

МІНІСТЕРСТВО РОЗВИТКУ ГРОМАД ТА ТЕРИТОРІЙ УКРАЇНИ
(МІНРЕГІОН)

ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО «ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ
ІНСТИТУТ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ»
(ДП НДІБК)

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Дворник Антон Миколайович

УДК 620.179.1.001.5:624.012.2

ДИСЕРТАЦІЯ

ЗМІНА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ОСНОВИ ПРИ ДИНАМІЧНИХ ВПЛИВАХ ВІД МЕТРОПОЛІТЕНУ

05.23.02 — основи і фундаменти

Галузь знань 19 — архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

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

А.М. Дворник

Науковий керівник:

Калюх Юрій Іванович
доктор технічних наук,
професор

Київ — 2021

АНОТАЦІЯ

Дворник А.М. Зміна напружено-деформованого стану основи при динамічних впливах від метрополітену. — Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.02 «Основи і фундаменти». — Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», Київ — 2021.

Зміст дисертації. У *вступі* обґрунтовано актуальність теми дисертації, вказано на її зв'язок із науковими напрямами досліджень Науково-дослідного інституту будівельних конструкцій, сформульовано мету, завдання, об'єкт і предмет дослідження, розкрито наукову новизну і практичну цінність дисертаційної роботи, наведено дані про публікації за темою дисертаційних досліджень та дані про особистий внесок здобувача, наведено характеристику публікацій і апробацію результатів дослідження.

У *розділі 1* узагальнено сучасний стан питання та поставлено задачі досліджень, зазначено основні передумови дослідження зміни напружено-деформованого стану основи при динамічних впливах від метрополітену в умовах щільної міської забудови.

Здійснено критичний аналіз результатів відомих досліджень з проблем вивчення джерел динамічних навантажень та їх впливу на надійність і довговічність будівель; фізико-механічних властивостей ґрунтів; математичних моделей та методів розрахунку; інструментальних методів та засобів оцінки динамічних впливів. Значний внесок у вивчення проблем діагностики технічного стану та розрахунку основ та фундаментів зробили вітчизняні та закордонні вчені: В.Г. Абросімов, О.І. Білеуш, І.П. Бойко, В.В. Бойко, Ю.Л. Винников, Ол.О. Вовк, Ок.О. Вовк, Л.К. Гінзбург, М.М. Гольдштейн, М.П. Дубровський, М.Л. Заценко, Ю.І. Калюх, Е.Я. Кільвандер, С.М. Клєпіков, М.В. Корнієнко, І.Я. Лучковський, М.М. Маслов, І.В. Матвеєв, М.С. Метелюк, А.М. Рижов, Ф.П. Саваренський, О.А. Савицький, Д.В. Стефанишин,

В.Л. Седін, К.В. Сильченко, Ю.С. Слюсаренко, В.І. Снісаренко, В.В. Соколовський, О. В. Самородов, В.А. Титаренко, О.М. Трофимчук, Г.М. Шахунянц, В.С. Шокарев, Є.О. Яковлев, Р. Lyttle, Р. Bobrowsky, G. Wieczorek, K. Terzaghi, S. Lacasse, S. Nakajima, V. Shinoda, K. Abe та ін. Вони розробили та реалізували ряд динамічних математичних моделей ґрунтів, основ та фундаментів, а також методів їх розрахунку на основі спрощених інженерних методик та складних програм, де реалізовані проєкційні методи скінчених елементів та скінчених різниць.

Наведено огляд експериментальних досліджень різних аспектів напружено-деформованого стану ґрунтів під дією динамічних навантажень на базі комп’ютерних систем і чутливих елементів онлайн-моніторингу. На підставі проведеного огляду зроблено висновки та поставлено задачі дисертаційних досліджень.

У *розділі 2* описана запропонована методика оцінки зміни НДС основи при динамічних впливах на основі нової гібридної теоретико-методологічної концепції Інтернету речей – IoT (Internet of Things), системи підтримки прийняття рішень — DSS (Decision Support System) та сховища даних — DW (Data Warehouse). Її застосування сприятиме поглибленню наукового розуміння еволюції напружено-деформованого стану основ будівель та споруд шляхом отримання первинної інформації про поточний стан ґрунтів основи, будівельних конструкцій за допомогою хмарних технологій Інтернету речей — IoT (Internet of Things) у поєднанні з високочутливими сенсорами. Забезпечить уточнене картографування зон небезпеки (осідань, зсуvin та ін.), що дозволить на наступних етапах оцінити їх руйнівний потенціал за допомогою системи підтримки прийняття рішень — DSS (Decision Support System).

Базовими положеннями IoT, DSS та DW в геотехніці є: процедури послідовного аналізу при виборі критеріїв діагностики; засоби технічного діагностування та методи обробки отриманої інформації; еталонні апроксимаційні моделі для тестування системи моніторингу методом порівняння в режимі реального часу (on-line); багаторівневість виконуваних

функцій і засобів моніторингових досліджень; концентрація діагностичної інформації у вигляді відповідної бази даних.

Приведено та обґрунтовано алгоритм, згідно з яким виконувались дослідження реальних об'єктів, результати яких наведено в розділах 3 та 4.

Приведено методику виконання експериментальних натурних вібродинамічних обстежень. Визначено завдання, порядок виконання обстежень, приведено опис обладнання та програмного забезпечення, яке використовується для запису та обробки параметрів коливань.

Розглянуто особливості моделювання НДС системи «основа – фундамент» при динамічних навантаженнях від метрополітену з використанням методу скінчених елементів та прямого динамічного методу розрахунку на основі реальних акселерограм. В рамках дисертаційної роботи моделювання виконано з використанням Midas GTS NX, що є спеціально розробленою програмою для розрахунків споруд спільно з основою. У програмі реалізована підтримка врахування різних умов і різні аналітичні методології моделювання явищ реального світу. У середовищі програми всі типи польових умов можуть бути реалізовані з використанням нелінійних методів розрахунку (лінійний / нелінійний статичний розрахунок, лінійний / нелінійний динамічний розрахунок, розрахунок фільтрації та консолідації, розрахунок стійкості укосу) і різних пов'язаних методів розрахунку (фільтрації та НДС, НДС та стійкості укосу, фільтрації та стійкості укосу, і нелінійний пов'язаний розрахунок стійкості укосу).

У розділі 3 наведені основні результати натурних динамічних досліджень двох будівель за допомогою багатоканальних систем сейсмомоніторингу. В дисертаційній роботі приведено результати досліджень на прикладі двох об'єктів, що розташовані безпосередньо над лініями метрополітену неглибокого закладання.

Перший з них — будівля ТРЦ “Оазис”, що збудована безпосередньо над станцією метрополітену «Героїв Дніпра» в м. Києві у 2020 році.

Другий об'єкт — будівля “Гостиного двору”, пам'ятка архітектури, зведена в кінці 80-х років минулого століття на незначних окремих фрагментах старих фундаментів споруди 1809 року. Тунелі метро діаметром 5,4 м розміщені на відстані 4,5 м один від одного і на глибині 1,1 м від верху тунелю до підошви фундаментів.

На обох об'єктах, за участю автора дисертаційної роботи, виконувався науково-технічний супровід проєктування, будівництва, та реконструкції (у випадку “Гостиного двору”).

Динамічні обстеження поверхні ґрунту, перекриття та несних балок ТРЦ, конструкцій фундаменту, платформи станції метрополітену “Героїв Дніпра” виконувалось двічі: у 2016 році на етапі влаштування пальових фундаментів ТРЦ, та у 2019 р. на етапі закінчення будівництва. Вимірювання виконувались у вертикальному і двох горизонтальних напрямках при впливах потягів метро, автотранспорту, бурової установки, обладнання ТРЦ з динамічними навантаженнями (у тому числі дахові вентилятори системи пиловидалення).

Аналіз приведених графіків амплітудних спектрів вертикального і горизонтального віброприскорення конструкцій станції метро та ТРЦ показав, що переважні частоти коливань при впливах потягів метро знаходяться в межах 12-90 Гц. Максимальне вертикальне віброприскорення фундаментної плити платформи станції зареєстровано під час руху потягів метрополітену і складає $50,0 \text{ см}/\text{s}^2$. Максимальне вертикальне прискорення поверхні ґрунту над станцією зареєстровано від $27 \text{ см}/\text{s}^2$ до $35 \text{ см}/\text{s}^2$ при впливах потягів метрополітену.

Виконано динамічні обстеження ґрунту, фундаменту та несних конструкцій будівлі “Гостиний двір” при впливах автотранспорту, роботі будівельної техніки та руху потягів метрополітену. Дані динамічні обстеження проведені для визначення динамічного впливу на будівлю та ґрунт при русі потягів метрополітену і наземного транспорту.

За результатами вібродинамічних випробувань переважна частота коливань ґрунту при русі наземного транспорту складає 15 Гц, при русі потягів

метрополітену 55 Гц. Максимальне значення амплітуд віброприскорення з врахуванням одночасної дії всіх видів динамічного впливу зафіксовано на ґрунті біля будівлі над лініями метро, і складає $64 \text{ см}/\text{s}^2$ в горизонтальному напрямку та $42 \text{ см}/\text{s}^2$ для вертикального напрямку.

За результатами обробки тимчасових сигналів прискорень визначені максимальні амплітуди вертикального і горизонтального віброприскорення обстежених конструкцій, підготовлено набір акселерограм для виконання подальших розрахунків системи “основа – фундамент” прямим динамічним методом.

У *розділі 4* проведено моделювання НДС системи “основа – фундамент – метрополітен” з використанням програмного комплексу Midas GTS NX, що реалізує метод скінченних елементів (МСЕ). В рамках розробки моделі проводилась її верифікація з результатами вібродинамічних досліджень на об’єкті. Для цього в чисельній моделі коригувались динамічні характеристики ґрунтів та параметри навантаження на колії метро з тим щоб досягнути розходження результатів розрахунку з результатами натурних випробувань не більше 15%. В процесі верифікації моделі для приведення результатів у відповідність з вібродинамічними дослідженнями коригувались масштабний коефіцієнт до динамічних навантажень та параметри демпфірування матеріалів. Збільшення динамічних навантажень у порівнянні з розрахунковим пов’язане з впливом наступними факторів: зношеність рейок, колісних пар, наявність стрілкових переходів, розгалужень, ефекти від прискорення та гальмування потягів і т.п.

В результаті моделювання отримано якісну та кількісну картину зміни параметрів НДС основи фундаментів при прикладанні динамічних впливів. Результати розрахунків досліджуваних об’єктів показали, що кожному поєднанню інженерно-геологічних умов майданчика та особливостям прикладання динамічного навантаження відповідає своя крива загасання коливань з відстанню від джерела. Зміни НДС основи можуть привести до додаткових нерівномірних деформацій та погіршення технічного стану

будівель, розташованих в зоні впливу метрополітену. Для прогнозу реакції основи на розрахункові динамічні впливи та прогнозу деформацій необхідно виконувати додаткові дослідження динамічної стійкості ґрунтів. При цьому ґрунти слід досліджувати на динамічні впливи з тими ж параметрами, що отримані за результатами вібродинамічних обстежень та моделювання. Результати моделювання по викладеній вище методиці можуть бути використані для прогнозу додаткових деформацій ґрунтів та, відповідно, уточнення НДС конструкцій будівлі в умовах нерівномірних деформацій та динамічних навантажень.

Ключові слова: динамічні впливи, напружено-деформований стан, метрополітен, ущільнена міська забудова, метод скінченних елементів, експеримент.

ABSTRACT

Dvornyk A.M. Change in the stress-strain state of the soil base under dynamic influences from the subway. — Qualifying scientific work as a manuscript.

Technical Science candidate's thesis on 05.23.02 "Bases and Foundations". — State Enterprise "The State Research Institute of Building Constructions", Kyiv, 2021.

The contents of the dissertation. In *the Introduction* the relevance of the research topic is substantiated, the research purpose and tasks are formulated, the research scientific novelty and practical value are explained, and its general description is presented.

Chapter 1. The current state of the issue is generalized, and the research tasks are set, the main preconditions of the study of the change of the stress-strain state of the base under dynamic influences from the subway in the conditions of dense urban development are indicated.

The critical analysis of results of known researches on problems of the analysis of sources of dynamic loading and their influence on reliability and durability of buildings, physical and mechanical properties of soils, mathematical models and

methods of calculation is carried out. A significant contribution to the study of problems in the diagnosis of technical condition and calculation of foundations and foundations made domestic and foreign scientists: V. G. Abrosimov, O. I. Bileush, I.P. Boyko, V. V. Boyko, Yu. L. Vinnikov, Ol. O. Vovk, Ok. O. Wolf, L. K. Ginzburg, M. M. Goldstein, M. P. Dubrovsky, M. L. Zotsenko, Yu. I. Kalyukh, E. Ya. Kilvander, S. M. Klepikov, M. V. Kornienko, I. Ya. Luchkovsky, M. M. Maslov, I. V. Maveev, M. S. Metelyuk, D. V. Stefanishin, V. L. Sedin, K. V. Silchenko, B. I. Snisarenko, V. V. Sokolovsky, O. V. Samorodov, O. M. Trofimchuk, G. M. Shakhunyants, B. C. Shokarev, Ye. O. Yakovlev, P. Lyttle, P. Bobrowsky, K. Terzaghi, S. Lacasse, S. Nakajima, V. Shinoda, K. Abe and others.

An overview of experimental studies of various aspects of the stress-strain state of soils under the action of dynamic loads based on computer systems and sensitive elements of online monitoring is represented. Based on the review, conclusions are drawn and the tasks of dissertation research are set.

Chapter 2 describes the proposed method for estimating the baseline change under dynamic influences based on a new hybrid theoretical and methodological concept of the Internet of Things — IoT (Internet of Things), decision support system — DSS (Decision Support System) and data storage — DW (Data Warehouse). Its application will help deepen the scientific understanding of the evolution of the stress-strain state of the foundations of buildings and structures by obtaining initial information about the current state of the foundation soils, building structures using cloud technologies of the Internet of Things — IoT (Internet of Things) in combination with highly sensitive sensors. Provide an accurate mapping of danger zones (sediment, landslides, etc.), which will allow in the next stages to assess their destructive potential using a decision support system — DSS (Decision Support System).

The basic provisions of IoT, DSS and DW in geotechnics are: procedures of sequential analysis when choosing diagnostic criteria; means of technical diagnostics and methods of processing the received information; reference approximation models for testing the monitoring system by real-time comparison (online); multilevel

functions and means of monitoring research; concentration of diagnostic information in the form of the corresponding database.

The algorithm according to which further researches of real objects are carried out is represented and proved. The method of performing experimental field vibrometric surveys is given. The tasks, the order of performance of inspections are defined, the description of the equipment and the software which is used for record and processing of parameters of fluctuations is resulted.

Peculiarities of VAT modeling of the “soil base-foundation” system at dynamic loads from the subway using the finite element method and the direct dynamic calculation method based on real accelerograms are considered. As part of the dissertation, the calculations were performed using Midas GTS NX, which is a specially designed program for modeling the interaction between buildings and their foundations. The program provides support for taking into account different conditions and different analytical methodologies for modeling real-world phenomena. In the program environment, all types of field conditions can be implemented using nonlinear calculation methods.

Chapter 3 presents the main results of full-scale dynamic studies of two buildings using multi-channel seismic monitoring systems. The dissertation presents the results of research on the example of two objects located directly above the lines of the shallow subway.

The first of them is the building of the Oasis shopping mall, which was built directly above the Heroes of the Dnieper metro station in Kyiv in 2020.

The second object is the Gostiny Dvir building, an architectural monument, erected in the late 80s of the last century on small separate fragments of the old foundations of the building from 1809. Subway tunnels with a diameter of 5.4 m are located at a distance of 4.5 m from each other and at a depth of 1.1 m from the top of the tunnel to the base of the foundations.

At both sites, with the participation of the author of the dissertation, scientific and technical support of design, construction, and reconstruction was performed (in the case of Gostiny Dvir).

Dynamic inspections of the soil surface, floors and load-bearing beams of the mall, foundation structures, platform of the metro station “Heroes of the Dnieper” were performed twice: in 2016 at the stage of installation of pile foundations of the mall, and in 2019 at the end of construction. Measurements were performed in the vertical and two horizontal directions under the influence of subway trains, vehicles, drilling rigs, equipment for broadcasting equipment with dynamic loads (including roof fans of the dust removal system).

Analysis of the above graphs of the amplitude spectra of vertical and horizontal vibration accelerations of the structures of the metro station and broadcasters showed that the frequencies of their predominant oscillations are equal to the effects of subway trains, 12-90 Hz. The maximum vertical vibration acceleration of the baseplate of the station-shaped platform was registered during the movement of subway trains and is equal to 50.0 cm/s^2 . The maximum vertical acceleration of the soil surface above the station was registered from 27 cm/s^2 to 35 cm/s^2 under the influence of subway trains.

Dynamic inspections of the soil, foundation and load-bearing structures of the Gostyny Dvir building under the influence of vehicles, construction machinery and equipment of the subway trains were performed. These dynamic surveys were conducted to determine the dynamic impact on the surveyed building and soil during the movement of subway and land transport trains.

According to the results of vibrodynamic tests, the predominant frequency of soil oscillations during the movement of land transport is 15 Hz, during the movement of subway trains 55 Hz. The maximum value of the amplitudes of vibration accelerations taking into account the simultaneous action of all types of dynamic impact was recorded for the soil near the building above the metro lines, which is 64 cm/s^2 in the horizontal direction and 42 cm/s^2 in the vertical direction.

Based on the results of processing the time signals of accelerations, the maximum amplitudes of vertical and horizontal vibration accelerations of the surveyed structures were determined, and a set of accelerograms was prepared to

perform further calculations of the “foundation-building” system by the direct dynamic method.

In *Chapter 4*, the VAT modeling of the “soil base-foundation-subway” system using the Midas GTS NX software package, which implements the finite element method (ITU), is performed. As part of the development of the model, it was verified with the results of vibrodynamic studies at the facility. To do this, the numerical model adjusted the dynamic characteristics of soils and load parameters on the subway tracks in order to achieve a difference between the calculation results and the results of field tests of not more than 15%. In the process of model verification, the scale factors for dynamic loads and damping parameters of materials were adjusted to bring the results in line with vibrometric studies. The increase in dynamic loads compared to the design can be due to the following factors: the impact of wear of rails, wheel sets, the presence of turnouts, branches, the effects of acceleration and deceleration of trains, etc. As a result of modeling, the qualitative and quantitative picture of change of parameters of the VAT of the basis of the bases at application of dynamic influences is received. The results of calculations of the studied objects showed that each combination of engineering-geological conditions of the site and the peculiarities of the application of dynamic loading corresponds to its own curve of attenuation of oscillations with distance from the source. Changes in the VAT base can lead to additional uneven deformations and deterioration of the technical condition of buildings located in the area of influence of the subway. To study the reaction of the base to the calculated dynamic effects and the forecast of deformations, it is necessary to perform additional studies of the dynamic stability of soils. In this case, soils should be studied for dynamic effects with the same parameters as obtained by vibrodynamic surveys and modeling. The simulation results according to the above method can be used to predict additional soil deformations and, accordingly, to refine the VAT of building structures in conditions of uneven deformations and dynamic loads.

Keywords: dynamic loading, stress-strain state, subway, compacted urban development, finite element method, experiment.

Список публікацій здобувача:

1. Repairing and Strengthening Measures on the St. Andrew's Church / F. Gennadiy, Y. Slyusarenko, V. Tytarenko, Y. Melashenko, A. Dvornyk, Y. Ischenko, V. Shuminskiy, N. Kosheleva, Y. Dombrovskyi, I. Kaliukh // – 2021. – Concrete Structures: New Trends for Eco-Efficiency and Performance Proceedings for the 2021 fib Symposium. Eds: E. Júlio, J. Valen a and A.S. Louro – P. 1184 – 1193.
2. Слюсаренко Ю.С. Гібридна концепція IOT, DSS та DW в геотехніці та її застосування умовах ущільненої міської забудови / Ю.С. Слюсаренко, А.М. Дворник, Ю.І. Калюх // Наука та будівництво. – 2021, № 2. – С. 11 – 27. Режим доступу: <http://journal-niisk.com/index.php/scienceandconstruction/article/view/158>.
3. Основи та фундаменти циліндричних силосів для зерна / А.М. Дворник, І.Г. Любченко, В.А. Титаренко, О.В. Шидловская // Наука та будівництво. – 2019, № 3. – С. 12-18. Режим доступу: <http://journal-niisk.com/index.php/scienceandconstruction/article/view/111>.
4. Дворник А.М. Чисельне моделювання взаємодії елементів системи основа – фундамент – будівля з урахуванням прояву додаткових деформацій основи, складеної водонасиченими піщаними ґрунтами / А.М. Дворник // Збірник наукових праць Серія “галузеве машинобудування, будівництво”. Полтава: ПолтНТУ. – 2015, Вип. 2. – С. 186-194. Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Znpgmb_2015_2_24
5. Дворник А.М. Задачи экспериментальных исследований водонасыщенных песков при динамических воздействиях / А.М. Дворник // Збірник наукових праць Серія «галузеве машинобудування, будівництво». Полтава: ПолтНТУ. – 2013, № 3, 2. – С. 76-85. Режим доступу: [http://www.irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/Znpgmb_2013_3\(2\)_13.pdf](http://www.irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/Znpgmb_2013_3(2)_13.pdf)
6. Дворник А.М. Чисельне моделювання споруд огороження котлованів / А.М. Дворник, С.П. Безсалова // Ресурсоекономні матеріали, конструкції,

будівлі та споруди. – 2018. – Вип. 36. – С. 228-239. Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/rmkbs_2018_36_31.

7. Дослідження технічного стану будівель та споруд при небезпечних геологічних процесах / Я.Й. Червінський, О.О. Петраков, М.Л.. Зоценко, Ю.Л. Винников, В.А. Титаренко, В.Д. Шумінський, С.В. Степанчук, А.М. Дворник, Я.І. Домбровський// Наука та будівництво. – 2014, № 2. – С. 17 – 24. Режим доступу: http://www.iris-nbuv.gov.ua/cgi-bin/iris_nbuv/cgiiris_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/ntab_2014_2_6.pdf

8. Червінський Я.Й. Аналіз стану нормативного та інструментального забезпечення дослідження динамічних властивостей ґрунтів в Україні / Я.Й. Червінський, А.М. Дворник // Збірник наукових праць Серія «галузеве машинобудування, будівництво». Полтава: ПолтНТУ. – 2012. – № 4, 2. – С. 273-278. Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Znpgmb_2012_4%282%29_43

9. Червінський Я.Й. Сравнительный анализ жесткостных параметров геотехнических элементов усиления основания методом струйного инъектирования, определенных расчетным и опытным путем / Я.Й. Червінський, А.М. Дворник, Я.І. Домбровський // Збірник наукових праць Серія «галузеве машинобудування, будівництво». Полтава: ПолтНТУ. – 2013. – № 3, 2. – С. 385-392. Режим доступу: [http://www.iris-nbuv.gov.ua/cgi-bin/iris_nbuv/cgiiris_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/Znpgmb_2013_3\(2\)_50.pdf](http://www.iris-nbuv.gov.ua/cgi-bin/iris_nbuv/cgiiris_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/Znpgmb_2013_3(2)_50.pdf)

10. Червінський Я.Й. Определение жесткостных параметров элементов усиления основания методом струйного инъектирования при расчетах реконструируемых зданий / Я.Й. Червінський, А.М. Дворник, Я.І. Домбровський // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2013. – Вип. 49, 1. – С. 337-346. Режим доступу: <http://www.seism.org.ua/apub/ap026.PDF>

11. Особливості розробки та новизна ДСТУ-Н Б В. 1.1-ХХ: 201Х

Настанова щодо інженерної підготовки ґрунтової основи споруд / Я.Й. Червінський, Я.І. Домбровський, А.М. Дворник, О.В. Шидловська, О.М. Данилюк, М.В. Шомка // Буд. конструкції. —2016. Вип. 83(1). – С. 240-245. Режим доступу: [http://www.irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/buko_2016_83\(1\)_23.pdf](http://www.irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/buko_2016_83(1)_23.pdf)

12. Червінський Я.Й. Дополнительные деформации оснований сложенных водонасыщенными песчаными грунтами / Я.Й. Червінський, Н.Г. Мар'єнков, А.М. Дворник // Буд. конструкції. —2011. Вип. 75(2). – С. 195-204. Режим доступу: <http://scholar.google.com/scholar?cluster=13237797783532209200&hl=en&oi=scholarr>

13. Геотехнічні аспекти реконструкції будівлі «Гостиний двір» на Контрактовій площі в м. Києві / Я.Й. Червінський, В.А. Титаренко, Я.І. Домбровський, А.М. Дворник // Світ геотехніки. – 2013. – Вип. 4. – С. 8-15. – Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/svitgeoteh_2013_4_4

ЗМІСТ

	Стор.
ЗМІСТ	15
ПЕРЕЛІК СКОРОЧЕНЬ	16
ВСТУП	17
РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРИ ТА ПОСТАНОВКА ЗАВДАНЬ ДОСЛІДЖЕНЬ	24
1.1. Джерела динамічних навантажень та їх вплив на стійкість та довговічність будівель і споруд	24
1.2. Огляд досліджень щодо впливу динамічних навантажень на фізико-механічні характеристики ґрунтів	33
1.3. Аналіз стану нормативного забезпечення дослідження динамічних властивостей ґрунтів в Україні	45
1.4. Формульовання завдань досліджень	49
РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ОЦІНКИ ЗМІНИ НДС ОСНОВИ ПРИ ДИНАМІЧНИХ ВПЛИВАХ, ІНСТРУМЕНТАЛЬНІ МЕТОДИ ТА МАТЕМАТИЧНІ МОДЕЛІ	51
2.1. Методика оцінки зміни НДС основи при динамічних впливах	51
2.2. Методика проведення вібродинамічних обстежень	62
2.3. Моделювання НДС системи «основа – фундамент» при динамічних впливах	65
2.4. Порівняльні розрахунки НДС з використанням розрахункових комплексів PLAXIS та MIDAS GTS NX них навантаженнях від метрополітену	86
Висновки до розділу 2.	90
РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ОБ'ЄКТІВ НАД НИТКАМИ МЕТРО У м. КИЄВІ	92
3.1. ТРЦ над станцією метро «Героїв Дніпра»	93
3.2. Будівля «Гостиний двір» над нитками метрополітену між станціями «Поштова площа» та «Контрактова площа»	104
Висновки до розділу 3.	117
РОЗДІЛ 4. ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ЗМІНИ НДС СИСТЕМИ «ОСНОВА – ФУНДАМЕНТ – МЕТРОПОЛІТЕН»	118
4.1. Дослідження зміни НДС основи будівлі «Гостиного двору»	118
4.2. Дослідження зміни НДС основи будівлі ТРЦ «Оазис» на станції метрополітену «Героїв Дніпра»	136
Висновки до розділу 4.	153
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	155
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	157
ДОДАТОК А.	167

ПЕРЕЛІК СКОРОЧЕНЬ

№ п/п	Скорочення	Пояснення
1.	НДС	Напружене-деформований стан
2.	HTC	Науково-технічний супровід
3.	МСЕ	Метод скінченних елементів
4.	ДБН	Державні будівельні норми
5.	ДП НДІБК	Державне підприємство «Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»
6.	ТС	Технічний стан
7.	ІГЕ	Інженерно-геологічний елемент
8.	СЕ	Скінчений елемент
9.	ПК	Програмний комплекс
10.	ТРЦ	Торгово-розважальний центр

ВСТУП

Актуальність теми. Вібраційний вплив, особливо циклічний та тривалий, негативно впливає на технічний стан будівель, стан основ та масивів ґрунту, на яких вони розміщені. Основний вклад в наявний вібраційний фон території міста вносить транспорт, менший — промислові підприємства та об'єкти будівництва. В даній роботі розглянуті питання впливу транспортної вібрації, а саме метрополітену мілкого закладання на НДС основи будівель в умовах щільної забудови.

Метрополітен є джерелом інтенсивних вібрацій, які спричиняють вплив на будівлі та споруди, що розташовані поблизу його ліній. За певних умов, вібрації основ фундаментів та конструкцій будівель можуть перевищувати допустимі значення з точки зору їх нормальної експлуатації.

Частота вібрацій облицювання тунелю метро (особливо для тунелів неглибокого закладання) становить 28-35 Гц (для збірного облицювання) та 60-70 Гц (для монолітного облицювання) і передається через ґрунт на будівлі які розташовані поруч. Переважні частоти, які передаються на будівлі, можуть сягати 20-80 Гц. Тривалість одиничного впливу зовнішньої вібрації визначається швидкістю потягу метро та становить 8-15 с. Як зазначено вище, основним джерелом вібрації є удар при проходженні колеса потягу через рейковий стик. На цей вплив накладається полі частотна вібрація від тертя поверхні матеріалу колеса та рейок, від деформації колеса та від ефекту «вильяння» потягу під час його руху. На фоні такого впливу переважними стають вібрації в діапазоні частот 25-50 Гц. У разі наближення цих вібрацій до частоти власних коливань облицювання вібраційний вплив може посилюватись незалежно від фільтрувальних властивостей ґрунту та наявності чи відсутності демпферів. Тому, незалежно від конструкції облицювання та рейкового шляху, для метрополітену можна прийняти робочий діапазон частот вібраційних впливів в діапазоні 20-70 Гц. Характерною особливістю даного діапазону є те, що частота власних коливань перекриття більшості будівель знаходиться в даних межах.

При проєктуванні трас метрополітену неглибокого закладання слід враховувати, що для піщаних ґрунтів при частоті 31,5 Гц, віброзміщення фундаменту будівлі на відстані 40 м від тунелю та для фундаментів розташованих поблизу тунелю відрізняється більше ніж на порядок. У разі розташування тунелю в щільних глинистих ґрунтах (супісок, суглинок) амплітуди віброзміщення на зазначених відстанях знижаються вдвічі¹. Характер розповсюдження вібрацій залежить від рівня та спектрального складу коливань, динамічних властивостей несних та огорожувальних конструкцій будівлі та її конструктивної системи. В основному це справедливо для частот власних горизонтальних коливань будівлі та вертикальних коливань перекриття, типу ґрунту, відстані до джерела вібрацій та ін.

Інтенсивність коливань ґрунту поблизу метрополітену може досягати рівня 6-7 бального землетрусу. Однак, відповідно до карт ОСР-2004², землетруси інтенсивністю 5 балів на більшості території України відбуваються раз у 100 років, 6-бальні — раз в 5 тисяч. Тобто ймовірність виникнення землетрусу інтенсивністю 6 балів досить незначна, а циклічні вібрації від рейкового транспорту з відносно незначною амплітудою коливань, можуть привести до додаткових деформацій основи та конструкцій, утворенню тріщин і навіть до руйнувань будівель, що розташовані в зоні впливу. Величини найбільш низькочастотних складових динамічних навантажень від транспорту часто наближаються до частот власних коливань будівель і знаходяться в межах від 2 до 8 Гц.

В зоні впливу метрополітену іноді спостерігаються додаткові осідання будівель до 150 мм.

Питання динамічних розрахунків будівель та споруд розглянуті в роботах

¹ Kun, M., Onargan, T. (2013) Influence of the fault zone in shallow tunneling: A case study of Izmir Metro Tunnel, *Tunneling and Underground Space Technology* 33:34-45.

² ДБН В.1.1-12-2014 Будівництво у сейсмічних районах України +Зміна №1 Режим доступу: <https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/1-1-0-1083>

Я.М. Айзенберга, В.А. Банаха, М.С.Барабаша, А.С. Городецького, Б.Г. Демчини, А.С. Дехтяря, Е.С. Дехтярюка, А.А. Диховичного, В.К. Єгупова, К.В. Єгупова, Ю.І. Калюха, В.В. Кулябко, В.С. Кукунаєва, А.И. Лантух-Лященко, Ю.П. Лінченко, Н.Г. Марьєнкова, Я.Г. Пановко, Дж. Пензієн, Б.С. Расторгуєва та інших.

Питання стійкості, віброзахисту та динамічного гасіння коливань розглянуті в роботах В.Ф. Барабошина, Д. Вейнера, М.А. Дащевского, І.Я. Дормана, А.А. Зевіна, В.А. Івовича, С.И Клинова, Н.А. Костар'єва, Н.Д. Кравченко, С.А. Курнавіна, Ю.П. Назарова, В.Г. Подольського, Л.М. Резнікова, В.А. Іллічова, А.І. Цейтліна та ін. З останніх закордонних публікацій необхідно зазначити роботи співробітників Інституту досліджень звуку та вібрацій Саутгемптонівського університету (Великобританія) Andersen L., Crandall S. H., Gardien W., Jones C. J. C., Kun M., Petyt M., Sheng X., Struit H. G., Thompson D. J., Vogiatzis K..

Проте, на сьогодні відсутні єдині підходи та методики розрахунків з визначення напружене-деформованого стану будівель та споруд за різних динамічних навантаженнях та впливах, різних ґрутових умовах та на різних стадіях їх життєвого циклу. Все перераховане вище визначає *актуальність теми дисертаційних досліджень*.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дисертацію виконано у Державному підприємстві «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (ДП НДІБК). Результати, які отримані під час виконання роботи, є складовою частиною досліджень, проведених у відділенні досліджень технічного стану будівель та споруд при небезпечних геологічних процесах у 2014-2020 рр. та увійшли до звітів багатьох тем, зареєстрованих в УкрЕНТІ. Держбюджетна тема з розробки ДБН В.2.1-10:2018 (на заміну ДБН В.2.1-10-2009) має державний реєстраційний номер 0116U008880.

Мета і завдання дослідження — розробка комплексної прикладної методики розрахунку оцінки зміни деформованого стану основи при динамічних впливах від метрополітену в умовах ущільненої міської забудови.

Для досягнення мети дослідження було поставлено такі завдання:

- систематизувати й узагальнити результати теоретичних і експериментальних досліджень в галузі експериментальних вимірів, розрахункових моделей та їх синтезу для аналізу впливу вібрації на основи та фундаменти зданий та будівель, що знаходяться поблизу метрополітенів;
- обґрунтувати та розробити комплексну прикладну методику оцінки зміни деформованого стану основи при динамічних впливах від метрополітену в умовах ущільненої міської забудови;
- вдосконалити прикладну методику експериментальних досліджень динамічних впливів від метрополітену в умовах ущільненої міської забудови;
- вдосконалити математичне моделювання на базі МСЕ та експериментальних досліджень з оцінки зміни деформованого стану основи при динамічних впливах від метрополітену в умовах ущільненої міської забудови двох об'єктів м. Києва.

Об'єкт досліджень — зміна НДС основ та фундаментів в умовах постійних динамічних навантажень, як елементів розподілених просторових поверхневих та масових сил.

Предмет досліджень — прикладні методики прямого динамічного розрахунку НДС основ та фундаментів з урахуванням різних типів експериментально зареєстрованих динамічних навантажень, обмежень та вимог.

Методи дослідження — сукупність експериментально-теоретичних методів, які охоплюють підбір, вивчення й аналіз різних літературних джерел, на основі яких сформульовано мету та задачі досліджень; обґрунтування виконання теоретичних досліджень НДС фундаментів за допомогою розрахункових моделей, що враховують динамічні просторові поверхневі та масові навантаження; чисельні методи дослідження; експериментальні методи дослідження динамічних впливів; статистична обробка результатів експериментів.

Наукову новизну отриманих результатів складають:

- *Отримала подальшого розвитку гібридна теоретико-методологічна концепція Інтернету речей — IoT (Internet of Things), системи підтримки прийняття рішень — DSS (Decision Support System) та сховищі даних — DW (Data Warehouse);*
- *уперше розроблено комплексну прикладну методику оцінки зміни деформованого стану основи при динамічних впливах від метрополітену в умовах ущільненої міської забудови, яка включає два блоки: експериментальний блок (1) — початкові граничні умови для теоретично-розрахункового блоку (2);*
- *отримала подальшого розвитку прикладна методика експериментальних досліджень динамічних впливів від метрополітену в умовах щільної забудови;*
- *отримало подальшого розвитку математичне моделювання на базі МСЕ зміни НДС основи будівель та споруд з урахуванням результатів експериментальних вимірювань динамічних впливів від руху потягів метрополітену в умовах ущільненої міської забудови двох об'єктів в м. Києві (досліджені об'єкти розташовані безпосередньо над лініями метрополітену неглибокого закладання).*

Практичне значення отриманих результатів.

Розроблено нову комплексну прикладну методику оцінки зміни НДС основи при динамічних впливах від метрополітену в умовах щільної міської забудови, яка дозволяє запобігати ґрутовим порушенням та катастрофам будівель і споруд, розташованих безпосередньо в зоні впливу транспортної вібрації від метрополітену.

Реалізація роботи. Здобувач є співавтором нормативних актів України в галузі розрахунку та проєктування основи споруд та ін., де і реалізовані напрацювання дисертаційних досліджень:

1. ДСТУ-Н Б В.1.1-39:2016 «Настанова щодо інженерної підготовки ґрутової основи споруд» – (розділ 8. Інженерна підготовка основи при

динамічних впливах);

2. ДСТУ-Н Б В.1.1-41:2016 «Настанова щодо проектування споруд на закарстованих територіях» – (викладені окремі принципи виконання моніторингу стану основ та будівель).

Результати роботи були використані при розробці рекомендацій та технічних рішень з підсилення фундаментів та надземних конструкцій будівлі «Гостиного двору» в м. Києві в рамках науково-технічного супроводу реконструкції, 2011-2013 рр.

Результати роботи були використані при проведенні робіт з оцінки технічного стану будівлі ТРЦ «Оазис» та станції «Героїв Дніпра» в рамках підготовки експертного висновку щодо забезпечення надійної і безпечної експлуатації, 2018-2019 рр.

Особистий внесок автора в роботи, опубліковані у співавторстві.

Основні результати дисертаційного дослідження отримані автором самостійно. У наукових працях, опублікованих у співавторстві, здобувач здійснив: у статті [4] — виконано моделювання функціонування системи «основа – фундамент – надzemна частина» з використанням методу скінченних елементів та методу змінних коефіцієнтів жорсткості основи, проведено порівняння результатів розрахунків з даними геодезичного моніторингу; [5, 8] — проаналізував сучасний досвід та проблеми експериментальних досліджень динамічних властивостей ґрунтів; [9, 10] — розроблено алгоритм моделювання НДС системи «основа – фундамент – елементи підсилення» для будівель, що реконструюються; [1, 7] — приведено випробування на практиці методики та особливості дослідження технічного стану споруд, що функціонують в умовах небезпечних геологічних процесів; [12] — проведено аналіз методів розрахунків деформацій ґрунтів при динамічних впливах, оформив матеріали статті; [13] — приведено результати досліджень будівлі «Гостиного двору» на Контрактовій площі в м. Києві, що були виконані в рамках НТС реконструкції;

Апробація результатів дисертації. Окремі результати роботи доповідалися на науково-технічній конференції «Перспективи розвитку

будівельної галузі» (Полтава, 2013) та 26-й Європейській конференції молодих інженерів геотехніків (Австрія, Грац 2018).

У повному обсязі дисертація доповідалася 09 липня 2021 р. на розширеному науково-технічному семінарі відділення досліджень технічного стану будівель, споруд при небезпечних геологічних процесах, відділу сейсмостійкості будівель та споруд і відділу основ і фундаментів та захисту територій, будівель і споруд від деформацій в складних інженерно-геологічних умовах державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій».

Публікації. За темою дисертації опубліковано 14 робіт, з яких 10 статей — у спеціалізованих виданнях, що входять до переліку МОН України, 2 роботи проіндексовані в наукометричній базі даних INDEX COPERNICUS, 1 робота опублікована в матеріалах міжнародної науково-технічної конференції, що проіндексована в наукометричній базі SCOPUS. Без співавторів опубліковано дві фахових статті.

Структура й обсяг дисертації. Дисертаційна робота складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел, додатків. Загальний обсяг дисертації становить 170 сторінок, обсяг основного тексту — 133 сторінки. Робота містить 14 таблиць, 73 рисунки, 1 додаток на 3 сторінках. Список використаних джерел складається з 88 найменувань.

Автор вважає за необхідне висловити подяку Я.Й. Червинському, колишньому завідувачу відділення досліджень технічного стану будівель та споруд при небезпечних геологічних процесах ДП НДІБК, який був першим науковим керівником здобувача на з 2011 по 2015 р. (під час його навчання в заочній аспірантурі ДП НДІБК). Теоретико-методологічна допомога Я.Й. Червинського та цінні вказівки на першому етапі виконання наукових та дисертаційних досліджень були дуже доречні та корисні.

РОЗДІЛ I. ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРИ ТА ПОСТАНОВКА ЗАВДАНЬ ДОСЛІДЖЕНЬ

1.1. Джерела динамічних навантажень, їх вплив на стійкість та довговічність будівель і споруд

Особливістю будівель та споруд у містах є те, що вони протягом усього життєвого циклу зазнають впливу вібродинамічних впливів, які призводять до різних негативних наслідків [1-2]. Відповідно до [3] інтенсивність вібрацій від транспорту сягає 6-7 балів за шкалою Ріхтера. Тому, в деяких країнах, вібраційні впливи відносять до найбільш несприятливих факторів, які визначають стан міського середовища та геоекологічний стан міста.

На Куренівсько-Червоноармійській лінії метро, від станції «Тараса Шевченка» до станції «Мінська» внаслідок динамічних впливів на водонасичені ґрунти їх просідання досягли 100-180 мм. В результаті виникла необхідність у зниженні швидкості руху потягів до 50 км/год [1]. На Сирецько-Печерській лінії, в районі станції метро «Видубичі» просідання досягли 150 мм. Ділянку від станції «Позняки» до станції «Харківська» побудували відкритим способом на намивних ґрунтах, і за часи експлуатації на ній утворились чисельні просідання, через що швидкість руху потягів обмежена до 30 км/год [1]. На початку 80-х років ХХ ст., під час будівництва метрополітену вздовж вул. В. Васильківська, на соборі Св. Миколая утворились тріщини та спостерігали осипання бетону [1]. На Московській площі в Києві у 2007 році проводили роботи з будівництва лінії метро в бік Національного виставкового центру. Одночасно виконували реконструкцію площі з облаштуванням естакади транспортної розв'язки. Були зафіксовані тріщини у конструкціях будівлі Національної бібліотеки ім. Вернадського, які пов'язані з проведеним вищезазначених робіт [1].

На станції метро «Лівобережна» виконувались вібродинамічні обстеження для визначення динамічних впливів на конструкції розміщеної поряд будівлі торгово-розважального центру, а також на персонал цього центру згідно з

санітарно-гігієнічними нормами [12]. При виконанні обстежень застосовувався експериментальний метод з використанням віброметричної апаратури, яка включає восьми каналний магнітофон SONY, спектроаналізатор-2148 фірми «Brüel & Kjær» (Данія), віброшумовимірювачі ВШВ-003-М2. Обробка вібросигналів проводилась на ПЕОМ за спектральним методом з допомогою програмних комплексів ПОС та PULSE [12]. При динамічних обстеженнях ґрунту була реалізована схема розміщення акселерометрів, що показана на рис.1.1.

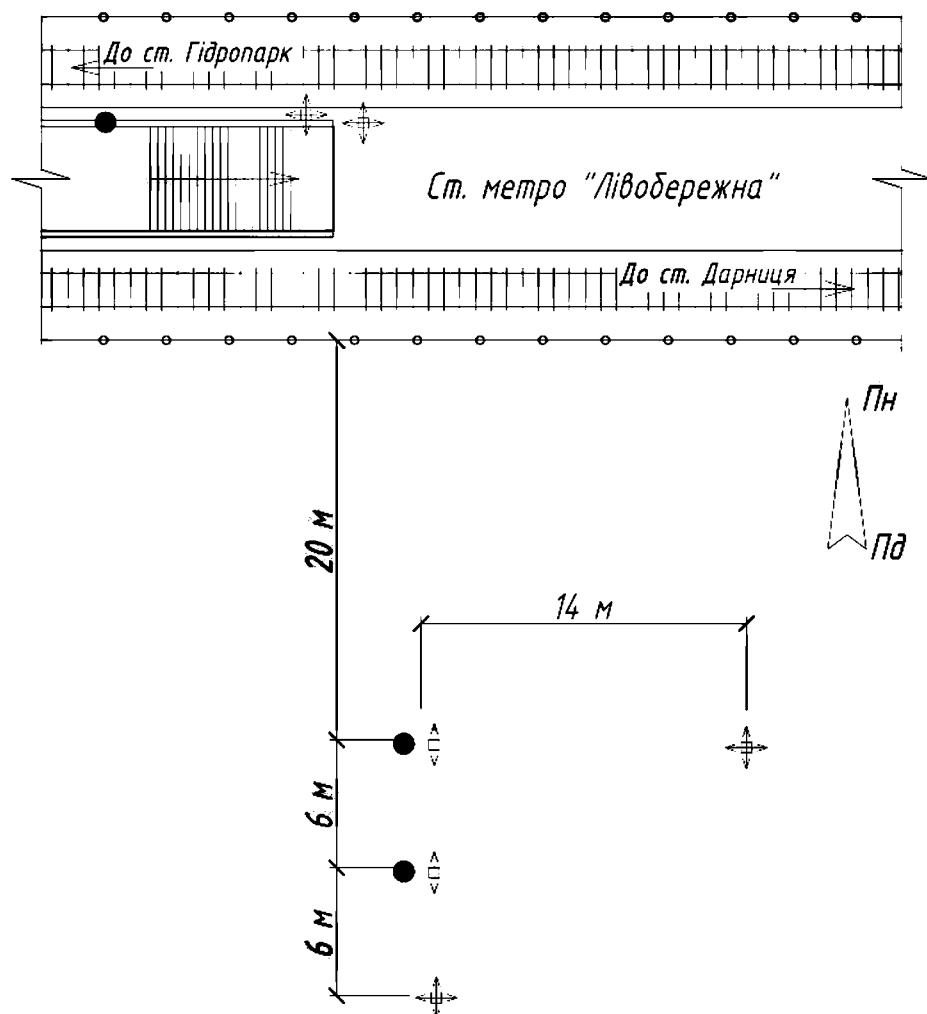


Рис. 1.1 Точки реєстрації віброприскорення при динамічних обстеженнях станції метро «Лівобережна» та ґрунту на майданчику ТРЦ [4].

В таблиці 1.1 наведені результати замірів віброприскорення (точки реєстрації дивись на рис.1.1) конструкцій стіни торгово-розважального центру та платформи станції метро “Лівобережна” при русі потягів метро [4].

Таблиця 1.1

Таблиця результатів динамічних обстежень стіни станції метро
Лівобережна” та платформи [4]

Точка реєстрації	Конструкції будівлі станції	Схема розміщення датчиків	Величини максимального віброприскорення конструкцій будівлі станції при русі потягів метро, см/с ²		
			Напрямок		
			Z	X	Y
1	2	3	4	5	6
1	Стіна	№1	21	-	-
2	Стіна	№1	-	17	14
3	Платформа	№1	-	19	16

Частоти коливань стіни будівлі при русі потягів метро на основі спектрів сигналів знаходяться в діапазоні 1-100 Гц. Максимальні рівні вібрації зареєстровані в діапазоні частот від 20 Гц до 80 Гц. При обстеженнях конструкцій стіни будівлі станції метро “Лівобережна” зареєстроване віброприскорення до 21 см/с². Максимальне віброприскорення ґрунту в вертикальному та горизонтальному напрямках на майданчику торгово-розважального центру при впливах потягів метро не перевищує 7,5 — 4,3 см/с². Діапазон частот коливань ґрунту складає 1-100 Гц [4].

У м. Санкт-Петербург у результаті вібродинамічних впливів від метрополітену утворились наскрізні тріщини у конструкціях Петропавлівського собору, а Ісааківський собор зазнав деформацій у вигляді крену на 25 см від вертикалі [3].

В м. Кам'янське з 1950-х років на одному з підприємств Дніпроазоту працювали неврівноважені потужні поршневі компресори. Наприкінці 60-х років, на відстані 2 км від даного підприємства, на водонасичених, непросідних лесових ґрунтах збудували семиповерхову будівлю. Внаслідок підйому рівня ґрунтових вод та водонасичення ґрунтів основи будівлі на верхніх поверхах почали фіксувати коливання. Дослідження показали, що дані коливання виникали лише при певній послідовності запуску компресорів, які працювали з певною частотою і створювали ефект резонансу у будівлі. Після зміни порядку

запуску у роботу компресорів вдалось, повністю уникнути резонансних явищ у будівлі [5].

У 2005 році, після проходження вантажного потягу, відбувся прорив дамби сховища золи Партизанської ГРЕС. В результаті відбувся винос пульпи в об'ємі близько 86 тис. м³. Основними причинами прориву дамби є: значна кількість опадів, вібрації від потягів, які рухаються з великою швидкістю, та незадовільний технічний стан дамби. Після ліквідації наслідків аварії швидкість руху потягів на ділянці сховища золи була обмежена [3].

На основі вищепередованої інформації можна зробити висновок про те, що територія будь-якого міста є осередком техногенних динамічних навантажень від транспортних джерел, будівельного та промислового обладнання та ін. (рис. 1.2).



Рис. 1.2 Джерела динамічних впливів

За даними [6], наведені на рис. 1.2 джерела динамічних впливів, генерують в межах міста коливання з частотами від 2-5 до 60-70 Гц, іноді до 200 Гц.

Дослідження динамічних впливів на довкілля проводять давно, однак не всі ці джерела достатньо вивчені. Результати чисельних досліджень показують, що основний вклад в це «вібраційне середовище» вносить рухомий транспорт. Значно менші впливи спричиняє будівництво та промисловість [7].

Від будівельного обладнання, наприклад при віброзануренні паль у водонасичені ґрунти, виникають коливання з амплітудою зміщення до 0,8-0,9 мм при основних частотах 2-6 Гц. Проте, при проходженні вістрям паль більш щільного ґрунту, частота коливань може підвищуватись до 10-11 Гц. При цьому у ґрунті генеруються коливання різних напрямків, а вертикальна складова є домінантною [7,8]. При забиванні паль рівень віброшвидкості часток ґрунту досягає 80-90 дБ при основних частотах 15-35 Гц, а зона впливу складає 150-250 м з дуже обмеженим часом дії [9].

Динамічне навантаження від вибухів розглядається фактично як одноразова дія, в якій майже вся енергія сконцентрована в першому, найбільш інтенсивному, імпульсі. Тривалість дії вибухового імпульсу не перевищує однієї секунди. Вибухова хвиля характеризується наступними параметрами: максимальний тиск, час дії хвилі, максимальні зміщення, швидкості та прискорення, а також імпульс хвилі. Всі ці чинники значно залежать від властивостей ґрунту [7,10].

Приклади пошкоджень будівель внаслідок динамічних впливів від промислових вибухів наведені на рис.1.3-1.5.

У зв'язку з високою інтенсивністю та широким розповсюдженням найбільш значими для міст є динамічні навантаження від транспорту. При цьому визначальну роль відіграє рейковий (надземний та підземний транспорт): залізниця, трамвай та метро, що обумовлено значно нижчим демпфіруванням коливань під час передавання до ґрунту від сталевої колісної пари через систему «рейка-шпала». Значний вплив відіграє вага рухомого транспорту та ударні імпульси, які виникають внаслідок ударів коліс на стиках рейок [7,72].

Вібрації від рейкового транспорту, видозмінюючись, передаються через рейковий шлях на опори та далі, у ґрунти основи будівель. Ці вібрації можна

розглядати як самостійні джерела впливів, так і як причину створення вторинних шумів (рис. 1.6) [11].



Рис. 1.3 Пошкодження зовнішніх стін будівлі середньої школи №40 по вул.

Сестрорецької в результаті дії промислових вибухів на кар'єрах

ВАТ»Північний ГЗК» в м. Кривий Ріг (2005 р.)

Вібраційні впливи, особливо циклічні та тривалі, можуть призвести до змін технічного стану будівель, зміни стану ґрунтової основи та санітарно-гігієнічних умов перебування людей у цих будівлях. У профільних літературних джерелах періодично з'являються повідомлення про негативні впливи вібрацій від транспорту, однак вони, як правило, не враховуються при новому будівництві та при реконструкції будівель, що існують [3].

Під час модернізації міст особливої актуальності набувають питання збереження та забезпечення експлуатаційної придатності будівельного фонду, що існує, зокрема пам'яток архітектури. Враховуючи фізичне старіння будівель та ущільнення міської забудови одними з найбільш суттєвих факторів впливу на технічний стан будівель є вібрації від транспорту.



Рис. 1.4 Тріщина ширину розкриття до 1 см у верхній частині стіни фасаду Центру дитячої творчості «Мрія» в результаті дії промислових вибухів кар'єра ВАТ «Південний ГЗК» в м. Кривий Ріг (2008 р.)



