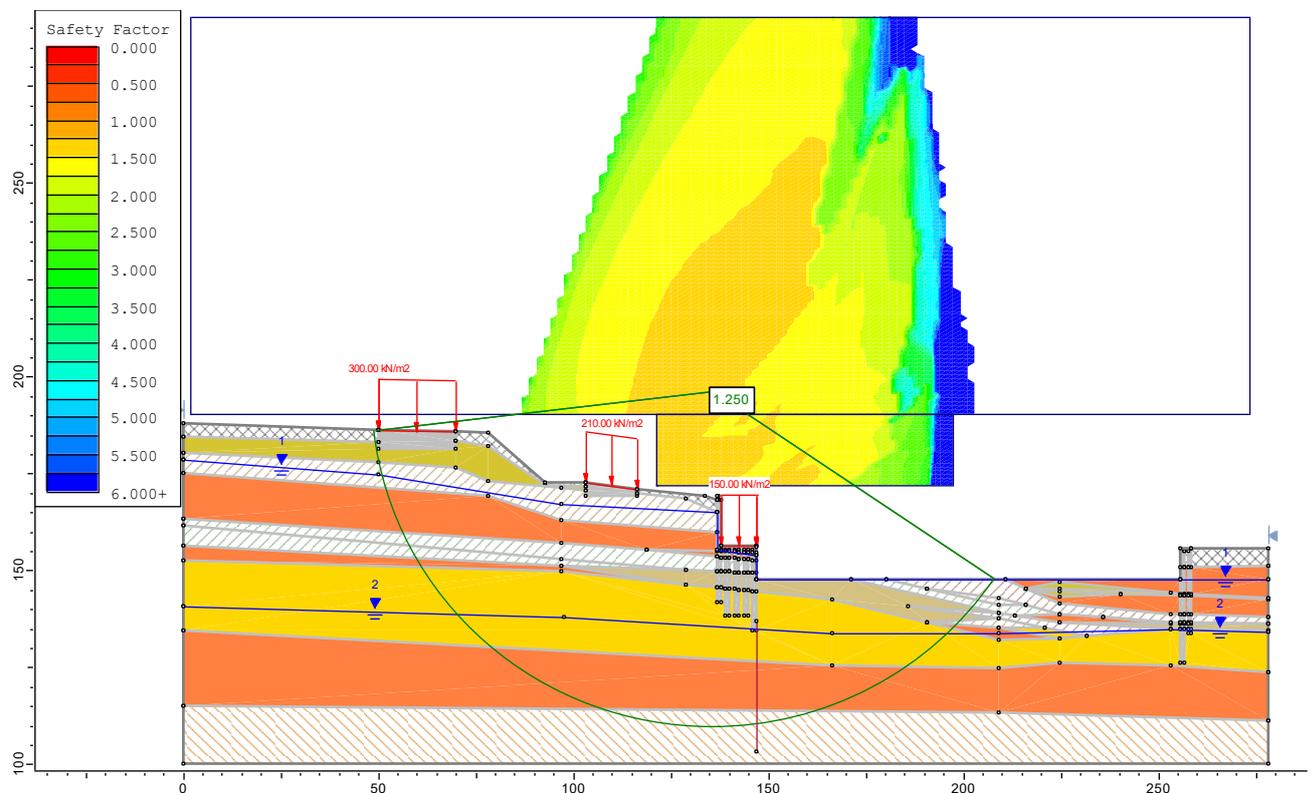


Рисунок 3.28 – Круглоциліндрична поверхня ковзання, що проходить нижче підшви паль з мінімальним коефіцієнтом стійкості 1,250

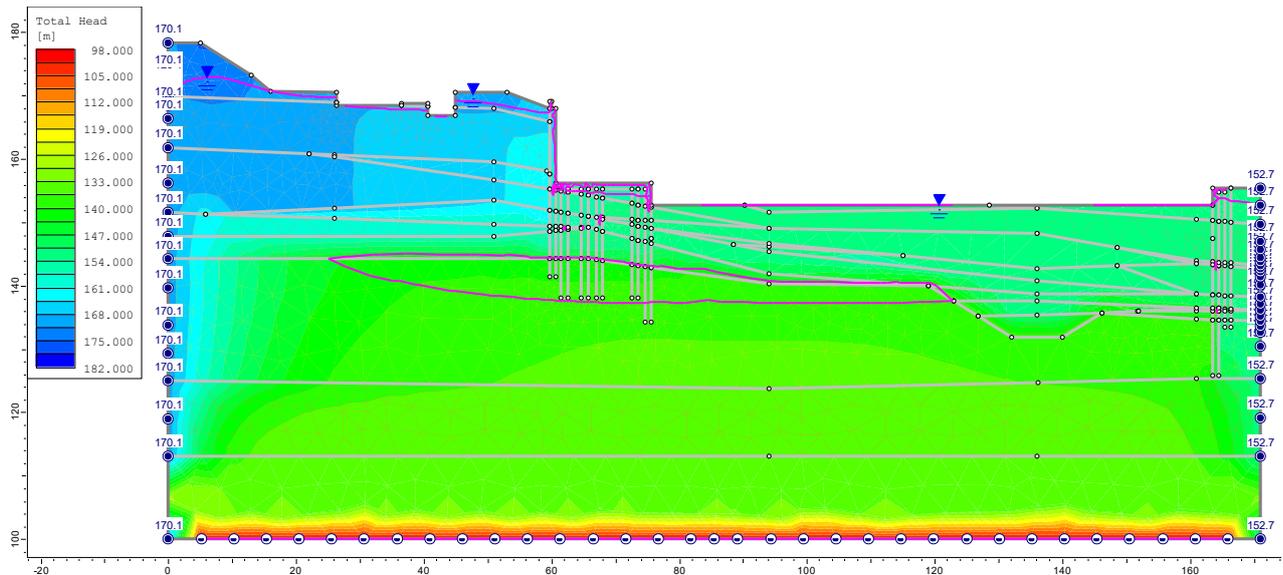


Рисунок 3.29 – Значення повного напору та депресійна крива ділянки ґрунтового масиву після влаштування конструкцій огорожі котловану

Процес штучного зниження ґрунтових вод може викликати непередбачувані деформаційні процеси у структурі ґрунтового масиву. Тож, аби контролювати стійкість ґрунтового масиву (коефіцієнт стійкості якого досягає граничного – 1.250), прийнято рішення про розробку проекту моніторингу. Моніторинг мав охоплювати ймовірні горизонтальні переміщення ґрунтових мас на всю висоту розробки котловану, тобто моніторинг повинен забезпечувати інформацію про стан ґрунтового масиву як ззовні так і всередині. Використовуючи виключно класичні геодезичні методи моніторингу (визначення вертикальних та горизонтальних зміщень), забезпечити повноту інформації про деформаційні процеси неможливо, тому запропоновано рішення включити до загального моніторингу геотехнічний метод інклінометрія.

В нашому випадку запроектовано 3 інклінометричні свердловини на лініях складного рельєфу схилу в напрямку котловану, між огородженням (за декілька метрів від нього) та будинками існуючої забудови, на глибину що забезпечить повноту інформації про деформаційні процеси. Глибина влаштування свердловин може відрізнятися одна від іншої, оскільки будова

масиву неоднорідна та має різні відмітки примикання до огороження котловану. Посадку свердловини приведено на рисунку 3.30.

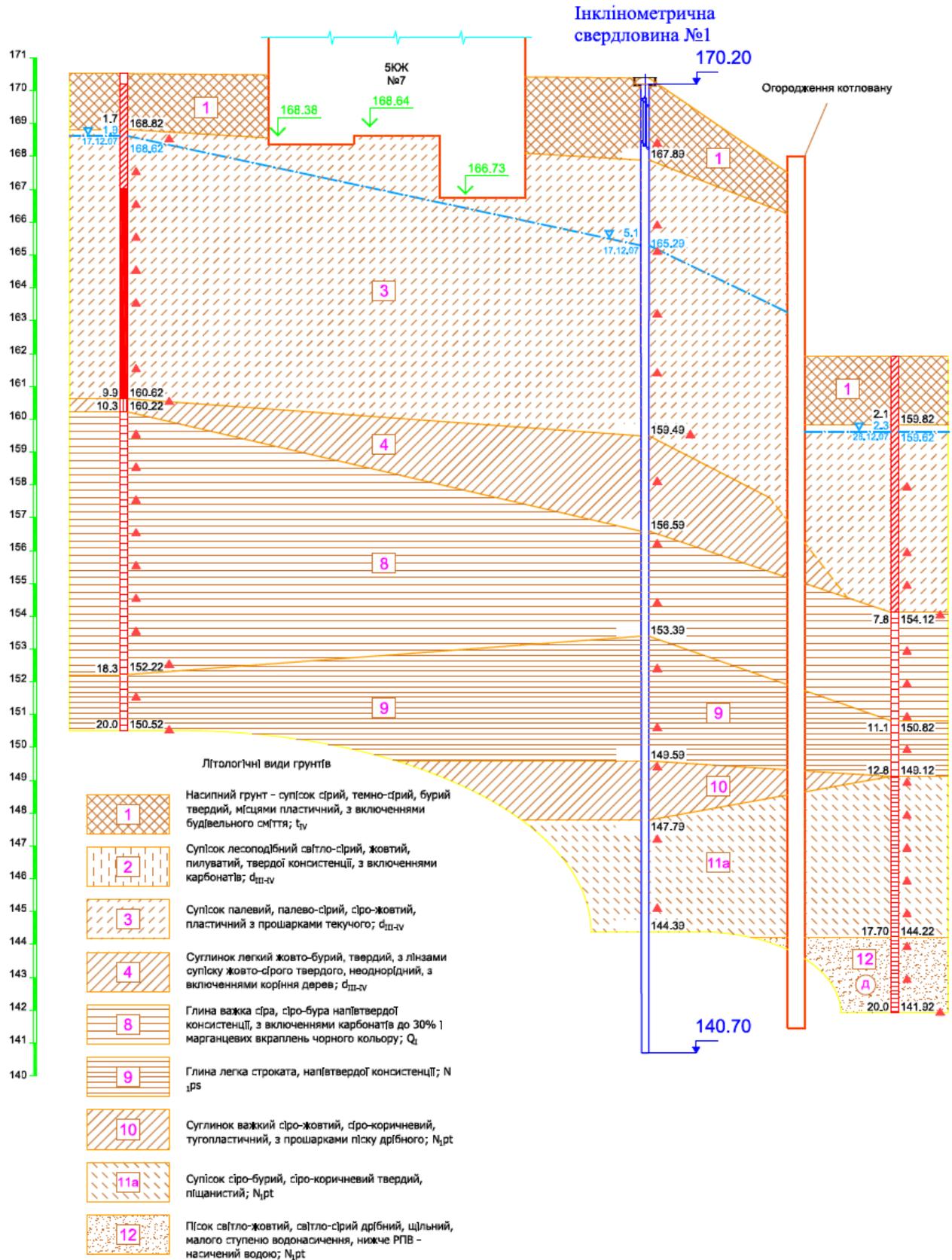


Рисунок 3.30 – Посадка інклінометричної свердловини на геологічний розріз

Свердловини облаштовані на таких глибинах: ІС1 29.5 м (відмітка устя 170.20 м, відмітка дна 140.70 м), ІС2 28.5 м (відмітка устя 169.70 м, відмітка дна 141.20 м), ІС3 29.0 м (відмітка устя 166.40 м, відмітка дна 137.40 м). Схема планово-висотного розташування і орієнтація інклінометричних свердловин представлена на рисунку 3.31.

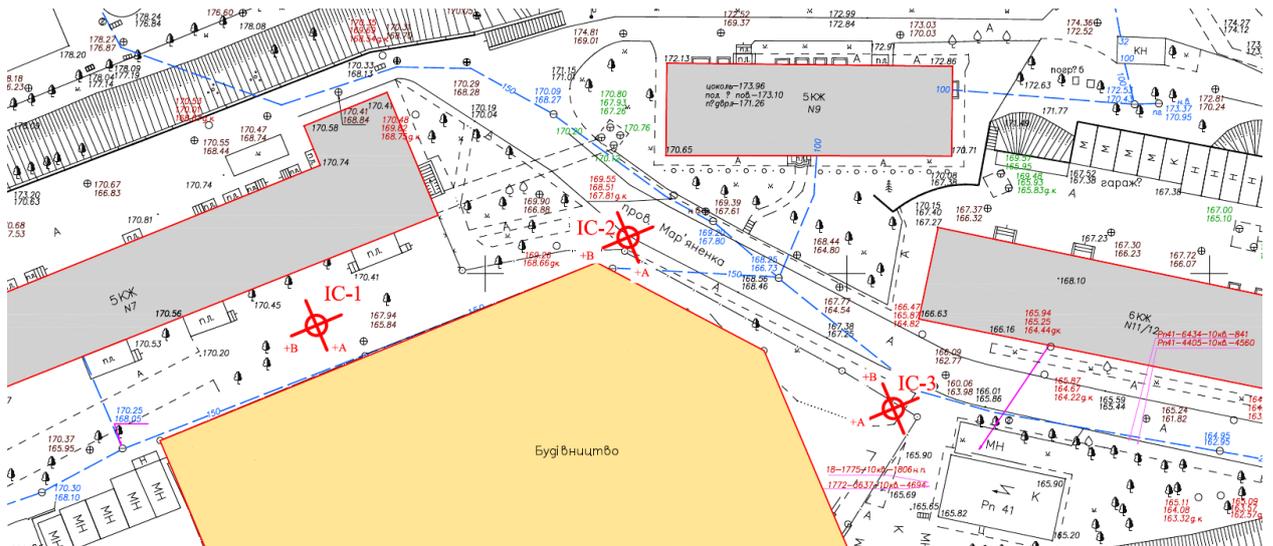


Рисунок 3.31 – Схема розташування інклінометричних свердловин

Монтаж інклінометричних свердловин (ІС 1, ІС 2 та ІС 3) виконувався протягом трьох днів ІС1 - 13.08.2015, ІС2 - 14.08.2015, ІС3 - 12.08.2015 за методикою, що описана у розділі 2.1. Для вимірювань використовувався інклінометр MEMS 61000 1М з пристроєм GK-603 [129]. Технологічний процес вимірювань ілюстровано на рисунках 2.9 та 2.10 розділу 2.1.

Моніторинг горизонтальних переміщень ґрунтового масиву проводився за трьома свердловинами протягом 1084 днів (36 календарних місяців, або майже 3 роки, з 21 серпня 2015 р. по 09 серпня 2018 р.) з періодичністю двічі на місяць, загалом проведено 72 цикли, [170-171].

Похибка вимірювань інклінометра складає ± 4 мм на 30 метрів висоти шахти інклінометричної свердловини, при локальному відхиленні від вертикалі не більше $\pm 15^\circ$.

Для аналізу оцінки точності та якості проведених вимірювань складено таблиці контрольних характеристик, порівняння між циклами та свердловинами, таблиці 3.12...3.14.

У таблицях 3.12–3.14 наведено результати порівняння контрольних характеристик інклінометричних свердловин ІС-1, ІС-2 та ІС-3 за весь період спостережень (72 цикли). Аналіз цих характеристик дозволяє оцінити стабільність якості вимірювань, точність орієнтації зонда у свердловині та динаміку зміщень осей свердловин у процесі розвитку деформацій ґрунтового масиву.

1. Контрольні суми ($Check_A$, $Check_B$) – у всіх свердловинах контрольні суми знаходяться в межах допустимих значень ± 40 , що свідчить про стабільну якість польових вимірювань і відсутність грубих похибок при позиціонуванні інклінометра. Незначні коливання у значеннях контрольних сум в окремих циклах пояснюються впливом температурних змін або похибками орієнтації зонда в шахті свердловини, рисунок 3.32.

2. Локальні нахили осей свердловин (θ_{LA} , θ_{LB}) – значення локальних нахилів залишаються практично сталими в межах кожної свердловини, що свідчить про відсутність суттєвих перекосів або викривлень шахти. Для ІС-1 характерні мінімальні нахили ($< 1.4^\circ$), що підтверджує стабільність свердловини та точність польових вимірювань. Для ІС-2 і ІС-3 локальні нахили є більшими ($0.7\text{--}1.3^\circ$), що зумовлено геометрією схилу та локальними деформаціями ґрунтової товщі, рисунок 3.33.

3. Кумулятивні зміщення осей свердловин (ΔA_k , ΔB_k) – показник зміщення осі свердловини у площинах A та B на певній глибині. Обчислюється шляхом послідовного підсумовування локальних зміщень між сусідніми відмітками на інтервалі $L = 0,5$ м. Цей параметр відображає реальну деформацію ґрунтового масиву у плані, тобто горизонтальне переміщення свердловини відносно вертикалі. За результатами обчислених кумулятивних зміщень побудовано графіки фактичного планового положення осі шахти відносно вертикалі, рисунок 3.34.

Таблиця 3.12

Порівняння контрольних характеристик ІС 1

ІС 1						
Номер циклу	$Check_A$	$Check_B$	$\theta_{L_A}, ^\circ$	$\theta_{L_B}, ^\circ$	$\Delta A_k, \text{мм}$	$\Delta B_k, \text{мм}$
1	-6	12	0.089	1.368	64	1248
6	16	8	0.057	1.364	32	1258
12	16	3	0.047	1.373	32	1261
18	16	9	0.046	1.386	35	1268
24	17	19	0.040	1.380	35	1273
30	-14	13	0.071	1.358	70	1252
36	-8	5	0.065	1.363	68	1259
42	-6	32	0.068	1.370	70	1259
48	-5	-5	0.069	1.356	71	1255
54	-9	10	0.068	1.378	71	1259
60	-9	17	0.070	1.365	73	1255
66	-6	-2	0.073	1.364	73	1260
72	-7	-1	0.070	1.368	73	1264

Таблиця 3.13

Порівняння контрольних характеристик ІС 2

ІС 2						
Номер циклу	$Check_A$	$Check_B$	$\theta_{L_A}, ^\circ$	$\theta_{L_B}, ^\circ$	$\Delta A_k, \text{мм}$	$\Delta B_k, \text{мм}$
1	-13	2	0.893	-1.047	500	-753
6	15	3	0.931	-1.028	531	-742
12	15	6	0.926	-1.041	536	-744
18	13	7	0.930	-1.041	537	-746
24	16	10	0.932	-1.030	539	-746
30	-17	16	0.893	-1.045	508	-753
36	-12	1	0.893	-1.057	509	-754
42	-8	40	0.894	-1.050	510	-749
48	-7	-10	0.892	-1.069	508	-755
54	-14	13	0.891	-1.069	509	-752
60	-10	-2	0.896	-1.048	511	-758
66	-11	0	0.894	-1.069	512	-758
72	-9	0	0.894	-1.061	511	-756

Таблиця 3.14

Порівняння контрольних характеристик ІС 3

ІС 3						
Номер циклу	$Check_A$	$Check_B$	$\theta_{L_A}, ^\circ$	$\theta_{L_B}, ^\circ$	$\Delta A_k, \text{мм}$	$\Delta B_k, \text{мм}$
1	-9	-4	0.743	1.259	736	917
6	19	1	0.721	1.311	720	966
12	20	1	0.716	1.313	721	963
18	18	5	0.718	1.314	722	963
24	19	18	0.716	1.311	724	964
30	-13	8	0.743	1.259	740	918
36	-13	7	0.742	1.266	741	915
42	-13	28	0.743	1.263	740	916
48	-10	-14	0.741	1.265	741	916
54	-16	15	0.743	1.259	741	912
60	-13	10	0.743	1.261	742	912
66	-8	-8	0.744	1.254	744	911
72	-9	-8	0.742	1.267	742	913

Таким чином, результати контрольних характеристик свідчать про високу якість інклінометричних вимірювань, надійність орієнтації свердловин та чітку кореляцію між величинами зміщень і просторовим положенням свердловин. Ці показники є основою для подальшого аналізу деформаційного поля і побудови профілів зміщень.

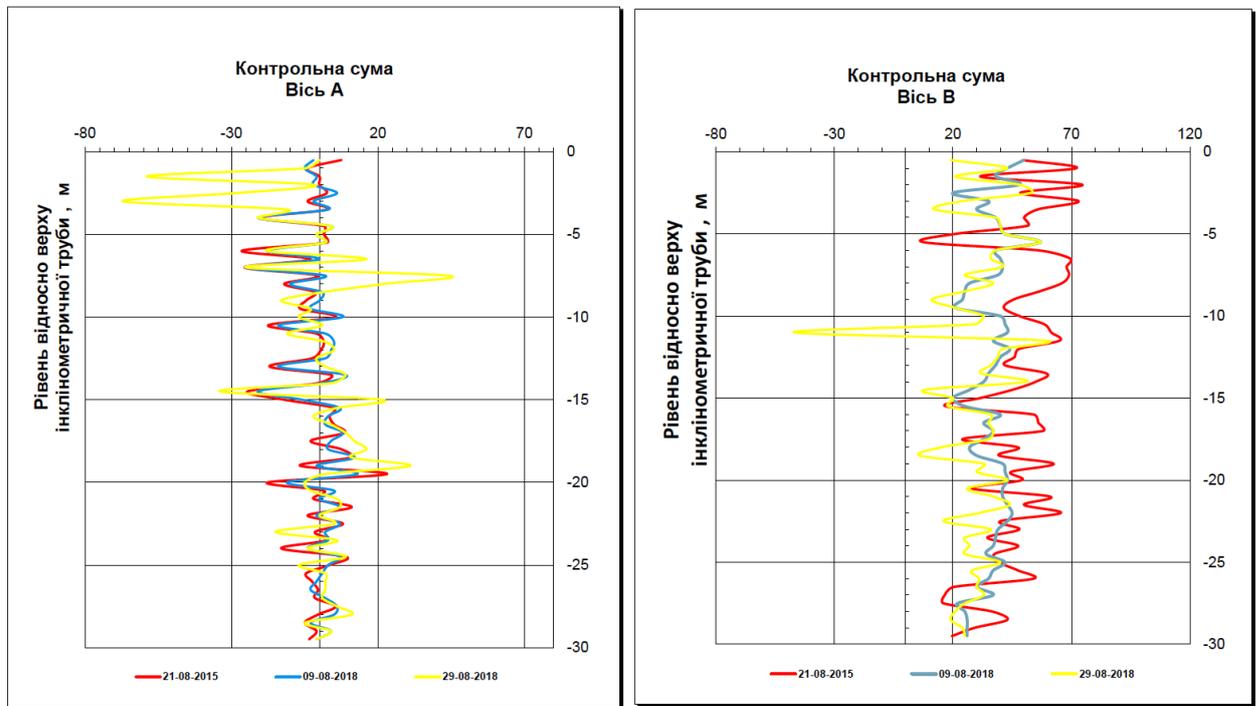


Рисунок 3.32 – Графік контрольних сум вздовж осі А та Б

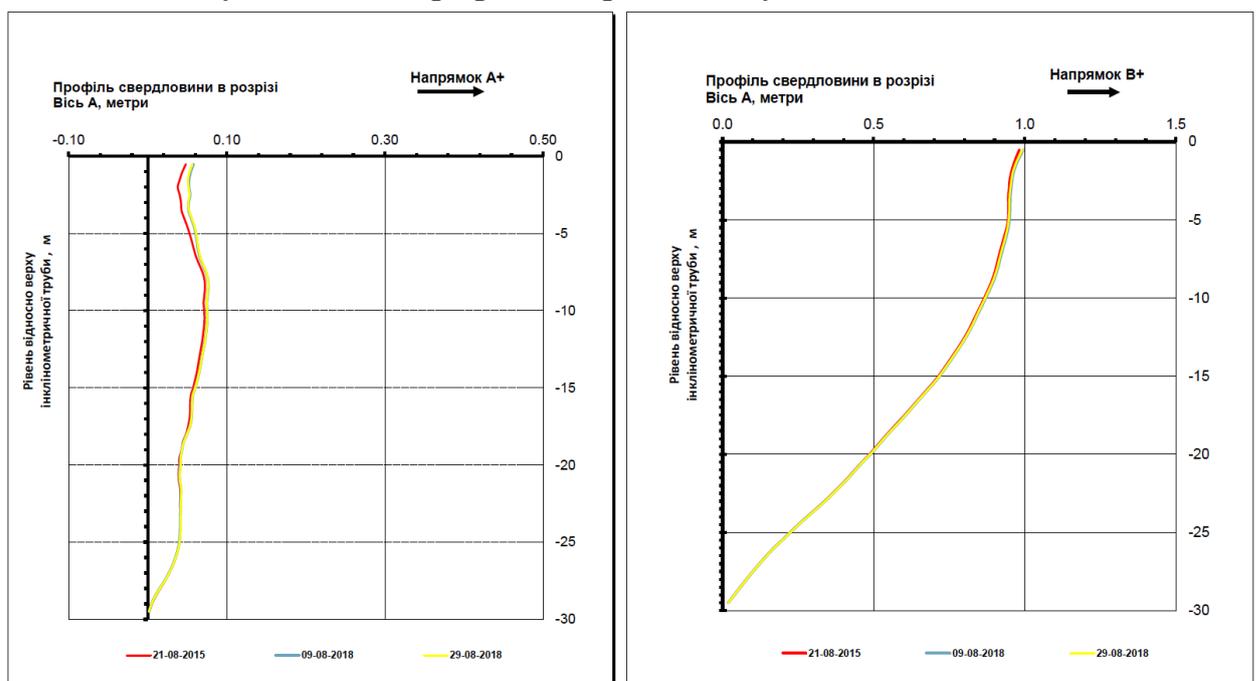


Рисунок 3.33 – Профіль свердловини здовж осі А та Б

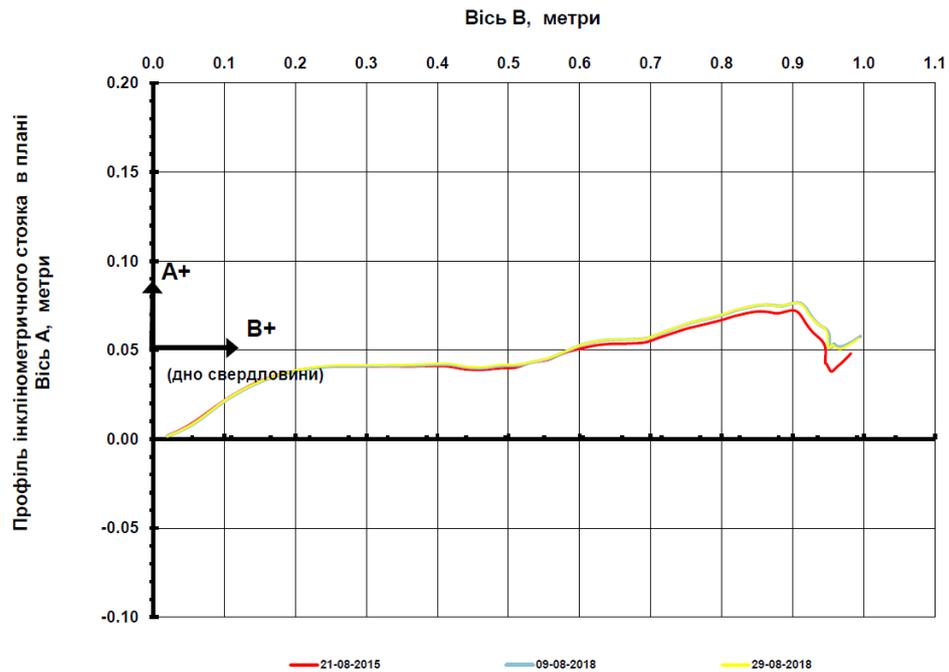


Рисунок 3.34 – Профіль інклінометричної свердловини в плані

Після камеральної обробки за її результатами складаються відомості спостережень, по кожній свердловині окрема. За результатам спостережень складено зведену відомість підповерхневих горизонтальних переміщень R прилеглої території, таблиця 3.8. У таблиці приведено величини підповерхневих горизонтальних переміщень по трьох свердловинах (IC1, IC2, IC3) в зоні впливу будівництва за весь період спостереження за наступними характеристиками: R_{max} – максимальне переміщення у циклі, R_{min} – мінімальне переміщення у циклі, R_{μ} – середнє переміщення за цикл, R_{Me} – медіана переміщень за цикл. Переміщення класифіковано за таблицею 2.3 розділу 2 за чотирма категоріями деформацій.

По отриманим результатам будуються графіки горизонтальних переміщень вздовж осей А та В. Додатково будуються графіки розвитку за величиною вектору в часі. Графіки дають можливість відслідковувати максимальну амплітуду горизонтальних переміщень, а також періоди активізації деформаційних процесів.

Таблиця 3.15
Відомість горизонтальних переміщень прилеглої території

дата	№ циклу	IC1				IC2				IC3			
		R_{max}	R_{min}	R_{μ}	R_{Me}	R_{max}	R_{min}	R_{μ}	R_{Me}	R_{max}	R_{min}	R_{μ}	R_{Me}
21.08.15	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
06.10.15	4	3,4	0,2	1,8	1,6	2,7	0,1	1,4	1,3	2,9	0,0	0,9	0,8
07.12.15	8	1,3	0,1	0,8	0,8	4,3	0,1	2,2	2,3	1,2	0,0	0,6	0,5
03.02.16	12	4,2	0,3	2,3	2,6	2,9	0,3	1,4	1,0	4,4	0,0	2,0	2,1
20.04.16	16	4,1	0,3	1,3	1,1	3,7	0,2	1,3	1,0	4,3	0,1	1,5	1,5
10.06.16	20	7,0	0,4	3,7	4,0	5,4	0,3	1,9	1,6	4,8	0,0	1,8	2,0
11.08.16	24	13,1	0,4	3,0	1,9	6,1	0,1	1,2	0,9	5,9	0,1	2,6	2,9
17.10.16	28	9,3	0,1	1,9	0,9	7,9	0,2	2,5	2,5	3,2	0,2	0,9	0,6
08.12.16	32	11,0	0,2	2,3	1,0	8,6	0,2	2,4	2,4	5,6	0,1	2,3	2,5
10.02.17	36	11,6	0,4	3,5	2,9	9,8	0,2	2,7	2,5	5,4	0,1	1,4	0,9
13.04.17	40	13,1	0,4	4,8	4,5	8,2	0,2	2,8	2,7	6,0	0,1	1,7	1,4
15.06.17	44	11,7	0,1	3,1	2,0	8,4	0,4	2,4	2,1	5,2	0,1	1,4	1,2
16.08.17	48	11,4	0,1	2,7	1,8	8,6	0,3	2,6	2,4	4,7	0,1	1,4	1,1
10.10.17	52	12,9	0,3	3,5	2,9	9,8	0,3	2,3	1,8	5,7	0,1	1,4	1,1
07.12.17	56	14,7	0,3	4,6	3,8	10,1	0,0	3,1	2,9	7,5	0,1	2,0	1,8
08.02.18	60	13,1	0,1	3,2	2,2	12,7	0,1	4,2	4,3	7,4	0,0	1,6	0,8
11.04.18	64	15,0	0,2	3,9	2,8	13,4	0,1	3,7	3,5	10,4	0,1	3,4	3,2
08.06.18	68	16,2	0,3	5,6	4,8	11,1	0,2	2,6	2,1	6,4	0,3	1,6	1,4
09.08.18	72	16,8	0,3	5,4	4,5	10,6	0,2	2,2	1,7	7,7	0,1	1,8	1,5

I - незначні II - помітні III - значні IV - небезпечні

За результатами моніторингу зафіксовано:

1. По інклінометричній свердловині IC1 в результаті вимірювання зафіксовані наступні максимальні відхилення від початкового профілю: вісь А: $H^1 = -2.0$ м відхилення $+14.2$ мм; вісь В: $H = -0.5$ м відхилення $+13.7$ мм; сумарний вектор: $H = -0.5$ м становить 17 мм. Зафіксовані максимальні переміщення, зосереджені переважно на глибині -0.5 м (абсолютна відмітка 169.700 м). Фактичне положення шахти (в 72 циклі) відносно початкового приведено на рисунку 3.35. Горизонтальні зміщення в часі вздовж двох осей представлено на рисунках 3.36 та 3.37 у вигляді профілів. Весь період спостережень можна розділити на три фази активності - рисунок 3.38. Перша фаза низької активності переміщень, тривала з серпня 2015 року по квітень

¹ H – глибина в інклінометричній свердловині

2016 року – приріст горизонтальних переміщень до 5 мм; друга фаза стрімкої активності - з квітня по серпень 2016 року – приріст до 13 мм; третя фаза помірною розвитку - з серпня 2016 року по серпень 2018 року, приріст з 13 мм до 18 мм.

2. По інклінометричній свердловині ІС2 в результаті вимірювання зафіксовані наступні максимальні відхилення від початкового профілю: вісь А: Н= -0.5 м відхилення +11.4 мм; вісь В: Н= -0.5 м відхилення -1.7 мм; сумарний вектор: Н= -0.5 м становить 11 мм. Зафіксовані максимальні переміщення зосереджені переважно на глибині -0.5 м (абсолютна відмітка 169.200 м), фактичне положення шахти (в 72 циклі) відносно початкового подано на рисунку 3.39. Горизонтальні зміщення в часі вздовж двох осей представлено на рисунках 3.40 та 3.41 у вигляді профілів. Весь період спостережень можна розділити на дві фази активності – рисунок 3.42: перша фаза низької активності переміщень, тривала з серпня 2015 року по лютий 2016 року, приріст горизонтальних переміщень до 5 мм; друга фаза помірною розвитку з лютого 2016 року по серпень 2018 року, приріст до 14 мм.