Рис. 1.5 Тріщина ширину розкриття до 1 см в нижній частині стіни центрального вітражу Центру дитячої творчості «Мрія» в результаті дії промислових вибухів кар'єра ВАТ «Південний ГЗК» в м. Кривий Ріг (2008 р.)

Варто зауважити, що негативні наслідки від впливу вібрацій значно посилюються при змінах гідрогеологічного режиму території, що наразі є характерною особливістю районів великих міст, де відбувається інтенсивне ущільнення забудови [3].

Необхідно також враховувати значне зношення шляхового господарства: залізничних та автомобільних доріг, трамвайних колій (рис. 1.7), а також наявність порушень при влаштуванні транспортних ліній, перевищення швидкості руху транспортними засобами, що додатково підкреслює складність проблеми, яка розглядається та необхідність пошуку шляхів її вирішення.

Як зазначено в [14], на сьогодні центральна частина м. Дніпра, відповідно до чинних норм, відноситься до небезпечної вібраційно-шумової зони та визнається небезпечною для проживання людей. Така ситуація характерна для багатьох міст, яким притаманна історична забудова, вузькі вулиці та високе транспортне навантаження. В [3, 15-22 та ін.] наведені результати досліджень параметрів динамічних впливів від джерел транспорту. Деякі з них наведені в

табл. 1.2 [15]. При прогнозуванні вібрації, яка передається через ґрунт, необхідно враховувати, що характеристика джерела, шляхів розповсюдження та об'єкту впливу залежать від багатьох факторів. Детальний перелік факторів, які впливають на показники амплітудно-частотних характеристик, викладені в [11]. Основні з них наведені на рис. 1.8.

Таблиця 1.2

Типовий діапазон параметрів вібрації від транспортних джерел
динамічного навантаження [15]

Джерело	Частоти Гц	Віброшвидкість часток ґрунту		Віброприскорення часток ґрунту		Зона впливу м
		10-3 м/с	дБ	10-3 м/с ²	дБ	
Залізниця	10-70	16-50	110-120	1-22	70-97	150-300
Трамвайна лінія	20-45	1,6-160	90-130	0,5-45,2	56-103	150-300
Метрополітен	30-60	0,3-300	75-135	10-1800	90-135	6-120
Автомагістраль	10-20	0,005-0,07	40-65	0,0003-0,011	до 31	40-100

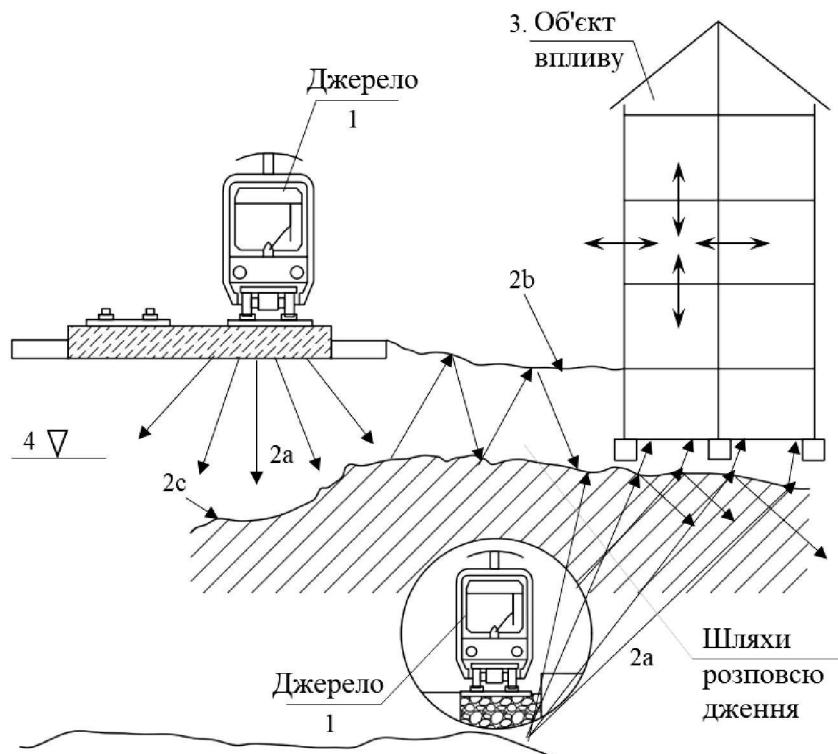


Рис.1.6. Приклад джерела, шляхів розповсюдження та об'єкту впливу: 1 – джерело вібрації; 2 – шляхи розповсюдження (2а – хвилі в середині тіла: стиску, зсуву; 2б – поверхневі хвилі: Релея, Лява; 2с – хвилі на межі середовищ: Стоунлі); 3 – об'єкт впливу; 4 – поверхня ґрунтових вод [12]



Рис. 1.7 Стан трамвайних ліній в м. Дніпро згідно з даними [14]

Зростання видів та об'ємів вантажопотоків, збільшення вантажності, швидкості та інтенсивності руху транспорту потребують отримання якісних та кількісних оцінок параметрів транспортної вібрації та її впливу на будівлі і споруди. Ця оцінка може бути виконана на основі комплексного дослідження, що включає аналіз літературних джерел, експертних висновків, результатів польових досліджень та математичного моделювання. Параметри динамічних навантажень, визначені в польових умовах, є початковим граничними умовами для вирішення задачі з визначення НДС системи «грунт-споруда».



Рис. 1.8 Фактори, що впливають на амплітудно-частотні характеристики рухомого транспорту [11]

1.2. Огляд досліджень щодо впливу динамічних навантажень на фізико-механічні характеристики ґрунтів

Дослідження динамічних властивостей ґрунту мають значне практичне значення в умовах постійного зростання інтенсивності техногенного вібраційного впливу, будівництва в сейсмічних районах, а також при виборі методики вишукувань для будь-яких споруд, що працюють в умовах динамічних навантажень.

Динамічні навантаження спричиняють різний вплив на ґрунти, в залежності від їх типу. Вони призводять до ущільнення сипучих пухких ґрунтів та можуть порушувати структуру слабких тиксотропних ґрунтів. Водонасичені

дисперсні ґрунти вкрай чутливі до динамічних впливів. В таких ґрунтах можуть мати місце специфічні явища, які проявляються в їх розрідженні та втраті міцності. Розрідження може мати різну природу — тиксотропну, гравітаційну чи пливунну. У зв'язних ґрунтах можуть виникати нерівномірні деформації, які призводять до пошкодження конструкцій та аварійних ситуацій. Тривалі динамічні впливи можуть привести до коливань будівель на резонансних частотах [1].

Вібрації можуть викликати значне ущільнення та порушення структури, що викликає зміну коефіцієнтів фільтрації ґрунтів, їх, температурно-вологісного та гідрогеологічного режиму. Як результат, змінюється опір масиву зовнішнім чинникам, що може стати причиною виникнення чи активізації процесів, які змінюють форму денної поверхні, а також можуть спричинити зниження несної здатності ґрунтів основи будівель та споруд в зоні динамічних впливів [1].

Вивченням питань дослідження динамічних властивостей ґрунтів займались О.М. Трофимчук, О.А. Савицький, Ю.Л. Винников, М.М. Герсеванов, В.А. Флорін, Н.Н. Маслов, П.Л. Іванов, И.В. Дудлер, Ю.М. Абелев, В.И. Осіпов, В.Д. Казарновський, Е.А. Вознесенський, О.В. Аслибекян, Г. Сід, А. Казагранде, Г. Кастро, И. Ідріс, К. Ішихара, Слюсаренко Ю.С., Калюх Ю.І. та багато інших дослідників [9, 23-31]. В більшості робіт основна увага приділяється дослідженню особливостей поведінки ґрунту безпосередньо при втраті динамічної стійкості. Для інженерної практики велике значення має визначення умов, при яких відбувається втрата динамічної стійкості ґрунтів, і, в першу чергу, — прогнозування додаткових деформацій основи та її взаємодії зі спорудою.

Як показав М.М. Герсеванов, при дії на фундамент статичних навантажень, в ґрутовій основі слід виділяти три фази: фаза ущільнення, фаза утворення початкових зсувів та фаза руйнування. Наявні експериментальні дані [32] свідчать про те, що схожі три фази спостерігаються і тоді, коли до фундаменту прикладені одночасно статичні та динамічні навантаження.

Осідання першої фази спостерігаються при незначних статичних навантаженнях та вібраціях слабкої інтенсивності: осідання фундаменту відбуваються внаслідок зменшення пористості ґрунту. Такі осідання спостерігаються лише в пухких та середньої щільності пісках [32]. В глинах та глинистих ґрунтах, а також у щільних пісках, такі осідання практично відсутні.

Осідання другої фази, при дії лише статичних навантажень, виникають тоді, коли біля фундаменту виникають зони пластичних деформацій. За наявності таких зон, прояви навіть незначних динамічних навантажень, можуть привести до суттєвого зростання величини осідань з тенденцією до збільшення їх нерівномірності та до значного збільшення термінів їх стабілізації [32].

Осідання другої фази відбуваються, в основному, не в результаті ущільнення ґрунту (яке за певних умов відсутнє), а внаслідок утворення зон зсувів. Такі осідання притаманні як піщаним, так і глинистим ґрунтам.

Третя фаза характеризується втратою стійкості з великою швидкістю. Деформації не затухають до тих пір поки фундамент не набуде нового, стійкого положення або ж не зануриться у ґрунт на певну величину.

В [32] наведено висновок про те, що коли говорять про динамічні осідання фундаментів (які викликані динамічним навантаженням), то вони завжди відповідають другій фазі. М.М. Герсеванов пояснював ці деформації не ущільненням ґрунтів основи, а утворенням в ній невеликих пластичних зон зсувів.

У вітчизняній літературі процес утворення повільних незгасних деформацій ґрунтів під впливом статичних та віброродинамічних навантажень отримав назву віброповзучість [33].

Вознесенський Е.А. [34] динамічну нестійкість ґрунтів пропонує класифікувати за формою прояву та за механізмом енергетичних перетворень:

1. Можливі реакції ґрунтів на динамічні навантаження:
 - руйнування від втоми;
 - динамічне ущільнення;
 - часткове зниження міцності або повна її втрата.

2. Механізми динамічної нестійкості ґрунтів:

- втома (переважно для ґрунтів з жорсткими структурними зв'язками);
- тиксотропія;
- квазітиксотропія;
- дилатантно-тиксотропні ефекти;
- динамічна дилатансія.

Характерними формами реакції пісків на динамічні навантаження є наступні:

1. Віброповзучість та віброкомпресія;

2. Розрідження водонасиченого піску, що пов'язане зі швидким підвищеннем порового тиску на фоні ущільнення ґрунту аж до зникнення ефективних напружень;

3. Зниження несної здатності ґрунту може проявлятися менш контрастно

— при обмежених зсувних деформаціях це проявляється в стані так званої «циклічної рухливості» і є характерним для щільних пісків, які мобілізують значний опір динамічному навантаженню навіть при нульовому ефективному напруженні;

4. Розущільнення (додатна дилатансія) мало вологих щільних пісків, що супроводжується зниженням їх міцності [34].

Для кількісної характеристики динамічних властивостей ґрунтів застосовуються дві достатньо широкі групи показників. Для оцінки властивостей ґрунтів, як середовища розповсюдження хвиль, використовуються наступні основні величини [35]:

- ряд динамічних модулів ґрунту — модуль Юнга, динамічний модуль зсуву та ін.;
- коефіцієнт Пуассона;
- характеристики затухання хвиль в ґрунтах.

Для оцінки динамічної нестійкості ґрунтів в залежності від поставленої задачі можуть застосовуватися [35]:

1. Характеристики розріження ґрунтів: відношення циклічних напружень, деформація розріження та надлишковий поровий тиск.

2. Параметри зсувної міцності в залежності від: кількості циклів впливу, швидкості деформування, силових та часових параметрів динамічного навантаження (амплітуди напружень, частоти, тривалості).

3. Параметри міцності на розрив, зріз, одновісний стиск, згин та кручення (при випробуваннях скельних ґрунтів на втомлюваність).

4. Розподіл напружень та деформацій в об'ємі моделі, загальний характер та швидкість її руйнування чи деформування.

В останні десятиліття, значної уваги набули дослідження явища ущільнення незв'язних ґрунтів під впливом вібрації та параметрів їх міцності. Такі дослідження виконані Д.Д. Барканом та О.Я. Шехтером [36], Н.Н. Масловим [24], О.А. Савіновим [32] та ін., хто вивчав явище віброущільнення піщаних ґрунтів, шляхом спостереження за зміною пористості непривантаженого та привантаженого зразку піску, який встановлено на вібростенд. При коливаннях зразку з різною інтенсивністю визначені криві зміни його пористості в залежності від динамічних параметрів (частоти коливань, амплітуди зміщення, прискорень та ін.).

Дослідами Д.Д. Баркана [36] встановлено, що ступінь ущільнення (величина коефіцієнта пористості) піщаних ґрунтів за відносно незначної інтенсивності вібрації залежить від амплітуди та частоти коливань. При цьому, за сталого віброприскорення, ущільнення піску залишається сталим незалежно від зміни частоти чи амплітуди коливань. Тому, основною характеристикою процесу коливань, що однозначно визначає віброущільнення даного ґрунту, прийняте віброприскорення [37].

За результатами досліджень були отримані віброкомпресійні криві, які характеризують залежність коефіцієнта пористості від прискорень і виражені в долях прискорення від сили тяжіння $rJ = a$. На рис. 1.9 наведена віброкомпресійна крива, отримана для певного піщаного ґрунту. Загальний характер залежності $E = E(rJ)$ для всіх пісків був однаковим.

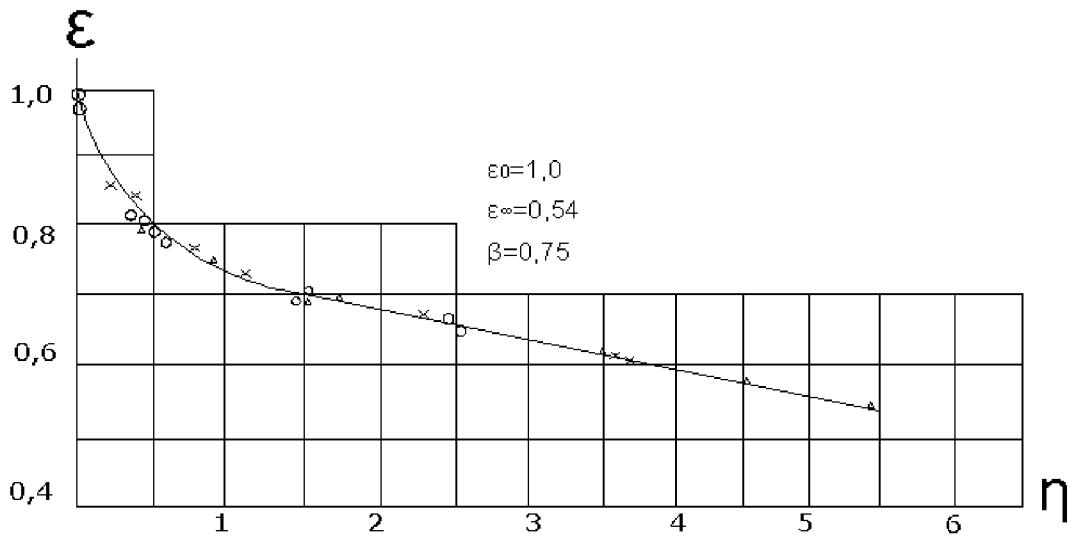


Рис. 1.9 Віброкомпресійна крива піщаного ґрунту [34]

Графіки $E = E(rJ)$ є нелінійними, оскільки їх нахил змінюється в залежності від значення E або різниці $(E-E_{OO})$. Для практичних розрахунків, в першому наближенні, прийнято, що залежність між прискоренням коливань rJ та коефіцієнтом пористості E може прийматись лінійною та може виражатись співвідношенням:

$$dE / drJ = J(E - E_{OO}),$$

де J – коефіцієнт пропорційності (коефіцієнт віброущільнення).

При дії на пухкі піски вібрацій, навіть з незначним віброприскоренням, спостерігається його значне ущільнення. Зі збільшенням величини прискорень коливань величина коефіцієнта пористості зменшується та наближується до граничного значення E_{oo} , яке відповідає впливу на ґрунт невизначенено великого прискорення [34].

Величина J для даного ґрунту суттєво залежить від вологості, зі збільшенням якої, приблизно на 4...5% або вище (в залежності від складу піску), коефіцієнт J різко зменшується внаслідок прояву у ґрунті сил капілярного тертя. А потім, з подальшим зростанням вологості, — збільшується. Якщо в результаті попереднього вібрування з прискоренням rJ_n піщаний ґрунт досяг ущільнення, яке характеризується значенням E_n , то подальше його вібрування з прискоренням $rJ < rJ_n$ не призводить до зміни

коефіцієнта пористості. Гранична величина прискорення коливань rJn , нижче якої не відбувається ущільнення ґрунту при його вібруванні називається порогом віброущільнення [36, 37].

Досліди О.А. Савінова [38] та інших авторів, які проводили з піщаними ґрунтами при відсутності та наявності безінерційного привантаження показали наступне. У випадку відсутності привантаження ущільнення пухкого незв'язного ґрунту за однакових умов (гранулометричного складу, форми зерен, початкової щільності та ін.) починається за малих значень віброприскорення. Поступовим збільшенням віброприскорення ґрунт можна довести до повного ущільнення (відносна щільність $D=1,0$). В сухих пісках повне ущільнення практично завжди досягається при діапазоні прискорень в діапазонах від 0,2 до 1,2 g , для водонасичених — від 1 до 2 g та для вологих (за неповного водонасичення) — більше 2 g [37].

За наявності статичного привантаження піщаний ґрунт не ущільнюється до того моменту, поки прискорення не досягнуть певної величини, яка називається критичним прискоренням. Після цього відбувається спочатку швидке, а потім повільне ущільнення піску, і його щільність виявляється значно меншою одиниці [37].

Виходячи з наведеного вище видно, що ущільнення незв'язних ґрунтів в масиві під дією коливань можливе лише в тому випадку, коли ступінь щільності не досягає величини, максимальної для даного ґрунту, тобто при $D < D_o$. Якщо $D \geq D_o$, то ущільнення ґрунту під впливом вібрацій, які не можуть змінити взаємного розміщення зерен, практично не можливе [39].

Для пояснення зменшення опору ґрунту зсуву при динамічних навантаженнях існує дві гіпотези [37, 38, 40]:

- зменшення відбувається внаслідок зміни параметрів міцності в стані граничної рівноваги;
- зменшення відбувається внаслідок зміни напруженого стану зразку ґрунту в приладі від динамічного впливу.

До перших дослідів з вивчення опору зсуву піщаних ґрунтів при вібраційних впливах відносять досліди Д.Д. Баркана [36], в яких досліджували зсув піску по піску під час передачі вібрацій зразку через жорсткий штамп, який одночасно використовувався для передачі статичного навантаження на ґрунт. Ці досліди показали, що зі збільшенням інтенсивності вібраційних впливів спостерігається значне зниження опору ґрунту зсуву. Зміну нормальних напружень стиску у ґрунті, обумовлених впливом динамічних навантажень, не враховували. В результаті була отримана залежність певного ефективного коефіцієнта тертя від величини прискорень коливань та зроблено висновок про те, що зі збільшенням прискорень величина коефіцієнта внутрішнього тертя зменшується, наближуючись асимптотично до межі, яка залежить від властивостей, притаманних даному ґрунту.

І.С. Савінов та Н.А. Преображенська, під керівництвом Д.Д. Баркана, провели значну кількість дослідів [41] з визначення опору піщаних та глинистих ґрунтів зсуву при вібраційних впливах. Досліди виконані на зсувному приладі при вертикально направлених коливаннях та безінерційному нормальному навантаженні, яке створене за допомогою пружин.

За результатами експериментів було встановлено, що залежність ефективного коефіцієнта тертя (відношення зсувної сили) від частоти чи амплітуди коливань не є однозначним, проте вона в цілому залежна від зміни прискорень коливань. Також зроблений висновок про те, що кут внутрішнього тертя знижується зі зростанням прискорень коливань.

В.А. Єршов та Седін І. [40] провели дослідження зі зразками різних за складом сухих та водонасичених пісків на зсувному приладі, який встановлено на вібростіл з можливістю зміни у широкому діапазоні інтенсивності та напрямку коливань. Вертикальне та зсувне навантаження на ґрунт створювали за допомогою гумових камер зі стисненим повітрям, що дозволило зменшити до мінімуму вплив інерції окремих частин приладу.

Результати дослідів показали, що при дії вібрацій різної інтенсивності опір піску зсуву не змінюється (тобто залишається таким самим як і для статичних

навантажень) до моменту, коли прискорення коливань не досягнуть певного критичного значення.

За подальшого зростання прискорень (вище критичного значення) спостерігається поступове зниження опору піску зсуву, яке описується наступною емпіричною залежністю: $r = roe^{-x(a-a_o)}$,

де r – опір зсуву при $a \geq a_o$ (a – прискорення коливань при певній силі збудження);

a_o – початкове прискорення, при досягненні якого починає змінюватись опір зсуву;

r_o – опір зсуву при статичному навантаженні;

x – сталій коефіцієнт, який рівний $0,003 \text{ c}^2/\text{cm}$ для піску дрібного та $0,0025 \text{ c}^2/\text{cm}$ для піску середньої крупності.

За вертикального та горизонтального напрямку коливань опір зсуву ґрунту, у випадку однакових інших умов, отримуємо практично однаковим. Якщо прикласти силу під кутом до горизонталі (чи верикалі), то спостерігається зменшення опору зсуву ґрунту, яке досягло максимуму при куті нахилу 45° градусів до горизонталі. В цій роботі також був підтверджений висновок про зміну кута внутрішнього тертя ґрунту під впливом вібрацій [40].

Всі дослідження вказують на можливість суттєвої зміни опору ґрунту зсуву при вібраційних впливах. Величина критичного прискорення, до якої ці зміни не відбувались, досить мала та вимірюється сотими долями g . Як зазначено у роботі [42] недоліком цих експериментів є те, що визначення характеристик опору ґрунту зсуву виконано тільки по величині статичного навантаження без урахування її зміни під впливом вібрацій.

Чіткіші, з точки зору методології, досліди виконані П.Л. Івановим [42], Н.В. Флоріною [23], Е.М. Перлеєм та ін. В Ленінградському політехнічному інституті вплив вібрацій на величину коефіцієнта тертя вивчали зсуву по жорсткій та по піщаній основі порожнистих металевих штампів за їх

вертикальної вібрації. Штампи мали розміри у плані 20x30 см (вага 8,8 кг) та 34x54 см (вага 32 кг).

Подальше збільшення ваги штампів виконували шляхом жорсткого прикріплення до них вантажу. Збудження коливань виконані вібратором, який працює від двигуна. Число обертів вібратору змінювали ступенями в межах 250-2500 об/хв. Амплітуди коливань штампів становили 10-50 мкм.

В результаті зсуву штампів, при різних режимах коливань та величинах статичного навантаження, отримали графіки залежності між нормальними та зсувними напруженнями, які мали лінійний характер.

З підвищеннем інтенсивності вібрації, внаслідок збільшення частоти коливань, графіки зміщувались вправо (в сторону більших тисків) при збереженні сталого нахилу до координатних осей. На основі цього, був зроблений висновок про те, що при динамічних впливах зменшення опору зсуву штампу по піщаному ґрунту обумовлене короткочасною зміною напруженого стану по підошві штампу.

При дії на штамп вертикально направленої періодичної сили $P(t) = mrw^2 \sin wt = P_o \sin wt$ (де m – маса ексцентриків, r – величина ексцентризитету й w – частота сили збудження) відбувається її накладання зі статичною силою, від власної ваги штампу Q . При цьому, по його підошві відбувається періодичне зменшення та зростання нормальних напружень та відповідна їм зміна сил тертя: $T = f[Q \pm P(t)]$.

При дії на штамп горизонтально направленого періодичного навантаження $P(t)$, воно підsumовується зі зсувною силою F , і умова початку зміщення штампу набуває вигляду: $F + P_o = fQ$.

Для перевірки цих припущень були проведені спеціальні дослідження [23, 42] зі зсувами штампів по жорсткій (у вигляді поверхні сталової плити, яка забетонована в масив) та піщаній основі, які показали, що рух штампу при сталій зсувній силі F та вертикальних коливаннях має ступеневий характер.

При цьому, періодичні рухи штампу відповідають моментам проходження ексцентриками положень, за яких збуджувальна сила, направлена проти дії сили тяжіння і її величина досягає свого максимального значення. При збільшенні зсувної сили спостерігали збільшення ступенів горизонтальних зміщень штампу, які відповідали одному й тому ж періоду коливань.

На основі цих досліджень зроблений висновок [42] про те, що коефіцієнт тертя та кут внутрішнього тертя піщаних ґрунтів, при вібраційних впливах залишається постійним, а зміна опору зсуву визначається зміною напруженого стану ґрунту, при накладанні на постійні статичні напруження додаткових напружень від динамічних впливів. Слід зазначити, що дані дослідження проведені при величинах прискорень від 0,02 g до 0,3 g.

В роботі [43] приводяться результати випробувань зразків глинистого ґрунту при вібродинамічних впливах. Зразки випробовували на приладах одноплощинного зрізу, що встановлювався на вібростіл. Частота вібрацій становила 10 Гц, швидкість зсуву зразків 0,1 мм/хв. Конструкція приладу при динамічних впливах дозволяла змінювати вертикальні напруження на 20% по синусоїdalному закону.

Отримані результати дозволили зробити висновок про те, що динаміка впливає на опір зсуву при перепаді динамічних впливів на 20% від середнього значення і приводить до зміни кута внутрішнього тертя до 4° [43].

При виникненні явища руйнування структури водонасичених пісків і їх переходу в стан розрідження, величина опору зсуву змінюється по складнішій траєкторії в залежності від інтенсивності динамічного впливу, ступеня розрідження та інших факторів [42]. Суть даного явища полягає у тому, що для ущільнення водонасиченого піску, в результаті якого об'єм ґрунту зменшується, необхідно щоб частина води з його пор була витіснена. Процес витіснення води відбувається протягом тривалого терміну, оскільки вода повинна профільтрувати через вузькі пори. При струсах, контакти між частинками ґрунту, руйнуються досить швидко і частинки, внаслідок дії сил тяжіння, намагаються швидко зайняти нове положення. При цьому частинки

зазнають опору порової води, яка не встигає відфільтрувати з тією швидкістю, як може відбуватись процес ущільнення за її відсутності. Тому, в поровій воді, виникає гідродинамічний тиск і частинки, які втратили між собою контакт, частково чи повністю знаходяться у зваженому водою стані. В першому випадку сили внутрішнього тертя у ґрунті різко знижаються, в другому — повністю зникають і ґрунт перетворюється у пульпу. В момент розрідження тимчасова втрата ґрунтом міцності може спричинити аварію будівель та споруд [39].

Питаннями розрідження ґрунту займались такі дослідники як М.М. Маслов [25], І. Ідрис [26, 27], Г.Б. Сід [26], З.Г. Тер-Мартirosян [44] та ін. В деяких дослідах вивчали тривалі деформації стиску та зсуву, при вібраційних впливах, які протікали з постійною або малозатухаючою швидкістю. Такі тривалі (інколи фактично незгасні протягом 20-30 год) горизонтальні зміщення штампу, що вібрує, названі у [42] віброповзучістю, спостерігали при зсувних зусиллях, які в 10-15 разів менші ніж при статичному зсуві. За достатньо значний проміжок часу, такі деформації можуть накопичуватись та досягати досить суттєвих величин та спричиняти негативний вплив на умови експлуатації машин і споруд.

На основі аналізу наведених результатів, на цьому також наголошували П.Л. Іванов [42], Н.Н. Маслов [25] та інші, можна вважати, що при прискореннях до $(0,1-0,2)g$, коли не відбувається руйнування структури ґрунту та взаємного зміщення його частинок, зміна опору зсуву визначається в основному короткочасними періодичними змінами напруженого стану масиву ґрунту. В цьому випадку можна вважати дійсні характеристики опору ґрунту зсуву (кут внутрішнього тертя та зчеплення) при вібраційних впливах постійними, а зміну ефективного (який спостерігали під час дослідів чи в польових умовах) опору зсуву характеризувати періодичними змінами напруженого стану середовища, при динамічних впливах вібрації [37].

1.3. Аналіз стану нормативного забезпечення дослідження динамічних властивостей ґрунтів в Україні

В чинному в Україні нормативному документі ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд. Основні положення проєктування» [45] окремо виділені додаткові вимоги до проєктування основ та фундаментів при особливих впливах, умовах, навантаженнях, а саме — в зоні динамічних впливів (розділ 11 [45]). Тут вказано на необхідність враховувати в проектах заходи щодо зменшення негативного впливу динамічних навантажень на ґрунти основи, проводити лабораторні та польові дослідження по визначеню динамічних властивостей ґрунтів, обумовлювати можливі заходи захисту основ та будівель від негативної дії вібрацій. Відповідно до п. 11.1.8 «осідання фундаментів при сумісній дії статичних та динамічних навантажень слід визначати з урахуванням динамічних характеристик ґрунту. Отриманих за результатами випробувань вібраційними штампами, або за даними експериментальних випробувань фундаментів вібромашинами. Відповідно до п. 11.1.11 «за наявності в основі споруд водонасичених пісків дрібних, пилуватих, з включенням органічних речовин» слід проводити дослідження за спеціальною методикою для визначення характеристик ґрунтів при вібраціях в залежності від частоти динамічних навантажень та їх виду (силове або кінематичне) для прогнозу можливості розущільнення та (або) віброповзучості ґрунтів». Більш детальні вказівки чи рекомендації щодо «спеціальної методики випробувань» в даному нормативному документі відсутні.

В чинному в Україні нормативному документі ДБН В.1.1-12-2014 «Будівництво в сейсмічних районах України» [46] в табл. 1.1 вказано, що для пухких водонасичених пісків сейсмічність ділянки будівництва встановлюється незалежно від сейсмічності району, а лише за «результатами спеціальних досліджень» динамічних властивостей ґрунтів.

В чинному в Україні нормативному документі ДБН В.2.3-7-2003 «Метрополітени» [47] вказано на необхідність захисту основ будівель та споруд

від можливих негативних впливів вібрації (п. 16.1 [47]). В таблиці 20 [47] приведена орієнтовна оцінка віброприскорення поверхні ґрунту при розташуванні тунелю метрополітену. В п. 16.4 [47] рекомендується приймати розрахункові значення динамічних параметрів ґрунтів згідно з уточненими дослідницькими даними, а для орієнтовних розрахунків запропоновані табличні значення залежності динамічного модуля пружності від швидкості поздовжніх і поперечних хвиль. Так, наприклад, для водонасичених пісків при швидкості поздовжніх та поперечних хвиль $C_p = 1400-1500$ м/с та $C_s = 250-320$ м/с відповідно значення динамічного модуля пружності рекомендується приймати $E=710-920$ МПа. (табл. 23 [47]).

В чинному в Російській федерації СП 23-105-2004 «Оценка вибрации при проектировании, строительстве и эксплуатации объектов метрополитена» [48] вказано на необхідність експериментального визначення на місці динамічних та дисипативних характеристик ґрунтів в природних геологічних та викликаних техногенними факторами умовах міста. Розділ 4 присвячений визначенню фізико-механічних властивостей ґрунту при розрахунках вібрації від руху потягів метрополітену. Тут під динамічними властивостями ґрунтів розглядаються властивості середовища розповсюдження хвиль вібрації. В додатку Б, подібно до ДБН В.2.3-7-2003 [47], приведений розрахунок віброприскорення на поверхні ґрунту від руху потягів в тунелях.

Детальніші рекомендації щодо визначення динамічних властивостей ґрунтів відображені в будівельних правилах Російської федерації СП 11-105-97 «Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть V. Правила производства работ с особыми природно-техногенными условиями» [49] та СП 11-114-2004 «Инженерные изыскания на континентальном шельфе для строительства морских нефтегазопромысловых сооружений» [50]. У вказаних нормативних документах визначені умови, при яких необхідно проводити лабораторні дослідження, основні вимоги до процесу проведення, дослідницької установки та результатів досліджень, дано опис польового визначення схильності ґрунтів до розрідження. Вказані рекомендації викладені

в додатку Г — «Лабораторные динамические испытания грунтов» СП 11-105-97 [49] та в додатку Л — «Динамические испытания грунтов» СП 11-114-2004 [50]. Динамічні дослідження ґрунтів необхідно проводити для визначення показників властивостей, що проявляються при змінних навантаженнях в наступних випадках: при будівництві в сейсмічних районах з бальністю 6 балів та більше або при можливих динамічних впливах, пов’язаних з будівництвом та експлуатацією споруд. Динамічні дослідження можуть не проводитися, якщо розрахункові динамічні навантаження не перевищують статичні більше 5%.

Дослідження слід проводити на спеціальних пристроях, що дозволяють передавати на зразки ґрунту поряд зі статичними навантаженнями — динамічні навантаження, що змінюються по частоті та амплітуді [49, 50]. Міцнісні та деформаційні властивості ґрунтів в умовах динамічного навантаження визначаються в стабілометрах в умовах трьохвісного стиску з динамічним характером навантаження. Деформаційні властивості ґрунтів в умовах динамічного навантаження допускається визначати в одометрах. Визначення міцнісніх властивостей ґрунтів при дії динамічних навантажень проводиться по консолідований-недренованій (закритій) схемі з контролем тиску порової води, що дозволяє визначити ефективний тиск.

При розрахунку характеристик, навантаження, що діє на зразок, приймається як сума статичного навантаження та амплітуди динамічного навантаження. За результатами досліджень визначаються величини динамічних коефіцієнтів як відношення розрахункових характеристик, отриманих в умовах статичного навантаження, до таких же характеристик, що отримані в умовах динамічного навантаження.

Метод експериментального визначення критичного прискорення коливань заснований на виконанні вимог:

$$\alpha_{\text{факт}} < \eta_{\text{кр}}, \quad (1.1)$$

де $\alpha_{\text{факт}}$ — максимальне прискорення коливань, що діє;

$\eta_{\text{кр}}$ — критичне прискорення коливань.

Критичне прискорення коливань являється природною властивістю ґрунту і визначається за результатами досліджень ґрунту на вібростолі як прискорення, при якому не виникає додаткових деформацій ґрунту. При виконанні вказаної умови, не потребує подальшого дослідження динамічної стійкості ґрунту. В процесі лабораторних динамічних досліджень на розрідження слід визначати: критичний рівень, що свідчить про початок розрідження — досягнення відносної осьової деформації зразка 5%; критична відносна амплітуда впливів (динамічного навантаження) — величини відносної амплітуди напруження, при перевищенні якої зразок витримує менш як 10000 циклів навантаження.

В перелічених нижче нормативних документах Російської федерації містяться лише лаконічно сформульовані вимоги враховувати динамічні властивості ґрунтів при проектуванні основ та здійснювати заходи щодо зменшення можливого негативного впливу вібрації на динамічно-нестійкі ґрунти:

- ТСН 50-302-2004. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге. Санкт-Петербург: Ленстройинжсервис, 2004 г. [51];
- СП 23-105-2004. Оценка вибрации при проектировании, строительстве и эксплуатации объектов метрополитена. – М.: Госстрой России, 2004 г. [48];
- ГОСТ Р 52892-2007. Вибрация зданий. – М.: Стандартинформ, 2008 г. [52];

В чинній нормативній базі *Білорусії* можна виділити лише два нормативних документи, в яких коротко згадується про необхідність враховувати динамічні властивості ґрунтів при проектуванні основ:

- СНБ 1.02.01-96. Инженерные изыскания для строительства. Минск: Минстройархитектуры , 1999 г. [53];
- СНБ 5.01.01-99. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Минск: Минстройархитектуры , 1999 г [54].

Вимоги враховувати динамічні властивості ґрунтів при проектуванні основ та здійснювати заходи щодо зменшення можливого негативного впливу вібрації на динамічно-нестійкі ґрунти викладені в нормативному документі *Євросоюзу*

Єврокод 7. «Геотехнічне проєктування. Частина 1. Загальні положення» [55]. В частині 2, що описує методи дослідження та випробування ґрунту, методика дослідження динамічних властивостей відсутня. На основі цього документу створений та діє на даний час український норматив ДСТУ-Н Б ЕН 1997-2:2010 «Єврокод 7. Геотехнічне проєктування. Частина 2. Дослідження та випробування ґрунту. (ЕН 1997-2:2007, IDT)» [56].

Проаналізувавши чинні нормативні документи України, Російської федерації, Білорусії та Євросоюзу можна зробити наступні висновки:

1. У нормативних документах кожної з перерахованих держав наголошується на необхідності виконувати спеціальні дослідження динамічних властивостей ґрунтів. Інформація про дослідження динамічних властивостей ґрунтів має здебільшого довідковий та рекомендаційний характер у всіх нормативних документах.

2. Методики виконання окремих спеціальних досліджень динамічних властивостей ґрунтів наведені в будівельних правилах Російської федерації СП 11-105-97 та СП 11-114-2004. Тут приведені загальні вимоги щодо вибору типу випробувальної установки та процесу випробувань.

3. В Україні методики визначення динамічних властивостей ґрунтів в нормативних документах відсутні. Необхідно визначити перелік та методи цих досліджень, а також, забезпечити відповідною нормативною та випробувальною базою.

1.4. Формулювання завдань досліджень.

Вібраційний вплив, особливо циклічний та тривалий, негативно впливає на технічний стан будівель, стан основ та масивів ґрунту, на яких вони розміщені. Основний вклад у вібраційний фон території міста вносить транспорт, менший — промислові підприємства та об'єкти будівництва. В даній роботі розглянуті питання впливу транспортної вібрації, а саме метрополітену мілкого закладання на НДС основи будівель в умовах щільної забудови.

Відсутність загальноприйнятого єдиного підходу та методики дослідження НДС системи «основа – споруда» при різних видах динамічних впливах, в різних умовах та стадіях життєвого циклу споруди створює перешкоди для своєчасного реагування на негативні зміни ТС будівель. Виникає необхідність у розробці механізму відстеження ступеня та швидкості зміни технічного стану передусім унікальних споруд та споруд спеціального призначення для своєчасного прийняття превентивних заходів у випадку небезпеки їх руйнування.

Дисертаційне дослідження передбачає кілька етапів:

1. Систематизація та узагальнення результатів теоретичних і практичних досліджень в галузі експериментальних вимірювань, розрахункових моделей та їх синтезу для аналізу впливу вібрації на основи та фундаменти будівель, що знаходяться поблизу метрополітенів;
2. Розробка та обґрунтування комплексної прикладної методики оцінки зміни напружено-деформованого стану основи при динамічних впливах від метрополітену в умовах ущільненої міської забудови;
3. Вдосконалення прикладної методики експериментальних досліджень динамічних впливів від метрополітену в умовах ущільненої міської забудови;
4. Вдосконалення математичного моделювання на базі МСЕ та експериментальних вібродинамічних досліджень зміни НДС основи при динамічних впливах від метрополітену в умовах ущільненої міської забудови на прикладі двох об'єктів м. Києва.
5. Здійснити апробацію результатів досліджень для оцінки ТС дослідних об'єктів та розробити рекомендації щодо їх подальшої експлуатації.

РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ОЦІНКИ ЗМІНИ НДС ОСНОВИ ПРИ ДИНАМІЧНИХ ВПЛИВАХ, ІНСТРУМЕНТАЛЬНІ МЕТОДИ ТА МАТЕМАТИЧНІ МОДЕЛІ

2.1. Методика оцінки зміни НДС основи при динамічних впливах

В загальному випадку оцінка зміни НДС системи «основа – споруда» відбувається на основі порівняння його окремих технічних параметрів. Кількість і види контролюваних параметрів визначаються результатами попереднього обстеження, вимогами нормативної і проектної документації та умовами збереження експлуатаційних властивостей об'єкту впродовж його життєвого циклу [68]. Технічні параметри НДС визначаються за результатами комплексного дослідження технічного стану об'єкту, що включають наступні роботи:

- візуальне обстеження (дефекти, пошкодження, оцінка відповідності проєкту тощо);
- інструментальні дослідження міцності матеріалів;
- геодезичні вимірювання деформацій (осідання, прогини, положення конструкцій тощо);
- інженерно-геологічні та гідрогеологічні вишукування;
- вібродинамічні дослідження ґрунтів та конструкцій;
- чисельне моделювання НДС системи «основа – фундамент», що враховує параметри, отримані за результатами наведених вище досліджень.

Для відстеження зміни НДС досліджуваних об'єктів необхідно виконувати повторні спостереження для порівняння відповідних параметрів.

Реакції змін технічного стану конструктивних елементів реєструються датчиками системи моніторингу, які дозволяють отримувати дані відгуків об'єкту на зовнішні і внутрішні впливи, а саме ДСТУ НБВ 1.2-17:2016:

- переміщення об'єкту та окремих елементів в просторі у вигляді, прогинів, осідань, кренів тощо;
- деформації в будівельних конструкціях;

- зміни динамічних характеристик будівельних конструкцій і будівлі в цілому;
- зміни в середовищі, що оточує об'єкт моніторингу.

Моніторинг, або система моніторингу, в найпростішому вигляді являють собою системи реєстрації та накопичення інформації. Для унікальних та особливо важливих споруд слід розробляти комплексні системи моніторингу, що дають змогу відстежувати стан окремих конструкцій та споруд у цілому в процесі будівництва та (або) експлуатації. Обладнання комплексних систем містить передусім датчики різного типу; підсилювачі та перетворювачі сигналів; канали зв'язку; блоки вимірювання, розшифрування та запису діагностичних параметрів; блоки накопичення та обробки інформації.

Згідно з визначенням Міжнародної Стратегії щодо зменшення екологічних ризиків (Міжнародна стратегія по зменшенню небезпеки ризиків ООН, UNISDR 2009), «Система раннього попередження EWS визначається як сукупність можливостей, необхідних для вироблення і поширення своєчасної та важливої інформації оповіщення, щоб дати можливість населенню, громадам і організаціям, яким загрожує небезпека, завчасно підготуватися і вжити необхідних заходів для зниження ймовірності збитку і втрат» [31]. EWS використовуються для зниження ризику шляхом зменшення впливу на елементи різних систем. Наприклад, основна концепція EWS, встановлених на будівельних об'єктах, полягає у відстеженні ступеня та швидкості зміни його технічного стану та своєчасного прийняття превентивних заходів у випадку небезпеки руйнування.

За останні роки в ДП НДІБК було приділено достатньо уваги як нормативно-методичному забезпечення, так і практичній реалізації моніторингових систем. Співробітниками Інституту розроблено нормативні документи, в яких відображені питання моніторингу [58-59]: ДБН В.1.2-5:2007 «Науково-технічний супровід будівельних об'єктів» [60]; ДБН В.1.2-12-2008 «Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки» [61]; ДБН В.1.2-

14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» [62].

Теоретичне обґрунтування концепції моніторингу базується на необхідності створення комплексної системи збору, накопичення, обробки та використання інформації, яка повинна розкривати специфіку НДС як окремих будівельних конструкцій, так і споруд в цілому за допомогою відповідних показників датчиків, контрольно-вимірювальних пристріїв і ін., що накопичуються у вигляді бази даних в автоматичному режимі.

У своїй роботі, система моніторингу будівельних конструкцій спирається на застосування:

- процедур послідовного аналізу при виборі критеріїв діагностики;
- засобів технічного діагностування та методів обробки отриманої інформації;
- еталонних апроксимаційних моделях для тестування системи моніторингу методом порівняння в режимі реального часу (on-line);
- багаторівневості виконуваних функцій і засобів моніторингових досліджень;
- концентрації діагностичної інформації у вигляді відповідної бази даних.

На основі аналізу наведеної інформації, численних прикладів нового будівництва в умовах ущільненої міської забудови м. Києві виникла гостра потреба започаткування гібридної теоретико-методологічної концепції Інтернету речей — IoT (Internet of Things), системи підтримки прийняття рішень — DSS (Decision Support System) та сховищі даних — DW (Data Warehouse) в геотехніці для запобігання та попередження ґрунтових аварій у майбутньому, як логічний розвиток та поглиблення науково-технічного супроводу будівельних об'єктів [31].

Теоретичне обґрунтування гібридної концепції IoT, DSS та DW в геотехніці базується на:

1. Необхідності створення комплексної системи збору інформації, яка надходить з різного типу датчиків та різного типу фізичних (за своєю розмірністю) величин в режимах on-line та off-line - IoT;

2. Накопичення інформації у сховищі даних — DW за відповідними правилами ранжування та зберігання інформації, яка повинна розкривати специфіку напружено-деформованого стану як окремих будівельних конструкцій будівлі, її фундаментної частини, прилеглої території, так і досліджуваної споруди в цілому за допомогою відповідних показників з датчиків, контрольно-вимірювальних пристріїв і ін., що з'єднані за допомогою IoT.

3. Первинної та глибинної обробки та перероблення накопиченої в DW інформації за допомогою сучасних математично-інформаційних методів (наприклад, математичних методів нейронних мереж та системи розпізнавання образів), що необхідно для вироблення різних сценаріїв управлінських рішень за допомогою DSS (математично-інформаційні методи штучного інтелекту та ін.).

Загальний IoT в геотехніці складається з набору різних за типом та системою реєстрації сенсорів, які об'єднані в одну мережу хмарними технологіями, кожний з яких:

- містить мікроконтролер, що забезпечує інтелектуальність;
- містить датчик, що вимірює лінійні та кутові деформації, прискорення та ін., містить виконавчий механізм, що спрацьовує при подоланні граничного, наперед заданого значення, будь-якого фізичного параметра, що вимірюється цим чутливим елементом;
- інформація від речей та пристрій геотехнічної IoT завдяки інтернету або якої-небудь другої локальної мережі накопичується в DW;
- накопичена інформація завдяки штучному інтелекту та нейронним мережам, що самовдосконалюються, трансформується завдяки геотехнічній DSS.

Система on-line моніторингу призначена для приймання, збору та обробки даних, одержаних від різних вимірювальних датчиків.

Дана система створена для відстеження деформаційних процесів, що виникають в несних конструкціях будівель і споруд.

Установка системи можлива на наступні об'єкти:

- будівлі та споруди, що будується;
- експлуатовані будівлі та споруди (в тому числі пам'ятники архітектури);
- будівлі та споруди, що реконструюються;
- споруди різного призначення, в т. ч. підземні.

На підставі отриманих і оброблених даних, що надходять з датчиків, проводиться оцінка впливу гірських і будівельних робіт на об'єкти, що будується та експлуатуються споруди.

Вимірювальні датчики забезпечують періодичне вимірювання фізичних параметрів в точках їх установки, накопичення результатів проведених вимірювань і подальшу передачу результатів проведених вимірювань в пристрій збору і передачі даних DW (Data Warehouse) по радіоканалу.

Всі параметри роботи вимірювальних датчиків задаються програмно і можуть бути оперативно і дистанційно змінені (по радіоканалу). Вимірювальні датчики зберігають задані параметри в енергозалежній пам'яті. Малий рівень енергоспоживання вимірювальних датчиків забезпечує їх роботу протягом тривалого часу.

Датчики системи on-line моніторингу дозволяють проводити вимірювання наступних фізичних величин:

- кут нахилу будівель і споруд;
- ступінь розкриття (закриття) тріщин, зсувів складових частин об'єкта, деформаційних швів;
- вібрації;
- температура;
- вологість;

- тиск;
- тензометричні вимірювання.

Пристрій збору та передачі даних DW (Data Warehouse) являє собою комп'ютер, поміщений в пластиковий бокс. У боксі DW також знаходиться GSM-модем, радіомодем 433 МГц, джерело безперебійного живлення. Налаштування функцій збору і передачі даних може здійснюватися через Інтернет за допомогою спеціального програмного забезпечення.

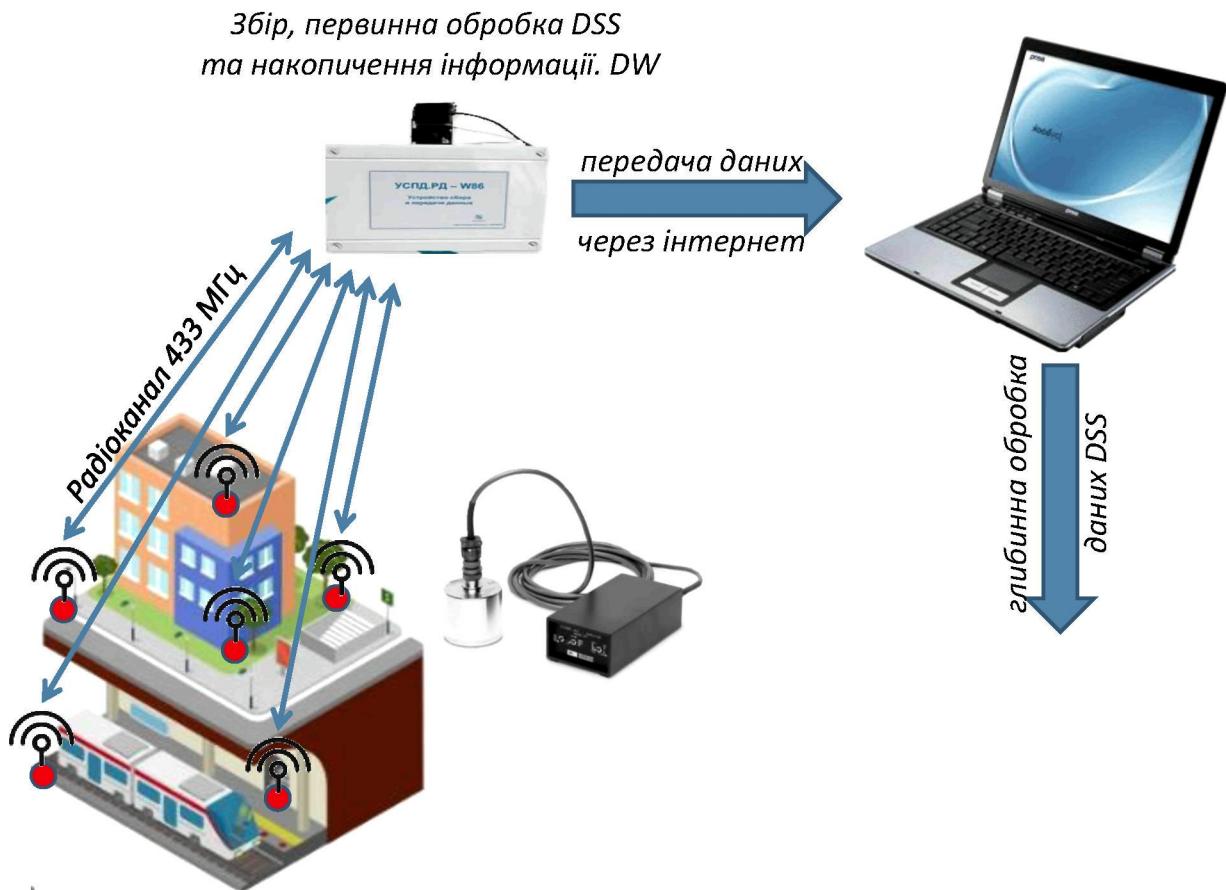


Рис. 2.1 Система on-line моніторингу вібраційних характеристик об'єкту

DW виконує наступні функції: збір і накопичення у внутрішній пам'яті інформації від вимірювальних датчиків, попередню обробку зібраної інформації, управління роботою вимірювальних датчиків, організацію підключення і передачу даних з використанням мереж стільникового зв'язку стандарту GSM і мережі інтернет до центрального сервера, отримання та виконання команд центрального сервера для управління і конфігурації DW і вимірювальних датчиків.

Система on-line моніторингу дозволяє отримувати інформацію про поточний стан конструкцій і динаміці розвитку деформаційних процесів в режимі реального часу з максимальною точністю і мінімальними витратами.

Базовими положеннями IoT, DSS та DW в геотехніці є:

- процедури послідовного аналізу при виборі критеріїв діагностики [63, 64, 65];
- засоби технічного діагностування та методи обробки отриманої інформації [66, 67, 68];
- еталонні апроксимаційні моделі для тестування системи моніторингу методом порівняння в режимі реального часу (on-line) [63, 64, 69];
- багаторівневості виконуваних функцій і засобів моніторингових досліджень [68, 69];
- концентрації діагностичної інформації у вигляді відповідної бази даних [63, 65, 66].

Щільна забудова в кожному випадку нового будівництва може створити ризик ушкодження або порушення нормальної експлуатації будинків, що вже існують, внаслідок впливу таких факторів [69]:

1. Порушення ґрунтів основи при проведенні робіт із влаштування котловану.
2. Додаткові напруження в активній зоні основи внаслідок додаткових навантажень.
3. Динамічні навантаження на основу будинків внаслідок влаштування огорожувальних конструкцій котловану (шпунтового огороження, паль).
4. Деструктивні процеси в ґрунтах: ерозія, суфозія, промерзання, осідання, зміна гідрогеологічних умов і т. д.).
5. Вібраційні й динамічні навантаження від роботи будівельної та транспортної техніки.
6. Вплив будівельної та транспортної техніки, а особливо вантажопідіймальної техніки.

7. Порушення нормальних умов інсоляції, вентиляції, інженерного забезпечення.

На підготовчому етапі геотехнічного моніторингу за допомогою IoT виконуються такі роботи [69]:

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

На робочому етапі геотехнічного моніторингу за допомогою IoT та DW здійснюють [69]:

- вимір можливих переміщень огорожувальних конструкцій (при влаштуванні котловану);
- візуальний контроль технічного стану будівель і споруд навколошньої забудови;
- контроль стану маяків і датчиків на тріщинах;

- геодезичні вимірювання деформацій навколошніх будинків і споруд;
- геодезичні вимірювання горизонтальних зсувів, крену та осідань огорожувальних стін, а також осідання і деформації підземних і наземних комунікацій;
- вимірювання деформацій і напружень в ґрунтах протягом не менше двох років після будівництва;
- вимірювання ґрунтового тиску на огорожувальні стінки котловану;
- фіксація рівня ґрунтових вод з використанням п'єзометрів;
- контроль дотримання геотехнічного регламенту робіт;
- контроль вібрацій об'єкту дослідження при роботі будівельної техніки та дії інших техногенних факторів;
- технічний контроль стану зведених конструкцій;
- контроль якості виконаних робіт, відповідно до вимог нормативних документів, у т. ч. контроль влаштування монолітних конструкцій;
- в найскладніших випадках необхідно проводити моніторинг вищезгаданих показників за допомогою контрольно-вимірювальної апаратури в on-line режимі.

Цей перелік не є остаточний та буде безперервно доповнюватися та розширятися. На даний час він містить тільки окремі базові процедури та параметри.

Дослідження НДС системи «основа – фундамент» в умовах динамічних впливів від метрополітену пропонується виконувати на основі описаної концепції, відповідно до алгоритму, приведеного нижче.

Алгоритм дослідження зміни НДС основи будівлі при динамічних впливах.

1. Розробка програми первинного дослідження об'єкту, що включає об'єми та методи виконання робіт з обстеження основи та будівлі.
2. Виконання обстежень відповідно до розробленої програми. Накопичення та аналіз даних про конструктивну систему об'єкта, інженерно-геологічні умови, технічний стан, навантаження і впливи.

3. Чисельне моделювання НДС об'єкта при статичних навантаженнях.

Перевірка моделі на адекватність реальному об'єкту, що дає можливість приймати рішення про можливість використання даних, отриманих шляхом проведення комп'ютерних експериментів на математичній моделі об'єкту для налаштування системи моніторингу стану несних конструкцій будівлі, споруди. Адекватність комп'ютерної моделі об'єкту будівлі тут означає, що отримані шляхом вимірювань в ході натурних обстежень і отримані модельні інтегральні характеристики, практично збігаються, розбіжність перебуває в зоні допустимої похибки.

4. Експериментальне дослідження параметрів вібрацій на об'єкті, метою якого є отримання початкових граничних умов для подальшого адекватного моделювання системи «основа – фундамент – метрополітен». Процес вібродинамічних досліджень виконується на основі попередньо розробленої методики, що передбачає порядок та методи виконання таких задач:

- вибір та підготовка вірометричної апаратури, розробка схем розміщення вібродатчиків з врахуванням особливостей руху всіх видів транспорту, конструктивної системи будівлі та гідрогеологічних умов майданчика;
- реєстрація записів вібросигналів коливань;
- збір потоків даних в хмарному середовищі з використанням персональних або глобальних бездротових мереж, що об'єднують усі датчики в єдину систему — IoT;
- накопичення інформації у сховищі даних DW за відповідними правилами ранжування та зберігання інформації, яка повинна розкривати специфіку НДС як окремих будівельних конструкцій будівлі, її фундаментної частини, прилеглої території, так і досліджуваної споруди в цілому;
- автоматичне виконання первинної обробки одержаних записів коливань та виконання їх аналізу на основі спектрального методу як перший етап реалізації системи прийняття рішень DSS;
- автоматична глибинна обробка даних з урахуванням результатів модального аналізу об'єкту, як другий етап реалізації системи прийняття

рішень DSS;

Слід зауважити, що автоматизація обробки накопиченої в сховищі даних інформації, виконується за допомогою сучасних математично-інформаційних методів (наприклад нейронних мереж та системи розпізнавання образів), що необхідно для вироблення різних сценаріїв управлінських рішень за допомогою системи підтримки прийняття рішень DSS (зокрема йдеться про математично-інформаційні методи штучного інтелекту та ін.)

5. Отримання розрахункових акселерограм, що будуть використані як початкові граничні умови для виконання подальших розрахунків прямим динамічним методом.

6. Чисельне моделювання НДС об'єкта при динамічних навантаженнях. Верифікація моделі, перевірка на адекватність реальному об'єкту. Адекватність комп'ютерної моделі об'єкту будівлі тут означає, що інтегральні характеристики, отримані шляхом вимірювань в ході вібродинамічних досліджень і отримані модельні інтегральні характеристики, практично збігаються, розбіжність перебуває в зоні допустимої похибки.

7. За результатами аналізу параметрів НДС системи «основа – фундамент – будівля» при статичних та динамічних впливах отримуємо якісну та кількісну картину зміни параметрів НДС, а також уявлення про фактичний розподіл вібрацій в ґрутовому масиві з урахуванням реального нашарування ґрунтів, гідрологічних умов, підземних конструкцій тощо.

8. На основі отриманих даних виконується прогноз зміни технічного стану будівлі. У випадку, якщо очікується погіршення стану протягом залишкового терміну експлуатації, то розробляються технічні рішення для його збереження.

9. Розробка програми моніторингу технічного стану будівлі, що включає передусім сукупність безперервних/регулярних геодезичних та вібродинамічних досліджень шляхом використання систем on-line моніторингу, а також візуальний огляд. Програмою визначається порядок, методика, способи виконання цих досліджень та призначаються критерії оцінки їх результатів.

Отримані за результатами моделювання дані дають змогу відкоригувати систему первинної та глибинної обробки даних DSS для конкретного об'єкта, з тим, щоб в процесі моніторингу автоматизувати оцінку рівня небезпеки.

Отримані в результаті реалізації описаної вище концепції розрахункові акселерограми слугують початковими граничними умовами для моделювання НДС системи “основа – споруда – метрополітен” з використанням методу скінченних елементів.

2.2. Методика проведення вібродинамічних обстежень

Об'єктом дослідження є несні конструкції споруди, ґрунт основи та прилеглий ґрунт.

Предметом дослідження є вібраційні характеристики об'єкту.

Мета досліджень — реєстрація записів віброприскорення та визначення частот коливань об'єкту дослідження.

Задачі досліджень:

- записати вібросигнали конструкцій та ґрунту в трьох ортогональних напрямках;
- виконати обробку записів з використанням спеціалізованого програмного забезпечення;
- визначити екстремальні параметри вібрацій від різних джерел;
- визначити переважні частоти коливань.

Підготовка та проведення обстежень виконані відповідно до чинних нормативних документів [70]. Застосовано експериментальний метод з використанням вірометричної апаратури, яка дозволяє записувати вібраційні сигнали на “жорсткий” диск ноутбука за допомогою програми “Сейсмомоніторинг” [71].

Нижче представлений перелік апаратури для вібродинамічних випробувань ґрунту та конструкцій будівлі.

Реєстрація вібросигналів виконується однокомпонентними віброперетворювачами (датчики вібрації) 731A фірми “Wilcoxon research”

(США) в трьох ортогональних напрямках. Кожний датчик підключений кабелем до сейсмопередавача, який за допомогою радіосигналу передає інформацію на персональний комп'ютер.

1. Віброперетворювач (датчик вібрації) моделі 731A WILCOXON. Сейсмічний акселерометр наднизької частоти, корпус ізольований, 2-контактний роз'єм MIL-C-5015, чутливість 10 V/g. Резонансна частота датчика складає 750 Гц. Допустимий частотний діапазон вимірювання значно ширше 0,05-450 Гц;



2. Блок живлення/підсилювач P31 WILCOXON для сейсмічного датчика 731A. Забезпечує безперебійне живлення тривалістю до 50 год;



3. Кабель. Скручена пара, плетений щит, висока температура 200° С, жовтий кабель в оболонці з тефлоновою оболонкою з моделлю R6 із рейтингом IP50, роз'єм MIL-C-5015 з електричною ізоляцією між екраном та корпусом датчика, тупий виріз, 4,9м;



4. Приймально-передавальна станція. Передавач iT300 забезпечує простий спосіб підключення стандартного датчика вібрації до системи PLC, DCS або SCADA. Вхід передавача подає живлення та вимірює сигнал з акселерометра. Вхідна схема має широку частотну характеристику, здатну вимірювати сигнали від 0,2 Гц до 20000 Гц. Має дві незалежні смуги обробки з гнучкими параметрами відображення на два аналогових виходи 4-20 мА. Канали обробки містять можливість вибору інтеграції, що дозволяє вводити дані з акселерометрів у вигляді прискорення або швидкості. Передавач постійно вимірює та обробляє обидві смуги вібрації, справжню пікову смугу



детектора, вхід температури та вихідну напругу датчика зміщення (BOV). Результати діапазону можуть бути відображені на пару аналогових виходів 4-20 мА, що дозволяє ряд унікальних варіантів обробки. Передає дані вимірювань на базову станцію за допомогою радіосигналу;

5. ЕВМ (ноутбук з автономним живленням). Встановлене програмне забезпечення для запису сигналів, алгоритм обробки даних та візуалізації результатів вимірювань;



6. Програмне забезпечення: багатоканальна вимірювальна система «Сейсмомоніторинг» [71]. Призначена для запису сигналів, обробки даних та візуалізації результатів вимірювань. Використання програмного пакета забезпечує:

- організацію періодичного вимірювання та зберігання вимірюваних даних;
- накопичення та зберігання інформації по об'єктах, на яких виконуються вимірювання;
- друк стандартних протоколів та актових досліджень;
- дослідження вібраційної активності на об'єктах за допомогою 2-х мірних та 3-х мірних графіків;
- аналіз форм коливань об'єкту;
- представлення вібраційних параметрів у таблицях, протоколах, 2-х і 3-х мірних графіках.

Обробка радіосигналів на ПК здійснюється з використанням програмного комплексу „Сейсмомоніторинг”. Алгоритм обробки сигналів базується на використанні спектрального методу [71].

Оцінка рівня коливань виконується на основі записів віброприскорення за допомогою вказаних датчиків вібрації при динамічних впливах від руху наземного транспорту та потягів метрополітену.

Запис часових сигналів коливань та їх обробка виконується з використанням спеціалізованої програми „Сейсмомоніторинг” по

спектральному методу [71]. Вказана в табл. 1 віброметрична апаратура повірена в „Укрметтестстандарт” і видані свідоцтва про проведену повірку.

Методика обстежень встановлює порядок виконання робіт при вібродинамічних випробуваннях. Методикою передбачено виконання таких завдань:

1. Провести вибір та підготовку віброметричної апаратури для вібродинамічних випробувань.
2. Розробити схеми розміщення вібродатчиків для проведення обстежень будівлі та ґрунту з врахуванням особливостей руху всіх видів транспорту.
3. Провести записи коливань будівлі та ґрунту.
4. Провести обробку одержаних записів коливань та виконати їх аналіз на основі спектрального методу.
5. Побудувати графіки віброприскорення та їх спектри в реальному часі по кожному із напрямків X, Y та Z для кожного із об'єктів випробувань.
6. Сформулювати висновки про рівні вібрації споруди та прилеглого ґрунту.

Обладнання, яке використано при виконанні обстежень регулярно проходить повірку в Укрметтестстандарті з видачею свідоцтв на право їх застосування при виконанні вібродинамічних обстежень. Частотний діапазон, у якому буде проводитися запис сигналів вимірюваної величини під час вібродинамічних обстеженнях, є заданим і становить 0,3-100,0 Гц.

2.3 Моделювання НДС системи «основа – фундамент» при динамічних впливах

В моделюванні напружено-деформованого стану основи при дії динамічних впливів можна виділити дві основні задачі:

1. Розрахунок вібраційних параметрів в момент часу в конкретній точці масиву/ конструкції.
2. Визначення реакції об'єкту дослідження на визначені вібраційні впливи.

При цьому важливо враховувати параметри джерела вібрації, відстань до нього, реальні інженерно-геологічні умови майданчика, наявні перешкоди розповсюдження хвиль в умовах щільної міської забудови тощо.

В чинній нормативній літературі України відсутні затверджені методики для розрахунку розповсюдження хвиль у просторі, тому варто звернути увагу на закордонний досвід.

Динамічні впливи від транспорту на дорожнє покриття можна спрощено представити у вигляді пружного півпростору, на яке впливає рівномірне навантаження p_0 по поверхні шириною $2a$. За рішенням Буссінеска для умов двомірної плоскої деформації складові напружень записуються як [84]:

$$\begin{aligned}\sigma_{dv} &= \frac{p_0}{\pi} [\sigma_0 + \sin\theta_0 \cos(\theta_1 + \theta_2)], \\ \sigma_{dh} &= \frac{p_0}{\pi} [\sigma_0 - \sin\theta_0 \cos(\theta_1 + \theta_2)], \\ \tau_d &= \frac{p_0}{\pi} \sin\theta_0 \sin(\theta_1 + \theta_2), \\ \theta_0 &= \theta_2 - \theta_1,\end{aligned}\tag{2.1}$$

де θ_1 і θ_2 – кути між вертикальлю і векторами, що з'єднують край площини навантаження з розглянутою точкою, як показано на рис. 2.2.

Найбільші і найменші головні напруження σ_{d1} і σ_{d3} розраховуються за добре відомою формулою [28]:

$$\begin{aligned}\sigma_{d1} &= \frac{\sigma_{dv} + \sigma_{dh}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{dv} - \sigma_{dh}}{2}\right)^2 + \tau_d^2} = \frac{p_0}{\pi} (\sigma_0 + \sin\theta_0), \\ \sigma_{d3} &= \frac{\sigma_{dv} + \sigma_{dh}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{dv} - \sigma_{dh}}{2}\right)^2 + \tau_d^2} = \frac{p_0}{\pi} (\sigma_0 - \sin\theta_0),\end{aligned}\tag{2.2}$$

Напрямок дії найбільшого головного напруження відносно вертикалі визначається кутом β [28]:

$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{2\tau_d}{\sigma_{dv} - \sigma_{dh}} = \operatorname{tg}(\theta_1 - \theta_2)\tag{2.3}$$

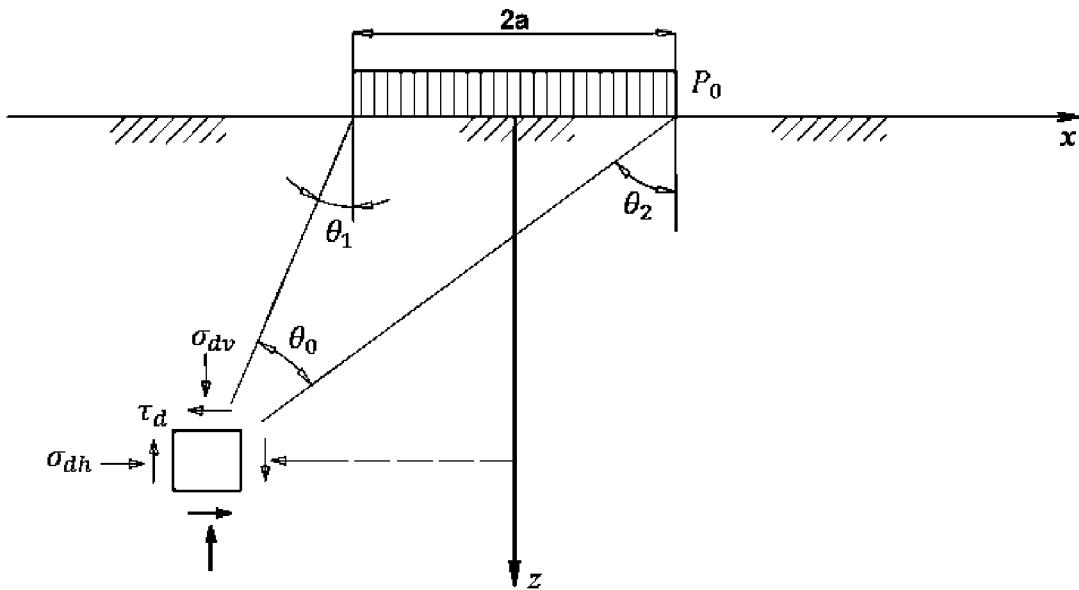


Рис. 2.2 Рівномірне навантаження, що діє на пружний півпростір [28]

Розподіл декількох компонент напружень в горизонтальній площині, розраховані за формулами (2.1) – (2.3), наведено на рис. 2.3.

Зміна напружень, що генеруються в певній точці півпростору в результаті навантаження від колісного транспорту, можна визначити, простеживши поглядом від $-\infty$ до $+\infty$ уздовж осі абсцис графіків на рис. 2.3 і зчитуючи величини напружень на кожній точці цієї осі. З рис. 2.3 видно, що компонент різниці напружень $(\sigma_{dv} - \sigma_{dh})/2$, так само як і горизонтальне дотичне напруження τ_d змінюється в міру поширення колісного навантаження по поверхні ґрунту. Одночасно в ґрунті виникають зміни в напрямку дії головного напруження (рис. 2.3, в). Горизонтально спрямована вісь дії найбільшої головного напруження має тенденцію до обертання вправо в міру наближення колісного навантаження до розглянутої точки, але, повертуючись у вертикальне положення, ця вісь відхиляється в протилежному напрямку в міру віддалення джерела впливу. Відмітну ознаку обертання осі головного напруження можна чіткіше уявити, побудувавши графік «горизонтальне дотичне напруження τ_d -різниця напружень $(\sigma_{dv} - \sigma_{dh})/2$ », як показано на малюнку 2.4 [28].

З рисунка 2.4 видно, що обертання головних напружень відбувається спочатку зі збільшенням, а потім, зі зменшенням девіатора напружень, у міру того як колісне навантаження переміщається від $-\infty$ до $+\infty$ по поверхні ґрунту.

Це характерна особливість зміни напружень в елементі ґрунту дорожнього полотна автострад або насипів залізниць.

Характерні параметри вібропереміщень, викликані рухомими джерелами вібрації. У 1935 році Д. Д. Баркан запропонував формулу для визначення величини вібропереміщень, що викликаються рухом паротягу [72]:

$$A = \eta A_0 v \sqrt{\frac{r_{op}}{r} \exp[-\alpha(r - r_0) - h\xi]} \quad (2.4)$$

де A – амплітуда коливань в даній точці, мк; η – коефіцієнт пропорційності, мк·год/км; A_0 – початкова амплітуда в точці виміру, м; v – швидкість руху паротягу; r_{op} – відстань від найближчої рейки до точки виміру амплітуди по горизонталі, см; r – відстань від найближчої рейки до розглянутої точки; α – коефіцієнт поглинання енергії хвиль ґрунтом; h – глибина розташування точок виміру, м; ξ – коефіцієнт зменшення амплітуди коливань на глибині.

$$\xi = \frac{2\pi}{L} \quad (2.5)$$

L – довжина хвиль, см.

Труднощами у використанні даної формули є те, що визначення величин α і ξ для різних ґрунтів представляє досить велику складність і вимагає використання складної і відповідно дорогої апаратури.

На думку В.А. Соколова [72], загасання вібропереміщень відбувається по степеневій залежності:

$$A_n = A_1 \sqrt{\frac{x_1}{x_n}} \quad (2.6)$$

де A_n – амплітуда коливань на відстані x_n від джерела імпульсів; A_1 – амплітуда коливань, що визначається експериментальним шляхом на відстані x_1 від джерела імпульсів.

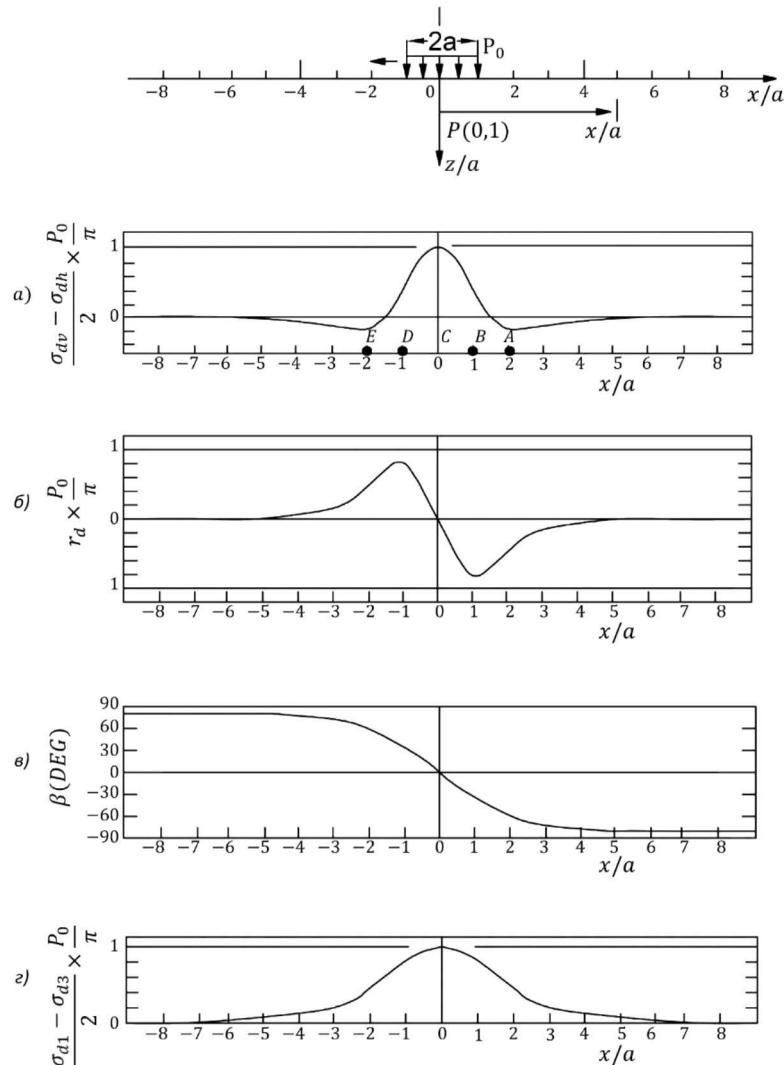


Рис. 2.3 Поширення декількох компонентів напруження в однорідному пружному півпросторі [28]

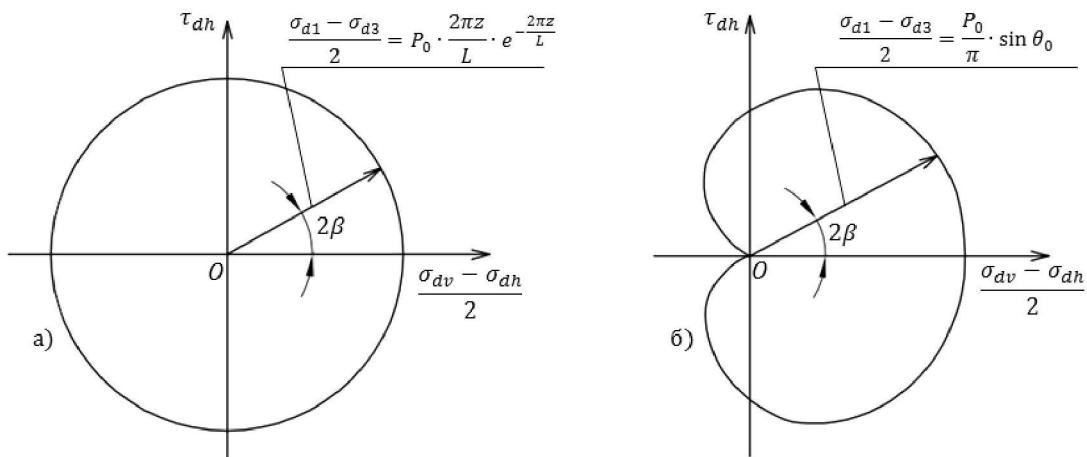


Рис. 2.4 Траєкторії напруження, викликані навантаженням від морських хвиль (а) і наземного транспорту (б) [28]

Разом з тим деякі автори [72] вважають, що загасання коливань за межами шляху як у вертикальній, так і в горизонтальній площині відбувається за експоненціальним законом. Величину прискорень коливань в тілі полотна і за його межами рекомендується визначати за формулою [72]:

$$A = MP\nu \exp[-\delta_1 z - \delta_2 b - \delta_3(x - a - b)] \quad (2.7)$$

де M – коефіцієнт, що залежить від типу локомотива, год/км·кН; P – навантаження на вісь локомотива, кН; ν – швидкість руху, км/год; δ_1 , – коефіцієнти загасання коливань на глибині та в горизонтальному напрямку, m^{-1} ; δ_3 – коефіцієнт, що описує зміну амплітуди, m^{-1} ; z – координата точки по глибині; x – горизонтальна відстань в поперечному напрямку від осі колії, м; a, b – півширина баластної призми та ширина узбіччя, м.

Амплітуду коливань в будь-якій точці поперечного перерізу земляного полотна А. В. Прокудіним пропонується отримати з виразу [72]:

$$A_{z,y} = A_0 \exp z l g \delta_1 - (y - 1,35) \delta_2 + \delta_3 h - \delta_2 \varphi \quad (2.8)$$

де A_0 – максимально можлива амплітуда коливань ґрунту основного майданчика, мкм; z, y – координати розглянутої точки по вертикалі та горизонталі при розташуванні центру координат по осі шляху, на рівні основного майданчика земляного полотна, м; δ_1 – коефіцієнт загасання коливань у вертикальній площині, m^{-1} ; δ_2 – коефіцієнт загасання коливань в горизонтальній площині в межах зони появи пульсації напруження, m m^{-1} ; δ_3 – коефіцієнт загасання коливань на схилі; δ_1 – кут закладення земляного полотна, град; h – висота укосу, м.

Аналіз характеристик, отриманих з виразів (2.5), (2.6), (2.7), дозволяє однозначно віддати перевагу параметрам, отриманим по виразу (2.8).

Великий комплекс робіт з аналізу спектру коливань від залізничного складу виконаний Г.Г. Коншиним [72]. Слід зазначити, що при розрахунку значень амплітуд за наведеними формулами за вихідну величину приймається амплітуда коливань ґрунту на основному майданчику. Загасання коливань в ґрунті в міру віддалення від трамвайної колії підпорядковується закону [72]:

$$A_T = 29,0e^{-0,010x} \quad (2.9)$$

а метро —

$$A_M = 39,3e^{-0,017x} \quad (2.10)$$

де A — рівень віброприскорення, дБ; x — відстань від джерела.

Порівняння результатів, отриманих за наведеними формулами, з експериментальними на ряді станцій і перегонах, показало, що виявлені амплітуди вібропереміщень в масиві ґрунту від потягів метрополітену значно відрізняються від розрахункових, отриманих за формулами (2.9), (2.10), і потребує суттєвого коригування (таблиця 2.1) [72].

Крім цього, для метрополітенів мілкого закладення загасання коливань протікає взагалі не за пропонованою схемою. Відповідно до ряду робіт виявлено, що на деякій відстані від тунелю відбувається деяке нарощання амплітуд, а потім її зменшення [72].

Загасання коливань в цьому випадку можна представити у вигляді:

$$a = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-e)}{2\sigma^2}} \quad (2.11)$$

де a і σ — параметри функції: для збірної залізобетонної конструкції — $a = 19,5 - 17$, для монолітно пресованої конструкції — $a = 15$, для вертикальних коливань $\sigma = 30$; x — віддалення від джерела коливань, e — основа натурального логарифма. Данна формула дає повнішу картину, ніж в роботі [72].

Таблиця 2.1

Величини вібропереміщень точок масиву ґрунту, розташованих в безпосередній близькості від станцій метро і трамваю, m^{-5}

Станції		Величина вібропереміщень	Поперечний ухил $i = 0,002\%$ $R = \infty$	Поперечний ухил $i = 0,000\%$ $R = \infty$	Перегон $R = 810\text{ м}$
Метро	Розрахункові	36,5	39,3	39,3	39,3
	Експеримент	34,1	65,8	48,5	51,3
Трамвай	Розрахункові	28,1	28,1	28,1	28,1
	Експеримент	33,2	20,1	16,3	14,7

Слід зазначити, що практично не береться до уваги роль взаємодії транспортного засобу з дорогою. Зокрема, на величину вібропереміщень частинок ґрунту на основному майданчику залізничного земляного полотна істотно впливає навантаження на вісь і швидкість руху рухомого складу. Рівень і частотний спектр вібрації залежить від типу ґрунту, типу потяга, його швидкості, конструкції колії та ін. Кожному поєднанню інженерно-геологічних умов майданчика та особливостям прикладання динамічного навантаження відповідає своя крива загасання коливань з відстанню від джерела.

Методики, що існують, не дають змоги вирішити комплексно задачу щодо прогнозування зміни НДС системи «основа – споруда» при динамічних впливах, зокрема від метрополітену. Складність полягає в необхідності врахування таких суттєвих факторів, як щільна міська забудова, часто з розвиненою підземною частиною; складні інженерно-геологічні умови майданчика з різноманітним нашаруванням ґрунтів;

Сучасні програмні комплекси, що реалізують метод скінчених елементів, дають змогу врахувати з достатньою точністю усі наведені вище особливості реальних об'єктів. Одним з таких програмних комплексів є Midas GTS NX [73].

Midas GTS NX призначений для комплексних геотехнічних розрахунків і охоплює весь спектр інженерно-геотехнічних проєктів, включаючи розрахунки глибоких котлованів з різними варіантами кріплення, в тому числі шпунтовим, тунелів складної форми, розрахунки консолідації та фільтрації, теплотехнічні розрахунки, розрахунки на динамічні дії та розрахунки стійкості схилів.

GTS NX є програмою, спеціально розробленою для моделювання взаємодії між спорудами і їх основами з використанням методу скінчених елементів. У програмі реалізована підтримка врахування різних умов (характеристики ґрунтів, рівні води та ін.) і різні аналітичні методології моделювання явищ реального світу. У середовищі програми всі типи польових умов можуть бути реалізовані з використанням нелінійних методів розрахунку (лінійний / нелінійний статичний розрахунок, лінійний / нелінійний динамічний розрахунок, розрахунок фільтрації та консолідації, розрахунок стійкості укосу)

і різних пов'язаних методів розрахунку (фільтрації та напруженодеформованого стану, напружено-деформованого стану та стійкості укосу, фільтрації та стійкості укосу, і нелінійний пов'язаний розрахунок стійкості укосу).

GTS NX дозволяє генерувати гібридну сітку кінцевих елементів, яка використовує оптимальне поєднання гексаедральних і тетраедральних елементів. Основною перевагою використання гексаедральних елементів є те, що вони дозволяють отримати більш точні результати напруженодеформованого стану, ніж тетраедральні елементи. А перевагою використання тетраедральних елементів є те, що вони більш ефективні для моделювання різних згинів і кутів складної геометрії. GTS NX здатний використовувати обидва типи елементів — тетраедральні та гексаедральні, без будь-яких значних втрат моделювання або швидкості розрахунку.

В динамічних розрахунках слід приділяти особливу увагу розмірам елементів для зменшення розсіювання хвиль. Варто відзначити, що великі за розмірами елементи не здатні передавати високі частоти. Розповсюдження хвиль визначається передусім їх швидкістю та довжиною. Якщо динамічний вплив містить високі частоти, то їх варто відфільтрувати або ж використовувати меншу сітку скінчених елементів.

Для простих проектів, в яких необхідно врахувати сейсмічні впливи, GTS NX дозволяє виконати розрахунок лінійно-спектральним методом, а для проектів підвищеної складності передбачені розрахунки перехідних процесів в часі прямим динамічним методом. Додатково виконується розрахунок за визначенням форм і частот власних коливань.

GTS NX дозволяє виконувати нелінійні розрахунки на динамічні дії, які використовують докладні записи коливань ґрунту поряд з урахуванням конструктивних елементів, для підвищення точності розрахунку і результатів. Динамічні впливи від вибухових робіт, руху потягів і землетрусів можуть бути створені за допомогою функцій вбудованого генератора.

Поряд з можливістю виконання статичних розрахунків GTS NX має у

своєму арсеналі наступні інструменти для виконання динамічних розрахунків основ:

1. *Eigen Value Analysis (Розрахунок власних форм)*. Використовується для аналізу динамічних властивостей основи / споруди — власних форм, власних періодів (частот), коефіцієнтів участі форм і т. д. Ці властивості визначаються масою і жорсткістю споруди. Іншими словами, якщо визначені параметри споруди, то визначені також його власні частоти та форми коливань, і число таких властивостей відповідає числу ступенів свободи споруди. В реальних умовах спорудження коливається не по єдиній формі, а по складній формі, утвореної накладенням багатьох форм коливань.

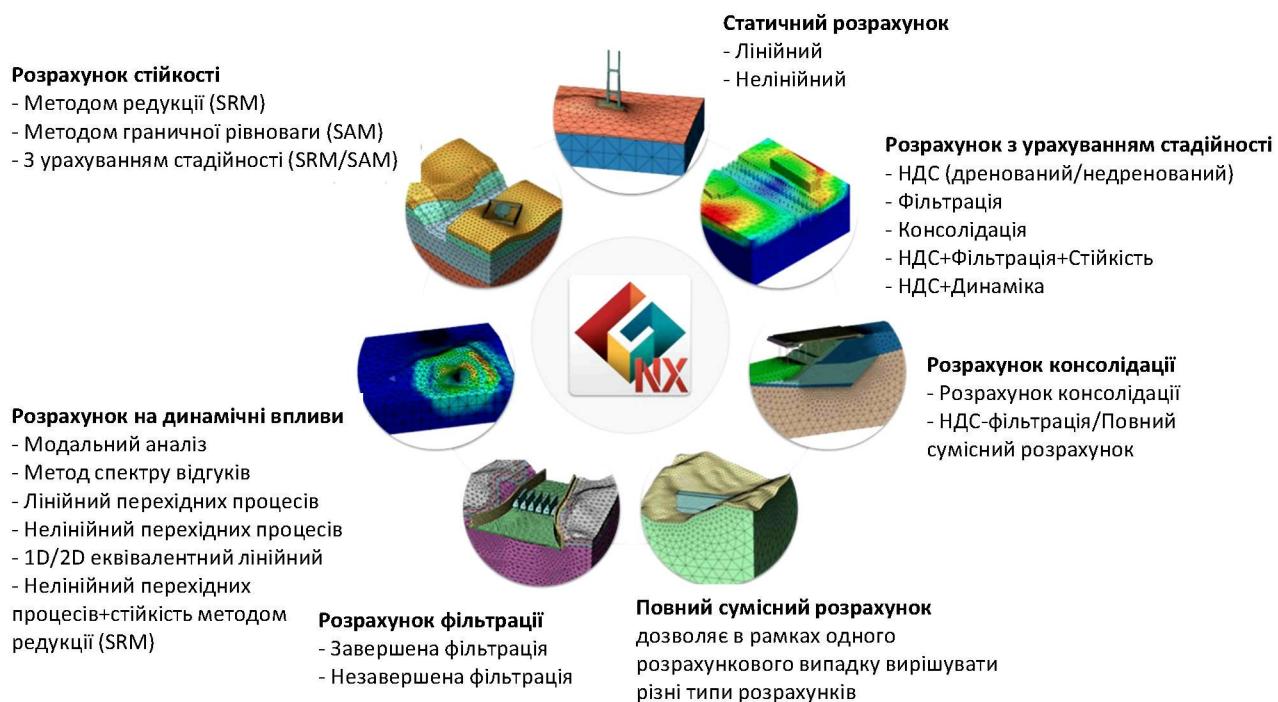


Рис. 2.5 Види розрахунків, доступних для реалізації в GTS NX

2. *Response Spectrum Analysis (Розрахунок спектра реакції)*. Використовується для підсумовування спектральні дані, відповідні абсолютним максимальних значень часу реакції для кожної форми з використанням принципу суперпозиції. Оскільки одночасність появи максимальної величини дляожної форми не враховується, і підсумовуються тільки абсолютні максимальні величини, то такий підхід вважається адекватним рішенням модальної лінійної нестационарної задачі. Крім того, кореляція між формами коливань

враховується при підсумовуванні форм коливань для корекції помилки одночасності.

3. *Linear Time History (Modal/Direct)* (*Лінійний нестационарний (модальний/прямий) розрахунок*). Знаходиться рішення динамічних рівнянь рівноваги для поведінки споруди (переміщення, зусилля в елементах і т.д.) в довільний момент часу, з використанням динамічних властивостей споруди та заданих навантажень, при заданому динамічному впливі. Для виконання лінійного нестационарного розрахунку використовується метод суперпозиції форм (Modal superposition method) і прямий метод (Direct method).

4. *Nonlinear Time History Analysis (Нелінійний нестационарний розрахунок)*. Нелінійності також можуть бути враховані в нестациональному розрахунку основ і споруд. Подібно до нелінійного статичного розрахунку, в розрахунку можуть бути враховані всі разом або вибірково нелінійності матеріалів, геометричні нелінійності, нелінійності навантажень і граничних умов.

5. *2D Equivalent Linear Analysis (Двомірний еквівалентний лінійний розрахунок)*. Еквівалентний лінійний метод в GTS NX використовується в розрахунку вільного поля і двовимірному лінійному еквівалентному розрахунку. Еквівалентний лінійний метод апроксимує нелінійність матеріалу основи як еквівалентну лінійну властивість матеріалу для лінійного ітераційного розрахунку.

В даній роботі для чисельного моделювання використано *Linear Time History (Direct)* (*Лінійний нестационарний (прямий) розрахунок*), тому на ньому варто зупинитись детальніше.

В GTS NX для прямого інтегрування в часі для лінійних задач використовується неявний метод інтегрування. GTS NX використовує α метод (ННТ- α), запропонований Гілбером, Хьюзом і Тейлором (Hilber, Hughes, Taylor) для неявного прямого інтегрування. Метод ННТ- α являє собою загальну формулу методу Ньюмарка і володіє контролюваним чисельним ефектом демпфірування. Даний ефект має точність другого порядку для кроків по часу, як і метод Ньюмарка, і з його допомогою можна контролювати

високочастотний шум.

Метод Ньюмарка є розвитком методу лінійних прискорень. Використовуються наступні припущення [74]:

$$\dot{U}_{t+\Delta t} = \dot{U}_t + [(1 - \delta)\ddot{U}_t + \delta\ddot{U}_{t+\Delta t}]\Delta t; \quad (2.12)$$

$$U_{t+\Delta t} = U_t + \dot{U}_t\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha\right)\ddot{U}_t + \alpha\dot{U}_{t+\Delta t}\right]\Delta t^2. \quad (2.13)$$

де α та δ – параметри, що визначають точність та стійкість інтегрування. При $\delta = 1/2$ та $\alpha = 1/6$ відношення 2.12 та 2.13 приводяться до відношень методу лінійного прискорення. Ньюмарк запропонував в якості безумовно стійкої схеми метод постійного середнього прискорення, для якого $\delta = 1/2$ та $\alpha = 1/4$ (рис. 2.6) [74].

Крім 2.12 та 2.13 для визначення переміщень, швидкостей та прискорень в момент $t + \Delta t$ розглядаються рівняння рівноваги для моменту $t + t\Delta$:

$$M\ddot{U}_{t+\Delta t} + C\dot{U}_{t+t\Delta} + KU_{t+\Delta t} = R_{t+\Delta t} \quad (2.14)$$

Представляючи $\ddot{U}_{t+\Delta t}$ з 2.13 через $U_{t+\Delta t}$ та підставляючи $\ddot{U}_{t+\Delta t}$ у 2.12, отримуємо рівняння для визначення $\dot{U}_{t+\Delta t}$ та $\dot{U}_{t+t\Delta}$ через невідомий вектор переміщень $U_{t+\Delta t}$. Вирази для $\dot{U}_{t+t\Delta}$ та $\dot{U}_{t+\Delta t}$ підставляються у 2.14 для знаходження $U_{t+\Delta t}$, після чого можна визначити $\dot{U}_{t+t\Delta}$ та $\dot{U}_{t+\Delta t}$, використовуючи 2.12 та 2.13 [74].

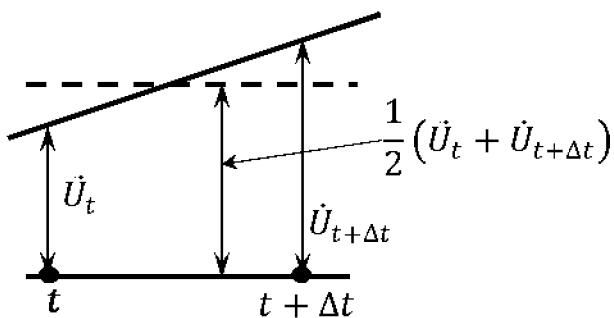


Рис. 2.6 Лінеаризація прискорення в методі Ньюмарка [74]

Алгоритм інтегрування методом Ньюмарка приведено нижче [74].

1. Початкові обчислення.

1.1. Формуються матриці жорсткості K , мас M та демпфування C .

1.2. Задаються початкові значення U_0 , \dot{U}_0 та \ddot{U}_0 .

1.3. Вибирається тимчасовий крок Δt , параметри α та δ і визначаються постійні:

$$\delta \geq 0,50; \alpha \geq 0,25(0,5 + \delta)^2; a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}; a_1 = \frac{\delta}{\alpha \Delta t}; a_2 = \frac{1}{\alpha \Delta t}; a_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1; \quad (2.15)$$

$$a_4 = \frac{\delta}{\alpha} - 1; a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right); a_6 = \Delta t(1 - \delta); a_7 = \delta \Delta t. \quad (2.16)$$

1.4. Формується ефективна матриця жорсткості \widehat{K} :

$$\widehat{K} = K + a_0 M + a_1 C. \quad (2.17)$$

1.5. Матриця \widehat{K} приводиться до трикутного вигляду:

$$\widehat{K} = LDL^T \quad (2.18)$$

2. Для кожного часового кроку:

2.1. Визначається ефективне навантаження для моменту часу $t + \Delta t$:

$$\widehat{R}_{t+\Delta t} = R_{t+\Delta t} + M(a_0 U_t + a_2 \dot{U}_t + a_3 \ddot{U}_t) + C(a_1 U_t + a_4 \dot{U}_t + a_5 \ddot{U}_t) \quad (2.19)$$

2.2. Знаходяться переміщення в момент $t + \Delta t$

$$LDL^T U_{t+\Delta t} = \widehat{R}_{t+\Delta t} \quad (2.20)$$

2.3. Визначаються прискорення та швидкості в момент $t + \Delta t$

$$\begin{aligned} \ddot{U}_{t+\Delta t} &= a_0(U_{t+\Delta t} - U_t) - a_2 \dot{U}_t - a_3 \ddot{U}_t \\ \dot{U}_{t+\Delta t} &= \dot{U}_t + a_6 \ddot{U}_t + a_7 \ddot{U}_{t+\Delta t} \end{aligned} \quad (2.21)$$

Метод $HHT-\alpha$ використовує наступне модифіковане рівняння рівноваги [73]:

$$M a^{n+1} + (1 + \alpha_H) [C v^{n+1} + f^{int,n+1}] - \alpha_H [C v^n + f^{int,n} - f^{ext,n}] = 0 \quad (2.22)$$

де a^{n+1} та v^{n+1} – відповідно, вектор прискорення та швидкість на кроці $n + 1$ по часу.

$\alpha_H \in [-1/3, 0]$ – коефіцієнт, що визначає чисельний ефект демпфірування. При врахуванні ефектів немеханічних деформацій, таких як термічне розширення матеріалу, і внутрішні сили, що пов'язані з природними напруженнями та тиском в порах, зовнішні сили при лінійному розрахунку

можуть бути виражені за допомогою наступного рівняння, що включає добуток матриці жорсткості на степінь свободи.

$$f^{int,n+1} = Ku^{n+1} - f^{nonmech,n+1} + f^{int,0} \quad (2.23)$$

Швидкість, переміщення і прискорення для кроків по часі n, n+1 можуть бути описані з допомогою таких виразів, які використовують нестационарне рівняння методу Ньюмарка:

$$\begin{aligned} V^{n+1} &= V^n + \Delta t[\gamma a^{n+1} + (1 - \gamma)a^n] \\ u^{n+1} &= u^n + \Delta tV^n + \frac{1}{2}\Delta t^2[2\beta a^{n+1} + (1 - 2\beta)a^n] \end{aligned} \quad (2.24)$$

Переписавши рівняння рівноваги (2.22) з урахуванням рівнянь (2.23) і (2.24), отримаємо наступну систему рівнянь з переміщенням в момент часу n+1 в ролі змінної:

$$\begin{aligned} K^{eff}u_{n+1} &= f^{eff} \\ K^{eff} &= \frac{1}{\beta\Delta t^2}M + \frac{(1 + \alpha_H)\gamma}{\beta\Delta t}C + (1 + \alpha_H)K \\ f^{eff} &= -f^{int,0} + (1 + \alpha_H)[f^{ent,n+1} + f^{nonmech,n+1}] \\ &\quad - \alpha_H[f^{ext,n} + f^{nonmech,n}] \\ &\quad + M\left[\frac{1}{\beta\Delta t^2}u^n + \frac{1}{\beta\Delta t}V^n + \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)a^n\right] \\ &\quad + C\left[\frac{(1 + \alpha_H)\gamma}{\beta\Delta t}u^n + \left\{\frac{(1 + \alpha_H)\gamma}{\beta} - 1\right\}V^n\right. \\ &\quad \left.+ \Delta t(1 + \alpha_H)\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)a^n\right] + \alpha_H Ku^n \end{aligned} \quad (2.25)$$

Права частина виразу для f^{eff} в системі рівнянь (2.25) визначається внутрішньою силою та обчисленим переміщення, швидкістю і прискоренням на кроці по часу n. Коли права частина виразу визначена, вектор переміщення в момент часу n+1 може бути обчислений за допомогою вирішувача системи рівнянь. Швидкість та прискорення в момент часу n+1 можуть бути отримані підставленням обчисленого переміщення в нестационарне рівняння Ньюмарка (2.24). Нестационарний відгук споруди може бути обчислений шляхом

інтегрування по часу, який складається в повтореннях описаної вище процедури [73].

Ефективна матриця жорсткості (K^{eff}) в лівій частині рівняння (2.25) повторно використовує раніше розкладену матрицю при розрахунку з постійним кроком по часу, забезпечуючи ефективність розрахунку за допомогою одного тільки процесу прямого та зворотного підставляння.

Метод інтегрування по часу (ННТ- α) володіє безумовною стійкістю при $\gamma = (1 + 2\alpha_H)/2$, $\beta = (1 + \alpha_H)^2/4$ та при $\alpha_H = 0$. Даний метод є спеціалізацією методу Ньюмарка з використанням середнього прискорення. В GTS NX використовується значення за замовчуванням $\alpha_H = -0,05$.

Метою чисельного інтегрування рівнянь рівноваги системи скінченних елементів являється отримання хорошої апроксимації дійсної динамічної реакції конструкції, що розглядається. В літературі даються різні оцінки точності методу Ньюмарка [74]. Чисельні рішення рівнянь рівноваги показують, що метод Ньюмарка точний при $\Delta t/T$, що не перевищує 0,01. Однак більші значення призводять до збільшення періоду, зниження амплітуди при цьому не простежується. Таким чином вибір відповідного кроку дискретизації часу є важливою задачею.

GTS NX підтримує також виконання нелінійних динамічних розрахунків з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності. Такі розрахунки засновані на неявному інтегруванні по часу (Implicit Time Integration).

Ефект демпфірування. В GTS NX враховано два види демпфірування: масове та жорстке. Реалізовано також демпфірування за формулою коливань, яке застосовується тільки при суперпозиції форм. Ефекти демпфірування в лінійному нестационарному розрахунку враховуються за допомогою матриці жорсткості C в наступній формі:

$$C = \alpha_j^e M_j^e + \beta_j^e K_j^e + B \quad (2.26)$$

де α_j^e – коефіцієнт масового демпфірування для j -го елемента;

M_j^e – матриця мас j -го елемента;

β_j^e – коефіцієнт жорсткості демпфірування для j-го елемента;

K_j^e – матриця жорсткості j-го елемента;

B – матриця демпфірування пов'язаного з демпфіруючим елементом (демпфером).

Midas GTS NX використовує більш як 30 різних математичних моделей для опису поведінки ґрунтів або конструкцій. Більшість моделей дають можливість окреслити пружнопластичну поведінку ґрунтів, тому що ґрунт сам по собі представляє пластичний матеріал. При використанні різних моделей матеріалів ви можете описати піщані або глинисті ґрунти, скельні або напівскельні породи, процеси зміщення, розвантаження і вторинного навантаження, розущільнення, повзучості, розрідження та ін. Для опису поведінки матеріалу ґрунту в розрахунках використано лінійно-пружні моделі двох типів:

1. Mohr-Coulomb (Мора-Кулона)
2. Modified UBCSAND (Модифікована UBCSAND)

Модель Мора-Кулона описує пружнопластичну поведінку матеріалу, як показано на рисунку нижче. Данна модель дозволяє отримувати вірогідні результати в загальних випадках нелінійних розрахунків ґрутової основи, і тому широко використовується при моделюванні більшості типів основ.

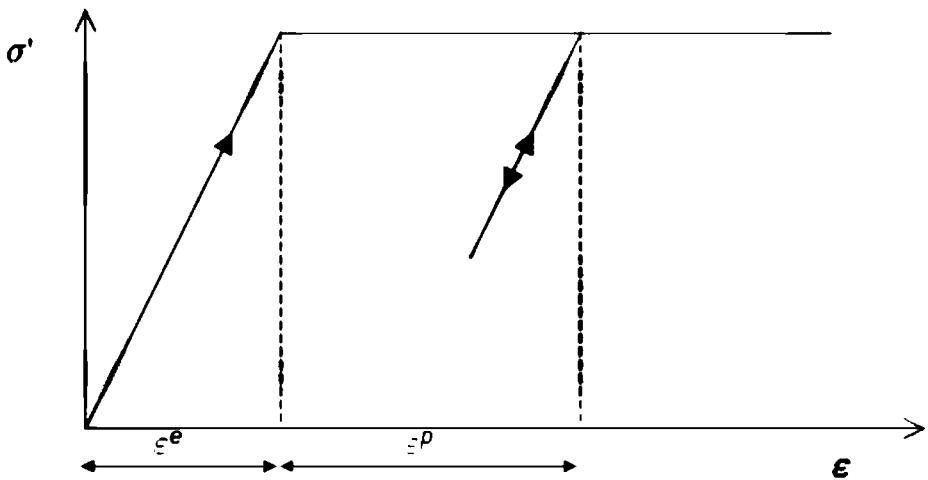


Рис. 2.7 Поведінка матеріалу відповідно до моделі Мора-Кулона

Критерій плинності Мора-Кулона проявляє 2 недоліки при моделюванні

геоматеріалів. По-перше, середнє головне напруження не впливає на плинність, що суперечить реальній поведінці ґрунтів при випробуваннях. По-друге, меридіан і крива руйнування для критерію Мора-Кулона мають лінійну форму; так що параметр міцності (кут внутрішнього тертя) не залежить від тиску всебічного обтиску (гідростатичного тиску). Даний критерій забезпечує високу точність моделювання в деяких межах значень тиску обтиску; при цьому, чим ширше дані межі, тим нижче точність. Однак цей критерій застосовується досить часто через простоту використання, а також завдяки достатній точності результатів, що демонструються у звичайних межах значень тиску обтиску.

Функції моделі Кулона-Мора сформовані в умовах головних напружень і мають наступний вигляд:

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 ; \quad (2.27)$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 ; \quad (2.28)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 ; \quad (2.29)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 ; \quad (2.30)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 ; \quad (2.31)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 . \quad (2.32)$$

Два параметри моделі, що входять у (2.27) – (2.32), добре відомі як кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення ґрунту c . Графічно функції являють собою гексагональний конус у просторі головних напружень (рис. 2.8).