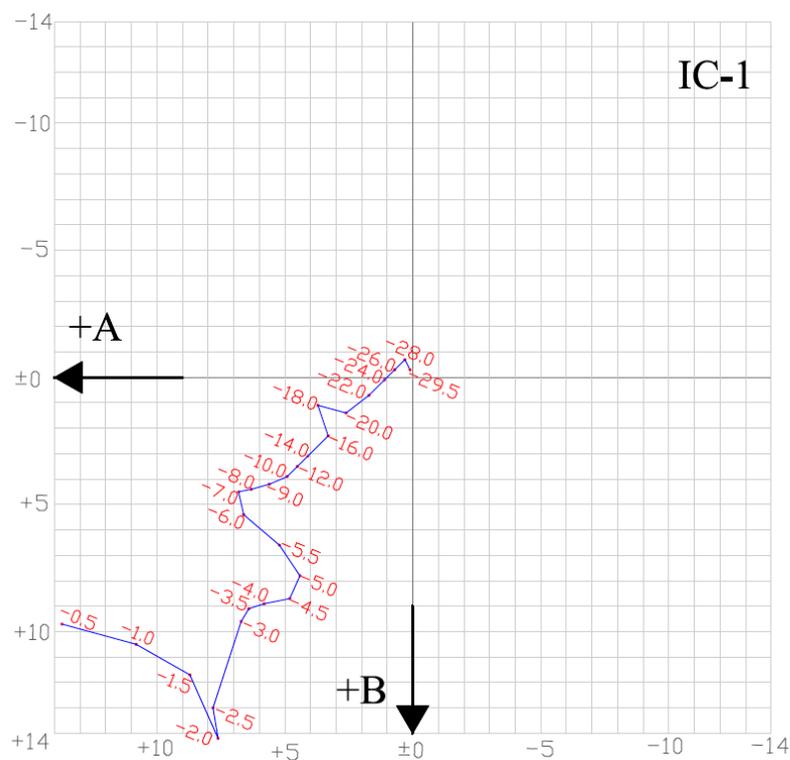


Рисунок 3.35 – Планове положення ІС-1 в 72 циклі, мм

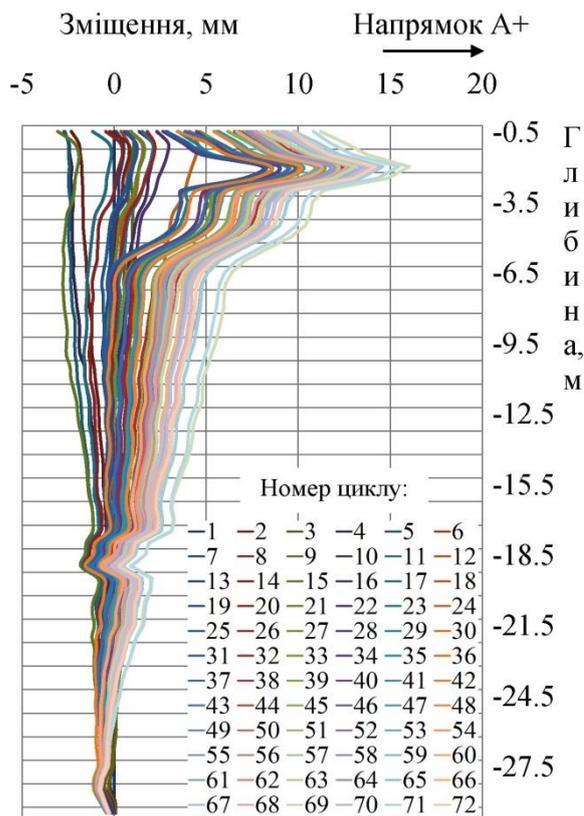


Рисунок 3.36 - Графік

горизонтальних зміщень вздовж осі

А по ІС1

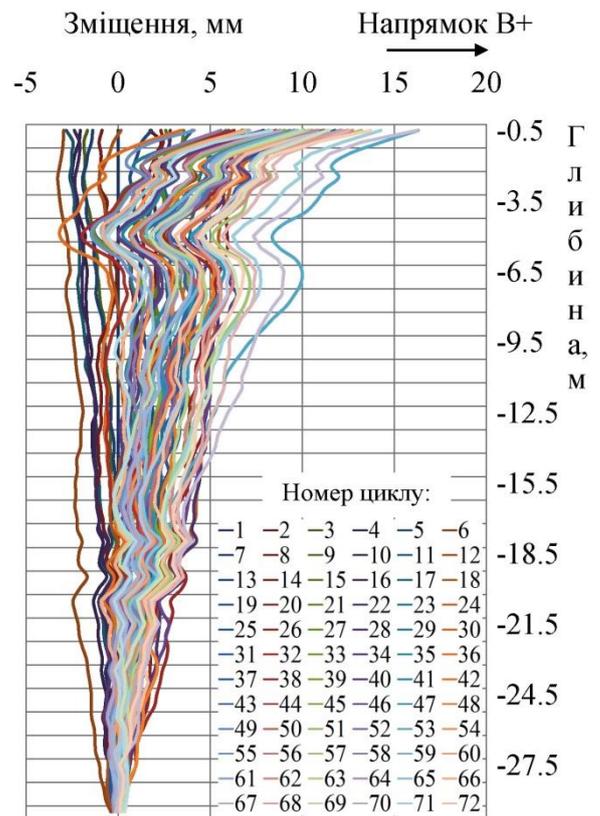


Рисунок 3.37 - Графік

горизонтальних зміщень вздовж осі

В по ІС1

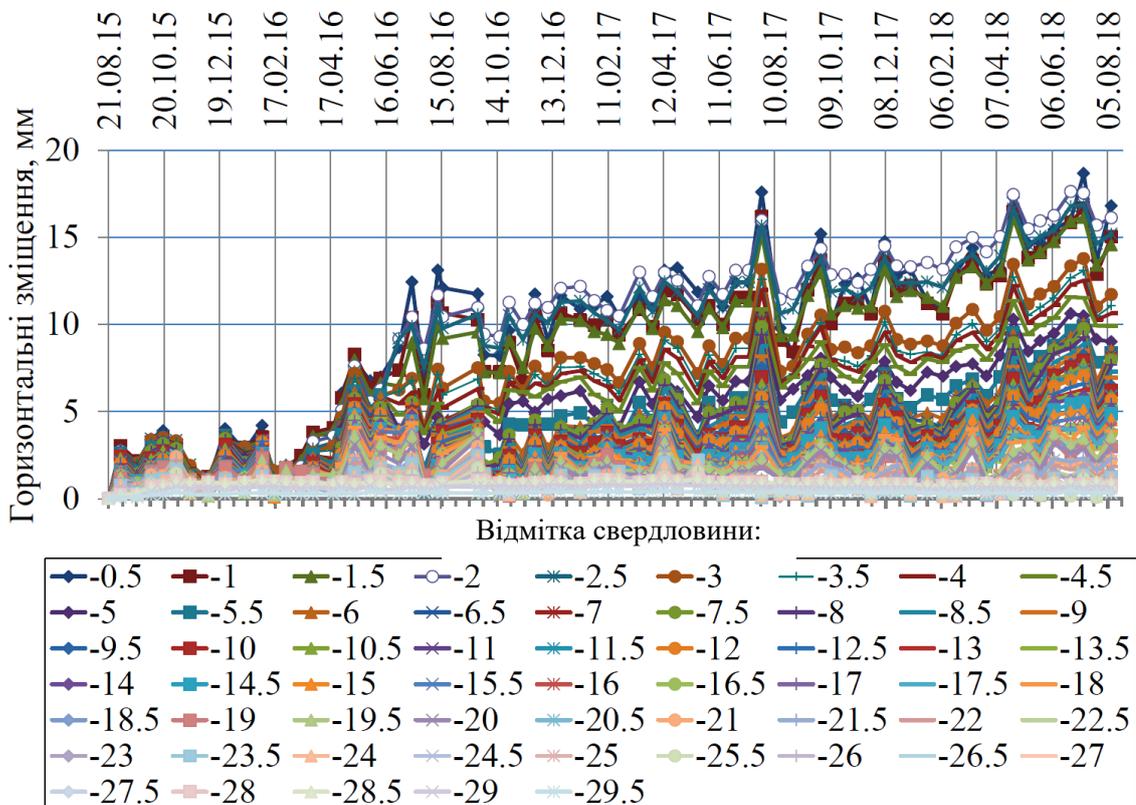


Рисунок 3.38 – Графік розвитку в часі горизонтальних переміщень ІС-1 за сумарним вектором

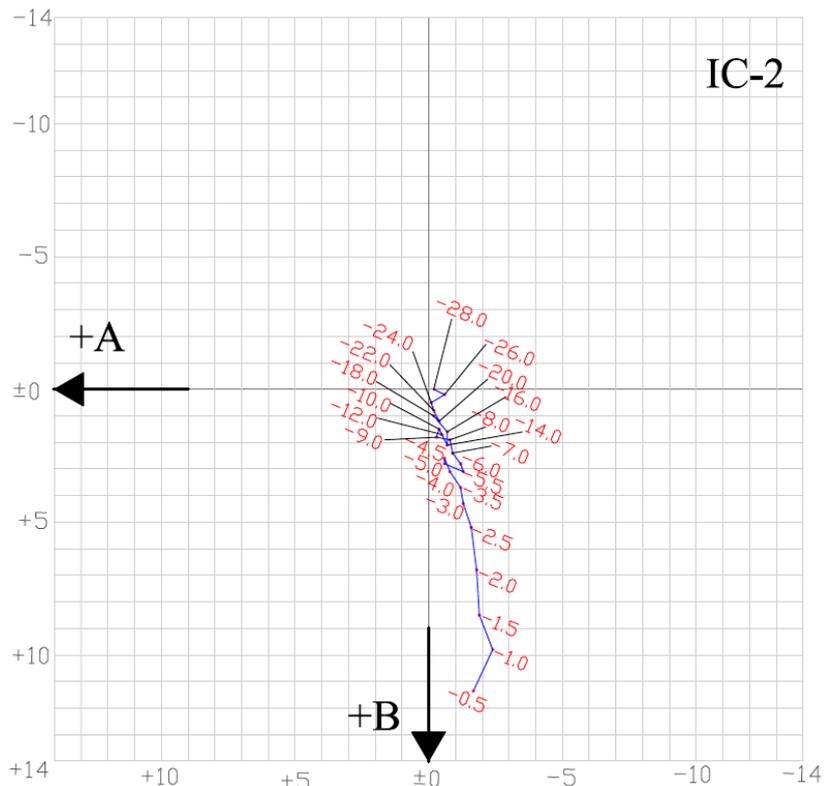


Рисунок 3.39 – Планове положення ІС-2 в 72 циклі, мм

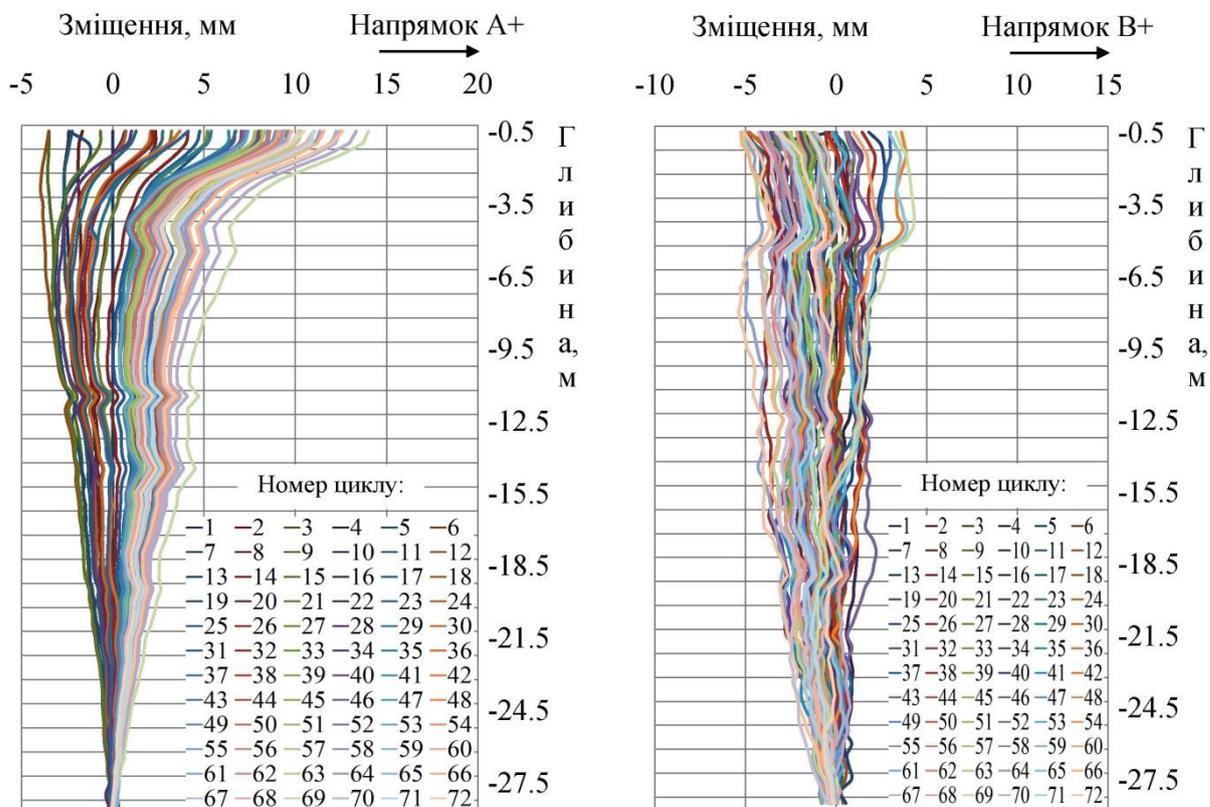


Рисунок 3.40 - Графік горизонтальних зміщень вздовж осі А по ІС2

Рисунок 3.41 - Графік горизонтальних зміщень вздовж осі В по ІС2

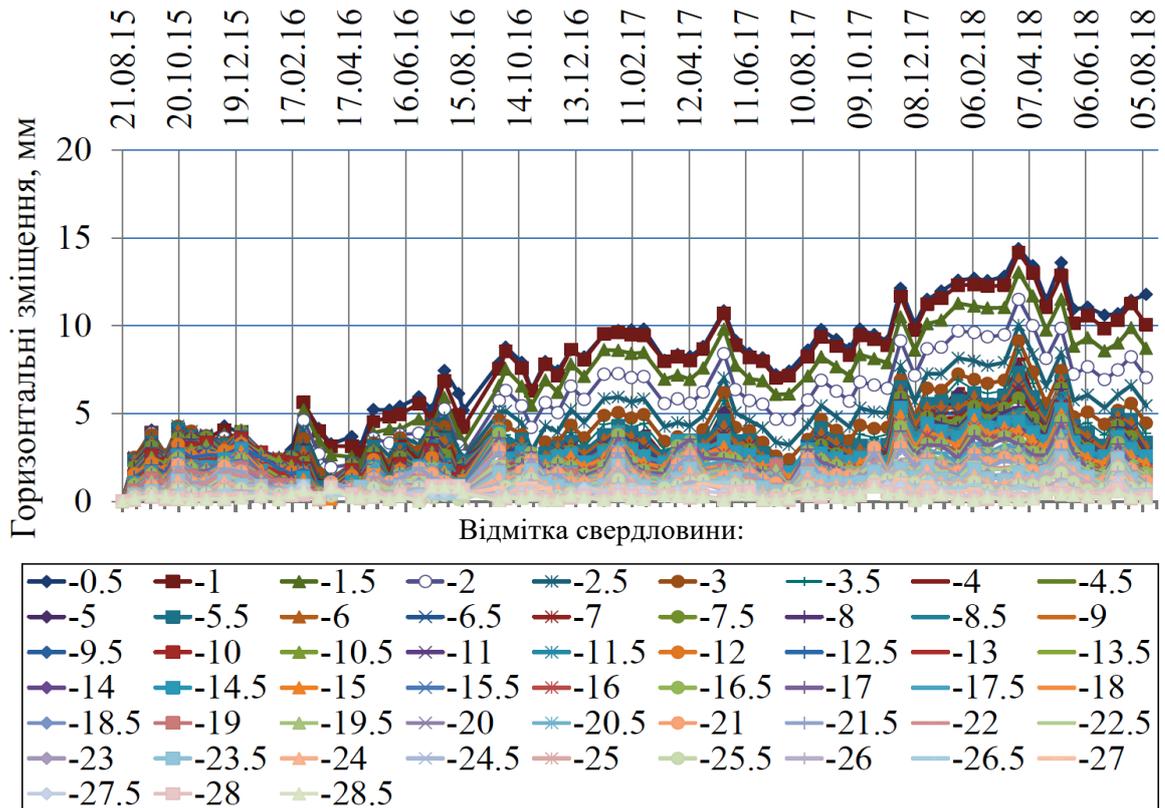


Рисунок 3.42 – Графік розвитку в часі горизонтальних переміщень ІС-2 за сумарним вектором

3. По інклінометричній свердловині ІС3 в результаті вимірювання зафіксовані наступні максимальні відхилення від початкового профілю: вісь А: Н= -0.5 м відхилення +7.0 мм; вісь В: Н= -0.5 м відхилення -3.2 мм; сумарний вектор: Н= -0.5 м становить 8 мм. Зафіксовані максимальні переміщення зосереджені переважно на глибині -0.5 м (абсолютна відмітка 165.900 м). Фактичне положення шахти (в 72 циклі) відносно початкового приведено на рисунку 3.43. Горизонтальні зміщення в часі вздовж двох осей представлено на рисунках 3.44 та 3.45 у вигляді профілів. Весь період спостережень можна охарактеризувати однією фазою помірної активності. За весь період моніторингу приріст сягнув 8 мм, у проміжках фіксувалися незначні прирости активності, що досягали до 10 мм – рисунок 3.46.

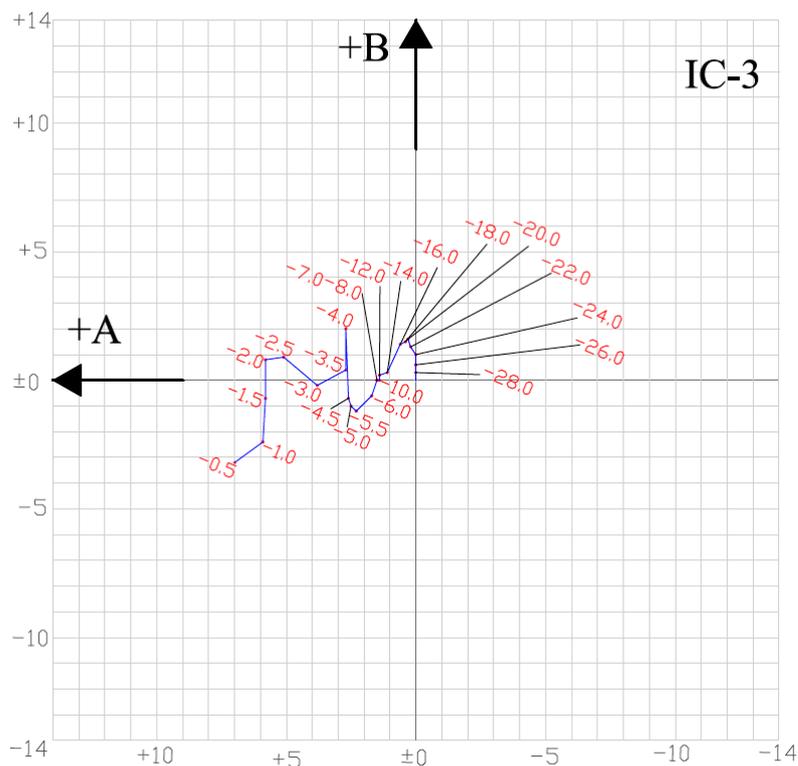


Рисунок 3.43 – Планове положення ІС-3 в 72 циклі, мм

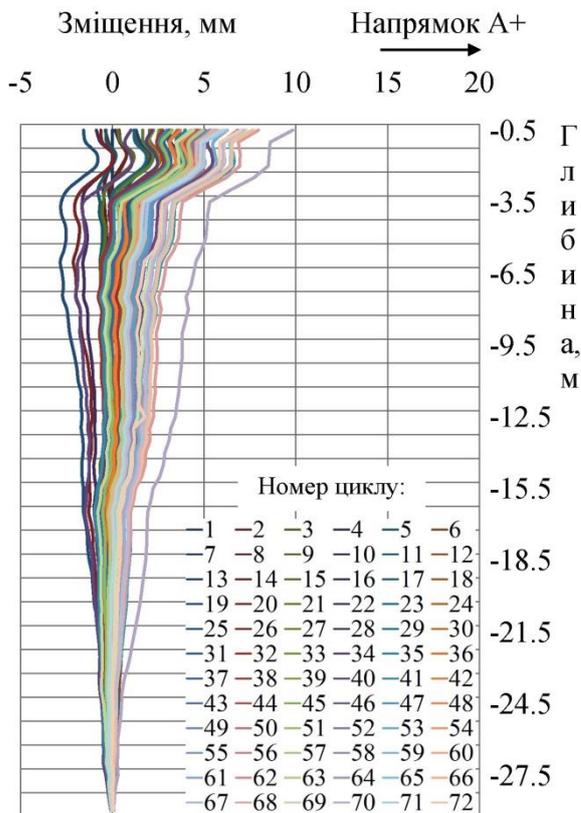


Рисунок 3.44 - Графік горизонтальних зміщень вздовж осі А по ІС3

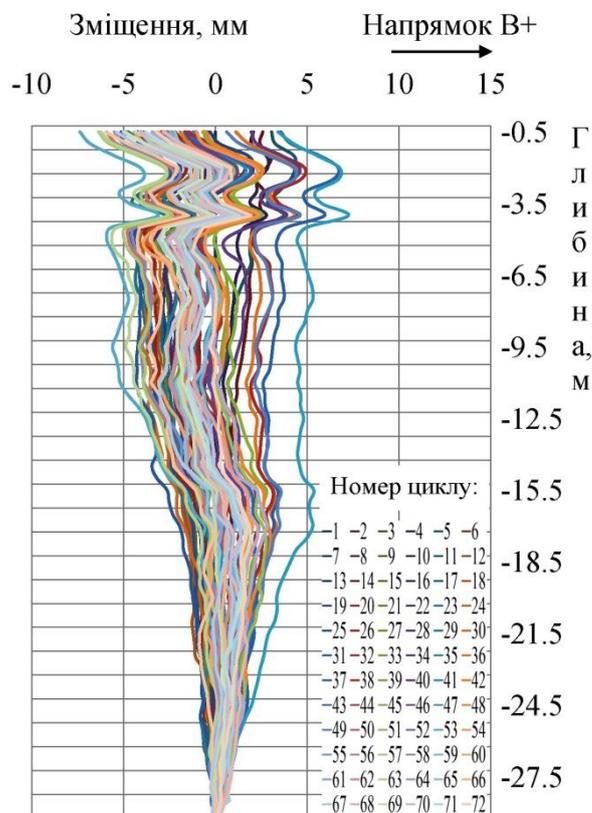


Рисунок 3.45 - Графік горизонтальних зміщень вздовж осі В по ІС3

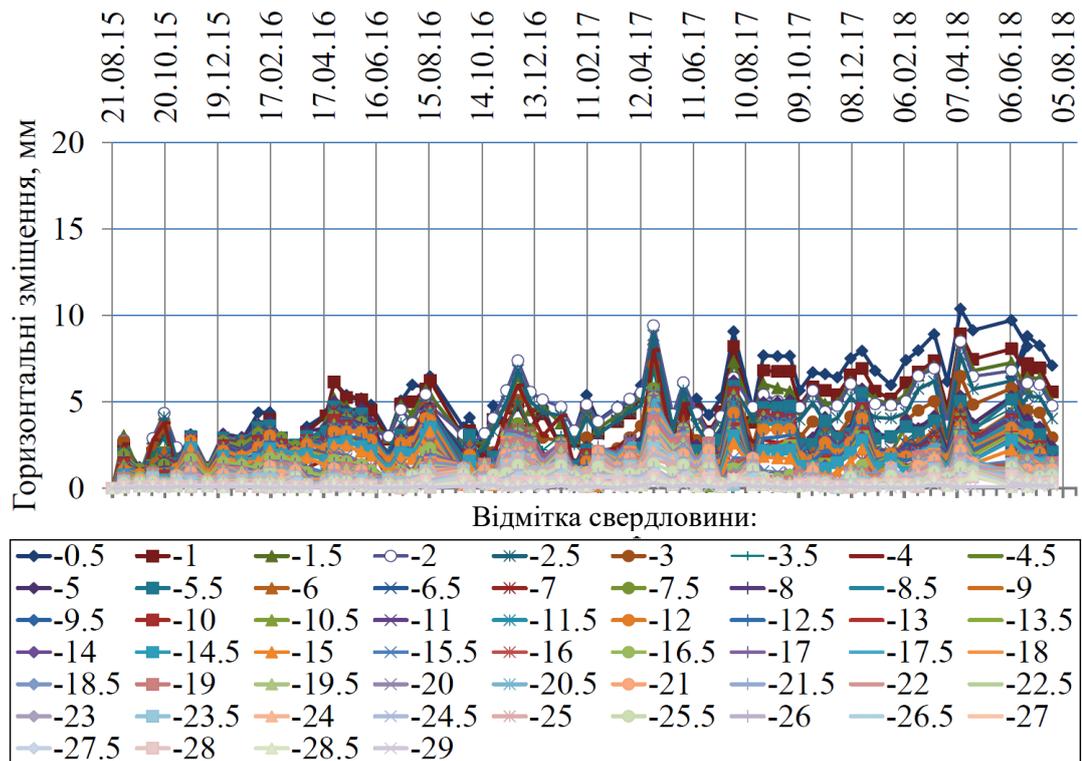


Рисунок 3.46 – Графік розвитку в часі горизонтальних переміщень ІС-3 за сумарним вектором

В підсумку, виходячи з отриманих результатів, можна констатувати відсутність істотних переміщень ґрунтових мас в районі розташування інклінометричних свердловин ІС-1, ІС-2 та ІС-3.

Інклінометричні спостереження надали можливість контролювати рух ґрунтових мас, активність яких могла б призвести до деформаційних процесів оточуючих будівель та прилеглої до ділянки будівництва територій. Контроль перебігу зсувних процесів надав можливість безпечного виконання будівельних робіт та безпеку під час перебування навколо будівельного майданчика.

3.1.4 Кореляційний аналіз технології комбінування

Кореляційний аналіз є ключовим елементом кількісної оцінки взаємозалежностей між результатами натурних спостережень різних видів, які було отримано у процесі комбінованого геодезичного та інклінометричного моніторингу. На основі даних, які було отримано на експериментальному полігоні в ході синхронізованих у часі вимірювань, сформовано єдину матрицю спостережень, що включає: S_t – осідання фундаментів будівель

оточуючої забудови; l_t – розкриття тріщин у стінах оточуючої забудови; U_t – горизонтальні переміщення елементів огороження котловану; R_t – глибинні горизонтальні зміщення ґрунтового масиву за даними інклінометрії; t – спільний часовий проміжок.

Для кожної пари параметрів X_i та X_j обчислено коефіцієнт кореляції Пірсона r_{ij} – ця величина характеризує силу та напрямок лінійного зв'язку між процесами різної природи: деформаціями утримуючих споруд, деформаціями основи (осіданнями фундаментів) існуючої забудови та поведінкою ґрунтової товщі територій. За результатами обробки отримано кореляційну матрицю – таблиця 3.16.

Таблиця 3.16

Матриця кореляцій технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій

Параметр	S_t	l_t	U_t	R_t
S_t	1.00	0.646	0.807	0.912
l_t	0.646	1.00	0.336	0.461
U_t	0.807	0.336	1.00	0.899
R_t	0.912	0.461	0.899	1.00

Аналіз отриманих кореляцій

1. $S_t \leftrightarrow R_t = 0.912$ – дуже сильний прямиий фізичний зв'язок. Глибинні горизонтальні зміщення ґрунтового масиву мають найбільший вплив на вертикальні деформації фундаментів. Це означає, що: інклінометрія є ключовим елементом моніторингу; деформаційний процес є глибинним, ґрунтовий масив рухається в бік огороження; вертикальні деформації фундаментів – вторинна реакція на зміну рівноваги ґрунту. Цей зв'язок фактично верифікує модель технології комбінування.

2. $U_t \leftrightarrow R_t = 0.899$ – деформації огороження є причиною зсувних процесів. Зростання горизонтальних переміщень огороження викликає майже пропорційні зміщення інклінометричної шахти. Це підтверджує: правильність розташування інклінометричної свердловини; наявність значних бокових

тисків та втрат стійкості ґрунту; первинність деформацій огороження як початку процесу.

3. $S_t \leftrightarrow U_t = 0.807$ – *деформація огороження впливає на осідання будівель*. Горизонтальні переміщення огороження викликають осідання фундаментів. Це доводить: взаємозв'язок системи «огороження котловану – ґрунтовий масив – будівлі існуючої забудови»; передачу деформацій через ґрунтовий масив; залежність осідань від зсувних процесів.

4. $S_t \leftrightarrow l_t = 0.646$ – *тріщини реагують на осідання, але не є первинним фактором*. Тріщини утворюються як наслідок вертикальних деформацій фундаментів. Це означає: лінійно-пружна модель стін і фундаментів; тріщини – вторинний маркер деформацій; локальні особливості конструкцій пом'якшують пряму залежність.

5. $l_t \leftrightarrow U_t = 0.336$ та $l_t \leftrightarrow R_t = 0.461$ – *слабкі й помірні зв'язки*. Це природно, оскільки: тріщини прямо не залежать від горизонтальних зміщень; тріщини є сенситивним індикатором, але не первинним параметром.

На основі значень кореляції встановлено узгоджену послідовність розвитку деформацій – причинно-наслідковий ланцюг деформацій – рис. 3.47. Цей ланцюг підтверджує обґрунтованість і ефективність застосованої технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів.

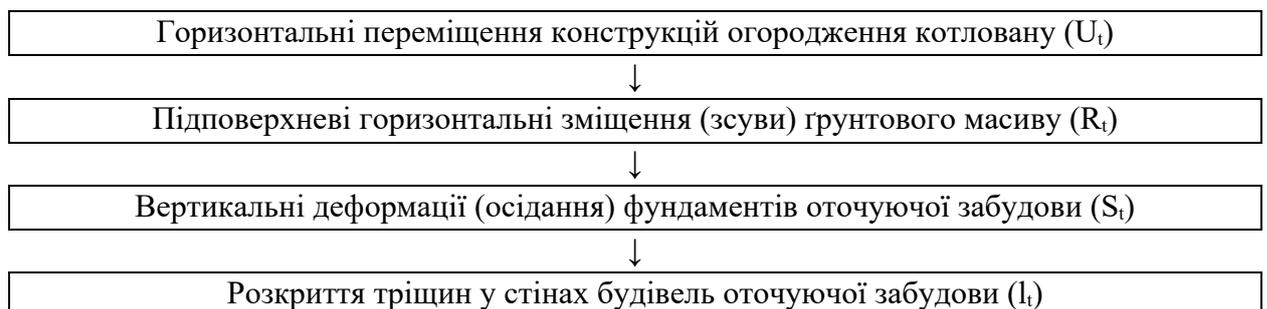


Рисунок 3.47 – Причинно-наслідковий ланцюг деформацій

Підсумок. Кореляційний аналіз показав високу узгодженість даних між інклінометричними та геодезичними вимірюваннями. Найвищу кореляцію зафіксовано між R_t і S_t (0.912), що підтверджує ключову роль глибинних

деформацій ґрунту у формуванні осідань. Значна кореляція між U_t та R_t (0.899) демонструє первинний вплив деформацій огородження на весь масив ґрунтів. Осідання фундаментів S_t помітно впливають на розкриття тріщин I_t (0.646), що дозволяє використовувати тріщини як вторинний індикатор. Побудована матриця кореляцій підтверджує адекватність і ефективність технології комбінування для раннього виявлення небезпечних деформацій.

3.1.5 Застосування відпрацьованої технології на інших об'єктах

Мета даного підрозділу показати практичну придатність та цінність технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій на об'єктах з різними інженерно-геологічними умовами та сценаріями впливу, а також продемонструвати, як масив натурних даних інтегрується до спільного деформаційного поля для аналізу та прийняття рішень.

Відпрацьовану технологію на полігоні успішно впроваджено на декількох об'єктах в Києві:

1. «Протизсувні роботи на схилі озера Глинка в районі провулку Академіка Філатова у Печерському районі м. Києва» згідно вимог ДСТУ Б.Д.1.1-1:2013, (ДК 021:2015 «71247000-1 Нагляд за будівельними роботами») на замовлення КП «Дирекція з капітального будівництва та реконструкції «КИЇВБУДРЕКОНСТРУКЦІЯ» як складова частина робіт науково-технічного супроводу об'єкта будівництва [172, 173]. Де застосовано комбінування методів моніторингу деформацій і зсувних процесів на схилі озера Глинка.

2. «Будівництво об'єкту багатофункціонального призначення та комплексного благоустрою скверу на Поштової площі окремою чергою будівництва у складі проекту «Реконструкція транспортної розв'язки на Поштової площі у Подільському районі м. Києва» на замовлення КП «Дирекція будівництва шляхово-транспортних споруд м. Києва» в рамках науково-технічного супроводу об'єкта будівництва [174, 175, 176]. Застосовано комбінування методів моніторингу деформацій і зсувних процесів під час проведення робіт з реконструкції на Поштової площі.

Об'єкт 1 - Протизсувні роботи на схилі озера Глинка в районі провулку Академіка Філатова у Печерському районі м. Києва

В адміністративному відношенні об'єкт досліджень (зсувонебезпечний схил озера Глинка) розташовується в Печерському районі м. Києва на перетині бульвару Дружби Народів та провулка Академіка Філатова. Озеро Глинка штучного походження, виникло при добуванні глини для виробництва цегли. Найбільша глибина озера згідно даних топоїомки на липень 2015 року 10,4 м. Площа водяного дзеркала – 1,52 га. Зсуви відбуваються по північно-східному урвистому схилі. Перепад відміток між урізом води – (позначка 110,0 м) та брівкою тераси над зсувом (позначка 135,03 м) становить 25 м. Ухил при цьому досягає 38°. Необхідність протизсувних робіт викликана тим, що в зону прогнозованого зсуву може потрапити магістраль теплотраси та житловий будинок № 3/1 на провулку Філатова. В 2014 році відбулися активні зсувні процеси берегу озера Глинка, пізніше територію віднесли до реєстру зсувонебезпечних територій. Пізніше, на замовлення КП «КИЇВБУДРЕКОНСТРУКЦІЯ», розроблено проект на укріплення схилу та розпочато його реалізацію. Реалізація проекту передбачала НТС. В рамках супроводу виконано оцінку стійкості схилу, що не задовольняла вимоги нормативних актів та визначено зону впливу, що поширилася на існуючу забудову вище по схилу. В процесі проведення заходів з укріплення схилу розпочато моніторинг стійкості схилу та деформацій існуючої забудови.