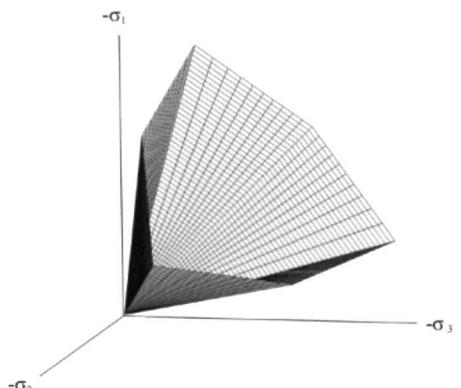


Рис. 2.8 Просторові поверхні Кулона-Мора в головних напруженнях

На доповнення до функцій f_{1a} , f_{1b} f_{2a} f_{2b} f_{3a} f_{3b} для моделі Кулона-Мора визначено шість функцій пластичності $g_{ia(b)}$:

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\psi; \quad (2.33)$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\psi; \quad (2.34)$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\psi; \quad (2.35)$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\psi; \quad (2.36)$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\psi; \quad (2.37)$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\psi. \quad (2.38)$$

Таким чином, пружно-пластична модель ґрунту з критерієм міцності Кулона-Мора включає шість основних параметрів:

- 1) модуль пружності ґрунту E ;
- 2) коефіцієнт Пуассона ν ;
- 3) питоме зчеплення ґрунту c ;
- 4) кут внутрішнього тертя φ ;
- 5) кут дилатансії ψ ;
- 6) питома вага γ .

Modified UBCSAND (Модифікована UBCSAND) є моделлю ефективних напружень для моделювання явища розрідження піщаного ґрунту при сейсмічних впливах. Модель розрідження GTS NX є доопрацьованою з використанням неявного методу моделлю UBCSAND для використання в тривимірних задачах. В пружній області роботи може моделюватися нелінійно-пружна поведінка, при цьому модуль пружності змінюється відповідно до заданого ефективного тиску. У пластичної області роботи поведінка матеріалу визначається функціями плинності трьох типів: зсув (зміщення при зсуві), стиск (шатрове зміщення), і обмеження тиску. За допомогою опції зміщення

при зсуві може бути враховано явище ущільнення ґрунту при циклічному навантаженні.

Значення модуля зсуву оновлюється в залежності від ефективного тиску (p') на підставі наведених нижче співвідношень. Допустимі напруження розтягу (Pt) обчислюються автоматично з використанням значень зчеплення і кута внутрішнього тертя. Коефіцієнт Пуассона є константою, а об'ємний модуль пружності обчислюється за наведеною нижче формулою.

$$G^e = K_G^e P_{ref} \left(\frac{p' + p_t}{p_{ref}} \right)^{ne} \quad K^e = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} G^e \quad (2.39)$$

Залежно від різниці між залученим кутом тертя (mobilized friction angle) (ϕ_m) і кутом тертя відповідного постійного обсягу (ϕ_{cv}), передбачається обумовлене зсувом пластичне розширення або дилатансія. Приріст пластичних деформацій зсуву визначається в залежності від зміни коефіцієнта зсувних деформацій в припущені гіперболічної залежності, що може бути описано наступними формулами.

$$\sin \psi_m = \sin \phi_m - \sin \phi_{cv} \quad \Delta \sin \phi_m = \frac{G^p}{p'} \Delta \kappa_s = K_G^p \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^{\frac{np-1}{n-1}} \left\{ 1 - \left(\frac{\sin \phi_m}{\sin \phi_p} \right) R_f \right\}^2 \Delta \kappa_s \quad (2.40)$$

$$\Delta \kappa_s = |\Delta \varepsilon_1^p - \Delta \varepsilon_3^p|$$

В таблиці 2.2 представлений перелік параметрів модифікованої моделі UBCSAND.

В результаті розрахунків визначаються наступні параметри:

1. *Pore Pressure Ratio (PPR)* (Коефіцієнт порового тиску (PPR)), що визначається як відношення надлишкового порового тиску та початкового ефективного напруження.

Δp_w	Зміна надлишкового порового тиску
p'_init	Початковий ефективний тиск
$p'_current$	Поточний ефективний тиск

$$PPR = -\frac{\Delta p_w}{p'_init} = \frac{p'_init - p'_current}{p'_init} \quad (2.41)$$

2. *Normalized Max Stress Ratio* (Нормалізований коефіцієнт нормального напруження), що визначається як відношення рухомого кута внутрішнього

тертя і кута пікового внутрішнього тертя. Коли досягається коефіцієнт максимального напруження, рухливий кут внутрішнього тертя стає близький до кута пікового внутрішнього тертя, активується розрідження ($1 = \text{роздіження}$).

$$\max\left(\frac{\sin \phi_m}{\sin \phi_p}\right) \quad (2.42)$$

ϕ_m'	Подвижний угол внутреннего трения
ϕ_p'	Угол пікового внутреннего трения

Таблиця 2.2

Перелік параметрів модифікованої моделі UBCSAND

Параметр Pref	Опис Початковий тиск	Пояснення Природні горизонтальні напруження на осі шару ґрунту
Пружна поведінка(степенева залежність)		
K_G^e	Число модуля пружності зсуву	Безрозмірна величина
ne	Експонента модуля пружності зсуву	Безрозмірна величина
Пластична поведінка (Зсув)		
Φ_p	Пікове значення кута внутрішнього тертя	Параметр міцності, як в моделі Мора-Кулона
Φ_{cv}	Кут внутрішнього тертя при постійному об'ємі	-
C	Зчеплення	Параметр міцності, як в моделі Мора-Кулона
K_G^p	Число пластичного модуля зсуву	Безрозмірна величина
np	Експонента пластичного модуля зсуву	Безрозмірна величина
R_f	Співвідношення руйнування gf/ga	0,7~0,98(<1), зменшується при збільшенні відносної щільності
F_{post}	Калібровочний коефіцієнт для моделювання розрідження	Остаточний модуль зсуву
F_{dens}	Калібровочний коефіцієнт для моделювання розрідження	Циклічна поведінка
Додаткові параметри		
P_{cut}	Обмеження пластичних деформацій/тиску (міцність на розтяг)	-
K_B^p	Число «шатра» об'ємного модуля пружності	-
mp	Експонента модуля пластичного шатра	-
OCR	Коефіцієнт переконсолідації	Нормальне напруження/Тиск перед самим руйнуванням

Методи врахування динамічного навантаження від метрополітену в GTS NX. Для врахування динамічних впливів від метрополітену використано наступні інструменти GTS NX:

1. Ground Acceleration (Прискорення основи).

Завантаження акселерограм для нестационарного розрахунку, що являють собою трикомпонентну функцію прискорення коливань у часі. В нестационарному розрахунку динамічні властивості складових елементів моделі та задані навантаження використовуються для розрахунку поведінки споруди (переміщення, зусилля і т.д.) в довільний момент часу при динамічному навантаженні. Нестационарний розрахунок може бути виконаний методом суперпозиції форм (Mode Superposition Method) або методом прямого інтегрування (Direct Integration Method).

2. Train Dynamic Load Table (Таблиця динамічних навантажень від потяга). При створенні даного навантаження використовуються величини швидкості потягу та відстані між вузлами, навантаження автоматично використовується в розрахунку як динамічна вузлова. В програмі закладено кілька стандартних комплектів даних, що містять інформацію про різні типи потягів, також є можливість напряму вказати довжину прикладання навантаження в залежності від числа коліс потягу.

Границі умови при динамічних розрахунках. Демпфірування для меж розрахункової моделі задається в GTS NX одним з наступних методів:

1. Direct modal (Прямий модальний метод)

Користувач безпосередньо задає коефіцієнт демпфірування для кожної форми, і відгук форм обчислюється з використанням заданих коефіцієнтів. Прямий модальний метод доступний тільки для розрахунку спектра реакції (Response spectrum) / нестационарного (модального) (Time history (Modal)) розрахунку.

Damping Ratio for All Modes (Коефіцієнт демпфірування для всіх форм). Задається коефіцієнт демпфірування, який використовується за замовчуванням для всіх форм, крім тих форм, коефіцієнти демпфірування для яких визначаються користувачем. Коефіцієнт демпфування за замовчуванням використовується для всіх форм з нижчим пріоритетом ніж у заданої форми. Якщо заданий коефіцієнт демпфірування відрізняється від коефіцієнта

демпфірування функції спектра реакції, то спектральні дані перед використанням в розрахунку коригуються відповідно до заданого коефіцієнта демпфірування.

Modal Damping Overrides (Пріоритетне модальне демпфірування). Дано функція призначена для прямого призначення коефіцієнта демпфірування дляожної форми. Номер форми і коефіцієнт демпфірування задаються окремо і потім сумуються.

2. Mass Stiffness Proportional (Мас-пропорційне та жорсткість-пропорційне демпфірування)

Обчислення константи демпфірування для мас-пропорційного і жорсткість-пропорційного загасання. Коефіцієнт пропорційності може бути заданий безпосередньо, або обчислений автоматично на основі загасання форм для обраних елементів в залежності від типу загасання.

Необхідно задати частоту або період форми, і вказати коефіцієнт демпфірування, щоб автоматично обчислити коефіцієнт пропорційності.

В цьому випадку затухання для кожного матеріалу при обчисленні масових і жорсткісних коефіцієнтів на основі модального демпфірування може бути відображене в розрахунку. Може бути обраний коефіцієнт демпфірування для кожного матеріалу, і коефіцієнт демпфірування (альфа, бета) матриці демпфірування, обчислений з використання цього значення.

2.4. Порівняльні розрахунки НДС з використанням розрахункових комплексів PLAXIS та MIDAS GTS NX

Був проведений порівняльний аналіз двох програмних комплексів PLAXIS і MIDAS GTS NX. Аналіз збіжності результатів розрахунків було проведено на прикладі розрахунку впливу джерела вібрації на масив ґрунту [75]. Щоб зменшити час розрахунку, лише чверть загальної геометрії моделюється, використовуючи граничні умови вздовж ліній симетрії. Фізичне гасіння, спричинене в'язким впливом, враховується за допомогою демпфірування Релея.

Джерело вібрації — це генератор, заснований на бетонній основі

товщиною 0,2 м діаметром 1 м. Коливання викликані генератором, передаються через фундамент в масив ґрунту. Ці коливання імітуються як рівномірне гармонічне навантаження з частотою 10 Гц та амплітудою 10 кН/м². Маса генератора моделюється як рівномірно розподілене навантаження 8 кН/м².

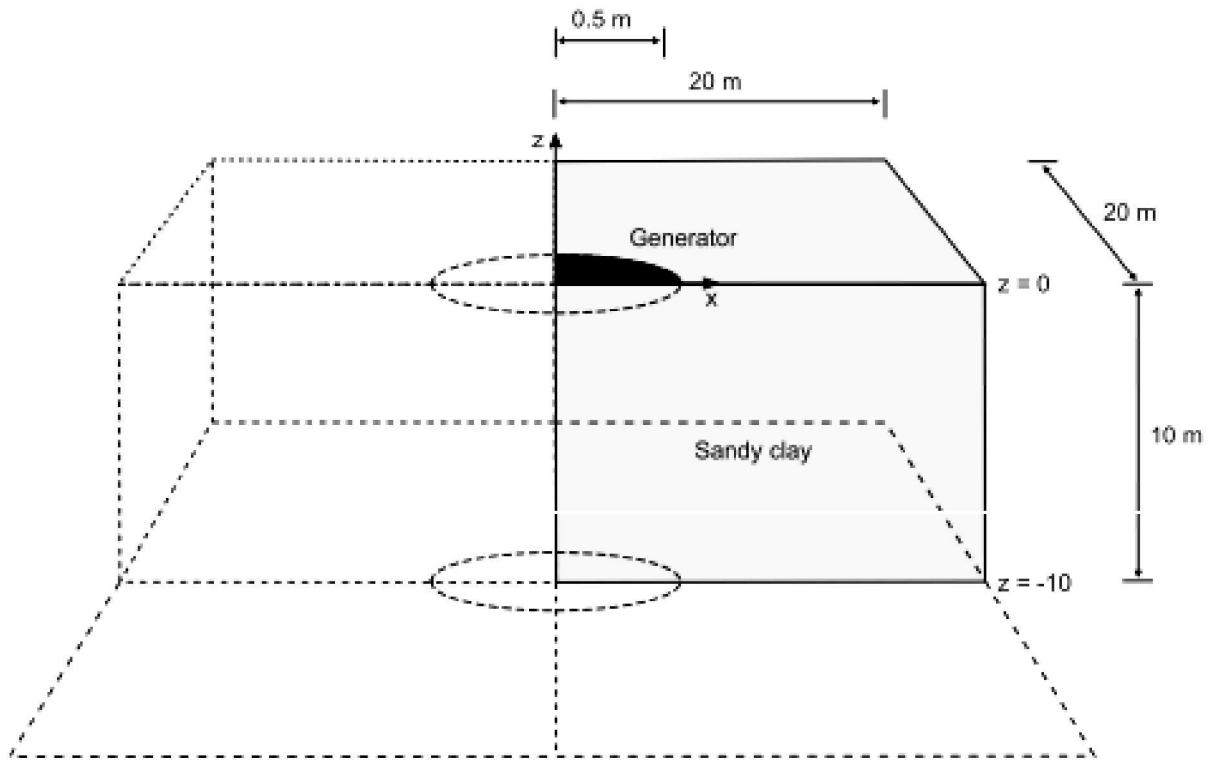


Рис. 2.9 Геометричні параметри моделі

Динамічне навантаження задається у вигляді гармонічного сигналу з амплітудою 10, частотою 10 Гц, фаза 0 град, як показано на рис. 2.10.

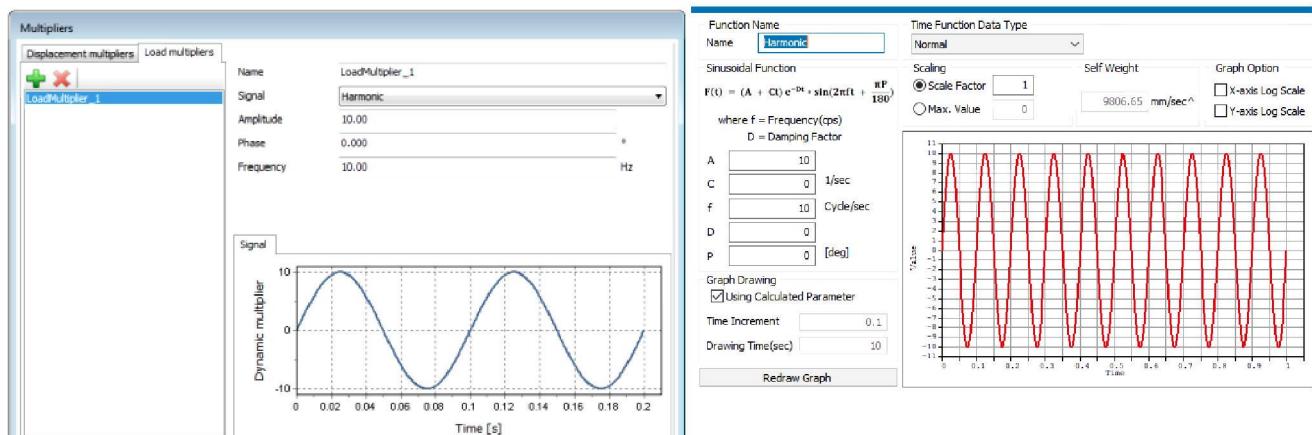


Рис. 2.10 Динамічне навантаження в ПК Plaxis та Midas

Таблиця 2.3

Характеристики матеріалів

Параметри	Назва	Список	Розмірність
Модель матеріалу	Модель	Пружно-пластична	-
Тип дренування	Тип	Дренований	-
Вага ґрунту вище РГВ	γ_{unsat}	20.0	кН/м ³
Вага ґрунту нижче РГВ	γ_{sat}	20.0	кН/м ³
Модуль Юнга	E'	$5 \cdot 10^4$	кН/м ²
Коефіцієнт Пуассона	ν'	0.3	-
Інтерфейс	-	Жорсткий	-
K_0	-	Автоматично	-
Коефіцієнт бічного тиску	K_0	0.5	-

На основі аналізу порівняльних чисельних тестів можна зробити висновок про прийнятну наближеність значень основних показників за результатами розрахунків в PLAXIS 3D та Midas GTS NX. Розбіжність результатів не перевищує 7% по значеннях максимальних прискорень, 11% по параметрах затухання коливань.

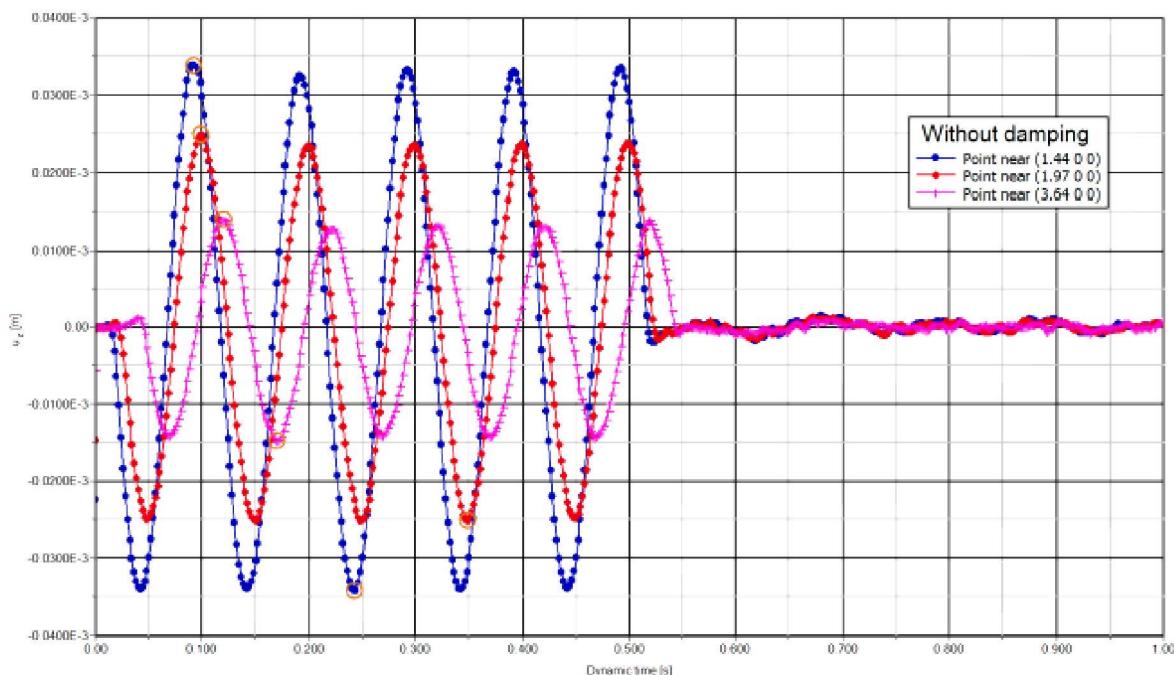


Рис. 2.11 Вертикальні амплітуди на поверхні на різній відстані від джерела (Plaxis 3D)

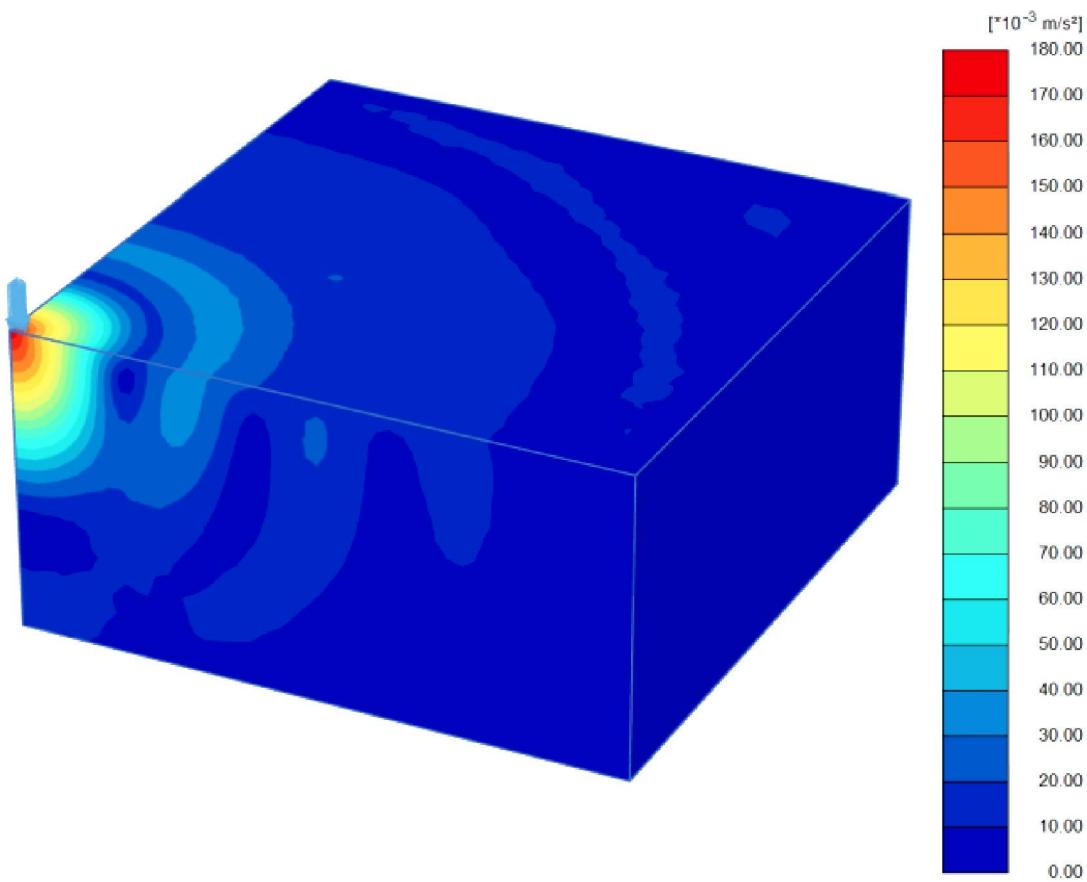


Рис. 2.12 Прискорення в ґрунті в кінці дії динамічного впливу (Plaxis 3D)

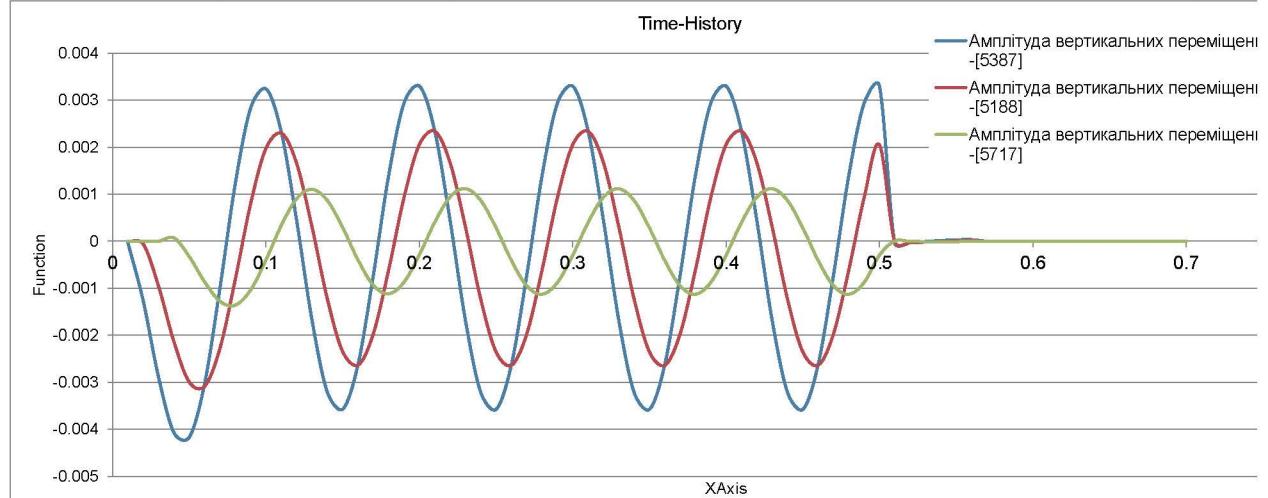


Рис. 2.13 Вертикальні амплітуди на поверхні на різній відстані від джерела (Midas GTS NX)

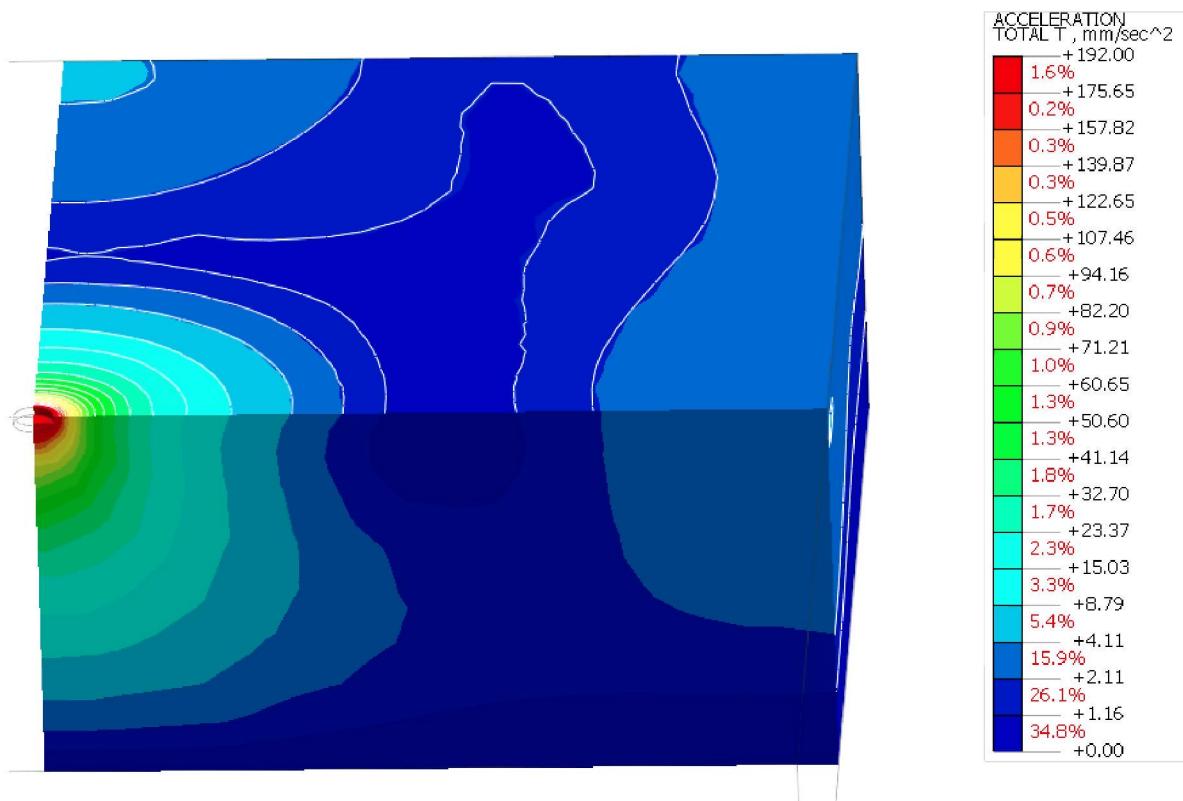


Рис. 2.14 Прискорення в ґрунті в кінці дії динамічного впливу (Midas GTS NX)

Висновки до розділу 2.

1. При будівництві (реконструкції) об'єктів, розташованих у зоні впливу вібрацій при функціонуванні метрополітену необхідно проводити спеціальні експериментально-теоретичні дослідження для оцінки рівня коливань ґрунту і фундаментів, а також небезпеки прояву додаткового ущільнення основи.

2. Кожному поєднанню інженерно-геологічних умов майданчика та особливостям прикладання динамічного навантаження відповідає своя крива загасання коливань з відстанню від джерела.

3. Для унікальних споруд і споруд спеціального призначення слід розробляти комплексні системи моніторингу, що дають змогу відстежувати стан окремих конструкцій та споруд у цілому на стадії будівництва та (або) експлуатації.

4. Методики, що існують, не дають змоги вирішити комплексно задачу щодо прогнозування зміни НДС системи «основа – споруда» при динамічних впливах, зокрема від метрополітену. Складність полягає в необхідності

врахування таких суттєвих факторів, як щільна міська забудова, часто з розвиненою підземною частиною; складні інженерно-геологічні умови майданчика з різноманітним нашаруванням ґрунтів;

5. Програмні комплекси, що реалізують метод скінчених елементів, дають змогу створювати адекватні розрахункові моделі для врахування динамічних впливів прямим динамічним методом.

6. Отримані результати розрахунків відкривають нові можливості для проектування та геотехнічного моніторингу технічного стану споруд в умовах щільної міської забудови з більш точним урахуванням динамічних впливів.

РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ОБ'ЄКТІВ НАД ЛІНІЯМИ МЕТРО У м. КИЄВІ

Третій розділ присвячений експериментальним вібродинамічним дослідженням за описаною вище методикою описаною у розділі 2. В дисертаційній роботі приведено результати досліджень на прикладі двох об'єктів, що розташовані безпосередньо над лініями метрополітену мілкого закладання.

Перший з них — будівля ТРЦ «Оазис», що збудована над станцією метрополітену «Героїв Дніпра» в м. Києві у 2020 році. Будівля перемінної поверховості (3; 4 поверхи) із підвальним поверхом (має в плані форму кола діаметром 74, 76 м), до якої примикають під вуличні підземні переходи з торговельними приміщеннями. Конструктивна схема ТРЦ — рамна, являє собою просторовий монолітний залізобетонний каркас. Фундаменти — пальові.

Другий об'єкт — будівля «Гостиного двору», пам'ятка архітектури, зведена в кінці 80-х років минулого століття на незначних окремих фрагментах старих фундаментів споруди 1809 року. Конструктивна схема будівлі змішана: в підвалі та на першому поверсі несними є поперечні та повздовжні стіни, на другому поверсі та горищі несними елементами є цегляні стовпи-колони, що спираються на поперечні стіни. Конструктив будівлі спеціально пристосований для експлуатації в складних інженерно-геологічних умовах — передбачені монолітні пояси на рівні низу перекриття і по підошві фундаментів, плити перекриття мають додаткове анкерування, влаштовані монолітні розпірки та балки для мінімізації динамічних впливів. Слабке місце в конструктиві — це застосування цегляного склепінчастого перекриття на окремих ділянках, що зумовлено архітектурними особливостями будівлі.

На обох об'єктах, за участю автора дисертаційної роботи, виконувався науково-технічний супровід проєктування, будівництва, та реконструкції (у випадку «Гостиного двору»), що включав [76-83]:

- візуальне обстеження конструкцій станції, метрополітену та будівлі;
- інструментальні дослідження міцності матеріалів;

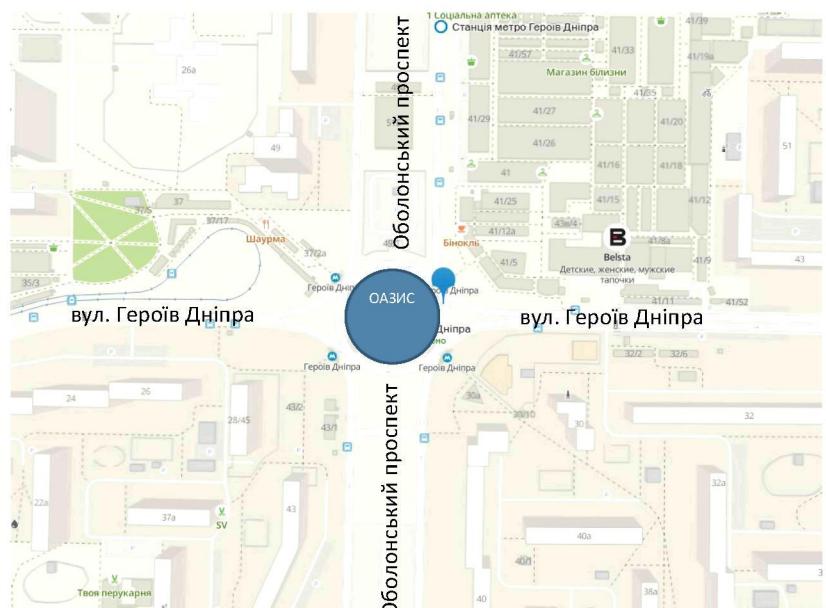
- вібродинамічні дослідження ґрунту, фундаменту та несних конструкцій при впливах автотранспорту, роботі будівельної техніки та руху потягів метрополітену;
- перевірні розрахунки з оцінки НДС системи «основа – фундамент – споруда»;
- розробка рекомендацій та технічних рішень щодо забезпечення надійної експлуатації та безпеки об'єктів.

3.1. ТРЦ над станцією метро «Героїв Дніпра»

3.1.1 Коротка характеристика об'єкта

Торгово-розважальний комплекс — будівля перемінної поверховості (3; 4 поверхні) із підвальним поверхом (має в плані форму кола діаметром 74, 76 м), до якої примикають під вуличні підземні переходи з торговельними приміщеннями, завершена будівництвом у 2020 році. Перший поверх комплексу знаходитьться в рівні виходів зі станції метрополітену «Героїв Дніпра», частково заглиблений відносно рівня кільцевої транспортної розв'язки по периметру будівлі.

Конструктивна схема ТРЦ — рамна, являє собою просторовий монолітний залізобетонний каркас. Жорсткість та просторова незмінність будівлі забезпечується сумісною роботою вертикальних



конструкцій каркасу та горизонтальних дисків

перекриття. Фундаменти — пальові із буронабивних паль Ø420 мм довжиною

Рис. 3.1 Схема розміщення об'єкту обстеження

14,35 м, 16,0 м, 17,1 м. Під колонами каркасу — буронабивні палі Ø1000 мм, довжиною 24,0 м. Шпунтове огороження з обох боків тунелю метро виконано з буронабивних паль діаметром 820 мм, довжиною 12,0 м на відстані 2,0 м від конструкцій тунелю. Стіни підвалу — монолітні заливобетонні.

Станція метрополітену відкрита 6 листопада 1982 року у складі пускової ділянки «Проспект Корнійчука» (нині «Оболонь») — «Героїв Дніпра», розташована на півночі Києва, в північній частині району Оболонь. Входи та виходи зі станції створені єдиним комплексом з транспортною розв'язкою на перетині Оболонського проспекту з вулицею Героїв Дніпра, виконано у вигляді транспортного кільця у верхній частині та пішохідних радіальних пандусів знизу, які виходять на круглу площа.

Конструктивна схема станції — колонного типу з перекриттям зі збірних



залізобетонних конструкцій, мілкого закладання, трьох пролітна, має підземний зал з двома посадковими платформами. Перекриття залу спирається на два ряди колон. Зал станції з обох сторін з'єднаний сходами

Рис. 3.2 Вигляд ТРЦ на етапах будівництва

з підземними вестибюлями. Виходи та входи до вестибюлів виконані в єдиному комплексі з транспортною розв'язкою на перетині Оболонського проспекту і вулиці Героїв Дніпра.

Особливості інженерно-геологічних умов ділянки

За сукупністю геоморфологічних, геологічних та гідрогеологічних факторів (додаток Ж ДБН А.2.1-1-2008), ділянка вишукувань належить до другої категорії (середньої складності) за складністю інженерно-геологічних умов. Виділено наступні інженерно-геологічних елементів (ІГЕ) [76]:

(t H) — бетон, бруківка;

ІГЕ-1а (t H) — насипний ґрунт: пісок середньої крупності, сірий, пухкий, малого ступеня водонасичення, з включеннями щебеню до 5 %;

ІГЕ-1б (t H) — насипний ґрунт: пісок середньої крупності, сірий, середньої щільності, малого ступеня водонасичення, з включеннями щебеню до 5 %;

ІГЕ-2б (t H) — намивний ґрунт: пісок мілкий, середньої щільності, від малого ступеня водонасичення до насыченого водою;

ІГЕ-3 (1-а H) — слабо заторфований ґрунт темно-сірий;

ІГЕ-4в (а РІІІ-H) — пісок пилуватий, сірий, щільний, насыщений водою, кварцевий-польовошпатовий, обкатаний;

ІГЕ-5б (а РІІІ-H) — пісок мілкий, сірий, середньої щільності, насыщений водою, кварцевий-польовошпатовий, обкатаний;

ІГЕ-5в (а РІІІ-H) — пісок мілкий, сірий, щільний, насыщений водою, кварцевий-польовошпатовий, обкатаний;

ІГЕ-6а (а РІІІ-H) — пісок середньої крупності, сірий, пухкий, насыщений водою, кварцевий-польовошпатовий, обкатаний;

ІГЕ-6б (а РІІІ-H) — пісок середньої крупності, сірий, середньої щільності, насыщений водою, кварцевий-польовошпатовий, обкатаний;

ІГЕ-7 (Р2 Ьс) — пісок мілкий, зеленувато-сірий, темно-сірий, щільний, насыщений водою, кварцово-глауконітовий, обкатаний.

На ділянці забудови слід виділити наступні несприятливі фізико-геологічні фактори:

– залягання безпосередньо під плямою забудови лінії метрополітену і створення додаткових динамічних навантажень на конструкції будівлі;

– ґрунтова основа складена переважно пісками середньої щільності середньої крупності у водонасиченому стані. В розрізі виявлено прошарки пухких пісків середньої крупності ІГЕ-6а та слабо заторфованих ґрунтів ІГЕ-3, що схильні до додаткового ущільнення при динамічних навантаженнях.

– можливість механічної суфозії пилуватих частинок ґрунтів основи під дією динамічних впливів та коливаннях рівня ґрунтових вод;

– ділянка вишукувань відноситься до потенційно підтоплюваних;

– техногенна діяльність людини може привести до негативних змін інженерно-геологічних умов, а саме зміни умов міграції вологи в зоні аерації (у верхній частині розрізу), що може привести до порушення умов підземного стоку.

Поруч з будівлею проходять транспортні шляхи з інтенсивним рухом в часи „пік“ автотранспорту. Лінія метрополітену низького залягання проходить під будівлею ТРЦ. Рух потягів метро здійснюється по звичайній (не віброізольованій) колії. Потяги метрополітену під будівлею ТРЦ рухаються зі змінною швидкістю в режимах розгону або гальмування.

Обстеження проведено

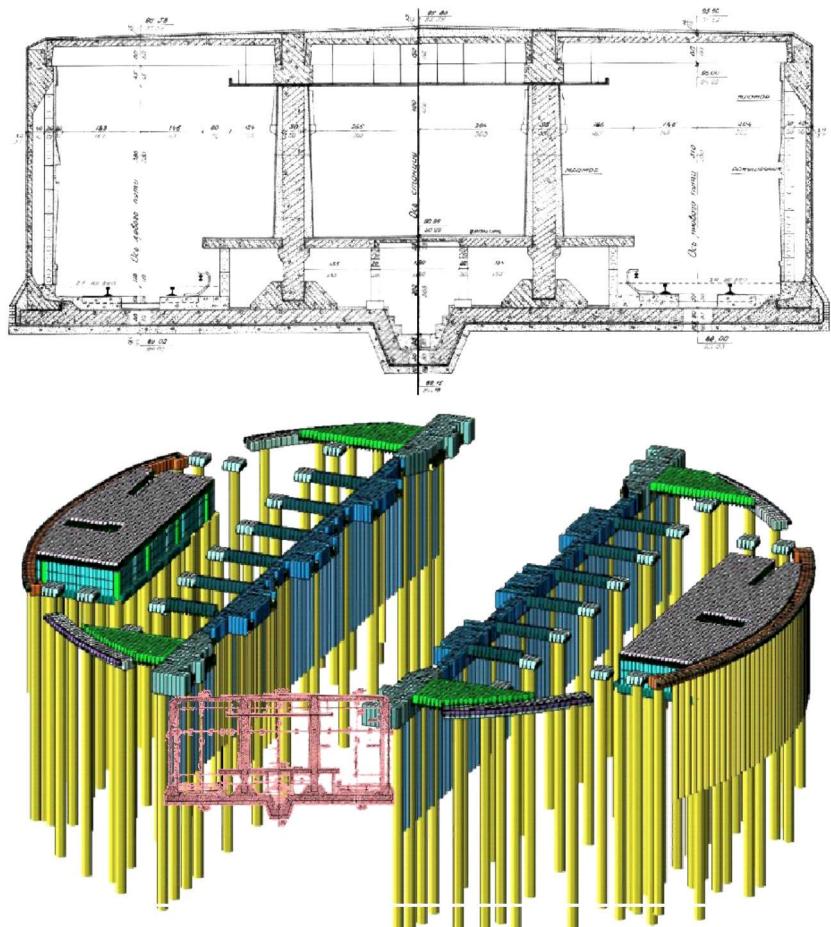


Рис. 3.3 Просторова модель будівлі, розроблена в Ліра Сапр в рамках НТС та схема платформи станції метро в розрізі

для визначення технічного стану несних будівельних конструкцій ТРЦ на предмет забезпечення надійної та безпечної експлуатації.

Під час обстеження будівлі в її конструктивних елементах виявлені пошкодження, що можна класифікувати таким чином: наявність сміття у водоприймальній воронці на покрівлі; пошкодження в оздобленні перегородки біля дверного прорізу на 4-му поверсі та в оздобленні перегородки на 3-му поверсі; пошкодження фактурного шару у зовнішній стіні в місці примикання стіни до колони на 3-му поверсі; усадкові тріщини у стяжці підлоги на 2-му поверсі; усадкові тріщини шириноро розкриття до 0,5 мм у монолітних залізобетонних плитах перекриття над підвалом та 1-м поверхом, що виникли на етапі бетонування; локальні дефекти бетонування у верхній частині монолітної колони у підвалі; локальні просідання вимощення. Вказані пошкодження в конструктивних елементах будівлі впливають переважно на довговічність несних конструктивних елементів.

3.1.2 Вібродинамічні обстеження

Динамічні обстеження поверхні ґрунту, перекриття та несних балок ТРЦ, конструкцій фундаменту, платформи станції метрополітену «Героїв Дніпра» виконувалось двічі: у 2016 році на етапі влаштування пальових фундаментів ТРЦ, та у 2019 р. на етапі закінчення будівництва. Вимірювання виконувались у вертикальному і двох горизонтальних напрямках при впливах потягів метро, автотранспорту, бурової установки, обладнання ТРЦ з динамічними навантаженнями (у тому числі дахові вентилятори системи пиловидалення).

Реєстрація вібраційних сигналів здійснювалась одночасно трьома каналами за допомогою 8-канальної системи сейсмомоніторингу. На вібродатчики (акселерометри фірми Wilcoxon, США) та вимірювальні канали є свідоцтва калібрування, видані Укрметртестстандартом (м. Київ).

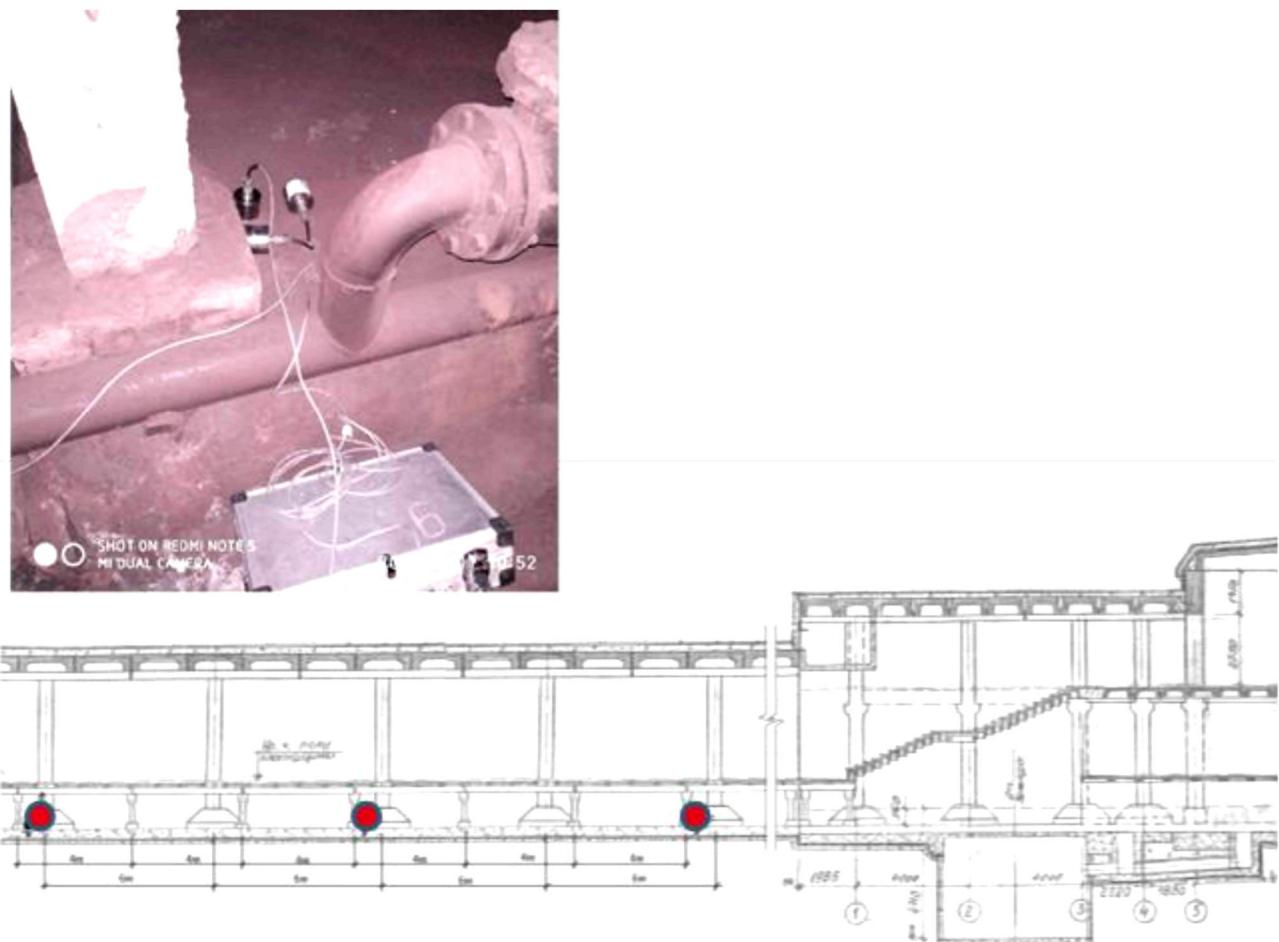


Рис. 3.4 Місця встановлення датчиків прискорень на несних конструкціях станції метро «Героїв Дніпра»

Аналіз приведених графіків амплітудних спектрів вертикального і горизонтального віброприскорення конструкцій станції метро та ТРЦ показав, що переважні частоти коливань при впливах потягів метро знаходяться в діапазоні 12-90 Гц. За результатами обробки сигналів визначені максимальні амплітуди вертикального і горизонтального віброприскорення обстежених конструкцій.

В таблиці 3.1 наведено максимальні зареєстровані значення віброприскорення конструкцій фундаментів станції метро «Героїв Дніпра» по напрямках X (перпендикулярно колії), Y (вздовж колії метрополітену) і Z (вертикальні) при впливах потягів метрополітену та бурової установки.

Таблиця 3.1

Максимальні значення віброприскорення конструкцій фундаментів

Найменування конструкції	Прискорення конструкції при русі потягів метрополітену, $\text{см}/\text{s}^2$			Прискорення конструкції при впливах бурової установки, $\text{см}/\text{s}^2$		
	X	Y	Z	X	Y	Z
Фундамент платформи	40,0	30,0	50,0	9,0	7,0	12,0
Фундаменти колон №№ 7, 8 та 9	15,0	12,0	17,0	7,5	4,4	8,0

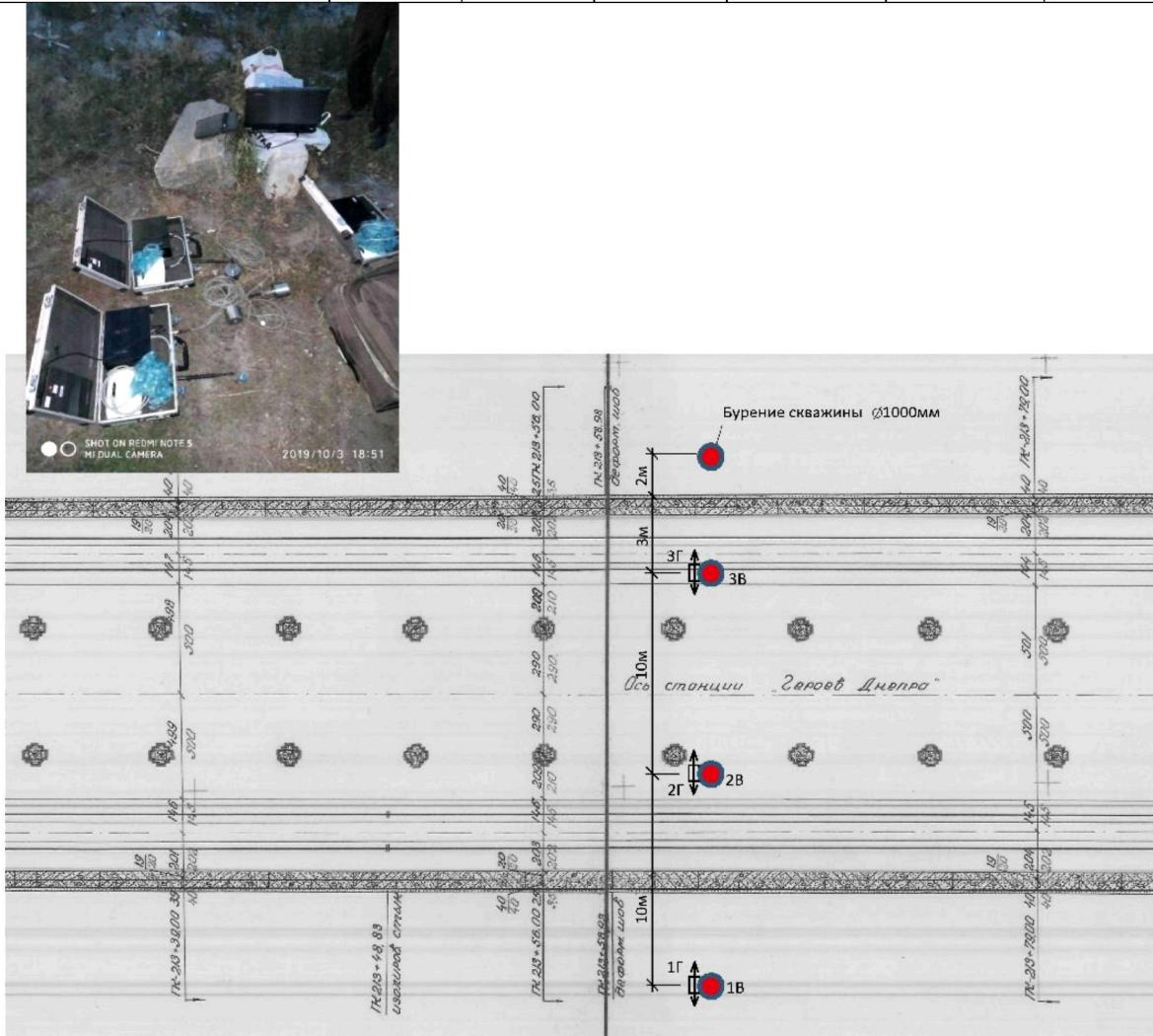


Рис. 3.5 Місця встановлення датчиків прискорень на поверхні ґрунту над станцією метро «Героїв Дніпра»

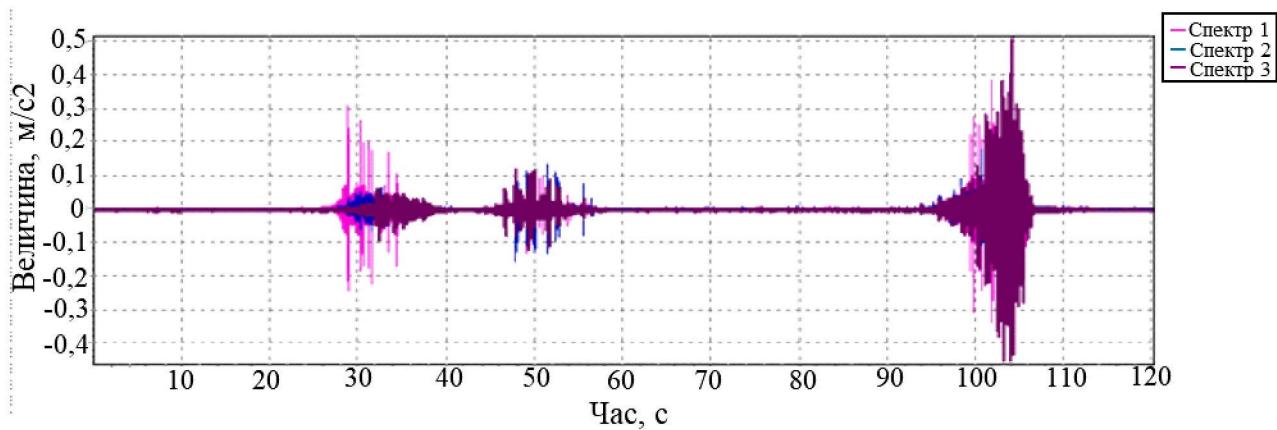


Рис. 3.6 Запис вертикального віброприскорення по Z фундаментної плити платформи станції метрополітену «Героїв Дніпра» під час руху потягів метрополітену: спектри 1, 2 та 3 – відповідно фундаменти колон № 9, 8 та 7

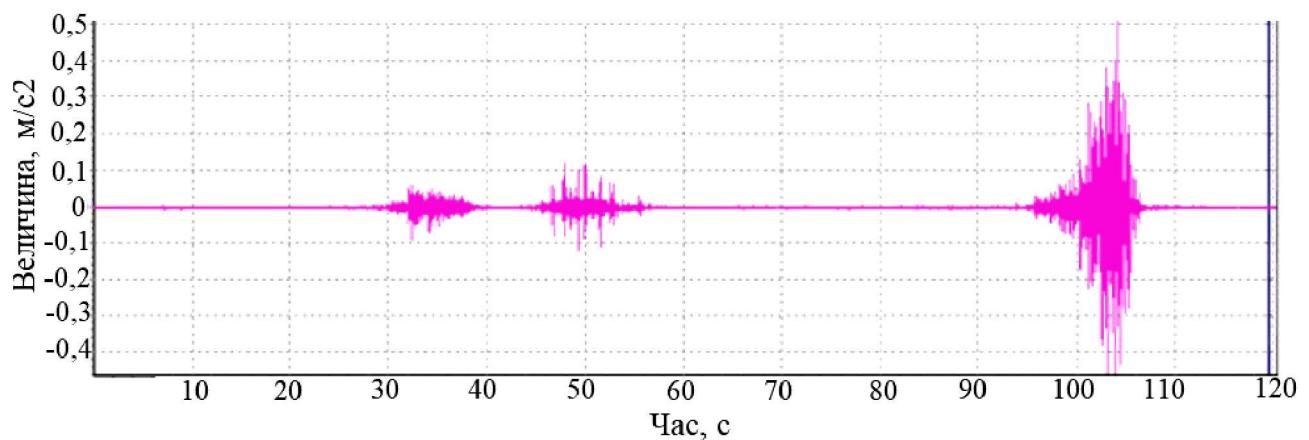


Рис. 3.7 Запис вертикального віброприскорення по Z фундаменту колони № 7 під час руху потягів метрополітену на станції метрополітену «Героїв Дніпра»

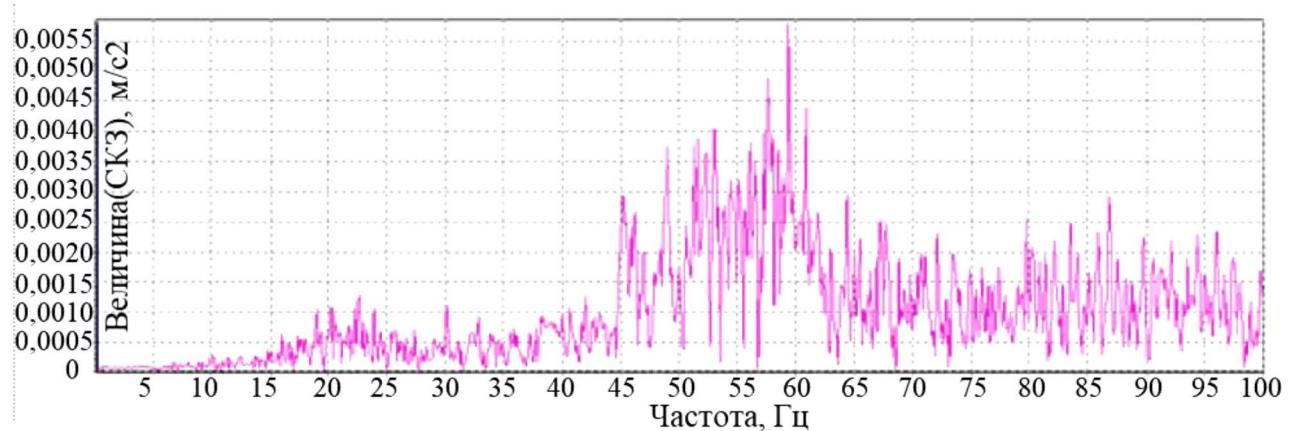


Рис. 3.8 Амплітудний спектр вертикального віброприскорення по Z фундаменту колони № 7 під час руху потягів метрополітену

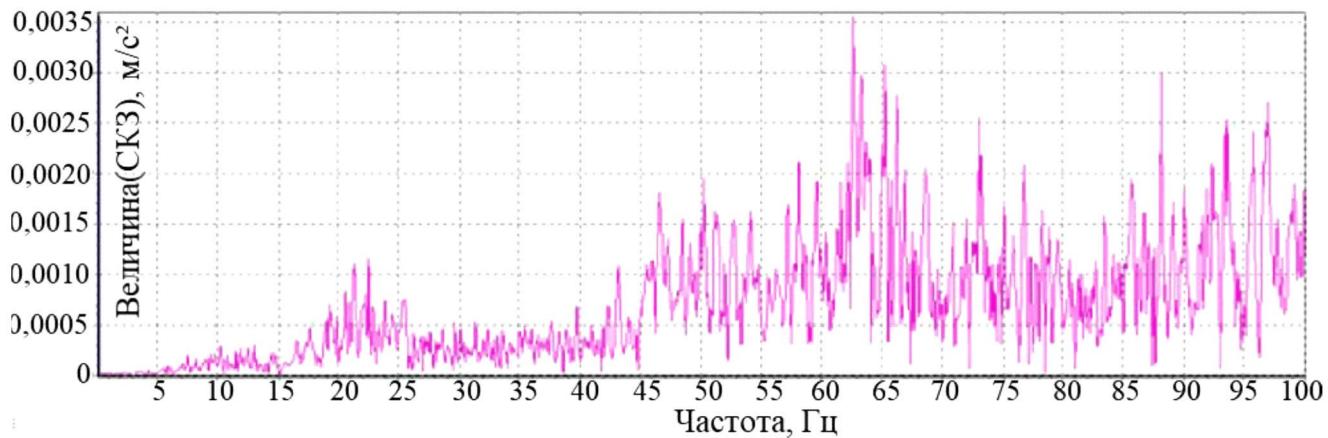


Рис. 3.9 Амплітудний спектр вертикального віброприскорення по Z фундаменту колони № 9 під час руху потягів метрополітену

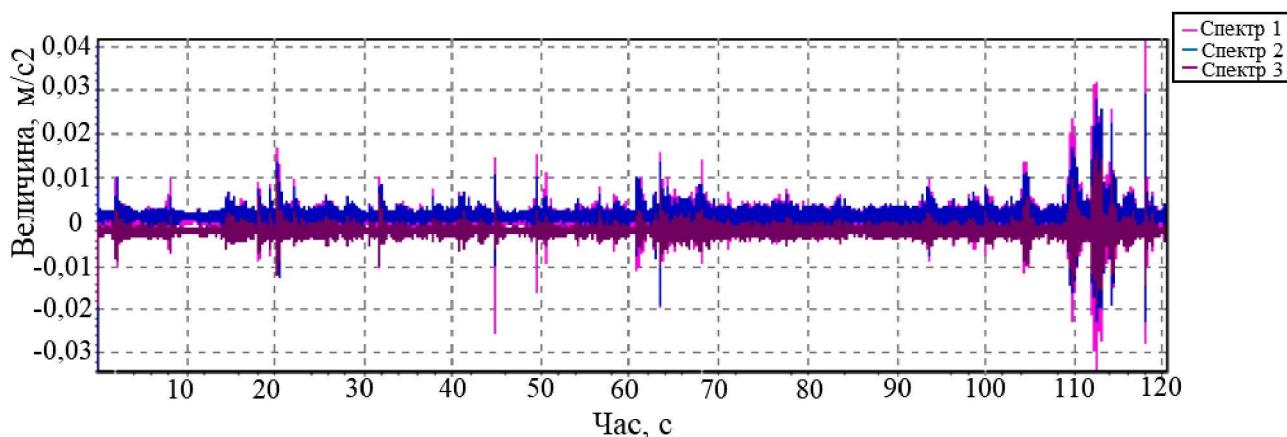


Рис. 3.10 Запис (10.09.2016 р., 2 год 44 хв) вертикальних віброприскорення по Z фундаментної плити платформи біля фундаментів колон № 9, 8 та 7 станції метрополітену «Героїв Дніпра» при влаштуванні свердловини Ø1020 мм на глибині від 8 м до 12 м установкою «Bauer BG 36»: спектри 1, 2 та 3 – відповідно фундамент біля колон № 9, 8 та 7

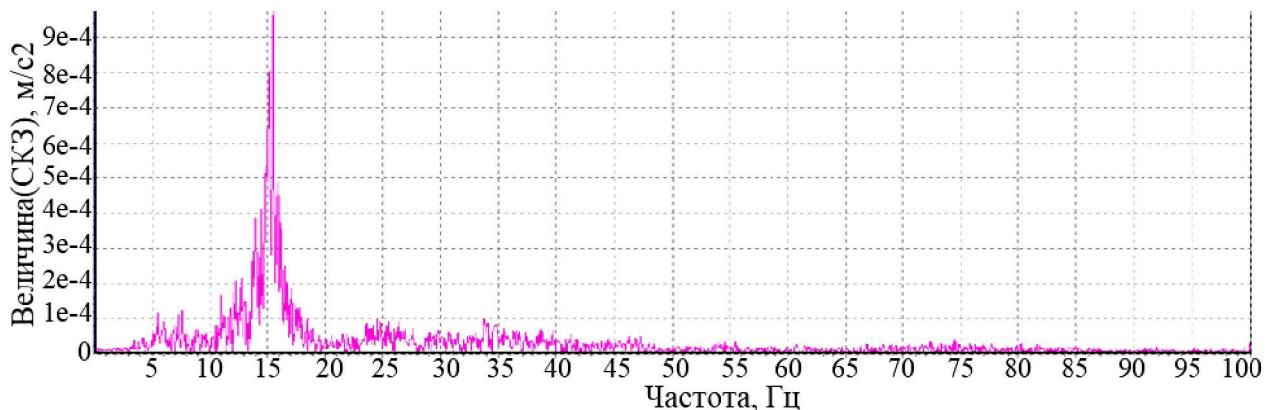


Рисунок 3.11 Амплітудний спектр вертикального віброприскорення по Z фундаменту колони № 7 при влаштуванні свердловини Ø1020 мм

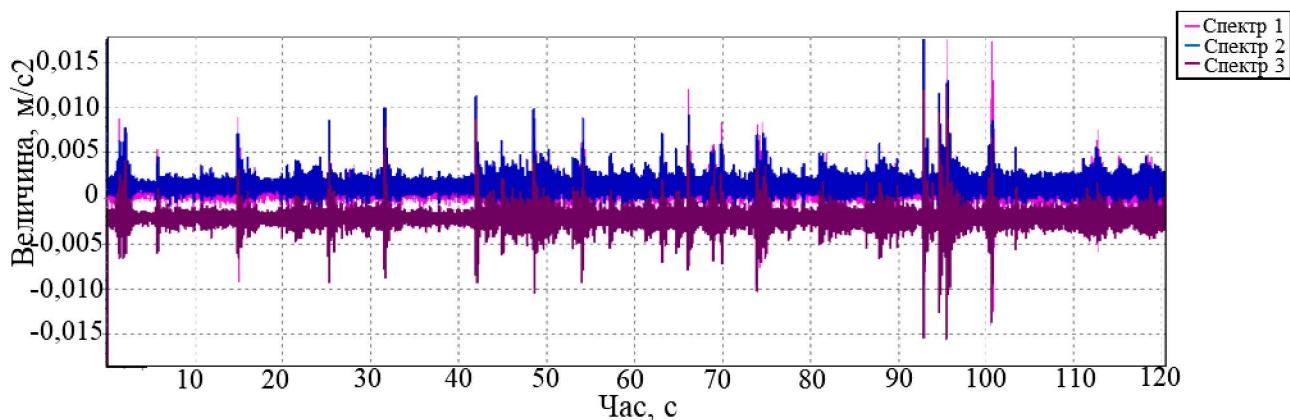


Рис. 3.12 Запис (10.09.2016 р., 2 год 50 хв) горизонтальних віброприскорення по X (перпендикулярно колії метрополітену) фундаментів колон станції метрополітену «Героїв Дніпра» при влаштуванні свердловини Ø1020 мм: спектри 1, 2 та 3 – відповідно фундаменти колон № 9, 8 та 7

Таблиця 3.2

Амплітуди віброприскорення поверхні ґрунту при впливах потягів метрополітену (чисельник) та бурової установки (зnamенник)

№ датчика	Напрямо к коливань	Прискорення, см/с ²				
		№ запису				
		1	2	3	4	5
1	X	20/9	18/7	19/5	17/3	16/3
2	Y	17/5	15/4	16/5	15/2	16/4
3	Z	22/12	21/11	20/10	19/8	21/10

Таблиця 3.3

Амплітуди віброприскорення фундаментів колон №№ 7, 8 та 9 при впливах бурової установки

№ датчика	Напрямок коливань	Прискорення, см/с ²				
		№ запису				
		1	2	3	4	5
1	X	4,0	3,0	3,5	3,3	3,2
2	Y	3,0	2,0	3,0	3,2	2,8
3	Z	5,0	4,0	4,5	4,8	4,2

За результатами вібродинамічних випробувань встановлено:

1. Максимальне вертикальне віброприскорення фундаментної плити платформи станції зареєстровано під час руху потягів метрополітену і дорівнює $50,0 \text{ см}/\text{s}^2$.
2. Максимальне вертикальне віброприскорення фундаментів колон №№ 7...9 зареєстровано під час руху потягів метрополітену і дорівнює $18 \text{ см}/\text{s}^2$.
3. Максимальне вертикальне прискорення поверхні ґрунту над станцією зареєстровано від $27 \text{ см}/\text{s}^2$ до $35 \text{ см}/\text{s}^2$ при впливах потягів метрополітену.
4. Горизонтальне та вертикальне віброприскорення фундаментної плити платформи станції «Героїв Дніпра» під час роботи установки фірми BAUER зареєстровано рівним від 3 до $7 \text{ см}/\text{s}^2$, що значно менше віброприскорення при впливах потягів метрополітену ($50,0 \text{ см}/\text{s}^2$).
5. Максимальне вертикальне та горизонтальне віброприскорення поверхні ґрунту над станцією під час роботи установки фірми BAUER зареєстровано від $6 \text{ см}/\text{s}^2$ до $12 \text{ см}/\text{s}^2$ при бурінні свердловини на глибині від 8 м до 12 м, що менше у 2 рази при впливах потягів метрополітену.
6. Вертикальне віброприскорення плит та ригелів ТРЦ під час роботи віброактивного обладнання зареєстровано рівним $18-19 \text{ см}/\text{s}^2$, що менше віброприскорення при впливах потягів метрополітену ($29,0 \text{ см}/\text{s}^2$).
7. Переважні частоти коливань фундаментів платформи станції при впливах потягів метрополітену зареєстровані у діапазоні 20-90 Гц.
8. Переважні частоти коливань поверхні ґрунту над станцією під час роботи установки фірми BAUER зареєстровані у діапазоні 5-90 Гц.
9. Переважні частоти вертикальних і горизонтальних коливань поверхні ґрунту біля ТРЦ зареєстровані у діапазоні 12-90 Гц.
10. Отримані фактичні дані вібрацій фундаментів платформи та колон №№ 7...9 станції метрополітену «Героїв Дніпра» і поверхні ґрунту дозволяють зробити висновок, що динамічні впливи від роботи бурової установки при влаштуванні паль діаметром 1020 мм та довжиною 24 м у 2 рази менше від впливів потягів метрополітену.

3.2. Будівля «Гостиний двір» над нитками метрополітену між станціями «Поштова площа» та «Контрактова площа»

3.2.1 Коротка характеристика об'єкта

Будівля «Гостиний двір» на Контрактовій площі, 4 в Подільському районі м. Києва зведена в кінці 80 років минулого століття. Архітектурно-планувальне рішення будівлі максимально наближене до проєктного рішення будівлі початку 19 століття, яке так і не було повністю реалізоване.



Рис. 3.13 Вигляд головного фасаду будівлі

Будівля складна в плані, являє собою дві П-подібні частини, що утворюють замкнений внутрішній простір. Розміри в осіах — 122,2x65,5 м. Будівля двоповерхова з підвалом. Будівля розділена двома температурними швами — по осі 10/Л-Р і по осі 20/А-Е.

Конструктивна схема будівлі змішана: в підвалі та на першому поверсі несними є поперечні та повздовжні стіни, на другому поверсі та горищі несними елементами є цегляні стовпи, що спираються на поперечні стіни.

У 2012 році на об'єкті виконувались роботи з науково-технічного супроводу реконструкції, що включали [78-83]: візуальне обстеження конструкцій; інструментальні дослідження міцності матеріалів; перевірні розрахунки з оцінки НДС системи «основа – фундамент – споруда»; вібродинамічні дослідження ґрунту, фундаменту та несних конструкцій при впливах автотранспорту, роботі будівельної техніки та руху потягів метрополітену; розробка технічних рішень з підсилення фундаментів та несних конструкцій за результатами виконаних досліджень. За результатами візуального обстеження встановлено, що за роки експлуатації в конструкціях будівлі виникли пошкодження, які можна класифікувати таким чином: повздовжні тріщини в цегляних склепінчастих перекриттях із шириною розкриття до 3,0 мм; вертикальні тріщини в цегляних стінах із шириною розкриття до 2,0 мм; тріщини в цегляних арках зовнішніх стін із шириною розкриття до 2,5 мм; горизонтальні тріщини в цегляних стінах із шириною розкриття до 0,5 мм; розкриття деформаційних швів — вивітрювання і випадання із них розчину; тріщини із шириною розкриття до 1,0 мм в стиках плит перекриття; замокання конструкцій атмосферними опадами.

Характер пошкоджень вказує на те, що основною причиною їх виникнення є нерівномірні деформації основи фундаментів внаслідок додаткового ущільнення пісків від динамічних впливів. Аналіз пошкоджень, що виникли в будівлі за роки експлуатації вказує на те, що фактично будівля розділена на декілька блоків і зазнала зниження просторової жорсткості.

На ділянці забудови по Контрактовій площі, 4 слід виділити наступні несприятливі фізико-геологічні фактори: суттєву неоднорідність залягання як по площі, так та по глибині ґрунтів основи; залягання безпосередньо під плямою забудови лінії метрополітену і створення додаткових динамічних навантажень на конструкції будівлі; здатність до віброкомпресії водонасичених

пісків, що залягають безпосередньо під підошвою фундаментів і в межах стисненої товщі основи фундаментів; можливість механічної супозії пилуватих частинок ґрунтів основи під дією динамічних впливів та коливаннях рівня ґрунтових вод.



Рис. 3.14 Тріщина в цегляній склепінчастій перемичці по осі Л із шириною розкриття до 1,5 мм (2012 р.)



Рис.3.15 Вертикальна тріщина в карнизній частині цегляного простінка (2012 р.)

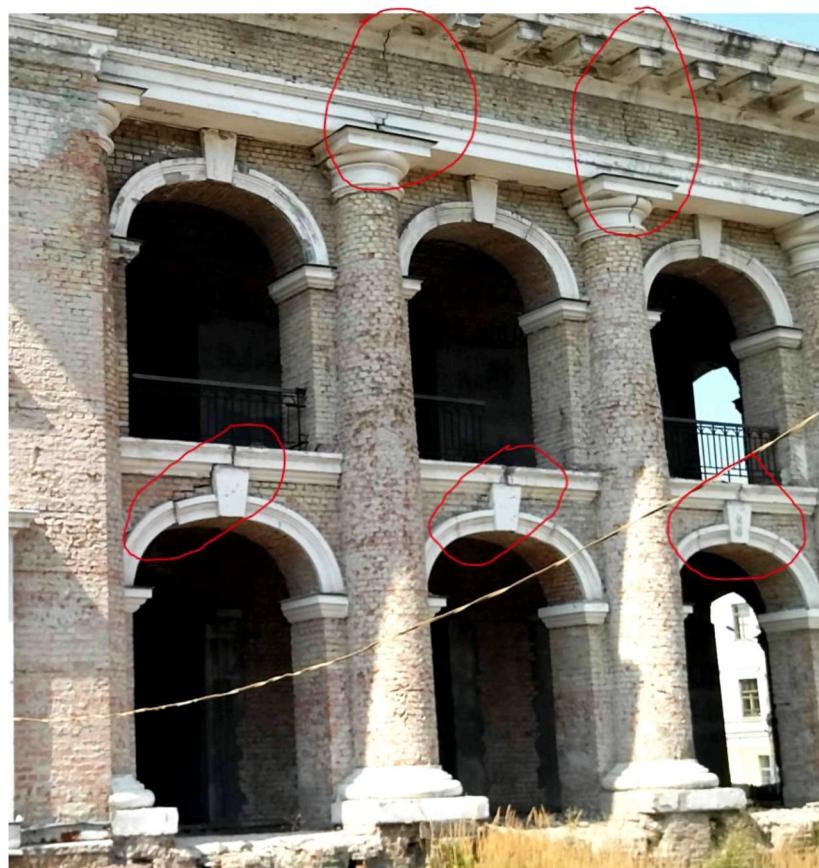


Рис. 3.16 Сучасний стан кладки головного фасаду «Гостиного двору» (2021 р.)

Поруч з будівлею проходять транспортні шляхи з інтенсивним рухом в часи „пік” легкового автотранспорту та рейкового транспорту (трамваїв). Рух вантажного транспорту на прилеглих до Контрактової площині вулицях заборонений. Лінія метрополітену низького залягання проходить під будівлею „Гостиного двору”. Лінія метрополітену зводилася закритим способом.

Будівля розміщена над тунелями метро на перегоні між станціями „Поштова площа” та „Контрактова площа” приблизно в 70 м від границі підземної станції метро „Контрактова площа”. Рух потягів метро здійснюється по звичайній (не віброізольованій) колії. Час руху потягів метрополітену складає між вказаними перегонами близько 2 хвилин. Швидкість руху потягів метрополітену на даному перегоні не є максимальною.

Динамічні навантаження на будівлю „Гостиного двору” створюють наземний автомобільний та рейковий транспорт, потяги метрополітену. Спеціальних обмежень швидкості руху наземного транспорту на прилеглих до будівлі транспортних шляхах не виявлено. Потяги метрополітену під будівлею „Гостиного двору” рухаються зі змінною швидкістю в режимах розгону або гальмування.

Особливості інженерно-геологічних умов ділянки За сукупністю геоморфологічних, геологічних та гідрогеологічних факторів (додаток Ж ДБН А.2.1-1-2008 [84]), ділянка вишукувань належить до третьої категорії (складна) за складністю інженерно-геологічних умов [85]. Аналіз інженерно-геологічних умов ділянки забудови дає можливість виділити такі несприятливі фізико-геологічні фактори :

1. Суттєва неоднорідність залягання як по площині, так та по глибині ґрунтів основи. В основі фундаментів залягають піски пилуваті (ІГЕ-4 та ІГЕ-4а) середньої щільності з рештками органічних речовин до 7,2 %, від малого ступеня водонасичення до насиченого водою та супіски піщанисті та пилуваті твердої та пластичної консистенції (ІГЕ-5, ІГЕ-5а), з домішками органічних речовин до 5%, і тонкими лінзами (2-5 см) торфу.

2. Складні гідрогеологічні умови. Зафіковані глибини залягання рівня

грунтових вод (РГВ) коливаються від 4,85 до 7,1 метра. Відмітки РГВ змінюються, відповідно, від 98,75 до 96,30 м. На час обстеження галереї підвалу були виявлені пошкоджені трубопроводи, з яких витікала вода. Відомо, що це є одним із чинників у процесі формування верховодки на окремих ділянках. Так у шурфах 10 та 21 були зафіксовані рівні води на глибинах, відповідно, 2,4 та 2,1 метра від підлоги підвалу. У внутрішній частині «Гостиного двору» було обладнано дві спостережні свердловини. Свердловини знаходились на різних боках лінії метрополітену. Тимчасові спостереження зафіксували різницю абсолютних відміток РГВ, яка дорівнює 0,3 м. Тобто у свердловині перед тунелем відмітка РГВ становила 96,35 м, а в свердловині за тунелем — 96,05 метра.

3. Здатність ґрунтів основи до додаткового ущільнення при динамічних впливах. Передусім це стосується водонасичених пилуватих пісків ІГЕ-4, 4а з коефіцієнтом пористості $e=0.75$ та вмістом органічних речовин до 7,2% та супіску пилуватого ІГЕ-5а пластичної консистенції ($e=0.756$, $I_L=0.68$).

Технічний стан будівлі.

Фундаменти — стрічкові, монолітні та збірні залізобетонні, мілкого закладання на природній основі. За попередніми результатами шурфування, що проводило підприємство «Основа», глина закладання фундаментів досить різна. Так частина будівлі по осі 28-29 зведена на фрагментах старих фундаментів і має глибину закладання близько 2,0 м від рівня підлоги підвалу. Частина будівлі в осіх 7'-24' /М-Р має глибину закладання всього 0,3 м від рівня підлоги підвалу. Решта фундаментів будівлі має глибину закладання від 0,6-1,0 м. Матеріал фундаментів також різний — цегляна кладка (осі 28-29), монолітні залізобетонні та збірні залізобетонні. Аналіз деформацій, зафіксованих при візуальному обстеженні, вказує на те, що основною їх причиною виникнення є нерівномірні деформації основ фундаментів і неможливість конструктиву будівлі (стосується цегляного склепінчастого перекриття) повною мірою сприйняти зусилля від цих деформацій. Величини ширини розкриття тріщин в цегляних конструкціях дозволяють класифікувати технічний стан фундаментів

як задовільний, а в осіх 24-29/ А'-Р' і в осіх 10'-11'/М-Р — задовільний, що межує із непридатний до нормальної експлуатації. Остаточне рішення щодо необхідності посилення фундаментів в цих осіх необхідно прийняти після перевірних розрахунків основ фундаментів з урахуванням навантажень, що будуть діяти після проведення реконструкції.

Стіни — цегляні, в підвалі — цегляні, бетонні із фундаментних блоків і моноліту. Як уже відзначалося при описі конструктивної схеми, несними елементами є повздовжні та поперечні стіни в підвалі та на 1 поверсі, а по осіх В, О/З-4, 26-27 — цегляні колони. На 2 поверсі та горищі несними є цегляні колони (окрім зовнішніх стін). Товщина зовнішніх несних стін в підвалі та на першому поверсі складає 800 мм (з урахуванням оздоблення), внутрішніх несних стін — 550 мм, на 2 поверсі — зовнішніх 550 мм (з урахуванням оздоблення), цегляних колон 510x510 і 510x640 мм (з урахуванням оздоблення 550x550 і 550x680 мм відповідно). Варто відзначити, що цегляні колони другого поверху армовані через 3-4 ряди кладки сіткою із проволоки Ø 5 мм і чарункою 50x50 мм. До основних дефектів стін слід віднести: вертикальні тріщини із шириною розкриття до 2,0 мм; тріщини в цегляних арках зовнішніх стін із шириною розкриття до 2,5 мм; горизонтальні тріщини із шириною розкриття до 0,5 мм; розкриття деформаційних швів — вивітрювання і випадання із них розчину. Причиною виникнення цих пошкоджень є нерівномірні деформації основ фундаментів.

Інструментальні дослідження неруйнівними методами міцності цегли та розчину показали, що міцність цегли відповідає марці М100, а розчину М10...М50. Для розрахунків конструкцій слід рекомендується прийняти марку цегли М 100 на розчині М 15. Технічний стан стін — задовільний, а стін 1 поверху в осіх 10'-11'/М-Р і М/18'-19', цегляні арки вікон зовнішніх стін 1 поверху по осі Л внутрішнього двору і по осі 1 на 2 поверсі, в осіах 20-24/А' на 1 і 2 поверхах — непридатний до нормальної експлуатації.

Перекриття — збірні залізобетонні по ригелях і балкам, монолітні залізобетонні, монолітні залізобетонні, цегляні склепінчасті. Цегляні

склепінчасті перекриття виконані на 1 і 2 поверхах в коридорах будівлі, по периметру осях А-Б, Е-Д, Л-М, П-Р, 1-2, 28-29 і на першому поверсі в більшості приміщень. Склепінчасті перекриття в осях 8'-29'/П-Р орієнтовно в 2004 році були підсилені підведенням знизу металевих сіток. Збірні і монолітні залізобетонні перекриття виконані в решті осей і в підвальні. За даними проектної документації, над другим поверхом перекриття виконані із плит різних серій, як правило, це серія 1.141 вип. 4, 58, 60. Плити перекриття мають маркування П51-12, ПТ 51-12, ПК 4-54-12, ПК 8-48, ПК 42-12-4т, ПК 42-12-8т.

При обстеженні також встановлені Т-подібні плити перекриття по серії 1.242-1 вип. 2 в осях 16-20/Б-Д на 1 і 2 поверхах. За даними проектної документації перекриття над 2 поверхом виконані із плит, що розраховані на навантаження 800 кг/м². При візуальному обстеженні плит зафіковане їх маркування ПТ 4.5-12.15. 2, тобто плити розраховані на навантаження лише 450 кг/м². До того ж інструментальні обстеження міцності бетону неруйнівними методами показали, що міцність бетону ребер плит покриття дещо менша за передбачену в серії. Тому несну здатність плит перекриття над 2 поверхом в осях в осях 16-20/Б-Д необхідно обмежити (встановлюється розрахунком за фактичними значеннями) або виконати посилення цих плит чи замінити при реконструкції. За даними випусків цих серій плити П 51-12, ПК 4-54-12, ПК 42-12-4т розраховані на розрахункове навантаження 450 кг/м² без врахування власної ваги. Плити ПТ 51-12, ПК 8-48, ПК 42-12-8т розраховані на розрахункове навантаження 800 кг/м² без врахування власної ваги. Ознак перевантажень перекриттів не зафіковано. Технічний стан *плит перекриття — задовільний.*

Покрівля — шатрова із дерев'яною кроквяною системою. Фрагменти конструктиву покрівлі дивись рисунки. Суттєвих дефектів і пошкоджень в несних конструкціях покрівлі не зафіковано. Натомість в огорожувальних конструкціях є пошкодження, через які відбувається замокання перекриття над 2 поверхом і зовнішніх стін. Пошкодження, що виникли внаслідок замокання конструкцій. В цілому, технічний стан *покрівлі — задовільний, окремих ділянок*

— непридатний до нормальної експлуатації. Необхідне проведення ремонту покрівлі, або її заміна в рамках проведення робіт із реконструкції.

Вимощення — асфальтобетонне по зовнішньому периметру стін і з плитки у внутрішньому дворі. Асфальтобетонне вимощення по зовнішньому периметру суміщене з проїздами. На окремих ділянках має суттєві просідання і в утворених ямах накопичується дощова вода. В процесі реконструкції окремі локальні дефекти вимощення по зовнішньому периметру будівлі необхідно усунути. В цілому, технічний стан *вимощення* — задовільний.

Вимощення внутрішнього двору фактично не виконує свої функції — засмічене будівельним сміттям, зруйноване проростанням рослин. На окремих ділянках має суттєве просідання. В процесі реконструкції внутрішній двір змінить своє функціональне призначення, тому відновлення вимощення будівлі на цьому етапі в цій частині не потрібне. Аналіз пошкоджень, що виникли в будівлі за роки експлуатації вказує на те, що на цей час будівля розділена на декілька блоків і зазнала зниження загальної жорсткості. Умовно будівлю можна розділити як мінімум на такі блоки: в осіах 1-6/A-E, 24-29/A'-E', 24'-29'/L'-P', 1'-6'/L-P, 6-24/ A-E, 6'-24'/L-P.

За результатами візуального обстеження відповідно до „Нормативних документів з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд”, технічний стан будівлі «Гостиний двір» на Контрактовій площі, 4 в цілому класифікується як задовільний. При цьому, є окремі ділянки стін, склепінчастого цегляного перекриття, цегляних арок, зокрема стіни 1 поверху в осіах 10'-11'/M-P і M/18'-19', склепінчасті перекриття 1 і 2 поверхів в осіах 24-29/A'-P', склепінчасті перекриття на 1 поверхі та частково 2 поверх в осіах A-B/1-29, склепінчасті перекриття в осіах 1-6/ A-P на першому поверсі та в осіах 1-6/L-P на 2 поверсі, цегляні арки вікон зовнішніх стін 1 поверху по осі L внутрішнього двору і по осі 1 на 2 поверхі, в осіах 20-24/A' на 1 і 2 поверхах, що знаходяться в непридатному до нормальної експлуатації стані та потребують ремонту і посилення, які можуть бути виконані при проведенні робіт із реконструкції будівлі.

Визначення міцності на стиск цегли кладки стін будинку виконувалось методом ударного імпульсу, який належить до неруйнівних методів контролю міцності [86]. Неруйнівний метод реалізовувався за допомогою приладу «ОНИКС - 2.5». Визначення міцності цегли виконувалося двох параметричним методом: одночасно по ударному імпульсу та пружному відскоку, що істотно підвищує точність вимірювань.

За результатами інструментального обстеження залізобетонних конструкцій на об'єкті: «Реконструкція будівлі „Гостиний двір” на Контрактовій площі, 4 в Подільському районі м. Києва під торгово-офісний центр» методом ударного імпульсу можна зробити висновки, що міцність бетону на стиск знаходитьться в межах: пустотні плити перекриття 19.8 – 23.1 МПа, що відповідає класу В15; монолітний пояс на відм. 7,650 15.6 – 16.1 МПа, що відповідає класу В10; Т-подібні плити перекриття 29.5 – 34.9 МПа, що відповідає класу В20 – В25; фундаментні блоки 15.1 – 16.3 МПа, що відповідає класу В 10; монолітні ділянки фундаменту 21.4 – 22.1 МПа, що відповідає класу В20.

3.2.2 Вібродинамічні обстеження

Виконано динамічні обстеження ґрунту, фундаменту та несних конструкцій будівлі „Гостиний двір” при впливах автотранспорту, роботі будівельної техніки (обладнання) та руху потягів метрополітену.

Дані динамічні обстеження проведенні для визначення динамічного впливу на обстежувані будівлі та ґрунт при русі потягів метрополітену та наземного транспорту. Організація та проведення вібродинамічних випробувань виконані на основі чинних нормативних документів [70]. Застосовано експериментальний метод з використанням віброметричної апаратури, що дозволяє записувати вібраційні сигнали на накопичувач ноутбука за допомогою програми „Сейсмомоніторинг”. Вказана програма дозволяє проводити обробку вібросигналів за спектральним методом [71, р. 2].

Для оцінки впливу рухомого складу потягів метрополітену, наземного транспорту і відстеження його в часі були проведені динамічні обстеження ґрунту та конструкцій будівлі з використанням віброметричної апаратури. Підземна Оболонська лінія метро в межах станцій „Контрактова площа” та „Поштова площа” проходить поряд з будівлею „Гостиний двір”. Враховуючи розміщення лінії метрополітену низького залягання під будівлею „Гостиного двору” вимірювання параметрів коливань здійснювались по трьох ортогональних напрямках — у вертикальному по Z та горизонтальному по двох складових X та Y.

В рамках розробленої методики були реалізовані наступні схеми розміщення вібродатчиків для випробувань фундаменту будівлі та прилеглого ґрунту. Наведемо перелік цих схем та їх призначення: схема 1 — для вимірювання коливань фундаменту будівлі в трьох точках по довжині в рівні підвалу по трьох ортогональних напрямках; схеми 2, 3 — для вимірювання коливань конструкцій верхньої частини будівлі в трьох точках по довжині в рівні перекриття другого та третього поверхів по трьох ортогональних напрямках; схема 4 — для запису нижчих форм коливань та власних частот будівлі за допомогою трьох датчиків, що розміщаються на одній вертикалі на сходах будівлі; схема 5 — для запису коливань прилеглого до будівлі ґрунту в трьох точках вздовж стіни внутрішнього повздовжнього фасаду будівлі. Схеми розміщення датчиків вібрації представлені на рис. 3.18 – 3.20.

Вивчення дії динамічного впливу на ґрунт, житлову будівлю та споруду підпірної стіни проводилось тільки при русі наземного транспорту та потягів метрополітену. Будівельна техніка та віброактивне обладнання (крім ручного) на будівельному майданчику, які створюють динамічний вплив, на момент проведення випробувань були відсутні. Вібродинамічні обстеження виконувались відповідно до розробленої методики. Випробування проводились упродовж двох днів в денний час в період 9:30 – 13:30 год.

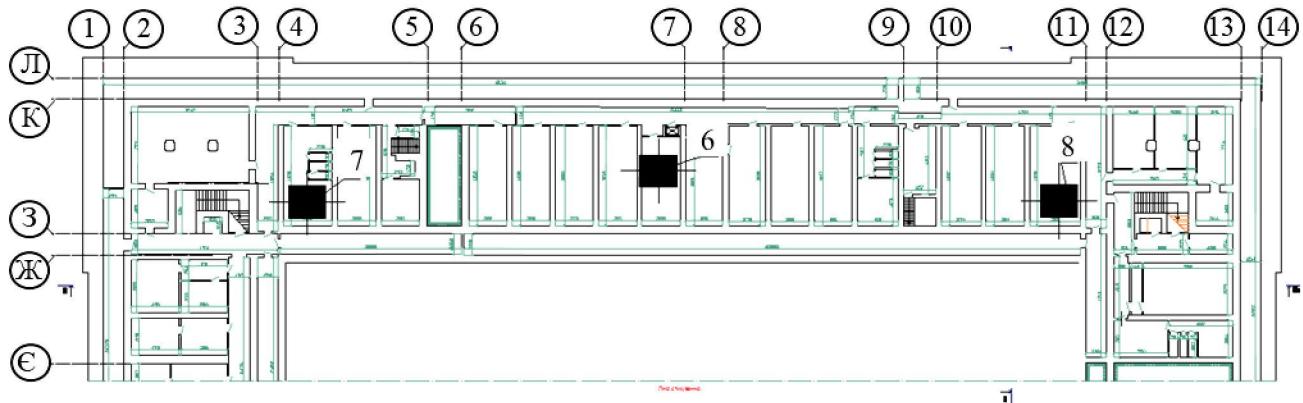


Рис. 3.18 Розміщення датчиків вібрації по схемі 1 для вимірювання коливань фундаменту в південної частині будівлі

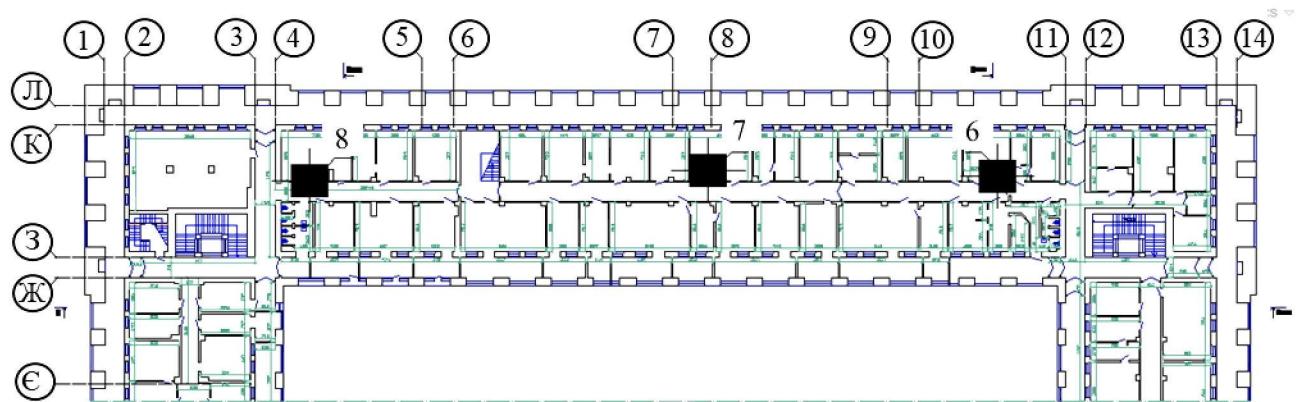


Рис. 3.19 Розміщення датчиків вібрації з схемою 23 для вимірювання коливань конструкцій верхньої частини будівлі

Результати обстежень ґрунту, житлового будинку та споруди підпірної стіни були систематизовані та наведені нижче. На рис. 3.21 – 3.23 наведені місця розташування датчиків вібрації на ґрунті, фундаменті будинку та підпірній стіні при проведенні досліджень за схемою 1, 2 та 3.

В таблиці 3.4 приведена відповідність між номерами розміщених датчиків вібрації та каналами при їх підключені до самописної апаратури при реалізації розроблених трьох схем їх розміщення при проведенні випробувань.

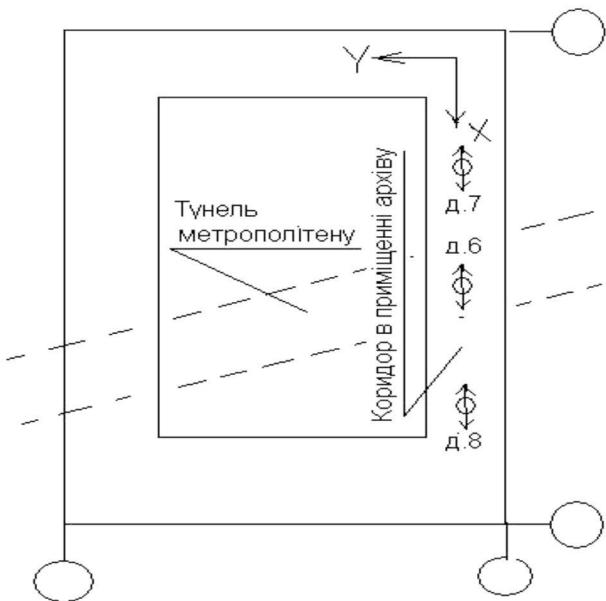


Рис. 3.20 Розміщення датчиків вібрації за схемою 3 для запису коливань прилеглого до будівлі ґрунту

Таблиця 3.4

Таблиця до схем випробувань 1 – 3

Схема 1				
Номер датчика вібрації	Д 1	Д 2	Д 3	Д 4
Місце розміщення датчика	Т 1	Т 2	Т 3	Т 4
Канал запису	№5	№6	№7	№8
Схема 2				
Номер датчика вібрації	Д 1	Д 2	Д 3	-
Місце розміщення датчика	Т 1	Т 5	Т 6	
Канал запису	№5	№6	№8	-
Схема 3				
Номер датчика вібрації	Д 1	Д 2	Д 3	-
Місце розміщення датчика	Т 7	Т 8	Т 9	
Канал запису	№5	№6	№8	-

На рис. 3.21 - 3.25 представлена графіки сигналів віброприскорення на ґрунті біля будинку та частотний спектр коливань ґрунту при русі наземного транспорту. Переважна частота коливань ґрунту при русі наземного транспорту складає 15 Гц, при русі потягів метрополітену 55 Гц.

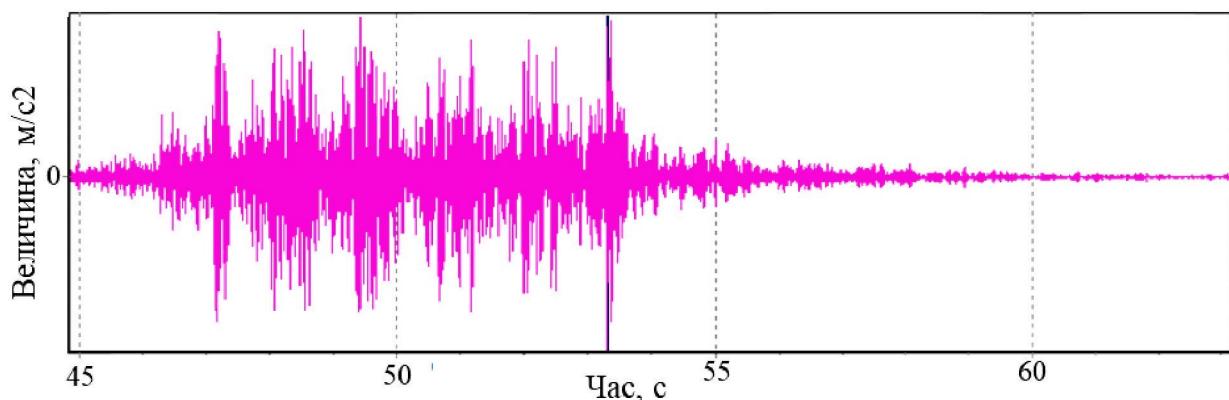


Рис. 3.21 Графік сигналу горизонтального віброприскорення ґрунту по осі У (здовж цифрових осей) над лінією метрополітену біля будівлі

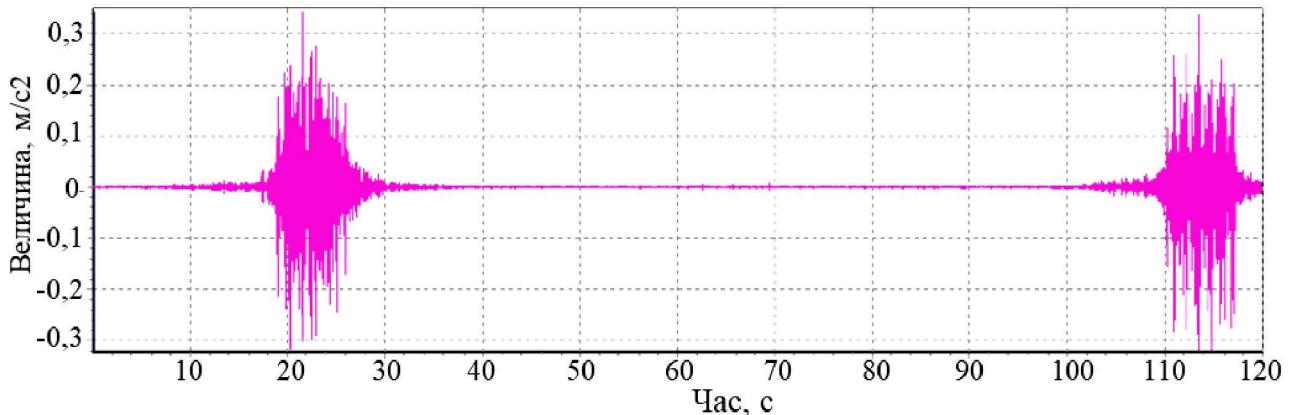


Рис. 3.22 Графік сигналу горизонтального віброприскорення ґрунту по осі Х (здовж літерних осей) над лінією метрополітену біля будівлі

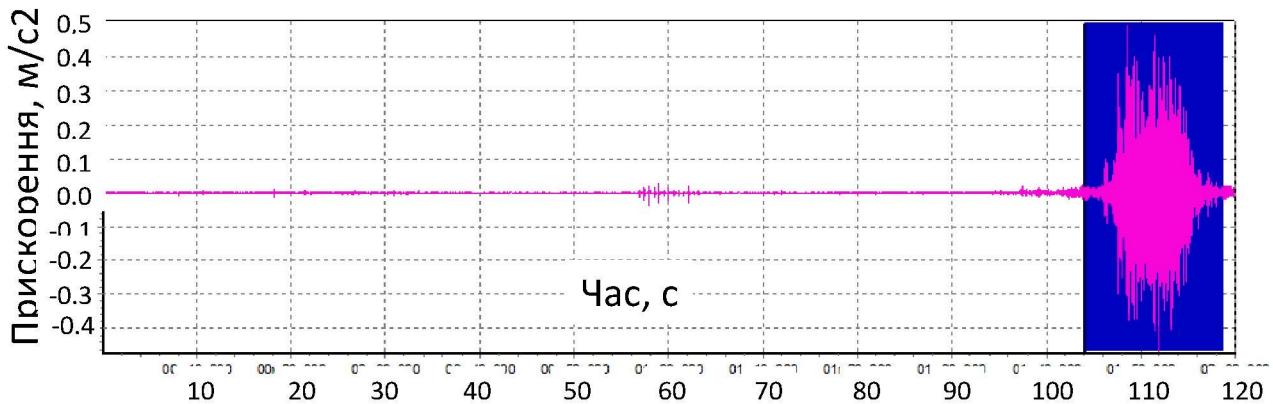


Рис. 3.23 Графік сигналу вертикального віброприскорення ґрунту по осі Z над лінією метрополітену біля будівлі

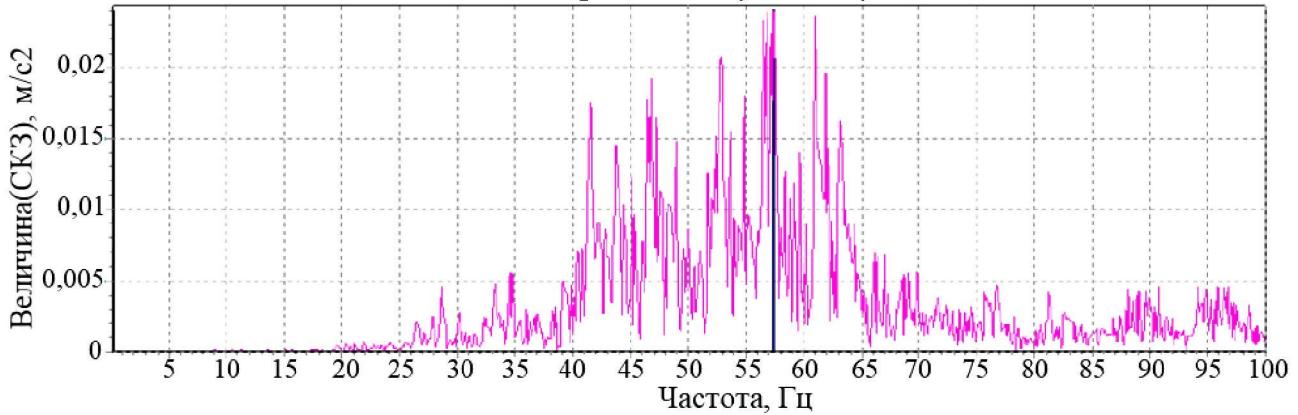


Рис. 3.24 Спектр горизонтального віброприскорення ґрунту по осі Y (вздовж цифрових осей) біля будівлі

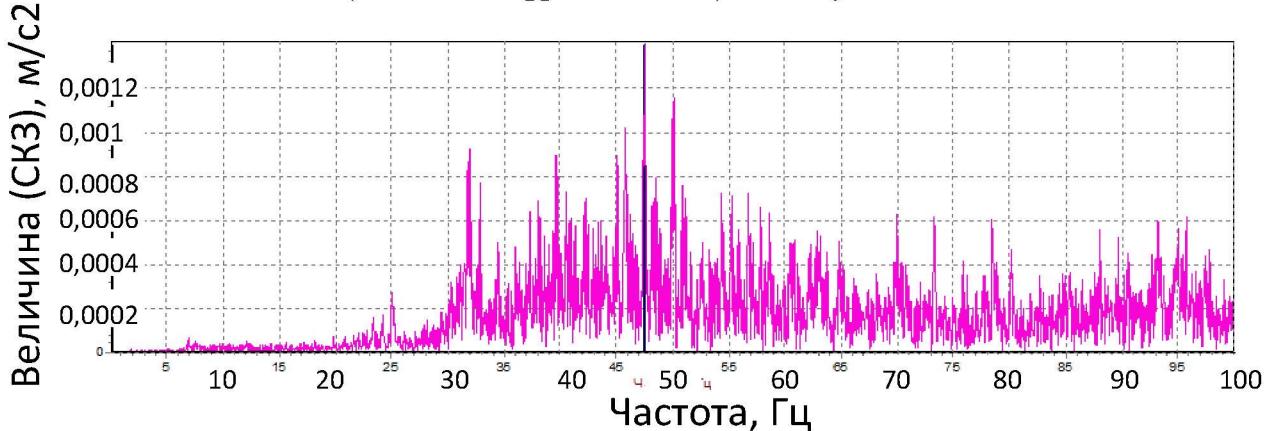


Рис. 3.25 Спектр вертикального віброприскорення підвальної частини по осі Z будівлі під час руху потягу метро

За результатами вібродинамічних випробувань переважна частота коливань ґрунту при русі наземного транспорту складає 15 Гц, при русі потягів метрополітену 55 Гц. Максимальне значення амплітуд віброприскорення з врахуванням одночасної дії всіх видів динамічного впливу зафіксовано для ґрунту біля будівлі над лініями метро, що складає значення $64 \text{ см}/\text{с}^2$ в горизонтальному напрямку та $42 \text{ см}/\text{с}^2$ для вертикального напрямку. Додаткове

вертикальне динамічне навантаження від власної ваги об'єкту при русі потягів метрополітену складає: на фундаменти будівлі до 1,0%, на ґрунт біля будівлі до 7 %, на перекриття будівлі до 5 %.

Висновки до розділу 3.

1. Приведено результати експериментальних вібродинамічних досліджень за описаною в розділі 2 методикою на основі концепції інтернету речей та системи прийняття рішень.