Мета моніторингу:

- контроль стійкості схилу (просторові деформації брівки схилу та зсувні процеси в середині схилу) у зсувонебезпечній зоні та її розвиток в часі;
- контроль деформацій існуючої забудови (осідання фундаментів, розкриття тріщин).

В рамках дослідження стійкості схилу та деформацій існуючої забудови застосовано технологію комбінування геодезичних та інклінометричних методів. Геодезичним методом контролювалася стійкість брівки схилу та осідання фундаментів існуючої забудови; інклінометричним методом

контролювалося стійкість схилу в середині масиву на різних позначках геологічної будови.

Моніторинг за технологію комбінування тривав близько 2 років [172, 173]. За цей час виконано 25 циклів вимірювань, за результатами спостережень зафіксовано незначні локальні переміщення в товщі схилу величиною до 10 мм, по брівці схилу зафіксовано незначні локальні зміщення величиною до 15 мм, деформацій оточуючої забудови не зафіксовано. В процесі спостережень в зимовий період відбулося сповзання покривних порід, що не вплинуло на стійкість схилу.

Об'єкт 2 - Реконструкція транспортної розв'язки на Поштової площі у Подільському районі м. Києва

У адміністративному відношенні територія вишукувань знаходиться у Подільському районі м. Києва. Ділянка на Поштової площі розташована в межах нижньої частини правобережного схилу та надзаплавної тераси Дніпра, у межах південно-західного борту Дніпровсько-Донецької западини, де в геологічній будові беруть участь породи палеогенового та четвертинного періодів. Геологічний розріз представлений техногенними, алювіальними, делювіальними й палеогеновими відкладами, а рівень ґрунтових вод залягає на глибинах 2,7–12,7 м із сезонними коливаннями близько ± 1 м. Такі умови характеризуються підвищеною зволоженістю та схильністю до гравітаційних переміщень, що зумовлює необхідність моніторингу для контролю стійкості схилу й контролю впливу на існуючу історичну забудову для безпечного виконання будівельних робіт.

В рамках проекту передбачено влаштування підземної споруди торгово-розважального призначення, основна складність полягала у низці чинників: поблизу ділянки проходить гілка метрополітену, ділянка оточена щільною історичною забудовою (Храм Різдва Христового, Поштовий будинок, будівля КП "Київпаstrанс", Київський річковий вокзал, ресторан McDonald's), інженерно-геологічні умови III категорії складності. Для прогнозування очікуваних деформацій та поширення зони впливу виконано ряд

математичних розрахунків. Результати розрахунків підтвердили необхідність контролю стійкості ґрунтового масиву під час розробки котловану та контроль стійкості огорожувальних конструкцій котловану, оскільки втрата їх стійкості може спричинити деформаційні процеси споруд існуючої забудови.

В рамках дослідження застосовано технологію комбінування геодезичних та інклінометричних методів. Геодезичним методом контролювалася стійкість конструкцій огороження котловану та осідання фундаментів існуючої забудови; інклінометричним методом контролювалася стійкість ґрунтового масиву на різних позначках геологічної будови.

Моніторинг за технологію комбінування проводився 18 місяців [174, 175, 176]. За весь час моніторингу виконано 36 циклів вимірювань. За результатами спостережень зафіксовано незначні локальні переміщення в товщі ґрунтового масиву величиною до 15 мм, по конструкціях огороження котловану зафіксовано незначні горизонтальні переміщення до 10 мм, оточуюча забудова зазнала незначного впливу – осідання фундаментів до 5 мм.

3.1.6 Аналіз та узагальнення результатів застосування технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій

Порівняльний аналіз двох реалізованих проектів – на схилі озера Глинка та під час реконструкції транспортної розв'язки на Поштовій площі – засвідчив високу ефективність технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій у різних інженерно-геологічних умовах. Обидва об'єкти відзначалися складними геоморфологічними факторами: у першому випадку – різкий перепад висот, активні гравітаційні процеси та насичення схилу ґрунтовими водами; у другому - насиченість техногенними і алювіальними відкладами, близьке залягання рівня ґрунтових вод та розміщення поруч із історичною забудовою й гілкою метрополітену і діючим шосе.

На кожному з об'єктів методика довела здатність виявляти ранні стадії розвитку деформацій: на схилі озера Глинка зафіксовано локальні зміщення у межах 10–15 мм без ознак глибинного ковзання, що підтвердило стабілізацію укріпленого схилу; на Поштовій площі фіксувалися горизонтальні переміщення огорожувальних конструкцій до 10 мм і осідання прилеглих будівель не більше 5 мм, що свідчить про безпечність виконання земляних робіт.

Для кількісної оцінки взаємозв'язків між параметрами деформацій виконано кореляційний аналіз показників: осідання фундаментів (S_t), розкриття тріщин (l_t), горизонтальні переміщення брівки схилу (U_t) та глибинні горизонтальні зміщення ґрунтів за даними інклінометрії (R_t). Оцінювання проводилося за коефіцієнтом лінійної кореляції Пірсона.

Результати для схилу озера Глинка

За результатами обчислень встановлено високий коефіцієнт кореляції між горизонтальними переміщеннями брівки схилу та глибинними зміщеннями ґрунтового масиву ($U_t - R_t; r = 0,94$), що свідчить про тісний функціональний зв'язок між цими параметрами та домінування горизонтально-зсувного механізму деформування. Матрицю кореляції подано в таблиці 3.17.

Таблиця 3.17

Матриця кореляцій технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій об'єкту озера Глинка

Параметр	S_t	l_t	U_t	R_t
S_t	1.000	0.712	0.475	0.580
l_t	0.712	1.000	0.291	0.360
U_t	0.475	0.291	1.000	0.937
R_t	0.580	0.360	0.937	1.000

Зв'язок між осіданнями та розкриттям тріщин характеризується середнім рівнем ($S_t - l_t; r = 0,71$), тоді як залежність осідань від глибинних зміщень є помірною ($S_t - R_t; r = 0,58$). Кореляція між тріщиноутворенням

і глибинними зміщеннями є слабкою ($l_t - R_t: r = 0,36$), що свідчить про локальний характер прояву тріщин та їх залежність від конструктивних особливостей споруд.

Отримані результати підтверджують, що на схилі озера Глинка визначальним чинником формування деформаційного поля є горизонтальні зміщення ґрунтового масиву, тоді як вертикальні осідання та тріщиноутворення мають вторинний характер.

Результати для Поштової площі

Аналогічний аналіз для об'єкта реконструкції транспортної розв'язки на Поштовій площі засвідчив високий рівень кореляції між горизонтальними переміщеннями огорожувальних конструкцій та глибинними зміщеннями ґрунтів ($U_t - R_t: r = 0,90$), що також підтверджує визначальну роль горизонтальної складової деформаційного процесу. Матрицю кореляції подано в таблиці 3.18.

Таблиця 3.18

Матриця кореляцій технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій об'єкту Поштова площа

Параметр	S_t	l_t	U_t	R_t
S_t	1.000	0.636	0.771	0.669
l_t	0.636	1.000	0.284	0.205
U_t	0.771	0.284	1.000	0.896
R_t	0.669	0.205	0.896	1.000

Зв'язок між осіданнями та горизонтальними переміщеннями є середнім ($S_t - U_t: r = 0,77$), а між осіданнями та глибинними зміщеннями – помірним ($S_t - R_t: r = 0,67$). Кореляція між тріщиноутворенням і глибинними зміщеннями є низькою ($S_t - R_t: r = 0,21$), що свідчить про його локальний та конструктивно зумовлений характер.

Таким чином, для даного об'єкта також встановлено домінування горизонтального механізму деформування системи «огородження – ґрунтовий масив – прилегла забудова».

Порівняльний аналіз двох об'єктів дозволив сформулювати такі узагальнені положення:

- У складних інженерно-геологічних умовах найбільш стабільним і системоутворюючим є кореляційний зв'язок між горизонтальними переміщеннями огороження (U_t) та глибинними зміщеннями ґрунтів (R_t), для яких $r = 0,90 - 0,94$.
- Вертикальні деформації характеризуються різним ступенем інтегрованості в загальний механізм деформування, що залежить від конструктивної схеми об'єкта та умов його взаємодії з ґрунтовою основою.
- Розкриття тріщин є індикативним параметром, який відображає реакцію конструкцій на вже сформовані переміщення, але не визначає механізм розвитку деформацій.

Інтеграція геодезичних та інклінометричних даних у єдине деформаційне поле дозволила встановити причинно-наслідкові зв'язки між глибинними зміщеннями ґрунтового масиву та реакцією огорожувальних конструкцій і прилеглих споруд. Високі значення коефіцієнтів кореляції підтверджують фізичну узгодженість результатів вимірювань і обґрунтовують доцільність застосування комбінованої технології моніторингу.

Узагальнюючи результати впровадження, можна зробити висновок, що технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій забезпечує повноцінний просторово-часовий контроль стану ґрунтової основи й споруд, підвищує достовірність оцінки деформаційних процесів та створює базу для формування цифрових моделей об'єктів. Практичне застосування методики на різних типах об'єктів Києва підтвердило її універсальність, високу надійність і перспективність для широкого використання в системах моніторингу техногенно навантажених територій.

3.1.7 Висновок до розділу 3.1

У розділі приведена та описана детальна характеристика полігону наукових досліджень, натурні вимірювання проводилися на цьому полігоні

протягом 5.5 років особисто здобувачем. Вибір об'єкту будівництва в Києві на Печерських пагорбах в якості науково-дослідного полігону зроблено через складні інженерно геологічні умови та складність рельєфу. Об'єкт потребував комплексного моніторингу деформацій, який мав поєднати в собі спостереження за огорожувальними конструкціями котловану, існуючою забудовою та територією (грунтовим масивом), що обіймала будівельний майданчик. Об'ємно-планувальні рішення будівництва включали в себе висотну будівлю (25 поверхів), дві будівлі висотою 12 поверхів та стилобатом глибиною 6 поверхів.

Відпрацьовано комбінування методики моніторингу деформацій, що включає в себе моделювання та прогнозування очікуваних деформацій (горизонтальних зміщень конструкцій огороження котловану, осідань основ та фундаментів і розкриття тріщин в будівлях оточуючої забудови, зсувні процеси територій між будівництвом та оточуючою забудовою), проектування спостережної станції на основі даних оцінки впливу, оцінки стійкості схилу та оцінки технічного стану оточуючої забудови. Влаштовано спостережну станцію для комбінованого моніторингу деформацій та проведено натурні експериментальні вимірювання деформаційних процесів під дією динамічного впливу від нового будівництва. Представлено результати натурних спостережень та графічні матеріали розвитку деформацій в часі.

Підсумовуючи та аналізуючи комплексний підхід до моніторингу деформаційних процесів, можна зробити висновок:

- результати за усіма чотирьома параметрами моніторингу тісно пов'язані між собою та спостерігається чітка залежність з різними інтервалами часу;

- деформаційні процеси, що виникають різними ступенями проявляються по всіх параметрах, проявляється рух огороження котловану - тягне за собою появу зсувних процесів ґрунтових мас, відповідно порушується ущільнена основа фундаментів будівель та проявляються нерівномірні

осідання - осідання тягнуть за собою появу та розкриття тріщин в конструкціях будівель;

- кожен з параметрів комбінованого моніторингу відповідає за певні характеристики та надає унікальну інформацію, що надає можливість одразу оцінити ступінь наслідків та спрогнозувати подальші деформаційні процеси.

Впровадження технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій на інших об'єктах (озеро Глинка та Поштова площа) дозволяє стверджувати, що технологія має універсальність, високу надійність і перспективність для широкого використання в системах моніторингу техногенно навантажених територій із складними інженерно-геологічними умовами.

3.2 Застосування технології для оцінки технічного стану пошкоджених будівель

З початком повномасштабного вторгнення на територію України значних пошкоджень та руйнувань зазнали будівлі та споруди цивільного та військового призначення [2]. Геодезичні методи дозволяють оцінити технічний стан пошкоджених будівель інструментальним способом для встановлення кількісних характеристик пошкоджень та деформацій.

У зв'язку з гострою необхідністю оперативної оцінки технічного стану пошкоджених багатоповерхових будівель (ПБ) на звільнених територіях і територіях, що зазнають регулярних масованих обстрілів, було застосовано відпрацьовану технологію комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій як інструмент кількісної оцінки поточного та прогнозного стану конструкцій. Під терміном «конструкції» мається на увазі основні несучі елементи багатоповерхових ПБ (колони, пілони, плити перекриття, балки і т. д.) для каркасних будівель, несучі стіни та плити перекриття для безкаркасних будівель.

Технологія дозволяє створити єдине деформаційне поле ПБ у межах якого відображаються всі складові деформаційного процесу – вертикальні,

горизонтальні та кутові зміщення. Геодезичні вимірювання (нівелювання, багаторазові лінійно-кутові вимірювання) дають змогу фіксувати зовнішні прояви деформацій – прогини перекриттів, вертикальні та горизонтальні переміщення несучих елементів каркасу. Інклінометричний метод у складі технології комбінування виконує функцію контролю зони передачі впливів, контроль глибинної структури деформацій, виявити активні площини зсуву чи зони послаблення основи, які можуть не проявлятися на поверхні. Об'єктом контролю інклінометричного методу є ґрунт, що передає динамічний вплив. Інклінометрія – технологія створена для моніторингу динамічних впливів, які передаються через ґрунтову основу. ПБ зазнають пошкоджень не через ґрунтову основу, а через прямі влучання з повітря, тож для застосування технології комбінування для оцінки ТС ПБ інклінометричний метод втратив актуальність. Таким чином, поєднання даних, отриманими геодезичними методами, забезпечує тривимірну інтерпретацію деформаційного стану, що є критично важливим при оцінці технічного стану конструкцій будівель, котрі зазнали впливів вибухових хвиль, динамічних навантажень або втрати несучої здатності. Для контролю оцінки ТС ПБ технологія комбінування застосовується у якості моніторингу деформацій нестабільних конструкцій. Технологія комбінування для оцінки та контролю ТС ПБ представлена у вигляді блок-схеми на рисунку 3.49.

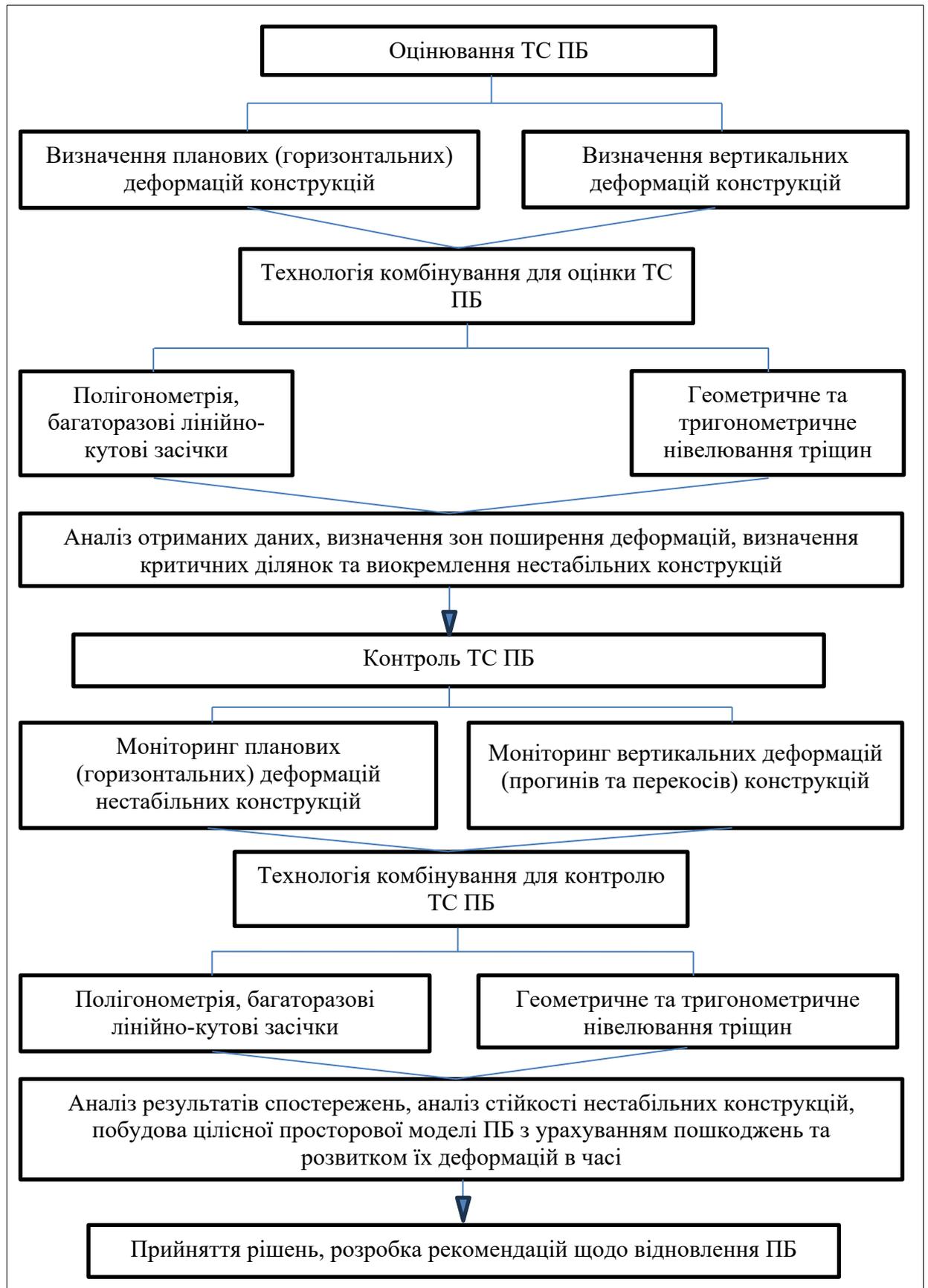


Рисунок 3.49 – Схема технології комбінування геодезичних методів моніторингу [177]

Блок-схема ілюструє послідовність етапів реалізації комбінованої технології моніторингу, що поєднує геодезичні вимірювання для комплексної оцінки технічного стану ПБ. Технологія комбінування для оцінки та контролю ТС ПБ включає в себе три головні етапи: підготовчі та планувальні роботи, проведення робіт для оцінки ТС ПБ та проведення спостережень для контролю ТС ПБ. Структура етапів відображає логічний перехід від збору вихідних даних до інтегрованого аналізу деформаційних процесів, рис.3.50.

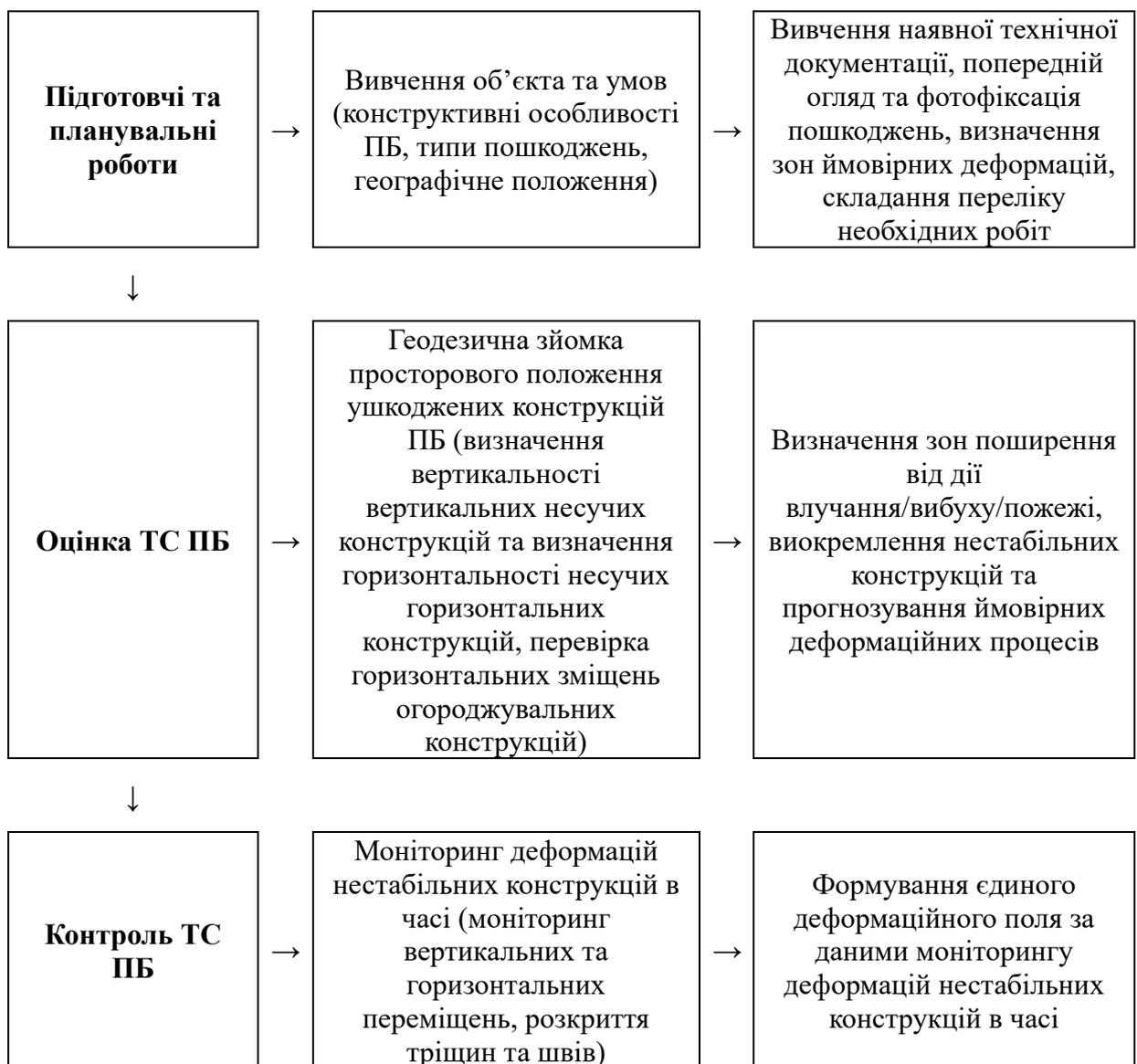


Рисунок 3.50 – Етапи технології комбінування для оцінки та контролю ТС ПБ

1. Підготовчі та планувальні роботи. На цьому етапі проводиться вивчення об'єкта обстеження: аналізуються конструктивні особливості

будівлі, типи, причини та наслідки пошкоджень. Опрацьовується наявна проектна та виконавча документація, визначаються потенційно небезпечні зони. Попередній візуальний огляд із фотофіксацією дає змогу уточнити масштаб ушкоджень, а також запланувати обсяги геодезичних робіт. Результатом етапу є технічне завдання на проведення оцінки ТС.

2. Оцінка ТС ПБ. Для оцінки ТС виконуються інструментальні вимірювання для кількісного визначення просторових параметрів деформацій. Геодезичні методи (нівелювання, лінійно-кутові вимірювання) застосовуються для визначення вертикальності та горизонтальності несучих елементів, вимірювання нахилів і горизонтальних зміщень стін, колон, плит перекриття, фасадних систем. На підставі отриманих даних встановлюються зони найбільших відхилень, межі поширення впливів вибуху, удару чи пожежі, ідентифікуються нестабільні конструкції, для яких передбачається подальший контроль.

3. Контроль ТС (моніторинг у часі). Після первинної оцінки стану здійснюється систематичний моніторинг деформацій у динаміці. Для цього встановлюються контрольні періоди спостережень і виконується повторне нівелювання, вимірювання горизонтальних зміщень, спостереження за розвитком розкриття тріщин і швів. Отримані результати приводяться до єдиної площини аналізу і часу, після чого формується єдине деформаційне поле будівлі, яке відображає як зовнішні, так і внутрішні компоненти деформаційного процесу.

На підставі аналізу сформованого деформаційного поля виконується класифікація ділянок за рівнем небезпеки деформацій (від незначних до небезпечних), та розробляється прогноз подальшого розвитку деформаційних процесів. Ця інформація використовується для прийняття управлінських рішень щодо подальшої експлуатації, тимчасового підсилення або демонтажу окремих елементів, а також для побудови цифрового двійника об'єкта.

Методика комбінованого моніторингу була успішно застосована для оцінки технічного стану низки пошкоджених житлових будівель у м. Києві, м.

Буча, м. Чернігів, м. Долинська [177, 178, 179, 180, 181, 183, 184, 185] та низки пошкоджених споруд цивільного призначення в м. Одеса, м. Красилів, м. Чорноморськ [182]. Результати та особливості відпрацювання методики досліджень що залежать від особливостей конструктиву описані у публікаціях [177-185].

Відпрацювання технології комбінування для оцінки та контролю технічного стану пошкоджених багатоповерхових будівель повністю реалізовано за методикою (рисунок 3.51) на двох житлових будівлях в м. Київ (на вул. В. Липківського, 37В [183], вул. Якуба Коласа 29) та на чотирьох житлових будівлях у м. Чернігів (на вул. В. Чорновола 15А, вул. Генерала Белова 27, вул. Генерала Белова 37 к.2, вул. Генерала Белова 37 к.3). Найяскравіші приклади реалізації технології представлено у дисертаційному дослідженні.

Житловий будинок на вул. В. Липківського, 37В 23.06.2023 року пошкоджено внаслідок попадання ракети при обстрілі з боку збройних сил російської федерації. Відбулося руйнування з обваленням кутової частини будинку в осях 33-37/ Т-Ц/ч в рівні 17-19-го 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 (рисунок 3.51).



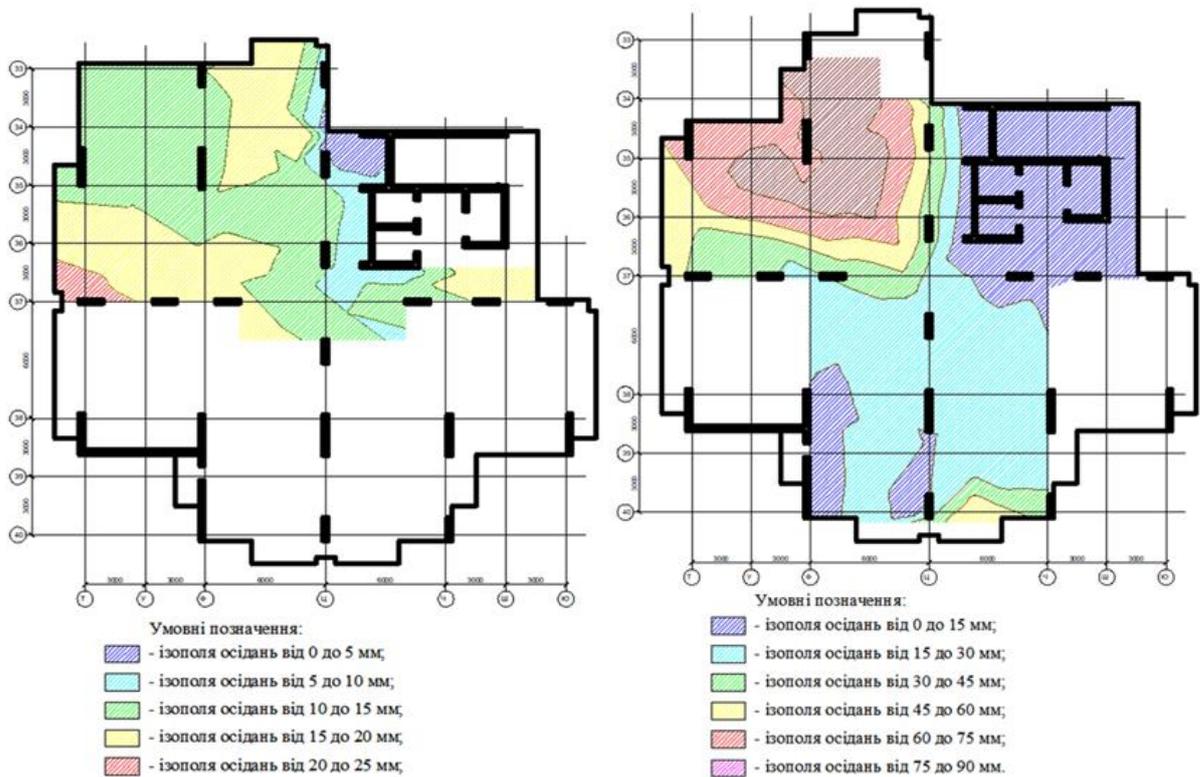
Рисунок 3.51 – Наслідок руйнувань через влучання ракети у житлову будівлю на вул. В. Липківського, 37В

Для ефективного визначення пошкоджень перекриттів виконано комбіноване нівелювання. Визначено відмітки точок перекриття будівлі методом геометричного нівелювання III класу точності, у відповідності до вимог чинних нормативних документів [108, 109, 111]. При нівелюванні рейка п'ятою по черзі встановлювалася на точки перекриття будівлі. Для зменшення впливу випадкових помилок рейка встановлювалась в місця з чистою поверхнею.

У місцях зі складним підходом до нестабільних конструкцій із загрозою обвалення нівелювання виконувалося за допомогою тахеометра у безвідбивачевому режимі за методом тригонометричного нівелювання III класу точності у відповідності до вимог чинних нормативних документів [108, 109, 111]. Умовна площина проходить через найвищу точку плити перекриття – точку із позначкою 0. На виконавчих схемах поруч із точками нівелювання вказано величину відхилення від умовної горизонтальної площини. За результатами вимірювань по плитах перекриття побудовано фактичну поверхню після деформування, рисунок 3.52.

Для оцінки горизонтальних деформацій будівлі виконується визначення відхилень конструкції від вертикалі лінійно-кутовими вимірюваннями за допомогою тахеометра. Вимірювання дозволяють визначити прямокутні координати точок нижньої та верхньої грані кута зовнішніх стін будівлі. Різниця координат дає величину та напрямок відхилення верху відносно низу. Результати у вигляді кривих та величин переміщень в мм представлені на рисунку 3.53.

Результати оцінки ТС ПБ можуть слугувати крайовими умовами для побудови геометричного двійника ПБ та бути використаними для уточненого розрахунку його напружено-деформованого стану з ціллю надання рекомендацій по його реконструкції та повторного введення в експлуатацію, детальніше в розділі 3.3. Також отримані дані є початковим відліком контролю оцінки ТС ПБ.



А) Фактична поверхня деформованої плити перекриття технічного поверху (відмітка 80,700)

Б) Фактична поверхня деформованої плити перекриття 19 поверху (відмітка 58,500)

Рисунок 3.52 – Результати нівелювання конструкцій перекриття будівлі на вул. В. Липківського, 37В

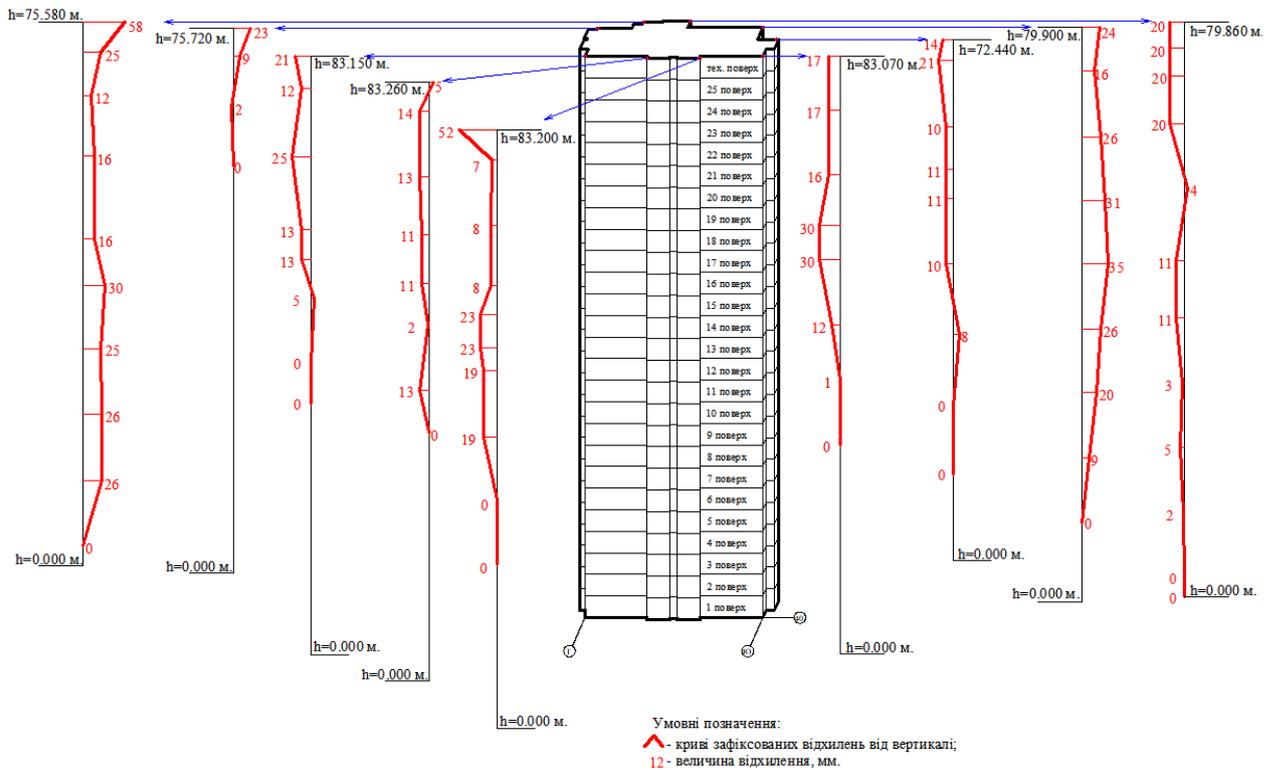


Рисунок 3.53 – Результати визначення вертикальності кутів будівлі №37В на вул. В. Липківського вздовж цифрових осей

Контроль технічного стану за технологією (рисунок 3.49) представлено у дисертаційному дослідженні за проведеними дослідженнями багатоповерхової ПБ на вул. В'ячеслава Чорновола, 15А, в м. Чернігів - монолітна залізобетонна каркасна будівля пошкоджена внаслідок влучання авіабомби 03 березня 2022 року. Відбулося руйнування ділянки 13-15-го поверхів з обвалом перекриттів через пошкодження пілону, рисунок 3.54. Через пошкодження пілону на етапі початкового обстеження виникла вірогідність деформацій верхньої частини каркасу будівлі за просторовим вектором та прогинів перекриття через пошкодження структури та надмірне навантаження від зруйнованих плит.