2. В дисертаційній роботі приведено результати досліджень на прикладі двох об'єктів, що розташовані безпосередньо над лініями метрополітену мілкого закладання. Отримані нові експериментальні дослідні дані про технічний стан унікальної будівлі «Гостиного двору» та сучасного ТРЦ «Оазис» збудованого на станції метро «Героїв Дніпра» у м. Києві.

3. За результатами вібродинамічних випробувань на об'єкті «Гостиний двір» переважна частота коливань ґрунту при русі наземного транспорту складає 15 Гц, при русі потягів метрополітену 55 Гц. Максимальне значення амплітуд віброприскорення з врахуванням одночасної дії всіх видів динамічного впливу зафіксовано на ґрунті біля будівлі над лініями метро, що складає значення $64 \text{ см}/\text{s}^2$ в горизонтальному напрямку та $42 \text{ см}/\text{s}^2$ для вертикального напрямку.

4. За результатами вібродинамічних випробувань на об'єкті «ТРЦ ОАЗИС» переважні частоти вертикальних і горизонтальних коливань поверхні ґрунту зареєстровані у діапазоні 12-90 Гц. Максимальне вертикальне віброприскорення фундаментної плити платформи станції зареєстровано під час руху потягів метрополітену і дорівнює $50,0 \text{ см}/\text{s}^2$.

5. За результатами обробки тимчасових сигналів визначені максимальні амплітуди вертикального і горизонтального віброприскорення обстежених конструкцій, підготовлено набір акселерограм для виконання подальших розрахунків системи «основа – фундамент» прямим динамічним методом.

РОЗДІЛ 4. ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛОВАННЯ ЗМІНИ НДС СИСТЕМИ «ОСНОВА – ФУНДАМЕНТ»

Моделювання НДС системи «основа – фундамент – метрополітен» виконано з допомогою програмного комплексу Midas GTS NX, що реалізує метод скінчених елементів (МСЕ).

При розв'язуванні задач МСЕ розрахункова область розглядається як сукупність кінцевого числа елементів. Головна перевага числового розрахунку НДС полягає в тому, що на виході ми отримуємо всі компоненти напружень — $\sigma_{ij}(x, y, z)$, компоненти деформацій $\epsilon_{ij}(x, y, z)$ і переміщень — $u(x, y, z)$, $v(x, y, z)$, $w(x, y, z)$. Вони необхідні для оцінки та аналізу НДС масиву.

Для стисlostі не спиняємося на викладі математичних основ числового моделювання НДС масиву. На цю тему є численні публікації. Вони, як правило, включають загальновідомі рівняння рівноваги, нерозривності і фізичні рівняння. Наводяться також методи числового розв'язання систем цих рівнянь.

4.1. Дослідження зміни НДС системи «основа – фундамент – метрополітен» будівлі «Гостиного двору»

4.1.1 Опис розрахункової моделі. Геометричні параметри

Модель є тривимірною і відображає дійсне нашарування ґрунтів, включає конструкцію тунелів метрополітену, фундаменти та надземні конструкції будівлі «Гостиного двору». Надземні конструкції включені в модель для отримання більш точного початкового НДС основи з урахуванням просторової жорсткості будівлі.

Основні геометричні параметри моделі приведені на рисунку 4.8. Розміри моделі прийняті такими, щоб мінімізувати вплив границь на результати розрахунку — довжина 225 м, висота 27 м, ширина 18 м. Тунелі метро діаметром 5,4 м розміщені на відстані 4,5 м один від одного і на глибині 1,1 м від верху тунелю до підошви фундаментів. Фундаменти будівлі стрічкові, шириною 1,6 м, розміщені з кроком 4,5 м. В будівлі є підвал та два надземних

поверхи.

При дискретизації розрахункової моделі на скінченні елементи дотримувались принципу згущення сітки до 0,6 м в зоні активної зони основи зі збільшенням до 5 м більше до границь. Таким чином досягнуто прийнятного співвідношення між точністю та тривалістю виконання розрахунків.

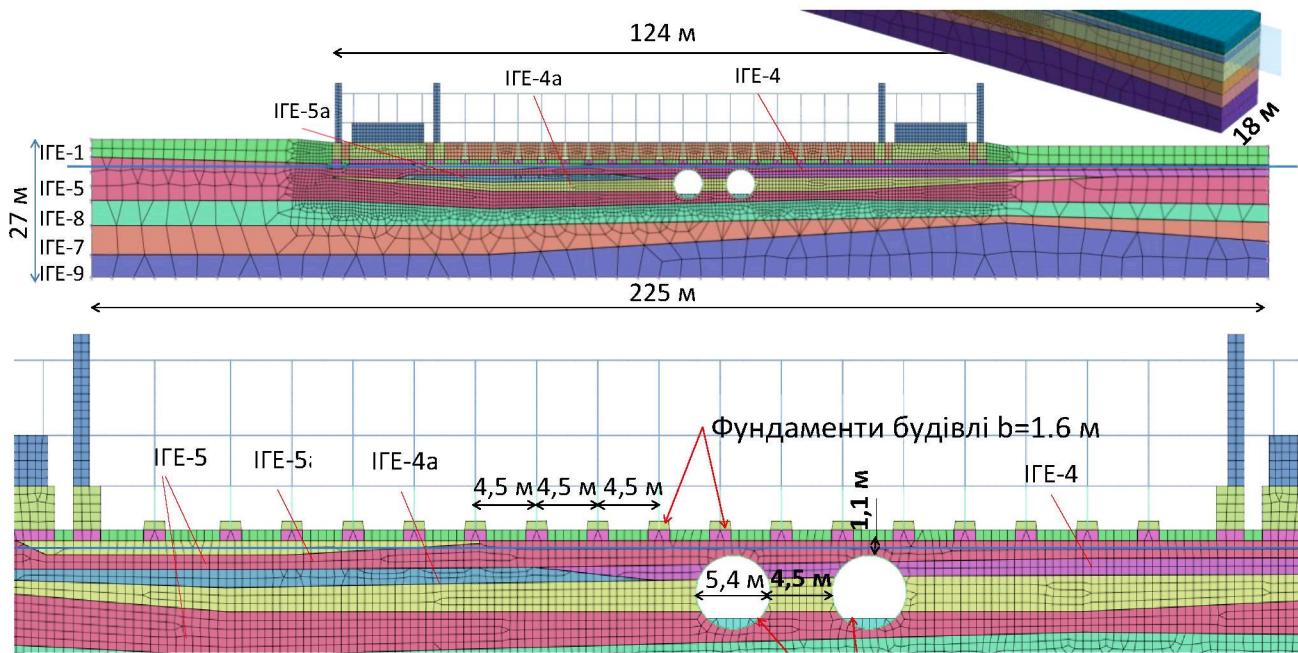


Рис. 4.1 Геометричні параметри розрахункової моделі

4.1.3 Матеріали

Для матеріалів ґрунтів основи та конструкцій споруд використано наступні типи моделей:

Elastic (Пружна) для моделювання лінійно-пружної поведінки матеріалів цегли та бетону з наступними характеристиками.

Mohr-Coulomb (Мора-Кулона) для моделювання пружно-пластиичної поведінки ґрунтів.

Modified UBCSAND (Модифікована UBCSAND) для моделювання явища розрідження пісків ІГЕ-2 та ІГЕ-4.

Розрахункові параметри властивостей матеріалів приведено в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1

Розрахункові параметри матеріалів

Назва матеріалу	Модуль пружності, Е, кН/м ²	Коефіцієнт П'ясона, v	Питома вага неводонасиченого ґрунту, γ, кН/м ³	Параметр початкових напружень, Ko	Коефіцієнт демпфірування, η	Питома вага водонасиченого ґрунту γ _{sat} , кН/м ³	Коефіцієнт пористості, e_o	Зчеплення, кН/м ²	Кут внутрішнього тертя, град
Цегла	1.80E+06	0.3	18	1	0.05	18	0		
Бетон	2.00E+07	0.3	25	1	0.05	25	0		
Mohr Coulomb									
Назва матеріалу	E	v	γ	Ko	Damping	γ _{sat}	e_o	C	Φ
ИГЕ-1 Супісок пластичний	9000	0.3	18.6	0.690983	0.05	21	0.963	10	18
ИГЕ-5 Супісок пилуватий	12000	0.3	19.3	0.609269	0.05	19.3	0.663	13	23
ИГЕ-5а Супісок пилуватий пластичний	9000	0.3	18.7	0.690983	0.05	18.7	0.756	17	18
ИГЕ-6 Суглинок м'якопластичний	8000	0.35	19.3	0.707628	0.05	19.3	0.81	24	17
ИГЕ-7 пісок середньої крупності	30000	0.3	19.2	0.455361	0.05	19.2	0.656	0	33
ИГЕ-8 пісок дрібний	30000	0.3	19.3	0.470081	0.05	19.3	0.656	0	32
Modified UBCSAND									
ИГЕ-2 Пісок середньої крупності пухкий	12000	0.3	15	0.54601	0.05	17	0.749		
ИГЕ-4 Пісок середньої крупності	11000	0.3	16.5	0.561629	0.05	18	0.75		
ИГЕ-4а Пісок середньої крупності	11000	0.3	16.5	0.561629	0.05	18	0.75		
Додаткові параметри UBCSAND									
Назва матеріалу	Число пружного модуля зсуву, Kg_e	Експонент пружного модуля зсуву, e	Пікове значення кута внутрішнього тертя, φ_p	Кут внутрішнього тертя при постійному обємі, φ_cv	Число пластичного модуля зсуву, Kg_p	Експонента пластичного модуля зсуву, pr			
ИГЕ-2 Пісок середньої крупності пухкий	200	0.5	27	24	400	0.5			
ИГЕ-4 Пісок середньої крупності	200	0.5	26	23	400	0.5			
ИГЕ-4а Пісок середньої крупності	200	0.5	26	23	400	0.5			

4.1.4 Модальний аналіз. Границні умови

Для виконання модального аналізу за допомогою інструменту Ground surface spring (пружина на поверхні основи) створено пружні граничні елементи по лівій/правій/нижній межі выбраної сітки. В'язка пружина використовується як гранична умова для основи в прямих нестационарних розрахунках. Модуль реакції основи для моделювання пружної пружини [тс/м] визначається автоматично для кожного вузла за формuloю:

$$K_v(h) = \frac{1}{30} \cdot \alpha \cdot E_0 \left(\frac{\sqrt{A_v}}{30} \right)^{\frac{3}{4}}, \quad (4.1)$$

де E_0 —модуль пружності основи; A_v —площа, на якій буде діяти пружина для конкретного вузла; α – коефіцієнт, значення якого залежить від умов

випробувань ґрунту при визначенні модуля деформації.

Таблиця 4.2

Розрахункові значення коефіцієнта α

Модуль деформації E_0 , визначений з використанням наступних методів випробувань (кгс / см ²)	α	
	Звичайний період	Землетрус
$\frac{1}{2}$ від значення E_0 , визначеного за циклічної кривої з випробувань по навантаженню штампу (використовується жорстка кругла плита діаметром 30 см)	1	2
E_0 , виміряний в свердловині	4	8
E_0 за результатами тривісних випробувань зразка на стиск	4	8
E_0 оцінюється на основі значення N , визначеного за результатами стандартних випробувань щільності ґрунту (Standard Penetration test); приймається $E_0 = 28N$	1	2

Коефіцієнт α прийнято рівним 4 відповідно до наведеної вище таблиці. За результатами модального аналізу знайдено форми коливань з найбільшими відсотками модальних мас. Частотні параметри цих форм використані при формуванні в'язких пружин для призначення граничної умови при прямих динамічних розрахунках.

Модуль реакції основи для моделювання в'язкої пружини [тс · сек/м] визначається автоматично для кожного вузла шляхом множення площині поперечного перерізу розрахункової ділянки (для конкретного вузла) на величини C_p та C_v :

$$C_p = \rho \cdot A \cdot \sqrt{\frac{\lambda+2G}{\rho}} = W \cdot A \cdot \sqrt{\frac{\lambda+2G}{W \cdot 9.81}} = c_p \cdot A,$$

$$C_v = \rho \cdot A \cdot \sqrt{\frac{G}{\rho}} = W \cdot A \cdot \sqrt{\frac{G}{W \cdot 9.81}} = c_v \cdot A \quad (4.2)$$

$$\lambda = \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

тут λ – об'ємний модуль пружності; G – модуль зсуву; A – площа поперечного перерізу розрахункової ділянки.

Коефіцієнт демпфірування для матеріалів розрахункової моделі прийнято рівним 0,05.Періоди перших двох форм коливань $T_1=1,2637$ сек, $T_2=1,3207$ сек. Константи демпфірування для мас-пропорційного і жорсткість-пропорційного загасання обчислені автоматично і становлять 0,2341 та 0,0103 для перших двох форм коливань.

4.1.5 Навантаження і впливи, розрахункові ситуації

В розрахунковій моделі враховано наступні навантаження та впливи:

1. Статичні навантаження від власної ваги матеріалів, заданих в моделі.

Визначається автоматично відповідно до питомої ваги конкретного матеріалу.

2. Статичні навантаження від експлуатаційного завантаження будівлі, що включає вагу оздоблення, підлог, корисне навантаження.

3. Динамічний вплив — задане прискорення ґрунтової основи.

Використано трикомпонентні акселерограми, отримані за результатами вібродинамічних досліджень об'єкту. Розрахункові акселерограми задані тривалістю 120 с з кроком 0,004 сек (рис. 4.2).

4. Динамічний вплив — навантаження від руху потяга метро по тунелях.

Навантаження від руху потягу прикладені як динамічні вузлові навантаження з використанням одного з закладених в програмі комплектів даних для різних типів потягів. Обрано шестивагонний потяг типу EL-18 Standart (рис. 4.3). Швидкість руху прийнято 60 км/год, час проходження під будівлею 3 сек.

Розподіл навантажень від будівлі на фундаменти вираховується автоматично з урахуванням просторової жорсткості моделі. Для верифікації просторової жорсткості фрагменту будівлі в Midas використано просторову модель будівлі, розроблену в ПК ЛІРА в рамках науково-технічного супроводу [96] реконструкції (рис. 4.3).

Процес моделювання є стадійним і враховує історію завантаження:

1 стадія – Гравітаційне завантаження ґрунтового масиву;

2 стадія – Зведення будівлі «Гостиного двору», прикладення експлуатаційних навантажень;

- 3 стадія – Влаштування тунелів метрополітену;
 4 стадія – Прикладання динамічного навантаження.

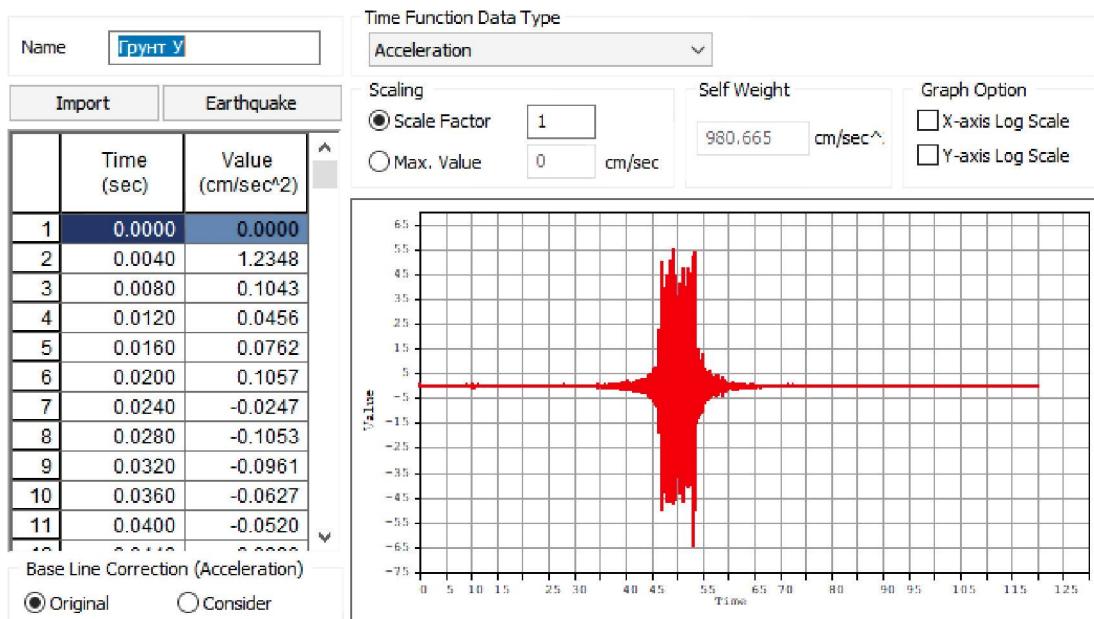


Рис. 4.2 Розрахункові параметри акселерограми в GTS NX

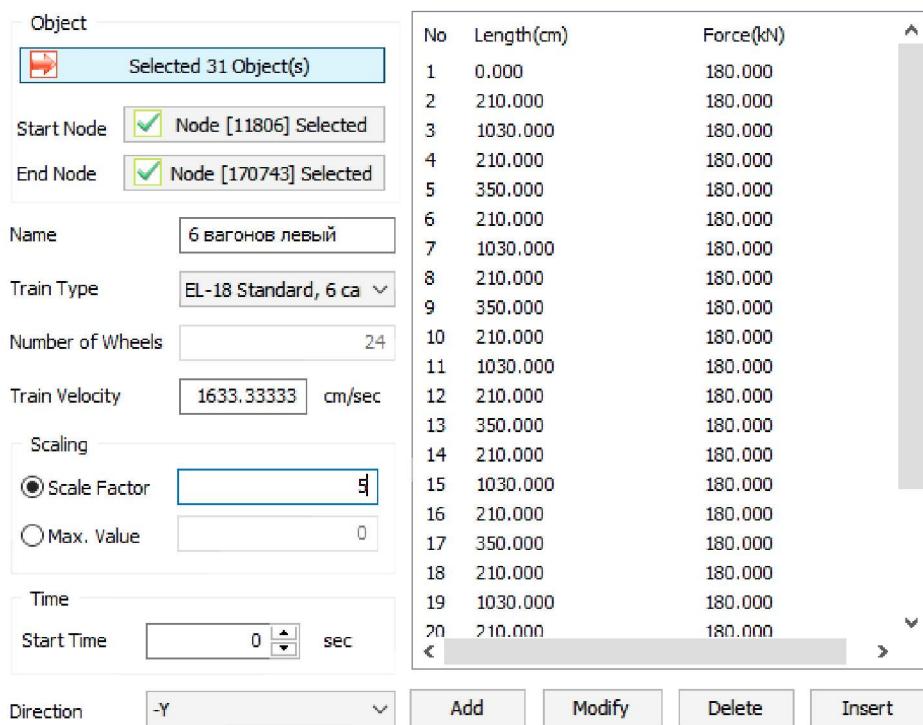


Рис. 4.3 Розрахункові параметри навантаження від потягів в GTS NX

В рамках розробки моделі проводилась її верифікація з результатами вібродинамічних досліджень на об'єкті. Для цього в чисельній моделі коригувались динамічні характеристики ґрунтів та параметри навантаження на колії метро з тим щоб досягнути розходження результатів розрахунку з

результатами натурних випробувань не більше 15%. Таким чином масштабний коефіцієнт до розрахункових навантажень від потягу прийнято рівним $K=5$ і підбирається в процесі верифікації моделі для приведення результатів у відповідність з віброметричними дослідженнями. Збільшення динамічних навантажень у порівнянні з розрахунковим може бути пов'язане з наступними факторами: вплив зношеності рейок, колісних пар, наявність стрілкових переходів, розгалужень, ефекти від прискорення та гальмування потягів і т.п.

В розрахунковій схемі змодельовано НДС системи для трьох варіантів динамічних навантажень:

1. Трикомпонентні акселерограми. На основі цієї моделі виконувалась оцінка розподілу вібрацій в ґрутовій основі з урахуванням геологічної будови та підземних конструкцій.

2. Рух потягу по одному з тунелів. На основі цієї моделі виконано оцінку зони впливу метрополітену на НДС ґрутової основи та визначено розрахункові параметри вібрації.

3. Одночасний рух потягів по обох тунелях. На основі цієї моделі виконано оцінку зміни розрахункових параметрів вібрації при збільшенні інтенсивності впливу.

4.1.6 Результати розрахунків

В результаті моделювання отримано якісну та кількісну картину зміни параметрів НДС основи фундаментів при прикладанні динамічних впливів. На основі аналізу отриманих даних можна зробити наступні висновки:

1. Розрахункова модель системи «основа – фундамент – метро» відповідає реальному об'єкту. Розрахункові значення прискорень збігаються з результатами вібродинамічних досліджень в точках влаштування датчиків.

2. При проходженні потягів метрополітену максимальні значення прискорень в ґрутовій основі фундаментів досягають: $45 \text{ см}/\text{s}^2$ в просторі між тунелями, $80-170 \text{ см}/\text{s}^2$ безпосередньо під тунелями, $20 \text{ см}/\text{s}^2$ на відстані 4 м від

найближчого тунелю. Графіки зміни значень прискорень та амплітуд коливань на відстані та по глибині приведені на рис. 4.10–4.14.

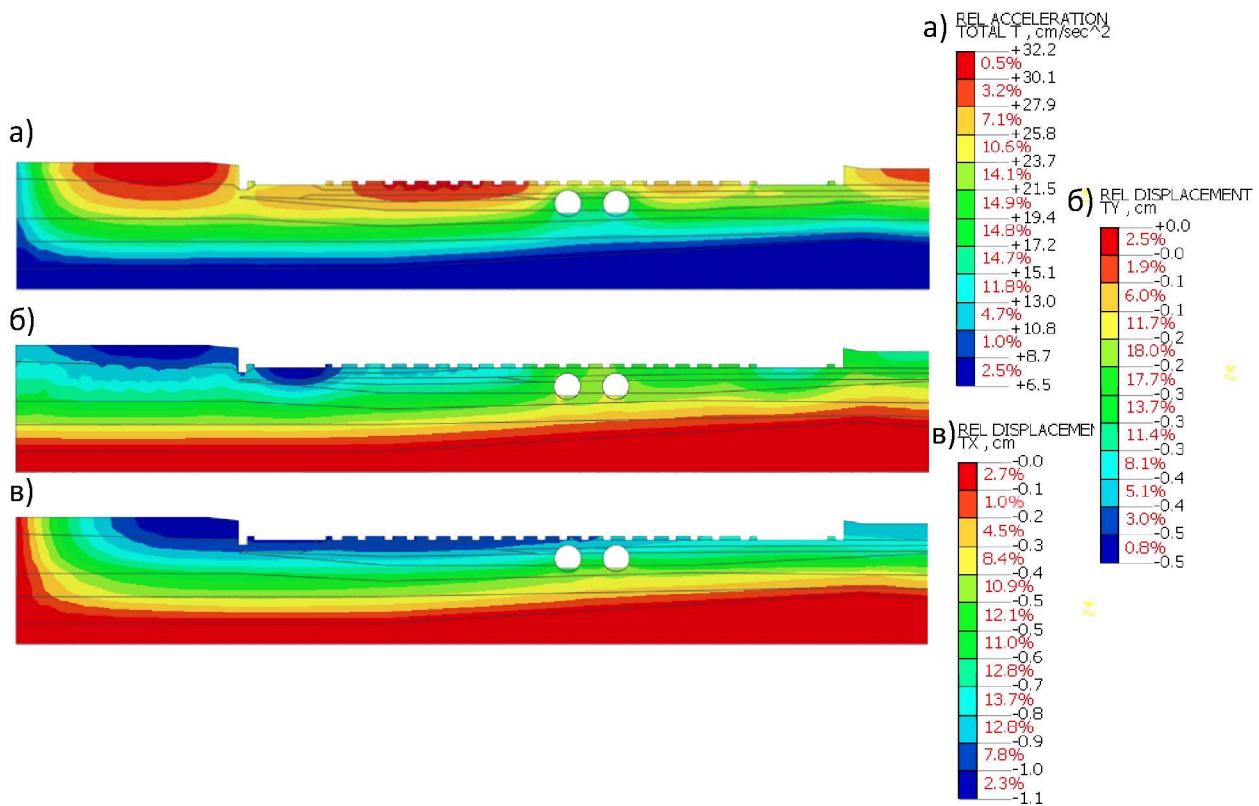


Рис. 4.4 Ізополя розподілу параметрів динамічних впливів за результатами прямого динамічного розрахунку з використанням трикомпонентних акселерограм: а) прискорення (вектор XY), см/сек²; б) амплітуда вертикальних зміщень, см; в) амплітуда горизонтальних зміщень, см

3. Зона впливу від метрополітену визначається на основі аналізу зміни параметрів НДС системи при статичних та динамічних розрахунках в характерних точках при певній віддаленості від джерела впливу (тунелю метро). Встановлено, що при проходженні потягів метро параметри НДС змінюються в наступних межах:

3.1. Вертикальні напруження в основі безпосередньо під тунелем зростають до 35,8%. На відстані від 2 до 4 м — 11,3 – 8,2%, на відстані 8,5 м — до 2,5%, на відстані 13 м менш як 1%. Графіки зміни значень вертикальних напружень на відстані та по глибині приведені на рис. 4.7.

3.2. Горизонтальні напруження в основі безпосередньо під тунелем зростають до 50,6%. На відстані від 2 до 4 м — 8,1 – 33,2%, на відстані 8,5 м —

до 2,3%, на відстані 13 м менш як 1%. Графіки зміни значень горизонтальних напружень на відстані та по глибині приведені на рис. 4.8.

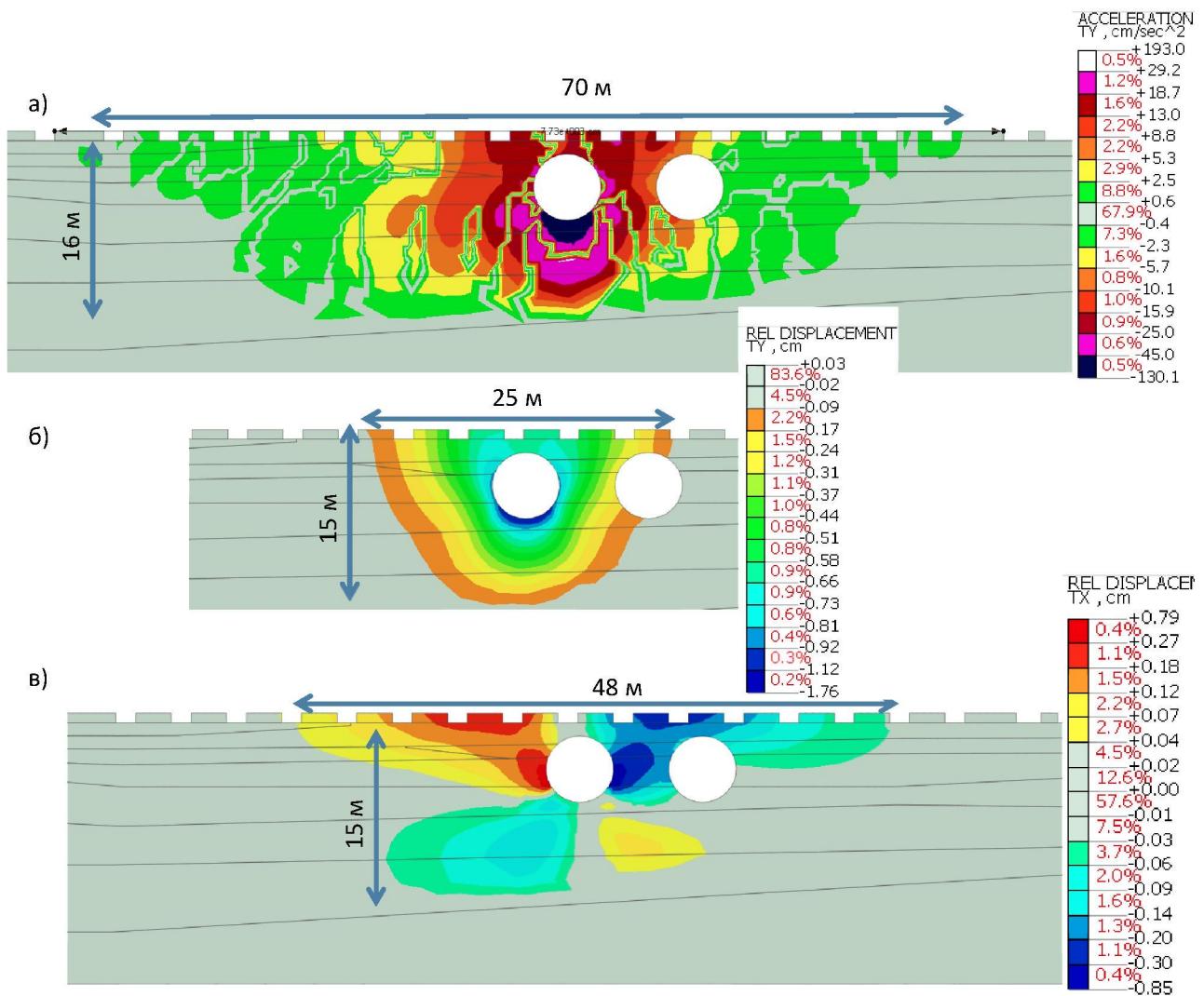


Рис. 4.5 Ізополя розподілу параметрів динамічних впливів за результатами прямого динамічного розрахунку з прикладанням навантажень від одного потягу: а) прискорення у вертикальному напрямку, см/сек²; б) амплітуда вертикальних зміщень, см; в) амплітуда горизонтальних зміщень, см

3.3. Напруження зсуву в основі безпосередньо під тунелем зростають до 44,2%. На відстані від 2 до 4 м — 19,3 – 14,0%, на відстані 8,5 м — до 3,8%, на відстані 13 м — 1,5%. Графіки зміни значень напружень зсуву на відстані та по глибині приведені на рис. 4.9.

4. При проходженні потягу метро в окремих зонах ґрунтової основи виникає надлишковий поровий тиск, що може спровокувати додаткове ущільнення ґрунтів внаслідок віброкомпресії. Коефіцієнт порового тиску, що

визначається як відношення надлишкового порового тиску та початкового ефективного напруження досягає значення 0,49 (рис. 4.14). За результатами моделювання виявлено зони на відстані до 35 м від тунелів, в яких досягається коефіцієнт максимального напруження, і, відповідно, є ризик активізації процесу розрідження або віброкомпресії.

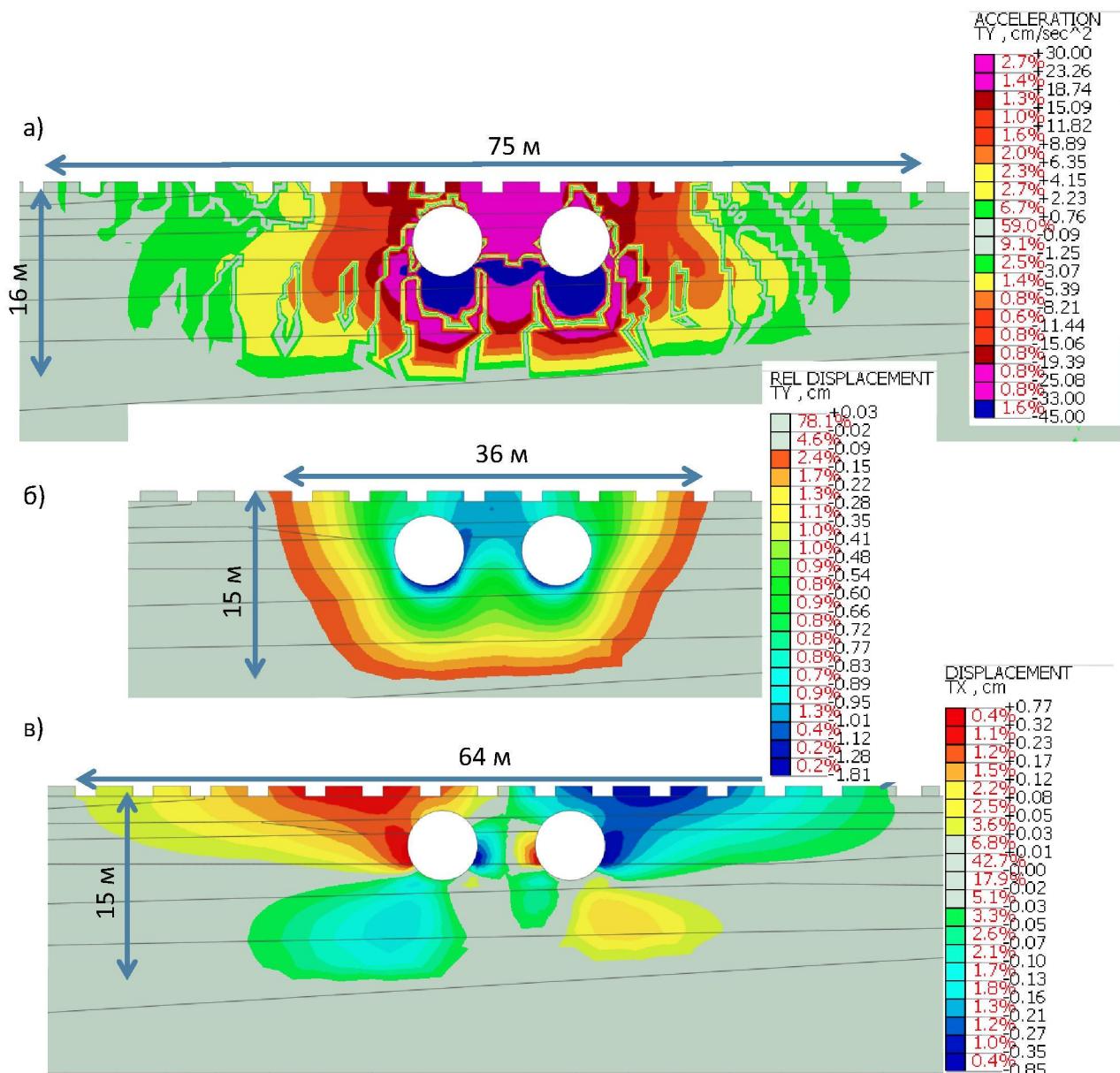
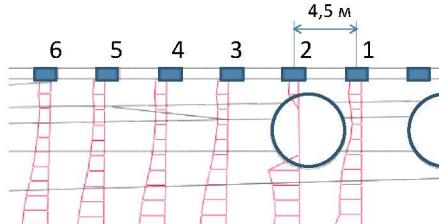


Рис. 4.6 Ізополя розподілу параметрів динамічних впливів за результатами прямого динамічного розрахунку з прикладанням навантажень від двох потягів, що рухаються одночасно в протилежних напрямках: а) прискорення у вертикальному напрямку, см/сек^2 ; б) амплітуда вертикальних зміщень, см; в) амплітуда горизонтальних зміщень, см

Таблиця 4.3

Порівняльний аналіз зміни НДС при статичних та динамічних навантаженнях на об'єкті Гостиний двір



Глибина відносно підошви фундаментів **0,1 м**

Параметри НДС		Відстань від джерела вібрації -тунелів метрополітену					
		1	2	3	4	5	6
між тунелями	під тунелем	3 м	7.5 м	12 м	16.5 м		
Напруги вертикальні, кПа	C	98 5.9%	47.3 20.3%	102.8 8.1%	103.8 2.3%	103.4 0.4%	116.7 0.0%
	D	103.8	56.9	111.1	106.2	103.8	116.7
Напруги горизонтальні, кПа	C	41.5 11.3%	24.5 17.1%	43.1 8.1%	43.8 2.3%	43.7 0.5%	46.5 0.2%
	D	46.2	28.7	46.6	44.8	43.9	46.6
Напруги зсуву, кПа	C	59.8 25.3%	29.7 49.2%	67.8 14.5%	72.1 3.1%	72.5 1.1%	70.8 0.1%
	D	74.94	44.3	77.6	74.3	73.3	70.9
Прискорення, см/сек ²	1П	9.7	11.2 -0.9%	7.6 2.6%	3.8 -2.6%	2 0.0%	0.9 0.0%
	2П	10.3	11.1	7.8	3.7	2	0.9
Амплітуда зміщен, см	1П	0.76	0.84 6.0%	0.63 1.6%	0.29 6.9%	0.13 15.4%	0.06 33.3%
	2П	0.92	0.89	0.64	0.31	0.15	0.08

Глибина відносно підошви фундаментів **1,0 м**

Параметри НДС		Відстань від джерела вібрації -тунелів метрополітену					
		1	2	3	4	5	6
між тунелями	під тунелем	3 м	7.5 м	12 м	16.5 м		
Напруги вертикальні, кПа	C	78.3 5.6%	49.1 24.2%	78.2 7.5%	78.3 2.7%	78.3 0.8%	79.7 -3.3%
	D	82.7	61	84.1	80.4	78.9	77.1
Напруги горизонтальні, кПа	C	10.3 34.0%	13.1 37.3%	22 3.6%	26.2 0.4%	27.3 0.0%	25.5 0.0%
	D	13.8	17.98	22.8	26.3	27.3	25.5
Напруги зсуву, кПа	C	36.6 5.7%	23.9 18.8%	37.6 9.0%	38.1 3.1%	37.9 1.1%	36 0.6%
	D	38.7	28.4	41	39.3	38.3	36.2
Прискорення, см/сек ²	1П	17.7 2.3%	19.2 15.1%	12.9 -0.8%	4.8 -0.8%	2.3 -4.3%	1.5 0.0%
	2П	18.1	22.1	12.8	4.76	2.2	1.5
Амплітуда зміщен, см	1П	0.8 18.8%	0.84 4.8%	0.62 1.6%	0.25 4.0%	0.11 9.1%	0.06 16.7%
	2П	0.95	0.88	0.63	0.26	0.12	0.07

Глибина відносно підошви фундаментів **2,0 м**

Параметри НДС		Відстань від джерела вібрації -тунелів метрополітену					
		1	2	3	4	5	6
між тунелями	під тунелем	3 м	7.5 м	12 м	16.5 м		
Напруги вертикальні, кПа	C	73.1 8.1%	-	71.1 6.0%	70.9 2.0%	69.6 0.9%	71.1 0.4%
	D	79	-	75.4 2.5%	72.3 0.3%	70.2 0.0%	71.4
Напруги горизонтальні, кПа	C	36.2 10.5%	-	36.6 2.5%	33.5 0.3%	32.2 0.0%	32.8 0.0%
	D	40	-	37.5	33.6 0.0%	32.2	32.8
Напруги зсуву, кПа	C	28.1 16.0%	-	28.3 8.5%	28.3 3.5%	27.5 1.1%	28 0.7%
	D	32.6	-	30.7	29.3	27.8	28.2
Прискорення, см/сек ²	1П	26.5 -3.4%	-	17.2 0.6%	6.4 0.0%	2.7 0.0%	1.6 0.0%
	2П	25.6	-	17.3 0.6%	6.4 0.0%	2.7 0.0%	1.6
Амплітуда зміщен, см	1П	0.87 14.9%	-	0.61 1.6%	0.22 0.0%	0.09 11.1%	0.05 20.0%
	2П	1	-	0.62	0.22 0.0%	0.1	0.06

Примітки: С – статика, Д – динаміка, 1П – один потяг, 2П – два потяг, % – зміна параметру відносно початкового стану (Δ -C)/C або (Δ П-1П)/1П

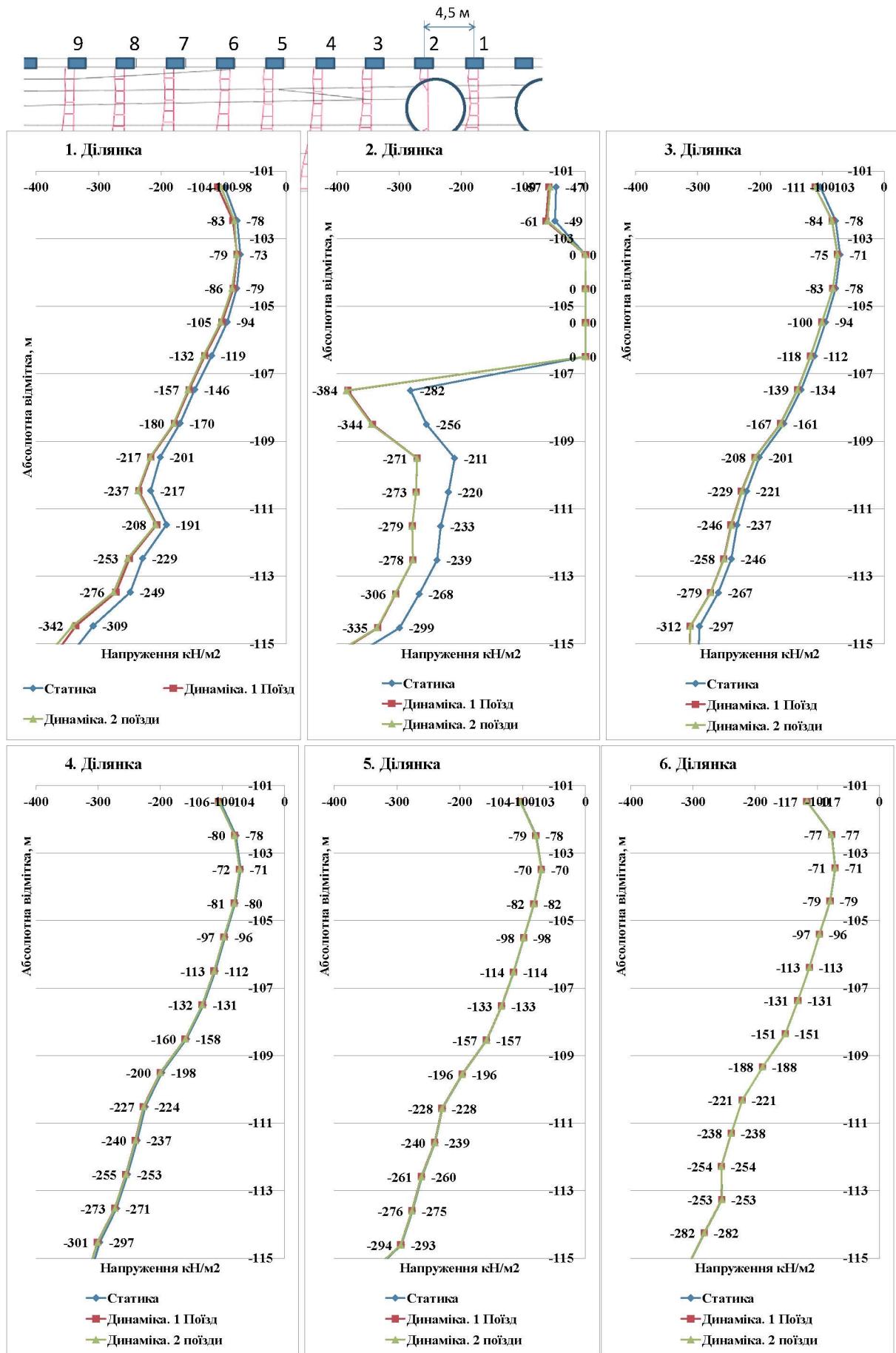


Рис. 4.7 Епюри значень вертикального тиску в основі будівлі, кН/м²

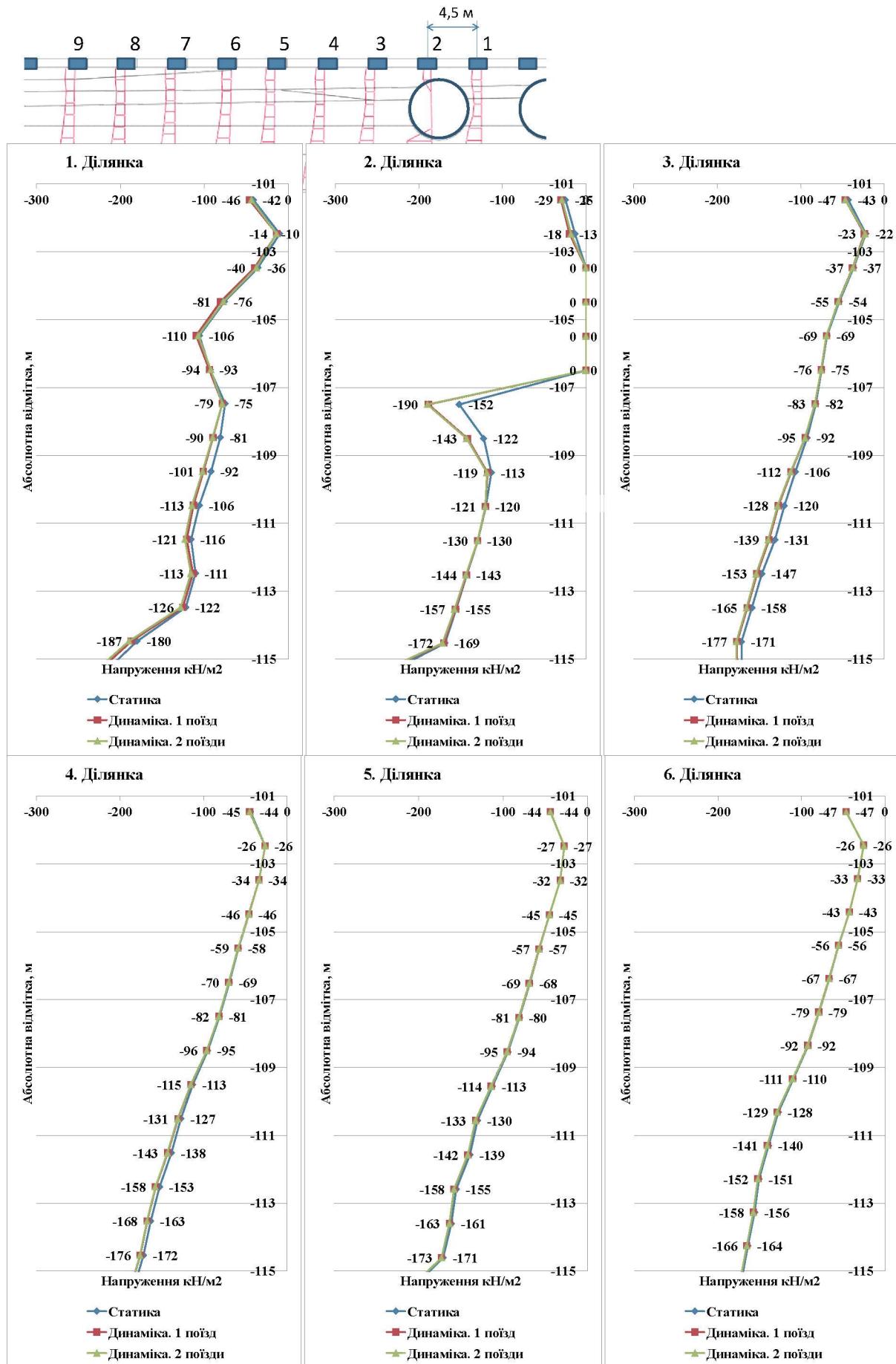
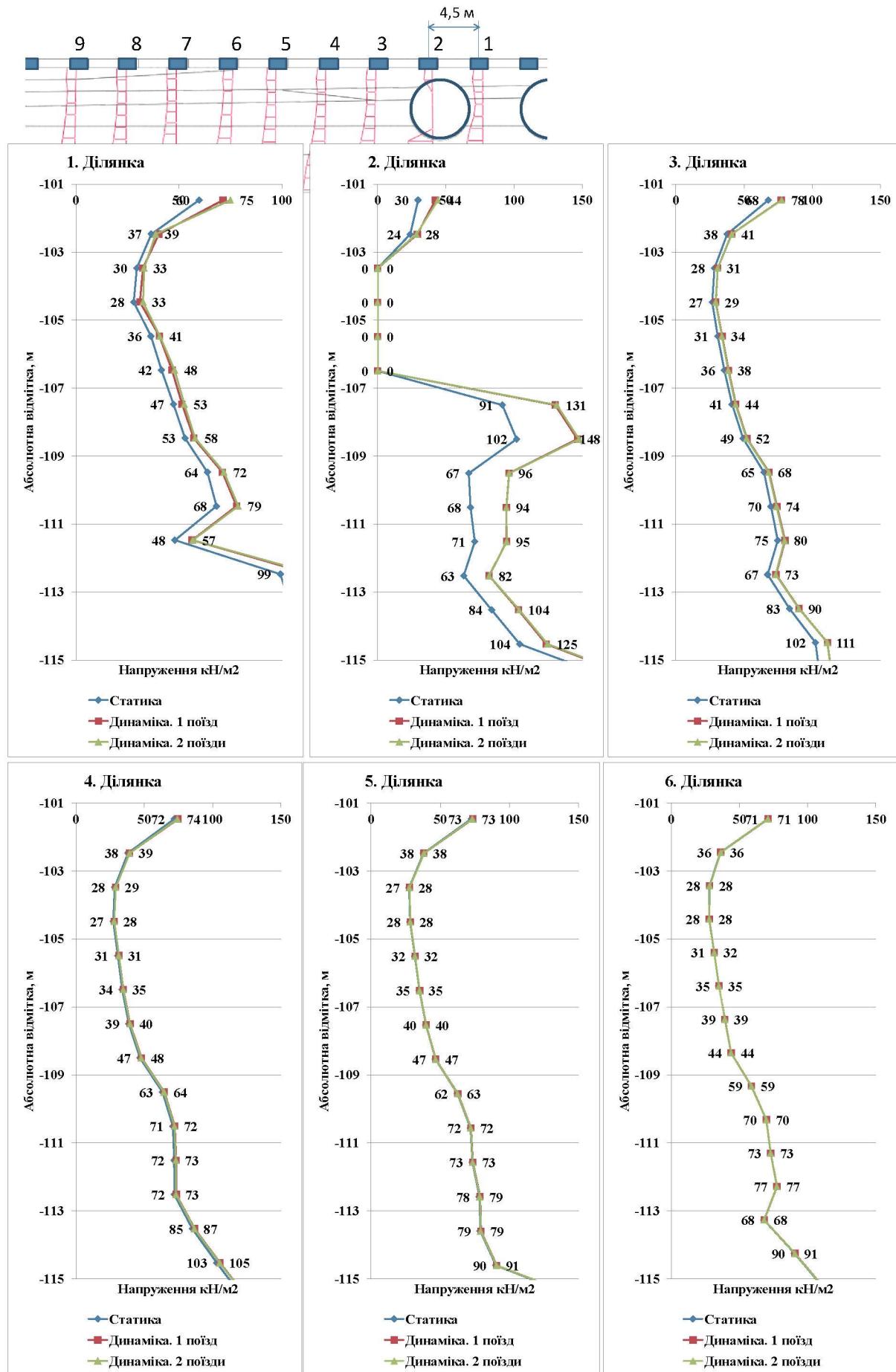


Рис. 4.8 Епюри значень горизонтального тиску в основі будівлі, кН/м²

Рис. 4.9 Епюри значень тиску зсуву в основі будівлі, кН/м²

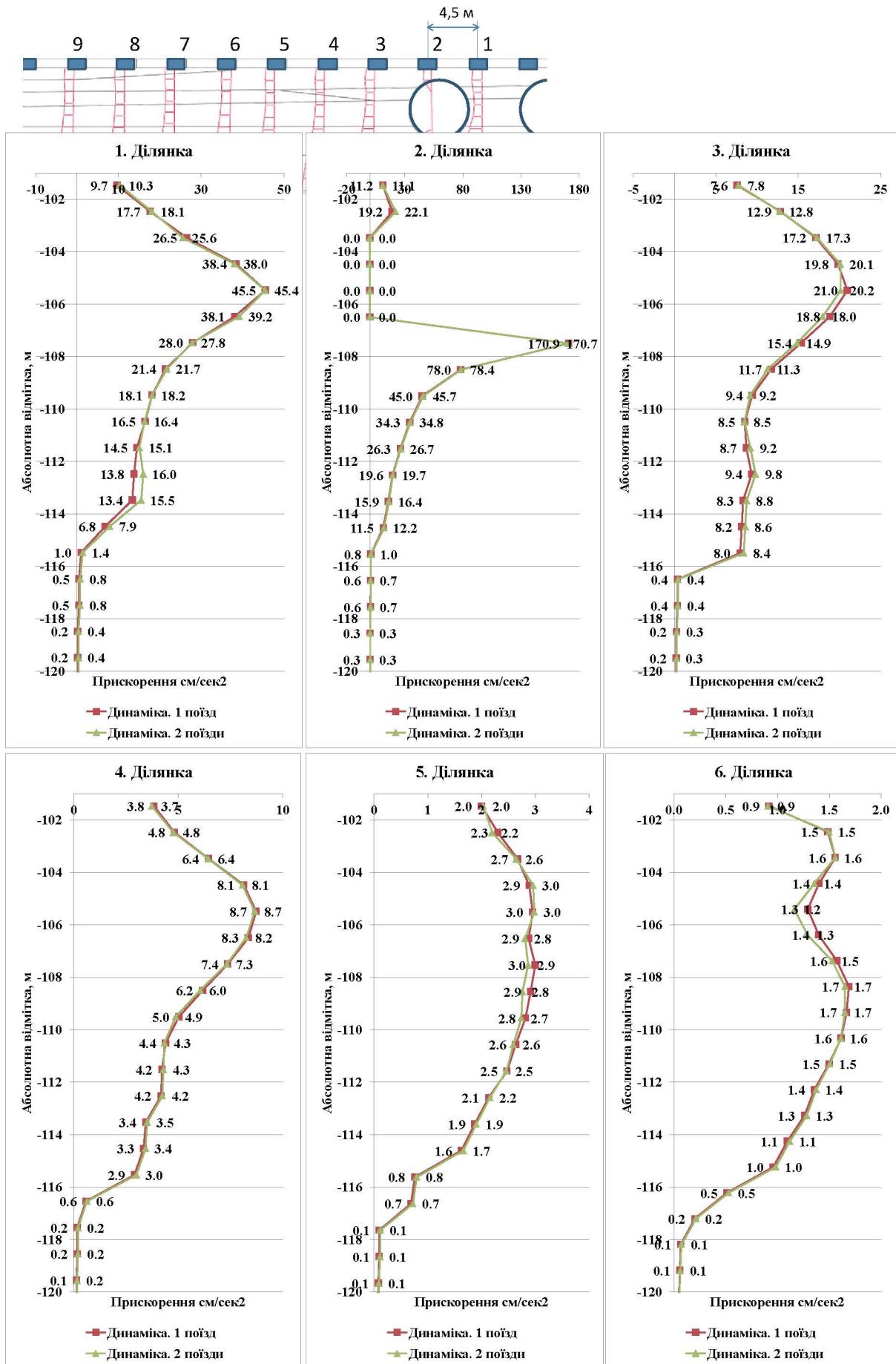


Рис. 4.10 Епюри значень прискорення в основі будівлі, см/сек²

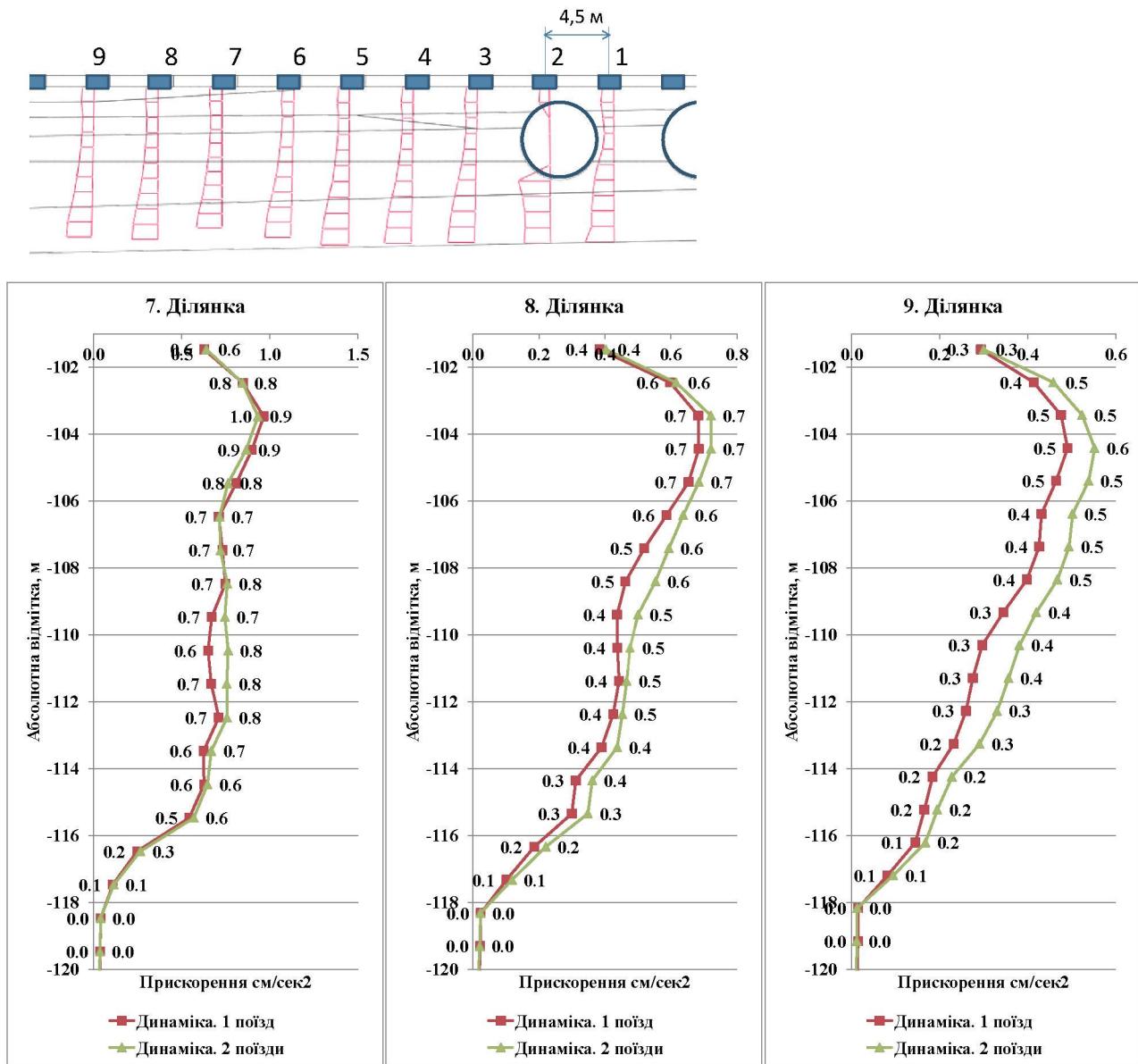


Рис. 4.11 Епюри значень прискорень в основі будівлі, см/сек²

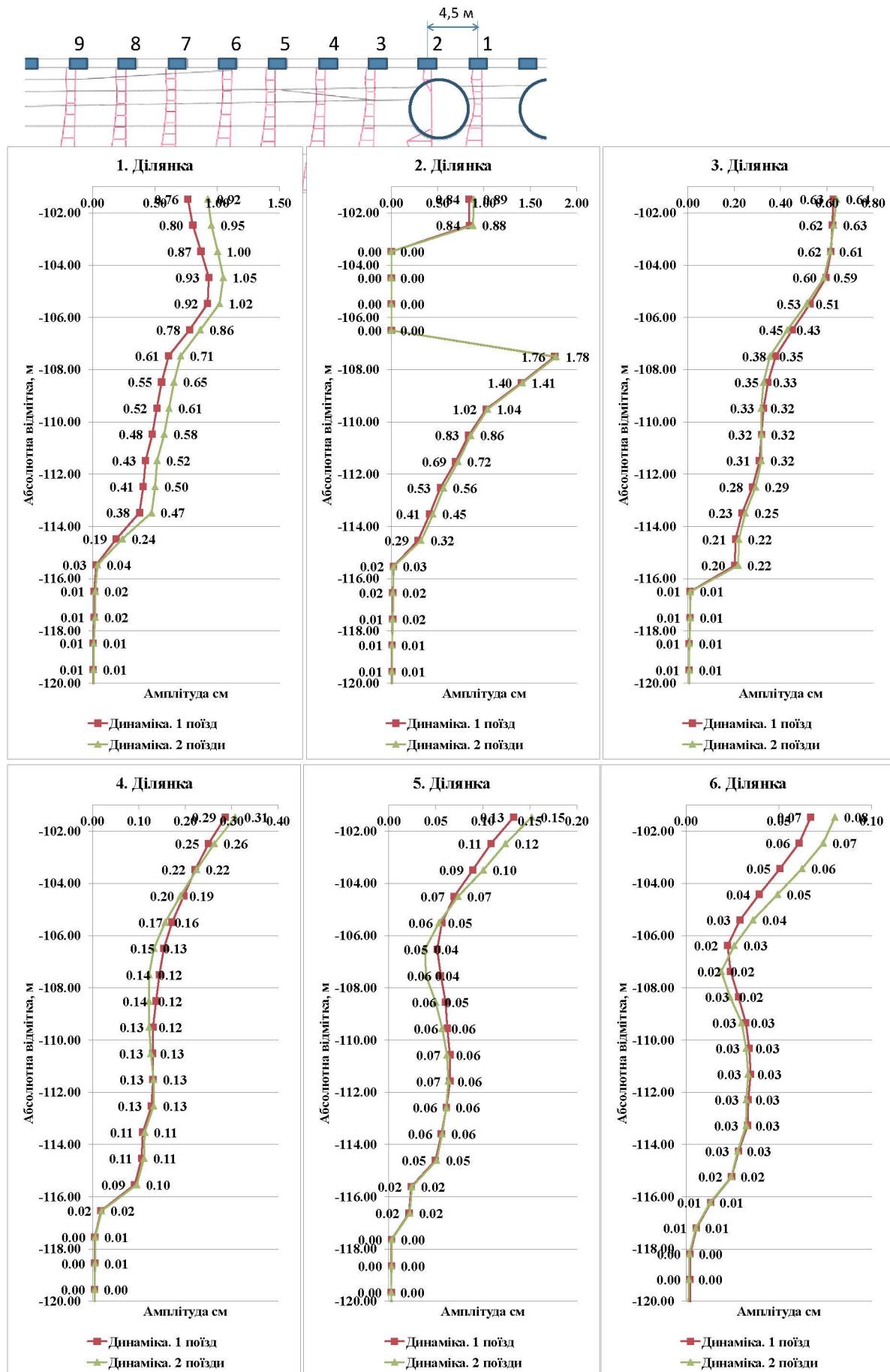


Рис. 4.12 Епюри значень амплітуд зміщень в основі фундаментів будівлі, см

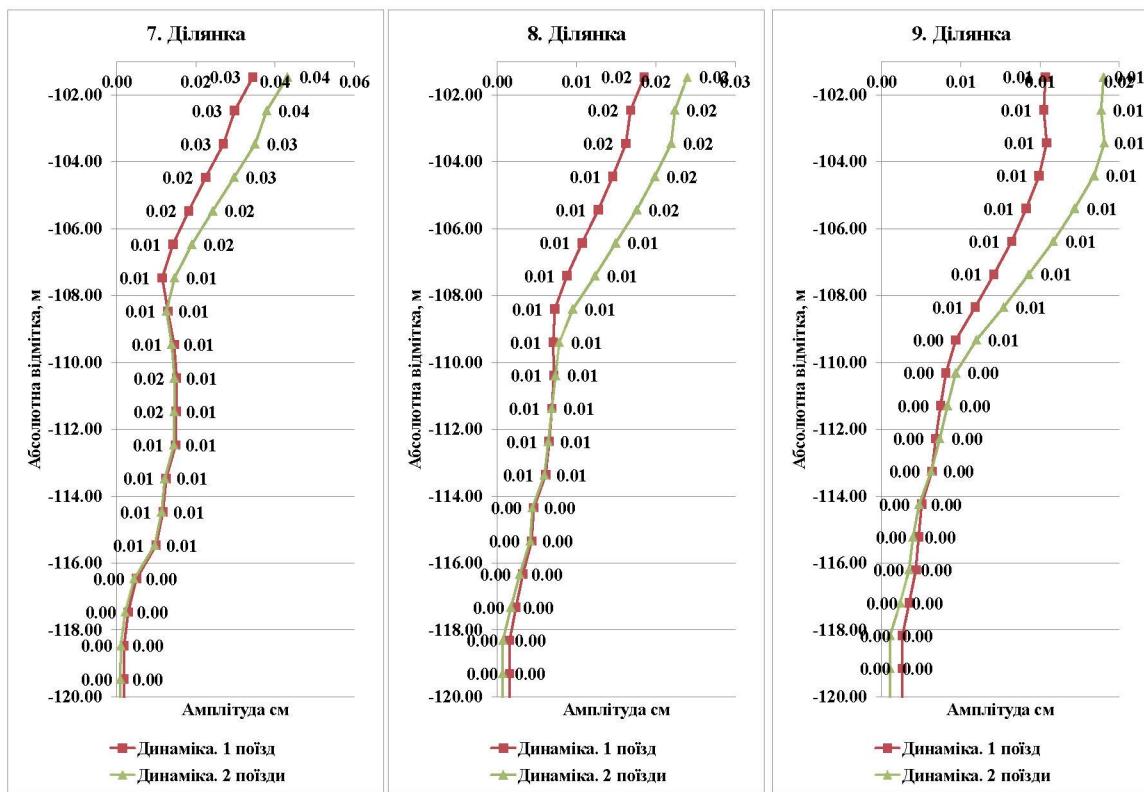


Рис. 4.13 Епюри значень амплітуд зміщень в основі фундаментів будівлі, см

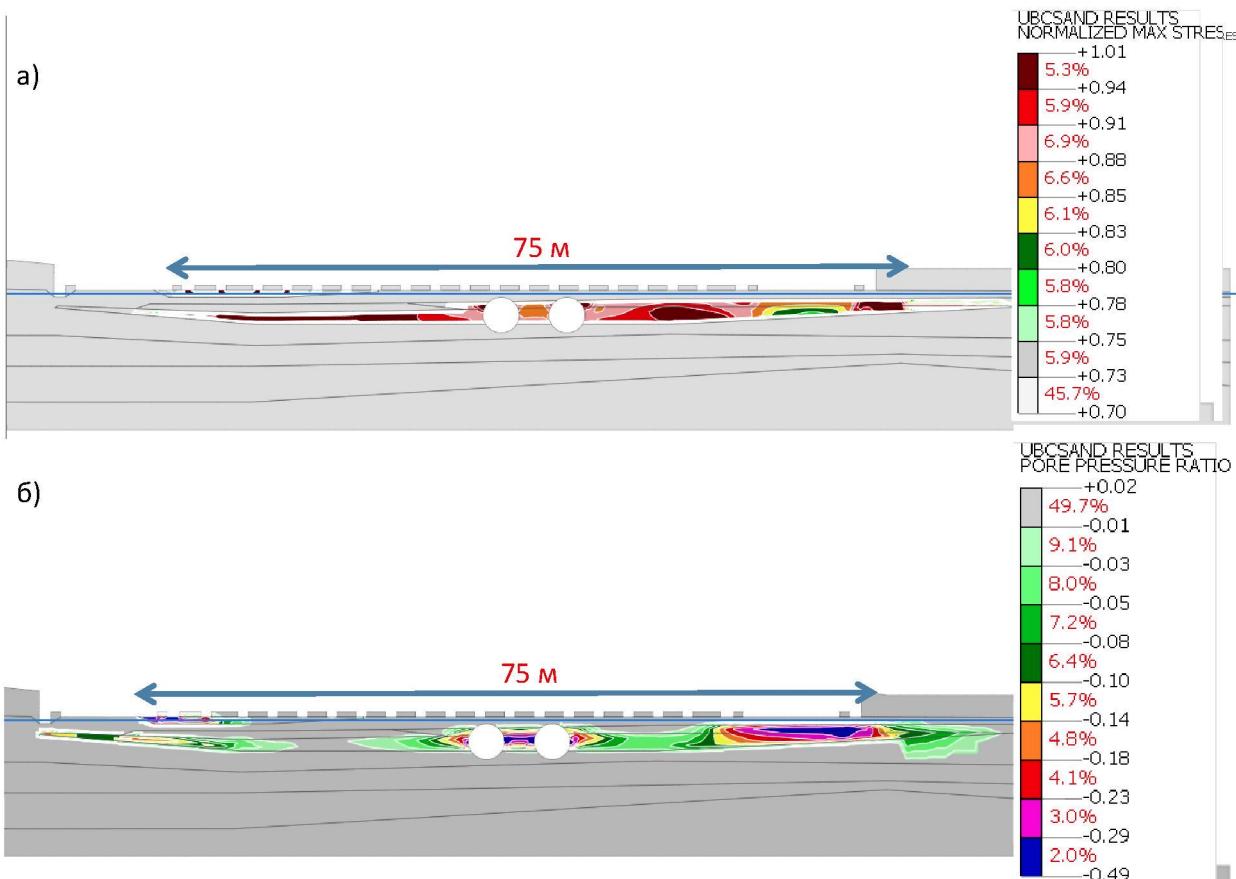


Рис. 4.14 Результати прямого динамічного розрахунку з використанням акселерограм: а) коефіцієнт максимального напруження, що відповідає активізації процесу розрідження; б) коефіцієнт порового тиску PPR

4.2. Дослідження зміни НДС системи «основа – фундамент – метрополітен» будівлі ТРЦ «Оазис» на станції метрополітену «Героїв Дніпра»

4.2.1 Опис розрахункової моделі. Геометричні параметри

Модель є тривимірною і відображає дійсне нашарування ґрунтів, включає конструкцію тунелів метрополітену, фундаменти ТРЦ. Надземні конструкції включені в модель для отримання більш точного початкового НДС основи з урахуванням просторової жорсткості будівлі.

Основні геометричні параметри моделі приведені на рисунку 4.15. Розміри моделі прийняті такими, щоб мінімізувати вплив границь на результати розрахунку — довжина 124 м, висота 48 м, ширина 30 м. Станція метро шириноро 18 м, висотою 7,6 м розміщені безпосередньо під поверхнею землі.

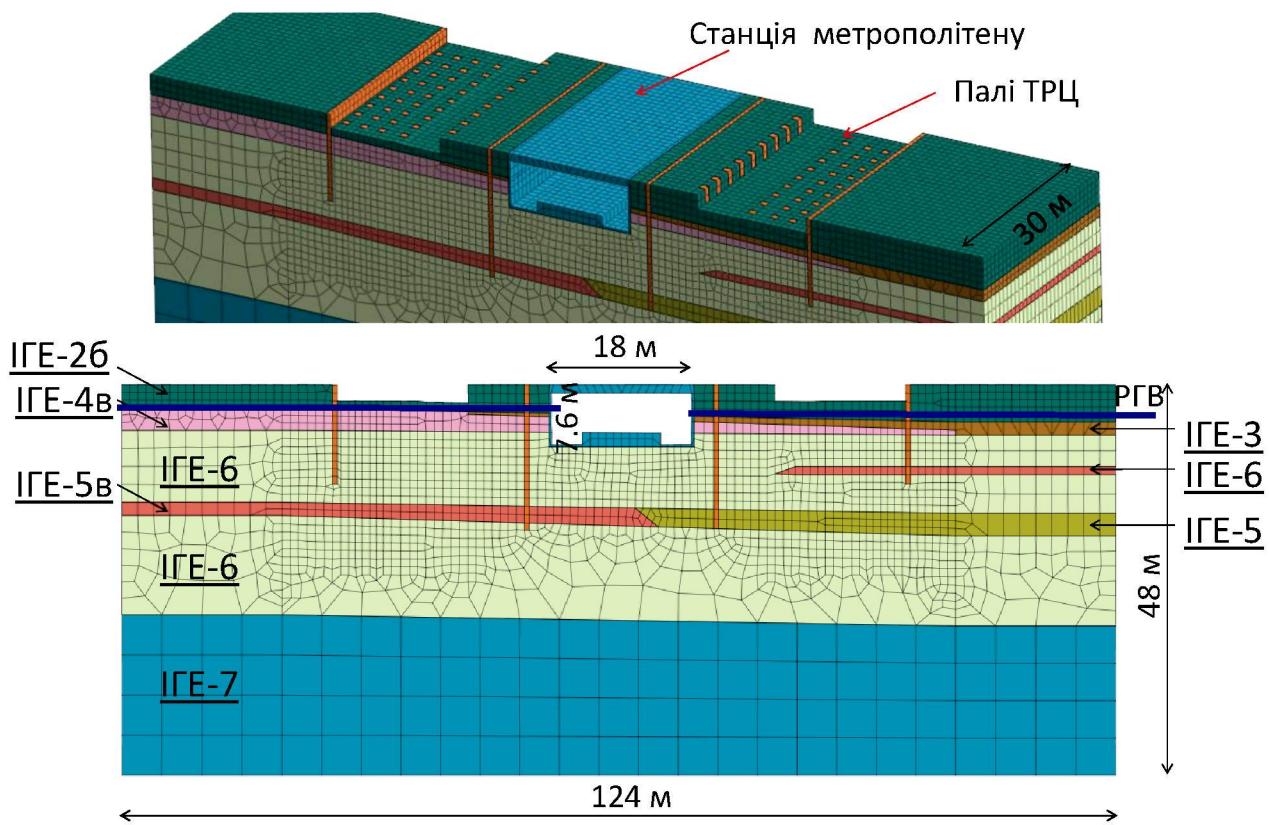


Рис. 4.15 – Геометричні параметри розрахункової моделі

При дискретизації розрахункової моделі на скінченні елементи дотримувалися принципу згущення сітки до 1,0 м в зоні активної зони основи зі збільшенням до 5 м більше до границь. Таким чином досягнуто прийнятного

співвідношення між точністю та тривалістю виконання розрахунків.

4.2.3 Матеріали

Для матеріалів ґрунтів основи та конструкцій споруд використано наступні типи моделей:

Elastic (Пружна) для моделювання лінійно-пружної поведінки матеріалів цегли та бетону.

Mohr-Coulomb (Мора-Кулона) для моделювання пружно-пластиичної поведінки ґрунтів.

Таблиця 4.4

Розрахункові характеристики ґрунтів

Номер ГЕ	Вологість природна $W, \text{ д.} \%$	Коефіцієнт пористості, $e, \text{ д.} \%$	Коефіцієнт водопроникності, $S_r, \text{ д.} \%$	Щільність, $\text{г}/\text{см}^3$		При природній вологості та щільності				Модуль деформації, $E, \text{ МПа}$	Числовий розрахунковий опір, $R_c, \text{ кГа}$	Категорія ґрунту за середніми властивостями				
				Часток з粗ту	Природна	Кут внутрішнього тертя, град.			Питоме зчеплення, kPa							
						ρ_s	ρ_p	$\rho_{ }$	ρ_{\perp}	Φ_p	$\Phi_{ }$	Φ_{\perp}	C_p	$C_{ }$	C_{\perp}	
1a	-	0.75	0.25	2.64	1.62	1.61	1.59	28*	27	25	0	0	0	17.0*	250	III
1b	-	0.62	0.25	2.64	1.72	1.71	1.69	35*	34	32	1	1	0	28.1*	250	II
2б	0.035	0.71	0.13	2.65	1.60	1.59	1.57	32*	31*	29*	0	0	0	22.1*	250	II
3	0.400	1.52	0.66	2.42	1.36	1.35	1.33	12	11	10	16	14	11	3.0	не норм.	IV
4б	-	0.73	0.80	2.66	1.87	1.86	1.84	29*	28	26	2	2	1	19.8*	-	III
4б	0.188	0.56	0.89	2.66	2.02	2.01	1.99	33*	32	30	4	3	2	25.8*	-	III
5б	-	0.63	0.80	2.65	1.93	1.92	1.90	33*	31*	29*	2	2	1	28.7*	-	III
5б	0.162	0.50	0.86	2.65	2.05	2.04	2.02	36*	35	33	4	3	2	40.0*	-	III
6а	-	0.72	0.80	2.64	1.87	1.86	1.84	28*	27	25	0	0	0	19.2*	-	III
6б	-	0.62	0.80	2.64	1.94	1.93	1.91	33*	32*	31*	1	1	0	28.6*	-	III
7	0.198	0.59	0.89	2.65	2.00	1.99	1.97	35	34	32	3	2	1	34.0	-	III

Примітки: * - характеристики наведені за даними статичного зондування

4.2.4 Модальний аналіз. Границні умови

Для виконання модального аналізу за допомогою інструменту Ground surface spring (пружина на поверхні основи) створено пружні граничні елементи по лівій/правій/нижній межі вибраної сітки.

В'язка пружина використовується як гранична умова для основи в прямих нестационарних розрахунках.

Модуль реакції основи для моделювання пружної пружини [тс/м] визначається автоматично для кожного вузла за формулою:

$$K_{v(h)} = \frac{1}{30} \cdot \alpha \cdot E_0 \left(\frac{\sqrt{A_v}}{30} \right)^{\frac{3}{4}}, \quad (4.3)$$

де E_0 — модуль пружності основи; A_v — площа, на якій буде діяти пружина для конкретного вузла; α — коефіцієнт, значення якого залежить від умов випробувань ґрунту при визначені модуля деформації.

Коефіцієнт α прийнято рівним 4 відповідно до таблиці 4.2. За результатами модального аналізу знайдено форми коливань з найбільшими відсотками модальних мас. Частотні параметри цих форм використані при формуванні в'язких пружин для призначення граничної умови при прямих динамічних розрахунках.

Модуль реакції основи для моделювання в'язкої пружини [тс · сек/м] визначається автоматично для кожного вузла шляхом множення площині поперечного перерізу розрахункової ділянки (для конкретного вузла) на величини C_p та C_v :

$$\begin{aligned} C_p &= \rho \cdot A \cdot \sqrt{\frac{\lambda+2G}{\rho}} = W \cdot A \cdot \sqrt{\frac{\lambda+2G}{W \cdot 9.81}} = c_p \cdot A, \\ C_v &= \rho \cdot A \cdot \sqrt{\frac{G}{\rho}} = W \cdot A \cdot \sqrt{\frac{G}{W \cdot 9.81}} = c_v \cdot A \\ \lambda &= \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \end{aligned} \quad (4.4)$$

Тут λ — об'ємний модуль пружності; G — модуль зсуву; A — площа поперечного перерізу розрахункової ділянки.

Коефіцієнт демпфірування для матеріалів розрахункової моделі прийнято рівним 0,05.Періоди перших двох форм коливань $T_1=3,35$ сек, $T_2=4,87$ сек.

Таблиця 4.5

Розрахункові параметри демпфірування, визначені автоматично в ПК Midas GTS NX

Демпфірування Damping	
<input type="radio"/> Direct Modal	<input checked="" type="radio"/> Mass Stiffness Proportional
Mass and Stiffness Coefficients	
Damping Type	Маса-пропорційне
<input type="radio"/> Direct Specification	<input checked="" type="checkbox"/> Mass Proportional
<input checked="" type="radio"/> Calculate from Modal Damping	<input type="checkbox"/> Stiffness Proportional
Coefficients Calculation	0
<input type="radio"/> Frequency [Hz]	0
<input checked="" type="radio"/> Period [sec]	0.0764377775
Період	0.0315879966
Damping Ratio	Mode 1 Форма 1
	Mode 2 Форма 2
Kоефіцієнт демпфірування	0
	0
	3.35
	4.87
	0.05
	0.05

4.2.5 Навантаження і впливи, розрахункові ситуації

В розрахунковій моделі враховано наступні навантаження та впливи:

1. Статичні навантаження від будівлі, отримані за результатами виконання розрахунків просторової моделі будівлі в ПК Ліра [90].

2. Динамічний вплив — задане прискорення ґрунтової основи.

Використано трикомпонентні акселерограми, отримані за результатами вібродинамічних досліджень об'єкту. Розрахункові акселерограми задані тривалістю 50 с з кроком 0,004 сек (рис. 4.16).

Динамічний вплив — навантаження від руху потяга метро по тунелях. Навантаження від руху потягу прикладені як динамічні вузлові навантаження з використанням одного з закладених в програмі комплектів даних для різних типів потягів. Обрано шестивагонний потяг типу EL-18 Standart. Швидкість руху прийнято 60 км/год, час проходження під будівлею 3 сек.

Розподіл навантажень від будівлі на фундаменти вираховується автоматично з урахуванням просторової жорсткості моделі. Для верифікації просторової жорсткості фрагменту будівлі в Midas використано просторову модель будівлі, розроблену в ПК ЛІРА в рамках науково-технічного супроводу [76] реконструкції (рис. 3.3).

Процес моделювання є стадійним і враховує історію завантаження:

1 стадія — Гравітаційне завантаження грунтового масиву;

2 стадія — Влаштування тунелів метрополітену;

3 стадія — Зведення будівлі ТРЦ;

4 стадія — Прикладання динамічного навантаження.

В рамках розробки моделі проводилась її верифікація з результатами вібродинамічних досліджень

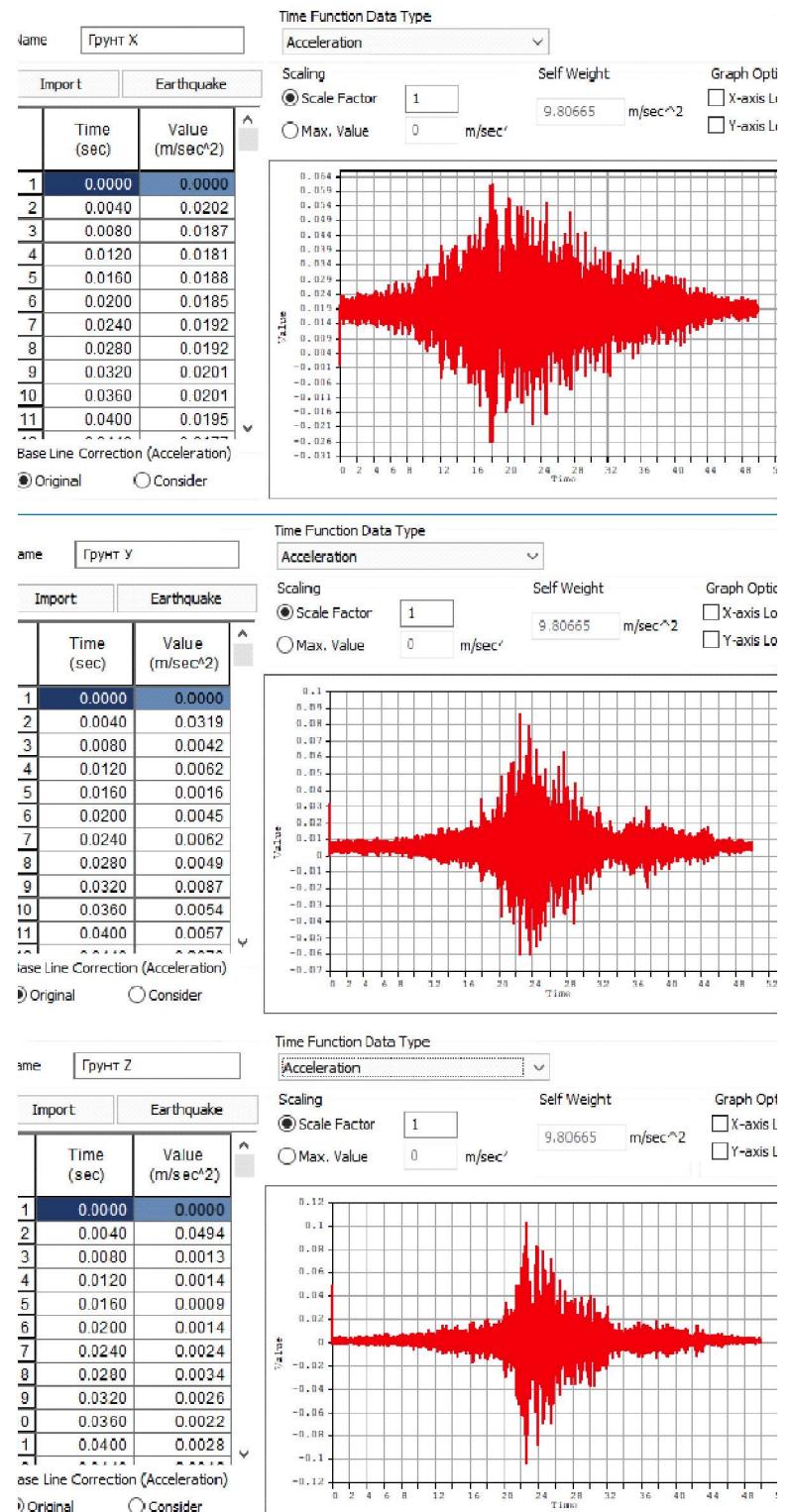


Рис. 4.16 Розрахункові параметри акселерограми в GTS NX

на об'єкті. Для цього в чисельній моделі коригувались динамічні характеристики ґрунтів та параметри навантаження на колії метро з тим щоб

досягнути розходження результатів розрахунку з результатами натурних випробувань не більше 15%. Таким чином масштабний коефіцієнт до розрахункових навантажень від потягу прийнято рівним К=8 і підбирається в процесі верифікації моделі для приведення результатів у відповідність з віброметричними дослідженнями. Збільшення динамічних навантажень у порівнянні з розрахунковим може бути пов'язане з наступними факторами: вплив зношеності рейок, колісних пар, наявність стрілкових переходів, розгалужень, ефекти від прискорення та гальмування потягів і т.п.

В розрахунковій схемі змодельовано НДС системи для чотирьох варіантів динамічних навантажень:

1. Трикомпонентні акселерограми. На основі цієї моделі виконувалась оцінка розподілу вібрацій в ґрутовій основі з урахуванням геологічної будови та підземних конструкцій.
2. Рух потягу по одному з тунелів. На основі цієї моделі виконано оцінку зони впливу метрополітену на НДС ґрутової основи та визначено розрахункові параметри вібрації.
3. Одночасний рух потягів по обох тунелях. На основі цієї моделі виконано оцінку зміни розрахункових параметрів вібрації при збільшенні інтенсивності впливу.
4. Одночасний рух потягів по обох тунелях при відсутності паль ТРЦ. На основі цієї моделі визначався вплив паль на розподіл динамічних навантажень в ґрутовій основі.

4.2.6 Результати розрахунків

В результаті моделювання отримано якісну та кількісну картину зміни параметрів НДС основи фундаментів при прикладанні динамічних впливів. На основі аналізу отриманих даних можна зробити наступні висновки:

1. Розрахункова модель системи «основа – фундамент – метро» відповідає реальному об'єкту. Розрахункові значення прискорень збігаються з результатами вібродинамічних досліджень в точках влаштування датчиків.

2. При проходженні потягів метрополітену максимальні значення прискорень в ґрутовій основі фундаментів досягають: 10 см/с² на відстані до 5 м від станції метрополітену, 3 см/с² на відстані 10 м. Наявність паль ТРЦ знижує розрахункові прискорення в ґрунті на 30-50% (рис. 4.17). Графіки зміни значень прискорень та амплітуд коливань на відстані та по глибині приведені на рис. 4.24 – 4.25.

3. Зона впливу від метрополітену визначається на основі аналізу зміни параметрів НДС системи при статичних та динамічних розрахунках в характерних точках при певній віддаленості від джерела впливу (тунелю метро). Встановлено, що при проходженні потягів метро параметри НДС змінюються в наступних межах:

3.1. Вертикальні напруження в основі безпосередньо під тунелем зростають до 16,0%. На відстані 5 м — 3,5 – 8,0%, на відстані 10,0 м — до 1,5%. Графіки зміни значень вертикальних напружень на відстані та по глибині приведені на рис. 4.21.

3.2. Горизонтальні напруження в основі безпосередньо під тунелем зростають до 27,0%. На відстані 5 м — 8,0 – 13,2%, на відстані 10,0 м — до 3,0%, на відстані 15 м менш як 1%. Графіки зміни значень горизонтальних напружень на відстані та по глибині приведені на рис. 4.22.

3.3. Напруження зсуву в основі безпосередньо під тунелем зростають до 25,0%. На відстані 5 м — до 45,0%, на відстані 10,0 м — до 25,0%, на відстані 15 м — до 4,5%. Графіки зміни значень напружень зсуву на відстані та по глибині приведені на рис. 4.23.

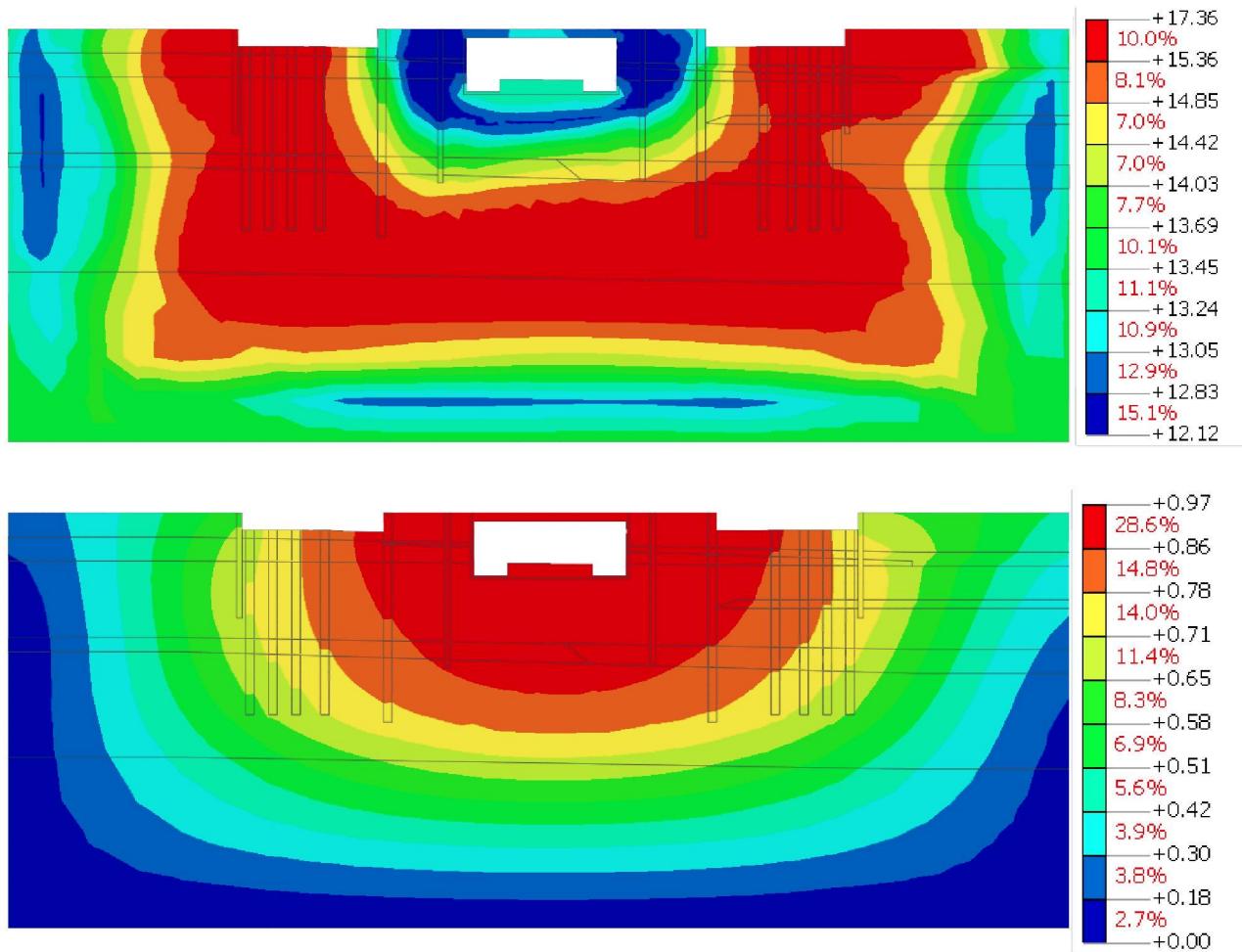
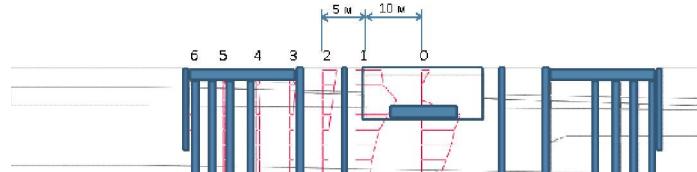


Рис. 4.17 Ізополя розподілу параметрів динамічних впливів за результатами прямого динамічного розрахунку з використанням трикомпонентних акселерограм: а) прискорення (вектор XY), см/сек²; б) амплітуда зміщень (вектор XY), см

Таблиця 4.6

Порівняльний аналіз зміни НДС при статичних та динамічних навантаженнях
на об'єкті ТРЦ «Оазис»



Глибина відносно поверхні землі 3,0 м

Параметри НДС		Відстань від джерела вібрації - станції метро					
		0 під станцією	1 1 м	2 6 м	3 11 м	4 16 м	5 21 м
Напруги вертикальні, кПа	C	125 16.0%	105 5.7%	98 2.0%	95 1.1%	90 0.0%	87 0.0%
	D	145	111	100	96	90	87
Напруги горизонтальні, кПа	C	90 26.7%	92 14.1%	92 2.2%	95 1.1%	95 1.1%	98 0.0%
	D	114	105	94	96	96	98
Напруги зсуву, кПа	C	18 27.8%	15 66.7%	12 33.3%	7 0.0%	11 9.1%	8 0.0%
	D	23	25	16	7	12	8
Прискорення, см/сек ²	P+	10 0.0%	8.4 10.7%	2.2 31.8%	1.12 53.6%	0.8 62.5%	0.5 80.0%
	P-	10	9.3	2.9	1.72	1.3	0.9
Амплітуда зміщен, см	P+	1.7 5.9%	1.1 18.2%	0.8 12.5%	0.48 12.5%	0.3 10.0%	0.18 0.0%
	P-	1.8	1.3	0.9	0.54	0.33	0.18

Глибина відносно поверхні землі 4,0 м

Параметри НДС		Відстань від джерела вібрації - станції метро					
		0 під станцією	1 1 м	2 6 м	3 11 м	4 16 м	5 21 м
Напруги вертикальні, кПа	C	172 12.2%	132 6.1%	127 0.8%	121 0.8%	115 0.9%	115 0.9%
	D	193	140	128	122	116	116
Напруги горизонтальні, кПа	C	116 27.6%	121 8.3%	117 2.6%	120 1.7%	124 0.8%	131 0.8%
	D	148	131	120	122	125	132
Напруги зсуву, кПа	C	28 25.0%	9 66.7%	14 28.6%	8 0.0%	11 9.1%	11 0.0%
	D	35	15	18	8	12	11
Прискорення, см/сек ²	P+	8.6 0.0%	6.3 12.7%	1.8 38.9%	1.1 45.5%	0.75 60.0%	0.5 80.0%
	P-	8.6	7.1	2.5	1.6	1.2	0.9
Амплітуда зміщен, см	P+	1.6 6.2%	1.1 9.1%	0.85 5.9%	0.47 14.9%	0.29 10.3%	0.17 5.9%
	P-	1.7	1.2	0.9	0.54	0.32	0.18

Глибина відносно поверхні землі 5,0 м

Параметри НДС		Відстань від джерела вібрації - станції метро					
		0 під станцією	1 1 м	2 6 м	3 11 м	4 16 м	5 21 м
Напруги вертикальні, кПа	C	218 9.6%	164 5.5%	164 1.8%	154 0.6%	146 0.7%	143 0.0%
	D	239	173	167	155	147	143
Напруги горизонтальні, кПа	C	146 22.6%	150 4.0%	144 2.8%	150 2.0%	155 1.3%	160 0.6%
	D	179	156	148	153	157	161
Напруги зсуву, кПа	C	36 25.0%	17 0.0%	18 27.8%	10 0.0%	12 8.3%	13 0.0%
	D	45	17	23	10	13	13
Прискорення, см/сек ²	P+	7.9 0.0%	5.2 13.5%	1.7 35.3%	1 50.0%	0.7 85.7%	0.5 60.0%
	P-	7.9	5.9	2.3	1.5	1.3	0.8
Амплітуда зміщен, см	P+	1.5 6.7%	1.1 0.0%	0.8 0.0%	0.47 14.9%	0.29 10.3%	0.17 11.8%
	P-	1.6	1.1	0.8	0.54	0.32	0.19

Примітки: С – статика, Д – динаміка, П – без паль ТРЦ, П+ – з пальми ТРЦ, % – зміна параметру відносно початкового стану (Δ -C)/C або $(2\bar{P}-1P)/1P$

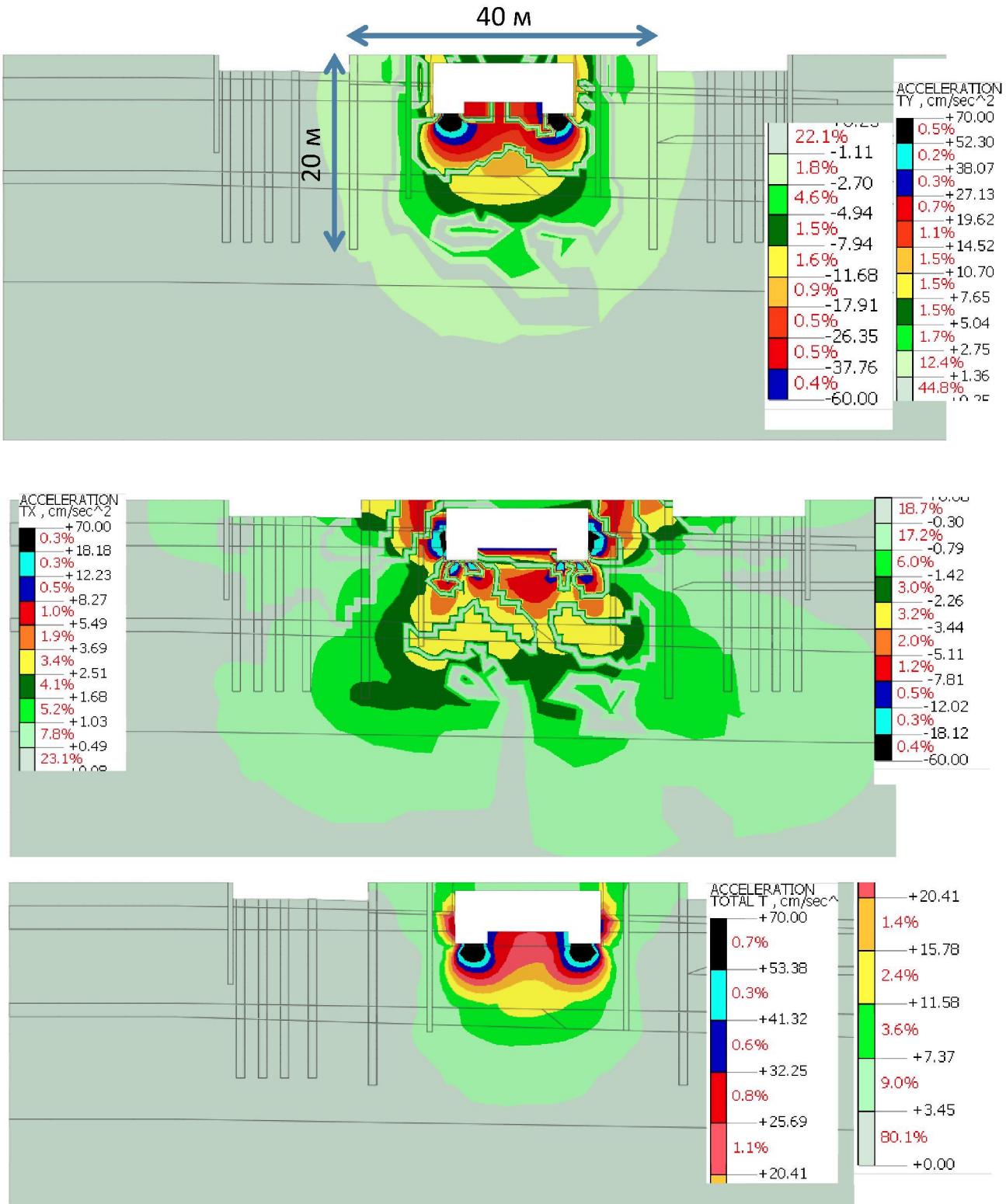


Рис. 4.18 Ізополя розподілу параметрів динамічних впливів за результатами прямого динамічного розрахунку з прикладанням навантажень від двох потягів:

- а) прискорення у вертикальному напрямку, см/сек²; б) прискорення у горизонтальному напрямку, см/сек²; в) загальне прискорення, см/сек²

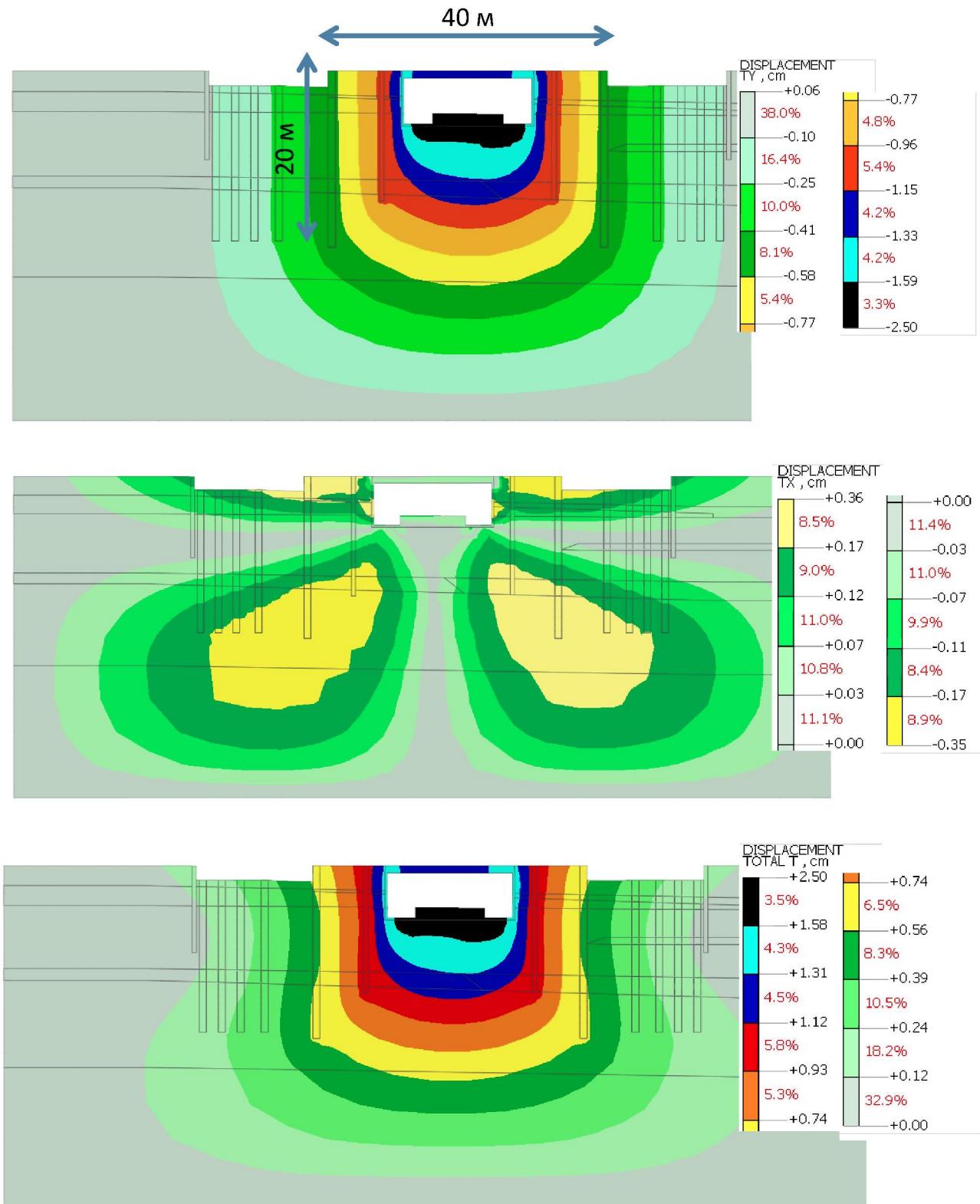


Рис. 4.19 Ізополя розподілу параметрів динамічних впливів за результатами прямого динамічного розрахунку з прикладанням навантажень від двох потягів:
 а) амплітуда зміщень у вертикальному напрямку, см; б) амплітуда у горизонтальному напрямку, см; в) загальна амплітуда, см