Рисунок 3.54 – Фото пошкодження будівлі №15А на вул. В. Чорновола

За початковим висновком головна мета моніторингу деформацій полягає у контролі прогинів перекриттів та контролі просторового положення каркасу будівлі для попередження подальшого обвалення. До об'єктів контролю належать плити перекриття поблизу місця влучання (12, 13 та 14 поверхів), а також каркас будівлі вище місця влучання.

Моніторинг прогинів плит перекриттів виконувався за методикою вертикальних деформацій рисунки 2.6, 2.7 розділу 2. Організація спостережень за деформаціями перекриттів ПБ виконувалась в такій послідовності [181]:

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

Для визначення вертикальних переміщень плит перекриттів будівлі безпосередньо на них були встановлені деформаційні марки.

Марки служать постійними знаками для встановлення на них рейки під час нівелювання, при цьому конструкція марки забезпечує можливість установки рейки при повторному нівелюванні на одну й ту ж фіксовану точку. Для визначення величин переміщень перекриттів використані металеві деформаційні марки - дюбеля. Довжина марок, які використовуються, забезпечила необхідну жорсткість без залежності від вильоту марки з площини стіни. Виліт марки забезпечив встановлення рейки строго у вертикальному положенні за показниками інтегрованого рідинного рівня. Усього для спостережень за прогинами на перекриттях житлового будинку на вул. В. Чорновола, 15А встановлено 44 деформаційних марки та 3 репери. На 12-му поверху встановлено 5 деформаційних марок, на 13-му – 20 шт. та на 14-му – 19 шт. Схеми розташування та нумерація деформаційних марок 14 поверху представлена на рисунку 3.55. Схема влаштування марок однотипна, влаштовуються на ділянках очікуваних прогинів по центру та в місцях обпирання плити.

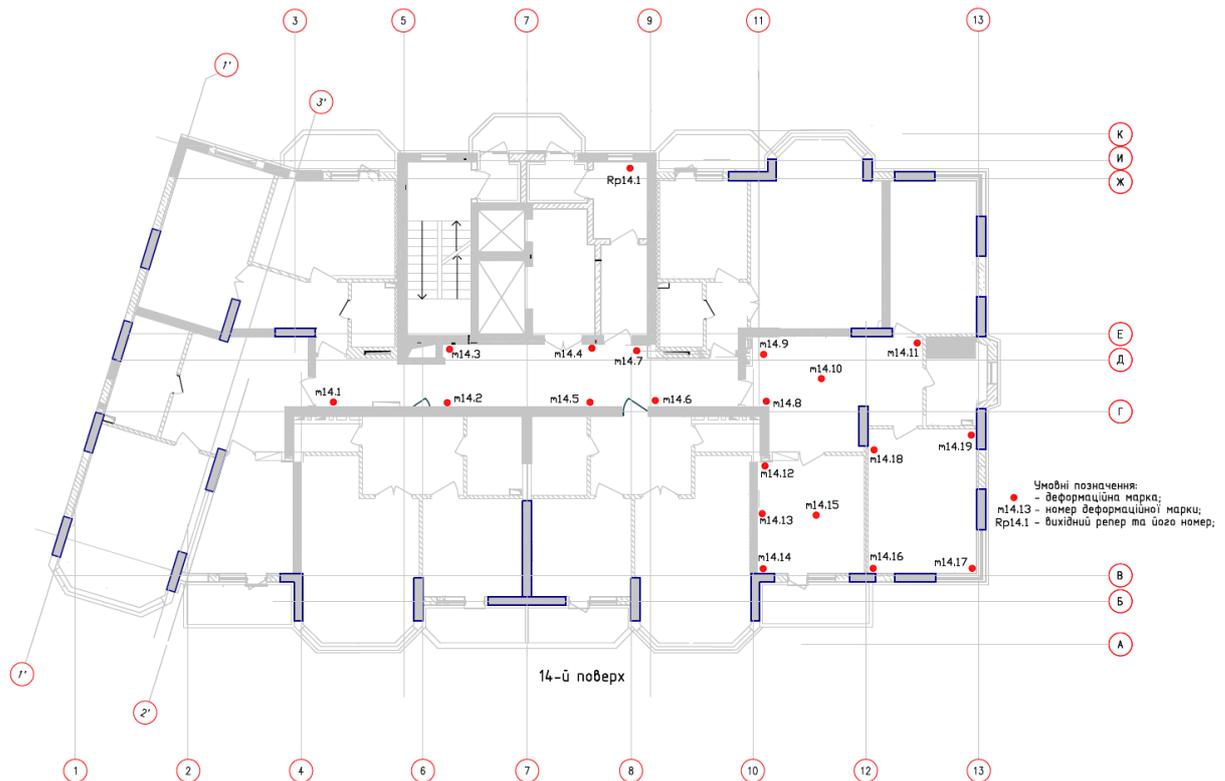


Рисунок 3.55 – Схема розташування деформаційних марок, встановлених на перекритті ПБ 14-го поверху

Вимірювання вертикальних переміщень точок перекриттів будівлі здійснювалось методом геометричного нівелювання II класу точності у відповідності до вимог чинних нормативних документів. Для виконання вимірювань вертикальних переміщень використовувався цифровий нівелір та кодова рейка. Нівелювання марок виконувалось за наміченими ходами, щоразу за однією й тією ж схемою, щоб позбутися впливу систематичних похибок на заміряні величини.

По закінченню польових робіт з вимірів деформацій перекриттів ПБ і перевірки журналів виконувалось камеральне опрацювання отриманих результатів та їх оцінка. Величина переміщення перекриття ПБ під кожною деформаційною маркою обчислюється як різниця між відміткою цієї марки, отриманої в останньому циклі вимірів, і відміткою, отриманою в першому циклі вимірів із урахуванням дійсного положення на момент нульового циклу (взято із результатів визначення фактичних прогинів). За результатами спостережень складено відомість відносних відміток та величин вертикальних

переміщень марок, таблиця 3.17. Графіки деформацій та їх розвиток в часі на рисунках 3.56-3.58.

У місцях, де виконати моніторинг за допомогою геометричного нівелювання було не можливо, використано метод тригонометричного нівелювання за допомогою електронного тахеометра, точність даного методу значно поступається попередньому методу та становить ± 5 мм.

Тригонометричне нівелювання проводилося у безвідбивачевому режимі із необхідною щільністю точок, що забезпечить уявлення про характер пошкодження плит перекриття. Контроль відхилень проводився не по всій будівлі, через відсутність вільного доступу, а лише в районі місця ураження. В якості елементів, які на момент зведення будівлі знаходились в горизонтальних площинах, було використано плити перекриття будівлі.

Таблиця 3.17

Відомість відносних відміток та вертикальних переміщень марок,
встановлених на перекритті 14-го поверху ПБ

Номер марки	18.08.2022		14.09.2022			19.10.2022			17.11.2022		
	Відмітка, м	Δh , мм	Відмітка, м	Δh , мм	ΔH , мм	Відмітка, м	Δh , мм	ΔH , мм	Відмітка, м	Δh , мм	ΔH , мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9	12	13	14
m14.1	41,746	0	41,746	0	0	41,746	0	0	41,746	0	0
m14.2	41,751	0	41,751	0	0	41,751	0	0	41,751	0	0
m14.3	41,741	-10	41,741	0	-10	41,741	0	-10	41,741	0	-10
m14.4	41,738	-9	41,738	0	-9	41,738	0	-9	41,737	-1	-10
m14.5	41,742	-3	41,742	0	-3	41,741	-1	-4	41,741	0	-4
m14.6	41,748	-1	41,748	0	-1	41,748	0	-1	41,748	0	-1
m14.7	41,743	-7	41,743	0	-7	41,743	0	-7	41,743	0	-7
m14.8	41,753	-1	41,753	0	-1	41,753	0	-1	41,753	0	-1
m14.9	41,741	-7	41,741	0	-7	41,741	0	-7	41,741	0	-7
m14.10	41,747	-3	41,748	1	-2	41,747	-1	-3	41,748	1	-2
m14.11	41,738	-12	41,739	1	-11	41,739	0	-11	41,740	1	-10
m14.12	41,723	-25	41,724	1	-24	41,724	0	-24	41,724	0	-24
m14.13	41,710	-44	41,710	0	-44	41,712	2	-42	41,712	0	-42
m14.14	41,747	-5	41,747	0	-5	41,748	1	-4	41,748	0	-4
m14.15	41,717	-30	41,718	1	-29	41,719	1	-28	41,719	0	-28
m14.16	41,739	-11	41,740	1	-10	41,740	0	-10	41,741	1	-9
m14.17	41,742	-5	41,743	1	-4	41,743	0	-4	41,743	0	-4
m14.18	41,740	-5	41,742	2	-3	41,741	-1	-4	41,742	1	-3
m14.19	41,746	-6	41,747	1	-5	41,747	0	-5	41,747	0	-5
Rp14.1	41,750	0	41,750	0	0	41,750	0	0	41,750	0	0
Середнє значення, мм					-8,7			-8,7			-8,5

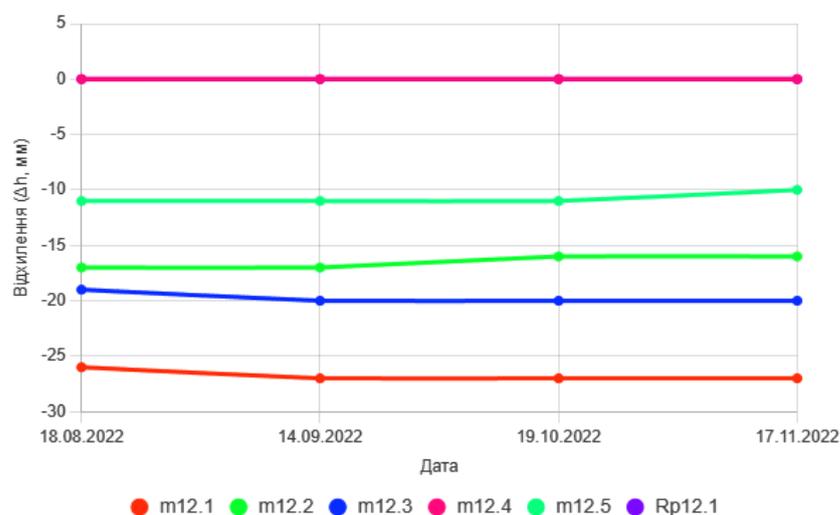


Рисунок 3.56 – Графік змін деформованого стану перекриття 12-го поверху

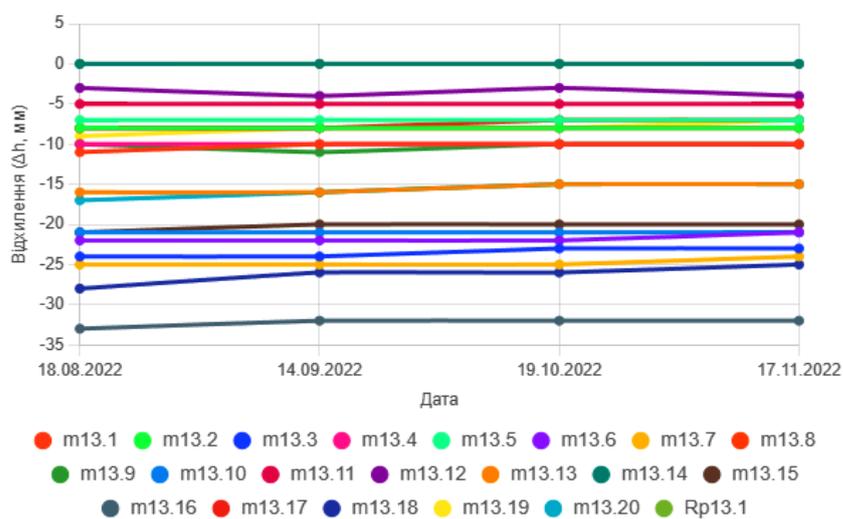


Рисунок 3.57 – Графік змін деформованого стану перекриття 13-го поверху

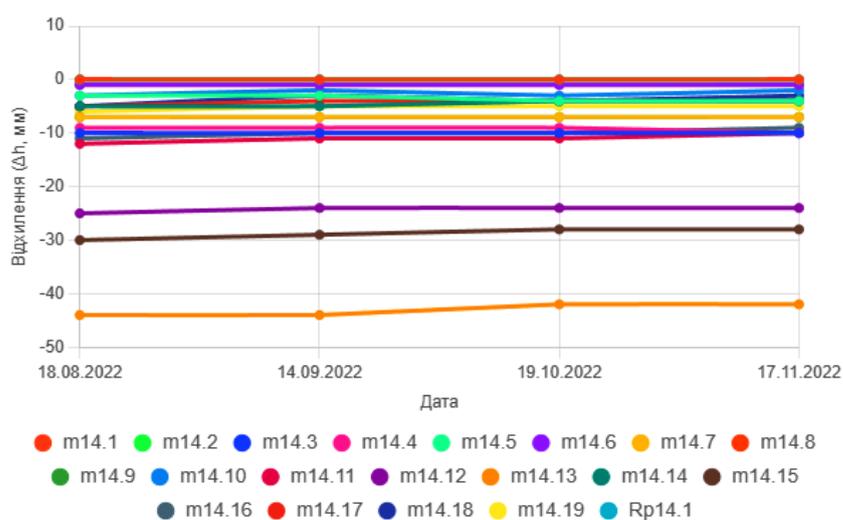


Рисунок 3.58 – Графік змін деформованого стану перекриття 14-го поверху

Моніторинг виконувався з одного і того ж місця встановлення приладу (спостережної точки), що закріплено на підлозі. Під час кожного циклу нівелювання виконувалося за однією і тією ж схемою набору пікетів із подібною щільністю, це було повторення детальної виконавчої зйомки положення стелі.

За результатами тригонометричного нівелювання представлено результати у вигляді схем сегментів перекриття із побудованими горизонталями (ізолініями) для наочності сприйняття рівня деформування, (рисунок 3.59), горизонталі проведені через кожні 5 мм, а поля заштриховані різними кольорами.

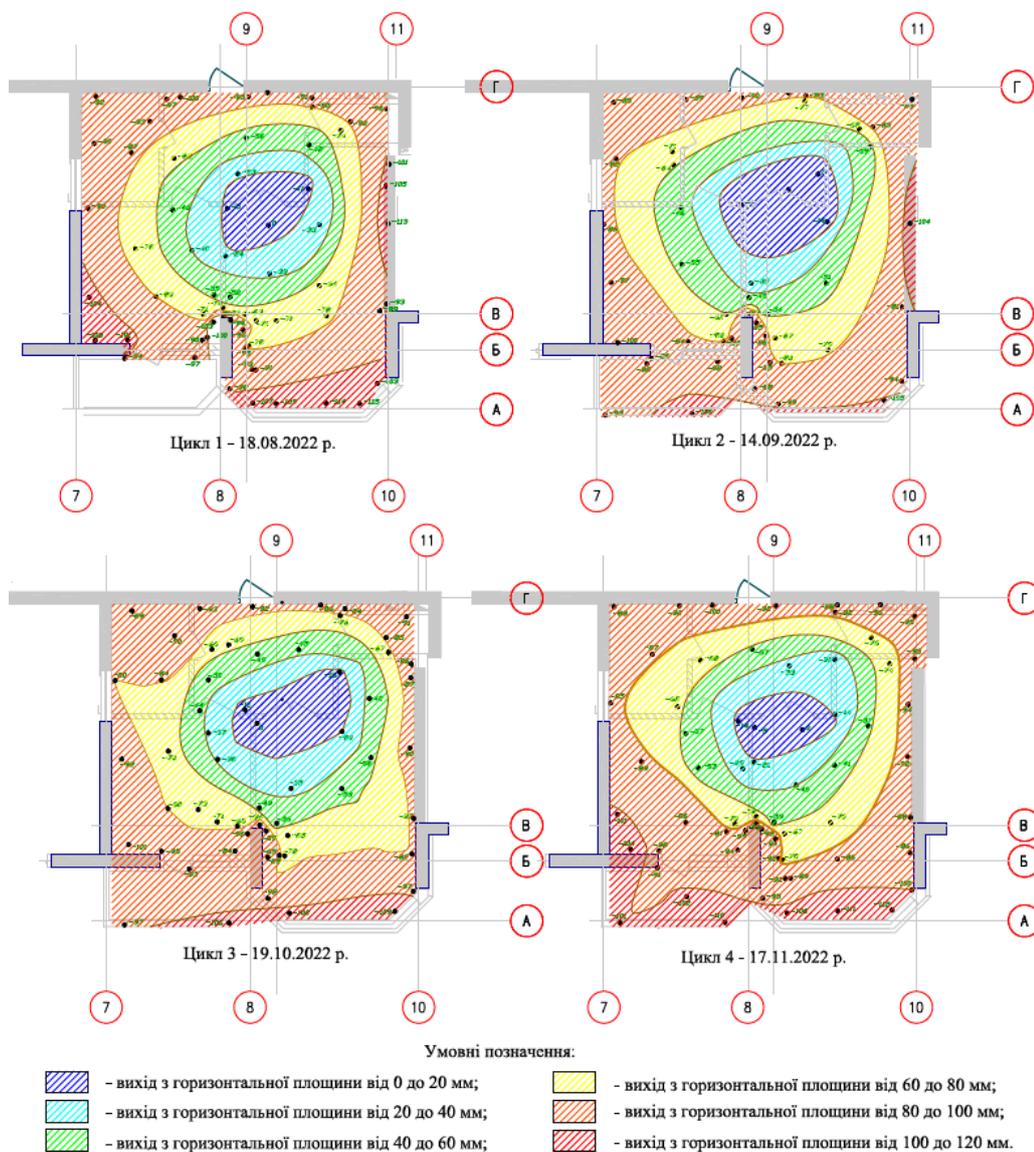


Рисунок 3.59 – Результати моніторингу методом тригонометричного нівелювання (4 цикли)

Протягом періоду з серпня по грудень 2022 року було виконано чотири цикли обстеження, а саме: перший цикл – 23 серпня, другий – 15 вересня, третій – 17 листопада та четвертий – 28 грудня 2022 року. Варто зазначити, що вибуховий вплив стався всередині будівлі в осях 10-11, нижче рівня перекриття 15 поверху, що відображено у представлених результатах. Даний інцидент спричинив підйом перекриття 16 поверху на величину до 100 мм. Аналіз рисунка 3.59 демонструє, що мінімальні значення вертикальних переміщень зосереджені в центральній частині приміщення, тоді як максимальні значення спостерігаються поблизу периферійних зон. У ході геодезичного обстеження було висунуто гіпотезу, що перекриття в центральній зоні може повернутися до проектної відмітки або навіть опуститися нижче цієї позначки.

Для проведення аналізу було розроблено низку графічних методів, спрямованих на якісну оцінку деформаційних процесів та виключення впливу випадкових похибок. Зокрема, застосовано метод аналізу деформаційного поля у розрізі, ілюстрований на рисунку 3.60. Цей метод передбачав побудову розрізів уздовж двох взаємно перпендикулярних ліній, що проходять через точки з найбільшими та найменшими значеннями відхилень, а саме вздовж цифрових і літерних осей. Точка перетину цих ліній залишалася сталою протягом усіх чотирьох циклів, незалежно від планового зміщення ізоліній, що забезпечило об'єктивність аналізу.

Розгляд розрізів дав змогу ідентифікувати похибки вимірювань та присутність заданої щільності точок, характерної для першого циклу. Аналіз розрізів не виявив деформацій, які б перевищували допустиму похибку вимірювань.

Інший графічний метод було розроблено для контролю першого методу та аналізу зон поширення деформацій у плані. Цей підхід базувався на накладанні ізоліній із фіксованою точкою прив'язки до першого циклу, як показано на рисунку 3.61. Аналіз цього методу дозволяє відстежувати планове положення ізополів, де їхнє ущільнення свідчить про розвиток деформаційних процесів.

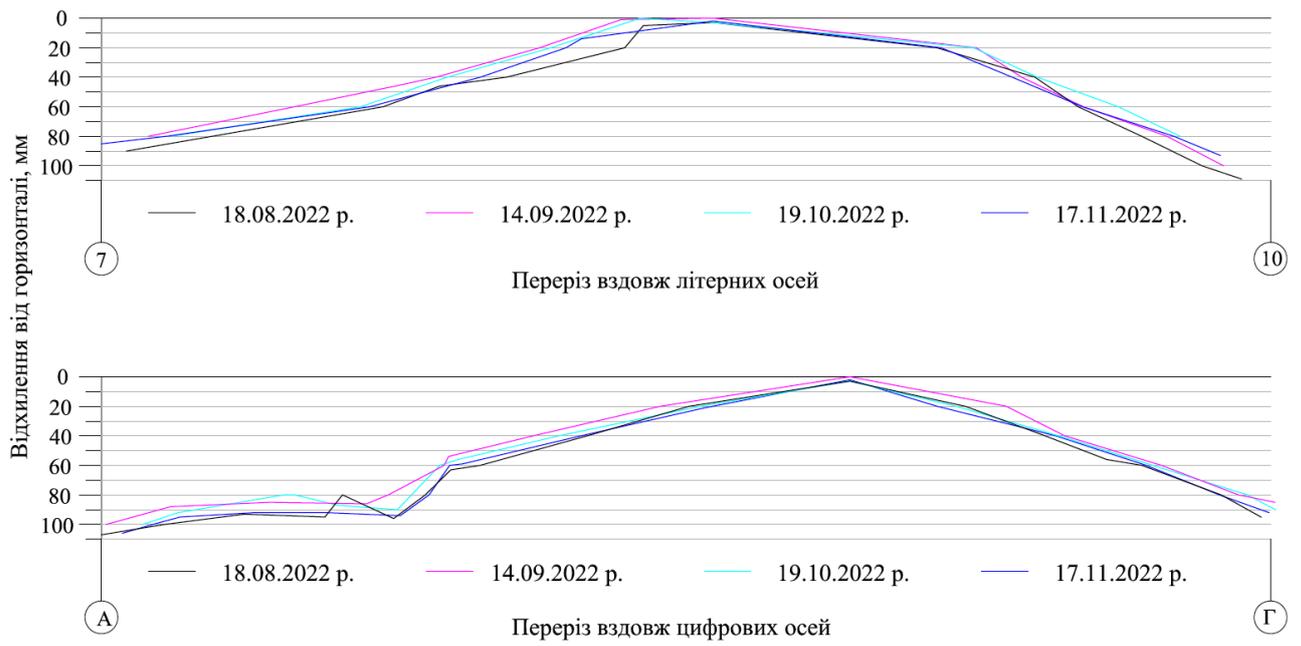
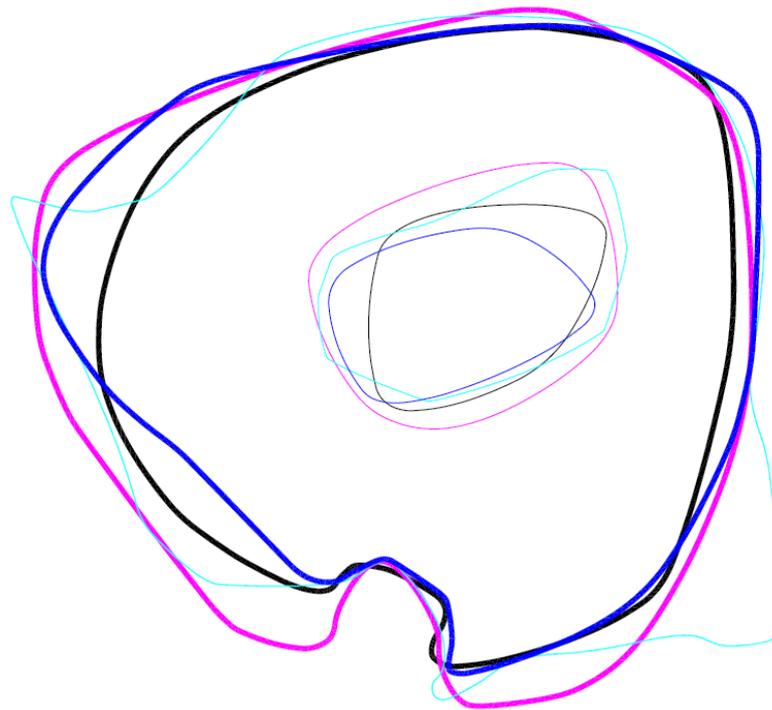


Рисунок 3.60 – Перерізи вздовж літерних та цифрових осей (4 цикли)



18.08.2022 р. 17.11.2022 р.
19.10.2022 р. 14.09.2022 р.

Рисунок 3.61 – Планове положення ізоліній (4 цикли)

Моніторинг горизонтальних переміщення виконано за розробленою методикою (рисунки 2.3, 2.4 розділу 2). Лише закладання спостережної станції в необхідній кількості було неможливо, тому виконувалося в безвідбивачевому режимі по намічених спостережних точках. Виконано 4 цикли моніторингу горизонтальних переміщень за допомогою тахеометра. Через технологічні обмеження, що пов'язані з військовими діями, координування точок граней кутів будівлі виконувалося по 3, 6, 9, 12, 15, 16, технічному поверху та покрівлі у безвідбивачевому режимі, з закріплених на місцевості спостережних станцій. Схема спостережних станцій та напрямки візування представлені на рисунку 3.62. Станції закладалися з метою регулярних спостережень із постійної точки, задля виключення випадкових похибок. По вцілілій частині будівлі зйомка виконувалася через кожні три поверхи, по пошкодженій – кожного поверху, для наочності сприйняття рівня деформацій. На рисунку 3.63 наведені результати визначення величин відхилень точок граней кутів стін відносно нижнього поверху. Вказано напрямки відхилень та їх величини.

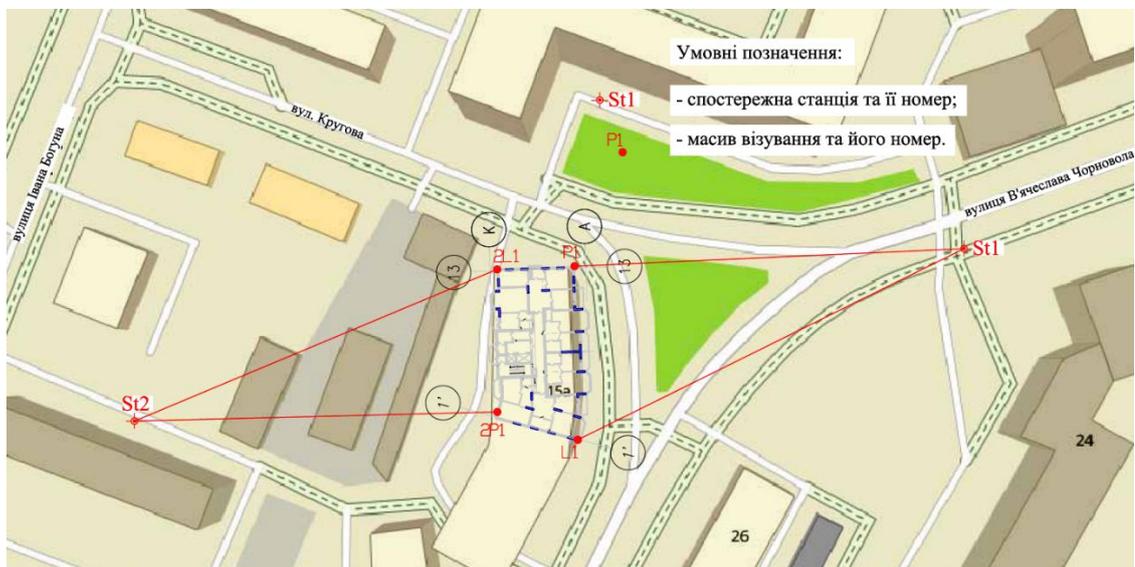


Рисунок 3.62 – Схема спостережних станцій та напрямки візування

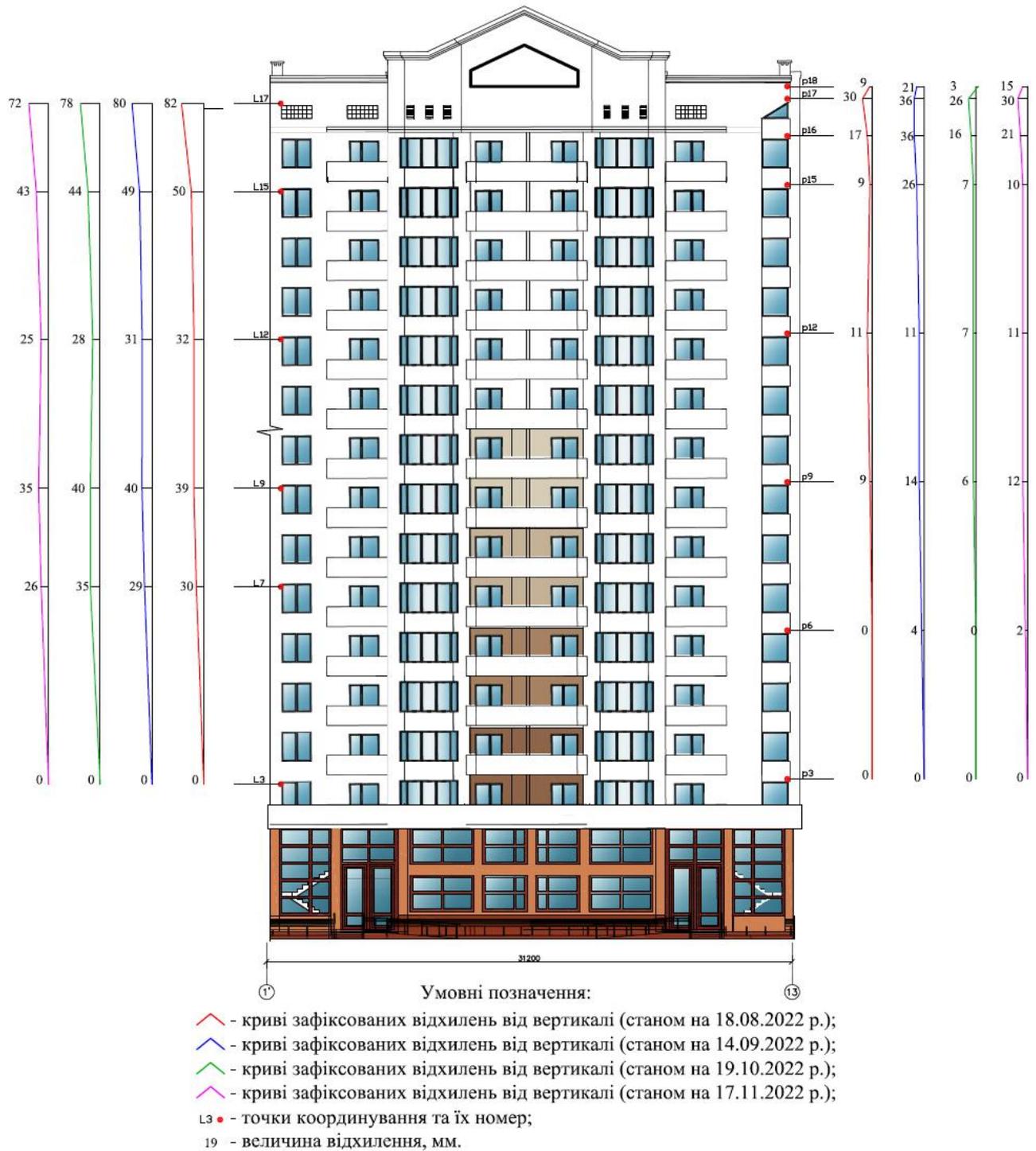


Рисунок 3.63 – Результати визначення відхилень від вертикалі граней кутів (вздовж літерних осей) в осях 1'–13 ПБ

У зв'язку з тим, що пошкоджено несучі елементи монолітного каркасу, виникла вірогідність деформаційних процесів, які можуть відбутися у вцілій частині будівлі. За результатами початкового обстеження 16 та 17 поверхи пошкоджень не зазнали. Через те, що було пошкоджено несучі елементи

монолітного каркасу на 13–15 поверхах, виникла небезпека, що уцілілі поверхи можуть зазнати деформаційних процесів.

Для того аби зафіксувати наявність деформаційних процесів у будівлі, на вертикальних елементах покрівлі було встановлено спостережну станцію. Вимірювання проводились за методикою моніторингу вертикальних деформацій – рисунки 2.6, 2.7 розділу 2. Спостережна станція складається з деформаційних марок та 2 вихідних реперів, розташування та нумерацію наведено на рисунку 3.64. Вихідні репери були закладені на покрівлі сусідньої будівлі, у вихідну висотну мережу включено 2 репери.

Вимірювання виконувалося методом геометричного нівелювання II класу точності з використанням цифрового нівеліра та кодової рейки.

Після завершення польових робіт та перевірки польових журналів здійснювалося камеральне опрацювання результатів.

На основі результатів складено відомість відміток і визначених вертикальних переміщень марок – таблиця 3.18. За даними таблиці побудовано графік розвитку в часі – рисунок 3.65.



Рисунок 3.64 – Схема розташування деформаційних марок, встановлених на покрівлі ПБ

Таблиця 3.18

Відомість відміток та вертикальних переміщень деформаційних марок, встановлених на покрівлі ПБ

Номер деформаційної марки	18.08.22	14.09.2022		19.10.2022			17.11.2022		
	Відмітка, м	Відмітка, м	$\Delta h, м$	Відмітка, м	$\Delta h, м$	$\Delta H, м$	Відмітка, м	$\Delta h, м$	$\Delta H, м$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
dm1	51.470	51.470	0	51.470	0	0	51.470	0	0
dm2	51.493	51.491	-2	51.491	0	-2	51.491	0	-2
dm3	51.522	51.519	-3	51.517	-2	-5	51.515	-2	-7
dm4	51.464	51.461	-3	51.458	-3	-6	51.455	-3	-9
dm5	51.455	51.454	-1	51.452	-2	-3	51.450	-2	-5
dm6	51.480	51.479	-1	51.478	-1	-2	51.478	0	-2
dm7	51.501	51.500	-1	51.500	0	-1	51.501	1	0
dm8	51.460	51.459	-1	51.459	0	-1	51.460	1	0
dm9	51.455	51.455	0	51.454	-1	-1	51.455	1	0
Rp18.1	51.455	51.455	0	51.455	0	0	51.455	0	0
Rp18.2	51.563	51.563	0	51.563	0	0	51.563	0	0
Середнє значення, мм			-1.1			-1.9			-2.3

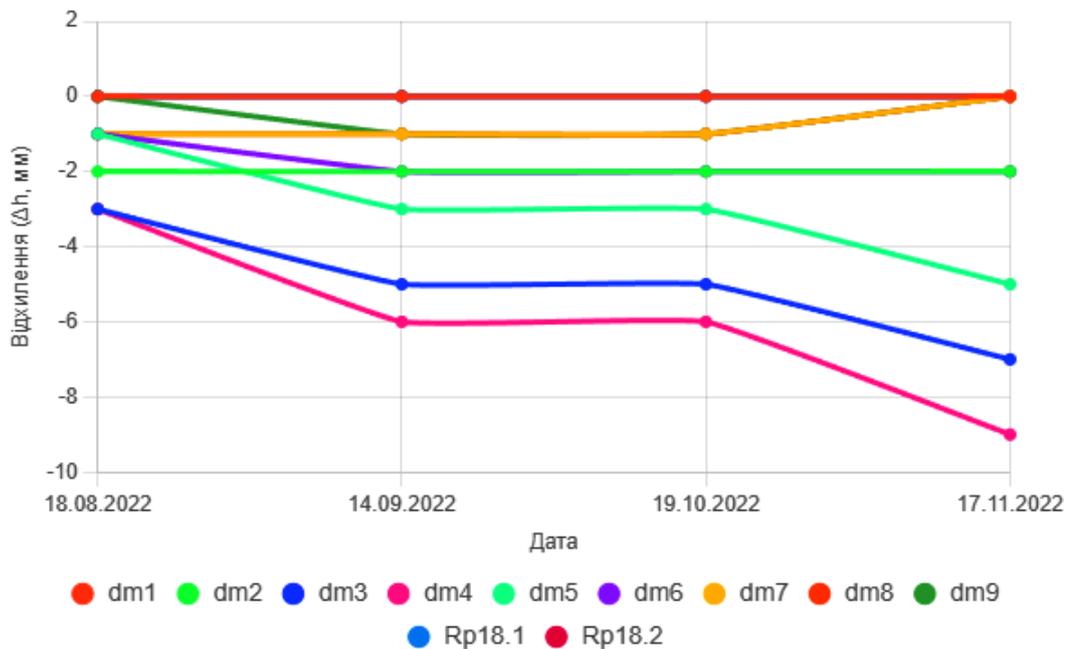


Рисунок 3.65 – Графік змін деформованого стану частини каркасу ПБ

За результатами досліджень, проведених у період серпень-листопад 2022 року, зафіксовано такі дані:

1. Відхилення перекриттів від умовної горизонтальної площини: 12-й поверх: за результатами геометричного нівелювання в осях Б–Г/7–8

зафіксовано відхилення від горизонталі до -26 мм; за результатами тригонометричного нівелювання відхилення в осях А–Г/8–10 досягали -644 мм (станом на 18 серпня 2022 року) та -639 мм (станом на 14 вересня 2022 року). Станом на 19 жовтня ділянку перекриття в осях А–Г/8–10 демонтовано та відновлено. 13-й поверх: геометричне нівелювання в осях В–Г/10–12 та Г–Д/4–10 показало відхилення до -33 мм. 14-й поверх: геометричне нівелювання в осях В–Е/10–13 та Г–Е/4–10 зафіксувало відхилення до -44 мм. 15-й поверх: тригонометричне нівелювання в осях А–Г/7–10 показало відхилення до -115 мм (18 серпня), до -106 мм (14 вересня), до -109 мм (19 жовтня) та до -112 мм (17 листопада 2022 року).

2. *Інструментальний моніторинг прогинів плит перекриття:* 12-й поверх: встановлено 5 деформаційних марок. За результатами 4 циклів спостережень (серпень–листопад 2022 року) вертикальних переміщень не зафіксовано. 13-й поверх: встановлено 20 деформаційних марок. Спостереження показали переміщення від -1 до $+3$ мм по марках m13.18–m13.20, по решті марок вертикальних переміщень не зафіксовано. 14-й поверх: встановлено 19 деформаційних марок. За результатами 4 циклів спостережень відмічено переміщення до $+2$ мм по марках m14.11, m14.13, m14.15 та m14.18, по інших марках змін не зафіксовано.

3. *Інструментальний моніторинг відхилення граней кутів будівлі від вертикалі:* 18 серпня 2022 року – відхилення від 1 до 82 мм; 14 вересня 2022 року від 1 до 80 мм; 19 жовтня 2022 року від 1 до 78 мм; 11 листопада 2022 року від 1 до 72 мм. В більшості випадків відхилення різноспрямовані, розвитку процесу не зафіксовано.

4. *Інструментальний моніторинг вертикальних переміщень несучих елементів каркасу:* Встановлено 9 деформаційних марок. За результатами 4 циклів спостережень (серпень–листопад 2022 року) зафіксовано переміщення до -4 мм по марках dm2–dm8. По решті марок вертикальних переміщень, що перевищують точність вимірювання ± 1 мм, не зафіксовано.

Підсумок: У розділі представлено результати застосування технології комбінування геодезичних методів моніторингу для оцінки технічного стану багатопверхових ПБ. Розроблена технологія забезпечує побудову єдиного деформаційного поля будівлі, що відображає вертикальні, горизонтальні та кутові зміщення. Основою системи є геодезичні вимірювання (нівелювання, лінійно-кутові вимірювання), які дозволяють визначати просторове положення ушкоджених конструкцій. Інклінометричні спостереження можуть виконуватися у випадках, коли деформаційні процеси передаються через ґрунтову основу або спостерігаються ознаки її послаблення.

Процедура реалізації технології включає три основні етапи: підготовчо-планувальний (аналіз конструкції, документації та пошкоджень), оцінку технічного стану (інструментальні вимірювання просторових параметрів) та контроль (моніторинг деформацій у часі). Отримані результати об'єднуються у спільну базу даних для просторово-часового аналізу та класифікації зон за рівнем небезпеки деформацій.

Технологію впроваджено на пошкоджених будівлях у Києві, Бучі, Чернігові, Долинські, Одесі, Красиліві та Чорноморську про що й описано в багатьох публікаціях [177, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185]. Найбільш показовими стали об'єкти на вул. В. Липківського, 37В (м. Київ) та В. Чорновола, 15А (м. Чернігів), де встановлено локальні деформації перекриттів і крени без тенденцій до прогресування у часі. Результати моніторингу будуть використовуватися як вихідні дані для створення цифрових двійників пошкоджених ПБ і для уточнених розрахунків напружено-деформованого стану з метою розробки рішень щодо підсилення, реконструкції або демонтажу. Підсумовуючи: комбінована технологія забезпечує достовірну, оперативну та придатну до моделювання оцінку технічного стану пошкоджених будівель і може застосовуватися як базовий інструмент для післяаварійного та післявоєнного моніторингу об'єктів.

3.2.1 Адаптація технології для контролю стійкості схилу під впливом вибухових хвиль та влучань

Технологія комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу може бути застосована для оцінки динамічного впливу від воєнних дій на схили щільної міської забудови із низькою стійкістю [186].

Актуальність запропонованої методики виникла через те, що густонаселені райони зі слабкими ґрунтами на схилах зазнають підвищеного ризику під час військових конфліктів через динамічні впливи вибухів та ракетних ударів. Такі події спричиняють складні деформаційні та зсувні процеси, що загрожують стійкості будівель і безпеці населення. Запропонована технологія вирішує завдання раннього виявлення та моніторингу динамічних деформаційних процесів за допомогою інклінометричних вимірювань [129, 187].

Встановлено, що інфраструктура великих міст (зокрема столиці України), яка збудована на слабких ґрунтах і схилах, особливо вразлива до деформаційних процесів, таких як осідання та зсуви, під впливом динамічних навантажень. Існуючі дослідження, розглянуті у публікації [186], переважно зосереджені на впливі будівельних робіт і промислових вибухів на стійкість і довговічність споруд та аналіз взаємодії висотних будівель з ґрунтовою основою при динамічних впливах. Ці дослідження створюють теоретичну базу для розуміння деформаційних процесів від динамічних впливів. Поглиблене вивчення впливу промислових вибухів на довговічність конструкцій, підкреслюючи важливість ударних хвиль для цілісності будівель та математичне моделювання реакції споруд на вибухові впливи, сприяє вдосконаленню прогнозування наслідків для будівель на слабких ґрунтах в умовах воєнного часу.

Результати досліджень на експериментальному полігоні та на об'єктах озеро Глинка та Поштова площа показали ефективність геодезичних та інклінометричних методів для довгострокового спостереження деформацій, що передаються через ґрунтову основу. Інклінометричні методи моніторингу

недостатньо досліджені у контексті виявлення деформацій, спричинених вибуховими динамічними навантаженнями.

Запропонована технологія заповнює цю прогалину, демонструючи ефективність інклінометрії на інших об'єктах (полігон, о. Глинка та Поштова площа) для раннього виявлення деформацій, спричинених вибуховими хвилями. Метою є розширення традиційного застосування інклінометричного моніторингу, включаючи динамічні впливи, що виникають під час військових дій, і створення інструменту для своєчасного виявлення ризиків зсувів і пошкоджень споруд.

За результатами досліджень [186, 188] фактор динамічного навантаження від військових дій – це влучання ракет або дронів (шахедів) у зсувонебезпечні райони. За аналізом даних [186, 188] встановлено, що з початку війни (2022 року) найактивнішими районами, де зафіксовано найбільшу кількість влучань, є центральні райони столиці (Печерські пагорби). Ці райони також є густонаселеними та зсувонебезпечними. Якщо вибух відбувається на територіях зі слабкими ґрунтами (наприклад, лесовими або глинистими шарами, схильними до деформацій), це може ініціювати або прискорити зсувні процеси. Технологія моніторингу зсувних процесів за допомогою інклінометричних спостережень може бути адаптована для територій, які можуть зазнати додаткового впливу від динамічного навантаження під час вибухів. Адаптація базується на досвіді моніторингу деформацій від техногенних впливів, таких як нове будівництво, і враховує дані з літератури з вивчення динамічного навантаження на ґрунти.

Якщо припустити, що територія зі складним рельєфом (схили з крутим кутом нахилу, з перепадом відміток до 25 м, на вершині яких розташовані багатоповерхові житлові будівлі старої забудови), структура схилу має складні інженерно-геологічні умови (так звані слабкі ґрунти) – слабкі лесові просідальні ґрунти, чутливі до вологи та динамічних впливів. Надмірні сезонні опади вже підвищують ризик зсувів, водонасичені ґрунти стають м'якими та пластичними. Динамічні впливи від вибухових хвиль поширюються в повітрі,

що може спричиняти порушення цілісності структури ґрунтових мас. Влучання бойових одиниць створює вирву, порушуючи цілісність ґрунту залежно від водовмісту та фізичних властивостей.

Динамічне навантаження від вибуху включає:

- Ударну хвилю в повітрі: Швидко поширюється, але має обмежений вплив на глибокі шари ґрунту.

- Сейсмічну хвилю в ґрунті: Поширюється як поздовжні (компресійні), поперечні (зсувні) та поверхневі хвилі. Швидкість поширення залежить від типу ґрунту: 200–300 м/с у лесових ґрунтах, з амплітудами, що зменшуються з відстанню за законом зворотного квадрата. У вологих лесах хвиля викликає резонанс (частоти 1–30 Гц), що призводить до зрідження ґрунту або утворення тріщин. З досвіду промислових вибухів (наприклад, у кар'єрах Кривого Рогу) такі хвилі зменшують міцність ґрунтів на 20–30%, прискорюючи зсуви. У міських умовах це загрожує будівлям на схилах, викликаючи осідання фундаментів та тріщини в стінах.

Для моніторингу динамічних впливів від вибухів пропонується адаптація технології комбінування, розробленої для спостереження динамічного впливу від нового будівництва, рисунок 3.66 та таблиця 3.19.

Етапи адаптованої методики:

1. Підготовка: Встановлення спостережної станції (геотехнічного полігону) з свердловинами глибиною нижче потенційної зони зсуву (20–30 м). Монтаж інклінометричних свердловин, фіксація початкового положення;

2. Спостереження: Регулярні вимірювання (щомісяця або в реальному часі онлайн) горизонтальних зміщень (точність ± 4 мм на 30 м свердловини) з доповненням геодезичними методами (нівелювання, лінійно-кутові вимірювання).

3. Адаптація до вибухів: Вибіркові вимірювання (після обстрілів або відстежування динаміки в реальному часі онлайн після атак) горизонтальних зміщень. Після фіксації інклінометричних зміщень перевірка геодезичними методами стійкості будівель. У разі влучання в схил зі слабкими ґрунтами

регулярні інклінометричні і геодезичні спостереження. Обробка даних спостережень для моделювання та прогнозування сценаріїв розвитку деформацій.

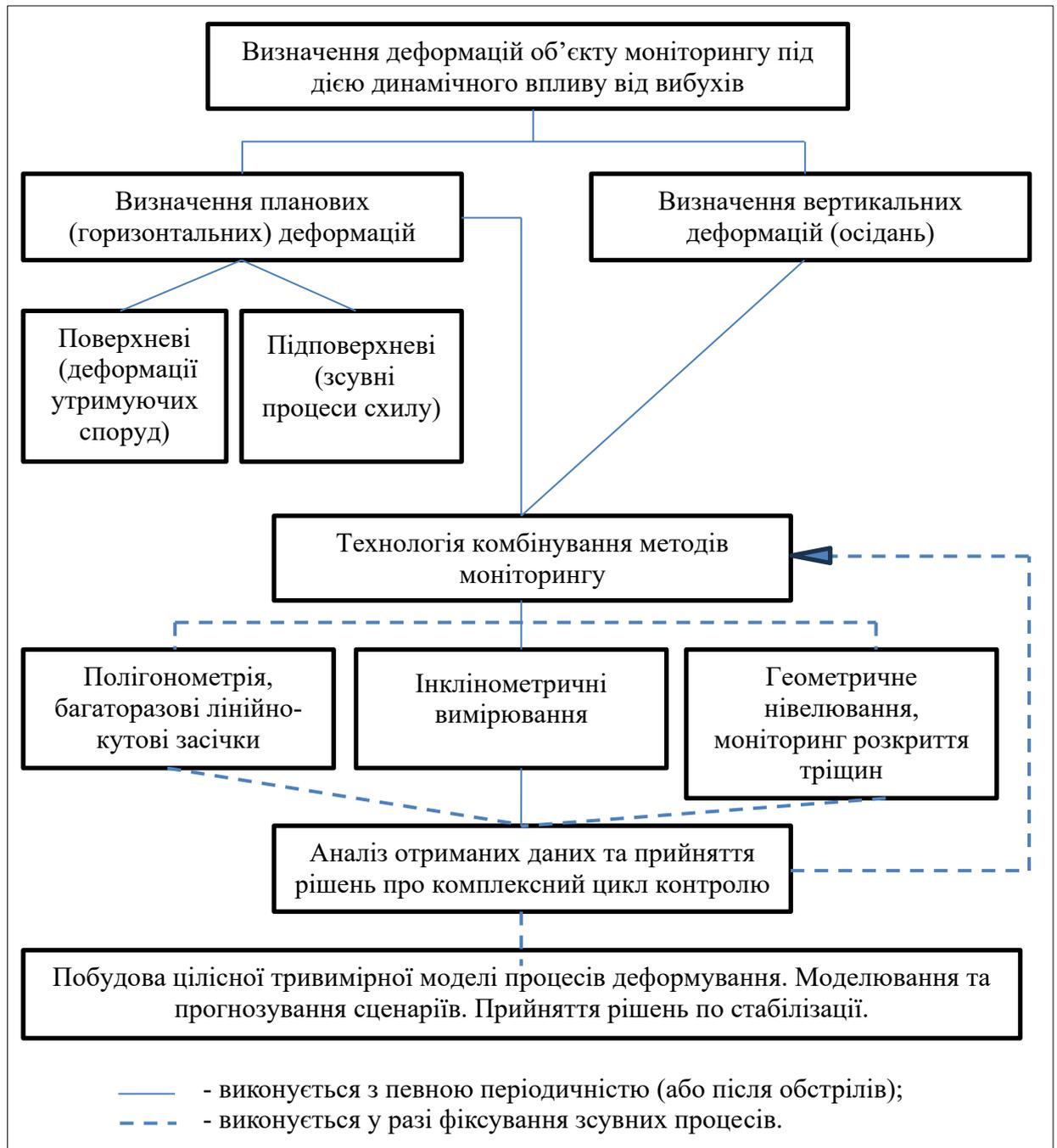


Рисунок 3.66 – Схема технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу для контролю стійкості нестабільних схилів під дією динамічного впливу від вибухів [186]

Таблиця 3.19

Роль методів контролю стійкості схилу в воєнний час [186]

Метод	Застосування для моніторингу схилу в мирний час (динамічний вплив від нового будівництва - розробка котловану, підрізка схилу, влаштування пальового поля)	Адаптація для моніторингу схилу в воєнний час (динамічний вплив від вибухових хвиль – вибухові хвилі в повітрі, вибухові хвилі, що поширюються через ґрунт, порушення структури схилу, влучання ракети/БПЛА у схил)	Роль для моніторингу схилу в воєнний час
Інклінометрія	Моніторинг деформацій схилів (зсувних процесів) щомісячно або в режимі реального часу	Фіксація зміщень після ударної хвилі	Раннє виявлення, запобігання зсувам, об'єктивні дані для моделювання та прогнозування сценаріїв
Геодезія	Осідання поверхні, деформації будівель	Післявибухові деформації	Виявлення та фіксація післявибухових деформацій, раннє попередження руйнувань/обвалів
Математичне моделювання	Прогнозування деформацій від будівельних робіт	Моделювання та прогнозування сценаріїв розвитку подій враховуючи натурні вимірювання	На основі моделювання та прогнозування сценаріїв прийняття рішень щодо подальших дій

Результати (плановані/очікувані)

На основі попередніх досліджень на полігоні, комбінування технології дозволяє фіксувати зсувні процеси, що в подальшому відображаються на існуючій забудові у вигляді осідань фундаментів та тріщин. У разі динамічних впливів:

- Криві зміщень покажуть характерні стрибки в зонах низької стійкості схилу, зазвичай поблизу поверхонь ковзання.
- Профілі після впливу можуть виявляти прогресивні тенденції зміщень, особливо у водонасичених шарах ґрунту.
- Метод допоможе відокремити сезонні деформації від тих, що викликані раптовим динамічним навантаженням.
- Технологія дозволить виявляти потенційно небезпечні деформаційні процеси на оточуючу забудову.

Підсумок: Динамічні впливи від воєнних дій (ракетні удари, вибухи БПЛА) на територіях зі слабкими ґрунтами та складним рельєфом створюють високі ризики розвитку зсувних процесів і вторинних пошкоджень будівель. Традиційні підходи до інклінометричного моніторингу, які раніше застосовувались у геотехнічних роботах під час нового будівництва, можуть бути успішно адаптовані для умов динамічних навантажень, що виникають як наслідок воєнних дій. Інклінометрія забезпечує раннє виявлення деформацій ґрунтової товщі на міліметровому рівні та дає змогу відокремити поступові сезонні зміщення від раптових, спричинених вибуховими хвилями.

Комплексне застосування інклінометричних вимірювань разом/одночасно/паралельно із геодезичними, спостереженнями та чисельним моделюванням створює надійну систему моніторингу схилів у міських районах. Запропонована методика дає змогу не лише фіксувати наслідки вибухових впливів, але й прогнозувати сценарії розвитку зсувів, що є критично важливим для прийняття оперативних рішень щодо захисту населення та інфраструктури. Впровадження інклінометрії у практику моніторингу в умовах воєнних дій сприяє підвищенню стійкості та безпеки міської забудови на схилах із низькою природною стабільністю.

3.3 Побудова цифрового двійника пошкодженої будівлі

Побудова ЦД пошкодженої багатоповерхової будівлі здійснювалася з метою створення розрахунково-аналітичної моделі, яка відтворює реальний напружено-деформований стан конструкцій після ракетного ураження. В основу побудови покладено результати інженерно-геодезичних зйомок, візуального обстеження, а також неруйнівних випробувань міцності бетону несучих елементів.

Для моделювання напружено-деформованого стану багатоповерхових ПБ використано технологію чисельного моделювання на основі скінченних елементів, що відтворює структуру геометричного ЦД (цифрова модель) ПБ на вул. В. Липківського, 37В – рисунок 3.67. Геометричний цифровий двійник –

це цифрова 3D-модель будівлі чи споруди, яка з високою точністю відтворює її просторову конфігурацію та геометричні параметри на основі проектних даних або обмірних креслень. Цифрова модель наповнена даними про пошкодження (візуальне обстеження, геодезичні зйомки просторового положення конструкцій) та відповідає структурі цифрової тіні. Цифрова тінь, що наповнюється даними контролю ТС (моніторингом) і даними про процес ходу відновлення, відповідає структурі повного ЦД ПБ. ЦД ПБ є основою для просторового прогнозування подальшої поведінки об'єкта, планування відновлювальних заходів або демонтажу.

В умовах збройної агресії РФ в Україні потреба у швидкій та об'єктивній оцінці стану пошкоджених будівель особливо актуальна. Цифровий двійник дозволяє об'єднати геометричні, фізико-механічні та часові характеристики об'єкта, фіксувати ушкодження та прогнозувати їх подальший розвиток.

Для прогнозування подальших деформацій необхідно уточнити наслідки процесів деформації, що відбулися під час вибуху, оскільки вони визначають граничні умови цифрового двійника. Граничні умови формуються на основі:

- Загального візуального огляду будівлі та детального обстеження пошкодженої ділянки, документування ушкоджень і руйнувань;
- Визначення фактичної міцності бетону конструкцій за допомогою неруйнівних та механічних випробувань;
- Уточнення механічних властивостей матеріалів для проведення перевірочних розрахунків несучих конструкцій у стані після часткового руйнування;
- Визначення фактичних зміщень пошкодженої частини будівлі та загальних просторових деформацій конструкції на основі інженерно-геодезичного вимірювання.

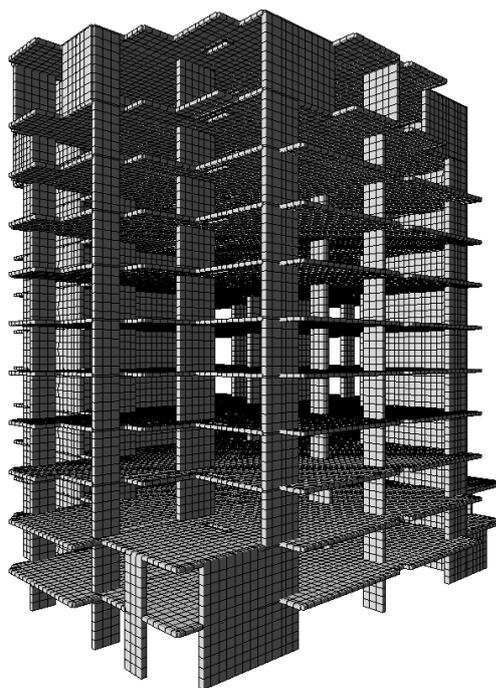


Рисунок 3.67 – Загальний вигляд ЦД фрагменту будинку на вул. В. Липківського, 37В, за проектними даними без урахування пошкоджень (цифрова модель)

Отримані дані інтегрують у цифрову модель як граничні умови для точного відображення пошкоджень та деформацій. Початково-граничні умови для ЦД – це параметри, що визначають його стан на початку моделювання. Вони потрібні для точного моделювання поведінки фізичного об'єкта, прогнозування його реакцій на зовнішні та внутрішні зміни, а також для оптимізації його роботи. При моделюванні віртуальний двійник будинку може мати початкові умови, такі як поточний стан його конструкцій та граничні умови, що враховують деформаційний вплив та руйнування нестабільних конструкцій. Для оцінки деформацій геометричних даних виконані геодезичні вимірювання деформованого стану перекриттів та колон (стін), розділ 3.2.

Для побудови геометричного цифрового двійника були використані:

- проектна документація будівлі (архітектурно-конструктивні креслення, схеми армування, плани поверхів);
- геодезичні вимірювання фактичного положення елементів, отримані після ракетного удару, рисунки 3.52,3.53, розділу 3.2;

- дані ультразвукового контролю міцності бетону у конструкціях, де були зафіксовані вибухові ушкодження;
- фотофіксація пошкоджень з плановою прив'язкою, дала змогу уточнити просторову географію пошкодженої частини.

Етапи створення ЦД

1. **Формування геометричної моделі** на основі проектних креслень на середовищі LIRA-SAPR 2021 побудовано базову 3D-модель будівлі з поділом на конструктивні елементи – плити перекриття пілони – рисунок 3.67.

2. **Формування цифрової тіні** (рисунок 3.68) шляхом коригування за фактичними пошкодженнями рисунки 3.52, 3.53 та 3.54 розділу 3.2: обваленням кутової частини будинку в осях 33-37/ Т-Ц/ч в рівні 17-19-го поверхів, значні пошкодження несучих та огорожувальних конструкції переважно в осях 33-38/Т-Ш в межах з 16-го по 20-й поверхи, прогини перекриттів (до 22 мм 16 поверх в осях Т/37-36, до 86 мм 19 поверх в осях Т-Ц/33-37, до 74 мм 20 поверх в осях Т-Ц/33-37, до 52 мм технічний поверх в осях Ф/35), відхилення від вертикалі зовнішніх стін (від 5 мм до 52 мм), горизонтальні зміщення пілонів поблизу ураження (від 112 до 173 мм). Задані фактичні фізико-механічні характеристики бетону (від 16,6 до 33,6 МПа) згідно з результатами ультразвукових та механічних випробувань.

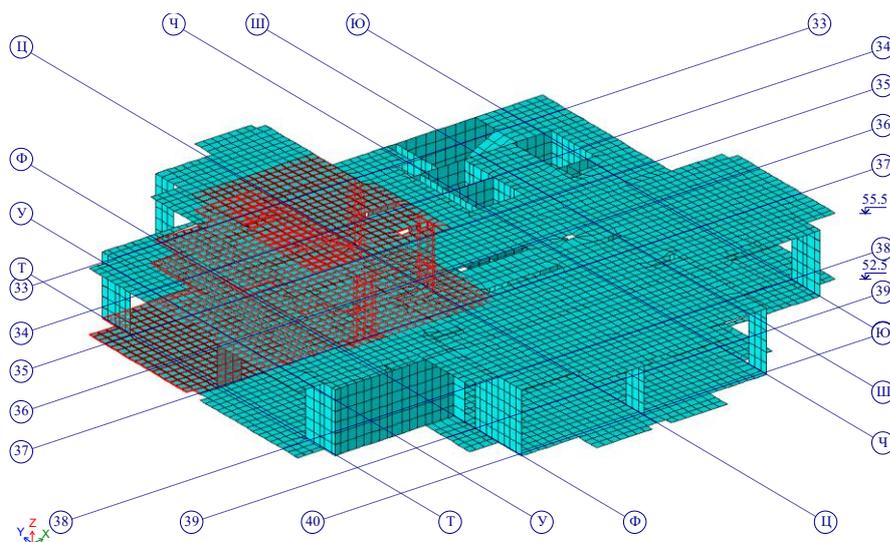


Рисунок 3.68 – ЦД з виключеними з роботи зруйнованих елементів

3. **Задання граничних і початкових умов ЦД** – для елементів у зоні удару враховано втрату частини несучої здатності й локальні відриви плит від колон. Перевірка несучої спроможності ядра жорсткості з урахуванням пошкоджень. Оцінка додаткових деформацій від зусиль напружено-деформованого стану будівлі у стаціонарному та динамічному режимах, де коефіцієнт надійності за відповідальністю прийнятий 1.05 для розрахунків за 1-ою групою граничних станів при аварійних розрахункових ситуаціях.

4. **Чисельне математичне моделювання** - розрахунок напружено-деформованого стану елементів конструкцій будівлі після видалення зруйнованих елементів на відм. +52.500...+55.500. За розрахунками встановлено наступне: площа руйнування елементів плит перекриття на верхніх поверхах від виключення з роботи елементів конструкцій не перевищує нормоване значення; несуча здатність вертикальних елементів конструкції забезпечена. Є вірогідність розвитку локальних деформаційних процесів на етапах розвантаження/навантаження пошкодженої ділянки та виключення/включення в роботу пошкоджених несучих елементів, рисунки 3.69 та, 3.70.

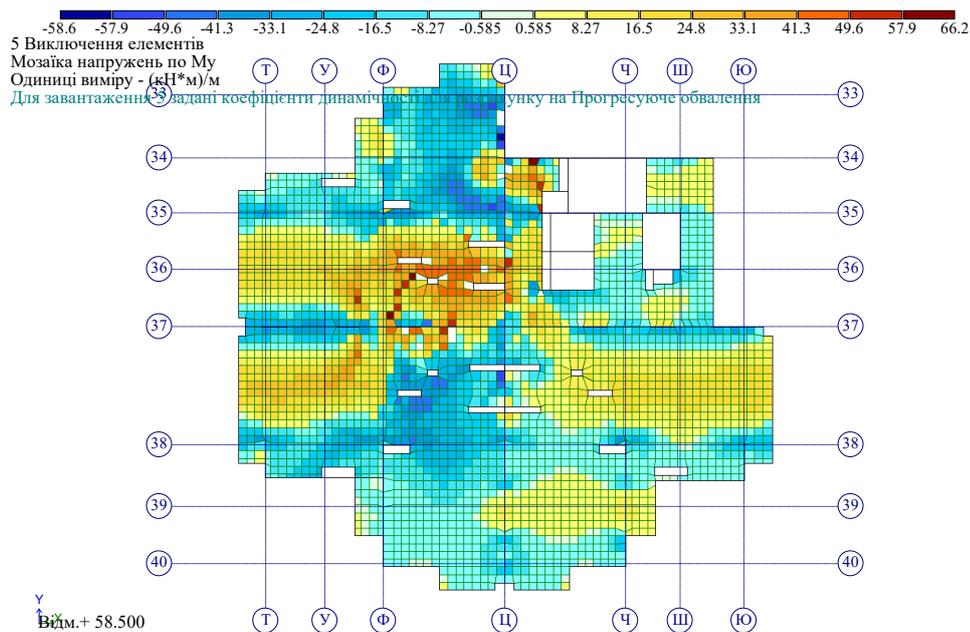


Рисунок 3.69 – Згинальні напруження в плиті перекриття на етапах розвантаження/навантаження зруйнованих елементів на відм.+58,500

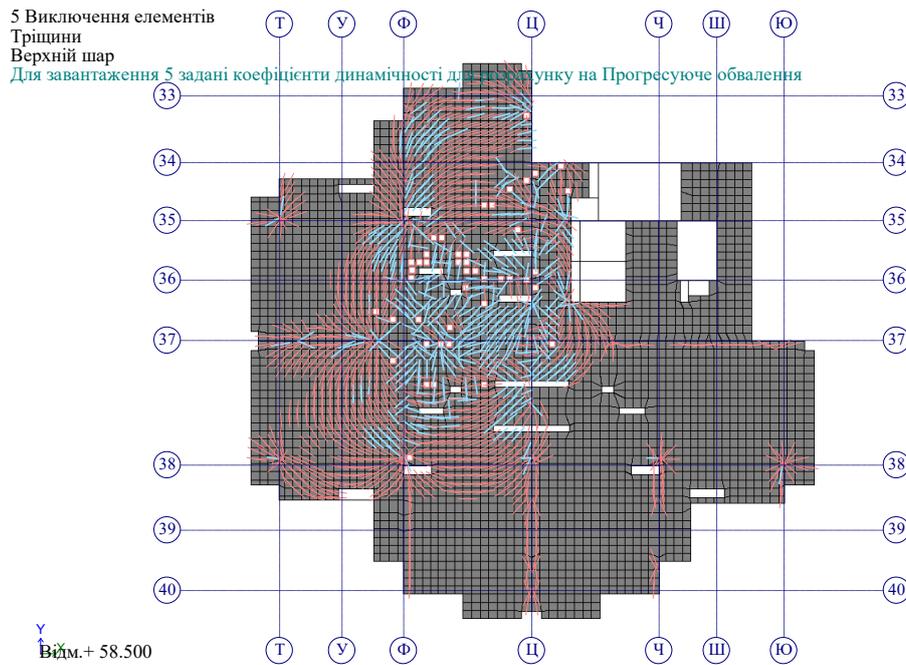


Рисунок 3.70 – Схеми утворення тріщин в елементах перекриття при виключення/включення в роботу пошкоджених несучих елементів

5. Калібрування моделі за результатами натурних спостережень - це зіставлення розрахункових переміщень (вертикальні та горизонтальні переміщення до 10 мм) – рисунок 3.71 із фактичними – отриманими за даними моніторингу – рисунок 3.53.

- За результатами моніторингу прогинів перекриття зафіксовано збільшення деформацій до 5 мм протягом 50 днів;
- За результатами моніторингу деформацій каркасу зафіксовано додаткові вертикальні переміщення до 3 мм протягом 50 днів;
- За результатами моніторингу горизонтальних переміщень каркасу будівлі зафіксовано переміщення величиною до 7 мм протягом 50 днів.

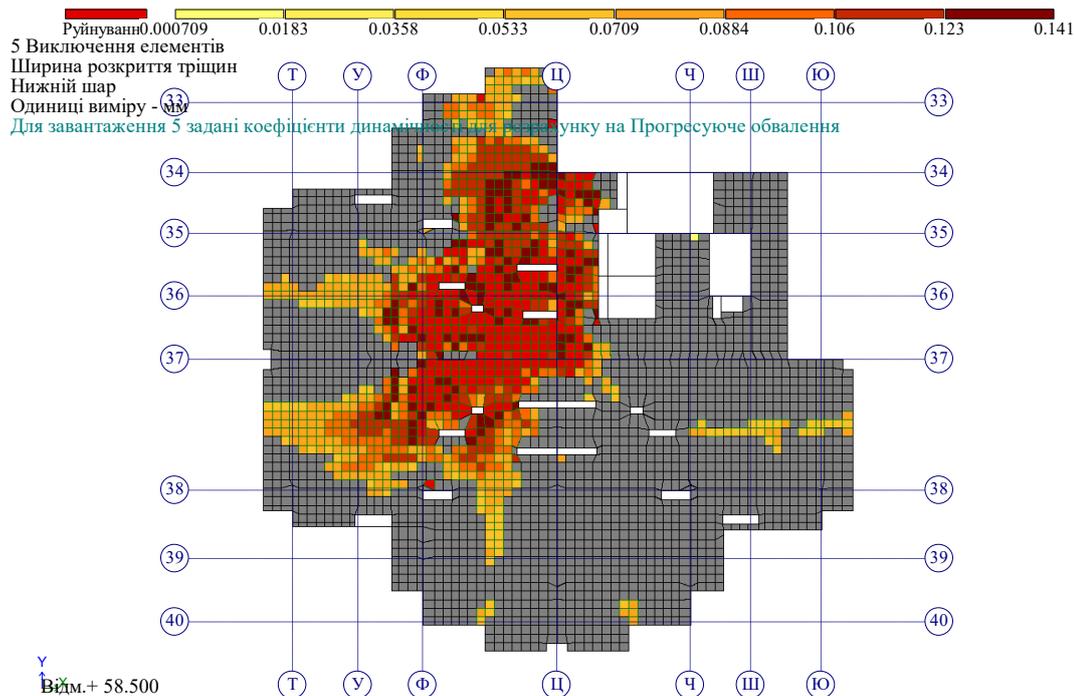


Рисунок 3.71 – Прогнозовані деформації перекриття після виключеннями з роботи руйнованих елементів конструкцій на відм.+58,500

6. Формування повного ЦД - оновлена розрахункова модель, що пройшла калібрування математичними прогнозами та натурними даними - рисунок 3.72. У результаті створено повнофункціональний цифровий двійник каркасу ПБ, який поєднує геометричну, матеріальну та аналітичну інформацію про об'єкт.

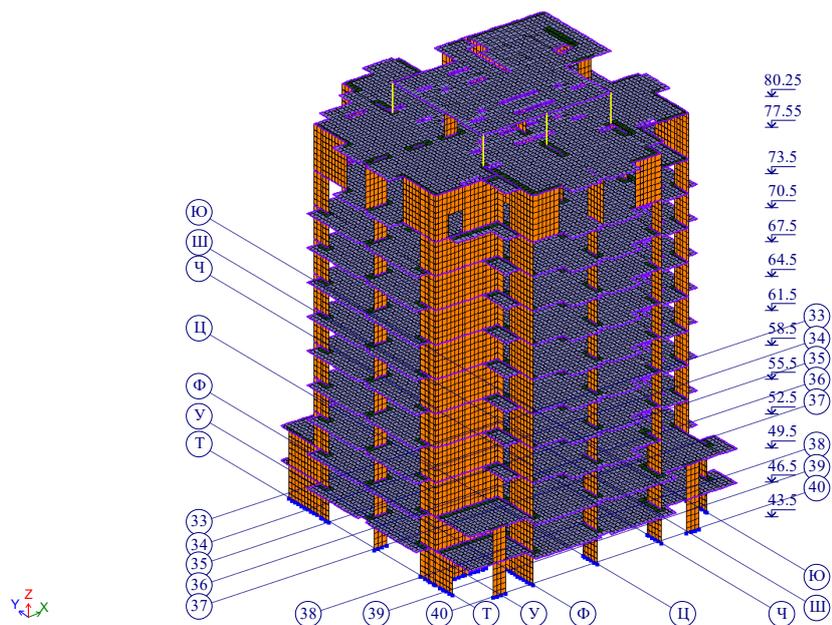


Рисунок 3.72 – Цифровий двійник каркасу ПБ

Створений цифровий двійник багатоповерхової будівлі на вул. В. Липківського, 37В має практичну цінність у системі обстеження, контролю та прогнозування технічного стану пошкоджених об'єктів міської забудови. Його застосування забезпечило низку важливих практичних результатів – таблиця 3.20.

Таблиця 3.20

Практична цінність ЦД ПБ для оцінки ТС та відновлення

Ціль	Практичний результат
Об'єктивна оцінка технічного стану	ЦД дозволив кількісно визначити залишкову несучу здатність каркасу будівлі після ракетного ураження та встановити межі безпечної експлуатації пошкоджених конструкцій до проведення відновлювальних робіт.
Визначення критичних зон	На основі аналітичної моделі локалізовано ділянки підвищених напружень у пілонах 36–37/Т–Ц та плитах 19–20 поверхів, де рекомендовано виконати першочергове підсилення
Планування відновлювальних заходів	На підставі моделювання визначено оптимальні варіанти відновлення просторової роботи каркасу – через улаштування металевих обойм, ін'єктування тріщин і локальну заміну елементів перекриттів.
Інтеграція з системою моніторингу	ЦД використовується як основа для приймання, зберігання та аналізу результатів поточних геодезичних вимірювань. Це дозволяє створити замкнутий цикл оновлення «спостереження → аналіз → прогноз».
Підтримка прийняття рішень	Модель стала базовим інструментом для інженерно-технічної ради при ухваленні рішення щодо подальшої долі будівлі – реконструкції або часткового демонтажу.
Можливість масштабування	Використана методика може бути застосована для інших об'єктів, що зазнали руйнувань, з урахуванням їх конструктивних особливостей і обмеженого доступу до високоточного обладнання.

Підсумок. Практичне застосування ЦД дозволило поєднати результати геодезичних, візуальних досліджень матеріалів у єдиній інформаційній системі. Це забезпечило можливість кількісної оцінки поточного стану конструкцій, моделювання подальших деформацій і розроблення науково обґрунтованих рекомендацій щодо відновлення або часткового демонтажу будівлі.

3.3.1 Відпрацювання методики зворотного зв'язку ЦД ПБ

Зворотній зв'язок (Feedback), (33) ЦД понівечених будівель у воєнних умовах – це механізм зворотного зв'язку між реальною спорудою та її віртуальною геометричною моделлю, що забезпечує постійне оновлення даних про стан пошкоджених конструкцій.

У цьому випадку:

- моніторинг деформацій (зміни геометрії несучих елементів, відхилення від вертикалі, просідання, крени) дає вихідні дані для уточнення/корегування/оновлення ЦД;
- оновлений цифровий двійник дозволяє моделювати сценарії подальшої поведінки будівлі (наприклад, ризик прогресуючого руйнування чи можливості локального відновлення);
- аналітична інформація, отримана з моделі, повертається до інженерів та управлінців, які ухвалюють рішення щодо консервації, підсилення чи демонтажу об'єкта.

Таким чином, 33 забезпечує динамічну відповідність між реальною будівлею та її цифровим аналогом, що є критично важливим в умовах високої невизначеності та ризиків, пов'язаних із воєнними руйнуваннями.

У роботі представлено поетапну відпрацьовану методику 33 ЦД ПБ в м. Чернігів по вул. В'ячеслава Чорновола, 15а. Методика 33 ЦД ПБ полягає у наступному:

1. Цифрова тінь (цифрована модель наповнена даними про пошкодження) оновлюється даними геодезичного моніторингу нестабільних конструкцій;
2. Виконується аналіз отриманих даних та формуються рекомендації по роботах відновлення;
3. Виконуються рекомендації по відновленню і проводиться наступний цикл геодезичного моніторингу.

Таким чином відбувається замкнений цикл із 33, що утворює повноцінний ЦД ПБ за методикою описаною у розділі 2.2 та натурними даними приведеними у розділі

3.2. Для наочного сприйняття передачі натурних даних та ЗЗ ЦД ПБ складено таблиці 3.21 – 3.25 за п'ятьма циклами.

Таблиця 3.21

Зворотний зв'язок ЦД ПБ на вул. В. Чорновола 15А (м. Чернігів) – оцінка ТС

16 серпня 2022 року (початок робіт)	
<p>Геодезичні роботи у складі обстеження:</p> <p>Виконано зйомку зовнішніх стін, визначення відхилень від вертикалі граней кутів стін будівлі (визначення крену).</p> <p>Виконано зйомку (геометричне та тригонометричне нівелювання) висотного положення перекриттів 12-го, 13-го, 14-го та 15-го поверхів поблизу місця влучання для визначення прогинів пошкоджених плит перекриття.</p> <p>Зафіксовані результати:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Визначено величини відхилення від вертикалі граней кутів стін будівлі за допомогою методу «координат», за результатами встановлено: відхилення граней кутів стін будівлі становлять від 1 мм до 82 мм, величина відхилень незначна, враховуючи загальну висоту будинку, та більш за все не пов'язана з пошкодженнями; 2. Визначено відхилення перекриттів від проектного положення, за результатами встановлено: <ul style="list-style-type: none"> - По 12-му поверху за результатами геометричного нівелювання в осях Б–Г/7–8 зафіксовано відхилення від горизонталі до –26 мм. За результатами тригонометричного нівелювання в осях А–Г/8–10 зафіксовано відхилення від горизонталі до –644 мм; - По 13-му поверху за результатами геометричного нівелювання в осях В–Г/10–12 та Г–Д/4–10 зафіксовано відхилення від горизонталі до –33 мм; - По 14-му поверху за результатами геометричного нівелювання в осях В–Е/10–13 та Г–Е/4–10 зафіксовано відхилення від горизонталі до –44 мм; - По 15-му поверху за результатами тригонометричного нівелювання в осях А–Г/7–10 зафіксовано відхилення від горизонталі до –115 мм; 	
Рекомендації	<i>Встановити спостережну станцію та взяти під нагляд частину будівлі що вище місця влучання та поблизу ураженої ділянки.</i>
Етап відновлювальних робіт	<i>Детальне обстеження будівлі</i>
Рекомендації по відновленню	<i>Детально перевірити місця де пошкоджено пілони. Виконати розрахунки на дію впливу зовнішніх навантажень (вітрові, дощові, сейсмічні). Перевірити на наявність тріщин конструкцій ядра жорсткості будівлі. За геодезичними даними встановити ділянки демонтажу перекриттів.</i>
Графічно-табличні дані	<i>Відомості про обстеження, схеми початкового геодезичного знімання.</i>
Виконано (ЗЗ ЦД)	<i>Встановлено тимчасові стійки для рівномірного розвантаження тиску на пошкодженій ділянці. Звільнено ділянки від будівельного сміття.</i>

Таблиця 3.22

Зворотний зв'язок ЦД ПБ на вул. В. Чорновола 15А (м. Чернігів) -1 цикл

18 серпня 2022 року (встановлення спостережної станції, перший цикл)	
<p>Геодезичне забезпечення НТС Капітального ремонту (аварійно-відновлювальні роботи): Встановлено 5 деформаційних марок на ділянці перекриття 12-го поверху для моніторингу прогинів перекриття та проведено початковий цикл спостережень. Встановлено 20 деформаційних марок на ділянці перекриття 13-го поверху для моніторингу прогинів перекриття та проведено початковий цикл спостережень. Встановлено 19 деформаційних марок на ділянці перекриття 14-го поверху для моніторингу прогинів перекриття та проведено початковий цикл спостережень. Встановлено 9 деформаційних марок на вертикальних конструкціях покриття (даху) для моніторингу розвитку в часі вертикальних переміщень несучих елементів каркасу та проведено початковий цикл спостережень.</p>	
Рекомендації	<i>Виконувати регулярний моніторинг.</i>
Етап відновлювальних робіт	<i>Геодезичне забезпечення НТС Капітального ремонту (аварійно-відновлювальні роботи) - Відновлювальні роботи.</i>
Рекомендації по відновленню	<ul style="list-style-type: none"> - Виконати відновлення монолітного з.б. пілона на відм. +39,180 в осях В/10. - Виконати демонтаж ділянки №1 на рівні 15-го поверху. - Встановити металеві конструкції підсилення пілона в осях 8/Б. - Виконати відновлення ділянки монолітної з.б. стіни в осях 10/Г на рівні 14-го поверху..
Графічно-табличні дані	<p><i>Схеми розташування марок</i> <i>Відомості відносних відміток та зміщень</i></p>
Виконано (33 ЦД)	<i>За даними розрахунків на дію впливу зовнішніх навантажень критичних впливів не зафіксовано, влаштувавши конструкції підсилення можливо виконувати почергово відновлювальні роботи. Тріщин у з/б конструкціях ядра жорсткості не виявлено. За геодезичними даними встановлено ділянки демонтажу зруйнованих конструкцій, тенденцій до прогресуючого обвалення не зафіксовано.</i>

Таблиця 3.23

Зворотний зв'язок ЦД ПБ на вул. В. Чорновола 15А (м. Чернігів) - 2 цикл

19 вересня 2022 року (другий цикл)	
<p>Геодезичне забезпечення НТС Капітального ремонту (аварійно-відновлювальні роботи): Виконано 2-й цикл визначення відхилень від вертикалі граней кутів стін будівлі. Виконано 2-й цикл моніторингу прогинів перекриття 12-го, 13-го, 14-го та 15-го поверхів. Виконано 2-й цикл моніторингу розвитку в часі вертикальних переміщень несучих елементів каркасу.</p> <p>Зафіксовані результати:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. За результати визначення відхилень від вертикалі граней кутів стін будівлі зафіксовано відхилення, що становлять від 1 мм до 80 мм, що не перевищують точності вимірювання в порівнянні з попередніми. 2. За результатами 2-го циклу моніторингу прогинів перекриття 12-го поверху зафіксовано зміну висотного положення величиною до -1 мм (між 1-м та 2-м циклами) . Відхилення від проектного положення до 27 мм. Середнє відхилення -12,5 мм. За даними тригонометричного нівелювання в осях А-Г/8-10 зафіксовано відхилення від горизонталі до-639 мм, що не перевищують точності вимірювання в порівнянні з попередніми. 3. За результатами 2-го циклу моніторингу прогинів перекриття 13-го поверху зафіксовано зміну висотного положення величиною до +2 мм (між 1-м та 2-м циклами) . Відхилення від проектного положення до 32 мм. Середнє відхилення -13,4 мм. 4. За результатами 2-го циклу моніторингу прогинів перекриття 14-го поверху зафіксовано зміну висотного положення величиною до +2 мм (між 1-м та 2-м циклами) . Відхилення від проектного положення до 44 мм. Середнє відхилення -8,7 мм. 5. За результатами 2-го циклу моніторингу прогинів перекриття 15-го поверху за даними тригонометричного нівелювання в осях А-Г/7-10 зафіксовано відхилення від горизонталі до -106 мм, що не перевищують точності вимірювання в порівнянні з попередніми. 6. За результатами 2-го циклу моніторингу розвитку в часі вертикальних переміщень несучих елементів каркасу зафіксовано зміну висотного положення каркасу від -1 до -3 мм (між 1-м та 2-м циклами). 	
Рекомендації	<i>Продовжувати регулярний моніторинг.</i>
Етап відн. робіт	<i>Геодезичне забезпечення НТС Капітального ремонту (аварійно-відновлювальні роботи) - Відновлювальні роботи.</i>
Рекомендації по відновленню	<ul style="list-style-type: none"> - Виконати демонтаж ділянки №3 на рівні 14-го поверху. - Виконати демонтаж ділянок плити на рівні 13-го поверху. - Виконати армування та бетонування ділянки плити перекриття на рівні 13-го поверху. - Встановити тимчасові опори на рівні 13-го поверху. - Виконати демонтаж ділянок №1, №2 та №4 на рівні 14-го поверху.
Графічно-табличні дані	<i>Схеми розташування марок Відомості відносних відміток та зміщень Результати тригонометричного нівелювання Результати визначення кренів Графіки деформацій</i>
Виконано (33 ЦД)	<i>Виконано відновлення монолітного з/б. пілона на відм. +39,180 в осях В/10. Виконано демонтаж першої ділянки на 15-го поверху. Виконано підсилення пілона в осях 8/Б. Виконано відновлення ділянки монолітної з.б. стіни в осях 10/Г 14-го поверху.</i>

Таблиця 3.24

Зворотний зв'язок ЦД ПБ на вул. В. Чорновола 15А (м. Чернігів) – 3 цикл

19 жовтня 2022 року (третій цикл)	
<p>Геодезичне забезпечення НТС Капітального ремонту (аварійно-відновлювальні роботи):</p> <p>Виконано 3-й цикл визначення відхилень від вертикалі граней кутів стін будівлі.</p> <p>Виконано 3-й цикл моніторингу прогинів перекриття 12-го, 13-го, 14-го та 15-го поверхів.</p> <p>Виконано 3-й цикл моніторингу розвитку в часі вертикальних переміщень несучих елементів каркасу.</p> <p>Зафіксовані результати:</p> <p>1. За результати визначення відхилень від вертикалі граней кутів стін будівлі зафіксовано відхилення що становлять від 1 мм до 78 мм, що не перевищують точності вимірювання в порівнянні з попередніми.</p> <p>2. За результатами 3-го циклу моніторингу прогинів перекриття 12-го поверху зафіксовано зміну висотного положення величиною до +1 мм (між 2-м та 3-м циклами). Марки з найбільшими відхиленнями було знищено через будівельні роботи. Станом на 19 жовтня ділянку перекриття в осях А–Г/8–10 демонтовано та відновлено.</p> <p>3. За результатами 3-го циклу моніторингу прогинів перекриття 13-го поверху зафіксовано зміну висотного положення величиною до +1 мм (між 2-м та 3-м циклами) . Відхилення від проектного положення до 32 мм. Середнє відхилення -13,1 мм.</p> <p>4. За результатами 3-го циклу моніторингу прогинів перекриття 14-го поверху зафіксовано зміну висотного положення величиною від -1 до +2 мм (між 2-м та 3-м циклами). Відхилення від проектного положення до 42 мм. Середнє відхилення -8,7 мм.</p> <p>5. За результатами 3-го циклу моніторингу прогинів перекриття 15-го поверху за даними тригонометричного нівелювання в осях А–Г/7–10 зафіксовано відхилення від горизонталі до –109 мм, що не перевищують точності вимірювання в порівнянні з попередніми.</p> <p>6. За результатами 3-го циклу моніторингу розвитку в часі вертикальних переміщень несучих елементів каркасу зафіксовано зміну висотного положення каркасу від -1 до +1 мм (між 2-м та 3-м циклами).</p>	
Рекомендації	<i>Продовжувати регулярний моніторинг.</i>
Етап відновлювальних робіт	<i>Геодезичне забезпечення НТС Капітального ремонту (аварійно-відновлювальні роботи) - Відновлювальні роботи.</i>
Рекомендації по відновленню	<ul style="list-style-type: none"> - Виконати армування та бетонування ділянки плити на рівні 14-го поверху. - Встановити тимчасові опори на рівні 14-го поверху. - Виконати демонтаж ділянок №2 та №3 на рівні 15-го поверху. - Виконати армування та бетонування ділянки плити на рівні 15-го поверху.
Графічно-табличні дані	<ul style="list-style-type: none"> <i>Схеми розташування марок</i> <i>Відомості відносних відміток та зміщень</i> <i>Результати тригонометричного нівелювання</i> <i>Результати визначення кренів</i> <i>Графіки деформацій</i>
Виконано (ЗЗ ЦД)	<ul style="list-style-type: none"> <i>Виконано демонтаж однієї ділянки 14-го поверху.</i> <i>Встановлено тимчасові опори на рівні 13-го поверху.</i> <i>Виконується демонтаж ділянок №1, №2 та №4 на рівні 14-го поверху.</i> <i>Виконується демонтаж ділянок плити на рівні 13-го поверху.</i>

Таблиця 3.25

Зворотний зв'язок ЦД ПБ на вул. В. Чорновола 15А (м. Чернігів) – 4 цикл

17 листопада 2022 року (четвертий цикл)	
<p>Геодезичне забезпечення НТС Капітального ремонту (аварійно-відновлювальні роботи): Виконано 4-й цикл визначення відхилень від вертикалі граней кутів стін будівлі. Виконано 4-й цикл моніторингу прогинів перекриття 12-го, 13-го, 14-го та 15-го поверхів. Виконано 4-й цикл моніторингу розвитку в часі вертикальних переміщень несучих елементів каркасу.</p> <p>Зафіксовані результати:</p> <p>1. За результати визначення відхилень від вертикалі граней кутів стін будівлі зафіксовано відхилення що становлять від 1 мм до 72 мм, що не перевищують точності вимірювання в порівнянні з попередніми.</p> <p>2. За результатами 4-го циклу моніторингу прогинів перекриття 12-го поверху зафіксовано зміну висотного положення величиною до +1 мм (між 3-м та 4-м циклами). Марки з найбільшими відхиленнями було знищено через будівельні роботи. Станом на 19 жовтня ділянку перекриття в осях А-Г/8–10 демонтовано та відновлено.</p> <p>3. За результатами 4-го циклу моніторингу прогинів перекриття 13-го поверху зафіксовано зміну висотного положення величиною від -1 до +1 мм (між 3-м та 34м циклами). Марки з найбільшими відхиленнями було знищено через будівельні роботи.</p> <p>4. За результатами 4-го циклу моніторингу прогинів перекриття 14-го поверху зафіксовано зміну висотного положення величиною від -1 до +1 мм (між 3-м та 4-м циклами). Відхилення від проектного положення до 42 мм. Середнє відхилення -8,8 мм.</p> <p>5. За результатами 4-го циклу моніторингу прогинів перекриття 15-го поверху за даними тригонометричного нівелювання в осях А-Г/7–10 зафіксовано відхилення від горизонталі до -112 мм, що не перевищують точності вимірювання в порівнянні з попередніми.</p> <p>6. За результатами 4-го циклу моніторингу розвитку в часі вертикальних переміщень несучих елементів каркасу зафіксовано зміну висотного положення каркасу від -4 до +3 мм (між 3-м та 4-м циклами).</p>	
Рекомендації	<i>Продовжувати моніторинг до повного відновлення будівлі.</i>
Етап відновлювальних робіт	<i>Геодезичне забезпечення НТС Капітального ремонту (аварійно-відновлювальні роботи) - Відновлювальні роботи.</i>
Рекомендації по відновленню	<i>- Виконати демонтаж ділянки плити на рівні 16-го поверху. - Виконати армування та бетонування ділянки плити на рівні 16-го поверху.</i>
Графічно-табличні дані	<i>Схеми розташування марок Відомості відносних відміток та зміщень Результати тригонометричного нівелювання Результати визначення кренів Графіки деформацій</i>
Виконано (33 ЦД)	<i>Виконано армування та бетонування ділянки плити 13-го поверху. Виконано армування та бетонування ділянки плити 14-го поверху. Встановлено тимчасові опори на рівні 14-го поверху. Виконано демонтаж ділянок №2 та №3 15-го поверху. Виконано армування та бетонування ділянки плити на рівні 15-го поверху. Виконується демонтаж та армування ділянки плити 16-го поверху.</i>

На підставі розробки та застосуванню геометричного цифрового двійника для моніторингу деформаційних процесів ПБ в м. Чернігів по вул. В'ячеслава Чорновола, 15а в умовах воєнних дій, сформульовано висновки. Аналіз враховує методичні аспекти (нівелювання, лінійно-кутові вимірювання), емпіричні дані (кількість деформаційних марок, цикли спостережень), механізм ЗЗ та практичні рекомендації. Результати підкреслюють роль ЦД у забезпеченні динамічного оновлення моделі для прогнозування та відновлення об'єктів, з фокусом на воєнні пошкодження.

Концептуальна основа геометричного ЦД - цифрова 3D-модель, що відтворює просторову конфігурацію будівлі з акцентом на геометричні параметри (форми, положення, відхилення конструкцій), на відміну від повного ЦД, який включає фізико-механічні властивості. У контексті воєнних руйнувань (м. Чернігів) модель забезпечує фіксацію пошкоджень і моніторинг їхньої динаміки, слугуючи основою для прогнозування поведінки об'єкта та планування відновлювальних заходів (консервація, демонтаж). Це демонструє інноваційний підхід до інтеграції геодезичних обстежень у цифрове моделювання для умов невизначеності.

Спостереження за деформаціями організовано послідовно - від планувальних робіт до аналізу результатів. Емпіричними результатами вертикальних і горизонтальних деформацій стали результати спостережень за розвитком деформаційних процесів нестабільних конструкцій ПБ.

Механізм зворотного зв'язку цифрового двійника забезпечує динамічне оновлення моделі на основі даних моніторингу (зміни геометрії, прогини, крени), дозволяючи моделювати сценарії руйнування та повертати аналітичну інформацію для рішень (підсилення, демонтаж), у воєнних умовах це критично важливо для управління ризиками і планування подальших дій та оцінки завданих збитків.

Результати моніторингу підтверджують відсутність прогресуючих деформацій, але рекомендовано продовжити спостереження до завершення відновлення та протягом 6 місяців після закінчення відновлювальних робіт (з

частотою не менше як 1 раз на місяць). Це підкреслює роль геодезичних методів у комплексному обстеженні (крени, прогини, тріщини), особливо для воєнно-пошкоджених об'єктів, де один параметр (наприклад, крен) може бути в нормі, а інший – критичним. Адаптація ЦД до умов агресії (руйнування від ракет і дронів) відкриває перспективи для стандартизації відновлення інфраструктури.

Підсумок. Дослідження демонструють ефективність геометричного ЦД як інструменту для моніторингу та відновлення пошкоджених будівель у воєнних умовах з емпіричним підтвердженням стабільності конструкцій (без аварійних тенденцій), про що було опубліковано у роботах [177, 180, 189]. Розробка зворотного зв'язку посилює прогностичну цінність моделі, сприяючи безпеці та ефективності відновлювальних робіт. Результати мають потенціал для узагальнення в поствоєнній реконструкції, наголошуючи на необхідності комплексного геодезичного моніторингу для уникнення прогресуючих руйнувань.

3.4. Висновки за розділом 3.

У період до 2022 року автор зосередив зусилля на вдосконаленні технологій геодезичного та інклінометричного моніторингу для оцінки деформаційних процесів будівель і споруд, розташованих у зонах впливу нового будівництва в складних інженерно-геологічних умовах. Емпіричні дані, отримані протягом 2014–2019 років на об'єкті в м. Київ, виявили перевищення розрахункових деформацій (горизонтальні до 65 мм, вертикальні до 39 мм), що дозволило своєчасно коригувати проектні рішення та мінімізувати ризики для прилеглої забудови. Ці результати підкреслюють критичну роль систематичного моніторингу в забезпеченні стійкості будівельних об'єктів. Комбінація інклінометрії з геодезичними методами дозволила завчасно виявляти потенційні деформації, оскільки інтенсивність зафіксованих деформацій мала поетапний характер. Деформації фіксувалися спочатку по огороженню котловану, потім рух був відображений на

прилеглих територіях (інклінометричні свердловини зазнавали горизонтальних переміщень), далі фіксувалися осідання фундаментів будівель оточуючої забудови пізніше розкриття тріщин.

Повномасштабне вторгнення російської федерації в Україну з лютого 2022 року спричинило масові руйнування житлового фонду та інфраструктури, поставивши перед інженерами-будівельниками нові завдання. Автор переорієнтував розроблені раніше технології моніторингу на аналіз пошкоджень і моніторинг нестабільних конструкцій будівель, уражених ракетними ударами та дронами типу Shahed. Зокрема, на об'єкті в м. Чернігів (серпень–листопад 2022 року) виявлено значні пошкодження основних несучих конструкцій (ураження колон та перекриттів залізобетонного-монолітного каркасу). Прийнято рішення про впровадження моніторингу деформацій нестабільних конструкцій, частини будівлі вище місця ураження. Для цього було адаптовано технологію моніторингу, що роками відпрацьована на експериментальному полігоні в Києві. В процесі впровадження технологію дещо змінено під нові умови. Геотехнічна інклінометрія не призначена для моніторингу нестабільних конструкцій, що не зазнають впливу (динамічного навантаження) через основу. Така адаптація демонструє гнучкість методики в умовах воєнного часу. Автор запропонував використати технологію інклінометричних спостережень для моніторингу нестабільних схилів під дією динамічних навантажень від воєнних дій.

Аналіз даних підтверджує кореляцію між горизонтальними та вертикальними деформаціями (нерівномірність) і тріщиноутворенням, що обумовлено гідрогеологічними, температурними та воєнними факторами. Фази активізації деформацій в мирний час чітко пов'язані з етапами будівництва, у воєнних умовах деформації або руйнування пов'язані з динамічним впливом від воєнних дій - має непередбачуваний характер, від пошкоджень що зазнали конструкції та матеріали, також від втручання під час розбору завалів, розвантаження від завалів та від демонтажних заходів, що вимагає адаптивних інженерних рішень. Характер вертикальних деформацій

ПБ подібний до осідань фундаментів, що спричиняє розломи та розколи стін перекриттів. Горизонтальні зміщення під дією вибухової хвилі мають спільний характер деформацій до деформацій огородження котловану (подібні профілі та характер переміщень).

Розроблена автором методика оцінки пошкоджень на основі цифрового геометричного двійника стала ключовим інструментом для моніторингу та прогнозування стану ПБ на всіх етапах їх відновлення та експлуатації. У м. Чернігові (2022 рік) ця технологія дозволила відстежувати деформації, забезпечуючи зворотний зв'язок для прийняття рішень щодо консервації, підсилення чи демонтажу конструкцій. Цифровий двійник виявився ефективним інструментом для управління ризиками в умовах невизначеності, спричиненої воєнними діями.

Результати моніторингу ПБ сприяли запобіганню аварійним ситуаціям шляхом вчасного впровадження інженерних заходів, таких як підсилення конструкцій, встановлення додаткових підпірок або демонтаж (згідно з таблицею зворотного зв'язку). Адаптація довоєнних технологій до умов воєнного часу підкреслює їх універсальність. Для подальших досліджень рекомендується інтеграція штучного інтелекту для автоматизації аналізу даних, розширення методики на інші типи інфраструктури та розробка узагальнених стандартів для відновлення об'єктів у постконфліктних умовах.

Розділ 3 демонструє еволюцію технологій експериментального моніторингу від довоєнного вдосконалення методів до їх адаптації для вирішення викликів, спричинених воєнними руйнуваннями. Розробка цифрового геометричного двійника як інноваційного інструменту відкриває нові перспективи для оцінки стійкості та відновлення будівельних об'єктів. Отримані результати підкреслюють необхідність емпіричного підтвердження прогнозних моделей і мають потенціал для застосування в міжнародній практиці управління ризиками в умовах техногенних і воєнних катастроф.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У дисертаційній роботі вирішено актуальну науково-прикладну задачу з розробки та впровадження технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу деформацій будівель і споруд у складних інженерно-геологічних умовах, яку адаптовано до умов воєнного стану для оцінки технічного стану пошкоджених об'єктів.

Головні наукові та практичні результати роботи:

1. Проаналізовано сучасний стан та нормативну базу геодезичного моніторингу в Україні. Виявлено прогалини в регламентації інклінометричних спостережень та необхідність їх інтеграції з геодезичними методами для створення єдиного деформаційного поля.

2. Розроблено науково обґрунтовану технологію інтегрованого моніторингу, що поєднує наземні геодезичні вимірювання (тахеометрія, нівелювання) з підповерхневими інклінометричними спостереженнями. Це забезпечує підвищення точності контролю та дозволяє виявляти причинно-наслідкові зв'язки «огородження котловану – ґрунтовий масив – забудова».

3. Експериментально підтверджено ефективність технології на полігоні в м. Києві (вул. Мечникова, 11-А). Встановлено, що фактичні деформації (горизонтальні до 65 мм, вертикальні до 39 мм) перевищили розрахункові, що довело критичну важливість систематичного комбінованого моніторингу для запобігання аварійним ситуаціям.

4. Уперше адаптовано технологію до умов воєнного стану для моніторингу нестабільних конструкцій будівель, пошкоджених внаслідок ракетних ударів та вибухів (на прикладі об'єктів у м. Чернігів та м. Київ). Показано релевантність деформаційних профілів вибухового впливу та деформацій огородження котловану.

5. Розроблено методику створення геометричних цифрових двійників (типу «цифрова тінь») на основі даних моніторингу. Використання механізму зворотного зв'язку (Feedback) дозволило оперативно оновлювати розрахункові моделі ПБ (пошкоджених будівель) та приймати обґрунтовані

рішення щодо їх підсилення або демонтажу.

6. Удосконалено нормативно-методичне забезпечення: результати роботи інтегровано у розробку ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 та обґрунтовано створення стандарту організації України СОУ ДП НДІБК В.1.3-02495431-020:2025 «Особливості геодезичних досліджень при обстеженні пошкоджених будівель і споруд».

Результати досліджень були безпосередньо впроваджені під час науково-технічного супроводу на об'єктах:

- Реконструкція транспортної розв'язки на Поштовій площі (Київ).
- Укріплення схилу озера Глинка (Київ).
- Відновлення житлових будинків, пошкоджених військовими діями в Чернігові (вул. Чорновола, вул. Бєлова) та Києві (пр. Лобановського, вул. Липківського).

Доцільним є подальший розвиток технології в напрямі автоматизації збору даних за допомогою методів машинного навчання, інтеграції штучного інтелекту для прогнозування деформацій та розширення методики на об'єкти критичної транспортної та енергетичної інфраструктури в рамках післявоєнного відновлення України.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Scientists have calculated how many buildings in Ukraine were destroyed by the Russian army: the quantity is shocking. Retrieved from https://www.dialog.ua/ukraine/296077_1717492762
2. Росія з початку великої війни зруйнувала та пошкодила понад 250 тисяч українських будинків. Режим доступу: <https://www.komersant.info/rosiia-z-pochatku-velykoi-viyny-zruynuvala-ta-poshkodyla-ponad-250-tysiach-ukrainskykh-budynkiv/>
3. Analysis of the displacements of pipeline overpasses based on geodetic monitoring results [Електронний ресурс] / [R. Shults, A. Annenkov, G. Seitkazina та ін.] // Geodesy and Geodynamics, Volume 13, Issue 1, Pages 50-71. – 2022. – Режим доступу до ресурсу: <https://doi.org/10.1016/j.geog.2021.09.005>
4. Shults R. Investigation of the different weight models in Kalman filter: A case study of GNSS monitoring results [Електронний ресурс] / R. Shults, A. Annenkov // Geodesy and Geodynamics, Volume 9, Issue 3, Pages 220-228. – 2018. – Режим доступу до ресурсу: <https://doi.org/10.1016/j.geog.2017.09.003>
5. Шульц Р. В. Моніторинг пам'яток архітектури за допомогою даних наземного лазерного сканування / Р. В. Шульц, М. В., Білоус, О. М. Гончерюк // Сучасні проблеми архітектури та містобудування : наук.-техн. зб. / Київ. нац. ун-т буд-ва і архіт. ; відп. ред. М. М. Дьомін. - Київ : КНУБА, 2016. - Вип. 46. - С. 202 - 207. <https://repository.knuba.edu.ua/handle/987654321/5304>
6. Шульц Р В. Теорія і практика використання наземного лазерного сканування в задачах інженерної геодезії. Автореферат дисертації, д. т. н., – Київ, – 2012. – 32 с.
7. Войтенко С. П. Інженерна геодезія / Степан Петрович Войтенко. – Чернігів: НУ «Чернігівська політехніка», 2022. – 700 с. – (підручник). <http://ir.stu.cn.ua/123456789/26218>
8. Войтенко С. П. Визначення кренів інженерних споруд методом наземного лазерного сканування / С. П. Войтенко, Р. В. Шульц, М. Білоус. // Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва,. – 2009. – С. 144–150. https://vlp.com.ua/files/26_46.pdf.
9. Войтенко С. П. Імовірнісно-статистичний аналіз осідань і деформацій інженерних споруд / С. П. Войтенко // Інженерна геодезія : наук.-техн. зб. / Київ. нац. ун-т буд-ва та архітектури ; гол. ред. С. Войтенко. - Київ, 2018. - Вип. 65. - С. 17-25. <https://repository.knuba.edu.ua/server/api/core/bitstreams/1861490c-117c-4b55-8113-d5f1af6774c8/content>
10. Геодинаміка. Основи кінематичної геодезії / С.П. Войтенко, І.Л. Учитель, В.Н. Ярошенко, Б.Б. Капочкин. – Одеса: Астропринт, 2007. – 259 с.
11. Чибіряков В. К. Дослідження точності визначення осадок ґрунтових основ у постановці плоскої деформації / В. К. Чибіряков, В. С. Староверов, З. М.

- Кравченко. // Містобудування та територіальне планування. – 2011. – С. 449–459. <https://repository.knuba.edu.ua/server/api/core/bitstreams/6a3dcbfd-e4fa-492b-bbc8-49dbf395ccfe/content>
12. Чибіряков В. К. Геодезичний моніторинг зсувних ділянок магістральних трубопроводів / В. К. Чибіряков, В. С. Староверов, К. О. Нікітенко // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. зб. / Київ. нац. ун-т буд-ва і архіт. ; відп. ред. М. М. Осетрін. - Київ : КНУБА, 2012. - Вип. 46. – С. 625 - 630. <http://repository.knuba.edu.ua/handle/987654321/8231>
 13. Annenkov A. MONITORING THE DEFORMATION PROCESS OF ENGINEERING STRUCTURES USING BIM TECHNOLOGIES / A. Annenkov. // The International Archives of the Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences, Volume XLVI-5/W1-2022 Measurement, Visualisation and Processing in BIM for Design and Construction Management II, 7–8 Feb. 2022, Prague, Czech Republic. – 2022. – С. 15–20. <https://doi.org/10.5194/isprs-archives-XLVI-5-W1-2022-15-2022>.
 14. Shults, R.; Annenkov, A.; Bilous, M.; Kovtun, V. Interpretation of geodetic observations of the high-rise buildings displacements. J. Geod. Cartogr. 2016, 42, 39–46. <https://doi.org/10.3846/20296991.2016.1198566>
 15. Медведський, Ю., Анненков, А., Ісаєв, О., & Дем'яненко, Р. (2022). Автоматизація геодезичного моніторингу висотних споруд. Містобудування та територіальне планування, (81), 244–253. <https://doi.org/10.32347/2076-815x.2022.81.244-253>
 16. Сидоренко В. Д. Застосування цифрової інклінометрії в системах геодезичного моніторингу інженерних споруд / В. Д. Сидоренко, А. О. Анненков. – 2021. – С. 28.
 17. Анненков А. О. Теорія і практика застосування ГНСС-технологій в задачах геодезичного моніторингу інженерних споруд : дис. докт. техн. наук : 05.24.01 / Анненков Андрій Олександрович – Київ, 2021.
 18. Баран П. І. Інженерна геодезія Монографія / Петро Іванович Баран. – Київ: ПАТ "ВПОЛ", 2012. – 618 с.
 19. Бисовецкий Ю. А. Автоматизація геодезичних спостережень за гідротехнічними спорудами гідроелектростанцій Укргідроенерго / Ю. А. Бисовецкий, К. Р. Третьак, Е. С. Щучик. // Наука — науково-технічному прогресу в гідроенергетиці. – 2011. – С. 45–51.
 20. Tretyak K., Periy S., Sidorov I., Babiy L. (2015) Complex High Accuracy Satellite and Field Measurements of Horizontal and Vertical Displacements of Control Geodetic Network on Dniester Hydroelectric Pumped Power Station (HPPS). Geomatics and environmental engineering, 9 (1), 83-96
 21. Третьак К.Р, Петров С.Л, Голубінка Ю.І., Аль-Алусі Ф.К.Ф. Аналіз стійкості пунктів системи автоматизованого геодезичного моніторингу інженерних споруд Канівської ГЕС. Геодезія, картографія і аерофотознімання. 2014. Вип. 80, С. 5–19

22. Нестеренко С. В. Спостереження за вертикальними рухами греблі Канівської ГЕС різними геодезичними методами / С. В. Нестеренко, К. Р. Третяк. // Видавництво, технології, інженерія. – 2022. – С. 137–138.
23. Брусак І. В. Оцінка впливу сейсмічності та неприпливних атмосферних навантажень на деформації земної кори за даними ГНСС-вимірів : дис. канд. техн. наук : 103 «Науки про / Брусак Іван Віталійович – Львів, 2022. – 170 с.
24. Бурак К. О. Сучасні проблеми геодезичного контролю експлуатаційної надійності на АЕС та методи їх розв'язання : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня докт. техн. наук : спец. 05.24.01 "Геодезія, фотограмметрія і картографія" / Бурак Костянтин Омелянович – Львів, 2008. – 63 с.
25. Калюх Ю. І. Моніторинг Лівадійського палацу при змінах фізико-механічних характеристик ґрунтів Центральної Лівадійської зсувної системи/ Ю. І. Калюх, О. А. Клименков, Я. О. Берчун // Екологічна безпека та природокористування : зб. наук. праць / Ін-т телекомунікацій і глобал. інформ. простору ; Київ. нац. ун-т буд-ва і архіт. ; гол. ред. : О. С. Волошкіна, О. М. Трофимчук – Київ : ІТГП, 2016. – Вип. 1 – 2 (21) . – С. 69 – 82 . <http://repository.knuba.edu.ua:8080/xmlui/handle/987654321/2999>
26. Моніторинг будівель в умовах міської забудови/Г. Фаренюк, А. Хавкин, Ю. Калюх, В. Шокарев//Проблеми розвитку міського середовища.-2014.-Вип. 2.-С. 214-227. - Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Prms_2014_2_26
27. Особливості визначення осідань плитних фундаментів зернохосовищ силосного типу [Електронний ресурс] / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, С.Ф. Пічугін [та ін.] // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – 2010. – Вип. 2. – С. 101-110. <http://reposit.pntu.edu.ua/handle/PolNTU/7349>
28. Винников Ю.Л. Результати тривалих геодезичних спостережень за осіданнями будівель на набивних палях у пробитих свердловинах за умов замочених лесових ґрунтів / Ю.Л. Винников, І.В. Мірошниченко // Будівництво. Матеріалознавство. Машинобудування. Серія: Інноваційні технології життєвого циклу об'єктів житлово-цивільного, промислового та транспортного призначення. - 2011. - Вип. 61. - С. 88-92. <http://reposit.pntu.edu.ua/handle/PolNTU/7860>
29. J.F.A Moore. Monitoring Building Structures. Blackie and Son Ltd. / J.F.A Moore. – New York: Blackie, 1998. – 168 с. – (In the USA and Canada). <https://doi.org/10.1002/stc.1631>
30. Glisic, Branko, and Daniele Inaudi. Fibre optic methods for structural health monitoring. John Wiley & Sons, 2007.
31. Tomás, Roberto; García-Barba, Javier; Cano, Miguel; Sanabria, Margarita P; Ivorra, Salvador; Duro, Javier; Herrera, Gerardo (November 2012). "Subsidence damage assessment of a Gothic church using differential interferometry and field data". Structural Health Monitoring. 11 (6): 751–762.

<https://doi.org/10.1177/1475921712451953>

32. Tomás, R.; Cano, M.; García-Barba, J.; Vicente, F.; Herrera, G.; Lopez-Sanchez, J.M.; Mallorquí, J.J. (May 2013). "Monitoring an earthfill dam using differential SAR interferometry: La Pedrera dam, Alicante, Spain". *Engineering Geology*. 157: 21–32. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.01.022>.
33. John Dunnycliff. *Geotechnical Instrumentation For Monitoring Field Performance* / John Dunnycliff. – New York: John Wiley & Sons, 1993. – 680 c.
34. Machan, George, and Victoria Gene Bennett. "Use of inclinometers for geotechnical instrumentation on transportation projects: State of the practice." *Transportation Research Circular E-C129* (2008).
35. Abdoun, T., et al. "Asset management and safety assessment of levees and earthen dams through comprehensive real-time field monitoring." *Geotechnical and Geological Engineering* 31 (2013): 833-843.
36. Abdoun, T., Bennett, V., Danisch, L., & Barendse, M. (2008). Real-time construction monitoring with a wireless shape-acceleration array system. In *GeoCongress 2008: Characterization, Monitoring, and Modeling of GeoSystems* (pp. 533-540).
37. Alba, M., Fregonese, L., Prandi, F., Scaioni, M., & Valgoi, P. (2006). Structural monitoring of a large dam by terrestrial laser scanning. *International Archives of Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, 36(5), 6.
38. Scaioni, M., Marsella, M., Crosetto, M., Tornatore, V., & Wang, J. (2018). Geodetic and remote-sensing sensors for dam deformation monitoring. *Sensors*, 18(11), 3682.
39. Nurpeissova, M., Bitimbayev, M., Rysbekov, K., Derbisov, K., Turumbetov, & Shults, R. (2020). Geodetic substantiation of the saryarka copper ore region. *News of the National Academy of Sciences of the Republic of Kazakhstan, Series of Geology and Technical Sciences*, 6(444), 194-202. <http://doi.org/10.32014/2020.2518-170X.147>
40. Kuttykadamov, M. E., Rysbekov, K. B., Milev, I., Ystykul, K. A., & Bektur, B. K. (2016). GEODETIC MONITORING METHODS OF HIGH-RISE CONSTRUCTIONS DEFORMATIONS WITH MODERN TECHNOLOGIES APPLICATION. *Journal of Theoretical & Applied Information Technology*, 93(1).
41. Yavaşoğlu, H. H., Kalkan, Y., Tiryakioğlu, İ., Yigit, C. O., Özbey, V., Alkan, M. N., ... & Alkan, R. M. (2017). Monitoring the deformation and strain analysis on the Ataturk Dam, Turkey.
42. Baselga, S., Garrigues, P., Berné, J. L., Anquela, A. B., & Martín, A. (2011). Deformation monitoring in historic buildings: A case study. *Survey Review*, 43(323), 484-492.
43. Fregonese, L., Barbieri, G., Biolzi, L., Bocciarelli, M., Frigeri, A., & Taffurelli, L. (2013). Surveying and monitoring for vulnerability assessment of an ancient building. *Sensors*, 13(8), 9747-9773.

44. Devendra Kumar Yadav. A Critical Review on Slope Monitoring Systems with a Vision of Unifying WSN and IoT / Devendra Kumar Yadav, Singam Jayanthu, Santos Kumar Das. // ReView by River Valley Technologies. – 2019. – P. 2–19.
45. NASA, “Apollo 13 - Houston, we’ve got a problem.”, 1970
46. Grieves, J. Vickers, Digital Twin: Mitigating Unpredictable, Undesirable Emergent Behavior in Complex Systems, in: F.-J. Kahlen, S. Flumerfelt, A. Alves (Eds.) Transdisciplinary Perspectives on Complex Systems: New Findings and Approaches, Springer International Publishing, Cham, 2017, pp. 85-113.
47. BOB, DAVE, STEVE, Technology area 12: materials, structures, mechanical systems, and manufacturing road map, Washington DC: NASA Office of Chief Technologist, 2010
48. SHAFTO, CONROY, DOYLE, NASA technology roadmap: DRAFT modeling, simulation, information technology & processing roadmap technology area 11, Washington DC: National Aeronautics and Space Administration, 2010.
49. Kaliukh, I., Dunin, V., Marienkov, M. 2023. “Peculiarities of Applying the Risk Theory and Numerical Modeling to Determine the Resource of Buildings in a Zone of Influence of Military Actions.” *Cybern Syst Anal*, 59: 612–623. Accessed December 6, 2024. <http://doi.org/10.1007/s10559-023-00596-w>.
50. Kaliukh, I., Vasylenko, V., Berchun, Y., Vapnichna, V., Sedin, V., Tytarenko, O. 2023. “The Computational Intelligence application for assessing the technical state of a multi-storey building damaged by an explosion.” Paper presented at the conference IEEE 4th KhPI Week on Advanced Technology (KhPIWeek), Kharkiv, Ukraine, October 2-5. Accessed December 6, 2024. <http://doi.org/10.1109/KhPIWeek61412.2023.10312914>.
51. Slyusarenko, Y. et al. 2023. “Experimental Solving the Problem of the Shelter Object Reinforced Concrete Structures Thermal Expansion.” In: Ilki, A., Çavunt, D., Çavunt, Y.S. (eds) *Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient. fib Symposium 2023. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 350. Springer, Cham. Accessed December 6, 2024. http://doi.org/10.1007/978-3-031-32511-3_173
52. Kaliukh, I., Klymenkov, O., Berchun, V., et al. 2024. “The excessive tilts elimination in the high-rise buildings using an experimental information and analytical system and digital twins.” In: No. 67. *ReConStruct - Resilient Concrete Structures - 20th fib Symposium Proceedings - 11-13 November 2024 - Christchurch, New Zealand*: 2326–2336.
53. Marienkov, M., Kaliukh, I., Trofymchuk, O. 2024. “The digital twin use for modeling the multi storey building response to seismic impacts.” *Structural Concrete* 25(3): 2079-2096. Accessed December 6, 2024. <http://doi.org/10.1002/suco.202300695>.
54. S. Kaewunruen, N. Xu, Digital twin for sustainability evaluation of railway station buildings, *Front. Built Environ.* 4 (2018).
55. Y. Pan, L. Zhang, A BIM-data mining integrated digital twin framework for

- advanced project management, *Autom. Constr.* 124 (2021) 103564
56. J. Zhang, J.C.P. Cheng, W. Chen, K. Chen, Digital twins for construction sites: Concepts, LoD definition, and applications, *J. Manag. Eng.* 38 (2022) 04021094.
 57. Y. Ham, J. Kim, Participatory sensing and digital twin city: Updating virtual city models for enhanced risk-informed decision-making, *J. Manag. Eng.* 36 (2020) 04020005.
 58. G. Bhatti, H. Mohan, R. Raja Singh, Towards the future of smart electric vehicles: Digital twin technology, *Renew. Sustain. Energy Rev.* 141 (2021) 110801.
 59. S.A.P. Kumar, R. Madhumathi, P.R. Chelliah, L. Tao, S. Wang, A novel digital twin-centric approach for driver intention prediction and traffic congestion avoidance, *J. Reliab. Intell. Environ.* 4 (2018) 199–209.
 60. A. Francisco, N. Mohammadi, J.E. Taylor, Smart city digital twin-enabled energy management: Toward real-time urban building energy benchmarking, *J. Manag. Eng.* 36 (2020) 04019045.
 61. T. Han, J. Zhao, W. Li, Smart-guided pedestrian emergency evacuation in slender-shape infrastructure with digital twin simulations, *Sustainability* (2020).
 62. G. Coorey, G.A. Figtree, D.F. Fletcher, J. Redfern, The health digital twin: advancing precision cardiovascular medicine, *Nat. Rev. Cardiol.* 18 (2021) 803–804.
 63. R. Lu, I. Brilakis, Digital twinning of existing reinforced concrete bridges from labelled point clusters, *Autom. Constr.* 105 (2019) 102837.
 64. F. Jiang, L. Ma, T. Broyd, W. Chen, H. Luo, Building digital twins of existing highways using map data based on engineering expertise, *Autom. Constr.* 134 (2022) 104081.
 65. W. Jia, W. Wang, Z. Zhang, From simple digital twin to complex digital twin Part I: A novel modeling method for multi-scale and multi-scenario digital twin, *Adv. Eng. Inf.* 53 (2022) 101706.
 66. H. Fathi, I. Brilakis, A videogrammetric as-built data collection method for digital fabrication of sheet metal roof panels, *Adv. Eng. Inf.* 27 (4) (2013) 466–476
 67. K. Khoshelham, Smart heritage: challenges in digitisation and spatial information modelling of historical buildings. 2nd Workshop on Computing Techniques for Spatio-Temporal Data in Archaeology and Cultural Heritage, Melbourne, Australia, 2018.
 68. M. Arashpour, T. Ngo, H. Li, Scene understanding in construction and buildings using image processing methods: a comprehensive review and a case study, *J. Build Eng.* (2020) 101672.
 69. V. Patraucean, I. Armeni, M. Nahangi, J. Yeung, I. Brilakis, C. Haas, State of research in automatic as-built modelling, *Adv. Eng. Inf.* 29 (2) (2015) 162–171.
 70. P. Tang, D. Huber, B. Akinci, R. Lipman, A. Lytle, Automatic reconstruction of as-built building information models from laser-scanned point clouds: a review of related techniques, *Autom. Construct.* 19 (7) (2010) 829–843.
 71. M.-K. Kim, H. Sohn, C.-C. Chang, Automated dimensional quality assessment of

- precast concrete panels using terrestrial laser scanning, *Autom. ConStruct.* 45 (2014) 163–177. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2014.05.015>
72. M.-K. Kim, Q. Wang, J.W. Park, J.C. Cheng, H. Sohn, C.C. Chang, Automated dimensional quality assurance of full-scale precast concrete elements using laser scanning and BIM, *Autom. ConStruct.* 72 (2016) 102–114.
 73. J. Guo, Q. Wang, J.H. Park, Geometric quality inspection of prefabricated MEP modules with 3D laser scanning, *Autom. ConStruct.* 111 (2020) 103053
 74. Y. Tan, S. Li, Q. Wang, Automated geometric quality inspection of prefabricated housing units using BIM and LiDAR, *Rem. Sens.* 12 (15) (2020) 2492.
 75. R. Maalek, D.D. Lichti, R. Walker, A. Bhavnani, J.Y. Ruwanpura, Extraction of pipes and flanges from point clouds for automated verification of pre-fabricated modules in oil and gas refinery projects, *Autom. ConStruct.* 103 (2019) 150–167.
 76. Y. Turkan, F. Bosche, C.T. Haas, R. Haas, Automated progress tracking using 4D schedule and 3D sensing technologies, *Autom. ConStruct.* 22 (2012) 414–421
 77. F. Bosch'e, M. Ahmed, Y. Turkan, C.T. Haas, R. Haas, The value of integrating Scan-to-BIM and Scan-vs-BIM techniques for construction monitoring using laser scanning and BIM: the case of cylindrical MEP components, *Autom. ConStruct.* 49 (2015) 201–213.
 78. N. Puri, Y. Turkan, Bridge construction progress monitoring using lidar and 4D design models, *Autom. ConStruct.* 109 (2020) 102961.
 79. C.H.P. Nguyen, Y. Choi, Comparison of point cloud data and 3D CAD data for on-site dimensional inspection of industrial plant piping systems, *Autom. ConStruct.* 91 (2018) 44–52.
 80. P. Müller, P. Wonka, S. Haegler, A. Ulmer, L. Van Gool, Procedural modeling of buildings, in: *ACM SIGGRAPH 2006 Papers*, 2006, pp. 614–623.
 81. N. Ripperda, C. Brenner, Application of a formal grammar to facade reconstruction in semiautomatic and automatic environments, in: *Proc. Of the 12th AGILE Conference on GIScience*, 2009.
 82. S.I. Zolanvari, D.F. Laefer, A.S. Natanzi, Three-dimensional building façade segmentation and opening area detection from point clouds, *ISPRS J. Photogrammetry Remote Sens.* 143 (2018) 134–149.
 83. M. Awrangjeb, C.S. Fraser, An automatic and threshold-free performance evaluation system for building extraction techniques from airborne LIDAR data, *IEEE.J.Sel. Top.Appl. Earth.Obs.Remote Sens* 7 (10) (2014) 4184–4198
 84. S.O. Elberink, G. Vosselman, Quality analysis on 3D building models reconstructed from airborne laser scanning data, *ISPRS J. Photogrammetry Remote Sens.* 66 (2) (2011) 157–165.
 85. L. Truong-Hong, D.F. Laefer, T. Hinks, H. Carr, Flying voxel method with Delaunay triangulation criterion for façade/feature detection for computation, *J. Comput. Civ. Eng.* 26 (6) (2012) 691–707.
 86. H. Tran, K. Khoshelham, A. Kealy, Geometric comparison and quality evaluation

- of 3D models of indoor environments, *ISPRS J. Photogrammetry Remote Sens.* 149 (2019) 29–39.
87. Y. Li, P. Ni, L. Sun, Y. Xia, Finite element model-informed deep learning for equivalent force estimation and full-field response calculation, *Mech. Syst. Sig. Process.* 206 (2024) 110892.
 88. M. Austin, P. Delgoshaei, M. Coelho, M. Heidarinejad, Architecting smart city digital twins: Combined semantic model and machine learning approach, *J. Manag. Eng.* 36 (2020) 04020026
 89. S. Chakraborty, S. Adhikari, Machine learning based digital twin for dynamical systems with multiple time-scales, *Comput. Struct.* 243 (2021) 106410.
 90. D. Gürdür Broo, M. Bravo-Haro, J. Schooling, Design and implementation of a smart infrastructure digital twin, *Autom. Constr.* 136 (2022) 104171.
 91. C. Szegedy, A. Toshev, D. Erhan, Deep neural networks for object detection, in: C. J. Burges, L. Bottou, M. Welling, Z. Ghahramani, K.Q. Weinberger (Eds.), *Advances in Neural Information Processing Systems 26*, Curran Associates Inc., Red Hook, NY, United States, 2013, in: <https://proceedings.neurips.cc/paper/2013/file/f7cade80b7cc92b991cf4d2806d6bd78-Paper.pdf>. (Accessed 4 April 2022).
 92. R. Girshick, J. Donahue, T. Darrell, J. Malik, Rich feature hierarchies for accurate object detection and semantic segmentation, in: *Proceedings of the IEEE Conference on Computer Vision Pattern Recognition*, 2014, pp. 580–587, <https://doi.org/10.1109/CVPR.2014.81s>
 93. R. Girshick, Fast r-CNN, in: *Proceedings of the IEEE International Conference on Computer Vision*, 2015, pp. 1440–1448, <https://doi.org/10.1109/ICCV.2015.169>.
 94. K. He, G. Gkioxari, P. Dollár, R. Girshick, Mask r-cnn, in: *Proceedings of the IEEE International Conference on Computer Vision*, 2017, pp. 2961–2969, <https://doi.org/10.1109/ICCV.2017.322>.
 95. Y. Jiang, D. Pang, C. Li, A deep learning approach for fast detection and classification of concrete damage, *Automat. Constr.* 128 (2021) 103785, <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2021.103785>.
 96. Y. Tan, R. Cai, J. Li, P. Chen, M. Wang, Automatic detection of sewer defects based on improved you only look once algorithm, *Automat. Constr.* 131 (2021) 103912, <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2021.103912>
 97. Y. Wu, Y. Qin, Y. Qian, F. Guo, Automatic detection of arbitrarily oriented fastener defect in high-speed railway, *Automat. Constr.* 131 (2021) 103913, <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2021.103913>
 98. I. Jeelani, K. Asadi, H. Ramshankar, K. Han, A. Albert, Real-time vision-based worker localization & hazard detection for construction, *Automat. Constr.* 121 (2021) 103448, <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2020.103448>
 99. H. Son, C. Kim, Integrated worker detection and tracking for the safe operation of construction machinery, *Automat. Constr.* 126 (2021) 103670,

- <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2021.103670>
100. N.D. Nath, A.H. Behzadan, S.G. Paal, Deep learning for site safety: real-time detection of personal protective equipment, *Automat. Constr.* 112 (2020) 103085, <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2021.103670>.
 101. Z. Kolar, H. Chen, X. Luo, Transfer learning and deep convolutional neural networks for safety guardrail detection in 2d images, *Automat. Constr.* 89 (2018) 58–70, <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2018.01.003>.
 102. S.J. Pan, Q. Yang, A survey on transfer learning, *IEEE Trans. Knowledge Data Eng.* 22 (10) (2009) 1345–1359, <https://doi.org/10.1109/TKDE.2009.191>.
 103. J. Deng, W. Dong, R. Socher, L.-J. Li, K. Li, L. Fei-Fei, Imagenet: a large-scale hierarchical image database, in: *IEEE Conference on Computer Vision and Pattern Recognition*, IEEE, 2009, pp. 248–255, <https://doi.org/10.1109/CVPR.2009.5206848>
 104. M. Everingham, L. Van Gool, C.K. Williams, J. Winn, A. Zisserman, The pascal visual object classes (voc) challenge, *Int. J. Comput. Vision* 88 (2) (2010) 303–338, <https://doi.org/10.1007/s11263-009-0275-4>
 105. Lin, TY. *et al.* (2014). Microsoft COCO: Common Objects in Context. In: Fleet, D., Pajdla, T., Schiele, B., Tuytelaars, T. (eds) *Computer Vision – ECCV 2014*. ECCV 2014. Lecture Notes in Computer Science, vol 8693. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-319-10602-1_48
 106. Q. Lu, L. Chen, S. Li, M. Pitt, Semi-automatic geometric digital twinning for existing buildings based on images and cad drawings, *Automat. Constr.* 115 (2020) 103183, <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2020.103183>.
 107. Y. Zhao, X. Deng, H. Lai, Reconstructing bim from 2d structural drawings for existing buildings, *Automat. Constr.* 128 (2021) 103750, <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2021.103750>.
 108. ДБН В.1.3-2:2010. Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Геодезичні роботи у будівництві / Мінрегіонбуд України. – К. : Укрархбудінформ, 2010. – 55 с. https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=25911
 109. ДСТУ Б В.2.1-30:2014«Ґрунти. Методи вимірювання деформацій основ будинків і споруд» / Мінрегіон України. – Київ, 2015. https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=59085
 110. ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд / УкрНДНЦ. – Київ, 2017. – 38 с. https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=65024
 111. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1 / Міністерство розвитку громад та територій України. – Київ, 2022. https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=78683
 112. ДБН В.1.2-5:2007 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних

- об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів / Мінрегіонбуд України. – К. : 2008. https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=21673
113. ДБН В.2.1–10: 2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення, К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2019. – 36 с. https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=78687
 114. ДБН А.3.1.-5:2016. Організація будівельного виробництва / Мінрегіонбуд України. – К.: 2016. – 46 с. https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=64312
 115. ЗАКОН УКРАЇНИ Про регулювання містобудівної діяльності [Електронний ресурс]. – 2011. – Режим доступу до ресурсу: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/3038-17#n3>.
 116. Закон України Про топографо-геодезичну і картографічну діяльність [Електронний ресурс]. – 1999. – Режим доступу до ресурсу: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/353-14#Text>
 117. Закон України Про метрологію та метрологічну діяльність [Електронний ресурс]. – 2014. – Режим доступу до ресурсу: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1314-18#Text>.
 118. ISO 18674-1:2015 Geotechnical investigation and testing – Geotechnical monitoring by field instrumentation – Part 1: General rules <https://www.iso.org/standard/63168.html>
 119. ISO 18674-3:2017 Geotechnical investigation and testing – Geotechnical monitoring by field instrumentation – Part 3: Measurement of displacements across a line: Inclinometers <https://www.iso.org/standard/69207.html>
 120. ISO/CD 18674-9 Geotechnical investigation and testing – Geotechnical monitoring by field instrumentation Part 9: Measurement of displacements by geodetic means <https://www.iso.org/standard/82777.html>
 121. ISO/CD 18674-6 Geotechnical investigation and testing – Geotechnical monitoring by field instrumentation Part 6: Measurement of settlement — Hydraulic systems <https://www.iso.org/ru/standard/82775.html?browse=tc>
 122. ДБН А.2.1-1-2008. Інженерні вишукування для будівництва / Мінрегіонбуд України. – К. : 2008. https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=40217
 123. ДБН В.1.1-45:2017 Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення / Мінрегіонбуд України. – К.: 2017. – 35 с. https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=71184
 124. ДСТУ 9273:2024 Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість / ДП «УкрНДНЦ». К.: 2024. https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=106902
 125. Яковенко, М. (2025). Лекція: СУТЬ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ ГЕОДЕЗИЧНОГО

- МОНІТОРИНГУ ДЕФОРМАЦІЙ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД. Available from: <https://www.researchgate.net/publication/394366654>
126. Яковенко, М., Мелашенко, Ю., Зорін, Є., & Бень, І. (2023). Багаторічний моніторинг деформацій будівель і споруд геодезичними методами. *Наука та будівництво*, 37(3). Режим доступу: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-3-2023-8>
 127. Яковенко, М., Нестеренко, О., Зорін, Є., & Бень, І. (2021). Моніторинг сезонного розкриття тріщин на прикладі Національного заповідника «Софія Київська». *Сучасні проблеми Архітектури та Містобудування*, (61), 276–291. <https://doi.org/10.32347/2077-3455.2021.61.276-291>
 128. ДБН В.1.1-46:2017 Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення / Мінрегіон України. К.: 2017. https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=72096
 129. Яковенко, М. (2025). Інклінометричні технології моніторингу зсувних процесів ґрунтових масивів. *Наука та будівництво*, 43(1). <https://doi.org/10.33644/2313-6679-1-2025-6>
 - 130 Boschert, Stefan; Rosen, Roland (2016). Digital Twin —The Simulation Aspect. In Peter Hehenberger, David Bradley (Eds.): *Mechatronic Futures*. Cham: Springer International Publishing, pp. 59–74.
 - 131 A.K. Ghosh, S.U. AMM, A. Kubo, Hidden Markov model-based digital twin construction for futuristic manufacturing systems', *Artificial Intelligence for Engineering Design, Analysis and Manufacturing: AI EDAM* 33 (3) (2019) 317–331.
 - 132 K.A. Hribernik, L. Rabe, K.-D. Thoben, J. Schumacher, The product avatar as a product-instance-centric information management concept, *Int. J. Prod. Lifecycle Manag.* 1 (4) (2006) 367–379.
 - 133 M. Borth, J. Verriet, G. Muller, Digital twin strategies for SoS: 4 challenges and 4 architecture setups for digital twins of SoS. *IEEE SOSE 2019 in Anchorage*, 2019, <https://doi.org/10.1109/SYSESE.2019.8753860>.
 - 134 Brenner, Beate; Hummel, Vera (2017). Digital Twin as Enabler for an Innovative Digital Shopfloor Management System in the ESB Logistics Learning Factory at Reutlingen - University. In *Procedia Manufacturing*, 9, pp. 198–205.
 - 135 J. Mason, Intelligent contracts and the construction industry, *J. Leg. Aff. Dispute Resolut. Eng. Constr.* 9 (3) (2017), 04517012.
 - 136 G. Fotland, C. Haskins, T. Rølvåg, Trade study to select best alternative for cable and pulley simulation for cranes on offshore vessels, *Syst. Eng.* 23 (2) (2020) 177–188.
 - 137 F. Tao, F. Sui, A. Liu, Q. Qi, M. Zhang, B. Song, et al., Digital twin-driven product design framework, *Int. J. Prod. Res.* 57 (12) (2019) 3935–3953, <https://doi.org/10.1080/00207543.2018.1443229> .

- 138 J. Li, D. Greenwood, M. Kassem, Blockchain in the built environment and construction industry: a systematic review, conceptual models and practical use cases, *Autom. ConStruct.* 102 (2019) 288–307.
- 139 M. Schluse, J. Rossmann, 'From Simulation to Experimentable Digital Twins', 2016 IEEE Int. Symp., 2016, pp. 1–6, 2016.
- 140 A. Canedo, *Industrial IoT Lifecycle via Digital Twins*, ACM Press, 2016, <https://doi.org/10.1145/2968456.2974007>
- 141 T. Gabor, L. Belzner, M. Kiermeier, M.T. Beck, A. Neitz, 'A simulation-based architecture for smart cyber-physical systems', *IEEE* (2016) <https://doi.org/10.1109/icac.2016.29>. <https://dx.doi.org/10.1109/ICAC.2016.29>
- 142 M. Liu, S. Fang, H. Dong, C. Xu, Review of digital twin about concepts, technologies, and industrial applications, *J. Manuf. Syst.* 58, Part B (January 2021) 346–361.
- 143 Werner Kritzing, Matthias Karner, Georg Traar, Jan Henjes, Wilfried Sihn, Digital Twin in manufacturing: A categorical literature review and classification, *IFAC-PapersOnLine*, Volume 51, Issue 11, 2018, Pages 1016-1022, ISSN 2405-8963, <https://doi.org/10.1016/j.ifacol.2018.08.474>.
- 144 Valerian Vanessa Tuhaise, Joseph Handibry Mbatu Tah, Fonbeyin Henry Abanda, Technologies for digital twin applications in construction, *Automation in Construction*, Volume 152, 2023, 104931, ISSN 0926-5805, <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2023.104931>.
145. Програма науково-технічного супроводу проектування і будівництва об'єкту: " Будівництво офісно-житлового центру за адресою: вул. Мечникова, 11а у Печерському районі м. Києва" (Позначення: ПРГ-210-Д11.3482.14-001) / Ю. Б. Мелашенко, І. В. Матвєєв, Ю. І. Іщенко, Н. М. Кошелева, О.В. Бень, М.С. Яковенко // ДП НДІБК. – Київ: 2015. – С. 18.
146. Топографічний план М1:500 ділянки на вул. Мечникова 11А в Печерському районі м. Києва, станом на жовтень 2002 року / Автори: Порало, Кормачов, Котик, Невоїт //«Київгеоінформатика» – Київ: 2002.
147. Електронний ресурс: https://signature.ua/#menu_modal
148. Уточнення конструктивних параметрів існуючої споруди в котловані будівництва та розрахункове обґрунтування її надбудови на об'єкті «Будівництво офісно-житлового центру за адресою: вул. Мечникова, 11а у Печерському районі м. Києва». Книга 2 – Визначення зсувного тиску, що діє на існуючу споруду в котловані будівництва. Звіт науково-технічної роботи (Позначення: ЗНТ-210-Д7.3482-003) / Ю. Б. Мелашенко, Ю. І. Іщенко, І. В. Матвєєв, А. І. Кисіль. // ДП НДІБК. – Київ: 2015. – С. 43.
149. Розрахунки конструкцій огороження котловану та стійкості схилу і розроблення рекомендацій щодо їх утримання під час виїмки ґрунту на об'єкті «Будівництво офісно-житлового центру за адресою: вул. Мечникова, 11а у Печерському районі м. Києва». Звіт науково-технічної

- роботи (Позначення: ЗНТ-210-Д4.3482-001) / І. В. Матвеев, Ю. І. Іщенко, А. І. Кисіль. // ДП НДІБК. – Київ: 2015. – С. 115.
150. Уточнення конструктивних параметрів існуючої споруди в котловані будівництва та розрахункове обґрунтування її надбудови на об'єкті «Будівництво офісно-житлового центру за адресою: вул. Мечникова, 11а у Печерському районі м. Києва». Книга 3 – Результати обґрунтування надбудови існуючої споруди в котловані будівництва. Звіт науково-технічної роботи (Позначення: ЗНТ-210-Д7.3482-003) / Ю. Б. Мелашенко, Ю. І. Іщенко, І. В. Матвеев, А. І. Кисіль. // ДП НДІБК. – Київ: 2015. – С. 88.
151. Науково-технічний супровід об'єкта «Будівництво офісно-житлового центру за адресою: вул. Мечникова, 11а у Печерському районі м. Києва». Книга 1 – Розрахунки конструкцій огороження котловану з урахуванням розпірної системи з труб під час виїмки ґрунту до абсолютної відмітки +147,9 м та розроблення висновків щодо її працездатності за призначенням. Звіт науково-технічної роботи (Позначення: ЗНТ-210-Д10.3482-001) / Ю. Б. Мелашенко, Ю. І. Іщенко, І. В. Матвеев, А. І. Кисіль. // ДП НДІБК. – Київ: 2015. – С. 72.
152. Науково-технічний супровід об'єкта «Будівництво офісно-житлового центру за адресою: вул. Мечникова, 11а у Печерському районі м. Києва». Книга 2 – Розрахунки конструкцій огороження котловану з урахуванням розпірної системи з труб під час виїмки ґрунту до абсолютної відмітки +147,9 м та розроблення висновків щодо її працездатності за призначенням. Звіт науково-технічної роботи (Позначення: ЗНТ-210-Д10.3482-002) / Ю. Б. Мелашенко, Ю. І. Іщенко, І. В. Матвеев, А. І. Кисіль. // ДП НДІБК. – Київ: 2015. – С. 70.
153. Моніторинг деформацій будинків №№ 7, 9, 11/12 на пров. Мар'яненка, №№ 9, 11 на вул. Мечникова та новобудови на вул. Мечникова, 11а в Печерському районі м. Києва. Проміжний станом на 12.07.2014 року: Звіт про науково-технічну роботу (Позначення: ЗНТ-354-3482.14-П01) / І. Матвеев, О. Бень, Є. Зорін, І. Бень, С. Волков, В. Семигайло, М. Яковенко //НДІБК. – Київ: 2014. – С. 28.
154. Моніторинг деформацій будинків №№ 7, 9, 11/12 на пров. Мар'яненка, №№ 9, 11 на вул. Мечникова та новобудови на вул. Мечникова, 11а в Печерському районі м. Києва. Заключний: Звіт про науково-технічну роботу (Позначення: ЗНТ-354-3482.14-310) / Ю. Мелашенко, І. Матвеев, О. Бень, Є. Зорін, І. Бень, С. Волков, В. Семигайло, М. Яковенко //НДІБК. – Київ: 2015. – С. 87.
155. Продовження моніторингу деформацій будинків №№ 7, 9, 11/12 на пров. Мар'яненка, №№ 9, 11 на вул. Мечникова та новобудови на вул. Мечникова, 11а в Печерському районі м. Києва. Заключний: Звіт про науково-технічну роботу (Позначення: ЗНТ-354-3482.14-313) / Ю.

- Мелашенко, О. Бень, І. Бень, В. Семигайло, М. Яковенко С. Волков, //НДІБК. – Київ: 2016. – С. 86.
156. Додаткові інженерно-геологічні вишукування на майданчику житлового будинку по пров. І. Мар'яненка, 7 і майданчику будівництва по вул. Мечникова (між будинками №9а і 11) в Печерському районі м. Києва. Книга 1- Розробка проекту захисту житлового будинку по пров. І. Мар'яненка, 7 від нерівномірних деформацій основи : Звіт про науково-технічну роботу (заключний) (Позначення: ЗНТ-304-1638.07-301) / І. Матвеев, Ю. Мелашенко, С. Поклонський, Л. Покотило. //НДІБК. – Київ: 2008. – С. 94.
157. Будівництво офісно-житлового центру між будинками 9а і 11 по вул. Мечникова: Звіт про інженерно-геологічні вишукування / ВАТ “Київпроект”. Арх. №13071. КИЇВГЕО – Київ: 2006. – С. 83.
158. Комплексні інженерно-геологічні вишукування на майданчику житлового будинку по пров. Мар'яненка, 7 і майданчику будівництва по вул. Мечникова (між будинками №9А і 11) в Печерському районі м. Києва: Звіт про науково-технічну роботу (заключний) / НДІБК. – Київ: 2007. – С. 112.
159. Додаткові інженерно-геологічні вишукування на майданчику житлового будинку по пров. І. Мар'яненка, 7 і майданчику будівництва по вул. Мечникова (між будинками №9а і 11) в Печерському районі м. Києва. Книга 1: Розробка проекту захисту житлового будинку по пров. І. Мар'яненка, 7 від нерівномірних деформацій основи : Звіт про науково-технічну роботу (заключний) (Позначення: ЗНТ-304-1638.07-301) / / І. Матвеев, Ю. Мелашенко, С. Поклонський, Л. Покотило. //НДІБК. – Київ: 2008. – С. 94.
160. Інструментальні інженерно-геодезичні спостереження за деформаціями будинків, що оточують будівельний майданчик по вул. Мечникова, 9а-11. Книга 3: Розробка проекту захисту житлового будинку по пров. І. Мар'яненка, 7 від нерівномірних деформацій основи : Звіт про науково-технічну роботу (заключний) (Позначення: ЗНТ-304-1638.07-301) / І. Матвеев, Ю. Мелашенко, О. Бень, М. Андрющенко, С. Волков, О. Добруцька, Д. Куделя, І. Бень. //НДІБК. – Київ: 2008. – С. 99.
161. Оцінка технічного стану будинків №№ 9, 9-а, 11 по вул. Мечникова, №№ 7, 9, 11/12 по провулку Мар'яненка та №№ 3, 4, 5, 8 по провулку Гордієнка в м. Києві. Книга 2: Результати обстеження технічного стану будинку № 7 на провулку Івана Мар'яненка: Звіт про науково-технічну роботу (Позначення: ЗНТ-210-3482.Д1.14 – 002) / І. Матвеев, Н. Кошелева, В. Сотула, А. Шевченко, В. Шевченко, О. Бень, Є. Зорін //НДІБК. – Київ: 2014. – С. 445.
162. Оцінка технічного стану будинків №№ 9, 9-а, 11 по вул. Мечникова, №№ 7, 9, 11/12 по провулку Мар'яненка та №№ 3, 4, 5, 8 по провулку

- Гордієнка в м. Києві. Книга 3: Результати обстеження технічного стану будинку № 9 на провулку Івана Мар'яненка: Звіт про науково-технічну роботу (Позначення: ЗНТ-210-3482.Д1.14 – 003) / І. Матвеєв, Н. Кошелева, В. Сотула, А. Шевченко, В. Шевченко //НДІБК. – Київ: 2014. – С. 241.
163. Оцінка технічного стану будинків №№ 9, 9-а, 11 по вул. Мечникова, №№ 7, 9, 11/12 по провулку Мар'яненка та №№ 3, 4, 5, 8 по провулку Гордієнка в м. Києві. Книга 8: Результати обстеження технічного стану будинку № 11/12 на провулку Івана Мар'яненка: Звіт про науково-технічну роботу (Позначення: ЗНТ-210-3482.Д1.14 – 008) / І. Матвеєв, Н. Кошелева, В. Сотула, А. Шевченко, В. Шевченко //НДІБК. – Київ: 2014. – С. 280.
164. Оцінка технічного стану будинків №№ 9, 9-а, 11 по вул. Мечникова, №№ 7, 9, 11/12 по провулку Мар'яненка та №№ 3, 4, 5, 8 по провулку Гордієнка в м. Києві. Книга 10: Результати обстеження технічного стану будинку № 9А по вул. Мечникова: Звіт про науково-технічну роботу (Позначення: ЗНТ-210-3482.Д1.14 – 010) / І. Матвеєв, Н. Кошелева, В. Сотула, А. Шевченко, В. Шевченко, О. Бень, Є. Зорін //НДІБК. – Київ: 2014. – С. 162.
165. Оцінка технічного стану будинків №№ 9, 9-а, 11 по вул. Мечникова, №№ 7, 9, 11/12 по провулку Мар'яненка та №№ 3, 4, 5, 8 по провулку Гордієнка в м. Києві. Книга 9: Результати обстеження технічного стану будинку № 11 по вул. Мечникова: Звіт про науково-технічну роботу (Позначення: ЗНТ-210-3482.Д1.14 – 009) / І. Матвеєв, Н. Кошелева, В. Сотула, А. Шевченко, В. Шевченко, О. Бень, Є. Зорін //НДІБК. – Київ: 2014. – С. 368.
166. Продовження моніторингу деформацій будинків №№ 7, 9, 11/12 на пров. Мар'яненка, №№ 9, 11 на вул. Мечникова та новобудови на вул. Мечникова, 11а в Печерському районі м. Києва. Станом на 20.10.2017 року. Проміжний: Звіт про науково-технічну роботу (Позначення: ЗНТ-354-Д18.3482.14-П04) / Ю. Мелашенко, О. Бень, М. Яковенко С. Волков, Т. Письмак //НДІБК. – Київ: 2017. – С. 44.
167. Продовження моніторингу деформацій будинків №№ 7, 9, 11/12 на пров. Мар'яненка, №№ 9, 11 на вул. Мечникова та новобудови на вул. Мечникова, 11а в Печерському районі м. Києва. Станом на 18.10.2018 року. Проміжний: Звіт про науково-технічну роботу (Позначення: ЗНТ-354-Д18.3482.14-П08) / Ю. Мелашенко, О. Бень, Є. Зорін, І. Бень, М. Яковенко С. Волков, Т. Письмак //НДІБК. – Київ: 2018. – С. 65.
168. Продовження моніторингу деформацій будинків №№ 7, 9, 11/12 на пров. Мар'яненка, №№ 9, 11 на вул. Мечникова та новобудови на вул. Мечникова, 11а в Печерському районі м. Києва. Заключний: Звіт про науково-технічну роботу (Позначення: ЗНТ-354-Д18.3482.14-П11) / М.

- Яковенко, О. Бень, Є. Зорін, І. Бень, С. Волков, Т. Письмак //НДІБК. – Київ: 2019. – С. 90.
169. Продовження моніторингу деформацій будинків №№ 7, 9, 11/12 на пров. Мар'яненка, №№ 9, 11 на вул. Мечникова та новобудови на вул. Мечникова, 11а в Печерському районі м. Києва. Заключний: Звіт про науково-технічну роботу (Позначення: ЗНТ-354- Д23.3482.14-324) / Ю. Мелашенко, М. Яковенко, Є. Зорін, І. Бень, С. Волков, Т. Письмак //НДІБК. – Київ: 2020. – С. 70.
170. Інклінометричні спостереження за деформаціями ґрунтового масиву на будівництві офісно-житлового центру за адресою: вул. Мечникова, 11а в Печерському районі м. Києва. Аналіз інклінометричних та п'єзометричних спостережень. Станом на 17.10.2016 року. Проміжний: Звіт про науково-технічну роботу (Позначення: ЗНТ-354-Д9.3482.14-П10) / Ю. Іщенко, О. Бень, І. Бень, В. Семигайло, М. Яковенко, С. Волков //НДІБК. – Київ: 2016. – С. 76.
171. Продовження інклінометричних спостережень за деформаціями ґрунтового масиву на будівництві офісно-житлового центру за адресою: вул. Мечникова, 11а в Печерському районі м. Києва. Аналіз інклінометричних та п'єзометричних спостережень. Заключний: Звіт про науково-технічну роботу (Позначення: ЗНТ-354-Д21.3482.14-301) / Ю. Мелашенко, М. Яковенко, Є. Зорін, О. Бень, С. Волков //НДІБК. – Київ: 2019. – С. 20.
172. Інженерно-геодезичний моніторинг стійкості схилу озера Глинка в районі провулку Академіка Філатова у Печерському районі м. Києва Заключний: Звіт про науково-технічну роботу (Позначення: ЗНТ-354-4628.16-304) / Ю. Мелашенко, О. Бень, Є. Зорін, І. Бень, М. Яковенко, С. Волков //НДІБК. – Київ: 2019. – С. 42.
173. Звіт №01 з результатів інклінометричних вимірювань, виконаних на території за адресою «Проектування і будівництво протизсувних робіт на схилі озера Глинка в районі провулку Академіка Філатова у Печерському районі м. Києва» (Позначення:SD.UA.SPA.REP.17.053) / С. Пашолок, // ТОВ «СІКСЕНС Україна». – Київ: 2019. – С. 48.
174. Науково-технічний супровід будівництва об'єкту: «Будівництво об'єкту багатофункціонального призначення та комплексного благоустрою скверу на Поштовій площі окремою чергою будівництва у складі проекту «Реконструкція транспортної розв'язки на Поштовій площі у Подільському районі м. Києва». Інженерно-геодезичний моніторинг деформацій будівель, що межують із ділянкою будівництва. Заключний: Звіт про науково-технічну роботу (Позначення: ЗНТ-354-3830.15-304) / Ю. Мелашенко, О. Бень, Є. Зорін, М. Яковенко, І. Бень, С. Волков //НДІБК. – Київ: 2018. – С. 97.

175. Науково-технічний супровід будівництва об'єкту: «Будівництво об'єкту багатофункціонального призначення та комплексного благоустрою скверу на Поштової площі окремою чергою будівництва у складі проекту «Реконструкція транспортної розв'язки на Поштової площі у Подільському районі м. Києва». Інклінометричні і п'езометричні спостереження за деформаціями ґрунтового масиву і рівнем підземних вод при виконанні другої черги будівельних робіт. Заключний: Звіт про науково-технічну роботу (Позначення: ЗНТ-354-3998.15-305) / Ю. Мелашенко, І. Матвєєв, О. Бень, Є. Зорін, М. Яковенко, І. Бень, С. Волков //НДІБК. – Київ: 2018. – С. 41.
176. Ishchenko, Y., Slyusarenko, Y., Melashenko, Y., Yakovenko, M., & Ben, I. (2020). Геотехнічний моніторинг в умовах ущільненої міської забудови. *Наука та будівництво*, 25(3), 13-25. <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v25i3.2>
177. Yakovenko, M., Nesterenko, O., Tytarenko, V., Bakulin, Y., Banakh, A., Vapnichna, V., Berchun, Y., Kaliukh, I. (2025). Application of geodetic methods to refine boundary conditions in digital twins of war-damaged multi-story buildings. *EUREKA: Physics and Engineering*, 5, 47–63. <https://doi.org/10.21303/2461-4262.2025.003951>
178. Yakovenko, M., Nesterenko, O., Stelmakh, D., Babik, K., Zorin, Y., Ben, I., & Gorkovchuk, Y. (2026). Assessing the Technical Condition of a War-Damaged Residential Building in Ukraine Based on Integrated Geodetic and Photogrammetric Surveys. *Fachbeiträge begutachtet AVN*, (1), 3-14. <https://doi.org/10.14627/avn.2026.1.1>
179. Яковенко, М. (2023). Щодо питань геодезичного обстеження будівель, що постраждали внаслідок воєнної агресії російської федерації. *Наука та будівництво*, 33(3-4). <https://doi.org/10.33644/10.33644/2313-6679-34-2022-4>
180. Лісений, О., Глуховський, В., Мар'єнков, М., Дубовик, С., Любченко, І., & Яковенко, М. (2023). 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*, 33(3-4). <https://doi.org/10.33644/10.33644/2313-6679-34-2022-6>
181. Зорін, Є., Яковенко, М., & Бень, І. (2023). Геодезичний моніторинг часових змін деформованого стану під час відновлення будівлі/споруди, що постраждала від бойових дій внаслідок воєнної агресії рф // *Наука та будівництво*, № 36(2). <https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2023-6>.
182. Зеленко, Є., Яковенко, М., Зорін, Є., Нестеренко, О., & Бень, І. (2025). Граничні деформації геометричних параметрів зернохосовищ (металевих силосів) та оцінка їх технічного стану на основі геодезичних

- обстежень. *Наука та будівництво*, 42(4). <https://doi.org/10.33644/2313-6679-4-2024-3>
183. Сергійчук, В., Яковенко, М., Нестеренко, О., Зорін, Є., & Бень, І. (2024). Геодезичне забезпечення комплексу робіт з обстеження будівель, що постраждали внаслідок військових дій на прикладі ЖК «Династія» в м. Києві. *Наука та будівництво*, 40(2). <https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2024-1>
184. Яковенко, М. (2023) Геодезичні методи контролю переміщень і деформацій при виконанні робіт з обстеження пошкоджених будівель. Всеукраїнська науково-практична конференція «Технічне обстеження будівель і споруд із застосуванням прогресивних методів. Неруйнівний контроль у будівництві», Київ. Режим доступу: <https://www.researchgate.net/publication/394324597>
185. Yakovenko, M. (2025). Engineering and Geodetic Works during the Detailed Inspection of the Façade System of a Building Damaged as a Result of the Armed Aggression of the Russian Federation. BMC-2025 – International Scientific-Practical Conference of young scientists "Build-Master-Class-2025" November 2025, Kyiv, Ukraine. Режим доступу: <https://www.researchgate.net/publication/398941424>
186. Yakovenko, M., Zorin, Y., Ben, I. & Nesterenko, O. (2025, October). Dynamic impact of military actions on slopes in densely built urban areas with low stability. In *International Conference of Young Professionals «GeoTerrace-2025»* (Vol. 2025, No. 1, pp. 1-5). European Association of Geoscientists & Engineers. Режим доступу: <https://doi.org/10.3997/2214-4609.202552030>
187. Yakovenko, M., Nesterenko, O., Tytarenko, V., Kurash, S. & Kaliukh, I. (2025, October). The slope deformations monitoring in the conditions of dense urban development. In *International Conference of Young Professionals «GeoTerrace-2025»* (Vol. 2025, No. 1, pp. 1-5). European Association of Geoscientists & Engineers. Режим доступу: <https://doi.org/10.3997/2214-4609.202552011>
188. Yakovenko, M., Zorin, Y., Ben, I. & Nesterenko, O. (2025). Presentation of the report "Dynamic impact of military actions on slopes in densely built urban areas with low stability" at the International Conference of Young Professionals "GeoTerrace-2025" DOI: 10.13140/RG.2.2.34192.26883 <https://www.researchgate.net/publication/397374220>
189. Yakovenko, M. (2025). Implementation of Digital Twins as a Method for Assessing Explosion Damage Based on Geodetic Data // International Conference "Synergy in Terra – 2025". Режим доступу: <https://www.researchgate.net/publication/394268342>

Додаток А. ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЙНОГО ДОСЛІДЖЕННЯ

А.1. Рекомендації та шляхи вирішення проблем, що виникають під час застосування методів моніторингу деформацій

Проведення моніторингу деформацій в умовах воєнних дій в Україні супроводжується значною кількістю проблем, пов'язаних як з нормативно-правовим забезпеченням, так і з організацією робіт та технологічним оснащенням. Якщо у мирний час основна увага приділялася вдосконаленню регламентів та методик, то під час війни першочергового значення набувають такі аспекти, як оперативність отримання даних, автономність систем, можливість дистанційного доступу, стійкість до впливу зовнішніх факторів (відключення електроенергії, руйнування інфраструктури, заборона використання БПЛА, робота систем РЕБ тощо).

Вирішення проблем, що постають під час виконання геодезичного моніторингу, потребує адаптації наявних рекомендацій та вироблення нових підходів, які відповідатимуть сучасним викликам.

1. Нормативно-правове забезпечення

У воєнних умовах надзвичайно важливо мати гнучку, але чітко регламентовану нормативну базу. Якщо в мирний час регламентація охоплювала щільність деформаційних марок, точність вимірювань та періодичність спостережень, то сьогодні слід акцентувати на таких положеннях:

- Розробити технологію дистанційної розвідки (на основі БПЛА з цифровою камерою для розвідки та пошуку аварійних ділянок з нестабільними конструкціями, для планування подальших дій з розбору завалів, пошуково-рятувальних операцій, попереднє обстеження);
- Розробити нормативну базу для геодезичних досліджень будівель і споруд, що зазнали ушкоджень та руйнувань від військових дій. Норми мають включати перелік необхідних робіт для виконання на етапі

обстеження та відновлення, також слід зосередитись на конструктивних особливостях та призначеннях будівель і споруд (каркасні, монолітно-каркасні, цегляні, крупнопанельні, металеві та ін.);

- Впровадити технологію цифрового моделювання, як засіб оцінки технічного стану будівлі/споруди, що дозволяє аналізувати та прогнозувати варіанти відновлювальних робіт.

2. Практичне впровадження та організація моніторингу

Практична сторона виконання робіт значно ускладнена внаслідок бойових дій. Якщо у мирний час можна було комплексно поєднувати геодезичні, геотехнічні та геологічні методи, то тепер необхідно:

- робити акцент на автономних технологіях, здатних функціонувати без підключення до електромережі (сонячні панелі, акумулятори, генератори);
- впроваджувати резервування методів – у випадку неможливості використання БПЛА застосовувати наземну фотограмметрію або лазерне сканування;
- забезпечити мінімізацію перебування персоналу в небезпечних зонах шляхом застосування методів дистанційного збору даних;
- встановити єдину процедуру узгодження з місцевими органами, які дають дозвіл на застосування геодезичного обладнання.

3. Технологічне забезпечення

Найбільш гостро у воєнний час постає проблема матеріально-технічного забезпечення. Багато високоточних приладів знищено або пошкоджено, а імпорт ускладнений. Рекомендації для вирішення цієї проблеми:

- залучення міжнародної допомоги для безмитного постачання обладнання в рамках гуманітарних або донорських програм;
- розробка вітчизняних рішень з акцентом на мобільність, компактність і енергоефективність;
- розробка вітчизняного середовища для моделювання ЦД;

- широке використання хмарних технологій збереження даних для запобігання їх втраті у випадку фізичного знищення обладнання.

Таким чином, рекомендації, вироблені для мирного часу, потребують глибокої адаптації під сучасні виклики. Основний акцент має бути зроблений на автономності, мобільності, швидкодії та дистанційності методів моніторингу та самозабезпеченості що дозволить ефективно контролювати технічний стан будівель і споруд навіть у складних та небезпечних умовах воєнних дій.

А.2 Впровадження результатів дисертаційних досліджень у ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 “Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд”

Теоретико-методичні положення та практичні результати дисертаційної роботи були використані під час розробки національного нормативного документа ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 “Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд”.

У процесі створення стандарту результати дослідження були інтегровані до методичних і процедурних розділів, що регламентують організацію систем моніторингу, порядок проведення вимірювань і критерії оцінки технічного стану конструкцій. Зокрема, впроваджено:

- науково обґрунтовану концепцію поєднання геодезичних і геотехнічних вимірювань, яка дозволяє одночасно контролювати просторові переміщення надземних частин споруд і зсувні процеси в основах та схилах;
- методики інтеграції натурних спостережень у єдине деформаційне поле, що забезпечують часову синхронізацію та достовірність результатів при різній періодичності спостережень;
- класифікацію контрольованих параметрів (осідання, горизонтальні деформації, зсуви) з урахуванням особливостей різних типів споруд і ґрунтових умов;

- уніфіковані показники точності та періодичності спостережень для класів відповідальності СС2 та СС3, що відповідають вимогам до геодезичних, геотехнічних вимірювань;
- алгоритми визначення та перевірки граничних станів конструкцій за результатами спостережень, включно з критеріями переходу у попереджувальний та аварійний режими;
- вимоги до інформаційно-аналітичної підсистеми моніторингу, включно з процедурою зберігання, валідації та аналітичної обробки даних, побудовою прогнозів розвитку деформацій і формуванням звітності.

Запропоновані у дисертаційній роботі підходи дозволили суттєво розширити зміст стандарту в частині комбінованого моніторингу, синхронізації різнорідних вимірювальних технологій і практичного використання результатів моніторингу для моделювання напружено-деформованого стану споруд. Їх упровадження забезпечило методичну цілісність нормативного документа, підвищило ефективність інженерного контролю стану будівель і споруд під час експлуатації, реконструкції та відновлення після пошкоджень.

А.3 Нормативне впровадження авторських досліджень: СОУ ДП НДІБК В.1.3-02495431-020:2025 Особливості геодезичних досліджень при обстеженні пошкоджених будівель і споруд

У межах дисертаційного дослідження розроблено методичні підходи та рекомендації щодо організації геодезичного обстеження та моніторингу деформацій будівель і споруд, пошкоджених унаслідок надзвичайних ситуацій, у тому числі бойових дій. На основі аналізу практичного досвіду та результатів експериментальних досліджень запропоновано стандартизовані методики, що можуть бути нормативно впроваджені у вигляді стандарту організації України (СОУ).

Методики охоплюють два етапи:

- Детальне обстеження пошкоджених будівель і споруд з метою визначення їх фактичного технічного стану, встановлення зон поширення дії вибухової хвилі на конструкції будівель і споруд.

- Інструментальний моніторинг деформацій нестабільних конструкцій на етапі відновлення, що дозволяє контролювати процес стабілізації та ефективність відновлювальних заходів.

Для забезпечення універсальності підходів, усі методичні рекомендації адаптовані під чотири типи будівель:

- Конструктивна схема каркасного типу;
- Конструктивна схема монолітно-каркасного типу.
- Цегляні будівлі.
- Будівлі з крупних панелей.

Таким чином, обґрунтовано нормативне впровадження результатів дослідження шляхом розроблення стандарту організації України (СОУ) «Особливості геодезичних досліджень при обстеженні пошкоджених будівель і споруд», який спрямований на уніфікацію методичних підходів до виконання геодезичних робіт під час обстеження та відновлення об'єктів, пошкоджених унаслідок бойових дій. Запропонований документ систематизує вимоги до організації та проведення детального обстеження, а також моніторингу деформаційних процесів на етапах стабілізації та відновлення, передбачає використання як традиційних геодезичних, так і сучасних дистанційних технологій, а також враховує конструктивні особливості чотирьох основних типів будівель (каркасних, монолітно-каркасних, цегляних та панельних). Розроблений СОУ відображає інтеграцію теоретичних положень і практичних рекомендацій, що забезпечує можливість його застосування як нормативної основи для підвищення ефективності та надійності геодезичного супроводу обстеження і відновлення пошкоджених будівель.

А.4 Підсумок рекомендацій та впровадження

У межах виконаного дослідження визначено концептуальні та практичні засади впровадження результатів геодезичного моніторингу деформацій будівель і споруд, пошкоджених унаслідок воєнних дій. Запропоновані рекомендації та методичні підходи забезпечують адаптацію існуючих нормативів і технологій до умов надзвичайних ситуацій, коли на перший план

виходять оперативність отримання даних, автономність систем, стійкість до впливу зовнішніх факторів та мінімізація ризиків для персоналу. Показано, що ефективність моніторингу в умовах воєнного часу можлива лише за умови комплексного врахування трьох ключових складових: нормативно-правового забезпечення, організації та практичного впровадження робіт, а також технічного оснащення. Усі ці напрями потребують модернізації, зокрема шляхом впровадження дистанційних технологій спостережень, резервування методів збору даних, використання автономних джерел енергії та розвитку національної бази високоточного обладнання.

Розроблений у рамках дисертаційної роботи проект стандарту організації України (СОУ) «Особливості геодезичних досліджень при обстеженні пошкоджених будівель і споруд» становить основу для нормативного впровадження результатів досліджень. Він забезпечує уніфікацію вимог до проведення геодезичних робіт на етапі детального обстеження та подальшого моніторингу деформацій. У роботі враховано конструктивні особливості чотирьох типів будівель (каркасні, монолітно-каркасні, цегляні, панельні), що забезпечує універсальність і прикладну значущість запропонованих методик.

Таким чином, результати дисертаційного дослідження мають як наукову, так і практичну цінність. Вони можуть бути використані для підвищення ефективності системи технічного нагляду та моніторингу стану будівель і споруд у складних умовах воєнного та післявоєнного відновлення. Запропоновані підходи забезпечують підґрунтя для формування сучасної національної нормативної бази та створення технологічно стійких і надійних систем контролю деформацій.

МІНІСТЕРСТВО РОЗВИТКУ ГРОМАД ТА ТЕРИТОРІЙ УКРАЇНИ



**ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО
„ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ”
(ДП НДІБК)**



вул. Преображенська, 5/2, м. Київ-37, 03037; тел.: (044) 249-38-00, (050) 415-36-22
e-mail: ndibk@ndibk.gov.ua; www.niisk.com; код ЄДРПОУ 02495431

16.02.2026 № 354-179 На № _____ Від _____

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційних досліджень Яковенка М.С.
за темою: «Технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів
моніторингу деформацій будівель і споруд»

Результати наукових досліджень, викладених в дисертаційній роботі Яковенка Михайла Сергійовича на здобуття наукового ступеня доктора філософії, використані при розробленні стандарту організації *СОУ ДП НДІБК В.1.3-02495431-020: 2025 «Особливості геодезичних досліджень при обстеженні пошкоджених будівель і споруд»* та національного стандарту *ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 «Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд»*, а також технології реалізовані в складі робіт науково-технічного супроводу об'єктів нового будівництва у складних інженерно-геологічних умовах.

Заступник директора
з наукової роботи
канд. тех. наук, ст. наук. співробітник





НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ НАУК УКРАЇНИ
ІНСТИТУТ ЕЛЕКТРОЗВАРЮВАННЯ ім. С.О. ПАТОНА

вул. Казимира Малевича, 11, м. Київ, 03150, Україна
 тел. +38 (044) 205 2627, факс: +38 (044) 205 1031
 e-mail: office@paton.kiev.ua www.paton.org.ua код ЄДРПОУ 05416923

20.02.2026 № *8/158*

На № _____ від _____

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційних досліджень Яковенка М.С. за темою:
 «Технології комбінування геодезичних та інклінометричних методів моніторингу
 деформацій будівель і споруд»

Результати наукових досліджень, викладених у дисертаційній роботі Яковенка Михайла Сергійовича, впроваджені у практику дистанційного обстеження та моніторингу великогабаритних конструкцій та споруд із застосуванням безпілотних літальних апаратів та методу фотограмметрії.

Розроблені у дисертаційній роботі підходи до комбінування геодезичних вимірювань із методами контролю просторового положення конструкцій були адаптовані до технологій аерофотозйомки з БПЛА з подальшим формуванням високоточних тривимірних моделей об'єктів. Отримані фотограмметричні моделі використовуються для визначення відхилень від вертикальності, оцінювання просторових деформацій, аналізу геометричних параметрів конструкцій та виявлення локальних пошкоджень.

Впровадження результатів досліджень сприяло підвищенню безпеки виконання робіт, скороченню тривалості обстежень та забезпеченню комплексного підходу до оцінювання технічного стану об'єктів нового будівництва, реконструкції та споруд, що зазнали пошкоджень.

Заст.директора
 академік НАН України



Леонід ЛОБАНОВ