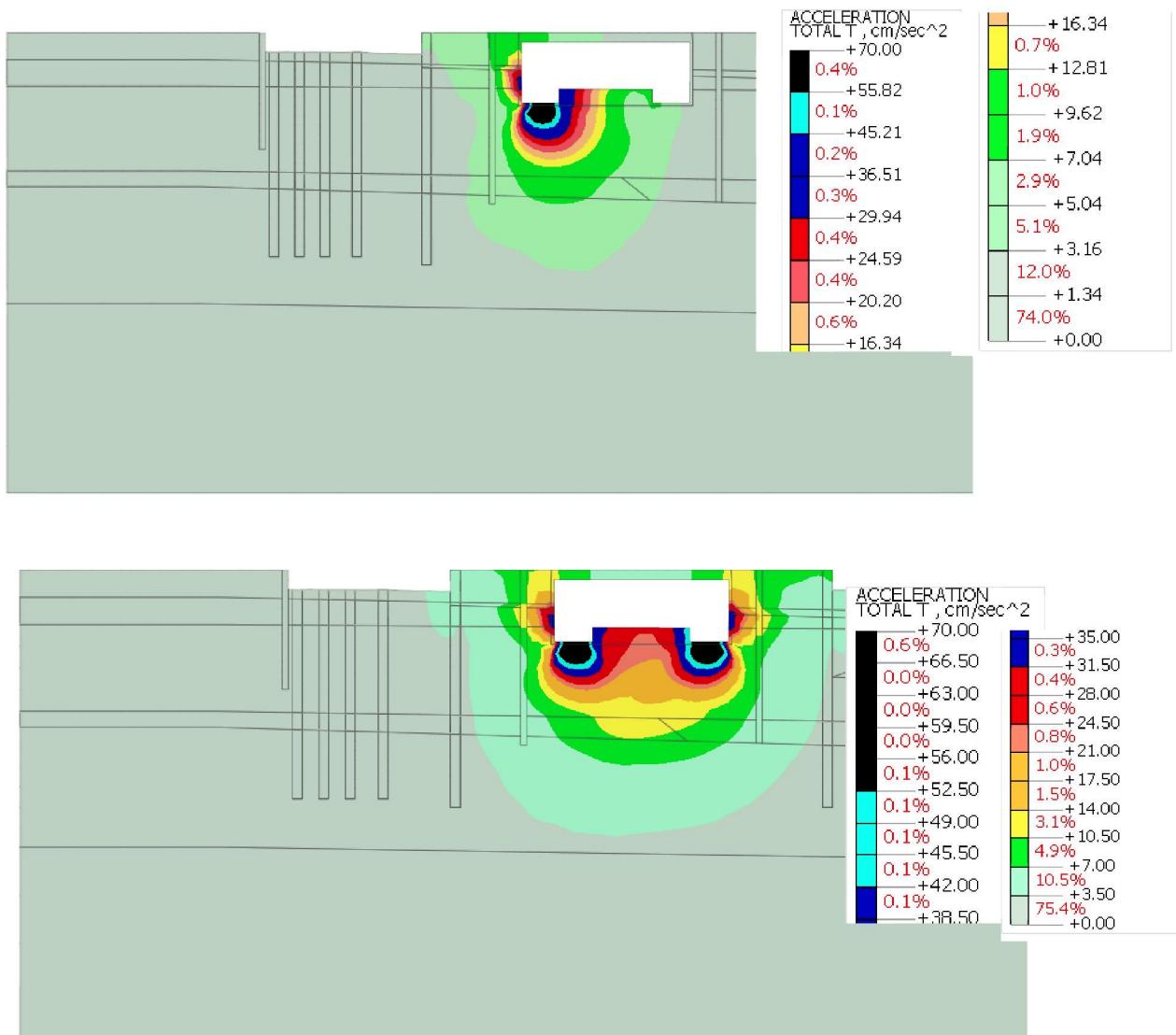
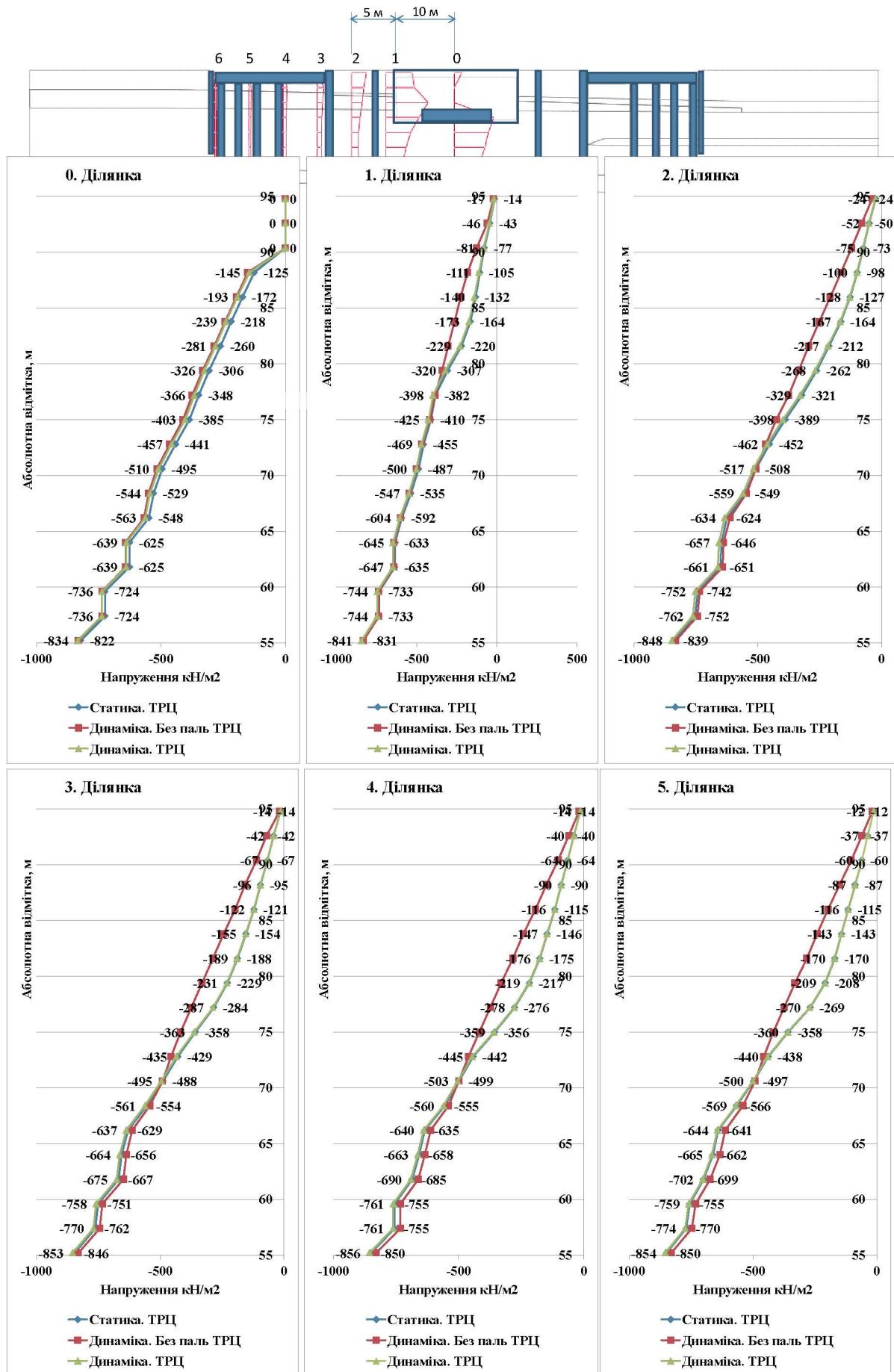


Рис. 4.20 Ізополя розподілу параметрів динамічних впливів за результатами прямого динамічного розрахунку з прикладанням навантажень: а) один потяг, прискорення, см/сек²; б) два потяги при відсутності ТРЦ, прискорення, см/сек²

Рис. 4.21 Епюри значень вертикального тиску в основі будівлі, кН/м²

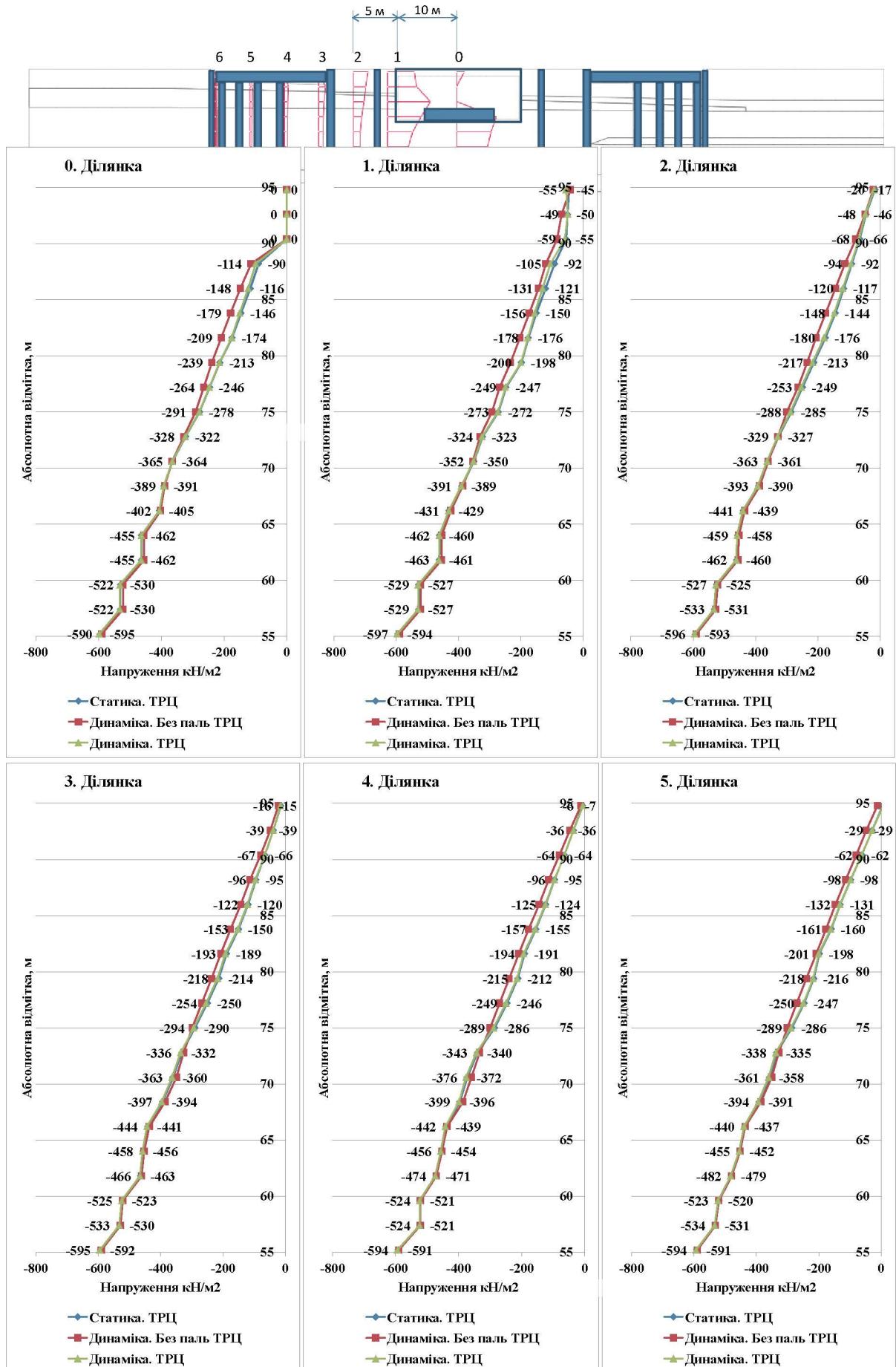


Рис. 4.22 Епюри значень горизонтального тиску в основі будівлі, кН/м²

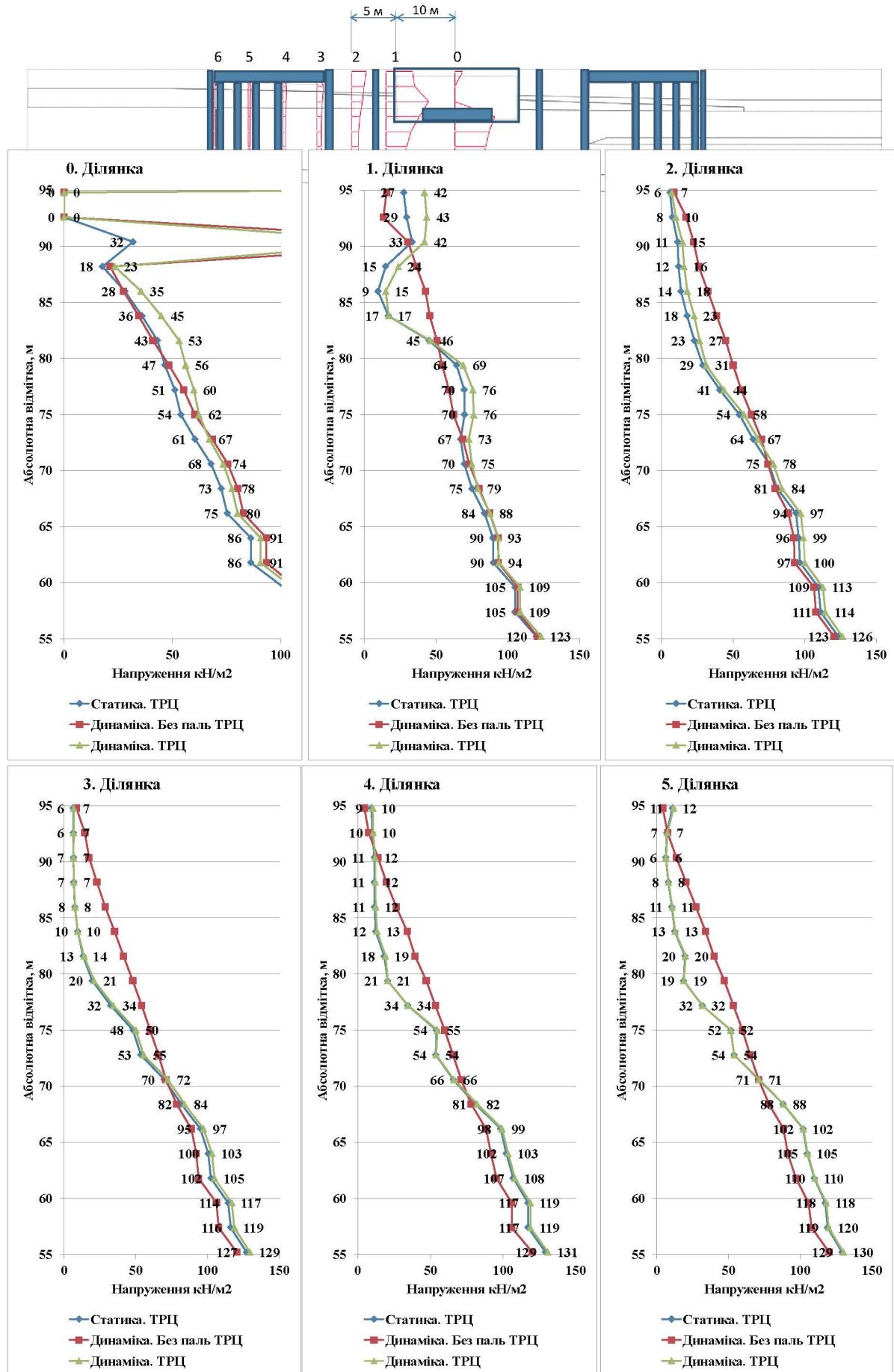


Рис. 4.23 Епюри значень тиску зсуву в основі будівлі, кН/м²

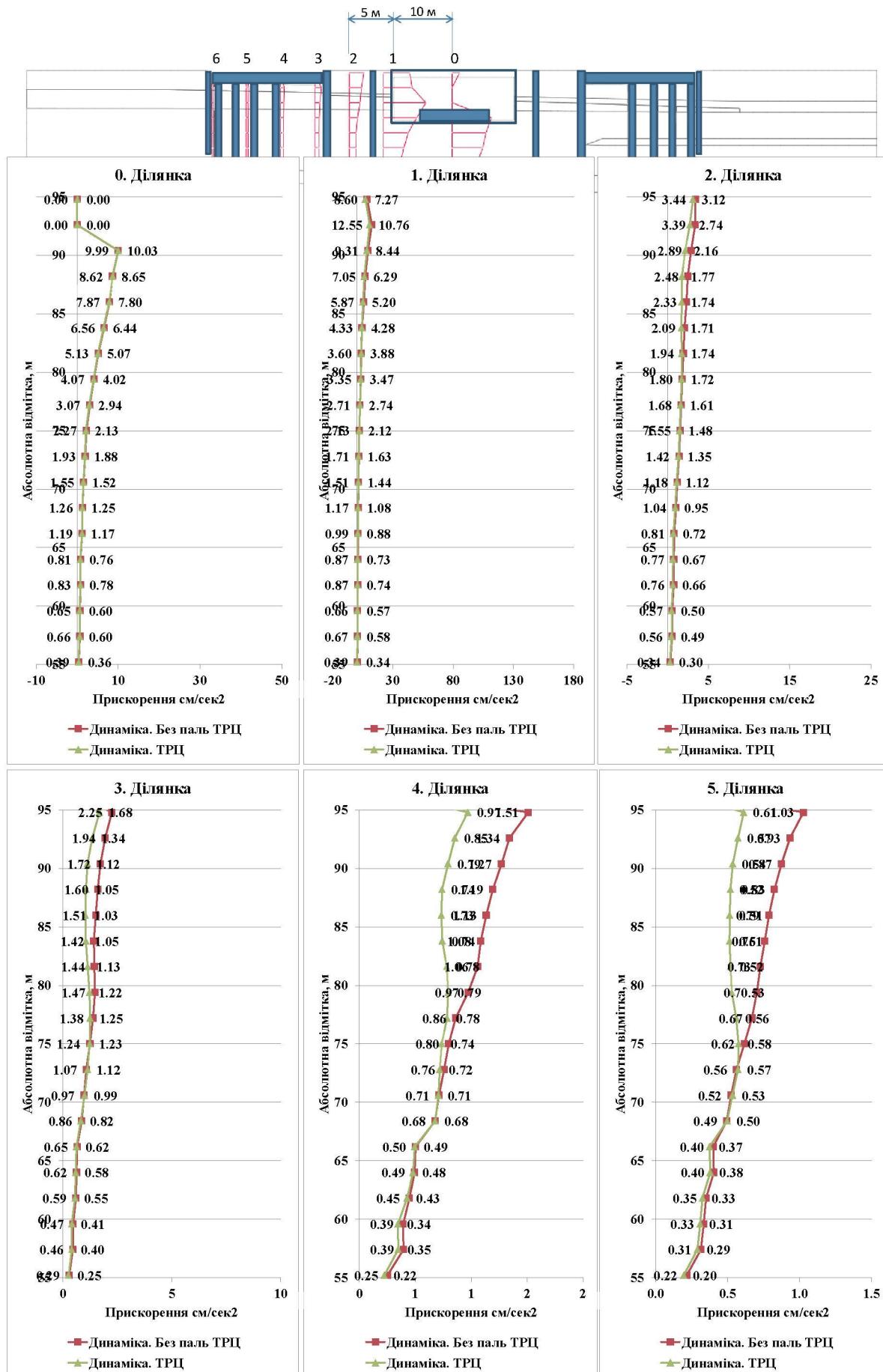


Рис. 4.24 Епюри значень прискорень в основі фундаментів будівлі, см/сек²

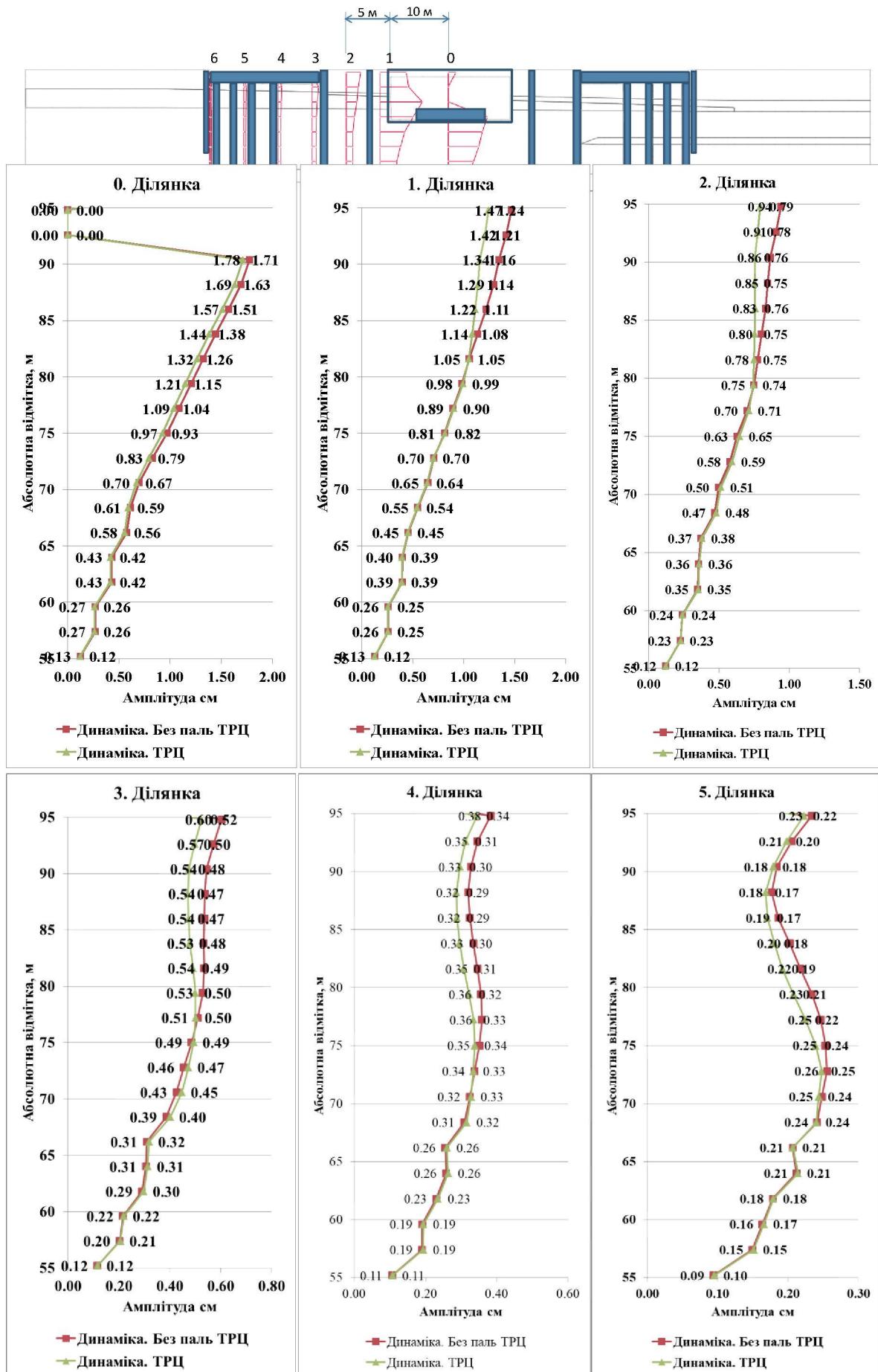


Рис. 4.25 Епюри значень амплітуд зміщень в основі фундаментів, см

Висновки до розділу 4

1. Моделювання НДС системи «основа – фундамент – метрополітен» виконано з допомогою програмного комплексу Midas GTS NX, що реалізує метод скінчених елементів (МСЕ). Розрахунки виконано прямим динамічним методом.

2. В рамках розробки моделі проводилась її верифікація з результатами вібродинамічних досліджень на об'єкті. Для цього в чисельній моделі коригувались динамічні характеристики ґрунтів та параметри навантаження на колії метро з тим щоб досягнути розходження результатів розрахунку з результатами натурних випробувань не більше 15%.

3. Моделювання виконано з урахуванням стадійності зведення об'єктів в системі «основа – фундамент – метрополітен». В результаті моделювання отримано якісну та кількісну картину зміни параметрів НДС основи фундаментів при прикладанні динамічних впливів.

4. Зона впливу від метрополітену визначається на основі аналізу зміни параметрів НДС системи при статичних та динамічних розрахунках в характерних точках при певній віддаленості від джерела впливу (тунелю метро). Для моделі основи «Гостиного двору» та ТРЦ «Оазис» зона впливу метрополітену складає відповідно 75 та 40 м. Значна різниця в результатах пояснюється передусім особливостями конструктивної схеми станції метрополітену та наявністю пальових фундаментів на шляху розповсюдження хвиль.

5. Отримані результати для будівлі «Гостиний двір» свідчать про те, що зважаючи на геологічну будову ґрунтової основи та наявні динамічні впливи є значний ризик додаткових деформацій, спричинених явищами віброкомпресії та тиксотропії. Враховуючи значні розміри будівлі у порівнянні з зоною активного впливу метрополітену вказані явища можуть мати локальний характер, що призводить до прояву значної нерівномірності деформацій.

6. При проходженні потягів метрополітену на станції «Героїв Дніпра» максимальні значення прискорень в ґрунтій основі фундаментів ТРЦ незначні досягають: $10 \text{ см}/\text{s}^2$ на відстані до 5 м від станції метрополітену, $3 \text{ см}/\text{s}^2$ на відстані 10 м. Наявність паль ТРЦ знижує розрахункові прискорення в ґрунті за межами шпунтової стінки на 30-50%. При цьому слід враховувати, що частину коливань шпунтовий пальовий поглинає, а частину відображає в зворотному напрямку до станції метро. Цей ефект може спровокувати в довгостроковій перспективі зміну НДС самої станції, і вартий проведення додаткових досліджень.

7. Для прогнозу реакції основи на розрахункові динамічні впливи та прогнозу деформацій необхідно виконувати додаткові дослідження ґрунтів з використанням вібростендів тощо. При цьому ґрунти слід досліджувати на динамічні впливи з тими ж параметрами, що отримані за результатами вібродинамічних обстежень та моделювання.

8. Результати моделювання по викладеній вище методиці можуть бути використані для прогнозу додаткових деформацій ґрунтів та, відповідно, уточнення НДС конструкцій будівлі в умовах нерівномірних деформацій та динамічних навантажень.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У дисертаційній роботі вирішена актуальна науково-технічна задача — розроблені комплексна прикладна методика оцінки зміни деформованого стану основи при динамічних впливах від метрополітену в умовах ущільненої міської забудови, а також нова гібридна теоретико-методологічна концепція Інтернету речей — IoT (Internet of Things), системи підтримки прийняття рішень — DSS (Decision Support System) та сховищі даних — DW (Data Warehouse) в геотехніці.

Основні результати дисертаційної роботи полягають у наступному:

- 1. Систематизовані та узагальнені** наявні дані щодо теоретичних і експериментальних досліджень в галузі експериментальних вимірів, розрахункових моделей та їх синтезу для аналізу впливу вібрації на основи та фундаменти будівель, що знаходяться поблизу метрополітенів.
- 2. Отримала подальшого розвитку** гібридна теоретико-методологічна концепція Інтернету речей — IoT (Internet of Things), системи підтримки прийняття рішень — DSS (Decision Support System) та сховища даних — DW (Data Warehouse).
- 3. Уперше розроблено** комплексну прикладну методику оцінки зміни напружене-деформованого стану основи при динамічних впливах від метрополітену в умовах щільної забудови, яка включає два блоки: експериментальний блок (1) — початкові граничні умови для теоретично-розрахунково блоку (2).
- 4. Отримала подальшого розвитку** прикладна методика експериментальних досліджень динамічних впливів від метрополітену.
- 5. Отримало подальшого розвитку** математичне моделювання на базі МСЕ зміни НДС основи будівель та споруд з урахуванням результатів експериментальних вимірів динамічних впливів від руху потягів метрополітену в умовах щільної міської забудови на прикладі двох об'єктів в м. Києві.
- 6. Розроблено** рекомендації до розрахунку і проєктування основ та фундаментів, які реалізовані в ряді державних стандартів, в яких здобувач є

співавтором.

7. Результати роботи використані при розробці рекомендацій та технічних рішень з підсилення фундаментів і надземних конструкцій будівлі «Гостиного двору» в м. Києві в рамках науково-технічного супроводу з реконструкції та при проєктуванні будівлі ТРЦ «Оазис» та станції «Героїв Дніпра» в м. Києві.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Кріль Т. В. Вібраційний вплив на геологічне середовище міст / Т. В. Кріль // Геологічний журнал. – 2008. – №2. – С. 91-99.
2. Дудкин Е. С. Динамические воздействия от движения городского транспорта на здания и сооружения / Е. С. Дудкин // Ползуновский вестник. – 2007. – № 1-2. – С. 30-32.
3. Экспериментальная динамика сооружений. Мониторинг транспортной вибрации / [Е. К. Борисов, С. Г. Алимов, А. Г. Усов и др.]. – К.: КамчатГТУ, 2007. – 129 с.
4. Науково-технічний звіт: «Науково-технічний супровід проектування та будівництва торгово-розважального комплексу з підземними торговими та технічними приміщеннями, розташованого на перетині Броварського проспекту та вул. Раїси Окіпної у Дніпровському районі м. Києва». Книга 1. Вібродинамічні обстеження основи ТРЦ та конструкцій споруди станції метро «Лівобережна» – К.: ДП «НДІБК», 2012 р.
5. Кушнер С. Г. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений / С. Г. Кушнер. – Запорожье: ООО «ИПО Запорожье», 2008. – 496 с.
6. Гуревич В. И. Опыт изучения поля вибрации на территории города с целью оценки состояния геологической среды / В. И. Гуревич, А. Д. Жигалин, Г. П. Локшин, Е. П. Труфманова // Инженерная геология. – 1991. – № 1 – С. 74-81.
7. Вознесенский Е. А. Динамическая неустойчивость грунтов / Е. А. Вознесенский. – М.: Изд-во «Эдиториал», 1999. – 264 с.
8. Прокудин И. В. Распространение колебаний в водонасыщенных глинистых грунтах / И. В. Прокудин, Л. М. Кейзик, В. В. Лейкин, И. И. Костюков // Рациональные фундаменты в условиях слабых грунтов. – 1979. – С.82-86.
9. Трофимчук А.Н., Черный Г. И. Надежность систем сооружение-грунтовое основание в сложных инженерно-геологических условиях. — К.: Полиграфконсалтинг. — 2006. — 248 с.

10. Ляхов Г. М. Основы динамики взрывных волн в грунтах и горных породах. – М.: Недра, 1974. – 192 с.
11. Вибрация. Шум и вибрация, создаваемые движением рельсового транспорта. Часть 1. Общее руководство: ГОСТ Р ИСО 14837-1-2007. – [Действующий с 2007-12-27]. – М.: Национальные стандарты, 2007. – 81 с. – (Национальный стандарт Российской Федерации).
12. Дондыш А. М. Исследование некоторых вопросов уплотнения просадочных грунтов предварительным замачиванием в основании промышленных и гражданских сооружений: автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук: спец. 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения» / А. М. Дондыш. – Москва, 1966. – 19 с.
13. Городецкая Н.С., Соболь Т.В., Зубарева Л.П. Волны на границе пористо-упругого полупространства. II. Граница пористо-упругого и жидкого полупространств/ Н.С. Городецкая, Т.В. Соболь, Л.П. Зубарева / Акустичний вісник. 2008. Том 11, № 3. С. 50 – 64.
14. Иванов В. В. О бедном младенце или трамвайная колыбель [Электронный ресурс] / В. В. Иванов // Журнал «Самиздат». – 2014. – Режим доступа:
http://samlib.ru/i/iwanow_wjacheslaw_wasilxewich/obednommladencezamolwiteslowo.shtml.
15. Жигалин А. Д. Формирование вибрационного поля в геологической среде / А. Д. Жигалин, Г. П. Локшин // Инженерная геология. – 1991. – №6. – С. 110-119.
16. Локшин Г. П. Техногенное поле вибрации и его воздействие на геологическую среду городских территорий: автореферат дис. на соискание ученой степени кандидата технических наук: спец. 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения» / Г. П. Локшин. – Москва, 1987. – 24 с.

17. Makovicka D. Zatizeni stavebnich konstrukci seismickymi ucinky pod-povrchove a povrchove dopravy / D. Makovicka // Inz. Stavby. – 1991. – № 9. – S. 320–322.
18. Локшин Г. П. Оценка вибрационного воздействия на территории города (на примере Москвы и Братиславы) / Г. П. Локшин, Э. А. Лихачева, Я. Лацика, Ю. Крайчович // Инж. геология. – 1991. – № 4. – С. 82–91.
19. Савинов О. А. Влияние подвижного состава на осадки зданий / О. А. Савинов, В. А. Кудрявцев // Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. – 1985. – С. 266–267.
20. Бычков Н. В. Экспериментальное исследование колебаний фундамента здания, вызванных движением поездов метрополитена / Н. В. Бычков, В. И. Преснов, Г. И. Фролов // Эксперим. исслед. инж. сооружений. – 1986. – С. 69–73.
21. Калицева И. С. Натурные исследования колебаний земляной плотины при прохождении по ней автотранспорта / И. С. Калицева, Л. С. Воронова, Г. С. Шифрин, А. М. Тимофеев // Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. – 1985. – С. 87–91.
22. Esveld C. Railway-induced ground vibrations / C. Esveld // Rail Eng. Int. – 2000. – № 2. – Р. 13–17.
23. Флорина Н. В. Об условиях предельного равновесия жесткого штампа на упругом основании при действии переменных нагрузок / Н. В. Флорина // Изв. АН СССР: «Механика и машиностроение». – 1962. – № 6. – С. 108–112.
24. Маслов Н. Н. Условия устойчивости водонасыщенных песков / Н. Н. Маслов. – М.: Госэнергоиздат, 1962. – 328 с.
25. Маслов Н. М. Основы инженерной геологии и механика грунтов / Н. М. Маслов. – М.: Высшая школа, 1982. – 511 с.
26. Seed H. B. Ground motion and soil liquefaction during earthquakes /H. B. Seed, I. M. Idriss. – Washington: Earthquake Engineering Research Institute, 1982. – 235 с.

27. Idriss I. M. Non-linear behavior of soft clays during cyclic loading /I. M. Idriss, R. Dobry, R. D. Singh // Journal of the Geotechnical engineering division. – 1978. – №. 104. – Р. 1427-1447.
28. Ішихара К. Поведінка ґрунтів при землетрусах. – м. Санкт Петербург, НПО «Геореконструкція-Фундаментпроєкт», 2006 – 383 с.
29. Сеймов В.М., Трофимчук А. Н., Савицкий О. А. Колебания и волны в слоистых средах. — К.: Наукова думка. — 1990—222 с.
30. Винников Ю.Л. Вплив вібраційного режиму котків на ущільнення малозв'язних розкривних порід/ Ю.Л. Винников, В.І. Коваленко, М.О. Харченко, Р.М. Лопан// Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПНТУ, 2009 – Вип. 3(25), Т.1. – с. 40 – 49.
31. Слюсаренко Ю.С., Дворник А.М., Калюх Ю.І. Гібридна концепція ІОТ, DSS та DW в геотехніці та її застосування умовах ущільненої міської забудови / Ю.С. Слюсаренко, А.М. Дворник, Ю.І. Калюх // Наука та будівництво. – 2021, № 2. – С. 11 - 27.
32. Савинов О. А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет: Изд. 2-е, пераб. и доп. / О. А. Савинов. – Ленинград: Стройиздат, 1979. – 200 с.
33. Бадалян Р. Г. Методика определения сдвиговой вибропрочности глинистых грунтов / Р. Г. Бадалян, С. Р. Месчян // Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. – 1977. – С. 189-191.
34. Вознесенский, Е. А. «Поведение грунтов при динамических нагрузках.» М.: Издательство Московского университета, 1997. 288с.
35. Трофимов В.Т., Королев В.А., Вознесенский Е.А., Голодковская Г.А., Васильчук Ю.К, Зиангиров Р.С. Грунтоведение. 6-е изд., переработ, и доп. – М.: Изд-во МГУ, 2005. 1024 с.
36. Баркан Д. Д. Динамика оснований и фундаментов / Д. Д. Баркан. – М.: Стройвоенмориздат, 1948. – 412 с.
37. Красников Н. Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения / Н. Д. Красников. – Ленинград: Стройиздат, 1970. – 239 с.

38. Савинов О. А. Об основах методики экспериментального определения характеристик упругости грунта, входящих в расчеты фундаментов под машины / О. А. Савинов // Труды ВНИИГС: «Вопросы механики грунтов». – 1953. – № 4. – С. 27-34.
39. Савинов О. А. Об основах методики экспериментального определения характеристик упругости грунта, входящих в расчеты фундаментов под машины / О.А. Савинов // Труды ВНИИГС: Вопросы механики грунтов. – 1953. –№ 4. – С. 27-34.
40. Ершов В. А. Сопротивления сдвигу водонасыщенных песков в зависимости от ускорения колебаний / В. А. Ершов, И. М. Се Дин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1962. – С. 20-23.
41. Савченко И. А. Влияние вибрации на внутреннее трение в песках / И. А. Савченко // Труды НИИОСП. – 1958. – С. 83-88.
42. Иванов П. Л. Разжижение и уплотнение несвязных грунтов при динамических воздействиях: учебное пособие для студентов гидротехнич. фак. ЛПИ / П. Л. Иванов. – Ленинград: ЛПИ имени М.И. Калинина, 1978. – 52 с.
43. Бондарь И. С. Сдвиговые испытания связных грунтов при различных траекториях нагружения / И. С. Бондарь // Инженерно-строительный журнал. – 2012. – № 7. – С.50-57.
44. Тер-Мартиросян З. Г. Ползучесть и виброползучесть песчаных грунтов / З. Г. Тер-Мартиросян, А. З. Тер-Мартиросян, Е. С. Соболев // Инженерные изыскания. – 2014. – №5-6. – С. 24-28.
45. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проєктування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
46. ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво в сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014.
47. ДБН В.2.3-7:2003 Споруди транспорту. Метрополітени. – К.: Держбуд України, 2003.
48. СП 23-105-2004. Оценка вибрации при проектировании, строительстве и эксплуатации объектов метрополитена. – М.: Госстрой России, 2004.

49. СП 11-105-97 Инженерно-геологические изыскания для строительства. Часть V. Правила производства работ в районах с особыми природно-техногенными условиями. Приложение Г. Лабораторные динамические испытания грунтов. – М.: Госстрой России, 2003 г.
50. СП 11-114-2004 Инженерные изыскания на континентальном шельфе для строительства морских нефтегазопромысловых сооружений. Приложение Л – М.: Госстрой России, 2004 г.
51. ТСН 50-302-2004 Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге. – г. Санкт-Петербург: Правительство Санкт Петербурга, 2004.
52. ГОСТ Р 52892- 2007. Вибрация зданий. – М.: Стандартинформ, 2008 г.
53. СНБ 1.02.01-96 Инженерные изыскания для строительства. – Минск, 1996 г.
54. СНБ 5.01.01-99 Основания и фундаменты зданий и сооружений. – Минск, 1999 г.
55. Eurocode 7: Geotechnical design worked examples. – Dublin: Joint Research Centre, 2013
56. ДСТУ-Н Б ЕН 1997-2:2010 (Еврокод 7, Частина 2). Геотехнічне проєктування. Дослідження та випробування ґрунту – К.: Мінрегіон України, 2010 р.
57. ДСТУ НБВ 1.2-17:2016 будівель та споруд. К.: ДП «УкрНДНЦ», 2017 р.
58. Слюсаренко Ю.С. Нормативне забезпечення проєктування у галузі фундаментобудування, підземних споруд і геотехніки / Ю.С. Слюсаренко, В.А. Титаренко, В.Д. Шумінський // Нові технології в будівництві, 2017, вип. 33/1. С. 41-52.
59. Нормативна база України з проєктування основ і фундаментів будівель і споруд. Сучасний стан і перспективи розвитку / Ю.С. Слюсаренко, В.А. Титаренко, Ю.Б. Мелашенко, В.Д. Шумінський // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. 72. Одеса, ОДАБА, 2018. С. 162-170.

60. ДБН В.1.2-5:2007 «Науково-технічний супровід будівельних об'єктів» - К.: Укрбудархінформ, 2007. – 14 с.
61. ДБН В.1.2-12-2008 «Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки» - К.: Укрбудархінформ, 2007. – 34 с.
62. ДБН В.1.2-14-2009 «Общие принципы обеспечения надежности и конструктивной безопасности зданий, сооружений строительных конструкций и оснований» - К.: Укрбудархінформ, 2007. – 14 с.
63. Trofymchuk, O., Kaliukh, I., Klymenkov, O. (2017). TXT-tool 2.380-1.1. Monitoring and Early Warning System of the Building Constructions of the Livadia Palace, Ukraine. Landslide Dynamics: ISDR-ICL Landslide Interactive Teaching Tools. Volume 1. Springer, Cham., 491-508.
64. Trofymchuk, O., Kaliukh, Y., Dunin, V., Berchun, Y. (2018). On the Possibility of Multi-Wavelength Identification of Defects in Piles. Cybernetics and Systems Analysis. 54, 600–609. DOI: 10.1007/s10559-018-0061-9.
65. Trofymchuk O., Kaliukh I., Berchun V. (2017) Landslide stabilization in building practice: methodology and case study from Autonomic Republic of Crimea. Proceedings of the WLF4. Springer-Verlag, Berlin, Germany. pp. 587-595.
66. O.M. Trofymchuk, I.I. Kaliukh, H.S. Hlebchuk, V.P. Berchun (2013) Experimental and analytical studies of landslides in the south of Ukraine under the action of natural seismic impacts. Proceedings of the International Symposium on Earthquake-Induced Landslides, Kiryu, Japan. Springer-Verlag, Berlin, Germany. Pp.883-890.
67. Trofymchuk O., Kaliukh I. (2013) Activation of landslides in the south of Ukraine under the action of natural seismic impacts (experimental and analytical studies). Journal of Environmental Science and Engineering. 2(2):68-76.
68. Kaliukh, I., Senatorov, V., Khavkin, O., Polevetskiy, V., Silchenko, K., Kaliukh, T., Khavkin, K. (2013) Experimentally-analytical researches of the technical state of reinforce-concrete constructions for defense from landslide's pressure in seismic regions of Ukraine. Proceedings of the Fib Symposium. 22 -24 April 2013, Tel-Aviv, Israel. pp.625-628.

69. Геотехнічний моніторинг в умовах ущільненої міської забудови / Ю.С. Слюсаренко, Ю.І. Іщенко, Ю.Б. Мелашенко, М.С. Яковенко, О.В. Бень // Наука та будівництво. — 2020, № 3. — С.13-25.
70. ДСТУ ГОСТ 12.1.012:2008. Вибрационная безопасность. Общие требования. — М. : Изд -во стандартов, 1990. — 47 с.
71. Программа управления. Многоканальная измерительная система “Сейсмомониторинг”, версия 1.0. Руководство оператора / Нац. техн. ун-т , Украины “Киев. Политехн. ин-т”, Науч.-техн. центр “Диагностика техн. оборудования АЭС” — К. : [б.в], 2009.
72. Курдячев, И.А. «Влияние вибраций, вызываемых транспортом, на техногенные загрязнения массивов грунта.» BRA Conference. Вильнюс, 2003.
73. Програмний комплекс Midas GTS NX, Посібник з розрахунків [Електронний ресурс]. — Режим доступу: <https://workdrive.zohoexternal.com/external/6tl98493fAZ-Mkis0/download>.
74. Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов/ Пер. с англ. А.С. Алексеева и др.; Под ред. А.Ф. Смирнова. – М.: Стройиздат, 1982 – 448 с. Ил. – Перевод изд.: Numerical methods in finite element analysis/K. – J.Bathe, E.L. Wilson (1976).
75. Plaxis 3D – Tutorial Manul. Bentley march 04, 2021, стор. 132
76. Експертний висновок «Оцінка технічного стану і експлуатаційної придатності будівлі торгово-розважального комплексу з підземними торговими та технічними приміщеннями за адресою: м. Київ, проспект Оболонський, 47/42, збудованого за проектом «Будівництво торгово-розважального комплексу з підземними торговими та технічними приміщеннями на перетині Оболонського проспекту та вулиці Героїв Дніпра в Оболонському районі м. Києва» на предмет забезпечення надійної та безпечної експлуатації», ЗНТ 111.6873.2019-001, ДП НДІБК, 2019, 207 с.
77. Будівництво торгово-розважального комплексу з підземними торговими та технічними приміщеннями на перетині Оболонського проспекту

та вул. Героїв Дніпра у Оболонському районі м. Києва. Шифр 36259541-05-08. Інженерно-геологічні вишукування – К.: ТОВ «Інженербудпроект», 2016 р.

78. Науково-технічний звіт: Науково-технічний супровід проєктування та будівництва об'єкту: Реконструкція будівлі «Гостиний двір» на Контрактовій площі, 4 в Подільському районі м. Києва під торгово-офісний центр. Книга 1. Обстеження та оцінка технічного стану несних конструкцій будівлі Проведення вібродинамічних випробувань з визначення впливу метрополітену на існуючу будівлю. – К., ДП НДІБК, 2012.

79. Науково-технічний звіт: Науково-технічний супровід проєктування та будівництва об'єкту: Реконструкція будівлі «Гостиний двір» на Контрактовій площі, 4 в Подільському районі м. Києва під торгово-офісний центр. Книга 2. Розрахунок системи «будівля - основа» – К., ДП НДІБК, 2012.

80. Науково-технічний звіт: Науково-технічний супровід проєктування та будівництва об'єкту: Реконструкція будівлі «Гостиний двір» на Контрактовій площі, 4 в Подільському районі м. Києва під торгово-офісний центр. Книга 3. Аналіз проектної документації по підсиленню фундаментів – К., ДП НДІБК, 2012.

81. Науково-технічний звіт: Науково-технічний супровід проєктування та будівництва об'єкту: Реконструкція будівлі «Гостиний двір» на Контрактовій площі, 4 в Подільському районі м. Києва під торгово-офісний центр. Книга 5. Аналіз проектної документації по підсиленню надземних будівельних конструкцій будівлі – К., ДП НДІБК, 2013.

82. Науково-технічний звіт: Науково-технічний супровід проєктування та будівництва об'єкту: Реконструкція будівлі «Гостиний двір» на Контрактовій площі, 4 в Подільському районі м. Києва під торгово-офісний центр. Книга 8. Розробка технічних рішень по підсиленню частини фундаментів, що знаходяться над лініями метрополітену і пошкоджених конструкцій із цегляної кладки будівлі – К., ДП НДІБК, 2013.

83. Науково-технічний звіт: Науково-технічний супровід проєктування та будівництва об'єкту: Реконструкція будівлі «Гостиний двір» на Контрактовій

площі, 4 в Подільському районі м. Києва під торгово-офісний центр. Контроль технічного стану будівлі «Гостиний двір» в процесі виконання будівельних робіт із реконструкції (геодезичний контроль за деформаціями конструкцій будинку та інструментальний контроль за зміною ширини розкриття тріщин). – К., ДП НДІБК, 2013.

84. ДБН А.2.1-1-2008 Вишукування, проєктування і територіальна діяльність. Інженерні вишукування для будівництва. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008 р.

85. Науково-технічний звіт: Інженерно-геологічні вишукування для реконструкції будівлі «Гостиного двору» під торгово-офісний центр «Гостиний двір» у Подільському районі м. Києва. – К., ТОВ «Основа», 2012.

86. ДСТУ Б В.2.7-226:2009 Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності.

87. ДСТУ 12.1.012-2008. ССБТ. Вибрационная безопасность. М. 1990

88. Программный комплекс ЛИРА-Сапр. Руководство пользователя. Обучающие примеры. Ромашкина М.А., Титок В.П. Под редакцией академика РААСН Городецкого А.С., Электронное издание, 2018 г. – 254 с.

ДОДАТОК А.

**СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ ТА ВІДОМОСТІ
ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТИВ ДИСЕРТАЦІЇ**

Список публікацій здобувача:

1. Repairing and Strengthening Measures on the St. Andrew's Church / F. Gennadiy, Y. Slyusarenko, V. Tytarenko, Y. Melashenko, A. Dvornyk, Y. Ischenko, V. Shuminskiy, N. Kosheleva, Y. Dombrovskyi, I. Kaliukh // – 2021. – Concrete Structures: New Trends for Eco-Efficiency and Performance Proceedings for the 2021 fib Symposium. Eds: E. Júlio, J. Valen a and A.S. Louro – P. 1184 – 1193.
2. Слюсаренко Ю.С. Гібридна концепція IOT, DSS та DW в геотехніці та її застосування умовах ущільненої міської забудови / Ю.С. Слюсаренко, А.М. Дворник, Ю.І. Калюх // Наука та будівництво. – 2021, № 2. – С. 11 – 27. Режим доступу: <http://journal-niisk.com/index.php/scienceandconstruction/article/view/158>.
3. Основи та фундаменти циліндричних силосів для зерна / А.М. Дворник, І.Г. Любченко, В.А. Титаренко, О.В. Шидловская // Наука та будівництво. – 2019, № 3. – С. 12-18. Режим доступу: <http://journal-niisk.com/index.php/scienceandconstruction/article/view/111>.
4. Дворник А.М. Чисельне моделювання взаємодії елементів системи основа–фундамент–будівля з урахуванням прояву додаткових деформацій основи, складеної водонасиченими піщаними ґрунтами / А.М. Дворник // Збірник наукових праць Серія «галузеве машинобудування, будівництво». Полтава: ПолтНТУ. – 2015, Вип. 2. – С. 186-194. Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Znpgmb_2015_2_24
5. Дворник А.М. Задачи экспериментальных исследований водонасыщенных песков при динамических воздействиях / А.М. Дворник // Збірник наукових праць Серія «галузеве машинобудування, будівництво». Полтава: ПолтНТУ. – 2013, № 3, 2. – С. 76-85. Режим доступу: [http://www.irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/Znpgmb_2013_3\(2\)_13.pdf](http://www.irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/Znpgmb_2013_3(2)_13.pdf)
6. Дворник А.М. Чисельне моделювання споруд огороження котлованів / А.М. Дворник, С.П. Безсалова // Ресурсоекономні матеріали, конструкції,

будівлі та споруди. – 2018. – Вип. 36. – С. 228-239. Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/rmkbs_2018_36_31.

7. Дослідження технічного стану будівель та споруд при небезпечних геологічних процесах / Я.Й. Червінський, О.О. Петраков, М.Л.. Зоценко, Ю.Л. Винников, В.А. Титаренко, В.Д. Шумінський, С.В. Степанчук, А.М. Дворник, Я.І. Домбровський// Наука та будівництво. – 2014, № 2. – С. 17 – 24. Режим доступу: http://www.iris-nbuv.gov.ua/cgi-bin/iris_nbuv/cgiiris_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/ntab_2014_2_6.pdf

8. Червінський Я.Й. Аналіз стану нормативного та інструментального забезпечення дослідження динамічних властивостей ґрунтів в Україні / Я.Й. Червінський, А.М. Дворник // Збірник наукових праць Серія «галузеве машинобудування, будівництво». Полтава: ПолтНТУ. – 2012. – № 4, 2. – С. 273-278. Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/Znpgmb_2012_4%282%29_43

9. Червінський Я.Й. Сравнительный анализ жесткостных параметров геотехнических элементов усиления основания методом струйного инъектирования, определенных расчетным и опытным путем / Я.Й. Червінський, А.М. Дворник, Я.І. Домбровський // Збірник наукових праць Серія «галузеве машинобудування, будівництво». Полтава: ПолтНТУ. – 2013. – № 3, 2. – С. 385-392. Режим доступу: [http://www.iris-nbuv.gov.ua/cgi-bin/iris_nbuv/cgiiris_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/Znpgmb_2013_3\(2\)_50.pdf](http://www.iris-nbuv.gov.ua/cgi-bin/iris_nbuv/cgiiris_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/Znpgmb_2013_3(2)_50.pdf)

10. Червінський Я.Й. Определение жесткостных параметров элементов усиления основания методом струйного инъектирования при расчетах реконструируемых зданий / Я.Й. Червінський, А.М. Дворник, Я.І. Домбровський // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2013. – Вип. 49, 1. – С. 337-346. Режим доступу: <http://www.seism.org.ua/apub/ap026.PDF>

11. Особливості розробки та новизна ДСТУ-Н Б В. 1.1-ХХ: 201Х

Настанова щодо інженерної підготовки ґрунтової основи споруд / Я.Й. Червінський, Я.І. Домбровський, А.М. Дворник, О.В. Шидловська, О.М. Данилюк, М.В. Шомка // Буд. конструкції. — 2016. Вип. 83(1). – С. 240-245. Режим доступу: [http://www.irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/buko_2016_83\(1\)_23.pdf](http://www.irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/buko_2016_83(1)_23.pdf)

12. Червінський Я.Й. Дополнительные деформации оснований сложенных водонасыщенными песчаными грунтами / Я.Й. Червінський, Н.Г. Мар'єнков, А.М. Дворник // Буд. конструкції. — 2011. Вип. 75(2). – С. 195-204. Режим доступу: <http://scholar.google.com/scholar?cluster=13237797783532209200&hl=en&oi=scholarr>

13. Геотехнічні аспекти реконструкції будівлі «Гостиний двір» на Контрактовій площі в м. Києві / Я.Й. Червінський, В.А. Титаренко, Я.І. Домбровський, А.М. Дворник // Світ геотехніки. – 2013. – Вип. 4. – С. 8-15. – Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/svitgeoteh_2013_4_4

Апробація результатів дисертації

Результати роботи доповідалися на:

- Науково-технічній конференції «Перспективи розвитку будівельної галузі» (Полтава, 2013);
- 26-th European Young Geotechnical Engineers Conference (Австрія, Грац 2018);
- Розширений науково-технічний семінар відділення досліджень технічного стану будівель, споруд при небезпечних геологічних процесах, відділу сейсмостійкості будівель та споруд і відділу основ і фундаментів та захисту територій, будівель і споруд від деформацій в складних інженерно-геологічних умовах державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій».