

НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ НАУК УКРАЇНИ
ІНСТИТУТ ТЕЛЕКОМУНІКАЦІЙ І ГЛОБАЛЬНОГО
ІНФОРМАЦІЙНОГО ПРОСТОРУ

Кваліфікаційна наукова праця
на правах рукопису

КУРАШ СЕРГІЙ ЮРІЙОВИЧ

УДК 519.6:544.431.11: 544.016.5-022.53

ДИСЕРТАЦІЯ

**МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РЕАКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД
НА ВИБУХОВІ ВПЛИВИ**

01.05.02 – Математичне моделювання та обчислювальні методи

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


_____ С. Ю. Кураш
(підпис, ініціали та прізвище здобувача)

Науковий керівник:



Калюх Юрій Іванович
доктор технічних наук,
професор

Київ – 2023

АНОТАЦІЯ

Кураш С.Ю. Математичне моделювання реакції будівель та споруд на вибухові впливи. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 01.05.02 «Математичне моделювання та обчислювальні методи». – Інститут телекомунікацій і глобального інформаційного простору Національної академії наук України, Київ, 2023.

У дисертаційній роботі вирішено актуальну науково-прикладну задачу з розробки та програмної реалізації гібридної напівнатурної системи, яка включає визначення складу, структури, настроювання та верифікацію комп'ютерної моделі багатоповерхових будівель (з урахуванням їх поточного технічного стану), які зазнали впливу бойових дій або регулярних промислових вибухів; підготовку первинної інформації за допомогою експериментальних методів та апаратури неруйнівного контролю будівельних конструкцій (коректне задання початково-крайових умов); поглиблену інтерпретацію результатів математичного моделювання з метою оцінки залишкового ресурсу будівель та споруд.

У **першому розділі** дисертації проведено аналіз і оцінку результатів відомих досліджень застосування математичних методів прогнозу небезпеки промислових та бойових вибухів, методів захисту споруд від їх шкідливого динамічного впливу, а також експериментальних інструментальних методів та засобів оцінки технічного стану будівель та споруд; поставлено завдання дослідження. Математичні моделі, що відображають динамічний вплив бойових та промислових вибухів на житлову забудову, проблеми динамічної паспортизації будівель і споруд зазвичай описуються нелінійними рівняннями в часткових похідних, вирішення яких можливе лише з використанням обчислювальних методів. Розвитком обчислювальних методів і алгоритмів, які можуть бути використані для математичного моделювання складних задач механіки, активно займалися А.Я. Бомба, А.В. Гладкий, В.Ф. Губарєв,

В.Б. Мокін, В.Л. Рвачов, І.В. Сергієнко, І.Т. Селезов, В.В. Скопецький, О.М. Трофимчук, О.М. Хіміч та ін.

Представлено огляд та аналіз існуючих актуальних питань і методів моделювання, визначено невирішені проблеми та нові задачі, які враховують розповсюдження ударних збурень в ґрунті. При спробі вдосконалення математичного моделювання залишкового ресурсу будівель та споруд, що піддались впливу бойових та промислових вибухів виникає низка складнощів. До сьогодні не існує науково обґрунтованих і застосовуваних у широкому діапазоні умов бойових та промислових вибухів теоретичних математичних методів прогнозу небезпеки і методів захисту будівель і споруд від шкідливого впливу проходження повітряних і ґрунтових ударних хвиль, а також методів оцінки залишкового ресурсу та ін. Визначення складу та структури комп'ютерних програм, підготовка первинної інформації, настроювання та верифікація комп'ютерних моделей будівель і споруд за допомогою експериментальних методів неруйнівного контролю вимагають проведення натурних досліджень з визначення параметрів потоку хвильової енергії від бойових і промислових вибухів, обробки великого обсягу статистичного матеріалу. Все це і визначає актуальність завдань дисертаційних досліджень.

У другому розділі дисертації окреслено методологію експериментальних та теоретико-розрахункових досліджень, розробку розрахункового апарату з визначення параметрів сейсмічної реакції та ризиків руйнування будівель, споруд та конструкцій при динамічних впливах від промислових вибухів. Наведено рівняння коливань будівлі або споруди як багатомасової системи, за допомогою чого у подальшому отримано рівняння руху і частотні рівняння моделі з розподіленими параметрами (консольний стрижень з урахуванням жорсткості при згині та зсуві, розподіленої маси та моменту інерції маси). Це дозволяє визначати параметри власних і вимушених коливань будівлі при динамічних (кінематичних) впливах. Враховуються постійна згинальна і зсувна жорсткість, а також розподілені (на одиницю висоти будівлі) маса і момент інерції маси; переміщення точок будівлі залежать від координати z і часу t .

Наведено інформацію про програмний комплекс ЛПА. Наведено прикладну методику визначення конструкційного ризику при динамічному впливі, яка базується на зіставленні двох величин: параметру зовнішнього навантаження S , що визначається на основі розрахунку з урахуванням динамічного навантаження, та параметру опору конструкції R . Обидві величини розглядаються як випадкові і виражаються за допомогою однакових одиниць.

У третьому розділі наведені основні результати натурних динамічних досліджень будівель і споруд за допомогою багатоканальних систем сейсмоніторингу, розглянуто натурні вимірювання рівнів вібраційного впливу при масових вибухах в кар'єрах м. Кривий Ріг. Узагальнено результати натурних вимірювань рівнів вібрації та шуму в будинках та на прилеглих територіях, а також рівнів вібрації ґрунту при впливі масових вибухів на об'єктах у межах санітарно-захисних зон залізорудних кар'єрів м. Кривий Ріг. Для визначення амплітуд зареєстрованих прискорень конструкцій та ґрунту виконано обробку вібросигналів та їх спектральний аналіз за спеціалізованою програмою. Проведені динамічні вимірювання по пр. Лобановського, 6А, м. Київ. 26 лютого 2022 р. будинок зазнав руйнувань внаслідок влучання ракети під час обстрілу.

В четвертому розділі наведені результати натурних вимірювань рівнів вібрації при масових вибухах в кар'єрі ВАТ «Південний ГЗК». Ці результати виступають у якості початкових умов при чисельному вирішенні початково-крайової задачі при розрахунках напружено-деформованого стану Центру дитячої та юнацької творчості «Мрія» (Центру) та у подальшому при оцінці його життєвого ресурсу. Максимальна величина вертикальної віброшвидкості ґрунту біля будівлі Центру не перевищує 0,25 см/с. За шкалою MSK-64 вертикальна віброшвидкість ґрунту відповідає 1 балу. Горизонтальна віброшвидкість в напрямку вибуху вдвічі більша за вертикальну. За допомогою програмного комплексу ЛПА САПР на основі стрижневих елементів 10 типу (шість ступенів свободи у вузлі), пластинчастих елементів 41, 42, 44 типів (шість ступенів свободи у вузлі) була розроблена комп'ютерна модель будівлі Центру. З огляду на утворення значних зазорів між плитами

перекриття будівлі Центру, жорсткість плит перекуття, як єдиного горизонтального диска, постійно знижується. Це спричиняє зниження інтегральної жорсткості будівлі Центру в цілому. У підсумку розрахунковий вік будівлі Центру відрізняється від фактичного на величину ~ 30 років. Загальний технічний стан будівлі Центру можна характеризувати як непридатний до нормальної експлуатації вже в найближчому майбутньому. Цей висновок впливає з результатів візуального огляду Центру та виявлених при цьому дефектів у сукупності з розрахунковими й експериментальними даними. При прискоренні розвитку внутрішніх дефектів у несучих залізобетонних конструкціях Центру ризик їх руйнування збільшиться і старіння будівлі пришвидшиться. У підсумку це призведе до значного зниження життєвого ресурсу (зростання ΔT_1).

Наведена комп'ютерна модель будівлі по проспекту Лобановського, 6А в м. Києві з елементами ушкоджень в межах 18–21 поверхів. Верифікацію моделі та розрахунки виконано у ПК ЛІРА САПР-2021 з використанням розробленої просторової моделі фрагменту будинку (16–26 поверхи). Розглянуто два варіанти моделей: лінійна та нелінійна з урахуванням фізичної нелінійності бетону та арматури. Визначення несучої здатності перерізів монолітних залізобетонних пілонів будівлі виконувалося за деформаційним методом згідно з положеннями ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010 з використанням зусиль, отриманих за допомогою просторової лінійної та нелінійної моделей фрагменту будинку у програмному комплексі ЛІРА САПР-2021. Також наведено результати визначення несучої здатності інших максимально завантажених пілонів. Ці дані свідчать про необхідність підсилення пошкоджених пілонів на 18–21 поверхах будинку, тому що відношення несучої здатності перерізу до поздовжнього зусилля стиску на 20 поверсі в осях 2/Ж та 3/Ж не лише не має запасу міцності, як на поверсі 17 в осях 2/Е та 2/Д, а навіть менше за одиницю. Крім того, на 17 поверсі в осі 2/Ж теж немає потрібного запасу міцності, що недопустимо для нормальної експлуатації. Отримані дані розрахунків несучої здатності пілонів будинку

підтверджують необхідність підсилення пошкоджених пілонів на 18–21 поверхах будинку. У пілонах за осями 2/Ж та 3/Ж на 18, 19 та 20 поверхах не забезпечена несуча здатність, тому необхідно ці пілони або підсилити, або замінити на нові. При цьому попередні припущення про необхідність зносу всієї будівлі не підтвердилися. Наведені розрахункові дані у відповідних окремих випадках корелюють з наближеною методикою НДІБК оцінки залишкового ресурсу. Падіння ресурсу у порівнянні з непошкодженим станом оцінюється у 25–35 років. Відповідний економічний збиток оцінюється у 25–35% первісної вартості будівлі без урахування корисної вартості квартир.

Ключові слова: математичне моделювання, напружено-деформований стан, ризик, бойові динамічні впливи, промислові вибухи, інтегральна діагностика, неруйнівні методи, життєвий ресурс.

Список публікацій здобувача за темою дисертації

Стаття у періодичному фаховому журналі, що проіндексована у наукометричній БД SCOPUS (Q₄):

1. Dynamic certification and assessment of the buildings life cycle under regular explosive impacts / O.M. Trofymchuk, I.I. Kaliukh, V.A. Dunin, S.Y. Kyrash // Системні дослідження та інформаційні технології, ПІСА (IASA), 2022, № 4. С. 100-118. Режим доступу: <http://journal.iasa.kpi.ua/article/view/255010>

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

2. Дмитрієв Д.А., Кураш С.Ю. Особливості визначення основних гідрологічних характеристик з урахуванням техногенного впливу / Д.А. Дмитрієв, С.Ю. Кураш // Вісник ОДАБА. Вип. № 66, 2017. С. 141-147. Режим доступу: <https://drive.google.com/file/d/1tGqjj1vY6KWQC3P6CUtPYkvqwDxCZVKH/view>

3. Дмитрієв Д.А., Кураш С.Ю., Хекало Д.В. Особенности обследования состояния конструкций зданий и сооружений в условиях воздействия

ионизирующего излучения / Д.А. Дмитрієв, С.Ю. Кураш, Д.В. Хекало // Наука та будівництво. 1(11), 2017. С. 48-51. Режим доступу: <http://journal-niisk.com/index.php/scienceandconstruction/article/view/34>

4. Застосування теорії збалансованого ризику для визначення вірогідності характеристик слабких ґрунтів в умовах щільної міської забудови / С.Ю. Кураш, Ю.І. Калюх, О.К. Хавкін, Т.Ю. Калюх // Науково-технічний збірник “Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві”, 10, №1, 2011. С. 71-75. Режим доступу: <https://stmkvb.vntu.edu.ua/index.php/stmkvb/article/view/149>

5. Застосування нових державних норм ДБН В.2.2-24:2009 «Проектування висотних житлових і громадських будинків», ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво в сейсмічних районах України» та ДБН В.1.2-5:2007 «Науково-технічний супровід будівельних об’єктів» до об’єктів висотного будівництва / Ю.І. Немчинов, М.Г. Мар’єнков, Ю.І. Калюх, О.К. Хавкін, К.В. Єгупов, О.Г. Недзвецька, А.Є. Вусатюк, Т.Ю. Калюх, В.А. Дунін, С.Ю. Кураш // Вісник ОДАБА. – Вип. 36, 2009. С. 315–321. Режим доступу: http://www.irbis-nbu.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbu/cgiirbis_64.exe?I21DBN=JRN&P21DBN=JRN&S21STN=1&S21REF=10&S21FMT=fullwebr&C21COM=S&S21CNR=20&S21P01=0&S21P02=0&S21P03=I=&S21COLORTERMS=0&S21STR=%D0%9670495

6. Влияние глубокого котлована на изменение напряженно-деформированного состояния ґрунтового массива в условиях плотной городской застройки г. Киева / С. Ю. Кураш, И.Р. Сазонова, Ю.И. Калюх, Т.Г. Каргопольцева // Будівельні конструкції, Вип. 71, Кн. 1, 2008. С. 434-442. Режим доступу: https://scholar.google.com.ua/citations?view_op=view_citation&hl=uk&user=nCYyI5gAAAAJ&citation_for_view=nCYyI5gAAAAJ:d1gkVwhDpl0C

7. Кураш С.Ю., Калюх Ю.И. Численное моделирование деформационных процессов в ґрунте при устройстве глубоких котлованов в условиях плотной городской застройки г. Киева / С.Ю. Кураш, Ю.И. Калюх // Світ геотехніки, Вип. 2, 2008. С. 22-25. Режим доступу: http://www.niisk.com/naukovo-tehnichna-rada/publ-kats-za-napryamkom-naukovikh-dosl-dzhen-kurasha-s-yu.php?clear_cache=Y

8. Кураш С.Ю. Ґрунтові деформаційні процеси при будівництві поруч із існуючими спорудами / С.Ю. Кураш // Світ геотехніки, Вип. 1, 2007. С. 22-25.

Режим

доступу:

https://scholar.google.com.ua/citations?view_op=view_citation&hl=uk&user=nCYyI5gAAAAJ&citation_for_view=nCYyI5gAAAAJ:zYLM7Y9cAGgC

9. Кураш С.Ю. Фізичне знесення будинку в умовах щільної міської забудови / С.Ю. Кураш // Будівельні конструкції, Вип. 66, 2007. С. 378-382. Режим доступу:

http://www.niisk.com/naukovo-tehnichna-rada/publ-kats-za-napryamkom-naukovikh-dosl-dzhen-kurasha-s-yu.php?clear_cache=Y

10. Кураш С.Ю. Деформаційні процеси при будівництві поруч із існуючими спорудами / С.Ю. Кураш // Будівельні конструкції, Вип. 63, 2005. С. 118-124.

Режим

доступу:

https://scholar.google.com.ua/citations?view_op=view_citation&hl=uk&user=nCYyI5gAAAAJ&citation_for_view=nCYyI5gAAAAJ:Y0pCki6q_DkC

11. Кураш С.Ю. Будівництво поблизу існуючих будівель і споруд, що мають бути збережені / С.Ю. Кураш // Будівельні конструкції, Вип. 61, том 2, 2004. С. 346-351.

Режим доступу: http://www.niisk.com/naukovo-tehnichna-rada/publ-kats-za-napryamkom-naukovikh-dosl-dzhen-kurasha-s-yu.php?clear_cache=Y

Статті у наукових виданнях та матеріалах конференцій:

12. Kurash S.Yu. Soil Sinkholes in Conditions of Compact City Planning / S.Yu. Kurash // Geotechnical Engineering 20. View of Young European Geotechnical Engineers. Dep. of Geotechnics, Faculty of Civil Engineering, Brno University of Technology. Czech Republic. – Brno: 2010. P. 16-21. Режим доступу: chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/http://labmz1.natur.cuni.cz/~david/issmge/download/EYGEC_report_Brno_2010.pdf

13. Kurash S. Crack formation in buildings in cutting of deep foundation pit / S. Kurash // 19th European Young Geotechnical Engineers' Conference. – Győr Hungary, 2008. P. 203-207. Режим доступу: http://seags.ait.asia/resources/8432_19th-european-young-geotechnical-engineers-conference-2008-gyor-hungary/

14. Kurash S.Yu. Soil deformation processes during construction near existing buildings / S.Yu. Kurash // Proceedings of the 17th European young geotechnical engineers' conference. –Zagreb, Croatia. 2006. P. 506-511. Режим доступу:

<https://www.hgd-cgs.hr/savjetovanja/the-17th-european-young-geotechnical-engineers'-conference/?lang=en>

15. Кураш С.Ю. Вплив техногенних суфозійних процесів на стан існуючих будинків / С.Ю. Кураш // Перспективні напрямки проектування житлових та громадських будівель. –К.: ЗНДІЕП, 2005. С. 203-208. Режим доступу: http://www.niisk.com/naukovo-tehnicna-rada/publ-kats-za-napryamkom-naukovikh-dosl-dzhen-kurasha-s-yu.php?clear_cache=Y

Державні будівельні норми України:

16. ДБН В.1.2-12-2008. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки. [Чинний від 2009-01-01]. Вид. офіц. - Київ: Мінрегіонбуд України. 2008. -33с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=45889

SUMMARY

Kurash S.Yu. Mathematical modeling of the reaction of buildings and structures to explosive effects. – Qualifying scientific work on manuscript rights.

Dissertation for obtaining the scientific degree of candidate of technical sciences in the specialty 01.05.02 "Mathematical modeling and computational methods". – Institute of Telecommunications and Global Information Space of the National Academy of Sciences of Ukraine, Kyiv, 2023.

The dissertation solves the actual scientific and applied problem of the development and software implementation of a hybrid semi-natural system, which includes the determination of the composition, structure, adjustment, and verification of the computer model of multi-story buildings (taking into account their current technical condition), which have been affected by military actions or regular industrial explosions; preparation of primary information using experimental methods and equipment for non-destructive control of building structures (correct setting of initial boundary conditions); in-depth interpretation of the results of mathematical modeling in order to assess the residual resource of buildings and structures.

In the first chapter of the dissertation, analysis and assessment of the results of

known research on the application of mathematical methods of forecasting the danger of industrial and combat explosions, methods of protecting structures from their harmful dynamic effects, as well as experimental instrumental methods and means of assessing the technical condition of buildings and structures were carried out; the research task is set. Mathematical models reflecting the dynamic impact of military and industrial explosions on residential buildings, problems of dynamic certification of buildings and structures are usually described by nonlinear equations in partial derivatives, the solution of which is possible only with the use of computational methods. The following scientists were actively involved in the development of computational methods and algorithms that can be used for the mathematical modeling of complex mechanics problems: A.Ya. Bomba, A.V. Hladkyi, V.F. Gubarev, V.B. Mokin, V.L. Rvachov, I.V. Sergienko, I.T. Selezov, V.V. Skopetskyi, O.M. Trofymchuk, O.M. Khimich et al.

An overview and analysis of existing topical issues and modeling methods are presented, unsolved and new problems that take into account the propagation of shock disturbances in the soil are identified. When trying to improve the mathematical modeling of the residual resource of buildings and structures exposed to military and industrial explosions, a number of difficulties arise. To date, there are no theoretical mathematical methods of hazard prediction and methods of protecting buildings and structures from the harmful effects of the passage of air and ground shock waves, as well as methods of assessing the residual resource, etc. that are scientifically based and applied in a wide range of conditions of combat and industrial explosions. Determination of the composition and structure of computer programs, preparation of primary information, adjustment and verification of computer models of buildings and structures using experimental methods of non-destructive testing require field studies to determine the parameters of the flow of wave energy from military and industrial explosions, processing a large volume of statistical material. All this determines the relevance of the tasks of dissertation research.

The second chapter of the dissertation outlines the methodology of experimental and theoretical-calculation studies, the development of a calculation

apparatus for determining the parameters of seismic response and the risks of destruction of buildings and structures under dynamic effects from industrial explosions. The equation of oscillations of a building or structure as a multi-mass system is presented, with the help of which the equations of motion and frequency equations of the model with distributed parameters (cantilever rod taking into account stiffness during bending and shear, distributed mass, and mass moment of inertia) are obtained. This allows you to determine the parameters of natural and forced oscillations of the building under dynamic (kinematic) influences. Constant bending and shear stiffness, as well as distributed (per unit of building height) mass and mass moment of inertia are taken into account; the movement of building points depends on the z coordinate and time t . Information about the "LIRA" software complex is provided. An applied method of determining the structural risk under the dynamic influence is presented, which is based on the comparison of two quantities: the external load parameter S , which is determined on the basis of a calculation taking into account the dynamic load, and the structure resistance parameter R . Both quantities are considered random and are expressed using the same units.

In the third chapter, the main results of full-scale dynamic studies of buildings and structures with the help of multi-channel seismic monitoring systems are presented, full-scale measurements of the levels of vibrational influence during mass explosions in the quarries of the city of Kryvyi Rih are considered. The results of on-site measurements of vibration and noise levels in houses and on adjacent territories, as well as soil vibration levels under the influence of mass explosions on objects within the sanitary protection zones of iron ore quarries in Kryvyi Rih, are summarized. In order to determine the amplitudes of the registered accelerations of structures and soil, the processing of vibration signals and their spectral analysis was performed using a specialized program. Dynamic measurements were carried out on 6A Lobanovskyi Ave., Kyiv. On February 26, 2022, the building was destroyed by a rocket hit during the shelling.

The fourth chapter presents the results of field measurements of vibration levels during mass explosions in the quarry of OJSC "Southern Ore Mining and

Processing Plant" (GZK). These results serve as initial conditions for the numerical solution of the initial-boundary problem in the calculations of the stress-strain state of the Center for Children's and Youth Creativity "Mriya" (the Center) and later in the assessment of its life resource. The maximum value of the vertical vibration speed of the soil near the Center building does not exceed 0.25 cm/s. According to the MSK-64 scale, the vertical vibration speed of the soil corresponds to 1 point. The horizontal vibration speed in the direction of the explosion is twice as high as the vertical one. With the help of the LIRA-SAPR software complex, a computer model of the Center building was developed on the basis of rod elements of type 10 (six degrees of freedom at the node), plate elements of types 41, 42, 44 (six degrees of freedom at the node). Due to the formation of significant gaps between the floor slabs of the Center building, the rigidity of the floor slabs, as a single horizontal disk, is constantly decreasing. This causes a decrease in the integral stiffness of the Center building as a whole. As a result, the estimated age of the Center building differs from the actual one by ~ 30 years. The general technical condition of the Center building can be characterized as unsuitable for normal operation in the near future. This conclusion follows from the results of the visual inspection of the Center and the detected defects in combination with calculated and experimental data. With the acceleration of the development of internal defects in the load-bearing reinforced concrete structures of the Center, the risk of their destruction will increase and the aging of the building will accelerate. As a result, this will lead to a significant decrease in life expectancy (increase in ΔT_1).

A computer model of the building on Lobanovskyi Avenue, 6A in Kyiv with elements of damage within the 18–21 floors is given. Model verification and calculations were performed in PC LIRA SAPR-2021 using the developed spatial model of the building fragment (16–26 floors). Two versions of the models are considered: linear and non-linear, taking into account the physical non-linearity of concrete and reinforcement. Determination of the load-bearing capacity of the sections of the monolithic reinforced concrete pylons of the building was carried out by the deformation method in accordance with the provisions of the State

Construction Norms (DBN) B.2.6-98:2009 and the State Standard of Ukraine (DSTU) B B.2.6-156:2010 using forces obtained with the help of spatial linear and nonlinear models of the building fragment in the software complex LIRA SAPR -2021. The results of determining the bearing capacity of other maximally loaded pylons are also given. These data indicate the need to strengthen the damaged pylons on floors 18–21 of the building, because the ratio of the cross-sectional bearing capacity to the longitudinal compressive force on the 20th floor in the axes 2/J and 3/J not only does not have a margin of strength, as on the 17th floor in the axes 2/E and 2/D, and even less per unit. In addition, on the 17th floor in the 2/J axis, there is also no necessary safety margin, which is unacceptable for normal operation. The data obtained from calculations of the load-bearing capacity of the building's pylons confirm the need to strengthen the damaged pylons on the 18th-21st floors of the building. The load-bearing capacity of the pylons along the 2/J and 3/J axes on the 18th, 19th, and 20th floors is not ensured, so it is necessary to either strengthen these pylons or replace them with new ones. At the same time, previous assumptions about the need to demolish the entire building were not confirmed. The calculated data in relevant individual cases are correlated with the approximate methodology of the SRIBC for estimating the residual resource. The decline of the resource compared to the undamaged state is estimated at 25–35 years. The corresponding economic loss is estimated at 25–35% of the original value of the building without taking into account the useful value of the apartments.

Keywords: mathematical modeling, stress-strain state, risk, combat dynamic effects, industrial explosions, integral diagnostics, non-destructive methods, life resource.

ЗМІСТ

	Стор.
ЗМІСТ	14
ПЕРЕЛІК СКОРОЧЕНЬ	15
ВСТУП	16
РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРИ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ	23
1.1. Джерела динамічних впливів та їх вплив на стійкість та довговічність будівель та споруд	23
1.2. Динамічні навантаження, що діють на ґрунтовий масив від вибухових впливів	33
1.3. Дослідження дії механічних коливань на будівлі та споруди	35
1.4. Ризик аварії будівельного об'єкта та підхід до його прогнозування	39
1.5. Теорія та метод розрахунку показників ресурсу об'єкта	50
1.6. Постановка завдань дослідження	54
РОЗДІЛ 2. МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ БУДІВЕЛЬ З ВИЗНАЧЕННЯМ ЇХ ЗАЛИШКОВОГО РЕСУРСУ	56
2.1. Математична модель багатоповерхових будівель	56
2.2. Визначення початково-крайових умов шляхом проведення натурних вимірювань неруйнівними методами	69
2.3. Застосування пакету ЛПРА	75
2.4. Визначення конструкційного ризику	89
2.5. Висновки до розділу 2	93
РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ВИЗНАЧЕННЯ ПОЧАТКОВО-КРАЙОВИХ УМОВ	94
3.1. Визначення початково-крайових умов при динамічних впливах промислових вибухів на забудову Кривого Рогу	94
3.2. Визначення початково-крайових умов при динамічних впливах вибуху ракети по пр. Лобановського, 6А, м. Київ	99
3.3. Висновки за розділом 3	120
РОЗДІЛ 4. АПРОБАЦІЯ ТА ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ РОБОТИ	121
4.1. Математичне моделювання напружено-деформованого стану та оцінка життєвого циклу міської забудови при регулярних промислових вибухах на залізорудних карерах м. Кривий Ріг	121
4.2. Математичне моделювання напружено-деформованого стану та оцінка життєвого циклу міської забудови при влучанні ракети у будинок по пр. Лобановського, 6А, м. Київ	137
4.3. Висновки за розділом 4	159
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	163
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	165
ДОДАТОК А	189
ДОДАТОК Б	191

ПЕРЕЛІК СКОРОЧЕНЬ

№ п/п	Скорочення	Пояснення
1.	АЦП	Аналого-цифровий перетворювач
2.	ДБН	Державні будівельні норми
3.	ДП НДІБК	Державне підприємство "Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій"
4.	ІоТ	Інтернет речей
5.	КНУБА	Київський національний університет будівництва та архітектури
6.	МСЕ	Метод скінченних елементів
7.	НДС	Напружено-деформований стан
8.	ПК	Програмний комплекс
9.	ПОС	Пакет обробки сигналів
10.	ПК ЛПА	Програмний комплекс ЛПА
11.	СЕ	Скінченні елементи
12.	ТС	Технічний стан
13.	УЗК	Ультразвукові коливання
14.	ФМХ	Фізико-механічні характеристики

ВСТУП

Актуальність теми. У 2022 р. проблема системної оцінки динамічних впливів на цивільну та промислову забудову в Україні набула особливої гостроти у зв'язку з загарбницькою війною російської федерації. У цьому випадку математичне моделювання та розрахунки будівель необхідно проводити в умовах «прогресуючого обвалення»: у графічній моделі будівлі необхідно виключати один або кілька її фрагментів, які були зруйновані внаслідок влучання ракет, снарядів, мін тощо (рис. 1. та рис. 2). При цьому можливі такі три випадки: будівля повністю зруйнована та відновленню не підлягає (1); будівля частково зруйнована та підлягає відновленню (2); будівля зовні виглядає непошкодженою, але знаходилася в зоні бойових дій і зазнавала динамічних впливів (3). В останніх двох випадках необхідно враховувати вплив ґрунтових і повітряних ударних хвиль (динамічні впливи) на погіршення технічного стану будівлі та кількісну оцінку падіння її життєвого ресурсу. Життєвий цикл будь-якої будівлі від моменту введення її в експлуатацію та до зносу виглядає, як показано на рис. 3¹. У нашому випадку (вплив ґрунтових і повітряних ударних хвиль, часткове руйнування конструкцій) рис. 3 трансформується у рис. 4. Крива життєвого циклу будівлі має розрив першого роду внаслідок динамічних впливів від воєнних дій.

Відповідно до будівельних норм України, нормативний термін служби будівель оцінюється у 100 років². При цьому постають такі запитання:

1. Як оцінити поточний вік будівлі з урахуванням часткових руйнувань та (або) динамічних впливів?
2. Як оцінити залишковий ресурс будівлі та заподіяні економічні збитки внаслідок знаходження її в зоні бойових дій протягом певного проміжку часу (навіть за умови зовнішньої цілісності)?

¹ fib bulletin 59: Condition control and assessment of reinforced concrete structures. Access:

<https://www.fib-international.org/publications/fib-bulletins/condition-control-and-assessment-of-reinforced-concrete-struct-detail.html>

².Наказ №215 від 30.09.1998. Про затвердження Єдиного класифікатора житлових будинків залежно від якості житла та наявного інженерного обладнання. Режим доступу: <https://zakon.rada.gov.ua/rada/show/v0215241-98#Text>

Математичні моделі, що відображають динамічний вплив бойових та промислових вибухів на житлову забудову, проблеми динамічної паспортизації будівель і споруд відображаються нестационарними нелінійними рівняннями в часткових похідних та початково-крайовими умовами, які містять емпіричні коефіцієнти. Коректна ідентифікація таких моделей та їх вирішення можливе лише з використанням експериментально отриманої інформації та сучасних обчислювальних методів. Розвитком обчислювальних методів і алгоритмів, які можуть бути використані для математичного моделювання складних задач механіки, активно займалися А.Я. Бомба, А.В. Гладкий, В.Ф. Губарєв, В.Б. Мокін, В.Л. Рвачов, І.В. Сергієнко, І.Т. Селезов, В.В. Скопецький, О.М. Трофимчук, О.М. Хіміч та ін. [1–26].

В роботах Г.А. Гамбурцева, Б.Д. Дерягіна, М.А. Садовського [27–29] викладені фундаментальні положення щодо виникнення і поширення сейсмічних хвиль від вибухів. Їх послідовниками у вивченні сейсмічних хвиль були С.В. Медведєв, В.Ф. Богацький [30, 31]. Праці Ю.І. Немчинова, М.Г. Мар'єнкова, А.М. Рижова [32–44] присвячені дослідженню впливу ударних хвиль від вибухів розподілених ґрунтових зарядів при ущільненні просідаючих ґрунтів майданчиків майбутньої забудови на оточуючі будівлі і споруди. Фекеоару І., Бойко В.В., Вовк О.О., Джонс Р., Глуховський В.П., Бартоломей А.А., Денисов О.Г., Альошин Н.Н., Корчинский А.Й., Помешкін П.В., Красильников В.А., Ромашов А.Н., Сафаров В.А., Почтовик Г.Я., Судаков В.В., Савицький О.А., Бамбура А.М., Защук І.В. та ін. дослідники зробили значний внесок у вивчення технічного стану (ТС) залізобетонних конструкцій [45–50]. Експериментально-теоретичні дослідження проводили Roesset J.M., Савін С.М., Chen С.Н., Бамбура А.М., Kim D.S., Трофимчук О.М., Ambrosini D., Калюх Ю.І., Carino N.J. та інші [51–61].

До сьогодні не існує науково обґрунтованих і застосовуваних у широкому діапазоні умов бойових та промислових вибухів теоретичних методів прогнозу їх небезпеки та методів захисту споруд від їх шкідливого впливу (при проходженні повітряних та ґрунтових ударних хвиль). Діючі Єдині правила

безпеки при вибухових роботах та інші діючі нормативні документи України не спроможні охопити всієї різноманітності динамічних впливів, які раніше провокувалися промисловими вибухами на кар'єрах, а тепер – військовими діями [62–80]. Питання, пов'язані з застосуванням теорії ризику для оцінки залишкового ресурсу будівель та споруд, є нині недостатньо вивченими та вимагають окремого розгляду [81, 82].

Визначення складу та структури комп'ютерних програм, підготовка первинної інформації, настроювання та верифікація комп'ютерних моделей будівель і споруд за допомогою експериментальних методів неруйнівного контролю вимагають проведення натурних досліджень з визначення параметрів потоку хвильової енергії від бойових і промислових вибухів, обробки великого обсягу статистичного матеріалу. З усього вищезазначеного і впливає актуальність завдань дисертаційних досліджень.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Основна частина наукової роботи за тематикою дисертації виконувалася в рамках досліджень, які проводилися в Інституті телекомунікацій і глобального інформаційного простору Національної академії наук України (ІТГІП НАНУ) за відомчими темами: «Розробка обчислювальних технологій та методів моделювання для дослідження нестационарних процесів» (2016–2020 рр., номер Державної реєстрації 0116U000793); «Розвиток методів і технологій моделювання структурованих систем» (2021–2023 рр., номер Державної реєстрації 0121U109226); «Розробка багатохвильових нелінійних моделей просторових протяжних систем та об'єктів в полі масових і поверхневих сил» (2022–2026 рр., номер Державної реєстрації 0122U000147).

Мета і завдання дослідження. Метою дисертаційної роботи є математичне моделювання реакції будівель і споруд на бойові та промислові вибухи, розробка комплексної оцінки падіння їх життєвого ресурсу.

Завданнями дослідження є:

– узагальнити й систематизувати сучасні математичні моделі та чисельні методи розрахунку основ і фундаментів будівель на динамічні впливи,

теоретичні й експериментальні дослідження щодо промислових вибухів, а також діючі вітчизняні, європейські та міжнародні будівельні стандарти;

– розробити модель гібридної напівнатурної системи визначення складу, структури, настроювання та верифікації комп'ютерної моделі багатоповерхових будівель з урахуванням їх поточного технічного стану (пошкоджень та руйнувань внаслідок бойових дій або регулярних динамічних впливів (промислових вибухів));

– реалізувати алгоритмічну організацію математичного моделювання напружено-деформованого стану пошкоджених внаслідок бойових дій багатоповерхових будівель з експериментальним уточненням початково-крайових умов;

– узагальнити метод розрахунку багатоповерхових будівель при динамічних знакозмінних навантаженнях для подальшої інтерпретації результатів математичного моделювання з метою оцінки їх залишкового ресурсу.

Об'єкт дослідження – процеси хвильових деформацій та напружень в будівлях та спорудах, їх ґрунтових основах в умовах розподілених та концентрованих динамічних впливів різної природи, інтенсивності та величини.

Предмет дослідження – експериментальні методи визначення початково-крайових умов; чисельні методи, алгоритми та програми розрахунку впливу ударних хвиль від бойових та промислових вибухів на зміну напружено-деформованого стану будівель та споруд, падіння їх залишкового ресурсу.

Методи досліджень – використовувалися такі методи: чисельного моделювання напружено-деформованого стану будівель та споруд, їх ґрунтових основ; методи скінченних елементів; теорії коливань; експериментальні методи неруйнівного контролю; математичної статистики та спектрального аналізу для обробки експериментальних даних тощо.

Наукова новизна одержаних результатів досліджень сформульована у наступних наукових положеннях, що виносяться на захист:

1. *Уперше* розроблено модель гібридної напівнатурної системи математичного моделювання НДС будівель та споруд з урахуванням їх поточного технічного стану (пошкоджень та руйнувань внаслідок бойових дій або регулярних динамічних впливів (промислових вибухів)), що включає налаштування та верифікацію комп'ютерної моделі з обов'язковим визначенням її складу та структури.

2. *Уперше* реалізовано алгоритмічну організацію математичного моделювання напружено-деформованого стану пошкоджених внаслідок бойових дій багатоповерхових будівель з експериментальним уточненням початково-крайових умов для коректного забезпечення підготовки первинної інформації за допомогою методів неруйнівного контролю.

3. *Узагальнено* прямий динамічний метод розрахунку каркасних багатоповерхових залізобетонних будівель при динамічних знакозмінних навантаженнях внаслідок влучання ракет або снарядів, вдосконалено та поглиблено інтерпретацію результатів розрахунків з метою їх використання для прогнозу залишкового ресурсу будівель.

Практичне значення отриманих результатів. Здобувач є співавтором ДБН В.1.2-12-2008. «Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки». Науково-методичні розробки дисертаційної роботи впроваджені в будівельну практику (довідку про участь здобувача у впровадженні одержаних результатів наведено в додатку А дисертації).

Особистий внесок автора в роботи, опубліковані у співавторстві: основні результати дисертаційного дослідження отримані автором самостійно. У фахових статтях, матеріалах конференцій і державному будівельному стандарті, що надруковані в співавторстві, здобувач виконав такий обсяг робіт: у статтях [1, 4] – взяв участь в експериментальних дослідженнях (візуальні обстеження та реєстрація параметрів коливань ґрунту та будівельних конструкцій), оформленні статей до друку; в статтях [2, 3, 6] – розробив математичні моделі, виконав чисельне моделювання та розрахунки, проаналізував отримані результати, взяв участь в оформленні статей; в статті

[5] – взяв участь в отриманні результатів та оформленні статті; в статті [7] – розробив математичну модель, виконав чисельне моделювання та розрахунки, проаналізував результати досліджень, взяв участь в оформленні статті; в ДБН В.1.2-12-2008. «Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки» [16] – взяв участь у розробці нормативного документу, оформленні та підготовці його до друку.

Апробація результатів дисертації. Результати дисертації обговорювалися та доповідалися на понад десяти міжнародних та всеукраїнських наукових і науково-практичних конференціях: 19-й та 20-й міжнародних науково-практичних конференціях «Сучасні інформаційні технології управління екологічною безпекою, природокористуванням, заходами в надзвичайних ситуаціях» (Київ, Пуща-Водиця, 2021–2022 рр.); науково-технічній конференції «Гідротехнічне та транспортне будівництво» (Одеса, 01–03.06.2017); науково-технічній конференції «Міжнародна науково-технічна конференція «Інноваційні технології в будівництві» (Вінниця, 10–12.11.2010); конференції «20th European Young Geotechnical Engineers Conference (EYGEC) 2010» (Brno, Czech Republic, 30.05–01.06.2010); шостій всеукраїнській науково-технічній конференції «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування» (Полтава, 03–07.11.2008); конференції «19th European Young Geotechnical Engineers' Conference 2008» (Győr, Hungary, 02–06.09.2008); науково-технічній конференції «Армування основ при будівництві та реконструкції будівель та споруд» (Вінниця, 17–21.04.2007); конференції «17th European Young Geotechnical Engineer's Conference (EYGEC) 2006» (Zagreb, Croatia, 20–22.07.2006); конференції «Проблеми сучасного будівництва» (Київ, 12–14.12.2005); п'ятій всеукраїнській науково-технічній конференції «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування» (Одеса, 29.11–03.12.2004).

У повному обсязі дисертація доповідалася у березні 2023 р. на розширеному науково-технічному семінарі Інституту телекомунікацій і глобального інформаційного простору Національної Академії наук України

під керівництвом доктора технічних наук, професора, члена-кореспондента НАН України Трофимчука О.М.

Публікації. Основні наукові результати дисертаційної роботи опубліковані у шістнадцяти публікаціях у професійних фахових виданнях, одна – проіндексована в БД SCOPUS, десять – у затверджених МОН України виданнях. Серед публікацій, які додатково відображають наукові результати дисертації, чотири доповіді – у матеріалах міжнародних та всеукраїнської науково-практичних конференцій. Одна публікація – державні будівельні норми України.

Структура й обсяг дисертації. Дисертаційна робота складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків, додатків, списку використаних джерел. Загальний обсяг дисертації становить 196 сторінок, обсяг основного тексту – 138 сторінок. Робота містить 15 таблиць, 65 рисунків, 2 додатки на 8 сторінках. Список використаних джерел складається зі 204 найменувань.

Автор вважає за необхідне висловити велику подяку першому науковому керівнику, д.т.н., проф. **Черному Гелію Івановичу** за теоретико-методологічну допомогу та цінні вказівки на першому етапі виконання досліджень під час навчання в денній аспірантурі ДП НДІБК у 2005–2007 рр. Вони були дуже доречними та корисними. Автор також висловлює велику подяку співавторам публікацій, співробітникам ДП НДІБК Дуніну В.А та Мар'єнкову М.Г. за тісну наукову співпрацю на останньому етапі виконання роботи.

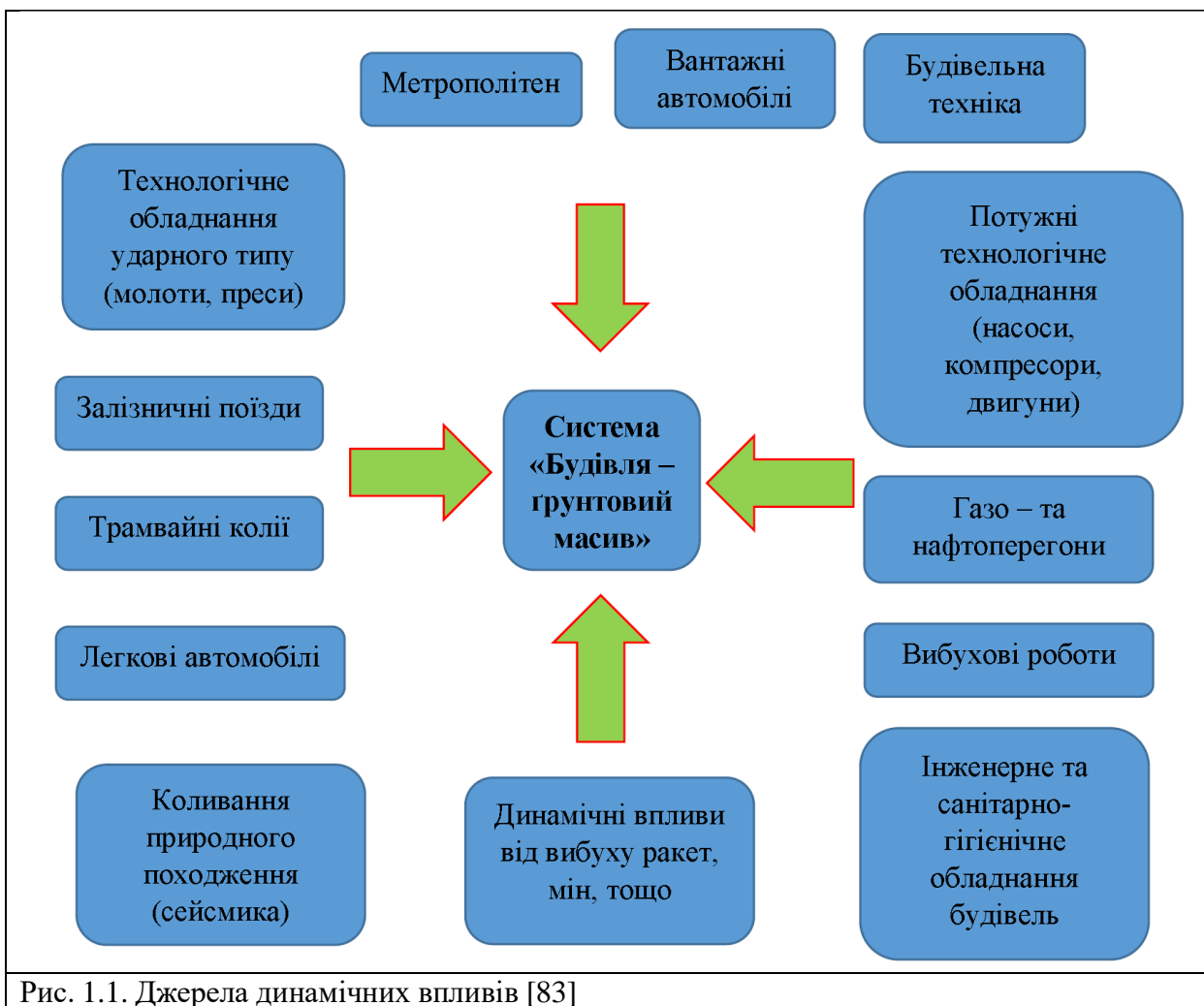
РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРИ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

1.1. Джерела динамічних впливів та їх вплив на стійкість та довговічність будівель та споруд

Особливість різноманітних будівель та споруд великих міст полягає в тому, що вони протягом десятиліть практично безперервно перебувають під дією вібраційних впливів, що зрештою спричиняє різні негативні наслідки [83, 84]. Згідно з [85] за шкалою Ріхтера, інтенсивність транспортної вібрації еквівалентна землетрусу в 3...6 балів, тому в низці країн вібрація належить до найбільш несприятливих факторів, які визначають стан міського середовища та геоекологічну обстановку в містах.

22 травня 2005 р. після проходження вантажного потяга стався прорив дамби золівдвалу Партизанської ДРЕС (сел. Лозове Приморського краю, Росія), внаслідок чого на залізничні колії вийшло 86 000 м³ зольної пульпи, частина якої пішла в струмок Лозовий. За висновками Держенергонагляду, основними причинами прориву дамби були: велика кількість опадів внаслідок п'ятиденної зливи, непроведений ремонт, вібрація від проходження на великій швидкості вантажних потягів залізничними коліями. Після ліквідації аварії швидкість проходження потягів було знижено [83]. Також у Барнаулі обвалився дах складу площею 300 м² через вібрацію від залізничного потяга [83].

Таким чином, територія будь-якого великого міста є своєрідним осередком техногенних динамічних навантажень через накладання хвиль напруг від транспортних джерел, будівельного та промислового обладнання, проведення вибухових робіт тощо (рис. 1.1).



За даними [88], наведені на рис. 1.1 джерела динамічних впливів генерують у межах міста коливання з частотами від 2–5 до 60–70 Гц, іноді до 200 Гц. Дослідження динамічних (циклічних) впливів на навколишнє середовище, у тому числі й на житлові території, ведуться давно, проте не всі джерела таких навантажень вивчені достатньо добре. Як свідчать результати численних досліджень, особливо останнім часом, основний внесок у це постійно існуюче та змінне протягом доби «вібраційне поле» вносить рухомий транспорт. Менше значення, через локальність поширення, вносять будівельні та промислові машини [89].

Від будівельного обладнання, наприклад при віброзануренні палів у водонасичені ґрунти, виникають коливання з амплітудою зміщення до 0,8–0,9 мм при основних частотах 2–6 Гц, але при проходженні вістря палі шару більш щільного ґрунту частота коливань, що генеруються, може

підвищуватися до 10–11 Гц [89, 90]. У цьому випадку, так само як і при забиванні паль, у ґрунті генеруються не лише вертикальні коливання, але й горизонтальні, проте вертикальна складова завжди переважає горизонтальну, незалежно від типу ґрунту [89, 91]. Свасзабивні машини є досить потужними джерелами динамічних навантажень (рівень віброшвидкості частинок ґрунту досягає 80–90 дБ при основних частотах 15–35 Гц, а зона впливу – 150–250 м), проте час їхньої дії дуже обмежений [81].

Динамічне навантаження від вибуху в ґрунті слід розглядати як короткочасний та практично одноразовий вплив, майже вся енергія якого сконцентрована в першому – найінтенсивнішому – імпульсі. Тривалість дії вибухових хвиль становить від однієї до сотень мілісекунд. Вибухова хвиля характеризується такими параметрами: максимальними значеннями тисків, часом дії хвилі, максимальними значеннями зміщення, швидкості та прискорення частинок, а також імпульсом хвилі. Усі ці параметри переважно залежать від властивостей ґрунту [89, 92]. Приклади пошкоджених будівель через дію динамічних навантажень від промислових вибухів наведено на рис. 1.2–1.4.

У зв'язку з високою інтенсивністю та значним поширенням, особливо на міських територіях і поблизу великих магістралей з майже безперервним транспортним потоком, найбільш значущими є динамічні навантаження від рухомого транспорту. При цьому провідна роль належить рейковому (наземному та підземному) транспорту [89, 93, 94]: залізничним потягам, трамваю та метрополітену, що обумовлено насамперед істотно меншим демпфіруванням коливань при передачі їх до масиву ґрунту від сталевого колеса через жорстку систему «рейка – шпала». Також важливою є вага джерела та наявність ударних імпульсів за рахунок ударів колеса по рейках на стиках [89, 95–99].



Рис. 1.2. Ушкодження будівлі середньої школи № 40 по вул. Сестроріцькій внаслідок дії промислових вибухів на кар'єрах ВАТ «Північний ГЗК» у м. Кривий Ріг (2005 р.). (фото Калюха Ю.І.)

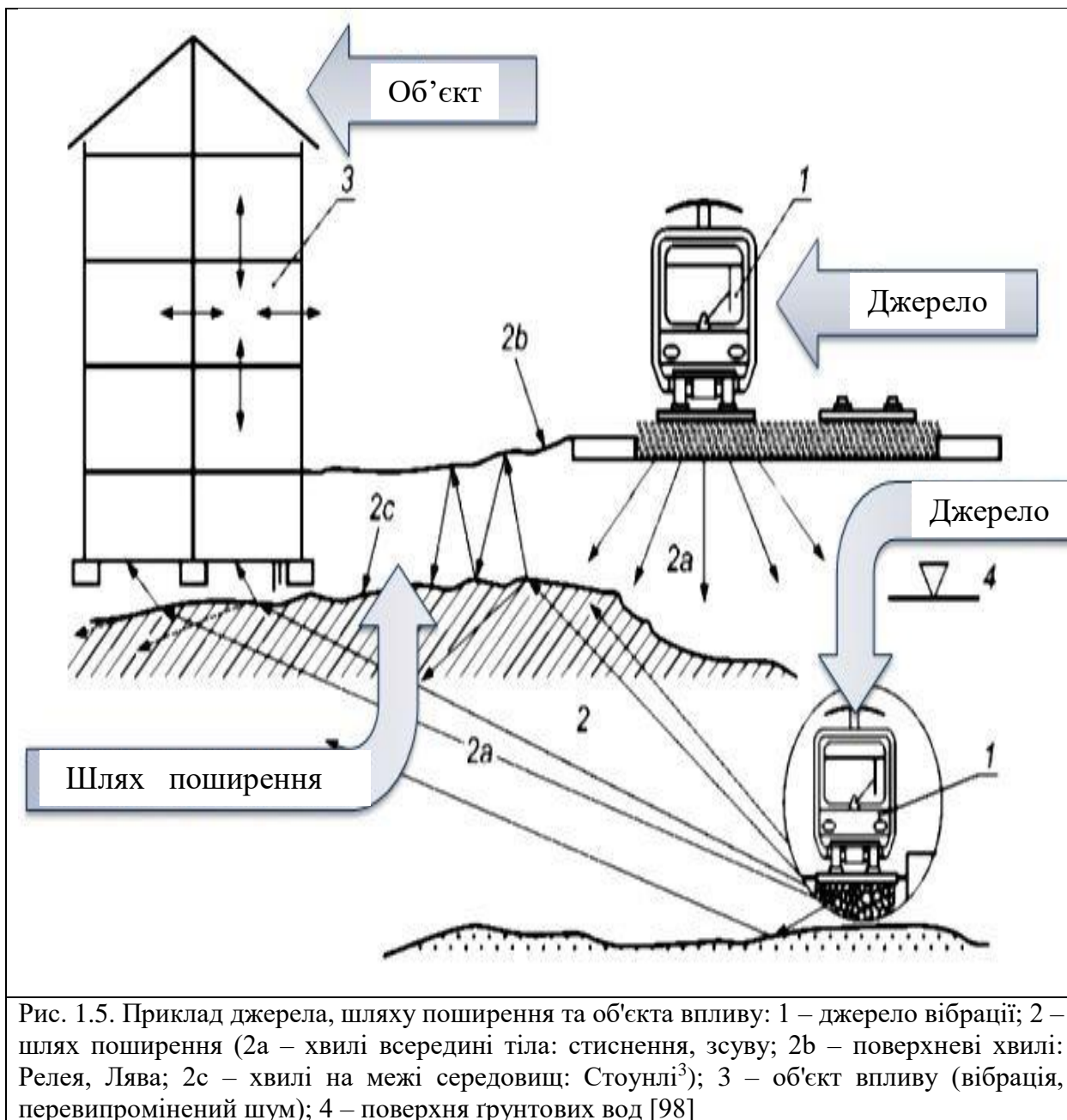


Рис. 1.3 Тріщина з шириною розкриття до 1 см у нижній частині правої поперечної стіни біля центрального вітража будівлі Центру дитячої та юнацької творчості «Мрія» внаслідок дії промислових вибухів у кар'єрі ВАТ «ПівдГЗК» у м. Кривий Ріг (2008 р.). (фото Калюха Ю.І.)



Рис. 1.4 Тріщина з шириною розкриття до 1 см у верхній частині стіни лівого бічного фасаду будівлі Центру дитячої та юнацької творчості «Мрія» внаслідок дії промислових вибухів у кар'єрі ВАТ «ПівдГЗК» у м. Кривий Ріг (2008 р.). (фото Калюха Ю.І.)

Видозмінюючись, вібрація від рейкового транспорту передається через рейкові колії на їхню опору, а далі в ґрунт і розміщені поруч будівлі, як являючи собою самостійне джерело впливу, так і породжуючи перевипромінений шум (рис. 1.5) [97].



³ У природі й техніці ми повсюдно зустрічаємося з різними видами поверхневих хвиль, які можуть існувати на межах розподілу різних середовищ. Наприклад, вони спостерігаються на вільній межі рідини, на вільній межі пружного напівпростору (хвиля Релея), на межі рідкого та пружного напівпросторів (хвиля Шолте, її також називають хвилею Стоунлі або хвилею Шолте – Стоунлі), на межі двох пружних напівпросторів (хвиля Стоунлі). Спільною властивістю для цього класу хвиль є концентрація енергії, що переноситься ними, поблизу межі – всередині шару з товщиною порядку довжини хвилі. Поверхневі хвилі існують у дуже широкому частотному діапазоні. В області низьких частот (інфразвук) поширюються сейсмічні хвилі, що мають довжину порядку кілометрів [19].

Вібраційна дія, особливо циклічна і тривала, позначається на технічному стані будівель, основ і масиву ґрунту, на якому вони розташовані, а також на санітарно-гігієнічних умовах перебування в них людей. Транспортна вібрація зазвичай не враховується ні при новому будівництві, ні при реконструкціях існуючих будівель і споруд, хоча періодично з'являються повідомлення про її негативні наслідки [86].

Незважаючи на загальне фізичне старіння існуючих будівель і споруд, особливо пам'яток архітектури, вони не будуть зноситися при реконструкції та відновленні в багатьох історичних центрах як в Україні, так і за кордоном. Тому питання гарантування їх цілісності та надійності при безперервному негативному впливі транспортної вібрації, що безперервно посилюється, ні сьогодні, ні в майбутньому не втратять своєї актуальності. Особливо прискорюється цей процес у тих випадках, коли роботи, що проводяться, порушують сформований гідрогеологічний режим [86].

1.1.1. Динамічні навантаження імпульсивного типу, що діють на ґрунтовий масив

Під імпульсивним навантаженням одноразової дії приймається короткочасне навантаження постійного напрямку, що має не більше одного максимуму за час її безперервної дії τ (рис 1.6, а), представлена аналітичним виразом:

$$\begin{cases} P(t) = P_0 f(t) & \text{при } 0 \leq t \leq \tau; \\ P(t) = 0 & \text{при } t > \tau, \end{cases} \quad (1.1)$$

де $t = 0$ – початок дії навантаження; P_0 – її максимум; $f(t)$ – функція, що характеризує форму імпульсу, причому максимум $|f(t)| = 1$ [12; 28; 35–37].

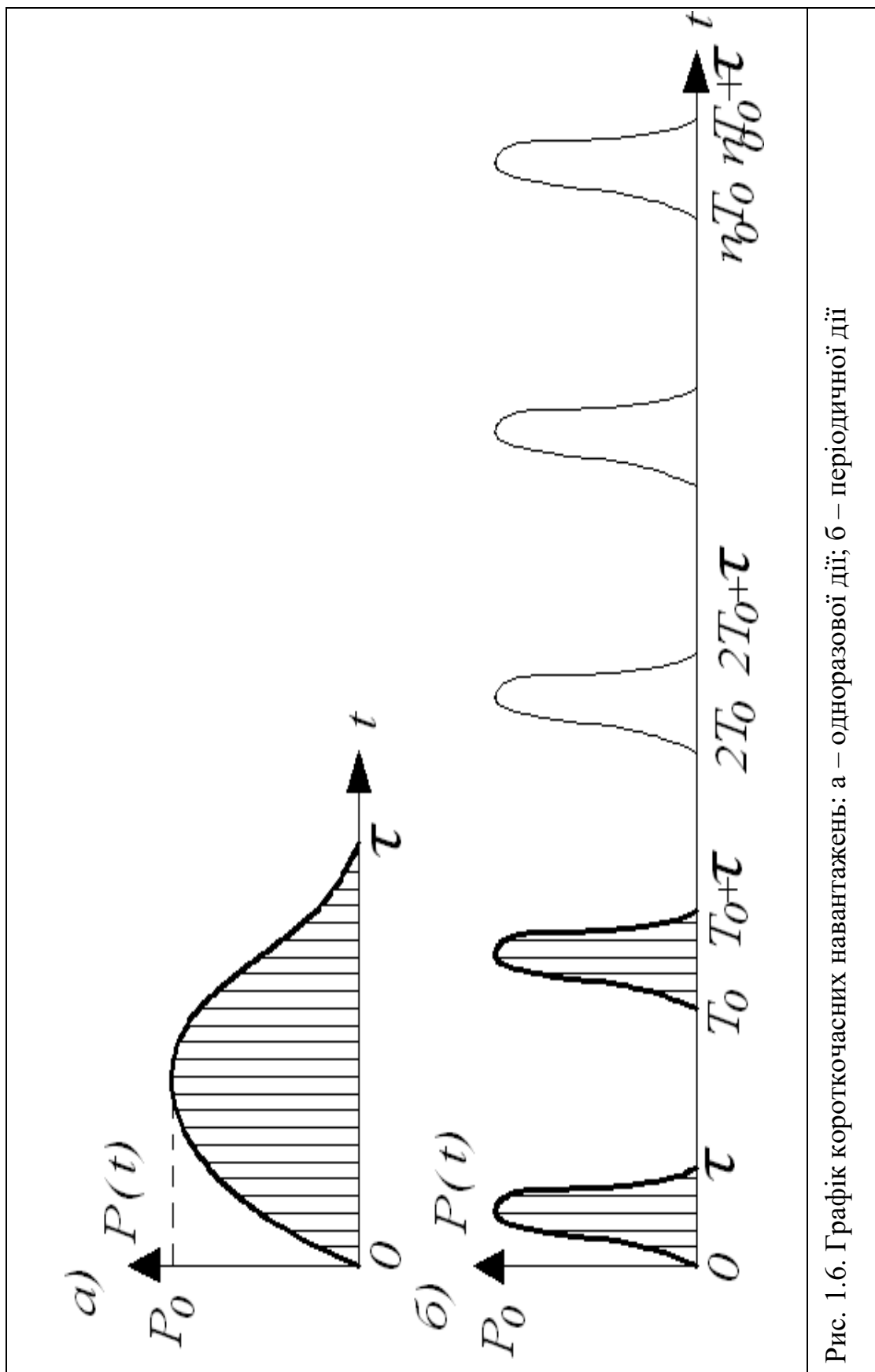


Рис. 1.6. Графік короткочасних навантажень: а – одноразової дії; б – періодичної дії

Навантаження (1.6) одноразової дії характеризується трьома параметрами:

- 1) тривалістю дії τ ;
- 2) формою імпульсу $f(t)$;
- 3) найбільшою величиною P_0 або імпульсом сили SSS :

$$SSS = P_0 \int_0^{\tau} f(t) dt \quad (1.2)$$

Імпульс при прямому ударі тіла по конструкції можна визначати за наближеною формулою:

$$SSS = m v_0 (1 + K_0), \quad (1.3)$$

де m – маса ударяючого тіла; v_0 – його швидкість на початку удару; K_0 – коефіцієнт відновлення при ударі, що залежить від властивостей тіл, що ударяються, і приймається для розрахунку; $K_0 = 0,35$ – бетон; $K_0 = 0,4$ – камінь; $K_0 = 0,55$ – дерево; $K_0 = 0,6$ – сталь, коли форма ударяючого тіла має вигляд кулі.

Динамічні навантаження імпульсивного типу періодичної дії наведені на Рис. 1.6, б. При розрахунку ґрунтового масиву як основи підземних споруд на конструктивно-неврівноважені динамічні навантаження приймається коефіцієнт надійності $\gamma_n = 1,3 \div 1,5$, а на конструктивно-врівноважені – $\gamma_n = 2 \div 4$.

1.1.2. Динамічні навантаження, що діють на ґрунтовий масив від рухомого складу

Динамічні навантаження від рухомого складу належать до рухомих навантажень. Переміщення вантажу викликає нестационарний процес у масиві порід під подошвою підземних споруд, що залежить від ваги вантажу та його швидкості руху.

Динамічні навантаження, що діють на ґрунтовий масив, як основу споруд рухомого складу, особливо широко зустрічаються в тунелях метрополітену, авто- та залізничних тунелях неглибокого закладання. Спосіб прокладання таких тунелів має техніко-економічні переваги в порівнянні з прокладанням тунелів глибокого закладання, що на сьогодні є основним фактором. Однак при експлуатації тунелів метрополітену або автомобільних і залізничних тунелів неглибокого закладання, в будинках, розташованих поблизу, коливання досягають такого рівня, що стають відчутними для людей, які перебувають у них.

Тривалість коливань у точці ґрунтового масиву, що викликані одним потягом метрополітену, становить приблизно 10 сек. У години пік на трасі метрополітену може проходити в обох напрямках 40 та більше пар потягів на 1 годину. Отже, тривалість впливу коливань у ґрунтових масивах, як основах, може досягти 10–20 % загального часу, протягом якого працює метрополітен.

Спектральний склад цих коливань досить широкий (5–100 Гц), проте основна енергія коливань зосереджена у вузькому діапазоні – 35÷60 Гц. Максимальні амплітуди коливань у ґрунтових масивах – основах конструкцій будівель, що знаходяться поблизу тунелів метрополітену, – дорівнюють кільком мікронам; зазвичай амплітуди коливань рідко перевищують 1 мкм. Швидкість коливань може складати 0.5 мм/с, а прискорення – 20 см/с², що відчутно та дратуюче діє на людей.

Динамічні навантаження рухомого складу через рейки на ґрунтовий масив, як основу споруд, позначаються, як показано на рис. 1.7 на прикладі рухомих навантажень на нескінченно довгій балці [100; 101].

Частоту коливань за горизонтальним напрямком можна приймати від $\omega = 60$ Гц, амплітуду вертикальних та горизонтальних коливань масиву порід під тунелем можна приймати від 2,0 до 4,0 мкм; швидкість поперечних хвиль для супісків $C_2 = 300$ м/с, швидкість поздовжніх хвиль $C_1 = 600$ м/с, для глини $C_2 = 730$ м/с, $C_1 = 1700$ м/с.

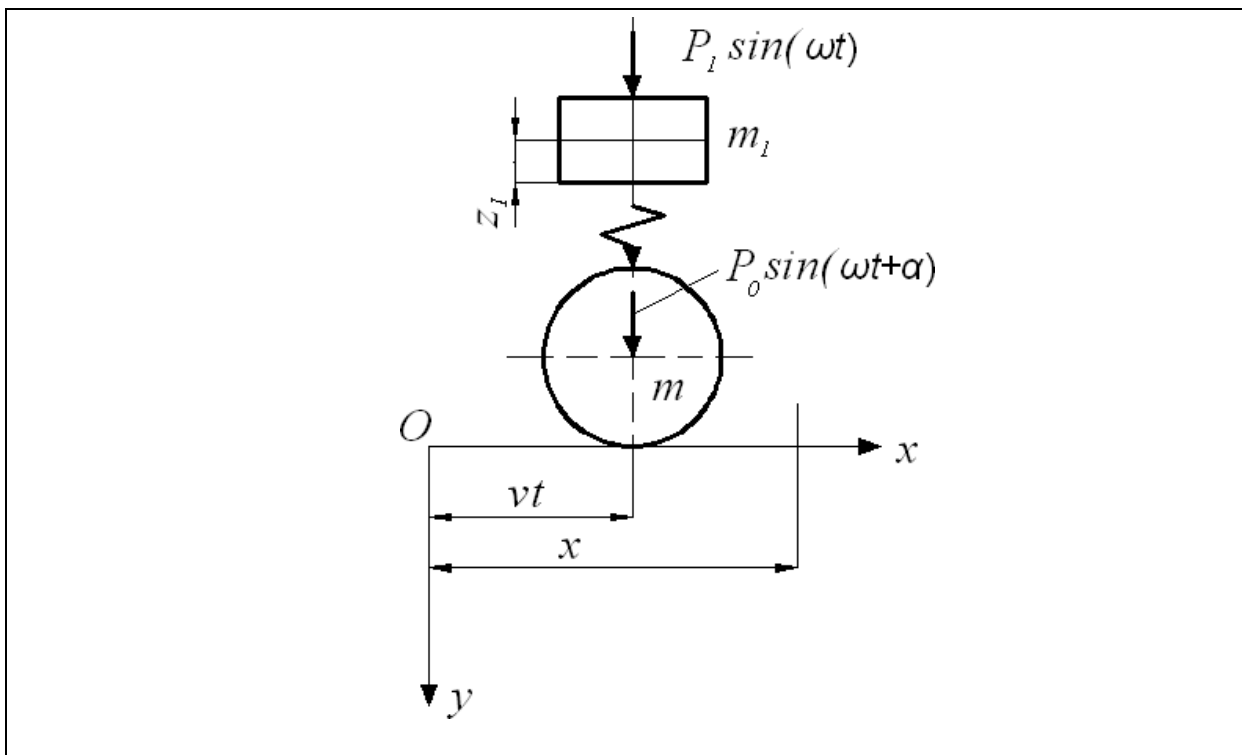
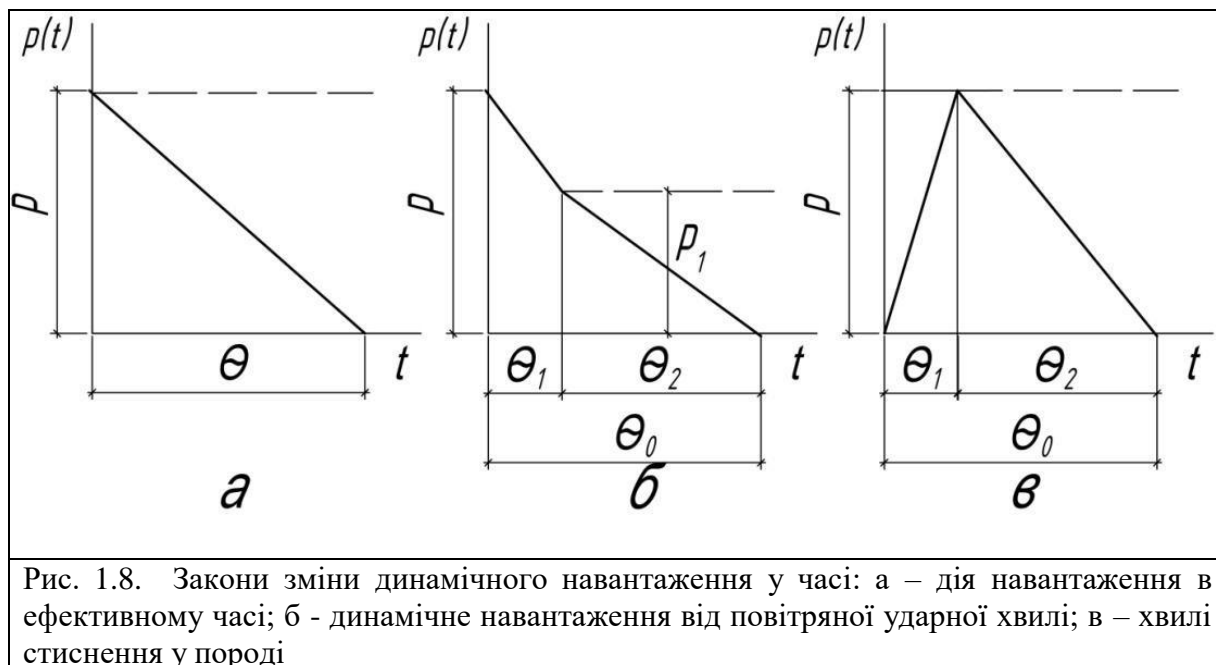


Рис. 1.7. Балка під дією рухомого вантажу та періодичних сил: P_1 і ω – амплітуда і частота збурювальної сили, що діє на підресорений вантаж масою m_1 ; P_0 – амплітуда сили, прикладеної до невідресореного вантажу масою m ; α – фаза збурювальної сили, приймається α в діапазоні $[0.25; 0.75]$; vt – швидкість руху вантажу у часі t ; x – відстань руху; z_1 – відносне зміщення маси m_1

1.2. Динамічні навантаження, що діють на ґрунтовий масив від вибухових впливів

Часто при динамічному розрахунку ґрунтового масиву як основи споруд чи конструкцій підземних споруд дійсні закони зміни динамічних навантажень у часі замінюють спрощеними, розрахунковими. Найчастіше використовувані спрощені закони зміни навантаження у часі представлені на рис. 1.8, де $p(t)$ – погонна інтенсивність навантаження на конструкцію споруди та ґрунтового масиву як основи під спорудою, рівна добутку надлишкового тиску $\Delta p(t)$ на ширину ділянки, з якої збирається навантаження на цю конструкцію або ґрунтовий масив під спорудою [102, 103].



Ефективний час дії навантаження від ударної хвилі визначають з умови рівності імпульсів тисків:

$$\theta = \frac{2\tau_+}{n+1} \quad (1.4)$$

де $\tau_+ = 1.7 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt[3]{C} \sqrt{R}$, сек. – тривалість фази стиснення; C – маса тротилового заряду, кг; R – відстань від центру вибуху, м;

$\tau_- = 0.16 \cdot \sqrt[3]{C} \sqrt{R}$, сек. – тривалість фази розрядження; $n = \frac{\Delta P_\phi \tau}{i} - 1$ –

зміна тиску у фазі стиснення в часі, що приймається за законом n і залежить від фронту хвилі i :

$$\Delta P_\phi(t) = 0.146 \cdot \sqrt[3]{\frac{C}{SSR}} + 0.92 \cdot \sqrt[3]{\frac{C^2}{SS^2 R^2}} + 4.4 \cdot \frac{C}{SSR} \quad (1.5)$$

$$i = 13.6 \cdot \sqrt[3]{\frac{C^2 R}{SS^2}} \quad (1.6)$$

де i – фронт хвилі; SS – переріз штольні для вибуху [102; 103].

1.3. Дослідження дії механічних коливань на будівлі та споруди

Динамічні дослідження промислової та цивільної забудови є першим кроком в гарантуванні необхідного та економічно доцільного рівня динамічної стійкості будівельних об'єктів в умовах промислових вибухів, морального та фізичного зносу. Динамічна паспортизація будівель і споруд має дві основні цілі:

- визначення дефіциту сейсмостійкості будівель та споруд з мікросейсморайонуванням території;
- виявлення найбільш небезпечних об'єктів, що вимагають першочергового посилення, перепрофілювання або знесення будівлі.

Питання динамічної паспортизації будівель, впливу фізичних та динамічних факторів на старіння житлового фонду розглядалися у відповідних постановках та ін. КМ України [105, 106], а також у низці робіт вітчизняних та зарубіжних дослідників: С.В. Медведєва, В.І. Кейліс-Борока, І.Є. Іцкова, Я.М. Айзенберга, М.А. Корнелла, К. Олівейри, І. Ідрісса та ін. [107–113]. Серед сучасних зарубіжних дослідників слід відзначити Alonso-Rodriguez A., Barla M., Burton H., Casagli N., Catani F., Del Ventisette C., Frodella W., Gigli G., Kampas G., Lollino G., Luzi G., Martinelli M., Piccioni R., Stewart J., Wang Y. та інші [114–124].

Сучасні методики паспортизації можна умовно віднести до трьох груп: технічної діагностики, розрахунково-аналітичні та експертних оцінок. Їхній порівняльний аналіз показав, що, крім переваг, існуючі методики паспортизації мають і низку недоліків [125, 126]. При використанні методу експертних оцінок ступінь статистичної узгодженості експертних оцінок та їх довірчі інтервали залишаються невизначеними. Хоча цей метод, на думку низки дослідників [125, 126], є найдешевшим і найпоширенішим при суцільній оцінці фактичної сейсмостійкості будівель. У той самий час, на думку інших дослідників [127], він дає доволі високу похибку.

В розрахунково-аналітичних методах, орієнтованих на ДБН [66, 67], є багато протиріч, що притаманні спрощеним розрахунковим процедурам при обчисленні розрахункових навантажень, застосування лінійно-пружних моделей та ін. Суттєвою перевагою розрахункових процедур з ДБН [66, 67] є врахування фактичних ФМХ будівельних матеріалів будівель та споруд, спрощена можливість урахування їх фізичного зносу. Однак їх практичне застосування потребує значних трудовитрат та багато робочого часу. Враховуючи спрощений підхід ДБН до математичного моделювання реальної реакції будівель та споруд на динамічні впливи різної природи (бойові, сейсмічні тощо), коректність та оцінка адекватності таких розрахунків залишаються під питанням.

Методи технічної діагностики дозволяють виявити та локалізувати аномалію динамічної структури споруди, водночас вони не можуть установити її походження. Експериментальні дослідження динамічної реакції будівель та споруд за допомогою датчиків-акселерометрів зазвичай проводяться тільки при мікродинамічному збудженні коливань. Як наслідок, всі елементи досліджуваних конструкцій та їх з'єднань працюють винятково у пружній стадії. Це не дозволяє врахувати вплив конструкційної та фізичної нелінійності та деградацію жорсткісних параметрів на оцінку сейсмостійкості будівлі.

Через описані вище переваги та недоліки, властиві кожному з трьох підходів, методичні проблеми динамічної паспортизації можна звести до двох основних проблем [127]:

Першою проблемою є адекватне та одночасно найбільш охоплююче визначення інтегральних критеріїв (бажано мінімізувати їх кількість) при оцінці запасу динамічної стійкості обстежуваної будівлі:

- відповідальна оцінка досвідчених експертів, що описує ступінь відповідності об'єкта проєктним та іншим вимогам [66];
- розрахунково-аналітична оцінка сейсмостійкості, що відповідає умовним сейсмічним навантаженням [66];
- результати технічної діагностики будівлі [128].

Другою проблемою є математичне моделювання для визначення такого рівня динамічного впливу, при якому робота елементів конструкцій будівлі буде відбуватися не на мікродинамічному рівні, а за межею пружності (нелінійна поведінка).

В результаті огляду існуючих наукових публікацій та будівельних нормативів можна прийти до висновку, що на сьогодні в Україні не існує єдиної узаконеної на рівні ДБН [67, 129, 130] або стандарту загальноприйнятої методики динамічної паспортизації. З огляду на це, вдосконалення методів обстеження будівель з метою оцінки їх фактичної сейсмостійкості та визначення залишкового ресурсу, зокрема з урахуванням фізичного зносу конструкцій, є актуальним завданням.

Системний аналіз динамічних впливів від промислових вибухів на житлову забудову, проблеми динамічної паспортизації будівель і споруд, а також чисельні методи математичного моделювання складних завдань механіки досліджувалися багатьма авторами [108–120]. Зокрема, у публікації [131] вивчено падіння життєвого ресурсу будівлі Центру дитячої творчості м. Кривого Рогу, що розташований між залізрудними кар'єрами Південного та Центрального гірничо-збагачувальних комбінатів. Будівля Центру зазнавала «подвійної дози» динамічних впливів – від ґрунтових та повітряних ударних хвиль внаслідок регулярних промислових вибухів, які є необхідним елементом технологічного циклу видобутку залізняку у залізрудних кар'єрах. У дисертаційній роботі Дуніна В.А. [132] дослідження питань динамічних впливів повітряних і ґрунтових ударних хвиль від промислових вибухів було розширено на всі кар'єри Кривого Рогу та різні типи будівель масової цивільної забудови, які розташовані на межі охоронних зон прилеглих кар'єрів залізняку.

У низці країн існують кілька регламентних вимог і приписів залежно від відомства, яке здійснює вибухові роботи. Проведемо огляд національного стандарту Німеччини з нормування інтенсивності коливань ґрунту і конструкцій споруд, що охороняються, від вибухових впливів.

В деяких національних стандартах (наприклад, США) при частоті коливань близько 100 Гц встановлюється допустима віброшвидкість більша за 10 мм/с для споруд особливого призначення, прирівняних до архітектурних пам'яток. У табл. 1.1, наведеній із джерела про норми США, наводяться наступні значення віброшвидкості.

Таблиця 1.1.

Допустима віброшвидкість для споруд особливого призначення

Клас споруди	Технічний стан	Частота вибухових коливань ґрунту, Гц	Допустима швидкість коливань, мм/с
0	Поганий	-	12,7
1	Від поганого до посереднього	0–10	19,1
2,3	Від посереднього до хорошого	10–40	25,4
1,2,3,4	Чудовий	>40	50,8

Примітка: Клас 0 – історичні споруди та житлові будинки з бутовим фундаментом, що мають тріщини в штукатурці стін; 1 – будинки, старші за 20 років; 2 – сучасні дерев'яні будівлі віком менше 20 років з бетонним фундаментом; 3 – споруди типу водонапірних веж, тунелів, трубопроводів, шахт тощо; 4 – інженерні споруди, спроектовані з урахуванням динамічних навантажень від землетрусів, транспорту, вітру.

В нормативних документах України наведені допустимі параметри коливань при вибухах, які добре узгоджуються з міжнародними [133] (табл. 1.2).

Таблиця 1.2

Шкала інтенсивності сейсмічних коливань

Характеристика коливань	Бали	Швидкість коливань, см/с · 10 ⁻²
<i>I</i>	2	3
Коливання реєструють тільки прилади	1	0,2
Коливання відчуються в окремих випадках за тихої погоди	2	0,2–0,4
Коливання відчують деякі люди або ті, кому відомо про проведення вибуху	3	0,4–0,8
Коливання відчують багато людей, деренчання скла	4	0,8–1,5

Продовження табл. 1.2		
1	2	3
Опадання побілки, пошкодження старих будівель	5	1,5–3,0
Тонкі тріщини в штукатурці, пошкодження будівель, які мали деформації	6	3,0–6,0
Пошкодження будівель, які перебували задовільному стані, тріщини в штукатурці, падіння шматків штукатурки, тонкі тріщини в стінах, тріщини в печах і трубах	7	6,0–12,0
Значні пошкодження будівель: тріщини в несучих конструкціях, великі тріщини в перегородках, падіння пічних труб, обвали штукатурки	8	12,0–24,0
Руйнування будівель: великі тріщини в стінах, розшарування кладки, падіння окремих частин стін	9	24,0–48,0
Великі руйнування й обвали будівель і споруд	10–12	Більше ніж 48,0

1.4. Ризик аварії будівельного об'єкта та підхід до його прогнозування

Будівельна галузь, як і будь-яка інша галузь промисловості, характеризується наявністю аварійних ситуацій. Статистика показує, що у ~80% випадків будівельні аварії з обваленням несучих конструкцій об'єкта відбуваються внаслідок людських помилок, допущених при проєктуванні, зведенні та експлуатації будівель та споруд. Ці помилки формують внутрішній (об'єктний) ризик аварії, від величини якого залежить як термін служби (ресурс) об'єкта, так і розмір шкоди у разі аварії. Для будівельної продукції (будівель та споруд) основним видом безпеки є конструкційна. Конструкційна безпека характеризує здатність несучого каркаса будівель та споруд чинити опір перевантаженням у надзвичайних ситуаціях і трактується як відсутність у ньому неприпустимого ризику аварії. Рівень конструкційної безпеки вважається достатнім, якщо фактичний ризик аварії об'єкта перебуває в області прийнятних значень. Межі такої області визначають *нормальне значення ризику*, що є допустимим значенням ризику аварії для нових (або тих, що будуються) будівель (споруд), і *гранично-допустиме значення ризику*, при досягненні якого на об'єкті, що знаходиться в експлуатації, слід провести

ремонтні роботи. Мета проведення таких ремонтних робіт – продовження безпечного ресурсу будівель та споруд та зниження ризику аварії. Третім стандартним значенням ризику аварії є *граничне значення ризику*, при досягненні якого фізичний (конструкційний) знос об'єкта стає граничним та практично вичерпується здатність їх несучого каркасу чинити опір діючим навантаженням. Таким чином, у підсумку, рівень конструкційної безпеки будівель та споруд регламентується областю прийнятних значень ризику аварії.

Для практичного застосування та визначення значень ризику необхідна інформація про величину фактичного ризику аварії будівель та споруд, інструментом для вимірювання якого є експертна система. Експертна система являє собою людино-машинний комплекс, що поєднує математичні методи та інформаційні технології з досвідом, знаннями та інтуїцією людей-експертів.

Інженерні застосування методик розрахунку ризику аварії та безпечного залишкового ресурсу будівель та споруд тісно пов'язані з процедурами оцінки та регулювання рівня конструкційної безпеки нових і уживаних будівель і споруд. Застосування цих методик дозволяє:

- віднести технічний стан досліджуваного об'єкта до одного з трьох можливих: безпечного, аварійного або старо-аварійного;
- визначити «внесок» кожної групи конструкцій несучого каркаса у величину ризику аварії досліджуваного об'єкта;
- розрахувати безпечний залишковий ресурс об'єкта та зробити прогноз проміжку часу експлуатації, після якого на цьому об'єкті необхідно вжити заходів щодо зниження ризику аварії.

Ризик аварії – векторна величина, регульованою складовою якої є об'єктний ризик, що формується за рахунок помилок проєктувальників, постачальників, будівельників, контролерів та ін. До нерегульованих складових ризику аварії належать ймовірності виникнення зовнішніх запроєктних впливів на об'єкт, що різняться за частотою прояву та потужністю. Економічними складовими ризику аварії є витрати на

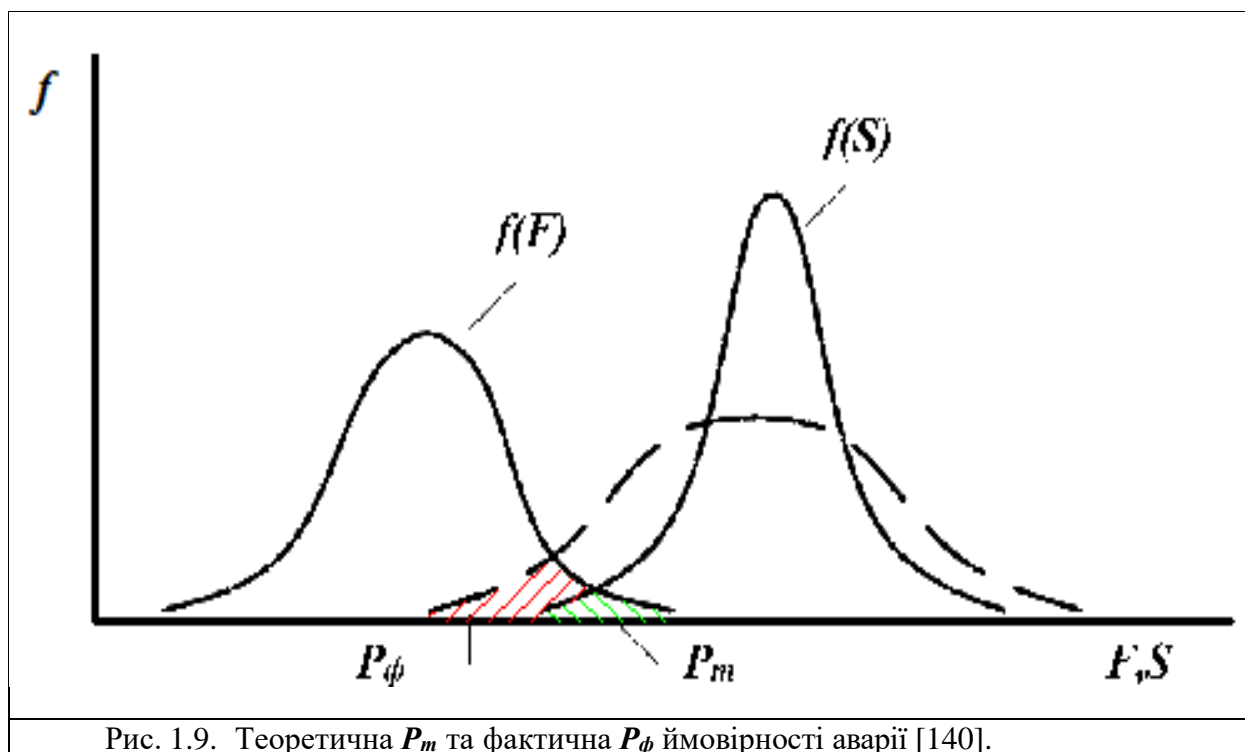
забезпечення конструкційної безпеки, збитки від аварії та зиск від зниження об'єктного ризику аварії.

У 80% випадків аварії будівель і споруд відбуваються в результаті перетину двох незалежних негативних подій: події, яка полягає у несподіваній появі зовнішнього запроектного впливу, що провокує аварію, і події, яка полягає в тому, що при зведенні та/або експлуатації об'єкта допущена певна сукупність людських помилок, що знизилася рівень його конструкційної безпеки. При аварії об'єкта розмір збитків залежить від величини внутрішнього (об'єктного) ризику аварії. Прогноз ризику аварії будівельних об'єктів на основі класичного імовірнісного підходу неможливий із двох причин [134]. По-перше, аварії будівель і споруд є дуже рідкісними подіями, а по-друге, непередбачувані людські помилки, які допускаються в процесі проектування, зведення та експлуатації будівельного об'єкта, вносять істотну невизначеність у реакцію (поведінку) несучого каркасу об'єкта на зовнішній вплив. Оскільки ризик аварії та ступінь невизначеності технічного стану несучого каркаса об'єкта є тісно пов'язаними поняттями, оцінка ризику аварії повинна здійснюватися на основі логіко-ймовірнісного підходу. Такий підхід базується на теоремах теорії ймовірностей (теорема гіпотез, теорема повної ймовірності та ін.), елементах комп'ютерного інтелекту (математичних методах та програмних алгоритмах розмитих множин та прийомах нечіткої логіки), теоретико-методологічних підходах до прийняття рішень в умовах невизначеності та відсутності інформації. Величини фактичного ризику аварії, фізичного (конструкційного) зносу та безпечного ресурсу будівель і споруд також взаємопов'язані. Для визначення цих величин має використовуватися закон розподілу ризику аварії, який є інтегральним показником рівня конструкційної безпеки будівельного об'єкта. Якщо такий закон відомий, то за значенням його найбільш показового показника – інформаційної ентропії – можна судити про ступінь невизначеності технічного стану несучого каркасу об'єкта. За зміною швидкості зростання цієї ентропії можна знайти такі значення ризику аварії, при яких несучий каркас будівельного об'єкта

переходить у якісно інший стан, наприклад з безпечного – в аварійний, а з аварійного – у старо-аварійний.

Загальнопоширена в середовищі будівельників теза про те, що будівлі та споруди, які мають достатній запас міцності стосовно зовнішніх впливів, надійні і стосовно людських помилок, практикою не підтверджується: зайвий запас міцності не компенсує помилки людей. Більше того, ці помилки є домінуючою причиною аварій об'єктів будівництва.

У роботі [135] стверджується, що на момент закінчення будівництва об'єкта за рахунок помилок людей фактична P_ϕ ймовірність аварії порівняно з теоретичною (проектною) P_m величиною зростає у кілька разів. Цей факт демонструє рис. 1, на якому наведено закони розподілу впливів F на об'єкт та його опору S цим впливам. Людські помилки розмивають закон розподілу опору об'єкта зовнішнім впливам (пунктир на рис. 1.9), що зумовлює збільшення ймовірності аварії порівняно з теоретичною (проектною) величиною.



Фактична ймовірність аварії об'єкта на необмеженій множині нових будівель може бути представлена у вигляді [136]:

$$P_{\phi} = P_m + P_{\delta},$$

де P_{δ} – додаткова ймовірність аварії, що формується за рахунок помилок людей – учасників будівництва об'єкта (проектувальників, постачальників, будівельників, контролерів та ін.). Для визначення P_{δ} використовується теорема гіпотез (формула Байєса) [137], що дозволяє перерахувати апріорні ймовірності у світлі інформації про допущені помилки. Вводяться дві протилежні події: C – помилки зведення несучих каркасів будівель ϵ , C^* – помилок немає. Події C і C^* утворюють повну групу несумісних подій. Такі події визначаються в процесі будівництва. До початку будівництва множина C пуста.

Приймаються такі позначення: $P(C^*) = \gamma$ – ймовірність, що у побудованому будинку помилок немає, $P(C) = (1 - \gamma)$ – ймовірність протилежної події. Апріорні (до початку будівництва) ймовірності настання та ненастання аварії будівельних конструкцій будівель та споруд (їх в цілому) відомі, і відповідно відомі рівні P_m та $(1 - P_m)$. З формули Байєса випливає співвідношення

$$P_{\delta} = P_m P(C/A) / [P_m P(C/A) + (1 - P_m) P(C/A^*)],$$

де $P(C/A)$ – ймовірність події C за умови, якщо аварія станеться, а $P(C/A^*)$ – те саме, але якщо аварія об'єкта не станеться. Методи нечіткої логіки дозволяють визначити як гіпотезу, що умовні ймовірності $P(C/A^*) = \gamma$, а $P(C/A) = 1 - \gamma$. Справді, якщо аварія об'єкта не станеться, то реалізується подія C^* , в іншому випадку – подія C . З урахуванням того, що ймовірність P_m має порядок $\sim 10^{-6}$, після підстановки цих рівностей у байєсівське співвідношення [135] ми маємо

$$P_{\delta} = P_m (1 - \gamma) / \gamma.$$

Додавання P_{δ} та P_m дає $P_{\phi} / P_m = 1 / \gamma$, у якому під параметром γ слід розуміти рівень конструкційної надійності несучого каркаса будівлі. Такі малі ймовірності, якими є величини P_{ϕ} та P_m , можуть бути зрозумілі практиками лише через своє відношення, що є цілою величиною.

Тут важливо те, що ймовірність P_m як концепт існує (див. рис. 1.9). В ідеальному випадку величина P_m може бути досягнута, якщо при зведенні несучого каркаса будівель та споруд жодного разу не будуть порушені проєктні вимоги. На превеликий жаль, в реальному будівництві порушення проєктних вимог виникають через різні (інколи непереборні) обставини. Тому величина P_ϕ/P_m завжди більша 1. Так як ця величина показує, у скільки разів фактичний ризик аварії вищий за проєктне значення ризику, що вноситься за замовченням в об'єкт при його проєктуванні, вона є інтегральним показником технічного стану несучого каркаса об'єкта, і отже, може бути прийнята за величину ризику аварії об'єкта будівництва r

$$r = P_\phi / P_m = 1/\gamma \quad (1.7)$$

Для відшукування на необмеженій множині нових будівель закону розподілу щільності ймовірностей випадкової величини r , за відсутності статистичних даних про її можливі значення, сформульовані такі аксіоми, що впливають із логіки та будівельної практики [136, 138]:

Аксіома 1. Ймовірності значень $r \leq 1$ рівні нулю (це справді так, оскільки забезпечити у процесі будівництва проєктний ризик аварії не вдається через цілу низку причин, зокрема об'єктивних).

Аксіома 2. Крива розподілу є строго асиметричною; мода $\langle r \rangle$ випадкової величини r зсунута вліво від середнього значення (це справді так, оскільки існує природне прагнення суспільства убезпечити середовище свого проживання (життєдіяльності)).

Прийнятим аксіомам відповідає однопараметричний розподіл Релея [139, 137], який має такий вигляд:

$$f(r) = (r-1)/\sigma^2 \exp [-(r-1)^2/2\sigma^2]. \quad (1.8)$$

Відомо [137], що у розподілі (1.8) параметр σ пов'язаний з математичним сподіванням (середнім значенням) ризику аварії R співвідношенням:

$$R = 1 + 1,25\sigma. \quad (1.9)$$

Таким чином, середнє значення ризику R може бути визначене за допомогою співвідношення, що впливає з формули (1.9),

$$R = 1/M, \quad (1.10)$$

де M – середнє значення (математичне сподівання) випадкової величини, чисельні значення якої знаходяться в межах від 0 до 1.

Стандартні ризики аварії визначаються як такі середні значення ризику, при досягненні яких несучий каркас об'єкта досягає якісно іншого стану. Стандартні ризики аварії є інваріантами (за визначенням). Вони не залежать ні від конструктивного типу будівель, ні від їх поверховості. Стандартні ризики аварії насамперед використовуються для коректного визначення вимог до величини рівня конструкційної безпеки будівель та споруд. Будівельні експерти здійснюють його під час оцінки технічного стану несучих каркасів досліджуваних об'єктів.

Стандартні значення ризику аварії включають три порогові величини:

- нормальний (природний) ризик R_n , що регламентує величину ризику аварії об'єкта після введення його в експлуатацію;
- гранично допустимий ризик R_{nd} , при якому відбувається перехід будівельного об'єкта з безпечного стану в аварійний стан. Досягнення такої величини ризику аварії на об'єкті повинно бути каталізатором проведення ремонтно-відновлювальних робіт, в результаті яких абсолютна величина R_{nd} буде знижена;
- граничний ризик аварії R_n , що відповідає переходу об'єкта з аварійного до непридатного стану. При досягненні такого ризику здатність об'єкта протидіяти існуючим навантаженням буде істотно вичерпана.

Для пошуку стандартних значень ризику аварії використовується закон розподілу (1.8). При цьому нормальний ризик аварії прирівнюється до величини природного ризику для нових будівель (споруд), показником якого може слугувати математичне сподівання закону розподілу ризику аварії на необмеженій кількості нових будівель (рис. 1.10). На такій множині закон розподілу величини γ відносно значення $0,5$ є практично симетричним. Це свідчить про те, що незалежно від виду кривої розподілу випадкової величини γ її середнє значення $M\gamma$ дорівнює $0,5$. Тоді з формули (1.10) випливає, що природний ризик аварії будівельного об'єкта, а отже і величина нормального ризику R_n , рівна 2 . Іншими словами, фактична ймовірність аварії об'єкта після закінчення його будівництва в середньому збільшується вдвічі порівняно з ймовірністю, що за замовчуванням закладається в об'єкт при проектуванні.

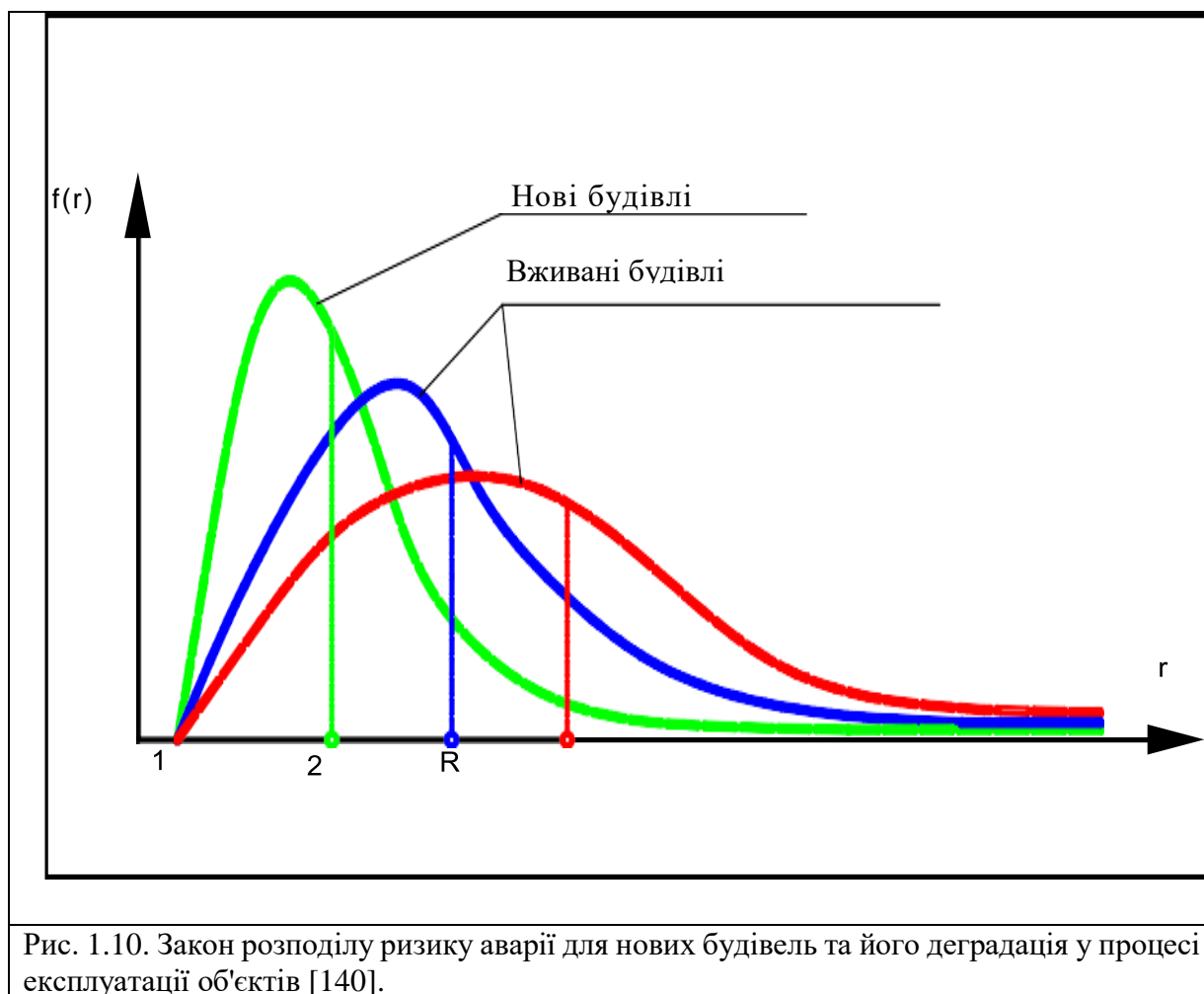


Рис. 1.10. Закон розподілу ризику аварії для нових будівель та його деградація у процесі експлуатації об'єктів [140].

Закон розподілу ризику аварії побудованого об'єкта у процесі експлуатації розмивається (деградує) (див. рис. 1.5.). Причинами деградації

закону є порушення правил експлуатації об'єктів, старіння та зношування несучих конструкцій. Внаслідок сукупної дії цих факторів середнє значення ризику аварії зміщується праворуч. При цьому ступінь невизначеності технічного стану несучого каркасу об'єкта, показником якої є величина інформаційної ентропії, збільшується. У загальному випадку (за будь-якого закону розподілу) інформаційна ентропія закону розподілу визначається за формулою [137]

$$H = - \sum P(A_i) \log_2 P(A_i), \quad (1.11)$$

де $P(A_i)$ – ймовірність події, яка визначається з закону розподілу і полягає в тому, що ризик аварії перебуває в i -му діапазоні значень.

На рис. 1.11 наведено побудований на основі машинного експерименту з формулами (1.8), (1.9) та (1.11) графік функції $H(R)$ (пунктирна лінія), що показує залежність інформаційної ентропії від величини математичного сподівання R закону розподілу ризику аварії.

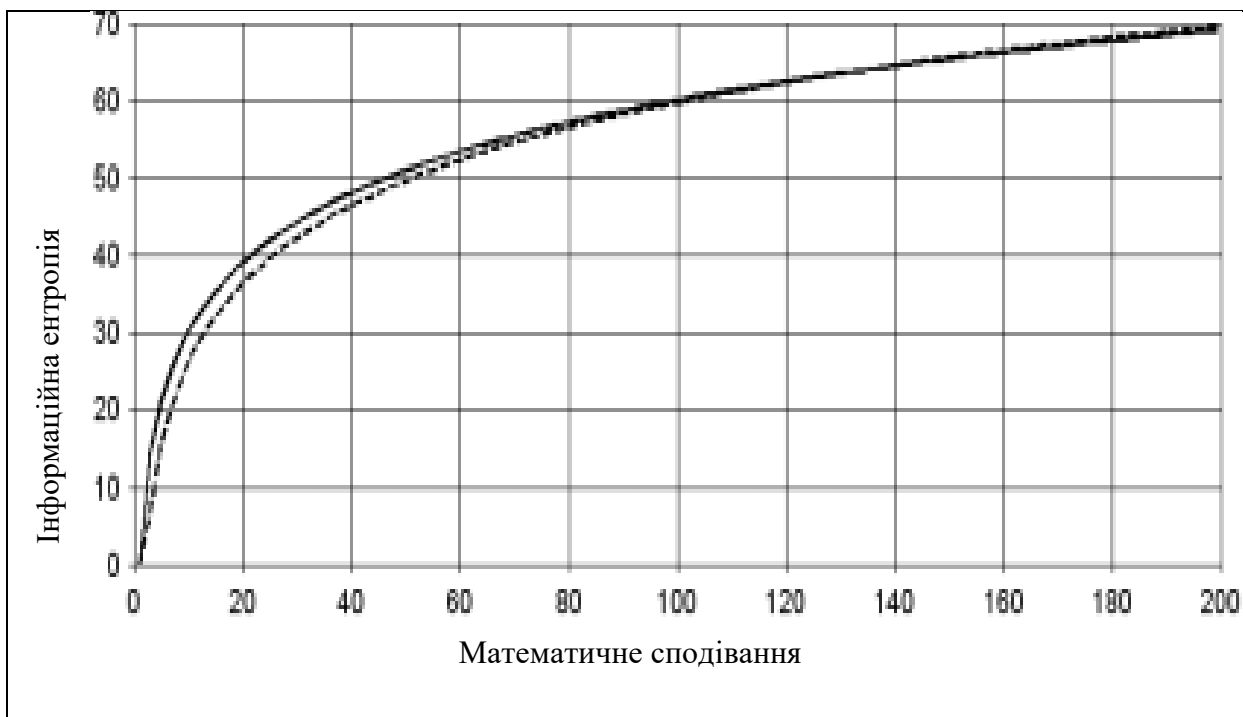


Рис. 1.11. Залежність інформаційної ентропії від середнього значення ризику аварії об'єкта будівництва [140].

Отриманий графік апроксимований рівнянням (суцільна лінія на рис. 1.6) виду:

$$H(R) = \log_{2,15} R. \quad (1.12)$$

Графік на рис. 1.6. характеризує зростання ступеня невизначеності технічного стану несучого каркаса в залежності від величини середнього ризику аварії об'єкта, а вираз (1.12) по суті є законом деградації несучого каркаса будівельного об'єкта. Для практичного застосування цього закону криву залежності інформаційної ентропії від середнього значення ризику аварії об'єкта будівництва (рис. 1.6.) умовно розділяють на три лінійні ділянки. Вважається, що на стиках цих трьох апроксимаційно лінійних ділянок швидкість ентропії стрибкоподібно змінюється.

Відомо [141], що будь-яка зміна швидкості ентропії інформує про зміну технічного стану об'єкта. Дослідження ризику аварії нових, уживаних та аварійних будівельних об'єктів різного терміну експлуатації та подальший аналіз результатів цих досліджень дозволили припустити розташування стикових точок (порогових значень ризику аварії) у відповідності до рис. 1.12.

При цьому стан об'єкта вважався:

- безпечним, якщо в його несучих конструкціях не були зафіксовані тріщини;
- аварійним, якщо зафіксовані тріщини не становили прямої загрози обвалення конструкції;
- непридатний, якщо наявні тріщини являли собою пряму загрозу обвалення конструкції.

В результаті приходимо до ідеалізованої діаграми «ентропія – ризик аварії», зображеної на рис. 1.12. і яка отримала назву «модель деградації несучого каркаса об'єкта».

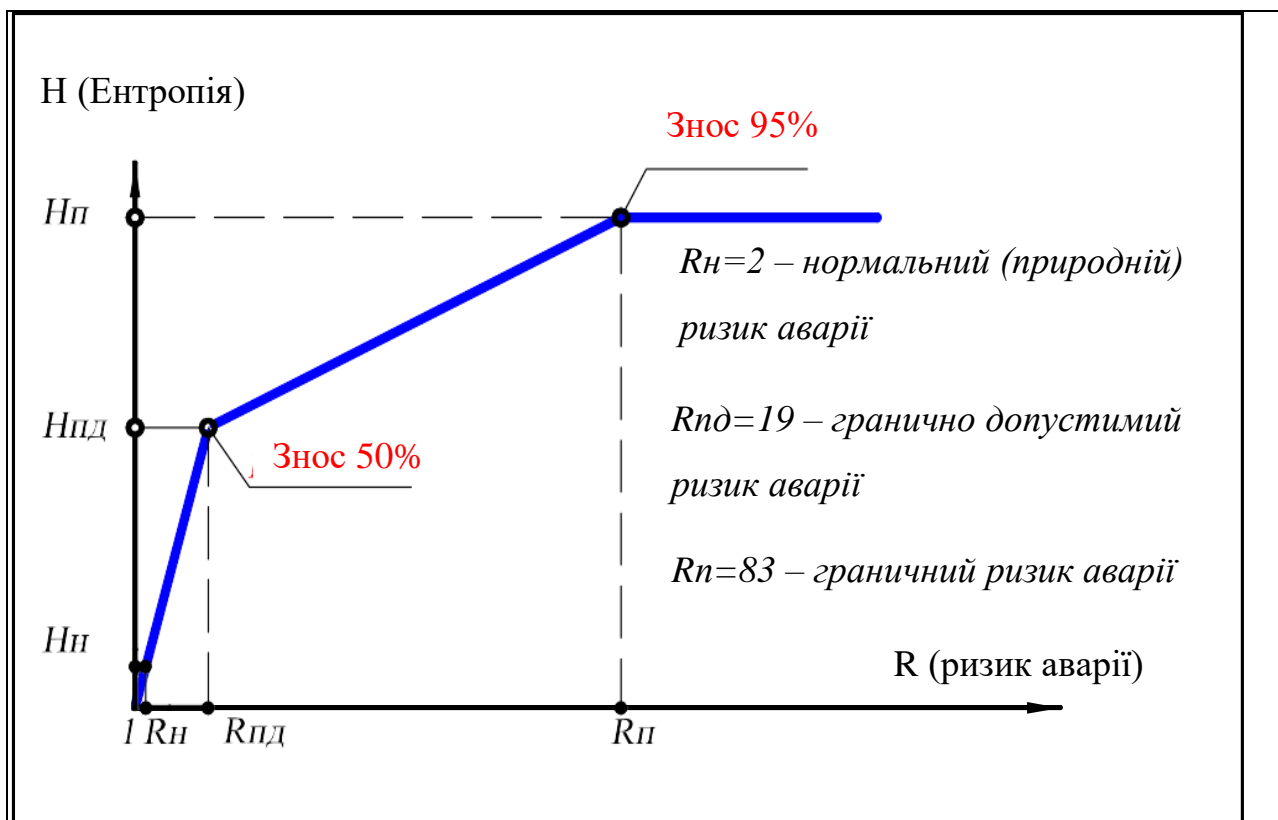


Рис. 1.12. Модель деградації несучого каркасу об'єкта та порогові значення ризику аварії [140].

Ця модель дозволяє стверджувати таке:

1. Час експлуатації об'єкта з введення його в експлуатацію до досягнення першої стикової точки ризиком аварії ($R=19$) визначає безпечний ресурс T_0 об'єкта. У цей період експлуатації об'єкта тріщини в конструкціях його несучого каркаса відсутні. В цей час каркас будівлі здатний чинити опір не лише проєктним впливам, але і (за рахунок запасу міцності) більшості неврахованих при проєктуванні навантажень, що виникають у надзвичайних ситуаціях (так звані запроєктні впливи). Технічний стан об'єкта є безпечним. Величину ризику аварії, рівну 19 , слід прийняти за гранично допустимий ризик $R_{пд}$. При досягненні об'єктом гранично допустимого ризику аварії величина його фізичного (конструкційного) зносу становить 50%. При такій величині зносу потрібен капітальний ремонт будівлі [142] з метою відновлення здатності його несучого каркаса чинити опір непроєктним впливам. Якщо ж відновлювальні заходи на об'єкті не будуть проведені, то ризик аварії продовжує зростати. В результаті час

досягнення граничного значення ризику, що дорівнює $R_n=83$, визначає граничний ресурс T_n цього об'єкта.

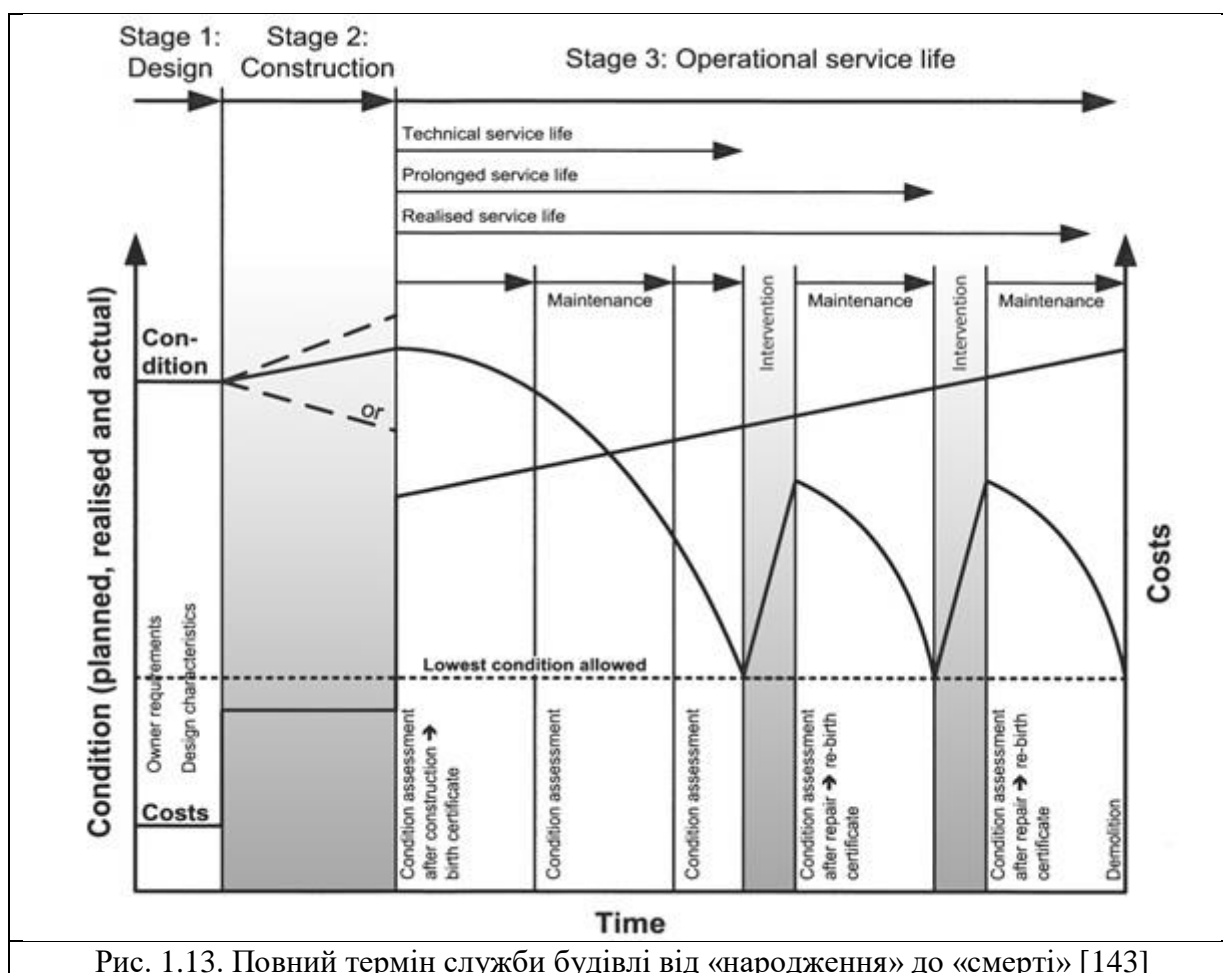
2. При перевищенні об'єктом гранично допустимого ризику аварії швидкість зростання інформаційної ентропії уповільнюється, що означає перехід об'єкта у якісно інший стан, який відрізняється від безпечного стану. Новим станом будівельного об'єкта може бути лише аварійний стан. При аварійному стані в несучих конструкціях будівлі з'являються тріщини, які є передвісниками аварії. В аварійному стані здатність несучого каркаса об'єкта чинити опір непроєктованим впливам знижується, а з подальшим зростанням ризику аварії – повністю вичерпується.

3. У разі досягнення об'єктом граничного значення ризику аварії $R_n=83$ максимальним стає не лише ступінь невизначеності технічного стану несучого каркаса, а й величина його конструкційного зносу. При $R > R_n$ здатність несучого каркаса об'єкта чинити опір будь-яким навантаженням теоретично і практично вичерпується. При цьому практично припиняється зростання інформаційної ентропії, окремі внутрішні (а можливо, і зовнішні) руйнування окремих конструкцій завершуються і наближається час руйнування об'єкта в цілому. Це означає, що об'єкт знаходиться у непридатному стані, при якому дата настання аварії об'єкта стає відкритою.

Стандартні ризики аварії R_n , R_{nd} і R_n є інваріантами, оскільки зі способу їх визначення впливає, що вони не залежать ні від конструктивного типу будівлі, ні від її поверховості. Два з них (R_n і R_{nd}) утворюють нижню та верхню межі області (коридору) прийнятних значень ризику аварії об'єкта. Поки фактичний ризик аварії залишається всередині цього коридору, рівень конструкційної безпеки об'єкта слід вважати достатнім.

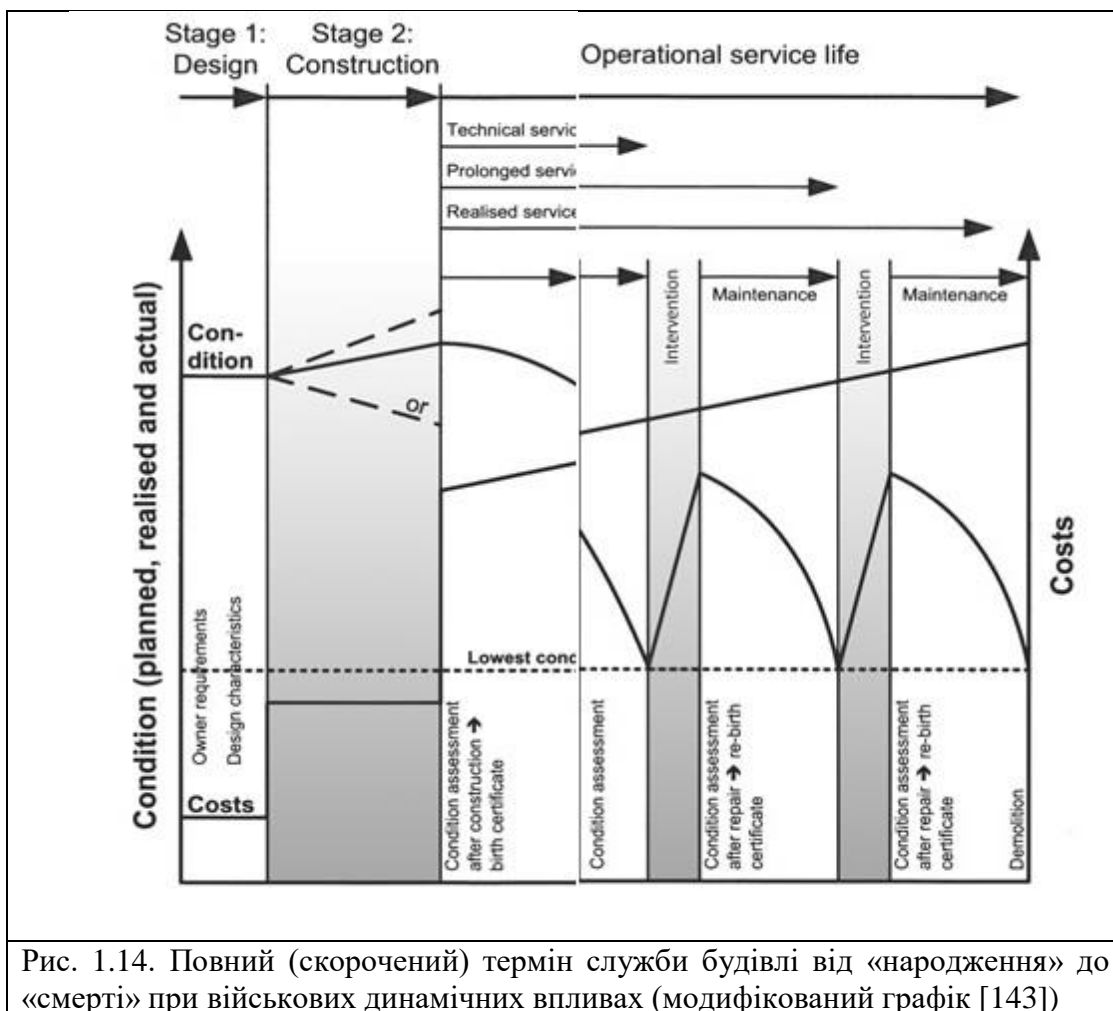
1.5. Теорія та метод розрахунку показників ресурсу об'єкта

Життєвий цикл будь-якої будівлі від моменту введення її в експлуатацію та до зносу виглядає, як показано на рис. 1.13 (згідно з документом fib [143]).



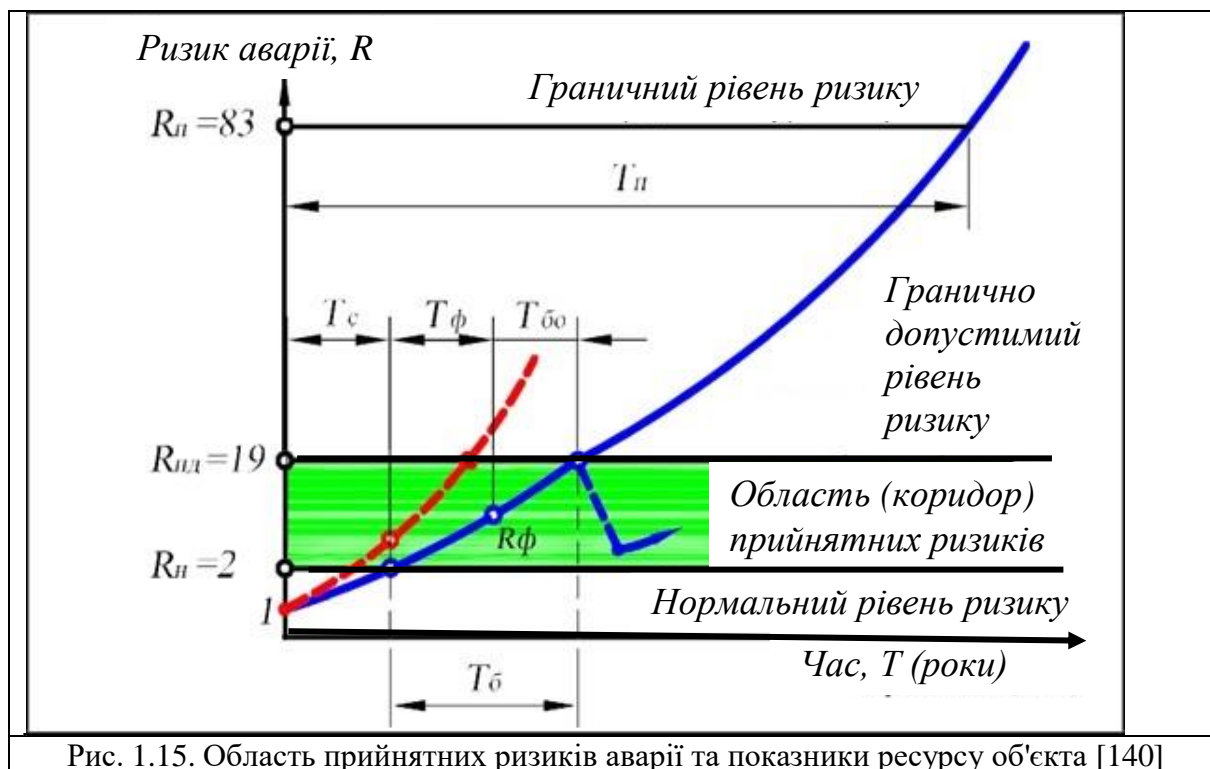
У нашому випадку (вплив ґрунтових і повітряних ударних хвиль, часткове руйнування конструкцій) рис. 1.13 трансформується у рис. 1.14. Крива життєвого циклу будівлі має розрив першого роду внаслідок динамічних впливів від воєнних дій (рис. 1.14). Відповідно до будівельних норм України, нормативний термін служби будівель оцінюється у 100 років [29]. При цьому постають такі запитання:

1. Як оцінити поточний вік будівлі з урахуванням часткових руйнувань та (або) динамічних впливів?
2. Як оцінити залишковий ресурс будівлі та заподіяні економічні збитки внаслідок знаходження її в зоні бойових дій протягом певного проміжку часу (навіть за умови зовнішньої цілісності)?



До показників ресурсу будівельних об'єктів належать безпечний ресурс T_b та безпечний залишковий ресурс T_{bo} (рис. 1.15).

Безпечний ресурс – це час з моменту введення об'єкта в експлуатацію до досягнення ним гранично допустимого ризику аварії, а безпечний залишковий ресурс – інтервал часу експлуатації будівлі від моменту, коли здійснено діагностику його технічного стану та визначено фактичне значення ризику аварії R , до моменту досягнення об'єктом гранично допустимого ризику аварії. Якщо при досягненні об'єктом гранично допустимого значення ризику аварії ремонтно-відновлювальні роботи для зниження ризику аварії здійснені не будуть, то об'єкт переходить в аварійний стан. У цьому випадку життєвий цикл об'єкта від початку його будівництва до досягнення граничного ризику аварії визначає величину граничного ресурсу (T_n) цього об'єкта.



Безпечний залишковий ресурс будівлі, її фізичне (конструкційне) зношення та фактичний ризик аварії – це тісно пов'язані величини. При побудові математичних моделей оцінки фізичного зносу та залишкового ресурсу об'єктів будівництва прийнято такі дві гіпотези.

- Формою моделі зростання фізичного зносу об'єкта у процесі його експлуатації є експонента. Її показовим параметром є фактичний ризик аварії R , зафіксований через T_f років експлуатації об'єкта.

- З моменту початку будівництва фізичний знос об'єкта зростає від нуля до значення, що залежить від величини фактичного ризику аварії у фіксований момент його експлуатації. При досягненні ризиком аварії граничного значення R_n фізичне зношення об'єкта стає рівним **0,95 (95%)**.

Вибір форми моделі фізичного зносу об'єкта (1-а гіпотеза) обґрунтований дослідженнями ресурсу конструкцій у теорії надійності [144]; друга гіпотеза введена за аналогією з гамма-відсотковим ресурсом по зносу, що використовується також у теорії надійності [139].

1.6. Постановка завдань дослідження

До сьогодні не існує науково обґрунтованих і застосовних в широкому діапазоні умов теоретичних методів прогнозу динамічної небезпеки як просмислових, так і бойових вибухів, а також методів захисту споруд від їх шкідливого ударного впливу. Діючі Єдині правила безпеки при вибухових роботах, на превеликий жаль, не враховують всієї різноманітності умов їх проведення. На сьогодні нормативна база щодо оцінки бойових вибухів на існуючу забудову знаходиться в початковому стані.

Визначення щільності потоку динамічної енергії потребує значного обсягу статистичних цифрових даних, які можна отримати тільки експериментальним шляхом за допомогою неруйнівних інструментальних вимірювань ґрунту безпосередньо поблизу будівельного об'єкта та на конструкціях будівельного об'єкта (для визначення необхідних початково-крайових умов). Наявних сучасних даних для оцінки та прогнозування вибухових впливів недостатньо. Під час проходження ґрунтових (ударних) хвиль необхідно реєструвати швидкість коливань, що дозволяє провести математичне моделювання величин відносних деформацій або напруг в ґрунтах.

Необхідні додаткові експериментальні і теоретичні дослідження для вдосконалення існуючих рекомендацій щодо визначення ширини охоронних зон поблизу залізорудних кар'єрів Кривого Рогу і, відповідно, обмеження величин масових вибухів. ДСТУ 4704:2008 [133] потребує корегування та вдосконалення.

Пропонується комплексна методика визначення залишкового ресурсу будівель та споруд в зонах динамічних впливів, що містить наступні кроки:

- 1) візуальне обстеження будівлі з фіксацією її руйнувань;
- 2) динамічні вимірювання в будівлі з метою оцінки її динамічної реакції та визначення частот власних коливань (ці дані будуть необхідні для верифікації розрахункової моделі);

- 3) побудова графічної моделі будівлі з урахуванням результатів за пунктом 1;
- 4) ідентифікація розрахункової моделі;
- 5) проведення комплексу динамічних розрахунків напружено-деформованого стану будівлі;
- 6) оцінка конструкційного ризику будівлі;
- 7) побудова кривої життєвого циклу будівлі, кількісна оцінка залишкового ресурсу.

РОЗДІЛ 2. МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ БУДІВЕЛЬ З ВИЗНАЧЕННЯМ ЇХ ЗАЛИШКОВОГО РЕСУРСУ

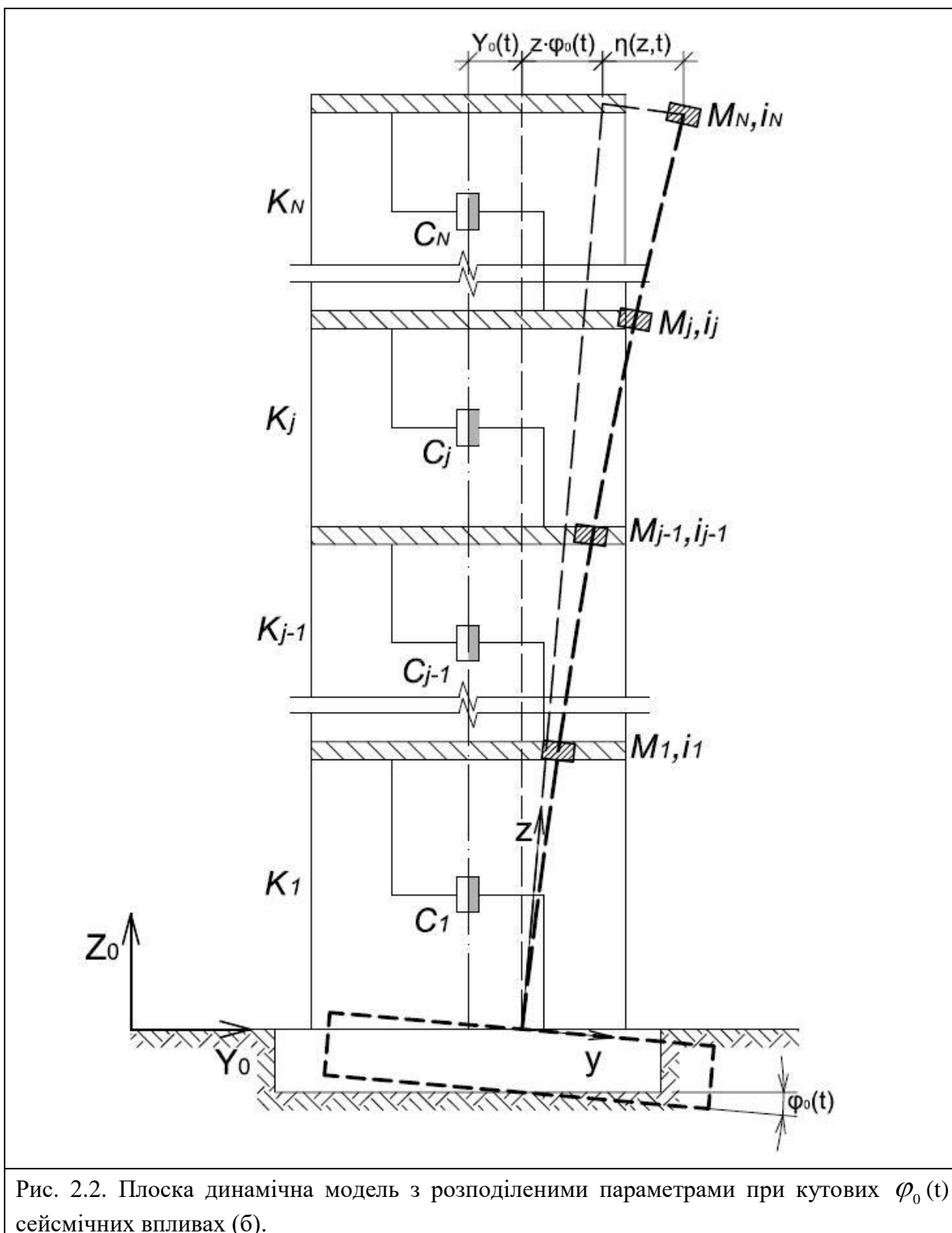
2.1. Математична модель багатопверхових будівель

Державні будівельні норми України з сейсмостійкого будівництва [66] рекомендують використовувати у динамічних розрахунках будівель на сейсмічні навантаження просторові схеми (рис. 2.1), а також плоскі та консольні стрижневі моделі з зосередженими і розподіленими параметрами (рис. 2.2).



Рис. 2.1. Просторова скінченно-елементна модель будівлі з датчиками вібрації (Д.1, Д.2 та Д.3) системи вібромоніторингу (а) та плоска динамічна модель з розподіленими параметрами при поступових $Y_0(t)$ сейсмічних впливах

Динамічні моделі з розподіленими параметрами жорсткості та маси, які враховують моменти інерції мас будівлі, є більш точними у порівнянні з моделями із зосередженими масами [145–147]. Важливим є врахування у динамічних моделях будівель параметрів демпфірування.



Нижче отримано рівняння руху і частотні рівняння моделі будівлі з розподіленими параметрами (консольний стрижень з врахуванням жорсткості при згині та зсуві, розподіленої маси та момента інерції маси), які дозволяють визначати параметри власних і вимушених коливань будівлі при сейсмічних (кінематичних) впливах. Також запропонована методика врахування демпфірування при розрахунках моделей будівель на сейсмічні впливи, задані акселерограмами землетрусів. Виконано порівняння коливань консольної стрижневої моделі будівлі при розрахунку на вплив акселерограм у програмному комплексі ЛІРА САПР [152] при демпфіруванні, яке визначено за моделлю Фойхта [150, 151, 153] та за запропонованою методикою.

Враховуються постійна згинальна E_1J і зсувна жорсткість kGF (коефіцієнт k залежить від форми поперечного перерізу будівлі [154]), а також розподілені (на одиницю висоти будівлі) маса m і момент інерції маси i_0 . Переміщення точок будівлі – поступові $\eta(z,t)$ та кутові $\varphi(z,t)$ – залежать від координати z і часу t . Прийнято, що функції $\eta(z,t)$ і $\varphi(z,t)$ є незалежними.

Рівняння руху отримано з використанням принципу Гамільтона, згідно з яким функціонал дії S в часовому інтервалі від t_1 до t_2 визначається за формулою [150, 151, 153, 155]:

$$S = \int_{t_1}^{t_2} (T - U) dt, \quad (2.1)$$

де T і U – кінетична і потенційна енергія (врахування сил демпфірування розглянуто нижче).

Рівняння руху складено для розрахункової моделі консольного стрижня без врахування основи при поступових $Y_0(t)$ і кутових $\varphi_0(t)$ кінематичних переміщеннях фундаменту (рис. 2.2). При визначенні кінетичної енергії T необхідно розглядати для кожного елементарного об'єму $dV = dF \cdot dz$ в довільній точці N будівлі між двома перерізами z і $z + dz$ абсолютні швидкості (відносно нерухомої системи відліку OY_0Z_0):

$$\dot{V}_a = (\dot{Y}_0 + z\dot{\varphi}_0(t)) + \dot{\eta}(z,t); \quad \dot{W}_a = \dot{\varphi}_0 y + \dot{\varphi}(z,t) y. \quad (2.2)$$

Тут переміщення $\eta(z,t)$ та $\phi(z,t)$ точки N визначаються відносно рухомої системи відліку OYZ, початок якої знаходиться в основі консолі. Квадрат абсолютної швидкості для довільної точки N буде:

$$v_N^2 = (\dot{Y}_0 + z\dot{\phi}_0)^2 + 2(\dot{Y}_0 + z\dot{\phi}_0)\dot{\eta} + (\dot{\eta})^2 + (\dot{\phi}_0 y)^2 + 2\dot{\phi}_0 \phi y^2 + (\phi y)^2. \quad (2.3)$$

Кінетична енергія T (для всіх елементарних мас будівлі $\rho dF dz$) може бути представлена так:

$$T = T_0 + T_1 + T_2, \quad T = \frac{1}{2} \int_0^h \left\{ \int_{(F)} \rho v_N^2 dF \right\} dz, \quad (2.4)$$

де

$$\begin{aligned} T_0 &= \frac{1}{2} \int_0^h \left\{ \int_{(F)} \rho [(\dot{Y}_0 + z\dot{\phi}_0)^2 + \dot{\phi}_0^2 y^2] dF \right\} dz, \\ T_1 &= \int_0^h \left\{ \int_{(F)} \rho [(\dot{Y}_0 + z\dot{\phi}_0)\dot{\eta} + \dot{\phi}_0 \phi y^2] dF \right\} dz = \\ &= \int_0^h \{ (\dot{Y}_0 + z\dot{\phi}_0)\dot{\eta} m + \dot{\phi}_0 \phi i_0 \} dz, \quad m = \int_{(F)} \rho dF, \quad i_0 = \int_{(F)} \rho y^2 dF; \end{aligned} \quad (2.5)$$

$$T_2 = \frac{1}{2} \int_0^h \left\{ \int_{(F)} \rho (\dot{\eta}^2 + \dot{\phi}^2 y^2) dF \right\} dz = \frac{1}{2} \int_0^h \{ m \dot{\eta}^2 + i_0 \dot{\phi}^2 \} dz. \quad (2.6)$$

При розгляданні варіації функціонала дії δS необхідно врахувати, що функції $\dot{Y}_0(t)$ та $\dot{\phi}_0(t)$ є заданими, отже варіації кінетичної енергії:

$$\delta T_0 = 0, \quad \delta T_1 = \int_0^h \{ (\dot{Y}_0 + z\dot{\phi}_0) m \delta \dot{\eta} + \dot{\phi}_0 i_0 \delta \dot{\phi} \} dz. \quad (2.7)$$

$$\delta T_2 = \int_0^h \{m\dot{\eta}\delta\dot{\eta} + i_0\dot{\phi}\delta\dot{\phi}\}dz. \quad (2.8)$$

Потенціальна енергія U залежить тільки від відносних переміщень $\eta(z,t)$ та $\phi(z,t)$ (відносно рухомої системи OYZ):

$$U = \frac{1}{2} \int_0^h \{E_1 J \phi'^2 + GFk(\phi + \eta')^2\}dz. \quad (2.9)$$

Варіація U :

$$\delta U = \int_0^h \{E_1 J \phi' \delta\phi' + GFk(\phi + \eta')(\delta\phi + \delta\eta')\}dz \quad (2.10)$$

Ті доданки, які містять $\delta\phi'$ і $\delta\eta'$, необхідно інтегрувати за частинами:

$$\begin{aligned} \int_0^h E_1 J \phi' \delta\phi' dz &= [E_1 J \phi' \delta\phi]_{z=0}^{z=h} - \int_0^h E_1 J \phi'' \delta\phi dz; \\ \int_0^h GFk(\phi + \eta') \delta\eta' dz &= [GFk(\phi + \eta') \delta\eta]_{z=0}^{z=h} - \int_0^h GFk(\phi' + \eta'') \delta\eta dz. \end{aligned} \quad (2.11)$$

В основі будівлі ($z=0$) $\delta\phi=0$ та $\delta\eta=0$ унаслідок жорсткого затиснення.

При $z=h$ (верх будівлі) $\delta\phi$ і $\delta\eta$ не дорівнюють нулю.

Остаточно варіація потенціальної енергії має вигляд:

$$\begin{aligned} \delta U &= \int_0^h \{[-E_1 J \phi'' + GFk(\phi + \eta')]\delta\phi + [-GFk(\phi' + \eta'')\delta\eta]\}dz + \\ &+ E_1 J \phi'(h) \delta\phi_h + GFk[\phi(h) + \eta'(h)] \delta\eta_h. \end{aligned} \quad (2.12)$$

В результаті отримано варіацію функціонала дії в такому вигляді:

$$\begin{aligned} \delta S = & \int_{t_1}^{t_2} \{ -E_1 J \varphi'(h, t) \delta \varphi_h - GFk[\varphi(h, t) + \eta'(h, t)] \delta \eta_h + \\ & + \int_0^h [E_1 J \varphi'' - GFk(\varphi + \eta') - i_0(\ddot{\varphi}_0 + \dot{\varphi})] \delta \varphi dz + \\ & + \int_0^h [GFk(\varphi' + \eta'') - m(\eta + \dot{Y}_0 - z\dot{\varphi}_0)] \delta \eta dz \} dt. \end{aligned} \quad (2.13)$$

В третій варіації $\delta \varphi_h, \delta \eta_h$ (залежать тільки від t) і $\delta \varphi(z, t), \delta \eta(z, t)$ є малими, але довільними. Тому умова $\delta S = 0$ може виконуватися, якщо:

$$E_1 J \varphi'(h, t) = 0, \quad GFk[\varphi(h, t) + \eta'(h, t)] = 0; \quad (2.14)$$

$$E_1 J \varphi'' - GFk(\varphi + \eta') - i_0 \ddot{\varphi} = i_0 \dot{\varphi}_0(t); \quad (2.15)$$

$$GFk(\varphi' + \eta'') - m\eta = m\dot{Y}_0(t) - zm\dot{\varphi}_0(t). \quad (2.16)$$

Тут (2.14) відповідають крайовим умовам на вільному кінці консольного стрижня (верх будівлі). Рівняння (2.15) і (2.16) – це система двох диференціальних рівнянь руху у часткових похідних для невідомих функцій $\varphi(z, t)$ і $\eta(z, t)$. Після визначення цих двох функцій можна знайти внутрішні зусилля (момент і поперечну силу) в кожному перерізі будівлі:

$$M(z, t) = E_1 J \varphi'(z, t); \quad Q(z, t) = -GFk(\varphi + \eta'); \quad (2.17)$$

Частоти і форми власних коливань будівлі

Для визначення частот ω і форм власних коливань $\varphi(z)$, $\eta(z)$ використано рівняння (2.17) і (2.18) без врахування правої частини (сейсмічних впливів). Введемо позначення $K_1 = E_1 J$; $K_2 = kGF$ і отримаємо:

$$\begin{aligned} K_1 \varphi'' - K_2 (\varphi + \eta') - i_0 \varphi &= 0; \\ K_2 (\varphi' + \eta'') - m \eta &= 0. \end{aligned} \quad (2.18)$$

Переміщення приймаємо у вигляді (t – час, α – фаза коливань):

$$\varphi(z,t) = \varphi(z) \sin(\omega t + \alpha); \quad \eta(z,t) = \eta(z) \sin(\omega t + \alpha). \quad (2.19)$$

Після перетворень отримаємо:

$$\begin{aligned} (K_1 \varphi'' - K_2 \varphi + i_0 \omega^2 \varphi) - K_2 \eta' &= 0 \\ K_2 \varphi' + (K_2 \eta'' + m \omega^2 \eta) &= 0. \end{aligned} \quad (2.20)$$

Розв'язок цієї однорідної системи двох рівнянь приймаємо у вигляді:

$$\varphi(z) = A_1 \cos \lambda_1 z + B_1 \sin \lambda_1 z + C_1 \cos \lambda_2 z + D_1 \sin \lambda_2 z; \quad (2.21)$$

$$\eta(z) = A_2 \sin \lambda_1 z + B_2 \cos \lambda_1 z + C_2 \sin \lambda_2 z + D_2 \cos \lambda_2 z. \quad (2.22)$$

Значення $\lambda_1 = f_1(\omega)$ та $\lambda_2 = f_2(\omega)$ залежать від частоти власних коливань ω і приведені нижче.

У підсумку одержуємо:

$$A_1 (-K_1 \lambda_1^2 - K_2 + i_0 \omega^2) - K_2 \lambda_1 A_2 = 0 \quad \text{коефіцієнт при } \cos(\lambda_1 z) \quad (2.23)$$

$$A_1 (-K_2 \lambda_1) + (-K_2 \lambda_1^2 + m \omega^2) A_2 = 0 \quad \text{коефіцієнт при } \sin(\lambda_1 z). \quad (2.24)$$

В (2.23 і 2.24) величини $\pm \lambda_1$ та $\pm \lambda_2$ будуть різними коренями біквдратного рівняння:

$$K_1 K_2 \lambda^4 - (K_2 i_0 \omega^2 + K_1 m \omega^2) \lambda^2 + (i_0 m \omega^4 - K_2 m \omega^2) = 0. \quad (2.25)$$

Після виконання перетворень отримано:

$$\lambda_{1,2}^2 = \frac{(K_2 i_0 + K_1 m) \omega^2 \pm \sqrt{(K_2 i_0 - K_1 m)^2 \omega^4 + 4 K_1 K_2 m \omega^2}}{2 K_1 K_2}. \quad (2.26)$$

Для визначення з (2.26) дійсного λ (для конкретного значення частоти ω) повинна виконуватись наступна умова:

$$(K_2 i_0 + K_1 m) \omega^2 \succ \sqrt{D}. \quad (2.27)$$

У співвідношеннях (2.21) можна визначити A_2, B_2, C_2, D_2 через A_1, B_1, C_1, D_1 :

$$\begin{aligned} A_2 &= a A_1, \quad a = -\frac{K_1}{K_2} \lambda_1 - \frac{1}{\lambda_1} + \frac{i_0}{K_2 \lambda_1} \omega^2; \\ B_2 &= b B_1, \quad b = -a; \quad C_2 = c C_1, \\ c &= -\frac{K_1}{K_2} \lambda_2 - \frac{1}{\lambda_2} + \frac{i_0}{K_2 \lambda_2} \omega^2; \quad D_2 = d D_1, \quad d = -c. \end{aligned} \quad (2.28)$$

Тому маємо тільки чотири невідомих:

$$\begin{vmatrix} \bar{\phi}(z) \\ \bar{\eta}(z) \end{vmatrix} = A_1 \begin{vmatrix} \cos \lambda_1 z \\ a \sin \lambda_1 z \end{vmatrix} + B_1 \begin{vmatrix} \sin \lambda_1 z \\ b \cos \lambda_1 z \end{vmatrix} + C_1 \begin{vmatrix} \cos \lambda_2 z \\ c \sin \lambda_2 z \end{vmatrix} + D_1 \begin{vmatrix} \sin \lambda_2 z \\ d \cos \lambda_2 z \end{vmatrix} \quad (2.29)$$

Враховуємо чотири крайових умови:

1) Внизу для затиснення консолі $\bar{\varphi}(0) = 0, \bar{\eta}(0) = 0$:

$$A_1 + C_1 = 0 \rightarrow C_1 = -A_1; \quad B_1 b + dD_1 = 0 \rightarrow D_1 = -b/d B_1.$$

Замість отримаємо співвідношення для форм власних коливань:

$$\begin{vmatrix} \bar{\phi}(z) \\ \bar{\eta}(z) \end{vmatrix} = A_1 \begin{vmatrix} \cos \lambda_1 z - \cos \lambda_2 z \\ a \sin \lambda_1 z - b \sin \lambda_2 z \end{vmatrix} + B_1 \begin{vmatrix} \sin \lambda_1 z - \frac{b}{d} \sin \lambda_2 z \\ b \cos \lambda_1 z - b \cos \lambda_2 z \end{vmatrix} \quad (2.30)$$

2) Зверху будівлі при $z = h$ маємо $\varphi'(h) = 0$, $\varphi(h) + \eta'(h) = 0$.

З урахуванням крайових умов отримуємо:

$$\Delta = \begin{vmatrix} (-\lambda_1 \sin \lambda_1 h + \lambda_2 \sin \lambda_2 h) & (\lambda_1 \cos \lambda_1 h - \frac{b}{d} \lambda_2 \cos \lambda_2 h) \\ [(1 + a\lambda_1) \cos \lambda_1 h - (1 + b\lambda_2) \cos \lambda_2 h] & [(1 - b\lambda_1) \sin \lambda_1 h - \frac{b}{d} (1 - d\lambda_2) \sin \lambda_2 h] \end{vmatrix} = 0 \quad (2.31)$$

Згідно з теоремою Вієтта з маємо:

$$(\lambda_1^2) \cdot (\lambda_2^2) = \omega^2 \left(\frac{i_0 m}{K_1 K_2} \omega^2 - \frac{m}{K_1} \right) = \frac{\omega^2 m}{K_1} \left(\frac{i_0}{K_2} \omega^2 - 1 \right),$$

та знаходимо умову, коли $\lambda_2^2 > 0$:

$$\lambda_2^2 = \frac{\omega^2 m}{K_1 \lambda_1^2} \left(\frac{i_0}{K_2} \omega^2 - 1 \right) > 0 \rightarrow \omega > \sqrt{\frac{K_2}{i_0}}. \quad (2.32)$$

Частотне рівняння отримуємо з (2.28): $\Delta = F(\omega) = 0$, де

$$\begin{aligned}
F(\omega) = & (-\lambda_1 \sin \lambda_1 h + \lambda_2 \sin \lambda_2 h) [(1 - b \lambda_1) \sin \lambda_1 h - \\
& - \frac{b}{d} (1 - d \lambda_2) \sin \lambda_2 h] (\lambda_1 \cos \lambda_1 h - \\
& - \frac{b}{d} \lambda_2 \cos \lambda_2 h) [(1 + a \lambda_1) \cos \lambda_1 h - (1 + b \lambda_2) \cos \lambda_2 h].
\end{aligned} \tag{2.33}$$

Тут невідомі λ_1 і λ_2 залежать від частоти ω . Для визначення i -ї власної форми коливань введено відношення:

$$k_i = \frac{A_i}{B_i} = \frac{\lambda_1^i \cos(\lambda_1^i h) - \frac{b_i}{d_i} \lambda_2^i \cos(\lambda_2^i h)}{\lambda_1^i \sin(\lambda_1^i h) - \lambda_2^i \sin(\lambda_2^i h)}. \tag{2.34}$$

Співвідношення для ненормованої i -ї форми власних коливань моделі будівлі:

$$\left| \frac{\varphi_i(z)}{\eta_i(z)} \right| = k_i \left| \frac{\cos \lambda_1^i z - \cos \lambda_2^i z}{a_i \sin \lambda_1^i z - b_i \sin \lambda_2^i z} \right| + \left| \frac{\sin \lambda_1^i z - \frac{b_i}{d_i} \sin \lambda_2^i z}{b_i (\cos \lambda_1^i z - \cos \lambda_2^i z)} \right|. \tag{2.35}$$

З урахуванням ортогональності форм власних коливань отримано рівняння для узагальненої координати $d_i(t)$:

$$(\omega_i^*)^2 d_i(t) + \ddot{d}_i(t) = f_i(t), i = 1, 2, 3, \dots, \tag{2.36}$$

де ω_i^* – частота i -ї форми власних коливань;

$$f_i(t) = -\alpha_i \cdot \dot{Y}_0(t) - \beta_i \cdot \varphi_0(t).$$

$$\alpha_i = \frac{\int_0^h m \bar{\eta}_i(z) dz}{\int_0^h [i_0 \bar{\phi}_i^2(z) + m \bar{\eta}_i^2(z)] dz} \quad (2.37)$$

$$\beta_i = \sum_i \frac{\int_0^h [i_0 \bar{\phi}_i(z) + m z \bar{\eta}_i(z)] dz}{\int_0^h [i_0 \bar{\phi}_i^2(z) + m \bar{\eta}_i^2(z)] dz}.$$

Необхідно зазначити, що кожне диференціальне рівняння, яке визначає функцію $d_i(t)$ (амплітуда для i -ї форми коливань) при заданих функціях $\ddot{Y}_0(t)$ і $\ddot{\phi}_0(t)$, отримано без демпфірування. Для врахування демпфірування використана пропозиція Деркачова А.А. [156], згідно з якою в кожному рівнянні треба другу похідну $\ddot{d}(t)$ розглядати з аргументом $t - \tau_i$, де τ_i – постійне (мале) число:

$$\omega_i^{*2} d_i(t) + \ddot{d}_i(t - \tau_i) = f_i(t). \quad (2.38)$$

Знайдемо співвідношення між часом τ_i і періодом власних коливань i -ї форми T_i . Приймаємо власні загасаючі коливання (при $f_i(t) = 0$) у вигляді:

$$d_i(t) = e^{-\delta_i t} \sin(\omega_i t + \gamma_i). \quad (2.39)$$

Тут коефіцієнт загасання $\delta_i = \xi \omega_i$, де ξ – загасання в долях від критичного, ω_i – частота i -ї форми коливань; γ_i – фаза коливань [150, 151].

Після необхідних перетворень отримано:

$$\frac{\tau_i}{T_i} \approx \frac{\delta_i \cdot T_i}{2\pi^2}, \quad (2.40)$$

де $\delta_i \cdot T_i = 2\pi\xi = \nabla$ – логарифмічний декремент, який для залізобетонних будівель, згідно з експериментальними даними [154, 155], можна прийняти 0,3 при загасанні 5% від критичного ($\xi = 0,05$). Тоді час запізнення буде:

$$\tau_i = \frac{1}{70} T_i.$$

Рівняння (2.38) зручні для чисельного (крокового) методу розрахунку на сейсмичні впливи, задані акселерограмами $\ddot{Y}_0(t)$ і $\ddot{\phi}_0(t)$, коли «крок» $\Delta t \leq \tau$. Якщо прийняти $\Delta t = \tau$, тоді розглядаються тільки «точки» $t_s = s \cdot \Delta t$ послідовно при $s = 1, 2, 3, \dots, N$. Формула для розрахунку прискорення має вигляд:

$$\ddot{d}_i(t_s - \tau) = \ddot{d}_i[(s-1) \cdot \Delta t] = \ddot{d}_i(t_{s-1}) \approx \frac{d_i(t_s) - 2d_i(t_{s-1}) + d_i(t_{s-2})}{(\Delta t)^2} \quad (2.41)$$

У подальшому маємо:

$$d_i(t_s) \approx \frac{f_i(t_s) + [2 \cdot d_i(t_{s-1}) - d_i(t_{s-2})] \cdot \frac{1}{(\Delta t)^2}}{\omega_i^2 + \frac{1}{(\Delta t)^2}}, \quad i = 1, 2, \dots, n. \quad (2.42)$$

В формулі (2.43) при $s = 0$ приймається $d_i(t_{-1}) = d_i(t_{-2}) = 0$. Далі послідовно визначаються всі $d_i(t_s)$ через вже отримані $d(t_{s-1}), d(t_{s-2})$ при заданих значеннях сейсмічного впливу $f_i(t_s)$ за i -ю формою власних коливань будівлі. Зміни у часі моментів і поперечних сил в перерізі з консольної моделі будівлі при заданих акселерограмах землетрусу $\dot{Y}_0(t), \dot{\varphi}_0(t)$ розраховуються за наступними формулами:

$$\begin{aligned} M(z,t) &= \sum_{i=1}^n d_i(t) \cdot [EI \cdot \varphi_i'(z)]; \\ Q(z,t) &= \sum_{i=1}^n d_i(t) \cdot kGF \cdot [\varphi_i(z) + \bar{\eta}_i'] \end{aligned} \quad (2.43)$$

Висновки за розділом 2.1.

1. З використанням принципу Гамільтона отримані рівняння руху, частотні трансцендентні рівняння і вирази для форм власних коливань континуальних пружних моделей будівель, що дають змогу визначати параметри власних і вимушених коливань будівлі під впливом сейсмічних дій.

2. Запропонована оригінальна методика врахування демпфірування при розрахунках будівель на сейсмічні впливи (задані акселерограмами землетрусу). Виконано порівняння розрахункових амплітуд коливань верху стрижневої консольної моделі будівлі при демпфіруванні за моделлю Фойхта та методикою автора. Розходження значень максимальних горизонтальних амплітуд верха моделі будівлі, отриманих за двома методами, при впливах акселерограми Бухарестського землетрусу (1977 р.), складає до 17%.

2.2. Визначення початково-крайових умов шляхом проведення натурних вимірювань неруйнівними методами

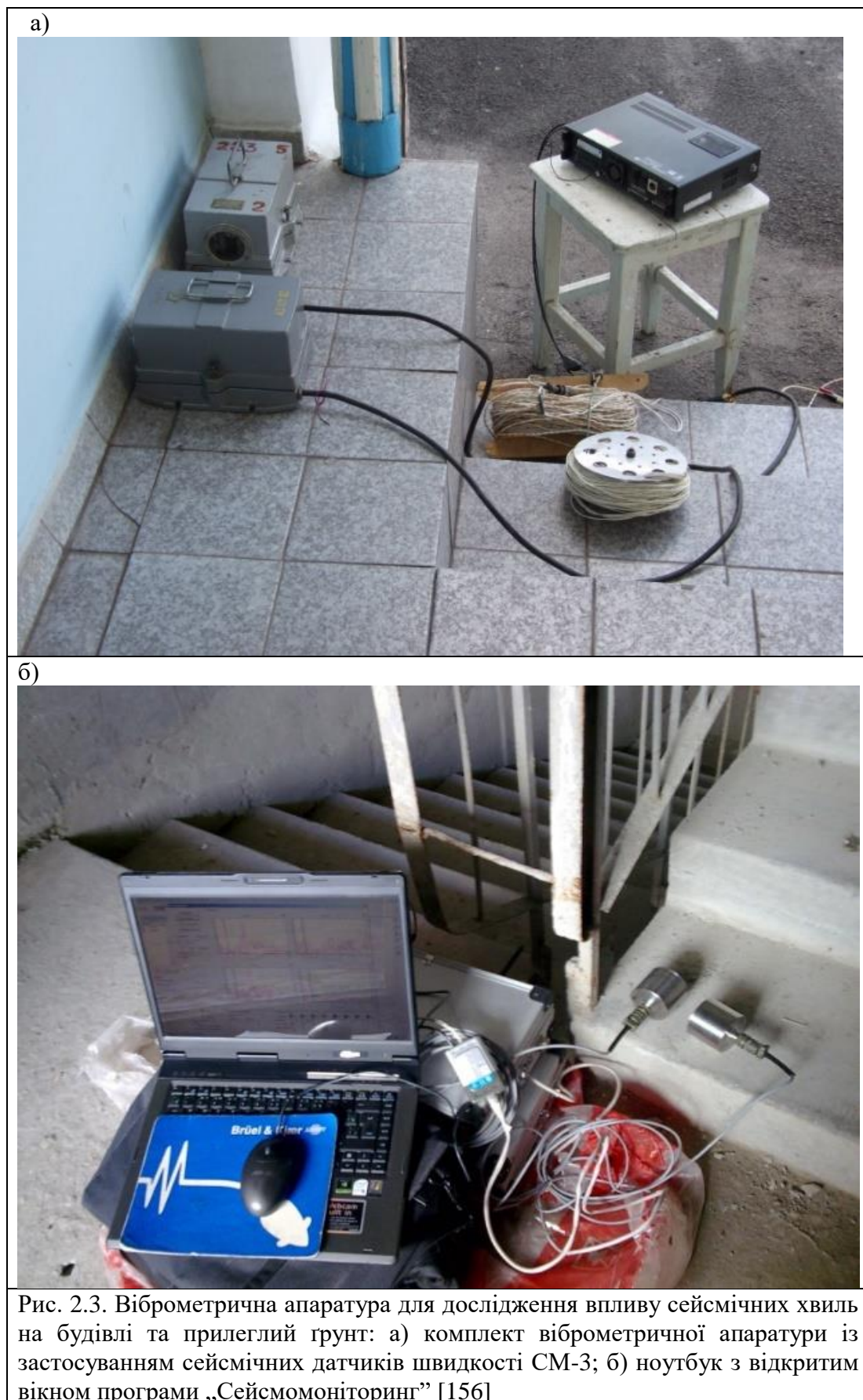
Реєстрація вібросигналів виконувалась однокомпонентними датчиками ДН-3-М1 і СМ-3 та багатокомпонентними датчиками 4321 фірми "Brüel&Kjær" (Данія) з посиленням сигналів за допомогою вимірювачів вібрації і шуму марки ВШВ-003-М2 і віброшумоміра "Brüel&Kjær" 2237. Запис вібросигналів виконувався у прямому режимі на восьмиканальний магнітофон РС208Ах фірми «SONY» (рис. 2.3). Виміри проводилися в денний час. Обробка записаних на магнітний носій вібросигналів проводилась за спеціальною програмою PULCE [156] для побудови графіків тимчасових сигналів і спектрів. На весь набір апаратури, яка застосовувалася для вимірювання віброприскорень і запису вібросигналів, були отримані відповідні документи про її перевірку в Укрметртестстандарті.

Визначення початкових умов початково-крайової задачі за допомогою вібродинамічних вимірювань

Організація та проведення динамічних обстежень виконувалися на основі чинних нормативних документів [66–70]. Завданням обстежень була реєстрація горизонтальних (по осі X) та вертикальних (по осі Z) віброприскорень конструкцій будівель та споруд, а також прилегло до них ґрунту. Після проведення реєстрації вібросигналів за допомогою розроблених програмних засобів проводилась їх обробка та збереження у БД. При цьому відокремлювалися та визначалися максимальні значення віброприскорень конструкцій будівель та споруд, а також прилегло ґрунту. В результаті обробки вібросигналів визначалися також характерні частоти коливань досліджуваних будівельних конструкцій та ґрунту.

Методи дослідження. При виконанні обстежень застосовувався експериментальний метод з використанням віброметричної апаратури, який дозволив провести реєстрацію вібраційних сигналів з датчиків вібрації та їх

безперервний запис на жорсткий диск комп'ютера за допомогою IoT-технології.



За допомогою спектрального аналізу з використанням програмного комплексу «Сейсмомоніторинг» [156] проводилася первісна обробка вібросигналів.

Результатом виконання цієї роботи був висновок про рівень динамічних навантажень на будівельні конструкції досліджуваного об'єкта та прилеглий ґрунт при мікросейсмічних коливаннях (вимірювання рівня вібраційного фону) та проходженні ударних ґрунтових хвиль від промислових вибухів.

Вібродинамічні дослідження проводились за наступною схемою:

1. Попередньо розробити схеми розміщення вібродатчиків, оцінити можливість їх встановлення та можливої заміни під час проведення досліджень.

2. Перевірити комплектність та підготувати віброметричну апаратуру для реєстрації динамічних впливів на будівельні споруди та прилеглий ґрунт.

3. Здійснити реєстрацію, запис та збереження інформації про коливання досліджуваного об'єкта.

4. Здійснити попередню обробку експериментально зареєстрованих записів коливань на основі програмного комплексу «Сейсмомоніторинг» (спектральний аналіз). Провести попередній аналіз результатів та за необхідності й можливості повторити експерименти.

5. Побудувати графіки горизонтальних та вертикальних віброприскорень та їх спектри під час поглибленого аналізу результатів.

6. Сформулювати висновки про рівні вібрації споруд та прилеглого ґрунту.

7. Сформулювати початкові умови для вирішення початково-крайової задачі на наступному етапі досліджень.

У подальшому, після 2015 р., вібраційні сигнали реєструвалися однокомпонентними датчиками (віброперетворювачами) моделі 731А фірми «Wilcoxon research». Кількість датчиків при дослідженнях варіювалася від 2 до 6 шт.

Кожний датчик моделі 731A фірми «Wilcoxon research» був підключений кабелем до сеймопередавача, який за допомогою IoT передавав дані на ноутбук. Результати обробки сигналів за допомогою програми «Сейсмомоніторинг» представляються одночасно в двох вікнах на екрані комп'ютера. У подальшому результати вимірювань зберігаються у файлі текстового редактора Microsoft Word з можливістю виведення на принтер [156].

Загальний вигляд реєструючої віброметричної апаратури, на яку проводилися вібраційні вимірювання у м. Києві, наведено на рис. 2.4.



Рис. 2.4. Загальний вигляд реєструючої віброметричної апаратури для динамічних обстежень (Фото Калюха Ю.І.)

Запис сигналів вимірюваної величини під час вібродинамічних обстежень проводився в наперед заданому частотному діапазоні 0,3–25,0 Гц.

Оцінка фізичного стану споруди в цілому здійснювалася в результаті аналізу експериментальних даних за основними несучими конструктивними елементами будівель та споруд. При цьому було зроблене припущення, що при оцінці міцності і стійкості споруди можна знехтувати зміною її масових

характеристик. Несуча здатність споруди характеризувалася насамперед згинальною жорсткістю небезпечних перерізів її несучих конструкцій. Такі припущення дозволили виконати оцінку несучої здатності досліджуваної споруди за експериментально зареєстрованим спектром частот власних коливань.

Припускалася відповідність початкового стану конструкцій окремим проєктним даним. Тому отримане зменшення жорсткості буде відповідати зниженню проєктної несучої здатності. Також зменшення жорсткості відповідає зниженню життєвого ресурсу будівлі, що буде використано у подальшому, в розділі 4 дисертаційної роботи.

Визначення крайових умов початково-крайової задачі за допомогою вимірювань міцнісних характеристик та армування конструктивних елементів будівель та споруд

Визначення крайових умов початково-крайової задачі – вибіркоче визначення міцності бетону на стиск та параметрів робочого армування. Міцність бетону визначалась ультразвуковим методом [157]. Параметри робочого армування залізобетонних конструкцій визначалися магнітним методом [158].

За допомогою приладу УК-14ПМ проводилися неруйнівні ультразвукові випробування бетону. На прилад було отримано свідоцтво Укрметртестстандарту про його повірку в комплекті з пристроєм для поверхневого прозвучування УПП.

Основні характеристики і параметри приладу УК-14ПМ наведені в табл. 2. 1.

Методика випробувань міцності бетону

Швидкість ультразвукових хвиль у конструктивних залізобетонних елементах конструкцій вимірювалася за допомогою методики поверхневого прозвучування. З урахуванням коефіцієнта переходу K_p (для використовуваного приладу $K_p = 1,74$) реєструвався перехід від швидкості при поверхневому способі прозвучування до швидкості наскрізного прозвучування.

Для визначення міцності бетонних елементів конструкцій будівлі в місцях випробувань використовувалася базова градувальна залежність «час – міцність». Така залежність була визначена для задіяного в експериментах приладу на основі статистичної обробки великого масиву даних результатів порівняльних ультразвукових і механічних випробувань зразків бетону класів В15–В35. Для визначення параметрів робочого армування використовувався прилад Profometer-5.

Таблиця. 2.1.

Основні характеристики і параметри приладу УК-14ПМ

Параметри та характеристики	Дані за технічними умовами
Діапазон вимірювання часу розповсюдження УЗК, μs	20–8800
Межа припустимої основної абсолютної похибки вимірювання часу розповсюдження УЗК, що включає систематичну та випадкову складові, не більше, μs	$\pm(0,01t^* + 0,1)$
Діапазон вимірювання тривалості фронту першого вступу прийнятого сигналу, μs	3–30
Межа припустимої основної абсолютної похибки вимірювання тривалості фронту першого вступу прийнятого сигналу, що включає систематичну та випадкову складові, не більше, μs	$\pm(0,05\tau^{**} + 0,1)$
База прозвучування приладу при використанні приладу УППР–2М, мм	$120 \pm 2,5$

t^* – час розповсюдження УЗК – часовий інтервал між фронтами перших вступів імпульсних УЗК, які були введені в матеріал, пройшли через нього і були виміряні на мінімальних рівнях перших вступів;

τ^{**} – тривалість фронту першого вступу сигналу, виміряна приладом від нульового до максимального рівня.

Висновки до розділу 2.2

Розглянуто дві методики неруйнівного дослідження для визначення крайових умов (характеристик армування та міцності бетону) та початкових умов (вібраційних характеристик прилеглого ґрунту та конструкцій), які використані для проведення експериментальних досліджень (див. розділ 3) та отримання початково-крайових умов у розділі 4.

2.3. Застосування пакету ЛІРА

Багатофункціональний програмний комплекс "ЛІРА САПР" (ПК ЛІРА) [152] використовується для розрахунку, дослідження та проєктування конструкцій різного призначення. Метод скінченних елементів (МСЕ), реалізований у формі можливих переміщень, є теоретичною основою ПК ЛІРА.

Для вирішення фізично нелінійних задач у складі ПК ЛІРА присутній кроковий процесор "ЛІР-СТЕП", який організує процес покрокового навантаження конструкції та забезпечує вирішення лінеаризованої системи рівнянь на кожному кроці для поточного приросту вектора вузлових навантажень, сформованого для конкретного навантаження (рис. 2.5).

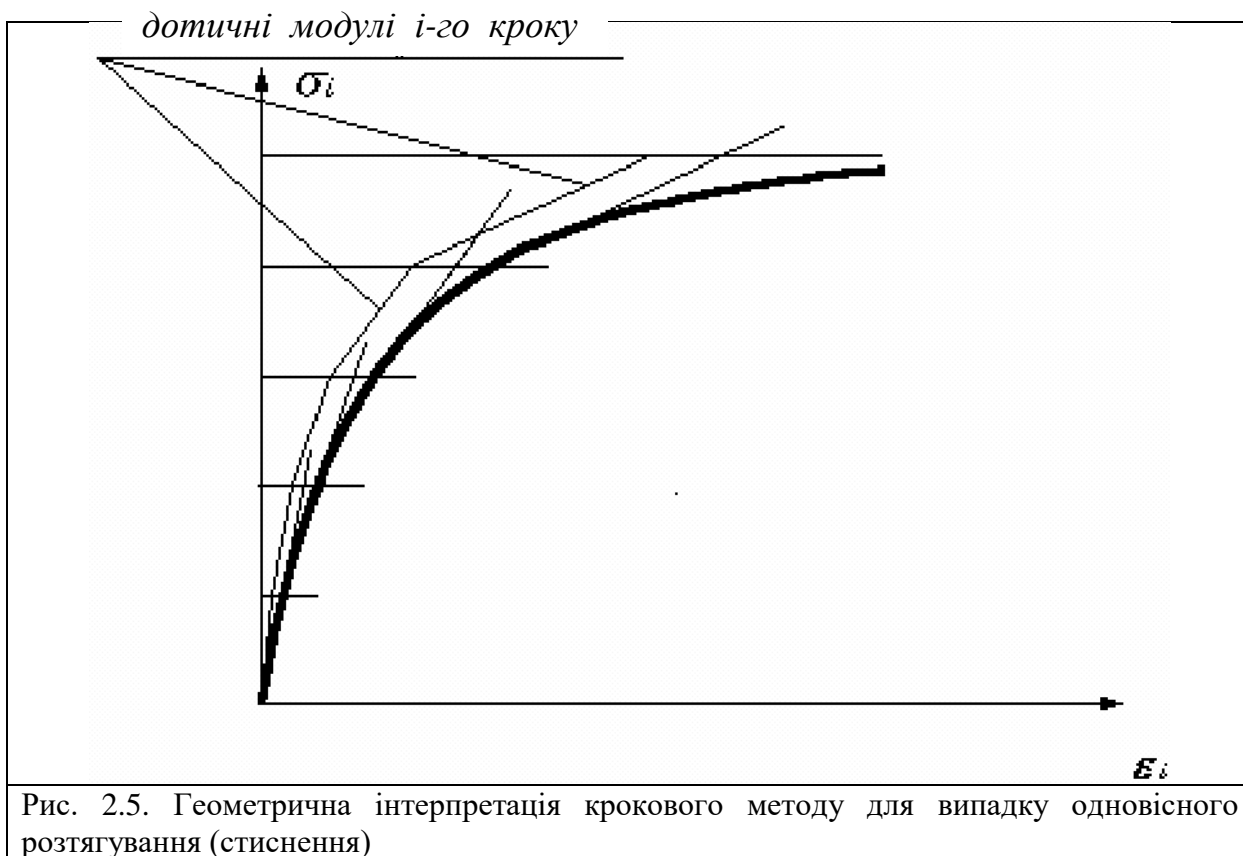


Рис. 2.5. Геометрична інтерпретація крокового методу для випадку одновісного розтягування (стиснення)

Результатом роботи крокового процесора є компоненти напружено-деформованого стану, отримані з урахуванням нелінійних ефектів. Результати подаються у вигляді:

- таблиць, що містять значення зусиль в елементах та переміщень вузлів на кожному кроці навантаження;

- таблиць, що містять відомості про стан матеріалів, розвиток або досягнення граничних станів, появу пластичних шарнірів або станів руйнування;

- схеми розвитку тріщин на фоні ізополів напруг для континуальних елементів в режимі візуалізації результатів розрахунку.

Нелінійний процесор дозволяє отримати напружено-деформований стан як мономатеріальних, так біматеріальних, зокрема залізобетонних, конструкцій.

Кроковий процесор дозволяє комбінувати лінійні та нелінійні скінченні елементи. Допускається розрахунок за суперелементною схемою, якщо нелінійні елементи присутні лише в основній схемі.

Бібліотека фізично нелінійних СЕ містить елементи, що дозволяють проводити статичний та динамічний аналіз конструкцій, які складаються з різномірних скінченних елементів (стрижневих, тонких пластин, пологих оболонки, плоских деформацій ґрунтів).

Моделювання фізичної нелінійності матеріалів, з яких виконані конструкції, провадиться за допомогою розвиненої бібліотеки законів деформування (залежностей $\sigma - \epsilon$) основного та армуючого матеріалів. Бібліотека законів деформування дозволяє враховувати практично будь-які фізично нелінійні властивості матеріалу та, будучи бібліотекою відкритого типу, може поповнюватися новими законами. У стандартному вигляді бібліотека містить:

- 9 законів деформування основного матеріалу, що дозволяють моделювати стан матеріалу відповідно до простої експоненційної залежності, кусково-лінійної залежності $\sigma - \epsilon$, експоненційної залежності для залізобетону з розрахунковою та/або проєктною міцністю;

- 3 закони деформування армуючого матеріалу, що дозволяють моделювати стан матеріалу відповідно до простої експоненційної залежності, кусково-лінійної залежності $\sigma - \varepsilon$, експоненційної залежності для залізобетону.

Послідовність розрахунку будівель та/або конструкцій із застосуванням можливостей ПК ЛПА наведена нижче.

2.3.1. Створення розрахункової схеми

Розрахункова модель будівлі та/або конструкції створюється згідно зі стандартними процедурами формування розрахункових схем, прийнятих у ПК ЛПА [152]. На даному етапі виконання аналізу для проведення лінійного динамічного розрахунку на сейсмічну дію, задану за спектральною методикою, (або на вплив акселерограми) використовуються лише лінійні СЕ, для яких задаються відповідні геометричні та жорсткісні характеристики. Потім формуються статичні завантаження, що враховуються при подальшому розрахунку на сейсмічну дію і складаються з постійного навантаження від власної ваги конструкції, обладнання, тимчасового тривалого навантаження і т.п.

Сейсмічні дії задаються у вигляді вузлових навантажень, що діють уздовж осей глобальної чи локальної систем координат. Ваги мас споруди задаються інтегровано, як власна вага конструкцій, обладнання тощо. Дозволяється використання як вузлових, так і місцевих навантажень.

Допускаються такі способи задання ваг мас:

- Задання розподілених ваг мас на елементи. При розрахунку відбувається автоматичний збір ваг мас у вузли розрахункової схеми.

- Задання мас у вузли.

- Формування ваг мас із статичного завантаження, описаного раніше.

При цьому, як і в першому випадку, відбувається автоматизований збір ваг мас у вузли. Однак ваги мас будуть зібрані тільки з тих навантажень статичного завантаження, які діють вздовж осі Z.

Допускається застосування всіх способів одному й тому самому завантаженні.

У ПК ЛІРА передбачена можливість задання інформації про вузли, що мають однакові переміщення за заданим напрямком. Такий прийом дозволяє об'єднувати горизонтальні переміщення вузлів, що належать перекриттю в плоских багатоповерхових рамах, показуючи тим самим, що перекриття являє собою жорсткий диск: поздовжня сила, яка може виникнути в перекритті, мізерно мала в порівнянні з перерізом перекриття, яке її сприймає. У цьому випадку інерційна маса всього перекриття збирається в один (будь-який) вузол перекриття.

ПК ЛІРА містить понад десять модулів розрахунку на сейсмічну дію, що реалізують положення нормативних розрахункових методик України, країн СНД [161–163], Франції [164] та США [165], а також за методом спектра відповідей та на вплив акселерограм.

На рисунку 2.6 наведено вигляд діалогового вікна «Параметри розрахунку на сейсмічні дії (ДБН, Україна)». Так як даний розрахунок передбачає знаходження максимальних сейсмічних навантажень на споруду для подальшого нелінійного статичного розрахунку та побудови спектра несучої здатності, при розрахунку за модулем 36 слід задавати максимальну сейсмічність майданчика в балах, тобто $S=9$. З цією ж метою, при формуванні параметрів розрахунку на сейсмічну дію, коефіцієнт, що враховує розвиток непружних деформацій (коефіцієнт K_1 за табл. 2.3), слід приймати рівним 1 [152].

Напрявні косинуси задаються таким чином, щоб сейсмічну дію було прикладено у напрямку головних осей будівлі та/або конструкції. Якщо сейсмічне навантаження прикладається у кількох напрямках, створюється кілька завантажень, відповідних обраному напрямку сейсмічної дії.

Параметры расчета на сейсмические воздействия (ДБН, Украина) ✖

Поправочный коэф. для сейсмических сил

Признак ориентации высоты сооружения вдоль X вдоль Y вдоль Z

Расстояние между поверхностью земли и минимальной аппликатой расчетной схемы , м

Тип сооружения

Категория грунта (в соотв. со СНиП II-7-81)

Сейсмичность площадки в баллах

Отношение максимального вертикального ускорения грунта к горизонтальному

Расчетные коэффициенты (из таблиц ДБН)

Коэффициент неупругой деформации K1 (табл. 2.3)

Коэффициент ответственности сооружения K2 (табл. 2.4)

Коэффициент нелинейного деформирования грунта Kгр (табл. 2.6)

Направляющие косинусы равнодействующей сейсм. воздейств. в ОСК

CX CY CZ $CX^2 + CY^2 + CZ^2 = 1$

Рис. 2.6. Задання параметрів сейсмічного впливу згідно з розрахунковим модулем 36

2.2.2. Аналіз результатів лінійного динамічного розрахунку

При розрахунку на сейсмічні дії визначаються власні частоти $\omega_i (i \leq n)$, де n – кількість форм, задана користувачем. Обчислюються також періоди власних коливань T_i , форми коливань, інерційні сили та відповідні їм переміщення та зусилля. При цьому кожна форма породжує єдину складову інерційних сил.

Перегляд результатів розрахунку здійснюється у режимі візуалізації результатів розрахунку у вигляді стандартних та інтерактивних таблиць.

Використання останніх є більш зручним для подальшої обробки результатів розрахунку.

В інтерактивних таблицях містяться такі параметри, необхідні для подальшого аналізу:

– у таблиці «Частоти власних коливань» – значення частот (Гц) та періодів (с) i -ї форми коливання, коефіцієнт розподілу i -ї форми, модальна маса (%), що відповідає i -й формі, та сума модальних мас (%);

– у таблиці «Інерційні навантаження» – значення інерційних сейсмічних навантажень (кН, тс), прикладених у кожному вузлі конструкції та відповідних i -й формі коливань;

– у таблиці «Ваги мас» («Динамічні характеристики») – ваги мас (кН, тс), зосереджених у кожному вузлі конструкції;

– у таблиці «Таблиця вузлів. Переміщення» – значення переміщень, що викликаються прикладенням інерційних сейсмічних навантажень у відповідному напрямку за i -ю формою коливань [152].

Параметри сейсмічної реакції розрахункової моделі будівлі використовують для підготовки вихідних даних для проведення нелінійного розрахунку на статично прикладене сейсмічне навантаження.

2.2.3. Нелінійний статичний розрахунок

Для проведення нелінійного статичного розрахунку необхідне деяке коригування розрахункової схеми будівлі та/або конструкції. Полягає вона у зміні типу скінченних елементів схеми, відповідній зміні параметрів жорсткості елементів, а також моделюванні нелінійного завантаження. Враховуючи особливості ПК ЛІРА [152], коригування розрахункової схеми необхідно проводити у такому порядку:

– Створення нової розрахункової задачі. Використовуючи функцію "Зберегти як", необхідно зберегти файл задачі з новим іменем;

– Зміна жорсткісних параметрів. У діалоговому вікні «Жорсткості елементів», скориставшись функцією Змінити, у вікні «Задання стандартного перерізу» необхідно активізувати рядок «Врахування нелінійності» та задати Параметри матеріалу (основного та армуючого) та Параметри арматури [152].

У діалоговому вікні «Характеристики фізичної нелінійності основного та армуючого матеріалів» задаються закон нелінійного деформування матеріалу та характеристики матеріалу. Якщо як основний матеріал використовується бетон, то при виборі законів деформування 15, 21, 25, 31 і 35 необхідно задати тільки клас і тип бетону, розрахункові характеристики матеріалу відображаються автоматично. У разі вибору інших законів деформування (11, 14 або заданого користувачем), а також при введенні параметрів армуючого матеріалу, розрахункові характеристики задаються вручну.

Параметри арматури задаються залежно від типу скінченного елемента, що використовується. Так, для стрижневих СЕ використовуються 11 типів арматурних включень, для площинних СЕ – 10 типів арматурних включень.

Після задання параметрів нелінійності номери жорсткостей у списку жорсткостей відображаються із зірочкою. Призначення параметрів елементам відбувається автоматично.

– Зміна типу скінченного елемента. Виділивши елементи із зміненим типом жорсткості у діалоговому вікні «Зміна типу СЕ», з представленого списку вибирають відповідний тип скінченного елемента, що дозволяє проводити розрахунок з урахуванням фізичної нелінійності матеріалу.

– Моделювання нелінійних завантажень. Спочатку з розрахункової схеми необхідно видалити всі завантаження, що моделюють сейсмічне навантаження. Потім у вузли розрахункової схеми прикладаються навантаження, що відповідають інерційним сейсмічним навантаженням, отриманим на першому етапі розрахунку. Таким чином, створюється статичне завантаження, еквівалентне сейсмічному. При цьому завантаження, що моделюють постійні і тимчасові

тривалі навантаження, залишаються в розрахунковій схемі. У діалоговому вікні «Моделювання нелінійних завантажень конструкції» задають такі параметри:

- № завантаження – задається номер завантаження, в якому представлені інерційні сейсмічні навантаження;
- Врахування передісторії – необхідно активізувати цей рядок для врахування в розрахунку завантажень, що моделюють постійне та тривале навантаження;
- Метод розрахунку – для фізично нелінійних задач задається простий кроковий (1) метод;
- Друк – виведення переміщень і зусиль після кожного кроку;
- Кількість кроків – залежно від необхідної точності задається кількість кроків (етапів) прикладення навантаження;
- Значення коефіцієнтів до навантажень за кроками – задання даного параметра здійснюється одним із наступних способів: 1) із текстового файлу у форматі txt, попередньо поміщеного до каталогу вихідних даних *LDATA*; 2) вручну, у відповідній області; 3) шляхом вибору рівномірних кроків з довільним сумарним коефіцієнтом навантаження (значення коефіцієнта 1 відповідає 100% прикладеного навантаження).
- Підтвердивши введення даних, запускають задачу на розрахунок і після його закінчення переходять у режим візуалізації результатів, в якому є можливість перегляду деформованої схеми та епюр зусиль у розрахунковій схемі, що відповідають останньому етапу навантаження (100 % прикладених навантажень) або етапу, що передує руйнуванню. Крім того, в режимі візуалізації є можливість перегляду картини руйнувань для об'ємних і площинних елементів. Для перегляду схеми тріщиноутворення на мозаїці або ізоплях напруг в елементах необхідно скористатися функцією Руйнування в підменю Зусилля.

Для перегляду таблиць переміщень і зусиль після кожного кроку навантаження, а також таблиць про стан матеріалу необхідно, закривши всі активні вікна в системі ЛІР-ВІЗОР, перейти в режим розрахункового процесора, у діалоговому вікні «Параметри розрахункового процесора»

вибрати функцію *Таблиці результатів* та у вікні *Відкрити* вибрати необхідний тип файлів: *Стан матеріалів (*_13.*)*, *Переміщення за кроками (*_35.*)* та/або *Зусилля (напр.) за кроками (*_36.*)*. Зірочкою * у цьому випадку позначений шифр конкретної розрахункової задачі. Вибравши необхідний документ, відкривають його та приступають до аналізу результатів.

Динаміка за часом у загальному випадку передбачає задання чотирьох завантажень

Перше завантаження. Статичні впливи задаються у вигляді зосереджених сил і моментів як у вузли схеми (вузлове навантаження) за напрямками осей глобальної та локальної систем координат, так і на елементи (місцеве навантаження) за напрямками місцевої або глобальної системи координат.

Друге завантаження характеризує інерційні характеристики конструкції (розподіл мас). Може бути зібране з першого завантаження, зі щільності елементів, або ж заданням у другому завантаженні зосереджених мас, або комбінацією перерахованих варіантів.

Третє завантаження задає діюче динамічне навантаження на конструкцію. У ПК ЛІРА [152] реалізовано 4 типи динамічних навантажень: ламана з довільним кроком (задається кількість пар точок та самі пари точок «час – значення»); синусоїдальне навантаження (задається у вигляді $A \sin(\omega t + \varphi)$); акселерограма; ламана з рівномірним кроком. Динамічні впливи задаються у вигляді вузлових навантажень. Динамічні впливи діють вздовж осей глобальної або локальної систем координат будівлі.

У четвертому завантаженні задаються демпфіруючі характеристики конструкції (не є обов'язковими для задання — можуть бути відсутніми). Спрямування навантаження ролі не відіграє, так як усі величини беруться за своїми абсолютними значеннями і в процесі інтегрування сили демпфірування будуть прямо пропорційними швидкостям.

Початково-крайові умови у розрахунковій схемі можуть бути задані безпосередньо на вузли графічної моделі будівлі, також можуть бути змодельовані за допомогою зв'язків скінченної жорсткості. Це є ефективним для зв'язків, що накладаються, за необхідності визначення їх реакції. Після задання двох–чотирьох завантажень у послідовності, вказаній вище, для успішного виконання розрахунку необхідно задати параметри інтегрування рівнянь руху і вказати, які саме результати після розрахунку необхідні користувачеві: тільки переміщення, переміщення та зусилля або переміщення, зусилля та розрахункові поєднання зусиль.

Початкові умови початково-крайової задачі задавалися відповідно до ДБН [166], врахування сейсмічних впливів виконувалося на основі ДБН [68]. Необхідно зазначити, що в якості зовнішнього динамічного впливу на будівлю, що розглядається, приймаються реальні акселерограми ґрунту радіального й тангенціального спрямування, що впливають на будівлю під кутами 45° і 135° , відповідно.

Початкові умови (акселерограми коливань) поблизу будівлі Центру дитячої творчості в м. Кривий Ріг були записані 16.05.2012 під час проведення масового вибуху 652 т у кар'єрі ПівдГЗК. Графіки оцифрованих акселерограм радіального R та тангенціального T напрямів враховувалися при розрахунках.

Уточнені параметри акселерограм: крок дискретизації – 4,34 мс, тривалість загального впливу – 238 с, тривалість вибуху – 16,8 с, максимальне значення акселерограми для радіальної R складової вибухового впливу не перевищувало 0,6 м/с, максимальне значення акселерограми для тангенціальної T складової вибухового впливу не перевищувало 0,2 м/с.

2.2.4. Динамічний аналіз еквівалентної одномасової системи

Розрахункова схема еквівалентної одномасової системи являє собою лінійний осцилятором з наступними параметрами:

- еквівалентною масою M_I – визначається відповідно до п. 3.3;

- еквівалентною жорсткістю K_I – визначається відповідно до п. 3.3.

Створення розрахункової схеми осцилятора здійснюється згідно зі стандартними процедурами формування розрахункових схем, прийнятих у ПК ЛПА [133]. Можливе використання SE 55, що моделює скінченний зв'язок між двома вузлами. На один вузол, що моделює закладення в основі, накладені зв'язки, що обмежують переміщення та повороти відносно координат, до іншого, вільного, вузла прикладено навантаження – вагу динамічної маси – відповідне (рівне) еквівалентній масі $M1$. Жорсткісні характеристики SE 55 встановлюються чисельно за допомогою функції Додати та каталогу чисельних жорсткісних параметрів у діалоговому вікні «Жорсткості елементів».

Задається сейсмічний вплив у вигляді акселерограми (Модуль 27) з такими параметрами розрахунку у діалоговому вікні:

- коефіцієнт дисипації $ksi = [0...1]$ – встановлюються значення дисипації споруди; крім запропонованих стандартних значень (0,1 – для будівельних конструкцій, 0,2 – для машинобудівних), є можливість задання довільного значення параметра;
- масштабний множник до акселерограми – залежить від одиниць, у яких задані ординати розрахункової акселерограми. Якщо ординати акселерограми задані у частках від g – масштабний множник приймається за замовченням рівним 9,81;
- напрямні косинуси рівнодіючої сейсмічного впливу – задаються рівними одиниці в напрямку, в якому прикладена вага динамічної маси;
- крок дискретизації акселерограми – визначається значення Δt , с, розрахункової акселерограми;
- час тривалості акселерограми – задається значення T , с, що дорівнює добутку кроку дискретизації Δt , с, та кількості точок N розрахункової акселерограми;

- значення ординат акселерограми – необхідно вибрати пункт Читання з файлу, що дозволяє зчитування ординат акселерограми з текстового файлу у форматі *txt*, попередньо поміщеного в каталог вихідних даних *LDATA*.

При розрахунку на пакет акселерограмм слід задавати кілька динамічних завантажень, що містять різні розрахункові акселерограми. Список заданих завантажень відображується у зведеній таблиці для розрахунку на динамічні впливи.

При виконанні розрахунку на вплив акселерограм необхідно враховувати низку особливостей задання розрахункових впливів, що існують у ПК ЛПА [133]:

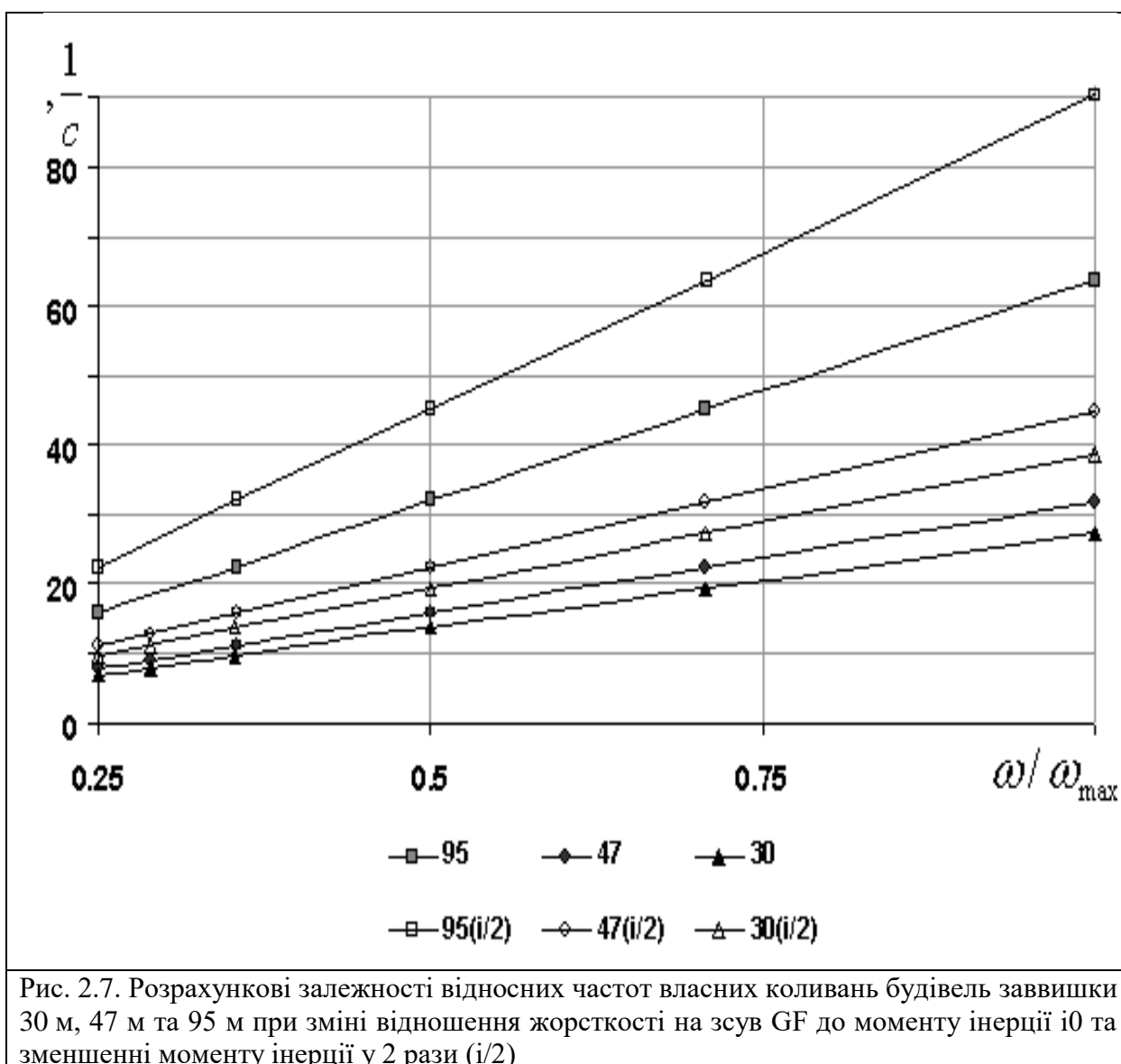
- акселерограма задається з текстового файлу у форматі *txt*, що містить лише ординати розрахункової акселерограми;
- перша ордината розрахункової акселерограми обов'язково має дорівнювати нулю;
- у деяких версіях ПК ЛПА (відмінних від версії 9.2) при заданні параметрів розрахунку в системі ЛІР-ВІЗОР значення кроку дискретизації акселерограми може округлятися до другого знака після коми. Так як цей факт значно впливає на результати розрахунку, його необхідно проконтролювати (уточнити) і при необхідності виправити значення даного параметра в текстовому файлі розрахункової задачі.

Після виконання розрахунку в режимі візуалізації результатів розрахунку формується інтерактивна таблиця переміщень, що містить значення переміщень лінійного осцилятора для кожного заданого завантаження. Ці значення відповідають переміщенням еквівалентної одномасової системи.

Виконано чисельні дослідження впливу відношення погонної жорсткості на зсув до погонного моменту інерції мас будівлі на частоту власних коливань (рис. 2.7). Аналіз приведених графіків показав, що при зменшенні моменту інерції в 2 рази частота збільшується в 1,4 рази.

Результати розрахунків моделі будівлі як консольного стрижня на вплив акселерограми Бухарестського землетрусу (1977 р.) в програмному комплексі

ЛРА при врахуванні моделі Фойхта та запропонованої методики згідно зі співвідношеннями (2.38)–(2.44) наведені на рис. 2.8 та рис. 2.9.



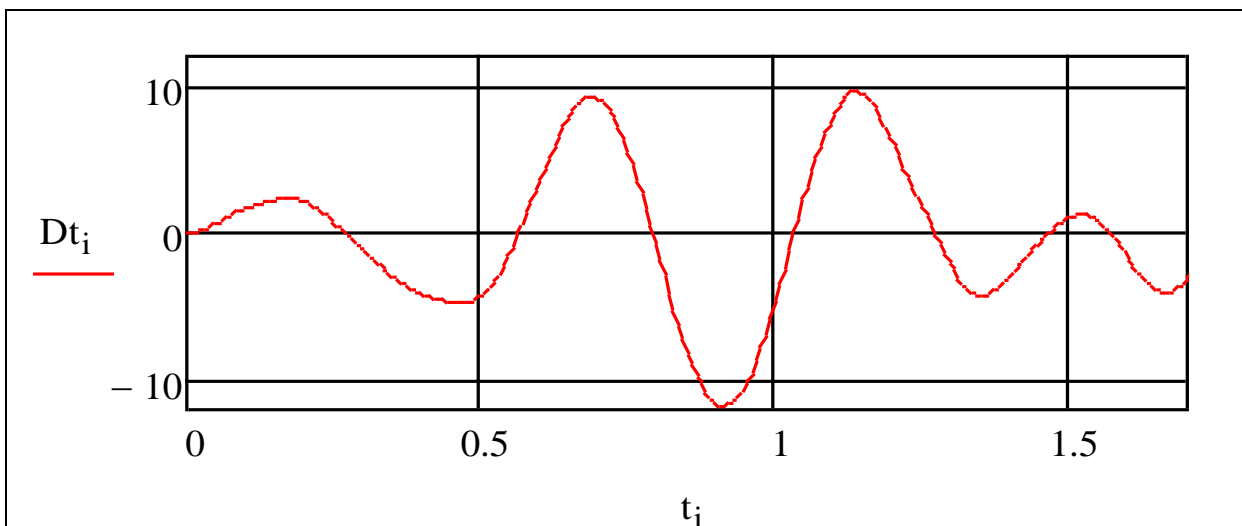


Рис. 2.8. Горизонтальні амплітуди коливань верху моделі будівлі Dt (мм) за часом t (с) при врахуванні демпфірування згідно із запропонованою методикою (2.38)–(2.44)

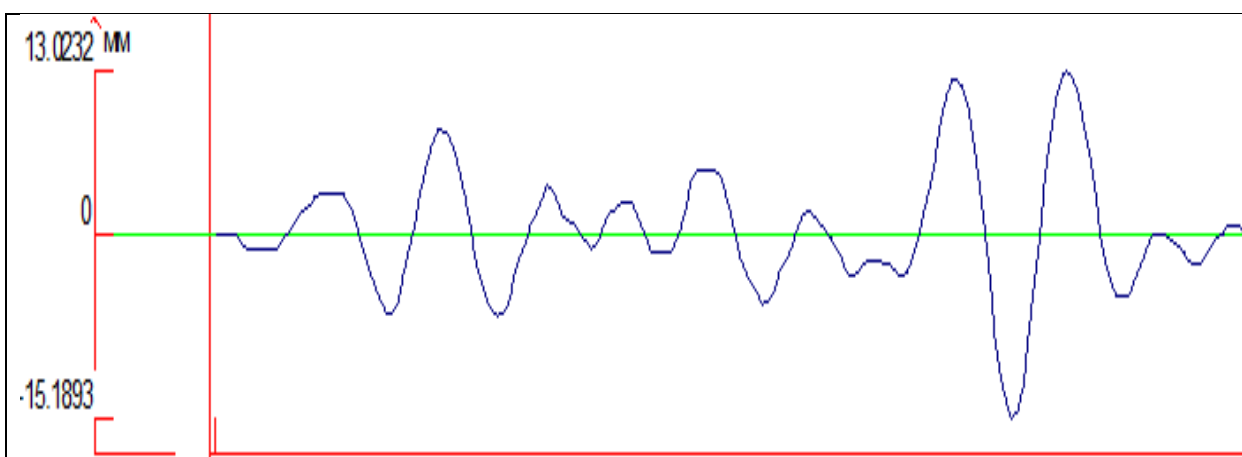


Рис. 2.9. Горизонтальні амплітуди коливань верху моделі будівлі Dt (мм) за часом t (с) при врахуванні демпфірування за моделлю Фойхта при впливах акселерограми

Розходження значень максимальних горизонтальних амплітуд верха моделі будівлі, отриманих за двома методами, складає до 17%.

Висновки за розділом 2.3

1. Розглянуто можливість використання сучасних програмних комплексів (зокрема, розроблених у м. Київ [192]) для розрахунку просторових та плоских моделей будівель за запропонованим методом. Являючи собою сертифікований програмний продукт, ПК ЛІРА забезпечує точність розрахунку та адекватність одержуваних результатів на кожному етапі

аналізу. Реалізація сучасних швидкодіючих алгоритмів розв'язання великорозмірних систем рівнянь, інтеграція ПК з іншими засобами САПР (AutoCAD, ArchiCAD, ПК Мономах та ін.) та засобами Microsoft Office (Word, Excel), наявність тривимірної візуалізації результатів розрахунку роблять ПК ЛПА зручним засобом аналізу нелінійної сейсмічної реакції будівель та конструкцій.

2. Виконано порівняння розрахункових амплітуд коливань верху стрижневої консольної моделі будівлі при демпфіруванні за моделлю Фойхта та методикою автора. Розходження значень максимальних горизонтальних амплітуд верха моделі будівлі, отриманих за двома методами при впливах акселерограми Бухарестського землетрусу (1977 р.), складає до 17%.

3. З використанням отриманих залежностей виконано чисельні дослідження впливу відношення погонної жорсткості на зсув до погонного моменту інерції мас будівлі на частоту власних коливань. Встановлено, що при зменшенні моменту інерції в 2 рази частота збільшується в 1,4 рази.

2.4. Визначення конструкційного ризику

Прикладна методика визначення конструкційного ризику при динамічному впливі базується на основі зіставлення двох величин: параметру зовнішнього навантаження S , що визначається на основі розрахунку з урахуванням динамічного навантаження, та параметру опору конструкції R [82, 135]. Обидві величини розглядаються як випадкові і виражаються за допомогою однакових одиниць (параметрів). Граничний стан конструкції характеризується умовою [82]:

$$R < S \text{ або } R - S < 0. \quad (2.44)$$

Область ризику, що допускається, m визначається з умови:

$$m = R - S. \quad (2.45)$$

Кожна величина, що розглядається, приймається розподіленою відповідно до нормального (або відмінного від нормального) розподілу та

характеризується двома параметрами (2.45), (2.46): математичним сподіванням (\bar{R} , \bar{S} або \bar{m}) та середньоквадратичним відхиленням (δ_R , δ_S , δ_m).

При розрахунках ризиків використано такі основні співвідношення [82]:

$$\begin{aligned}\bar{m} &= \bar{R} - \bar{S}; \\ \delta_m &= \sqrt{\delta_R^2 + \delta_S^2}.\end{aligned}\quad (2.46)$$

При визначенні параметра \bar{S} (2.47) від кількох зовнішніх навантажень (в цьому випадку – статичного та динамічного) математичне сподівання параметра S дорівнює:

$$\bar{S}_{\text{сум}} = \bar{S}_{\text{стат}} + \bar{S}_{\text{дин}}.$$

Середньоквадратичне відхилення параметра зі свого боку визначиться згідно з таким виразом:

$$\delta_{\text{сум}} = \sqrt{\delta_{\text{стат}}^2 + \delta_{\text{дин}}^2}.$$

При визначенні ризиків руйнування конструкцій використовують відомі залежності теорії ймовірностей [82, 135]. Імовірність потрапляння випадкової величини X у заданий інтервал (від $-x$ до x) для нормального розподілу визначається за формулою:

$$f(-x \leq X \leq x) = \int_{-x}^x \frac{1}{\delta \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(x-\bar{x})^2}{2\delta^2}\right] dx. \quad (2.47)$$

Ризик руйнування конструкції визначається за формулою:

$$\text{risk} = 0.5 \pm 0.5 \cdot \varphi\left(\frac{\bar{R} - \bar{S}}{\delta_m}\right). \quad (2.48)$$

Значення інтеграла ймовірності Гауса $\varphi(u)$ приймаються за таблицями ймовірнісних функцій [67] або аналогічними таблицями:

$$\varphi(u) = \varphi\left(\frac{\bar{R} - \bar{S}}{\delta_m}\right) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-u}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du .$$

Таким чином, алгоритм обчислення ризику руйнування конструкції (2.46), (2.47), (2.48) можна подати у вигляді:

1. Параметр узагальненого опору конструкції \bar{R} та узагальнений параметр прикладеного навантаження \bar{S} мають бути представлені однаковими величинами. В якості таких величин приймають контрольовані параметри граничних станів (деформаційні або силові).

2. Для всіх змінних, які застосовуються в розрахунку, повинні бути отримані статистичні дані (математичні сподівання \bar{R}, \bar{S} і середньоквадратичні відхилення δ_R, δ_S), обчислені для кожного граничного стану, що розглядається.

3. Узагальнені значення параметрів зовнішнього навантаження \bar{S} і δ_S визначаються на основі чинних норм або експериментальним шляхом.

4. Розраховане значення ризику руйнування порівнюється зі значенням, допустимим для цього граничного стану. На підставі цього порівняння робиться висновок про безпеку аналізованої конструкції.

У таблиці 2.2 [82] вказані значення величини ризику залежно від інтенсивності зовнішніх сил і частоти їх застосування.

Таблиця 2.2.

Інтенсивність зовнішніх зусиль	Кількість руйнувань на рік	Мінімальні неточності проектування	Максимальні неточності проектування
Слабка	$7 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-4}$
Середня	$5 \cdot 10^{-5}$	$9 \cdot 10^{-6}$	$3 \cdot 10^{-5}$
Підвищена	$1 \cdot 10^{-6}$	$6 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-5}$

З таблиці 2.2 випливає, що підвищене навантаження, яке рідко прикладається до конструкції, при мінімальних неточностях проектування

виявляється менш небезпечним, аніж слабке навантаження, але частіше впливає на конструкцію при високих неточностях проектування. Аналіз несучої здатності конструкції на основі теорії ризику дає змогу отримати додаткову інформацію для створення надійніших конструкцій без додаткових витрат. Величина ризику для механічних систем, що перебувають під впливом зовнішніх сил і температури, співпадає з умовами руйнування конструкцій, тому необхідно уважно вивчити ці умови при високих значеннях ризику.

Зазвичай критерієм руйнування вважають граничне навантаження або навантаження, що повторюється, в результаті чого виникає ефект втоми або розвиток пластичних деформацій. Нерідко обидва ці критерії поєднуються. Для визначення ймовірності руйнування конструкції за основний показник беруть очікуване число N повторень навантаження впродовж терміну експлуатації конструкції і вводяться дві функції: функція надійності $L(N)$ і функція ризику $P(N) = [1 - L(N)]$, які спільно виражають ймовірність збереження або руйнування конструкції залежно від умовного "віку" конструкції, що характеризується числом N .

Якщо функція надійності $L(N)$ є винятково статистичним поняттям, то функція ризику $P(N)$ допускає фізичне й інженерне тлумачення. В умовах визначення ймовірності руйнування від граничного навантаження, прикладеного до конструкції одноразово, функція $P(N)$ перетворюється на постійне число. Для навантажень, що повторюються, функція ризику $P(N)$ залежить від числа додатків навантаження N , тобто від віку конструкції, вираженого числом N .

Таким чином, ми приходимо до поняття про *неминучий ризик*, під який підпадає ця конструкція в умовах експлуатації. Звичайне поняття ризику характеризується значенням статистичної ймовірності того, що конструкція при N -му циклі навантаженні буде пошкоджена. Хоча при $N - 1$ циклах навантаження статистичний ансамбль, складений з цих конструкцій, витримує задане навантаження.

2.5. Висновки до розділу 2.

1. Окреслено методологію експериментальних та теоретико-розрахункових досліджень при динамічних впливах від промислових та бойових вибухів.

2. Наведено математичну модель коливань конструкції будівлі як багатомасової системи, за допомогою чого у подальшому отримано рівняння руху і частотні рівняння моделі з розподіленими параметрами (консольний стрижень з урахуванням жорсткості при згині та зсуві, розподіленої маси та моменту інерції маси). Це дозволяє визначати параметри власних і вимушених коливань будівлі при динамічних (кінематичних) впливах. Враховуються постійна згинальна і зсувна жорсткість, а також розподілені (на одиницю висоти будівлі) маса і момент інерції маси. Переміщення точок будівлі залежать від координати z і часу t . Наведено інформацію про програмний комплекс ЛПРА.

3. Наведено прикладну методику визначення конструкційного ризику при динамічному впливі, яка базується на основі зіставлення двох величин: параметру зовнішнього навантаження S , що визначається на основі розрахунку з урахуванням динамічного навантаження, та параметру опору конструкції R . Обидві величини розглядаються як випадкові і виражаються за допомогою однакових одиниць.

РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ВИЗНАЧЕННЯ ПОЧАТКОВО-КРАЙОВИХ УМОВ

3.1. Визначення початково-крайових умов при динамічних впливах промислових вибухів на забудову Кривого Рогу

Об'єктом дослідження є початково-крайові умови при динамічних впливах на будівлі та ґрунт у межах санітарно-захисних зон при проведенні масових вибухів у залізорудних кар'єрах м. Кривого Рогу.

Рівні вібрації ґрунту та будівельних конструкцій будівель та споруд, рівні шуму в приміщеннях будівель та на прилеглий території при впливі масових вибухів залежать від багатьох факторів: кількості використовуваної вибухової речовини, відстаней до блоків, що підриваються, глибини їх закладення, фізико-механічних характеристик ґрунтів, глибини закладення фундаментів будівель, динамічних характеристик конструкцій будівель, метеорологічних умов тощо. У випадку масових вибухів, рівні вібрації та шумового впливу, спричинені дією вибухових хвиль, можуть значно перевищити значення, допустимі за нормативними документами, що діють в Україні.

На рис. 3.1 наведені фотографії залізорудних кар'єрів м. Кривий Ріг.

Програма та методика вимірювання вібрації

Для реєстрації динамічної реакції ґрунту та конструкцій будівель при вібраційному впливі масових вибухів у кар'єрах м. Кривий Ріг було розроблено відповідну методику вібродинамічних досліджень.

Задачами визначення початково-крайових умов при динамічних впливах промислових вибухів на забудову Кривого Рогу шляхом експериментальних динамічних досліджень є:

–вимірювання коливань ґрунту на межі санітарної зони кар'єру на різних



відстанях від місця вибуху при впливі масових вибухів у кар'єрах м. Кривий Ріг;

–вимірювання коливань конструкцій будівель, що знаходяться в безпосередній близькості або в межах санітарної зони кар'єру при впливі масових вибухів.

Методика інструментальних віброметричних обстежень передбачала вимірювання віброприскорення та віброшвидкості ґрунту та будівельних конструкцій у вертикальному та двох горизонтальних напрямках (за осями X та Y) згідно з ДБН Б.2.2-12:2019 [73] та ДСТУ ГОСТ 12.1.012:2008 [74]. Реєстрація вібросигналів виконувалась однокомпонентними датчиками ДН-3-М1 і СМ-3, а також багатокомпонентними датчиками 4321 фірми "Brüel&Kjær" (Данія) з посиленням сигналів за допомогою вимірювачів вібрації. Запис вібросигналів виконувався в онлайн-режимі за допомогою восьмиканального магнітофону PC208Ax фірми «SONY».

На весь набір апаратури, яка застосовувалася для вимірювання вібраційних характеристик ґрунту та будівельних конструкцій, а також для запису вібросигналів у подальшому з використанням IoT технологій, є свідоцтва про перевірку, видані Укрметртестстандартом:

- магнітофон «SONY» PC208Ax (сер. № E3874) – свідоцтво №22-00/055929 від 10.08.04 і далі;
- вимірювачі вібрації та шуму ВШВ-003-М2 (№№ 1311 і 4951) – свідоцтво №22-00/055959 від 18.08.04 і далі;
- інтегруючий віброшумомір 2237 (№ 2088856) – свідоцтво №22-00/055928 від 10.08.04 і далі;
- однокомпонентні датчики ДН-3-М1 (№№ 3726 і 5203) – свідоцтво №22-00/055959 від 18.08.04;
- сейсмоприймач СМ-3 (№ 208) – свідоцтво №22-00/055959 від 18.08.04 і далі;
- багатокомпонентні датчики (акселерометри) «Brüel&Kjær» 4321 (№2165380) і 4505 (№2086506) – свідоцтва №22-00/05592727 і 22-00/05592728 від 10.08.04 і далі.

Результати динамічних досліджень

Фактичні дані зареєстрованих параметрів вібрації ґрунту та будівельних конструкцій при впливі масових вибухів на кар'єрах Кривого Рогу наведено в таблицях 3.1–3.3. [171–173]. Для порівняння в таблицях наведено значення мікросейсмічних коливань ґрунту та конструкцій при дії фонові вібрації.

Таблиця 3.1

Вібраційні характеристики ґрунту та будівельних конструкцій будівлі по вул. Січеславська, 13 під час впливу масового вибуху 20.05.05 на Глєсватському кар'єрі ЦГЗК [171–173]

Схема встановлення датчиків	Місце встановлення вібродатчиків	Вимірюваний параметр	Напрямок коливань	Максимальна амплітуда	Джерело динамічного впливу
1	ґрунт біля будівлі	віброприскорення	X	2,5	фонова вібрація
				18	вибух
	ґрунт біля будівлі	віброшвидкість	Z	0,08	фонова вібрація
				0,1	вибух
2	ґрунт за 70 м від будівлі	віброшвидкість	X	0,1	фонова вібрація
				0,24	вибух
	стіна будівлі в рівні 4 поверху	віброприскорення	X	0,8	фонова вібрація
				6,4	вибух

Примітка. У таблиці значення віброприскорень наведені в $\text{см}/\text{с}^2$; віброшвидкості – в $\text{см}/\text{с}$.

Таблиця 3.2

Вібраційні характеристики ґрунту та будівельних конструкцій школи по вул. Планетарній, 47 під час впливу масового вибуху 16.06.05 на Глєсватському кар'єрі ЦГЗК [171–173]

Схема встановлення датчиків	Місце встановлення вібродатчиків	Вимірюваний параметр	Напрямок коливань	Максимальна амплітуда	Джерело динамічного впливу
1	ґрунт біля будівлі	віброприскорення	X	3,1	фонова вібрація
				12,9	вибух
	ґрунт за 100 м від будівлі – т.2	віброприскорення	X	3,2	фонова вібрація
				9,8	вибух
	ґрунт за 100 м від будівлі – т.3	віброприскорення	X	3,8	фонова вібрація
				18,1	вибух
2	стіна будівлі в рівні 2 поверху	віброшвидкість	X	0,03	фонова вібрація
				0,43	вибух

Примітка. У таблиці значення віброприскорень наведені в $\text{см}/\text{с}^2$; віброшвидкості – в $\text{см}/\text{с}$.

Таблиця 3.3

Вібраційні характеристики ґрунту та будівельних конструкцій собору по вул. Сулеймана Стальського під час дії масового вибуху 17.06.05 на Глеєватському кар'єрі ЦГЗК [171–173]

Схема встановлення датчиків	Місце встановлення вібродатчиків	Вимірюваний параметр	Напрямок коливань	Максимальна амплітуда	Джерело динамічного впливу
1	ґрунт біля будівлі	віброприскорення	X	3,2	фонова вібрація
				14	вибух
	ґрунт за 30 м від будівлі – т.2	віброприскорення	X	3,2	фонова вібрація
				15	вибух
	ґрунт біля будівлі	віброшвидкість	Z	0,06	фонова вібрація
				0,2	вибух
2	фундамент будівлі	віброприскорення	X	0,42	фонова вібрація
				1,3	вибух
	перекриття (підлога) 2 поверху	віброшвидкість	X	0,05	фонова вібрація
				0,16	вибух

Примітка. У таблиці значення віброприскорень наведені в $\text{см}/\text{с}^2$; віброшвидкості – в $\text{см}/\text{с}$.

Для визначення вібраційних характеристик ґрунту та будівельних конструкцій виконано обробку вібросигналів та їх спектральний аналіз за спеціалізованою програмою Сейсмомоніторинг.

Значення переважаючих частот коливань ґрунту та будівельних конструкцій будівель наведено у таблицях 3.4.

Таблиця 3.4

Переважаючі частоти вимушених горизонтальних коливань ґрунту та будівельних конструкцій будівель при впливі масових вибухів на Глеєватському кар'єрі ЦГЗК [171–173]

	Переважаючі частоти f , Гц
Ґрунт по вул. Січеславській	14
Ґрунт по вул. Планетарній	6,25; 10,1; 27,3; 28,1
Ґрунт по вул. Сулеймана Стальського	15,6; 20,3; 25
Стіна будівлі по вул. Січеславській	10,2; 15,6; 25,6
Стіна школи у сел. Верабове	4,6; 6,2
Фундамент собору	13,3; 23,4
Переkritтя собору	3,9; 4,3

Висновки за розділом 3.1

На основі отриманих фактичних рівнів прискорень та віброшвидкості ґрунту та конструкцій обстежених будівель можна зробити такі висновки:

1. Зареєстровані віброприскорення ґрунту в основі будівель при вибухах.
2. Значення віброшвидкості ґрунту в основі будівель при проходженні ґрунтових ударних хвиль відповідають землетрусу 1–3 балів за шкалою сейсмічної інтенсивності.

3. Аналіз спектрів прискорень ґрунту під час вибухів дозволив встановити, що переважаючі частоти перебувають у діапазоні [1–48] Гц. Існує можливість коливань конструкцій будівель (перекриттів, стін тощо) в режимі, що близький до резонансного. Згідно з діючими нормативними документами, прискорення ґрунту потрібно обмежувати значенням 15 см/с^2 з метою виключення осадок фундаментів будівель при вибухових роботах.

4. Для встановлення впливу вибухів на розкриття існуючих тріщин у будинках «підвищеної відповідальності», які розташовані на межі санітарно-захисної зони кар'єрів м. Кривого Рогу, бажано встановити систему моніторингу розкриття тріщин.

3.2. Визначення початково-крайових умов при динамічних впливах вибуху ракети по пр. Лобановського, 6А, м. Київ

Житловий будинок по проспекту В. Лобановського, 6-а введений в експлуатацію в 2009 році. 26 лютого 2022 р. будинок зазнав руйнувань внаслідок влучання ракети під час обстрілу з боку збройних сил російської федерації.

Особливості архітектурних та конструктивних рішень будинку відомі з проєктних рішень [174, 175]. Будинок має 27 поверхів на яких розміщені: поверхи 1...4 – нежитлові приміщення зі стилізованою прибудовою за межами основного контуру будинку; поверхи 5...25 – житлові квартири; поверхи 26 і 27 – технічні та офісні приміщення. Будинок має складну форму в плані, у якому квартири

розташовані з трьох сторін монолітного сходово-ліфтового ядра. На кожному поверсі розташовано по шість 1–3-кімнатних квартир. Для сполучення між поверхами передбачено дві сходові клітки та чотири ліфти.

Просторову стійкість будинку забезпечує монолітне залізобетонне ядро разом з залізобетонними пілонами та плоскими перекриттями (каркасно-монолітна конструктивна схема).

Зовнішні стіни та внутрішні перегородки будинку виконані самонесучими в рівні кожного поверху зі спиранням на плити перекриттів. Матеріал стін та перегородок – цегляна кладка, товщина стін – 250 мм, перегородок – 120 мм, зовнішні стіни мають утеплення з пінополістиролу товщиною 100 мм.

Залізобетонні перекриття мають товщину 200 мм і виконані з бетону класу С25/30. Перекриття армовані по всій площі нижньою та верхньою арматурою Ø12 А500С з кроком 200 мм. На ділянках дії максимальних моментів, а також біля отворів у перекриттях застосоване додаткове верхнє та нижнє армування з діаметрами до Ø20 А500С. Для влаштування балконів та лоджій передбачені консольні виступи плит перекриття з вильотом до 2,0 м. Сходові марші у будинку виконані збірними залізобетонними. Збірні залізобетонні елементи застосовані також для влаштування вентиляційних каналів. Будинок оснащений інженерними системами електропостачання, водопостачання, каналізації, автономного теплопостачання, газопостачання (для дахової котельні) та протипожежною сигналізацією.

Результати попереднього обстеження

Попереднє обстеження житлового будинку в м. Києві по проспекту В. Лобановського, 6-а фахівцями Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» проведене 29 березня – 1 квітня 2022 р. [176]. В результаті попереднього обстеження було встановлено, що в результаті вибуху, який відбувся 26 лютого 2022 р. внаслідок влучання ракети при обстрілі з боку збройних сил російської

федерації, відбулося руйнування з обваленням кутової частини будинку в осях 1–3/Е–К в межах з 18 до 22 поверху. Також отримали значні пошкодження несучі та огорожувальні конструкції переважно в осях 1–5/Д–К в межах з 17 до 27 поверху.

Загальний вигляд будинку станом на 29 березня 2022 р. показаний на рисунку 3.2. Загальний вигляд зруйнованої частини будинку показаний на рисунку 3.3.

Був зроблений висновок, що наявні руйнування та пошкодження конструкцій в осях 1–4/Е–К обумовлюють аварійний стан будинку. Частина будинку в осях 1–4/Д–К повинна бути виведена з експлуатації, до її приміщень повинен бути заборонений постійний доступ мешканців [177].

Склад робіт із детального обстеження

При обстеженні будинку були виконані такі роботи:

- загальне візуальне обстеження будинку та детальне обстеження постраждалої ділянки в осях 1–5/1;
- виявлення пошкоджень та руйнувань елементів будинку, визначення їх локалізації та обсягів, фотофіксація;
- визначення фактичної міцності бетону пілонів на основі інструментального вимірювання неруйнівним ультразвуковим методом та механічних випробувань зразків відібраних кернів;
- визначення фактичної міцності бетону обумовлено необхідністю виконання перевірочних розрахунків конструкцій у стані після руйнування частини елементів;
- визначення фактичних переміщень пошкодженої частини будинку, а також будинку в цілому на основі інженерно-геодезичних вимірювань;
- загальне обстеження інженерних мереж і систем будинку з виявленням обсягу їх пошкоджень.

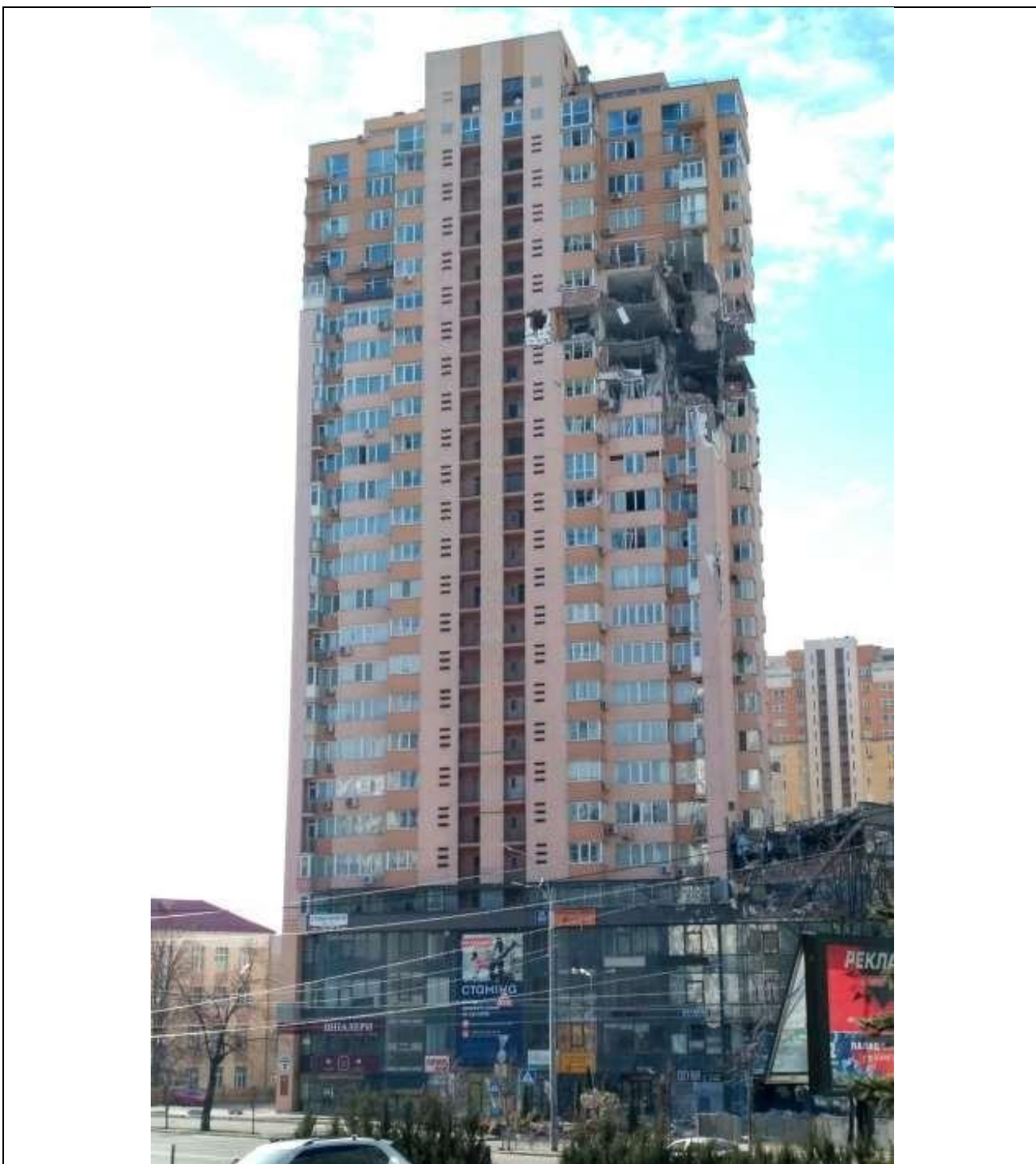


Рисунок 3.2. Загальний вигляд будинку по проспекту Лобановського, 6-а після обстрілу (знімок ТОВ «Червонозоряний-Сервіс»)



Рис. 3.3. Пілони у рівні 19 поверху: практично не пошкоджений в осях 3/Ж (зліва), сильно пошкоджений в осях 2/Ж (справа). Зруйнована (обвалена) ділянка перекриття в осях 2–3/Ж–И. Сліди пожежі на поверхні пілона 2/Ж [176]

Результати обстеження будівельних конструкцій

На початку обстеження (кінець березня 2022 р.) будинок перебував

практично у стані, який виник внаслідок обстрілу – з завалами зруйнованих конструкцій на перекриттях та на прилеглий до будинку території. На час закінчення робіт з обстеження (початок травня 2022 р.) залишки зруйнованих конструкцій були вивезені, що дозволило більш об'єктивно оцінити стан пошкоджених конструкцій. З квартир, які розташовані вище зони руйнування, були винесені меблі, внаслідок чого дещо зменшилися навантаження на пошкоджені конструкції.

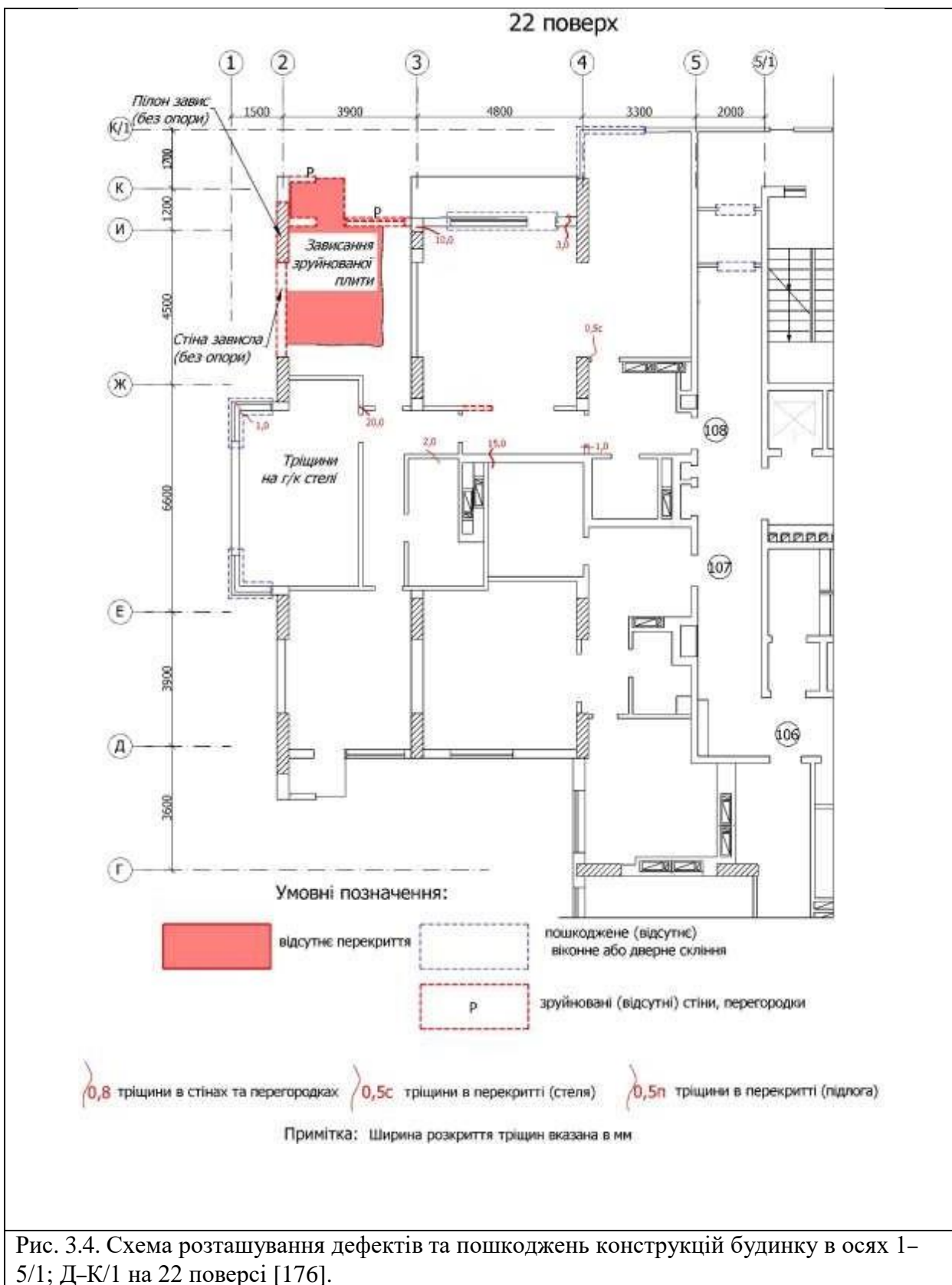
В результаті детального візуального обстеження частини будинку в осях 1–5/Д–К [176, 177], виявлені конструкції та інші елементи будинку, які мають ознаки пошкоджень та руйнувань, визначена локалізація та обсяги пошкоджень, виконана їх фотофіксація, складена відомість руйнувань та пошкоджень.

Руйнування та пошкодження конструкцій будинку внаслідок вибуху, які виявлені при обстеженні, позначені на поверхових планах, фотофіксація дефектів та пошкоджень наведена у звіті [176]. З урахуванням даних, що наведені у відомості пошкоджень, на рис. 3.4. [176] вказано площу квартир та офісів, які зазнали значних пошкоджень несучих та огорожувальних конструкцій внаслідок вибуху і не можуть експлуатуватись.

Оцінка технічного стану конструкцій

З урахуванням результатів проведених детальних візуального та інструментального обстежень, а також результатів перевірочних розрахунків, технічний стан конструкцій будинку оцінюється (згідно з ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016 [78]) таким чином:

«4» аварійний – на окремих ділянках в рівні 18–20 поверхів будинку;



«3» непридатний до нормальної експлуатації – в рівні 17–27 поверхів будинку.

Згідно з Додатком 3 до «Методики обстеження будівель та споруд, пошкоджених внаслідок надзвичайних ситуацій, бойових дій та

терористичних актів» [179], характеристики пошкоджень будинку відповідають класифікаційним ознакам категорії пошкоджень об'єкта П. Наявні пошкодження несучих та огорожувальних конструкцій (категорій відповідальності конструкцій А та Б [176]), ступінь та характер яких свідчить про необхідність виконання робіт щодо часткового демонтажу частин об'єкта або його окремих конструкцій, підсилення об'єкта або його окремих несучих та огорожувальних конструкцій.

Визначення вібраційних характеристик будівлі (початково-крайових умов для чисельного вирішення початково-крайової задачі з математичного моделювання напружено-деформованого стану частково зруйнованої будівлі) (рис. 3.5–3.12, табл. 3.5)



Рис. 3.5. План розміщення будівель по проспекту Лобановського, 6А та 6В, що досліджувались

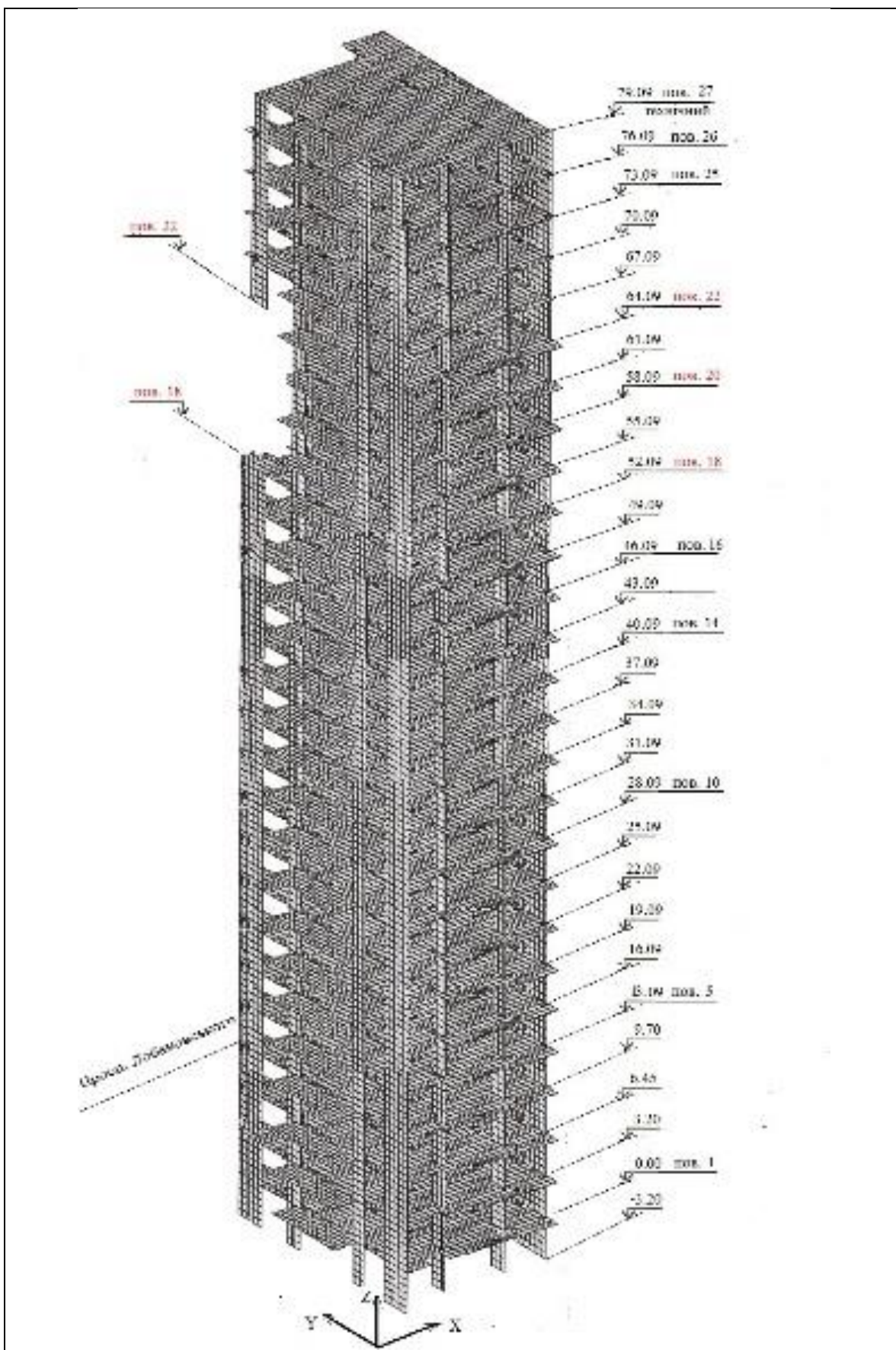


Рис. 3.6. Комп'ютерна модель будівлі по проспекту Лобановського, 6А в м. Києві з елементами ушкоджень в межах 18–21 поверхів

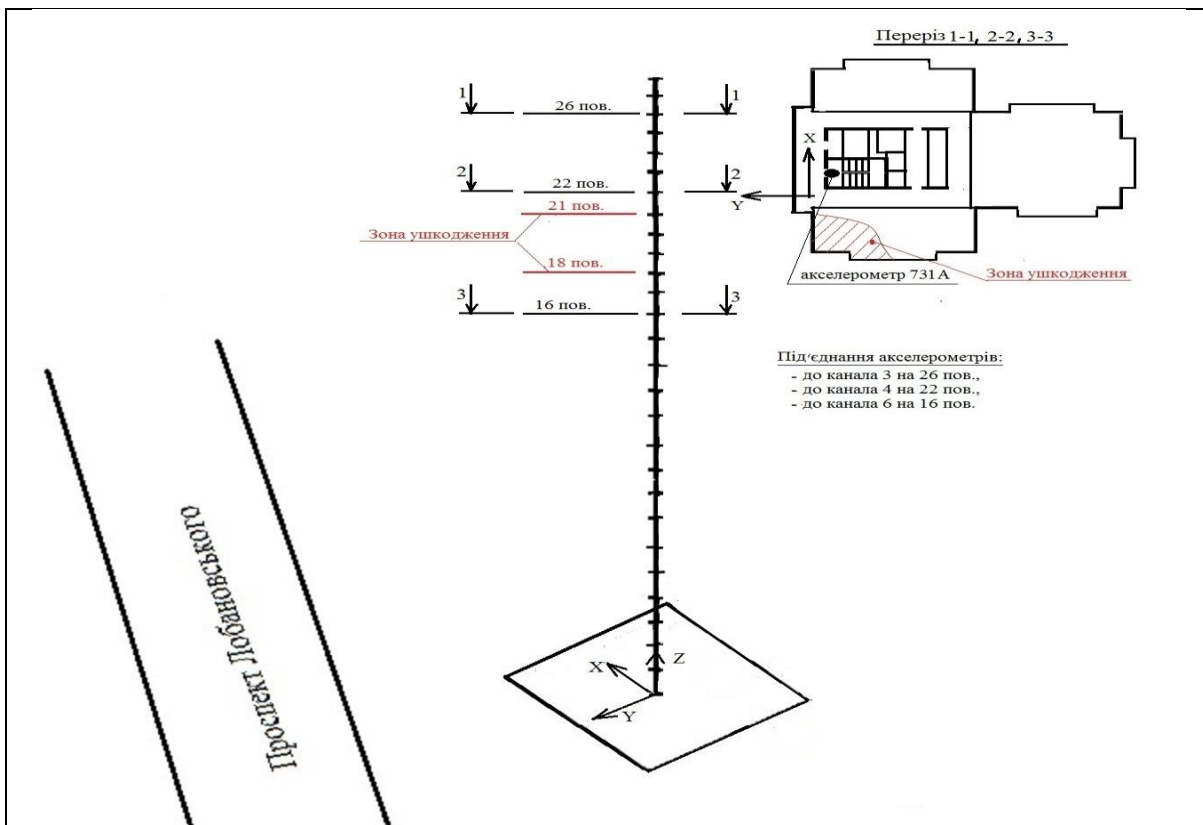


Рис.3.7. Розміщення датчиків віброприскорення при дослідженні 27-поверхової будівлі по проспекту Лобановського, 6А з *ушкодженнями* в межах 18–21 поверхів. Схема 1 (дата обстежень – 6.07.22)

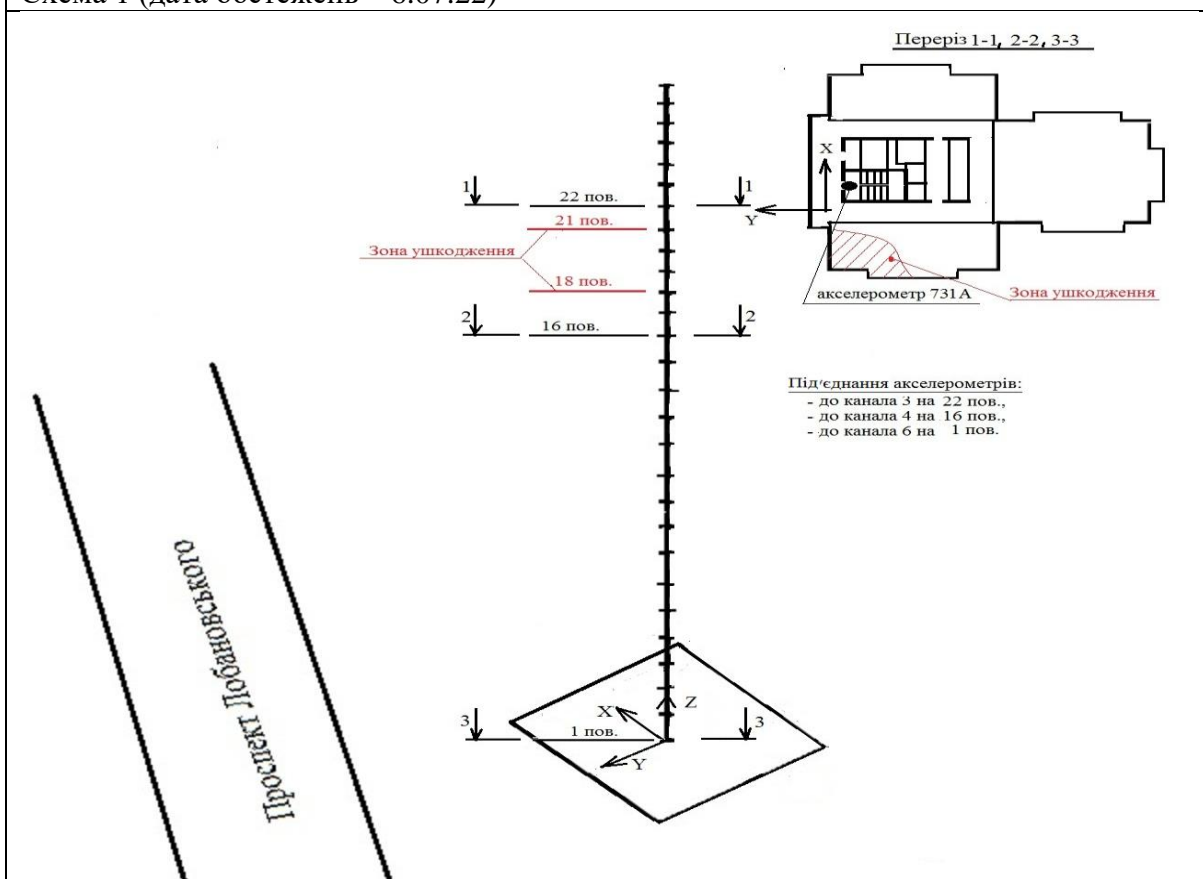
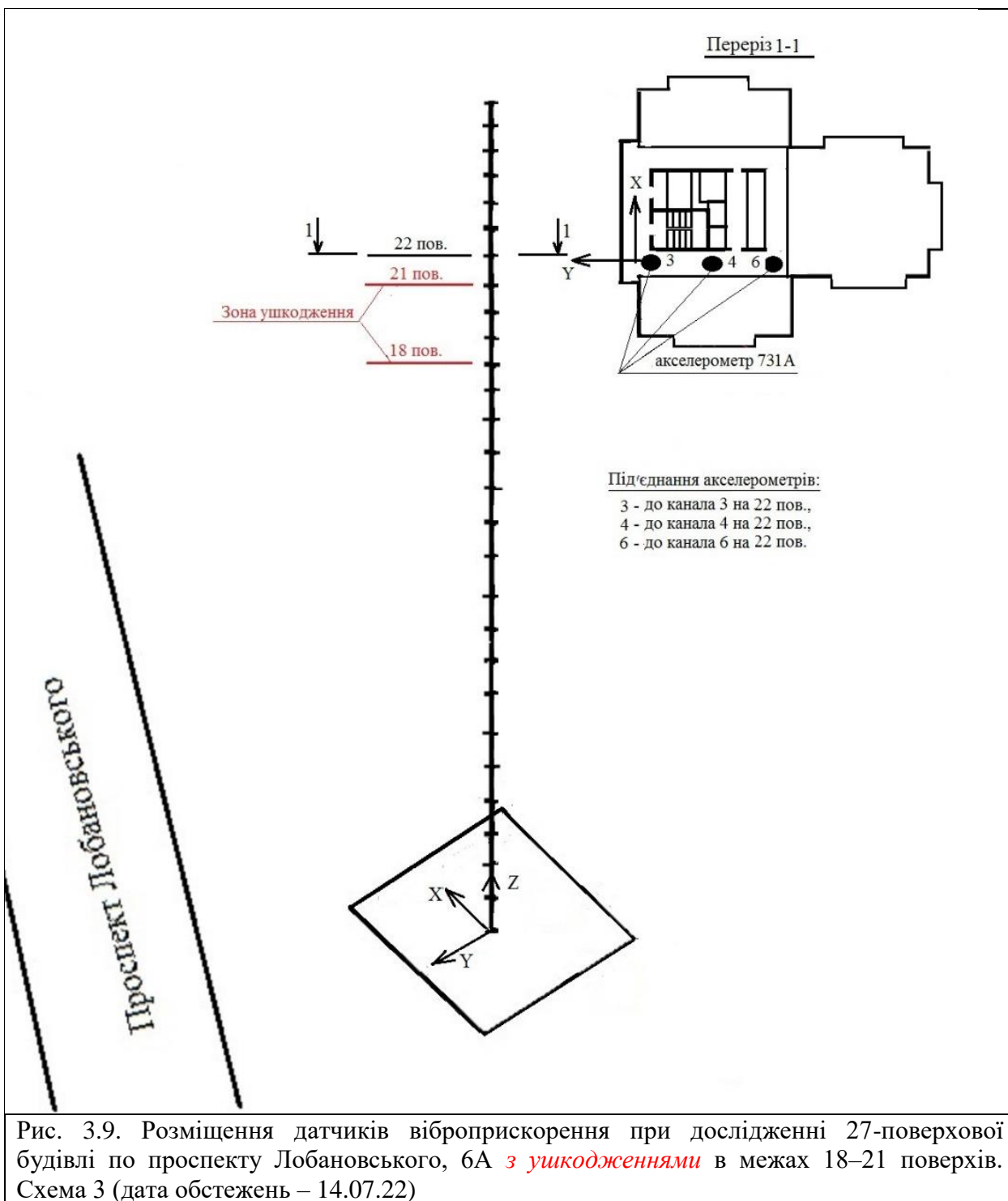


Рис. 3.8. Розміщення датчиків віброприскорення при дослідженні 27-поверхової будівлі по проспекту Лобановського, 6А з *ушкодженнями* в межах 18–21 поверхів. Схема 2 (дата обстежень – 14.07.22)



Таблиця 3.5

№ п/п	Дата вимірювань	Час вимірювання	Схема розміщення датчиків	Точка встановлення датчиків (№ каналів)	Напрямок вимірювання	Зареєстровані значення
						Переважаючі частоти коливань, Гц
1	06.07.22	16:58	1.1*	пов. 26 (к. 3)	У	0,8281 2,8281 5,8281
				пов. 22 (к. 4)	У	дані некоректні
				пов. 16 (к. 6)	У	0,8281 2,8281 5,5156
2	14.07.22	14:18	2.2*	пов. 22 (к. 3)	Х	дані некоректні
				пов. 16 (к. 4)	Х	дані некоректні
				пов. 1 (к. 6)	Х	0,7344 2,3438
3	14.07.22	14:59	3.2	пов. 22 (к. 3)	Х	0,7344 0,9563 2,3569
				пов. 22 (к. 4)	Х	дані некоректні
				пов. 22 (к. 6)	Х	0,7344 0,9063 2,3569
4		15:03	3.2*	пов. 22 (к. 3)	Х	0,7384 0,9063 2,3281
				пов. 22 (к. 4)	Х	дані некоректні
				пов. 22 (к. 6)	Х	0,7384 0,9375 2,3281
5		15:20	3.2	пов. 22 (к. 3)	Х	0,7344 0,9375 2,4688
				пов. 22 (к. 4)	Х	дані некоректні
				пов. 22 (к. 6)	Х	0,7344 0,9375 2,3750
6	15:24	3.2	пов. 22 (к. 3)	Х	0,7344 0,9375 2,5469	
			пов. 22 (к. 4)	Х	дані некоректні	
			пов. 22 (к. 6)	Х	0,7344 0,9375 2,4063	

Примітка: * – вказані дані результатів обробки представлені на рисунках

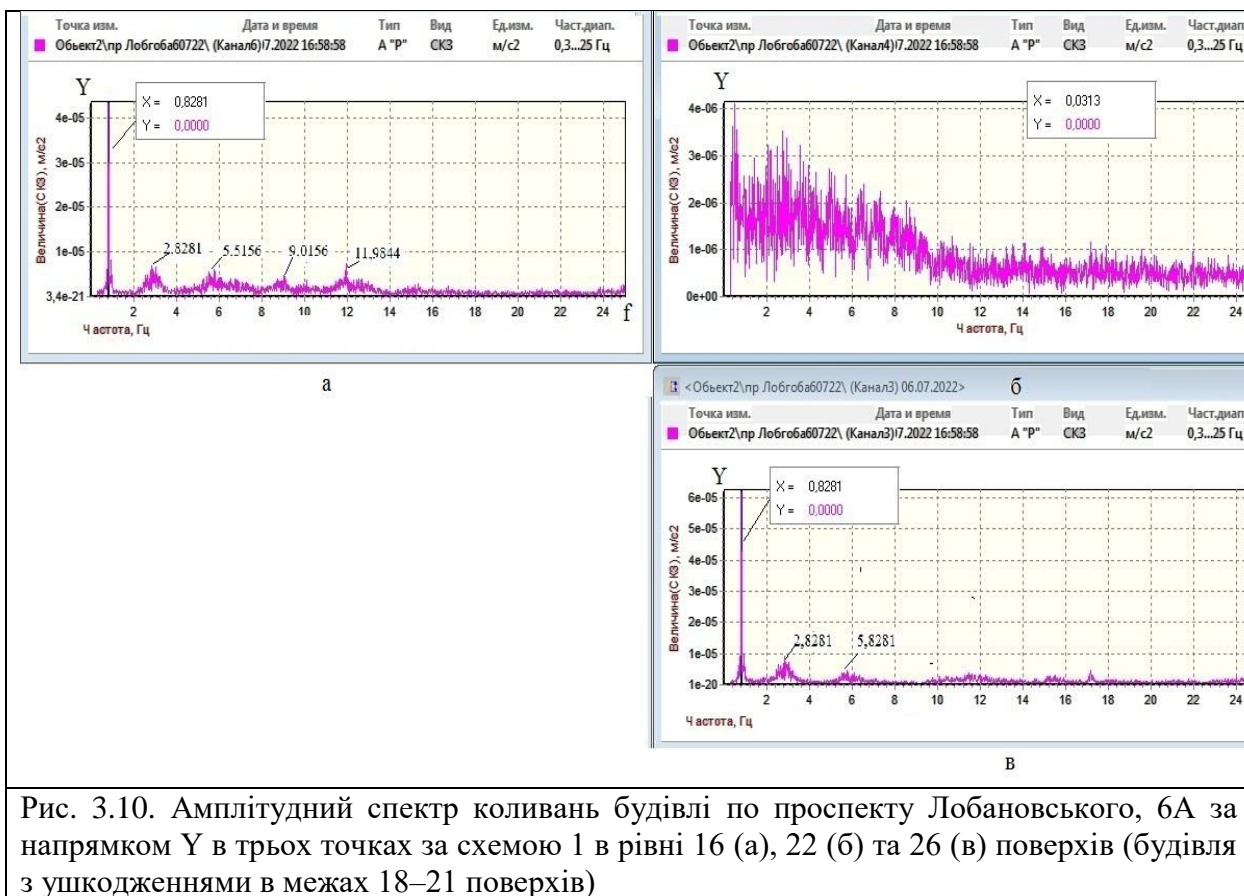


Рис. 3.10. Амплітудний спектр коливань будівлі по проспекту Лобановського, 6А за напрямком Y в трьох точках за схемою 1 в рівні 16 (а), 22 (б) та 26 (в) поверхів (будівля з ушкодженнями в межах 18–21 поверхів)

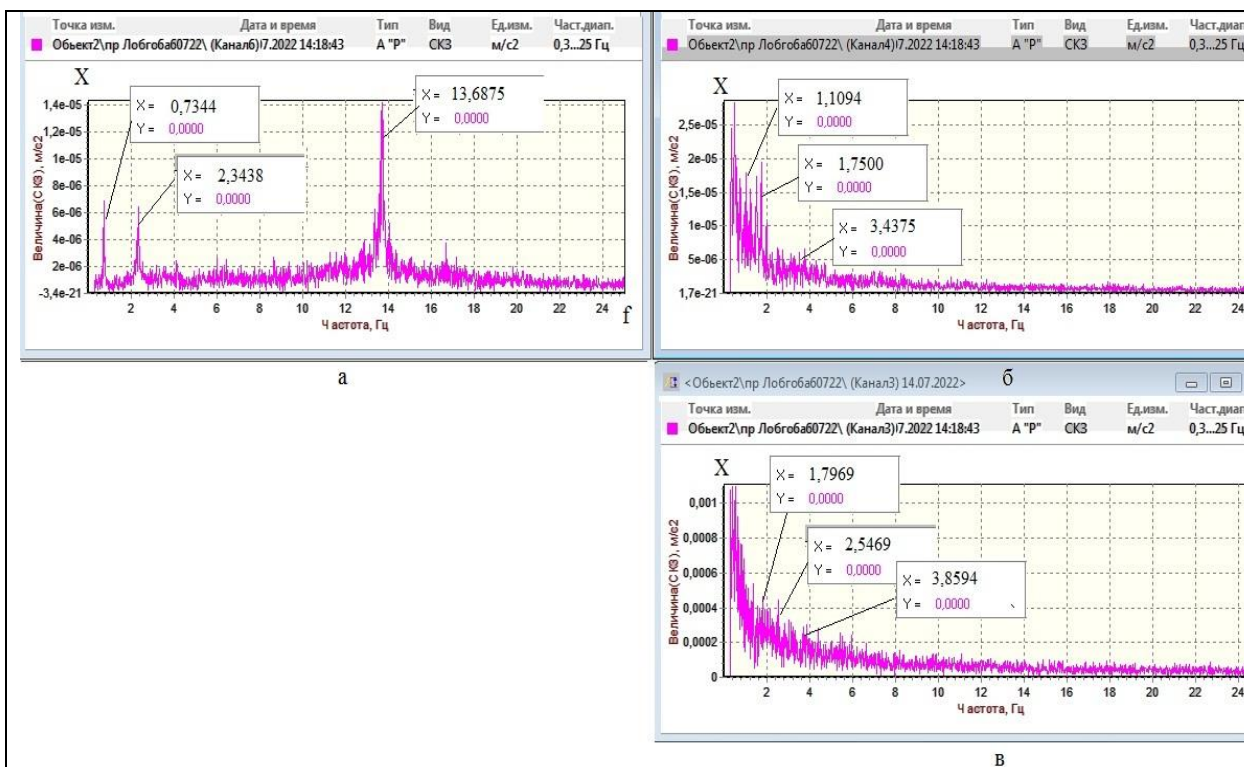
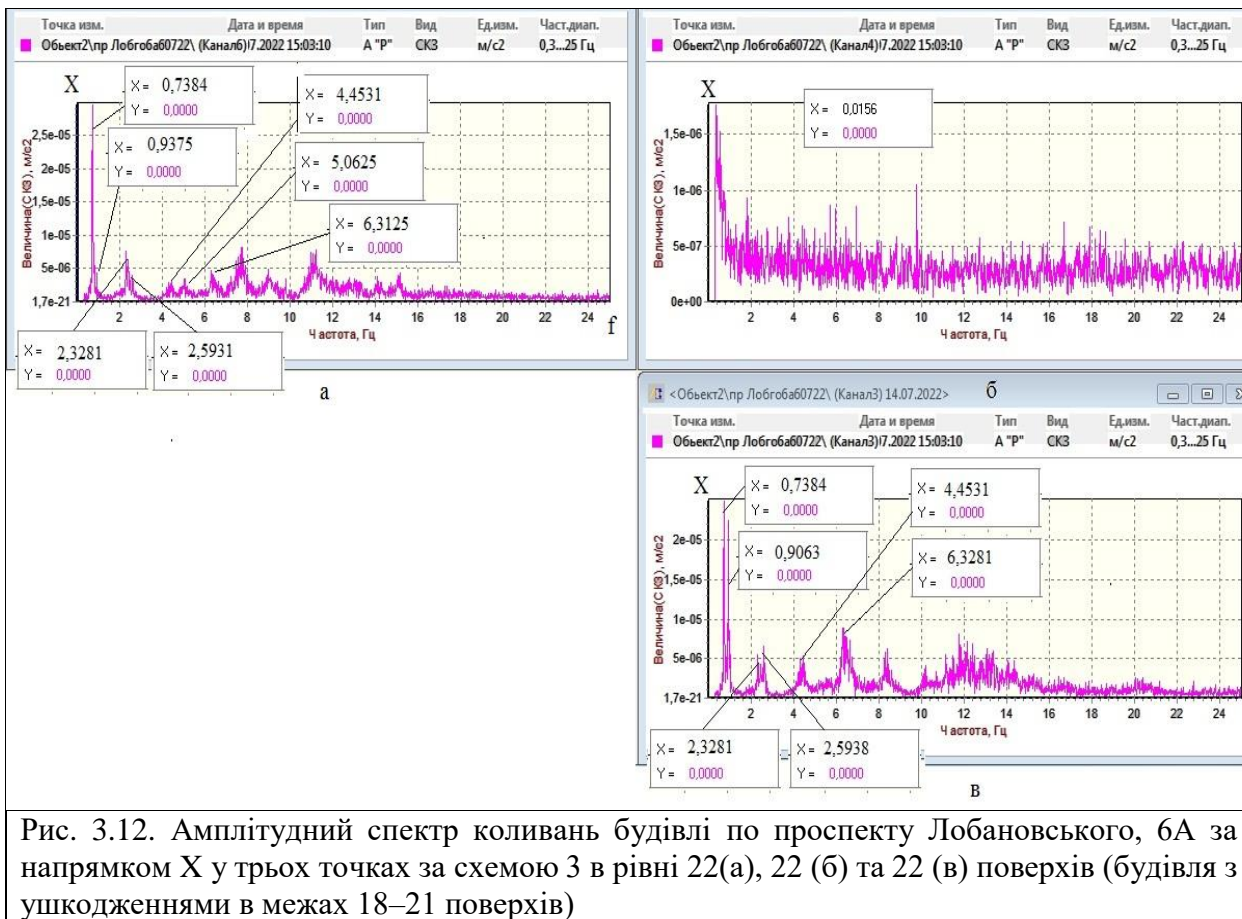
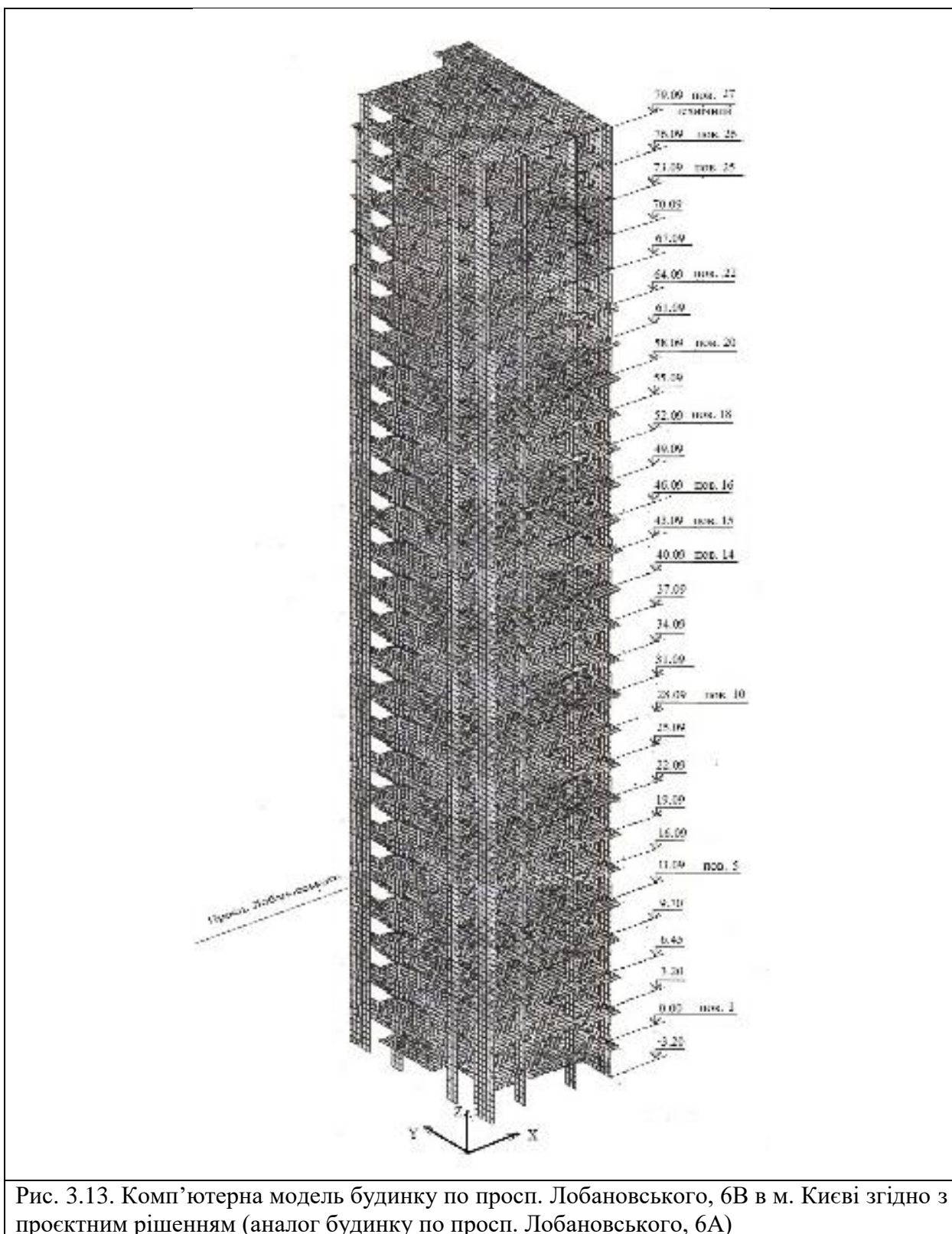


Рис. 3.11. Амплітудний спектр коливань будівлі по проспекту Лобановського, 6А за напрямком X у трьох точках за схемою 2 в рівні 1(а), 16 (б) та 22 (в) поверхів (будівля з ушкодженнями в межах 18–21 поверхів)



Визначення вібраційних характеристик будівлі (початково-крайових умов для чисельного вирішення початково-крайової задачі з математичного моделювання напружено-деформованого стану вцілої будівлі) (рис. 3.13–3.19, табл. 3.6)



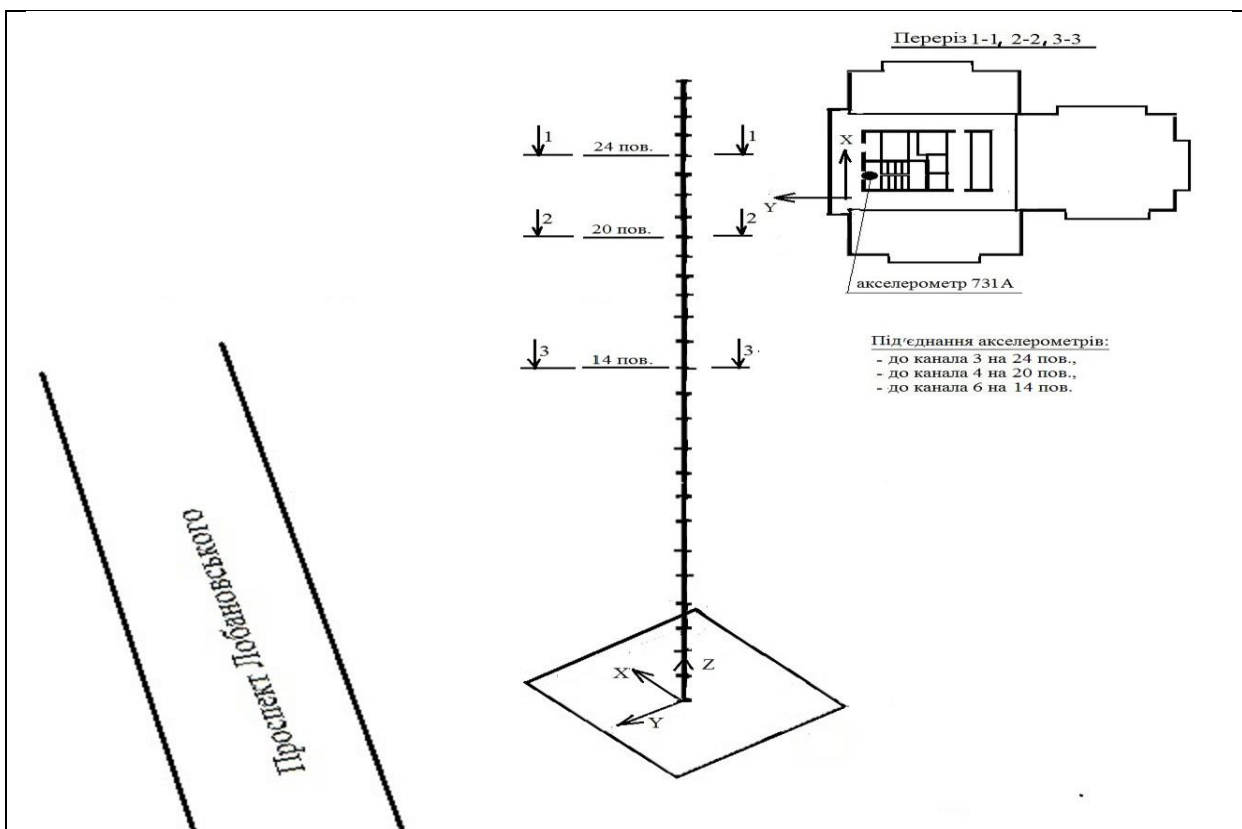


Рис. 3.14. Розміщення датчиків віброприскорення при дослідженні 27-поверхової будівлі по проспекту Лобановського, 6В (аналог будинку по просп. Лобановського, 6А) Схема 1 (дата обстежень – 7.07.22)

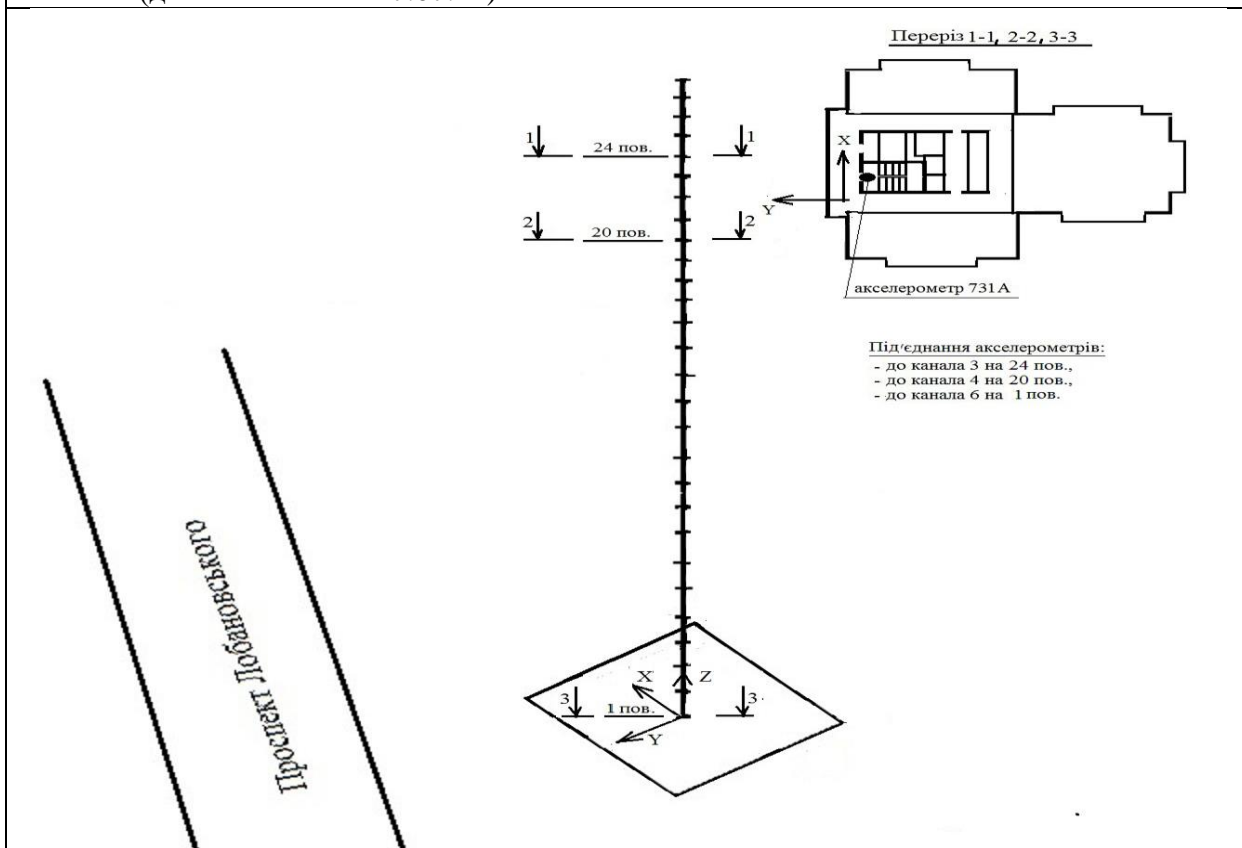


Рис. 3.15. Розміщення датчиків віброприскорення при дослідженні 27-поверхової будівлі по проспекту Лобановського, 6В (аналог будинку по просп. Лобановського, 6А) Схема 2 (дата обстежень – 7.07.22)

Параметри коливань будівлі по проспекту Лобановського, 6В
(аналог будівлі 6А)

№ п/п	Дата вимірювань	Час вимірювання	Схема розміщення датчиків	Точка встановлення датчиків (№ каналів)	Напрямок вимірювання	Зареєстровані значення
						Переважаючі частоти коливань, Гц
1	07.07.22	14:38	1.1	пов. 24 (к. 3)	Y	0,8438 3,0938
				пов. 20 (к. 4)	Y	0,8438...
				пов. 14 (к. 6)	Y	0,8438 3,0469
2	07.07.22	14:42	1.1*	пов. 24 (к. 3)	Y	0,8594 3,3125
				пов. 20 (к. 4)	Y	0,7188 3,3488
				пов. 14 (к. 6)	Y	0,8594 3,3125
3	07.07.22	14:48	1.2*	пов. 24 (к. 3)	X	0,7656 0,9219 2,9219
				пов. 20 (к. 4)	X	0,9844...
				пов. 14 (к. 6)	X	0,7656 0,9219 2,9219
4	07.07.22	14:52	1.2	пов. 24 (к. 3)	X	0,7500 0,9219 2,8906
				пов. 20 (к. 4)	X	дані некоректні
				пов. 14 (к. 6)	X	0,7500 0,9219 2,9219
5	07.07.22	15:28	2.1	пов. 24 (к. 3)	Y	0,8750 3,2344
				пов. 20 (к. 4)	Y	дані некоректні
				пов. 1 (к. 6)	Y	дані некоректні
6	07.07.22	15:31	2.1*	пов. 24 (к. 3)	Y	0,8594 2,9688
				пов. 20 (к. 4)	Y	дані некоректні
				пов. 1 (к. 6)	Y 2,9688
7	07.07.22	15:41	2.2*	пов. 24 (к. 3)	X	0,7344 0,9219 2,9219
				пов. 20 (к. 4)	X	дані некоректні
				пов. 1 (к. 6)	X	0,7344 3,0156
8	07.07.22	15:45	2.2	пов. 24 (к. 3)	X	0,7500 0,9688 2,9219
				пов. 20 (к. 4)	X	дані некоректні
				пов. 1 (к. 6)	X	дані некоректні

Примітка: * – вказані дані результатів обробки представлені на рисунках

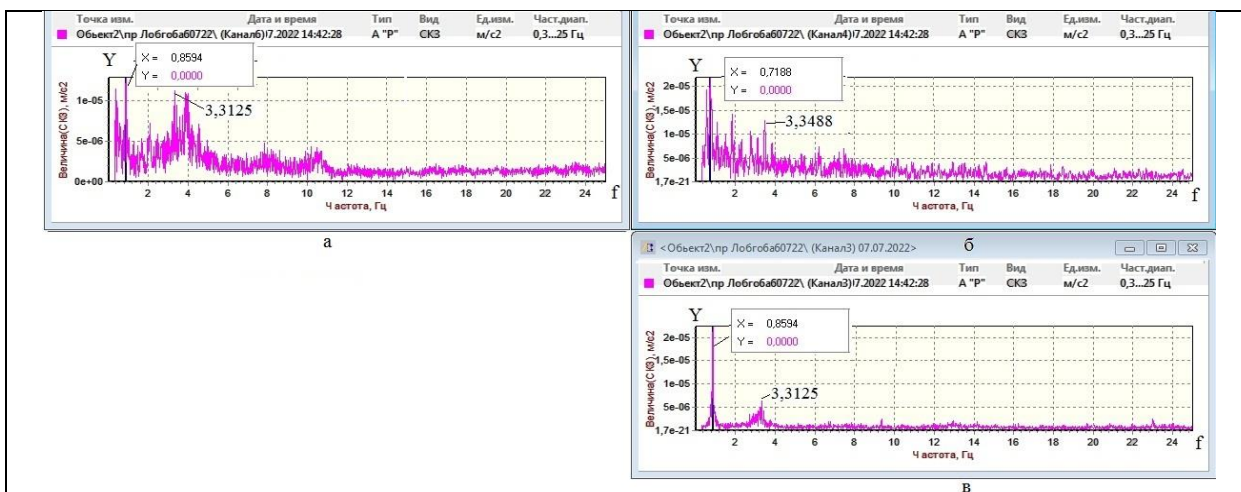


Рис. 3.16. Амплітудний спектр коливань будівлі по проспекту Лобановського, 6В за напрямком Y в трьох точках за схемою 1 в рівні 14(а), 20 (б) та 24 (в) поверхів (аналог будівлі 6А)

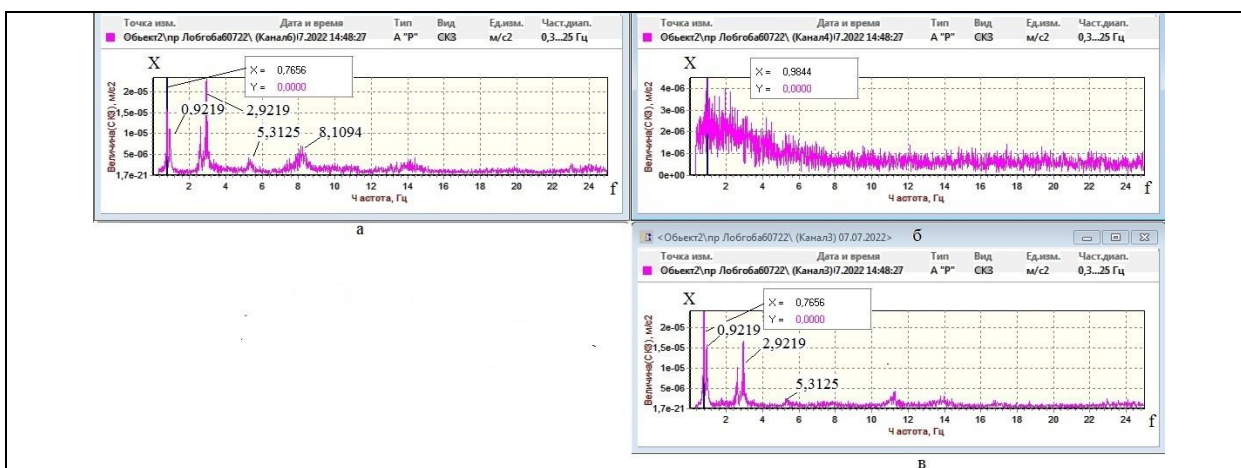


Рис. 3.17. Амплітудний спектр коливань будівлі по проспекту Лобановського, 6В за напрямком X у трьох точках за схемою 1 в рівні 14(а), 20 (б) та 24 (в) поверхів (аналог будівлі 6А)

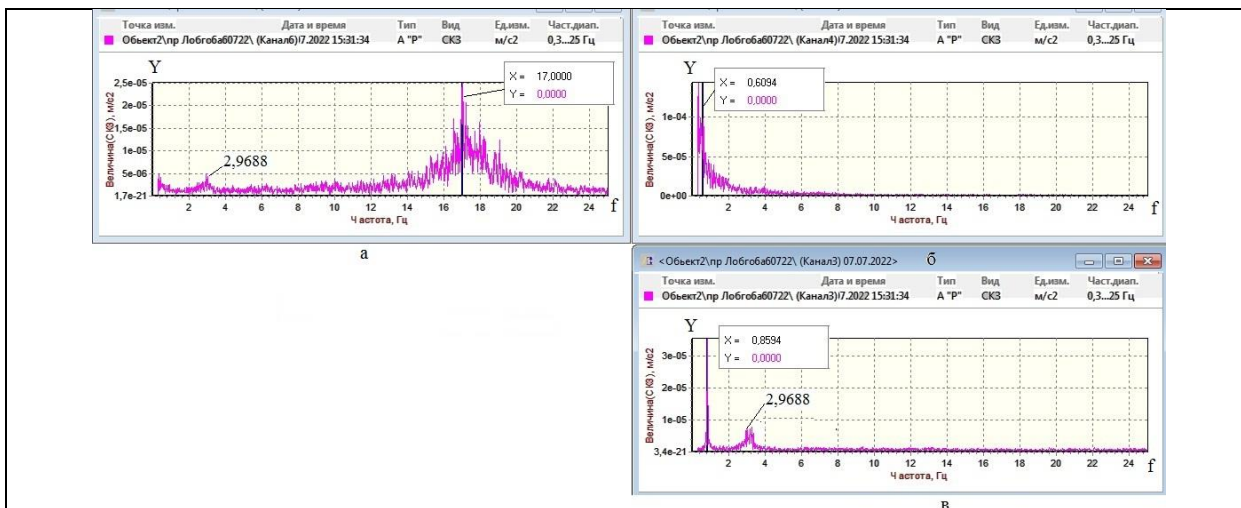
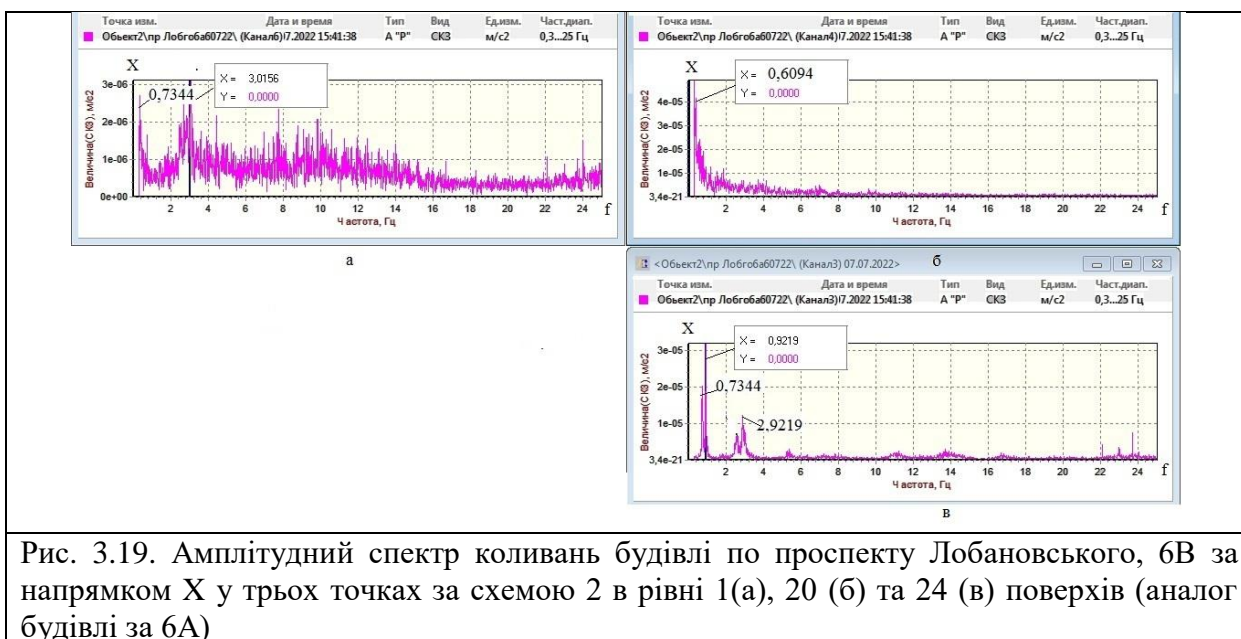


Рис. 3.18. Амплітудний спектр коливань будівлі по проспекту Лобановського, 6В за напрямком Y в трьох точках за схемою 2 в рівні 1(а), 20 (б) та 24 (в) поверхів (аналог будівлі 6А)



Узагальнені параметри коливань будівлі з ушкодженнями по проспекту Лобановського, 6А (таблиці 3.7–3.9)

Таблиця 3.7

Узагальнені параметри коливань будівлі по проспекту Лобановського, 6А

№ п/п	Дата вимірювань	Час вимірювання	Схема розміщення датчиків	Точка встановлення датчиків (№ каналів)	Напрямок вимірювання	Зареєстровані значення
						Переважаючі частоти коливань, Гц
1	06.07.22	16:58	1.1*	пов. 26 (к. 3)	Y	0,8281 2,8281
				пов. 22 (к. 4)	Y	дані некоректні
				пов. 16 (к. 6)	Y	0,8281 2,8281
2	14.07.22	14:18	2.2*	пов. 22 (к. 3)	X	дані некоректні
				пов. 16 (к. 4)	X	дані некоректні
				пов. 1 (к. 6)	X	0,7344 2,3438
3	14.07.22	15:03	3.2*	пов. 22 (к. 3)	X	0,7384 0,9063 2,3281
				пов. 22 (к. 4)	X	дані некоректні
				пов. 22 (к. 6)	X	0,7384 0,9375 2,3281

Таблиця 3.8

Узагальнені параметри коливань будівлі по пр. Лобановського, 6В
(аналог будівлі 6А)

№ п/п	Дата вимірювань	Час вимірювання	Схема розміщення датчиків	Точка встановлення датчиків (№ каналів)	Напрямок вимірювання	Зареєстровані значення
						Переважаючі частоти коливань, Гц
1	07.07.22	14:42	1.1*	пов. 24 (к. 3)	Y	0,8594 3,3125
				пов. 20 (к. 4)	Y	0,7188 3,3488
				пов. 14 (к. 6)	Y	0,8594 3,3125
2	07.07.22	14:48	1.2*	пов. 24 (к. 3)	X	0,7656 0,9219 2,9219
				пов. 20 (к. 4)	X	0,9844...
				пов. 14 (к. 6)	X	0,7656 0,9219 2,9219
3	07.07.22	15:31	2.1*	пов. 24 (к. 3)	Y	0,8594 2,9688
				пов. 20 (к. 4)	Y	дані некоректні
				пов. 1 (к. 6)	Y 2,9688
4	07.07.22	15:41	2.2*	пов. 24 (к. 3)	X	0,7344 0,9219 2,9219
				пов. 20 (к. 4)	X	дані некоректні
				пов. 1 (к. 6)	X	0,7344 3,0156

Примітка: * – вказані дані результатів обробки представлені на рисунках

Таблиця 3.9

Порівняльна таблиця частот власних коливань двох будівель по пр. Лобановського, 6А та 6В в м. Києві (дані з попередніх таблиць)

Напрямок коливань	Будинок по пр. Лобановського	
	6А (з ушкодженнями)	6В (аналог будівлі 6А)
	Частоти власних коливань, Гц	Частоти власних коливань, Гц
Y	f1=0,8281 f2=2,8281	f1=0,8594 f2=3,3125–3,3488
X	f1=0,7344–0,7384 f2=0,9063–0,9375 f3=2,3281	f1=0,7344–0,7656 f2=0,9219–0,9844 f3=2,9219–3,0156

Визначення крайових умов (міцності бетону у пілонах)

Міцність бетону в конструкціях визначалась ультразвуковим методом згідно з ДСТУ Б В.2.7-226:2009 [157] з урахуванням ДСТУ Б В.2.7-214:2009 [182]. Ультразвукові вимірювання проводились приладом Pundit PL-200200 в

комплекті з пристроєм для поверхневого прозвучування ПП з базою 122 мм (свідоцтво про калібрування UA/22/220124/82 від 24.01.2022).

Результати визначення міцності бетону ультразвуковим методом наведені у протоколі № 357/03-22 від 04.05.2022 (додаток Г) [176]. Результати визначення міцності бетону за механічним випробуваннями кернів наведені у протоколі № 221-323/023/22 від 04.05.2022 (Додаток Д) [176].

Висновок за розділом 3.2.

1. В результаті натурних вимірювань будівель по пр. Лобановського визначені початково-крайові умови для чисельного математичного моделювання задачі з визначення напружено-деформованого стану пошкодженої будівлі по пр. Лобановського, 6А та її аналогу по пр. Лобановського, 6В.

2. Власні частоти коливань будівлі по проспекту Лобановського, 6А, наведені в таблицях, за першими трьома основними формами коливань нижчі, ніж для будинку 6В, який є аналогом будинку 6А. Це свідчить про реальний вплив одержаних ушкоджень і зниження інтегральної жорсткості будинку 6А в результаті ракетного обстрілу. Загальний опис наявних ушкоджень та характеристики міцності обстежених конструкцій в зоні ураження та на поверххах нижче наведені в звіті [176].

3. В результаті узагальнення результатів механічних та ультразвукових випробувань, встановлено, що середні значення міцності бетону в обстежених пілонах на 18–21 поверхах в осях 1–4/Е–К знаходяться в межах від 16,6 МПа до 33,6 МПа. Це свідчить про те, що фактична міцність бетону у проконтрольованих пілонах в будівлі по проспекту Лобановського, 6А нижча за проектну міцність (для бетону класу С25/30 середня міцність становить 38,0 МПа).

3.3. Висновки за розділом 3.

1. В результаті проведення експериментальних досліджень неруйнівними методами, визначені початково-крайові умови для чисельного вирішення початково-крайової задачі з визначення напружено-деформованого стану будівлі по пр. Лобановського, 6А у м. Києві та будівлях м. Кривий Ріг, що розташовані на межі санітарної зони залізорудних кар'єрів міста.

2. Зареєстровані при вибухах значення віброшвидкості ґрунту в основі будівель перебувають у діапазоні 0,03–0,8 см/с, що відповідає 1–3 балам за шкалою сейсмічної інтенсивності під час вибухів.

3. Аналіз спектрів прискорень ґрунту під час вибухів дозволив встановити, що переважаючі частоти перебувають у діапазоні 1–48 Гц. Це підтверджує можливість коливань конструкцій будівель (перекриття, стін) у режимі, близькому до резонансного. Крім того, з метою виключення осадок фундаментів будівель при вибухах, прискорення ґрунту потрібно обмежувати значенням 15 см/с^2 .

4. В результаті узагальнення результатів механічних та ультразвукових випробувань, встановлено, що середні значення міцності бетону в обстежених пілонах на 18–21 поверхах в осях 1–4/Е–К будівлі по пр. Лобановського, 6А у м. Києві знаходяться в межах від 16,6 МПа до 33,6 МПа, що нижче за проектну міцність.

РОЗДІЛ 4. АПРОБАЦІЯ ТА ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ РОБОТИ

4.1. Математичне моделювання напруженого-деформованого стану та оцінка життєвого циклу міської забудови при регулярних промислових вибухах на залізорудних кар'єрах м. Кривий Ріг

Недостатня розвиненість мереж доріг і наземного транспорту в колишньому СРСР, а також економічна доцільність сприяли тому, що забудова житлових мікрорайонів відбувалася поблизу промислових зон. Це забезпечувало мінімальні витрати часу та коштів на транспортування робітників на їх робочі місця. Майже не враховувався техногенний вплив характеру робіт у промислових зонах. Як типовий приклад техногенного впливу під час проведення вибухових робіт у відкритих залізорудних кар'єрах можна навести будівлі житлового фонду м. Кривого Рогу (Дніпропетровська обл., Україна).

Візуальне обстеження (за методикою, див. розділ 1.5). На сьогодні техногенний вплив проведення промислових вибухів на існуючий житловий та соціально-культурний фонд Кривого Рогу суттєво збільшився. Це пов'язано насамперед із розширенням виробничої зони залізорудних кар'єрів. Наприклад, відкритий кар'єр ПівдГЗК (Південний гірничо-збагачувальний комбінат) з видобутку залізної руди в м. Кривий Ріг був заснований у 1952 р. і досяг позначки глибини близько 250 м. На рівні землі розробка корисних копалин у кар'єрі проводиться на площі, окресленій овалом з розмірами великої та малої осей відповідно 4 км та 3 км (санітарно-охоронна зона при проведенні вибухів становить 700 м). Загальний вигляд кар'єру ПівдГЗК м. Кривого Рогу представлений на рис. 4.1.

Межа початку житлового фонду Інгулецького району міста Кривий Ріг віддалена від східного борту залізорудного кар'єру на 800–900 м. Отже, під час проведення вибухових робіт на верхніх горизонтах кар'єру санітарно-охоронна

зона підходить безпосередньо до території житлової забудови. Динамічні впливи повітряних та ґрунтових ударних хвиль на будівлі, що розташовані в санітарно-охоронній зоні залізорудного кар'єру, мають періодичний характер.

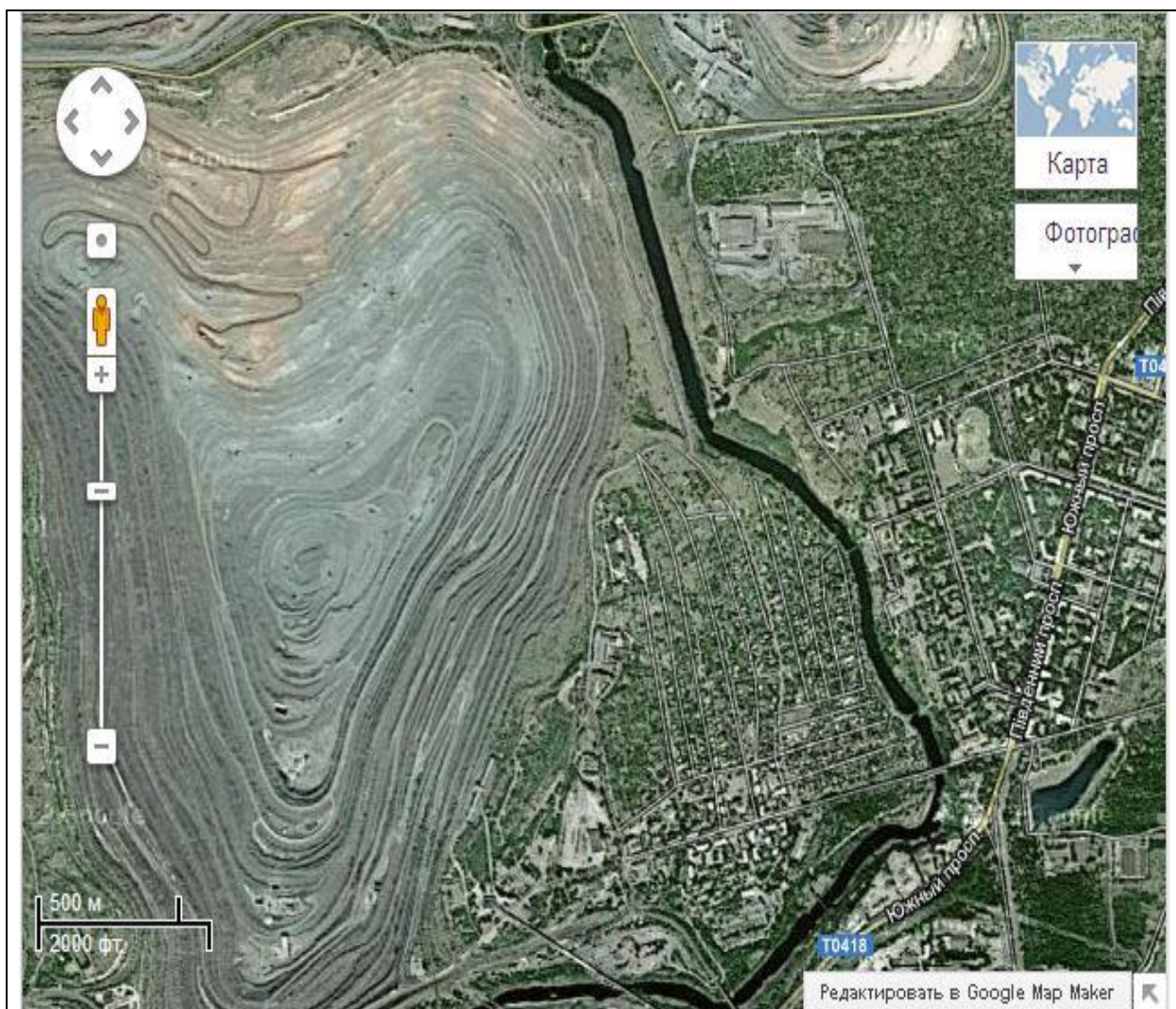


Рис. 4.1. Загальний вигляд кар'єру «ПівдГЗК» з прилеглою до нього інфраструктурою Інгулецького району м. Кривий Ріг

Проведення вибухів на ПівдГЗК до недавнього часу здійснювалося з періодичністю 1 раз на 2 тижні. При цьому гранична маса вибухових речовин для здійснення вибухів у кар'єрі ПівдГЗК становила за період спостережень у 2008–2012 рр. від 490 до 652 т.

Серед об'єктів спостереження в період проведення вибухових робіт у кар'єрі було обрано такі будівлі: середня школа №40, Центр дитячої та

юнацької творчості (Центр), Церква Різдва Богородиці, три будинки одноповерхової забудови розмірами $\approx 7 \times 8$ м. Перераховані будівлі охоплюють не повний спектр будівель за конструктивним виконанням, але повною мірою відповідають соціально-культурному призначенню.

Школа, Центр та Церква Різдва Богородиці, крім того, є будинками масового зосередження людей, які мають задовольняти підвищеним вимогам безпеки під час їх експлуатації. Оцінка їхнього поточного стану при сейсмічних впливах вибухів та прогнозна оцінка їх довговічності (ресурсу), а значить і безпеки людей, відносять поставлене завдання до розряду актуальних. На фотографії (рис. 4.2) наведені фрагменти будівлі Церкви Різдва



Рис. 4.2. Випадки порушення будівель від промислових вибухів у Кривому Розі. (фотографії Калюх Ю.І.)

Богородиці по вул. Обручева, 14, м. Кривий Ріг, розміщеної між двома залізородними кар'єрами.

Через свою близькість до цих кар'єрів споруда піддається подвійній “дозі” техногенних сейсмічних дій від промислових вибухів відразу на двох кар'єрах, що видно за нещодавно встановленим і вже тріснутим склом на вході (рис. 4.2а) і вертикальними тріщинами у стіні (рис. 4.2б). На рис. 4.2в священик Церкви показує вертикальні тріщини на його будинку, розміщеному на території цієї Церкви. На рис. 4.2г показано пошкодження несучих стін будівлі середньої школи № 40, яка розміщена поряд із залізородним кар'єром. За характером тріщин можна судити, що школа перебуває в аварійному стані унаслідок регулярних і постійних техногенних струсів, що становить серйозну загрозу, на яку щодня під час занять наражаються учні школи.

Багато зі спостережуваних будівель мають значний термін експлуатації. Для частини будівель нині втрачено проєктну та виконавчу документацію. Тому будуть використані всі три методи (візуальний, експериментальний та теоретичний) оцінки технічного стану будівлі та її несучих елементів. Як приклад розглянемо будівлю Центру у м. Кривий Ріг. Вибір даної будівлі для проведення детальних експериментальних і теоретичних досліджень та оцінки залишкового ресурсу обумовлений також частковою наявністю проєктних матеріалів. Проєкт будівлі розроблений у 1960 р. Будівля Центру творчості споруджувалася в 70-ті роки в період інтенсивного видобутку залізної руди в кар'єрі, тому будівля піддавалася сейсмічному впливу від вибухів, починаючи зі стадії будівництва.

Експериментальні дослідження з визначення початково-крайових умов

Розглянемо більш детально особливості динамічної діагностики будівельних конструкцій (плит перекриттів) при коливаннях малої амплітуди (від часток мм до декількох мм) з використанням датчиків високої чутливості,

які здатні реєструвати та виділяти коливання будівель, що виникають від дії фонового динамічного навантаження від проведення промислових вибухів.

Динамічні обстеження будівлі Центру та ґрунту в період 2008–2012 рр. виконувалися за розробленою методикою, яка включала вибір вібровимірювальної апаратури, розробку схем розміщення вібродатчиків, способів запису, зберігання та обробки отриманих вібросигналів.

На основі отриманих експериментальних даних фактичних рівнів прискорень та віброшвидкості ґрунту та конструкцій будівлі Центру можна зробити такі висновки:

1. Зареєстровані при вибухах значення віброприскорень ґрунту в основі будівель перебувають у діапазоні $[0,0238 \text{ м/с}^2, 0,643 \text{ м/с}^2]$.

2. Віброшвидкості ґрунту в основі будівлі через ґрунтові ударні хвилі перебувають у діапазоні $0,0004\text{--}0,015 \text{ м/с}$, що відповідає 1–4 балам за шкалою сейсмічної інтенсивності С.В. Медведева [30] під час вибухів [183].

3. Аналіз спектрів прискорень ґрунту під час вибухів дозволив встановити, що переважаючі частоти перебувають у діапазоні 1–54 Гц. Це підтверджує можливість близьких до резонансних коливань конструкцій будівель (перекриттів, стін). Відповідно до рекомендацій діючих нормативних документів [65, 66, 68, 69], для виключення осідань фундаментів будівель при проходженні ґрунтових ударних хвиль прискорення ґрунту потрібно обмежувати значенням $0,15 \text{ м/с}^2$.

Математичне моделювання

Для подальшого дослідження та вивчення стану будівлі Центру було розроблено його комп'ютерну модель на основі методу скінченних елементів (МСЕ) за допомогою програмного комплексу ЛІРА [152, 184, 192, 194].

МСЕ є теоретичною основою ПК ЛІРА. Реалізований варіант МСЕ використовує принцип можливих переміщень:

$$a(u, v) = (f, v), \quad (4.1)$$

де: u - шукане точне рішення; v - будь-яке можливе переміщення; $a(u, v)$, (f, v) - можливі роботи зовнішніх та внутрішніх сил (4.1).

Область, яка зайнята конструкцією, розбивається на скінченні елементи Ω_r ; призначаються вузли та їхній ступінь свободи L_i (переміщення та кути повороту вузлів). Ступеням свободи відповідають базисні (координатні, апроксимуючі) функції μ_i , які відрізняються від нуля тільки на відповідних вузлах елементів та які відповідають рівності:

$$L_j \mu_i = \begin{cases} 1, & i = j \\ 0, & i \neq j \end{cases} \quad (4.2)$$

Наближений розв'язок U_h має задовольняти головним кінематичним умовам та шукається у вигляді лінійної комбінації базисних функцій:

$$U_h = \sum_{i=1}^N u_i \mu_i, \quad (4.3)$$

де: u_i — числа; N — кількість ступенів свободи.

Підставляючи в (4.2) U_h замість u і μ_i ($i=1..N$) замість v , отримаємо систему рівнянь МСЕ, які наведені в елементах блок-схеми на рис. 4.3.

Таким чином, використання МСЕ зводить задачу до системи лінійних алгебраїчних рівнянь. Матрицю K і вектор P отримують підсумовуванням відповідних елементів матриць жорсткості і векторів навантажень, які побудовані для окремих скінченних елементів. Це є важливою перевагою викладеного методу [184]. Бібліотека скінченних елементів містить елементи, які моделюють роботу різноманітних типів конструкцій: елементи стрижнів,

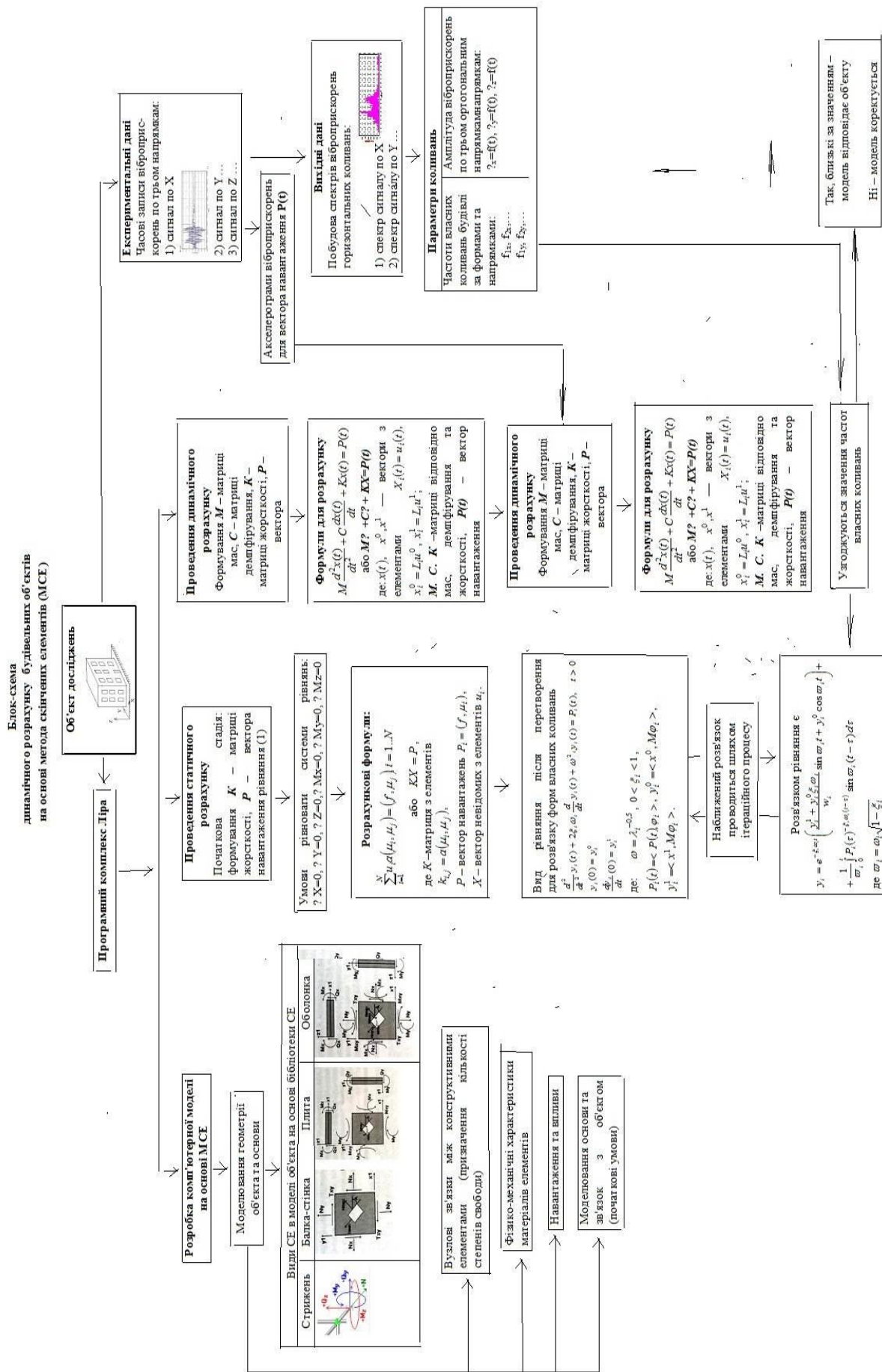


Рис. 4.3. Блок-схема динамічного розрахунку будівельних об'єктів на основі методу скінченних елементів (МСЕ)

чотирикутні та трикутні скінченні елементи пласкої задачі для моделювання плит та оболонок, скінченні елементи просторової задачі у вигляді тетраедра, паралелепіпеда та тригранної призми.

Крім того, у БСЕ знаходяться різні спеціальні елементи, які моделюють зв'язок скінченної жорсткості, пружну податливість між вузлами, елементи, задані чисельною матрицею жорсткості. Всі скінченні елементи, які включено до БСЕ, теоретично обґрунтовані, для них отримані оцінки похибки за енергією та за переміщенням.

При динамічному розрахунку принцип можливих переміщень МСЕ набуває змін в порівнянні зі статичним розрахунком за формулою (1) і набуває вигляду:

$$b(u, v) + c(u, v) + a(u, v) = (f(t), v), \quad t > 0 \quad (4.4)$$

де: u — шукане точне рішення; v — будь-яке можливе переміщення; $b(u, v)$, $c(u, v)$ — можливі роботи інерційних та демпфіруючих сил; $a(u, v)$, $(f(t), v)$ — можливі роботи зовнішніх та внутрішніх сил. Задавання динамічного розрахунку формулюється у вигляді варіаційної рівності з частковими похідними:

$$\begin{aligned} b\left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}, v\right) + C\left(\frac{\partial u}{\partial t}, v\right) + a(u, v) &= (f(t), v), \quad t > 0 \\ u(0) &= u^0 \\ \frac{\partial u}{\partial t}(0) &= u^1 \end{aligned} \quad (4.5)$$

де: $u_i = u(t)$ — точне рішення; u^0 , u^1 — початкові значення переміщення та швидкості; інші значення ті ж самі, що й у статичній задачі.

Чисельний метод вирішення прямої динамічної задачі розрахунку

будівельних конструкцій, що реалізований у ПК ЛПА, полягає у поєднанні МСЕ з розкладенням за формою власних коливань конструкції. Рішення (5) шукається у вигляді:

$$U_h = \sum_{i=1}^N u_i(t) \mu_i, \quad (4.6)$$

де: $u_i(t)$ — скалярні функції; μ_i — базисні функції відповідної статичної задачі.

Підставивши за аналогією у (5) U_h вигляду (6) замість u та μ_j ($j = 1..N$) замість v , отримаємо систему звичайних диференціальних рівнянь, що наведені в елементах блок-схеми для динамічного розрахунку на рис 6. Там же наведено запис рівняння в матричній формі. В наведеному рівнянні блок-схеми матриця мас M визначається елементами $m_{i,j} = b(\mu_i, \mu_j)$, матриця демпфірування C — $c_{i,j} = c(\mu_i, \mu_j)$. Матриця жорсткості K визначається елементами $k_{i,j} = a(\mu_i, \mu_j)$, $P(t)$ — вектор навантаження — визначається елементами $P_i = (f(t), \mu_i)$ за аналогією зі статичною задачею.

$$M \frac{d^2 x(t)}{dt^2} + C \frac{dx(t)}{dt} + Kx(t) = P(t), \quad (4.7)$$

де: $x(t)$, x^0, x^1 — вектори з елементами $X_i(t) = u_i(t)$, $x_i^0 = L_i u^0$, $x_i^1 = L_i u^1$.

Цей метод відомий як напівдискретна апроксимація. Його похибка (різниця між U і U_h) за потенціальною та кінетичною енергією оцінюється як у сумісному, так і у несумісному випадках величиною, пропорційною до h^r .

Система (4.7) розраховується методом розкладання за формами власних коливань. Нехай λ_i , φ_i — розв'язок задачі на власні значення; $\langle M\varphi_i, \varphi_i \rangle = 1$, де символом \langle, \rangle позначений скалярний добуток.

$$K\varphi = \lambda M\varphi \quad (4.8)$$

Задача на власні значення (8) розраховується методом ітерації підпростору. Вважаючи, що в (7) $x(t) = \sum_{i=0}^N y_i(t)\varphi_i$, з ортогональності функції φ_i отримаємо (при певних припущеннях відносно матриці C), що система (7) розпадається на незалежні рівняння відносно $y_i(t)$, які представлені в блоку-схемі для розв'язку форм власних коливань (6).

Розв'язок рівняння відносно $y_i(t)$ має вигляд:

$$y_i = e^{-\xi_i \omega_i t} \left(\frac{y_i^1 + y_i^0 \xi_i \omega_i}{\omega_i} \sin \varpi_i t + y_i^0 \cos \varpi_i t \right) + \frac{1}{\omega_i} \int_0^t P_i(\tau) e^{-\xi_i \omega_i (t-\tau)} \sin \varpi_i (t-\tau) d\tau,$$

де: $\varpi_i = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2}$. Вектори інерційних сил $S_i(t)$ розраховуються за формулою: $S_i(t) = \omega_i^2 y_i^{(t)} M\varphi$. При розрахунку використовуються величини $S_{i,0} = \max_t \left\{ \left| \omega_i^2 y_i(t) \right| \right\}$, значення яких вибираються в залежності від виду навантаження — вітрового, сейсмічного, імпульсивного, ударного чи гармонічного.

Створено дві розрахункові схеми будівлі для проведення теоретичних досліджень: схема 1, у якій відсутні пошкодження, та схема 2 з основними пошкодженнями в несучих стінах будівлі Центру:

➤ розрахункова схема 1 відображає вихідний стан будівлі на момент введення її в експлуатацію (≈ 1969 – 1971 рр.);

➤ розрахункова схема 2 відображає стан будівлі на момент обстеження – травень 2013 року.

Цифрові значення динамічних параметрів напружено-деформованого стану комп'ютерної моделі будівлі Центру є головними критеріями для перевірки її коректності (ідентифікація математичної моделі відбувалася шляхом співставлення даних розрахунків з результатами експериментальних та візуальних обстежень будівлі Центру). Напрямок сейсмічного впливу на будівлю під час проведення вибухів показано в [185], де представлена комп'ютерна модель будівлі Центру.

Розрахункова схема 1 створена на основі наступних типів скінченних елементів: стрижневі елементи 10 типу (шість ступенів свободи у вузлі), пластинчасті елементи 41, 42, 44 типів (шість ступенів свободи у вузлі). Закріплення будівлі виконано в рівні основи. Для вузлів пластинчастих елементів, що примикають до основи, допускаються кутові переміщення. Вузли колон у рівні основи защемлені. Розрахунки виконувалися на цьому етапі в лінійній постановці. В [185] представлена ділянка несучої стіни за віссю 1 з косою тріщиною, що йде від кута віконного отвору на другому поверсі, та її моделювання в комп'ютерній моделі будівлі. Тріщини з меншим розкриттям, ніж в [185], не моделювалися. Моделювання тріщини здійснювалося шляхом поділу вузлів і елементів комп'ютерної моделі будівлі за методом скінченних елементів у програмному комплексі ЛІРА [184], що сполучаються по лінії тріщини, та шляхом об'єднання переміщень для цих вузлів у напрямку існуючих зав'язків комп'ютерної моделі будівлі.

Динамічні параметри будівлі в розрахунковій схемі 2 приймаються для подальшого аналізу тільки в тому разі, якщо вони близькі до експериментальних даних. За необхідності проводилося корегування математичної моделі ітераційними розрахунками з метою її уточнення. Також динамічні параметри комп'ютерної моделі є головними критеріями її подібності до реальної будівлі. При проведенні динамічних розрахунків

кожної з зазначених розрахункових схем (1 і 2), число форм коливань, що задаються, відповідало 10.

У доопрацьованій таблиці 4.1 наведено розрахункові значення частот власних коливань для розрахункової схеми 2 будівлі з пошкодженнями, а також експериментально зареєстровані значення, які було отримано для перших основних форм коливань за напрямками цифрових і буквених осей при експериментальних вібродинамічних обстеженнях, проведених 16.05.2012.

На основі уточнення експериментальних даних при вібродинамічних обстеженнях будівлі Центру, було отримано амплітудний спектр віброприскорень, згідно з яким експериментальні значення частот власних коливань f_i (та періодів T_i) будівлі за формами склали: за напрямом X: $f_1 = 4,23$ Гц, $f_2 = 6,65$ Гц; за напрямом Y: $f_1 = 4,54$ Гц, $f_2 = 5,37$ Гц.

Таблиця 4.1

Динамічні характеристики комп'ютерної моделі 2 будівлі Центру

Номер форми коливань	Частота коливань, Гц (розрахункова)	Частота коливань, Гц (експериментальна)	Відносна похибка, %	Період коливань, с	Сума модальних мас при сейсміці, %	
					за X	за Y
1	4.561	4,23	7,3	0.219	55.570	12.725
7	6.219	6,65	7,2	0.161	75.127	72.458

Наведені в таблиці 4.1 значення частот і періодів власних коливань за формами 1, 2, 7 для комп'ютерної моделі будівлі Центру дитячої творчості близькі до їх експериментальних значень (відносна похибка не перевищує 7,3%). Таким чином, комп'ютерна модель будівлі Центру дитячої творчості з моделюванням тріщини у верхній частині несучої стіни будівлі за віссю 1 була верифікована як вихідна для проведення математичного моделювання напружено-деформованого стану Центру.

Поряд з оцінкою динамічних параметрів, розробленою комп'ютерною моделлю будівлі була проведена оцінка її напружено-деформованого стану при динамічних впливах. Максимальні переміщення при динамічному впливі

на будівлю за напрямом X при вибуху були отримані для стіни за віссю 1 на ділянці в осях $B-I$ і склали 0,0503 м [185].

Системний аналіз.

Представлена область найбільших деформацій несучої цегляної стіни за віссю 1 при сейсмічних впливах обмежує простір глядацького залу Центру творчості на другому поверсі будівлі і є найбільш небезпечною для глядачів. Залізобетонні балки покриття на відмітці 10.85 та верхній пояс поперечної рами за віссю I на відмітці 11.80 є найбільш відповідальними конструктивними елементами покрівлі будівлі, тому визначають її довговічність (ресурс). Для цих елементів було виконано розрахунок ризиків руйнування з метою визначення зниження ресурсу цих елементів за сейсмічних навантажень. Результати розрахунку наведені у роботі [186].

На рис. 4.4 представлено підсумковий графік зміни несучої здатності окремого несучого елемента та будівлі Центру в цілому на основі синтезу матеріалів візуального обстеження, експериментальних досліджень та математичного моделювання. Кожна ділянка діаграми зміни несучої здатності будівлі побудована для часового інтервалу близько 30 років і охоплює весь період проєктної експлуатації будівлі (≈ 100 років). Діаграма представляє чотири категорії технічного стану будівлі, визначені за [186]. Графік 2 зміни несучої здатності будівлі від часу експлуатації T являє собою плавну криву, яка описується теоретичною залежністю $P=P_0 - \Delta P(T, T^2)$. Точки перетину вертикалі, проведеної з середини інтервалу кожної ділянки діаграми зміни несучої здатності будівлі з графіком 2, визначають значення і положення ділянки діаграми для відповідної категорії технічного стану будівлі.

Дана залежність 2 не описує наявні дефекти та впливи. Але їх врахування дозволяє оцінити технічний стан будівлі і, згідно з наведеною діаграмою, оцінити її несучу здатність. Несуча здатність окремого несучого елемента будівлі при дії зовнішніх сил (для прикладу, сейсмічних впливів) апріорно має бути більшою в порівнянні з будинком в цілому в будь-який момент часу,

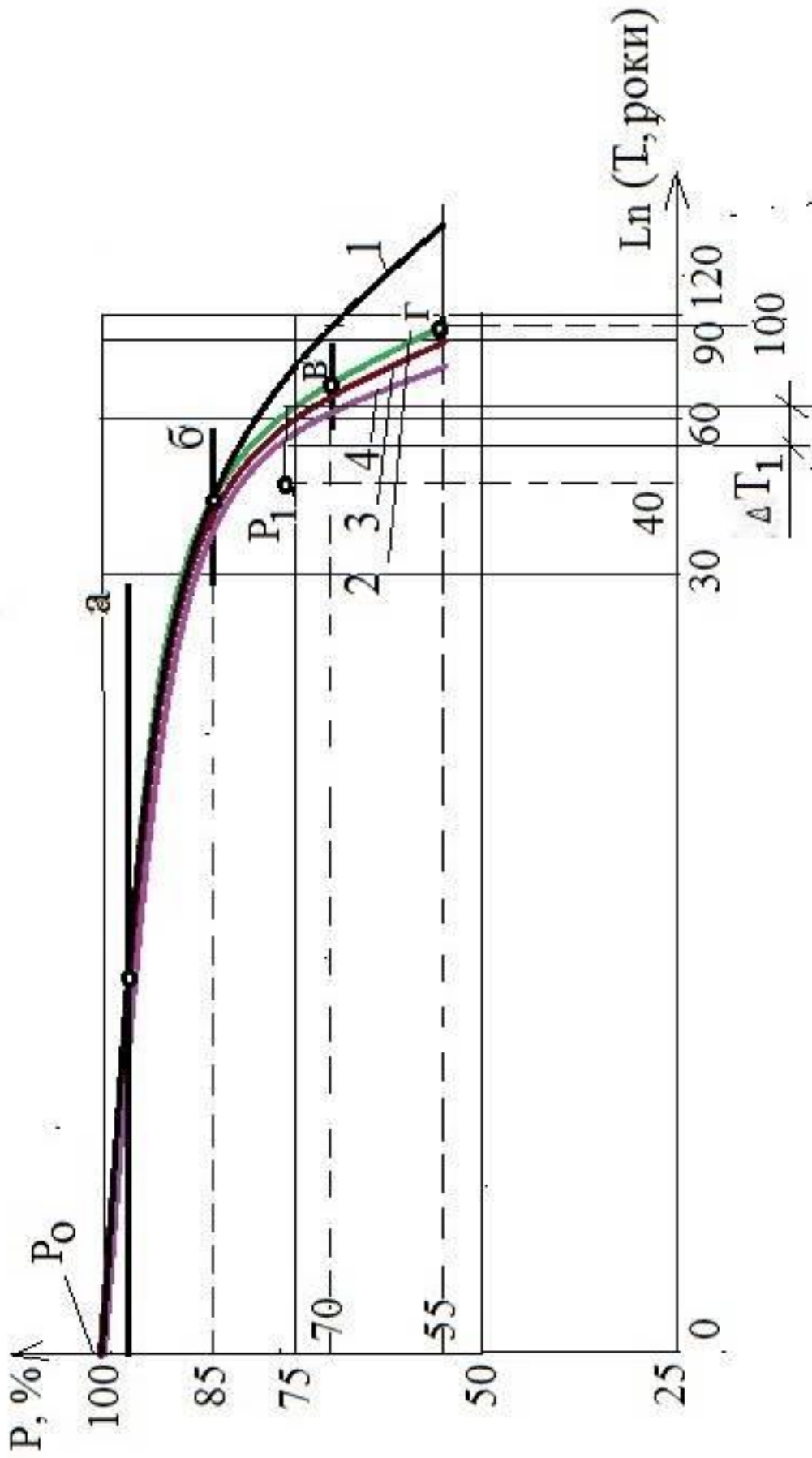


Рис. 4.4. Порівняльний графік зміни несучої здатності від строку експлуатації для несучого конструктивного елемента будівлі Центру та для будівлі в цілому. Позначення. Відрізки прямих а, б, в, г – елементи діаграми зміни несучої здатності будівлі в цілому для чотирьох категорій технічного стану за весь період її експлуатації: а – будівля в нормальному стані, б – будівля в задовільному стані, в – будівля непридатна для нормальної експлуатації, г – будівля в аварійному стані; 1 – графік зміни несучої здатності окремого несучого конструктивного елемента будівлі при сейсмічних впливах, 2 – графік зміни несучої здатності будівлі в цілому без сейсмічних впливів, 3 – графік зміни несучої здатності будівлі в цілому без пошкоджень при сейсмічних впливах, 4 – графік зміни несучої здатності будівлі в цілому з ушкодженнями при сейсмічних впливах; точка P_1 характеризує технічний стан будівлі Центру на момент досліджень (2012 р.) після 40 років її експлуатації.

а термін його експлуатації – довшим. Цьому висновку відповідає графік 1 на рис. 4.4.

Відповідно графіки 3 та 4 в порівнянні з графіком 2 апріорно демонструють зниження несучої здатності будівлі в цілому і термінів її експлуатації при наявності сейсмічних впливів (графік 3) та при їх поєднанні з ушкодженнями (графік 4). На початковому етапі експлуатації будівлі або несучого елемента (в межах 30 років) зміни несучої здатності в часі є незначними, навіть при дії сейсмічних навантажень та появи ушкоджень. Зменшення терміну експлуатації будівлі в цьому випадку буде складати $\Delta T \approx 0$ (тотожність графіків 1, 2 та 4 на даній ділянці).

При збільшенні періоду експлуатації будівлі вплив сейсмічних навантажень від промислових вибухів та поєднання її з ушкодженнями конструкцій будівлі призводить до розвитку виявлених дефектів і відповідно до прискореного зменшення несучої здатності будівлі. Аварійний стан будівлі за ДСТУ [78] визначається зменшенням несучої здатності будівлі до значення 55% від початкового значення (100%).

Визначення технічного стану будівлі проводиться на основі візуальних і інструментальних досліджень несучих та огорожувальних конструкцій. Уточнення значення несучої здатності будівлі проводиться на основі розрахунку комп'ютерних моделей з урахуванням результатів вищеназваних обстежень.

Проведення обстежень будівлі для визначення її технічного стану і виконання відповідних розрахунків для оцінки несучої здатності дозволяють визначити за графіками 2 та 4 зменшення терміну експлуатації ΔT на момент обстежень. На рис. 4.5 представлено значення несучої здатності будівлі P_1 для періоду експлуатації 40 років. Для даного періоду експлуатації будівлі зниження набуває значення ΔT_1 .

Для аварійного значення несучої здатності $P=55\%$ зменшення терміну експлуатації будівлі буде максимальним ΔT_{\max} . В цьому випадку розрахунковий термін експлуатації будівлі в порівнянні з проектним

$T_{\text{пр}}=100$ років скоротиться до значення $T=T_{\text{пр}}-\Delta T_{\text{max}}$.

Для попередження суттєвого зменшення терміну експлуатації будівлі при наявності ушкоджень та дії сейсмічних впливів необхідно збільшити періодичність візуальних та інструментальних обстежень після 40 років її експлуатації. Уточнення несучої здатності будівлі на основі відповідних розрахунків комп'ютерної моделі будинку бажано виконати з урахуванням нових даних обстежень для періоду експлуатації будівлі 60 та 70 років.

Достовірність та поглиблений аналіз одержаних даних при ймовірному продовженні експериментальних досліджень будівлі Центру необхідно забезпечити шляхом повторення (як обов'язкова умова) схем, кількісного складу, типу і місць розміщення на конструкціях будівлі віброперетворювачів, які були застосовані при першому дослідженні. За необхідності схеми розміщення віброперетворювачів можуть бути доповнені за результатами візуальних обстежень.

У підсумку, як випливає з рис. 4.4 [132, 185, 187], розрахунковий вік будівлі Центру зменшився на 30 років. Результати візуального обстеження, експериментальні та розрахункові дані свідчать про те, що загальний технічний стан будівлі Центру вже зараз говорить про її непридатність до нормальної експлуатації. А при продовженні промислових вибухів, що провокують наростання внутрішніх дефектів у несучих залізобетонних конструкціях будівлі Центру, ризик руйнування збільшиться. Все це прискорює її старіння та пришвидшує зниження ресурсу (зростання ΔT_1).

Висновки за розділом 4.1.

1. Динамічний вплив від промислових вибухів на житловий фонд м. Кривий Ріг інтегрально оцінюється в межах 2–3 (4) балів на основі досліджень і отриманих експериментальних даних у 2005–2012 рр. Зафіксована під час проведення досліджень маса вибухових речовин у залізородних кар'єрах у 2008–2012 рр. не перевищувала 652 т.

2. Зменшення рівня динамічної дії промислових вибухів на будівлі та ґрунт шляхом застосування лише технічних засобів (використання сповільнювачів при проведенні вибухів) під час вибухів масою 500–650 т у кар'єрі ПівдГЗК не дозволяє істотно знизити їх інтенсивність.

3. Запропонований гібридний метод розрахунку життєвого ресурсу Центру дозволяє поширити його для динамічної паспортизації будівель і споруд в Україні та вже зараз застосовується співробітниками ДП НДІБК при комплексній оцінці зруйнованих та пошкоджених будівель в містах Бородянка, Буча, Ворзель, Гостомель, Ірпінь, Чернігів та інших містах України, де припинилися бойові дії.

4.2. Математичне моделювання напруженого-деформованого стану та оцінка життєвого циклу міської забудови при влучанні ракети у будинок по пр. Лобановського, 6А, м. Київ

У 2022 р. проблема системної оцінки динамічних впливів на цивільну та промислову забудову в Україні набула особливої гостроти у зв'язку із загарбницькою війною російської федерації. У цьому випадку математичне моделювання та розрахунки будівель необхідно проводити в умовах «прогресуючого обвалення» [187–191]: у графічній моделі будівлі необхідно виключати один або кілька її фрагментів, які були зруйновані внаслідок влучання ракет, снарядів, мін тощо.

При цьому можливі такі три випадки: будівля повністю зруйнована та відновленню не підлягає (1); будівля частково зруйнована та підлягає відновленню (2); будівля зовні виглядає непошкодженою, але знаходилася в зоні бойових дій і зазнавала динамічних впливів (3). В останніх двох випадках необхідно враховувати вплив ґрунтових і повітряних ударних хвиль (динамічні впливи) на погіршення технічного стану будівлі та кількісну оцінку падіння її життєвого ресурсу

Отже, метою є розробка методології комплексної кількісної оцінки падіння ресурсу будівель, що зазнали динамічного впливу внаслідок бойових дій.

Методика чисельного розрахунку напружено-деформованого стану будівлі.

Чисельні дослідження вимушених коливань просторових багатомасових лінійних розрахункових динамічних моделей будівель при впливах бойових дій виконані з використанням програмного комплексу ЛІРА САПР, у якому реалізовано метод скінченних елементів [192]. Розрахунки на динамічні впливи (різної інтенсивності, при якій будівельні конструкції працюють у пружній стадії) в програмному комплексі ЛІРА САПР виконувалися на базі скінченноелементної просторової моделі будівлі (рис. 4.5) з використанням такої системи диференціальних рівнянь з постійними коефіцієнтами:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = -[M]\{\ddot{x}_0(t)\}, \quad (4.9)$$

де $[M]$, $[C]$, $[K]$ – постійні матриці мас, демпфірування і жорсткості системи;

$\{\ddot{x}(t)\}$, $\{\dot{x}(t)\}$, $\{x(t)\}$ – вектори прискорень, швидкостей і переміщень;

$\{\ddot{X}_0(t)\}$ – кінематичне навантаження (прискорення ґрунту в основі будівлі), яке

відповідає часу t .

Початкові швидкості приймаються нульовими, а початкові переміщення отримуються з рішення системи рівнянь (1) при першому завантаженні $\{x(0)\}$

$$= \{X_1\} .$$

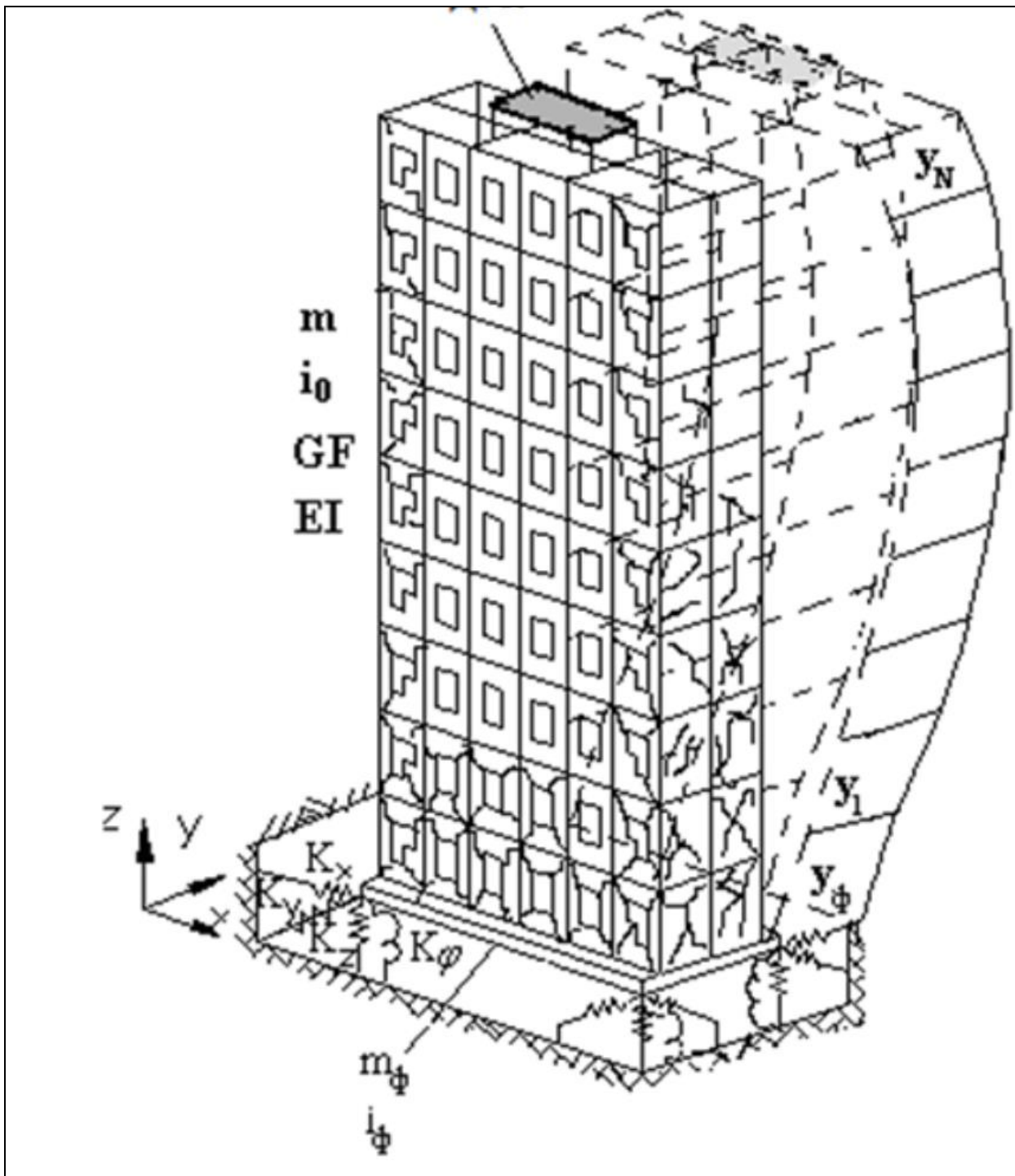


Рис. 4.5. Просторова розрахункова динамічна модель будівлі як континуальної системи з урахуванням пружної ґрунтової основи (K_x, K_y, K_z, K_ϕ), маси m_ϕ , моменту інерції фундаменту i_ϕ , мас m , моментів інерції i_0 , зсувної GF та згинальної EI жорсткостей конструкцій поверхів будівлі

Із розгляду (1) як системи звичайних диференціальних рівнянь з постійними коефіцієнтами випливає, що апроксимувати швидкості, прискорення та переміщення можна скінченнорізницевиими виразами в переміщеннях. Для прискорень у момент часу t з використанням методу центральних різниць систему рівнянь руху можна записати у вигляді [193]:

$$\left[\frac{2M}{\Delta t^2} + \frac{C}{\Delta t} + K \right] (\{X(t + \Delta t)\} + \{X(t - \Delta t)\}) = 2(-M \{\ddot{X}_0(t)\} + \frac{2M}{\Delta t^2} \{X(t)\} + \frac{C}{\Delta t} \{X(t - \Delta t)\}) \quad (4.10)$$

«Нові» переміщення $\{X(t + \Delta t)\}$ визначаються з урахуванням раніше отриманих переміщень $\{X(t)\}$ та $\{X(t - \Delta t)\}$ при чисельному вирішенні системи рівнянь (4.11). У науковій літературі подібні схеми інтегрування називаються схемами неявного інтегрування. Ця схема отримала назву модифікованого методу центральних різниць. Рівняння (2) є вихідними при вирішенні як лінійних, так і нелінійних задач прямим динамічним розрахунком в програмному комплексі ЛПРА САПР [194]. У подальшому в програмному комплексі ЛПРА виконується кроковий нелінійний просторовий розрахунок будівлі при дії статичних вертикальних навантажень та горизонтальних динамічних впливів за двома напрямками (X, Y). В результаті на кожному i -му кроці навантаження знаходяться переміщення X_i та кути повороту U_i , зусилля в колонах, ригелях, плитах перекриттів, напруження в елементах стін, а також стан бетону та арматури.

Зазначимо, що програмний комплекс ЛПРА [192, 194] дозволяє визначити амплітуди переміщень, швидкостей, прискорень вузлів розрахункової сітки та напруження, проте без урахування залишкових деформацій бетону та тільки для кінцевих елементів балок-стінок. Отримувані при цьому розрахункові динамічні діаграми деформування поверхів будівлі дозволяють згодом виконувати нелінійний динамічний розрахунок багатомасової моделі будівлі з урахуванням фізичної нелінійності бетону та арматури при знакозмінних динамічних впливах, а також різного демпфірування підсистем з урахуванням

натурних або синтезованих акселерограм.

Для визначення залишкового ресурсу багатоповерхової будівлі по проспекту Лобановського, 6А, у місті Києві, після влучання в неї ракети було застосовано теоретико-методологічні та практичні напрацювання дисертаційної роботи. Натурні або синтезовані акселерограми є початковими умовами для чисельного вирішення початково-крайової задачі за допомогою програмного комплексу ЛІРА. Після цього виконується оцінка ризиків руйнування конструкцій будівлі на наступних етапах.

Візуальні обстеження частково зруйнованих або пошкоджених будівель внаслідок бойових дій проводилися за адресами:

- проспект Лобановського, 6А у місті Києві (рис. 3.2, 3.4, 4.6 та 4.7 (наслідки влучання ракети)) [176, 177];

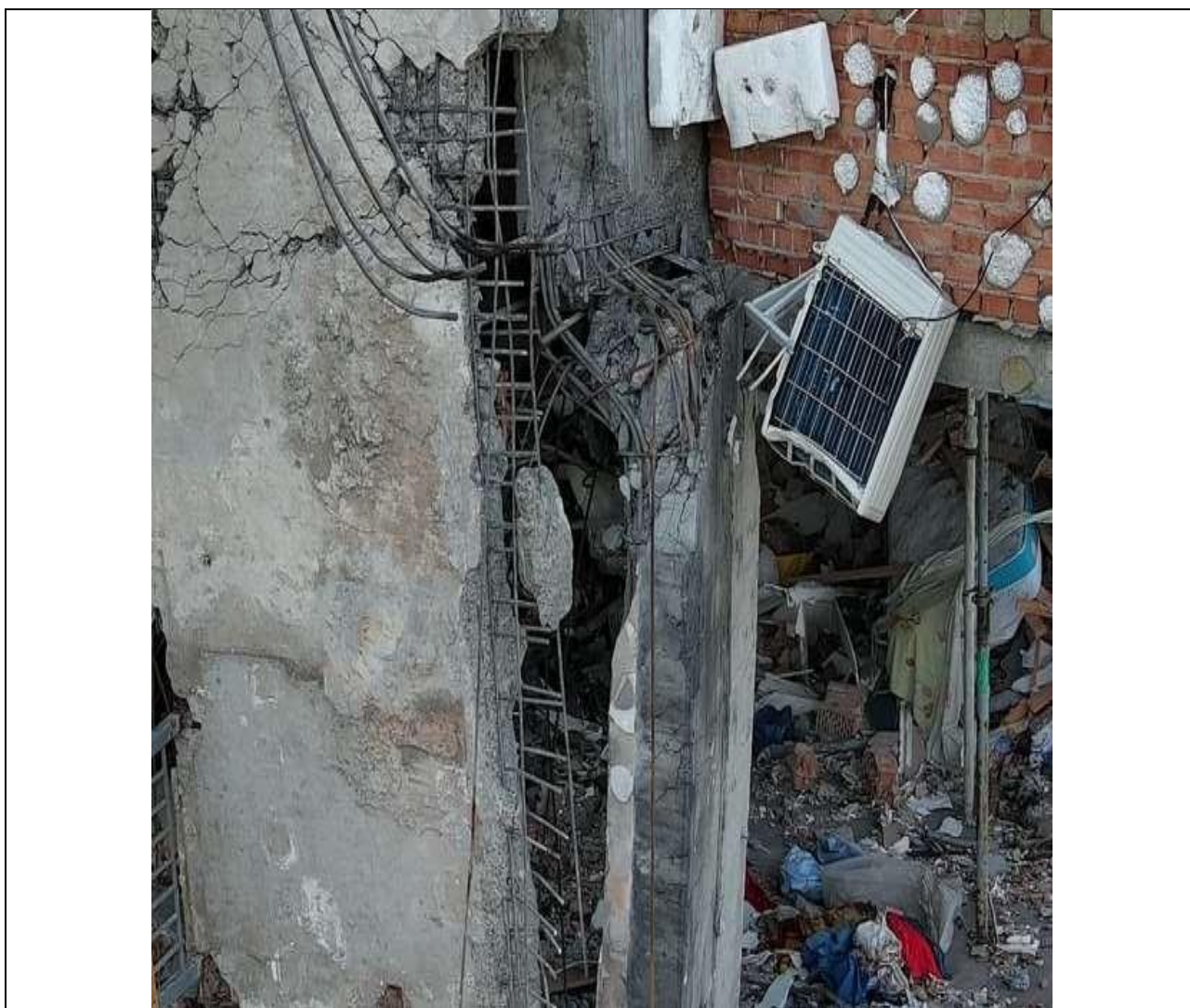


Рис. 4.6. Руйнування та деформування пілона в осях 2/Ж на 20 поверсі, зависла частина зруйнованої плити перекриття над 21 поверхом (вигляд з боку осі І) [176]



Рис. 4.7. Загальний вигляд зруйнованої частини будинку – фасад в осях К-ІІ/8-1 [176]

- вулиця Кисєво-Мироцька, 104Б у місті Буча, Київської області
(пошкоджено внаслідок військових дій; рис. 4.8 та 4.9) [196];



Рис. 4.8. Загальний вигляд головного фасаду будинку [196]



Рис. 4.9. Зруйновані плити перекриття над підвалом, пошкодження цегляних перегородок [196]

- корпус №2 житлового будинку по вулиці Генерала Белова, 37 у місті Чернігів (пошкоджено внаслідок військових дій; рис. 4.10 та 4.11) [197].

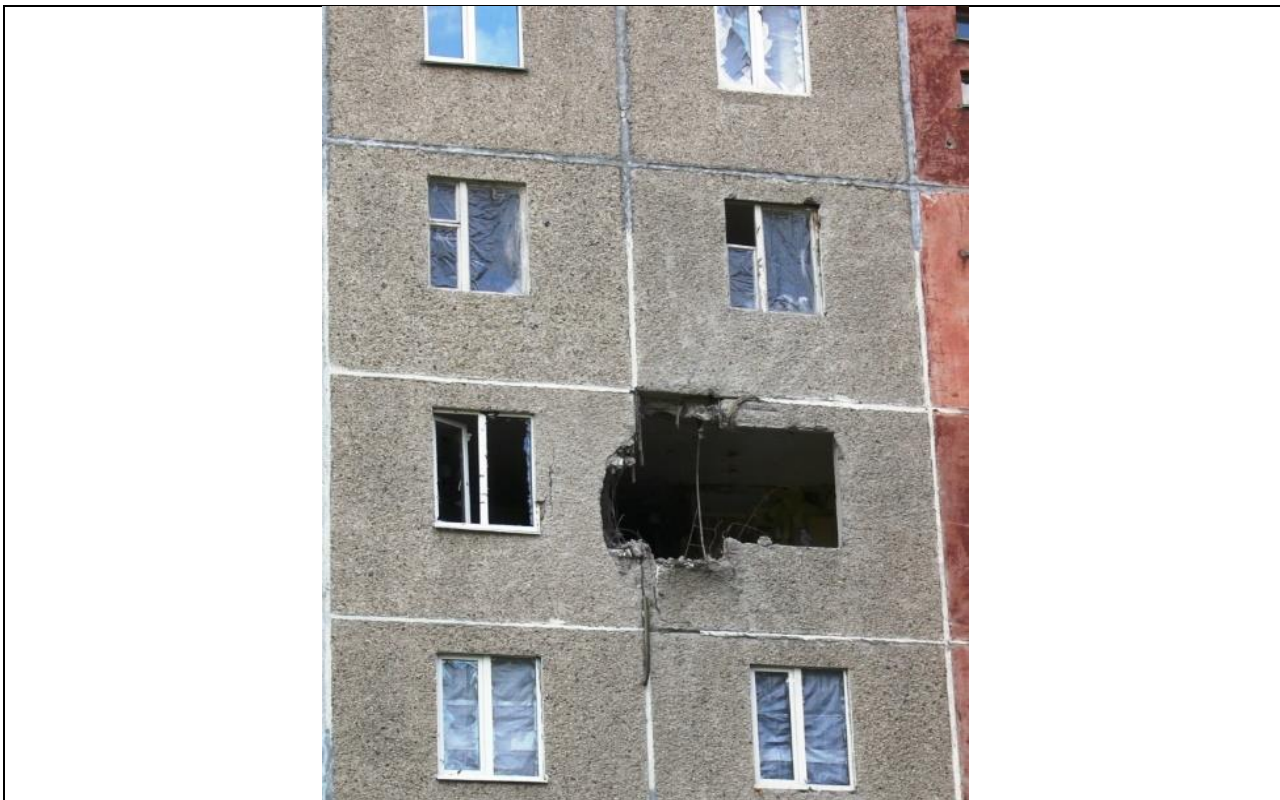


Рис. 4.10. Локальні руйнування бетону та арматурних стрижнів зовнішніх стінових панелей в осях Ж/14–15 (поверх 5, кв. 55) [197]



Рис. 4.11. Локальні руйнування бетону та арматурних стрижнів внутрішніх стінових панелей в осі Ж/15 (поверх 5, кв. 55) [197]

У перерахованих звітах ДП НДІБК містяться відповідні фотофіксації та детальний опис пошкоджень та руйнувань [176, 177]. Комп'ютерна модель будівлі по проспекту Лобановського, 6А в м. Києві з елементами ушкоджень в межах 18–21 поверхів (3 етап Методики) наведена на рис. 4.12.

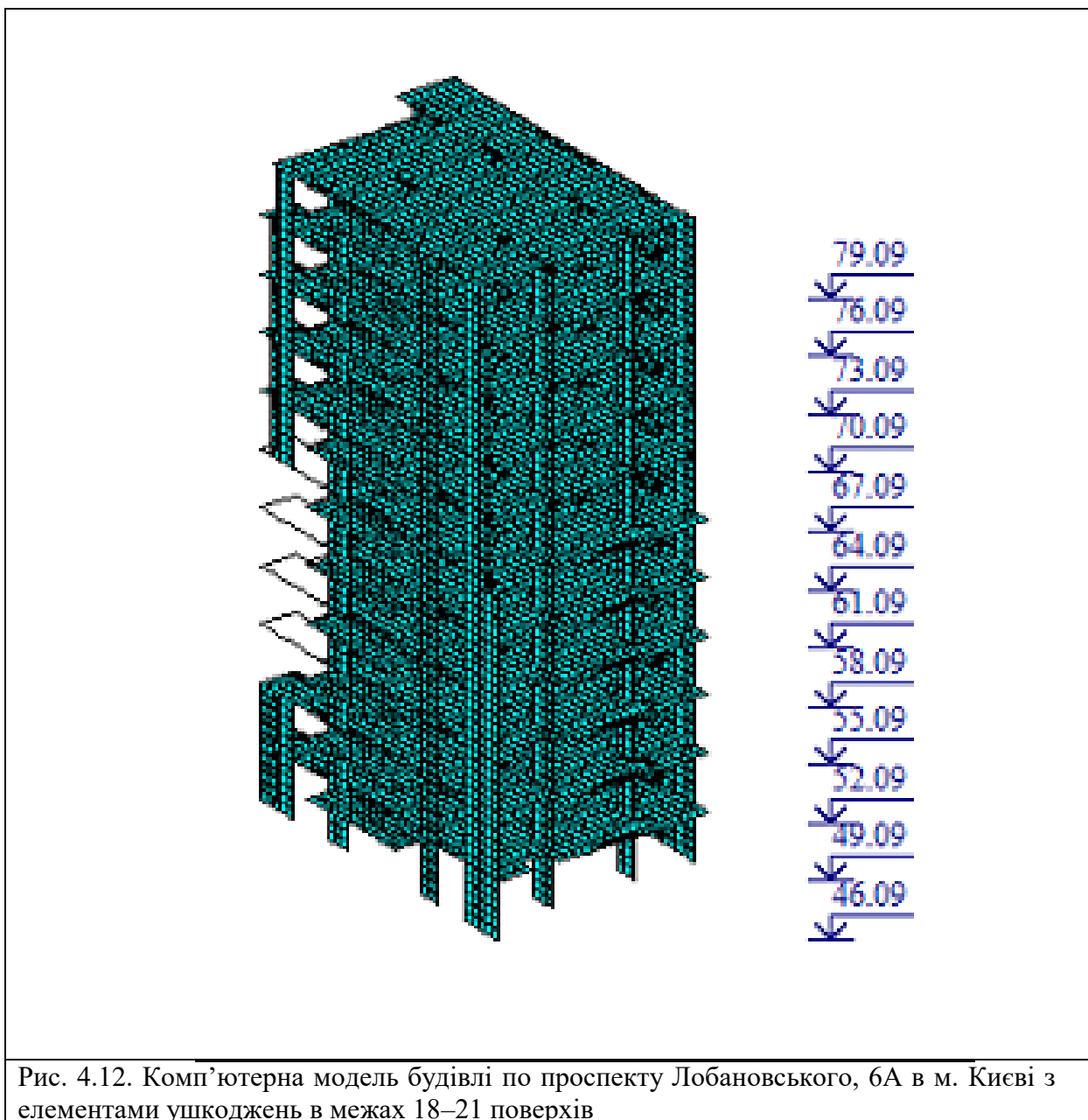


Рис. 4.12. Комп'ютерна модель будівлі по проспекту Лобановського, 6А в м. Києві з елементами ушкоджень в межах 18–21 поверхів

Результати розрахунку просторової моделі фрагменту будинку на статичні і динамічні навантаження, визначення зусиль в існуючих елементах з урахуванням руйнування частини несучих елементів

Верифікацію моделі та розрахунки (4 та 5 етапи Методики) виконано у ПК ЛПА САПР-2021 з використанням розробленої просторової моделі фрагменту будинку (16–26 поверхи) [176, 177].

Результати розрахунку динамічних характеристик моделі будинку

Розрахунки виконано у ПК ЛПА САПР-2021 з використанням розробленої просторової моделі фрагменту будинку (16–26 поверхи) в осях 1–5/Д–И (рис. 4.13–4.14).

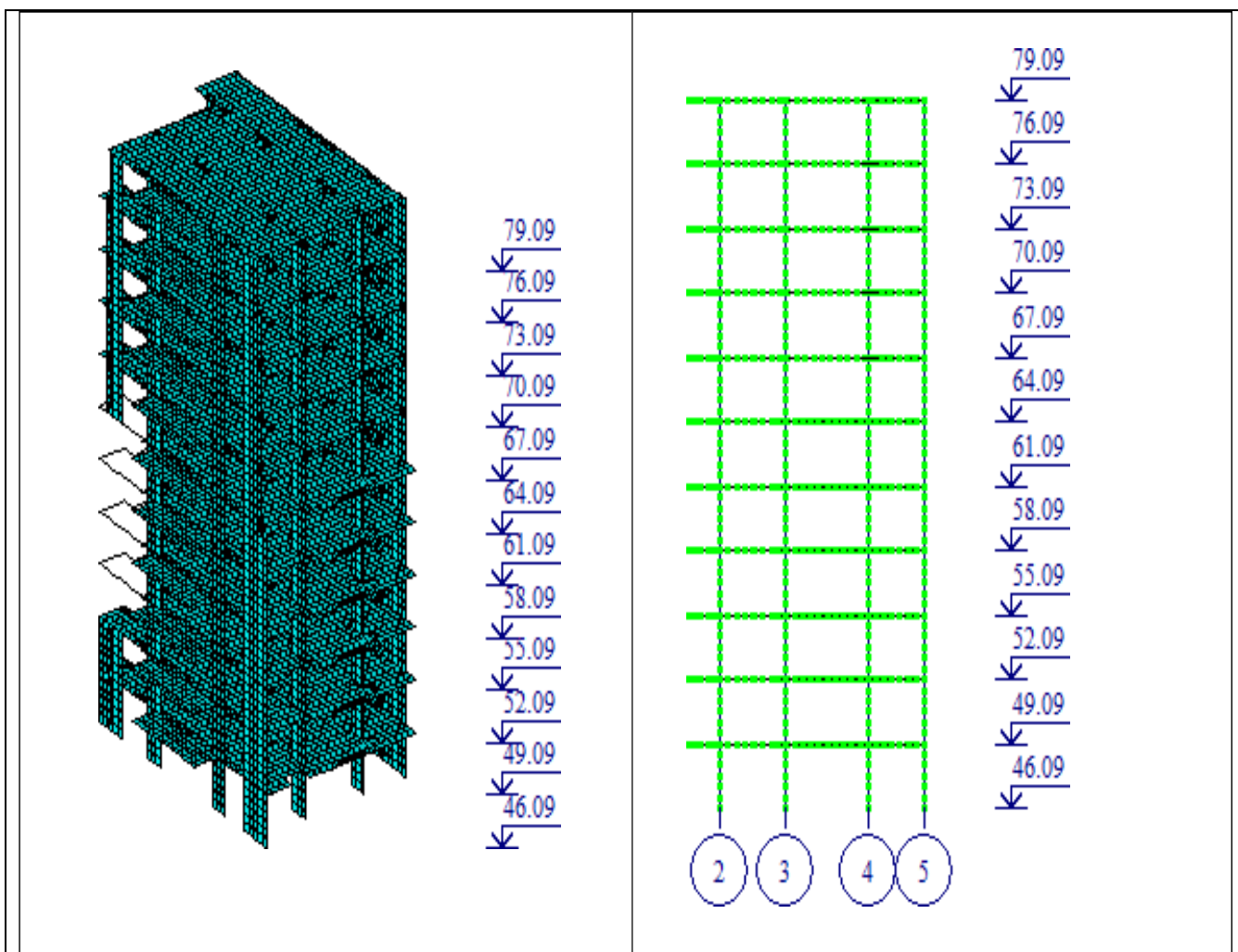


Рис. 4.13. Просторова модель фрагменту будинку (16–26 поверхи) та розріз за літерною віссю

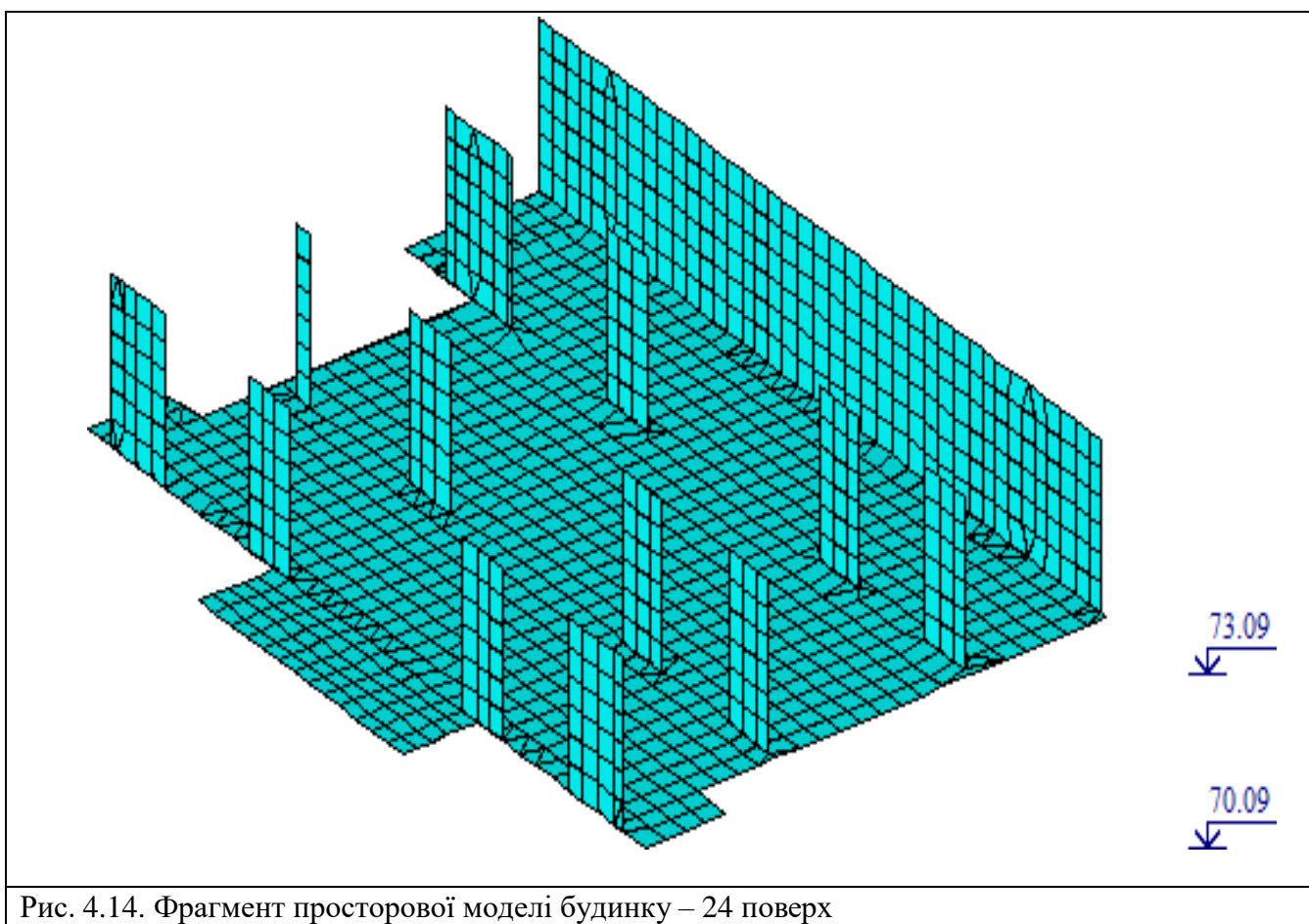


Рис. 4.14. Фрагмент просторової моделі будинку – 24 поверх

Розглянуто два варіанти моделей: лінійна та нелінійна з урахуванням фізичної нелінійності бетону та арматури. Клас бетону прийнято за результатами натурних обстежень, неруйнівного контролю міцності бетону та механічних випробувань зразків пілону в осях 4/И на 20 поверсі (позн. +58,200).

Крайові умови

При розрахунках прийнято у пілонах та перекриттях клас бетону за міцністю: на 16 та 17 поверхах, а також з 22 по 26 поверхи – проєктний клас С25/30; на 18–21 поверхах – клас С16/20, крім пілона в осях 2/Ж, для якого прийнято клас С8/10. При розрахунках прийнято у перекриттях клас бетону за міцністю: на 16 та 17 поверхах, а також з 22 по 26 поверхи – проєктний клас С25/30; на 18 та 21 поверхах – клас С16/20; над 19 та 20 поверхами – клас С8/10.

Результати визначення динамічних характеристик фрагменту будинку наведені у табл. 4.2.

Таблиця 4.2

Розрахункові динамічні характеристики фрагменту будинку

Номер форми коливань	Частота власних коливань, Гц	Період власних коливань, с	Σ модальних мас, %, сейсмічний вплив за віссю:	
			X	Y
1	0.52	1.91	78.78	0.00
2	0.79	1.27	78.79	29.01
3	1.57	0.64	89.16	29.04
4	2.56	0.39	89.16	36.73
5	2.73	0.37	89.64	69.39
6	2.79	0.36	93.01	73.37
7	4.07	0.25	95.10	73.37
8	5.42	0.18	95.17	75.01
9	5.53	0.18	96.48	75.07
10	6.43	0.16	96.50	75.07
11	7.11	0.14	97.32	75.07
12	7.45	0.13	97.35	75.07
13	7.67	0.13	97.35	75.07
14	7.72	0.13	97.37	75.07
15	7.72	0.13	97.37	75.07
16	7.75	0.13	97.37	75.07
17	7.76	0.13	97.38	75.07
18	7.81	0.13	97.40	75.07
19	7.85	0.13	97.44	75.07
20	7.86	0.13	97.44	75.08
21	7.89	0.13	97.49	75.08
22	8.02	0.12	97.49	75.10

Результати перевірочних розрахунків несучої здатності пілонів з урахуванням фактичного стану будинку

Визначення несучої здатності перерізів монолітних залізобетонних пілонів будівлі виконувалося за деформаційним методом згідно з положеннями ДБН В.2.6-98:2009 [199] та ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [200] з використанням зусиль, отриманих за допомогою просторової лінійної та нелінійної моделей фрагменту будинку (див. рис. 4.19) у програмному комплексі ЛІРА САПР-2021 [194].

Результати розрахунків переміщень та напружень в елементах перекриття та пілонів наведені на рис. 4.15–4.17 [176].

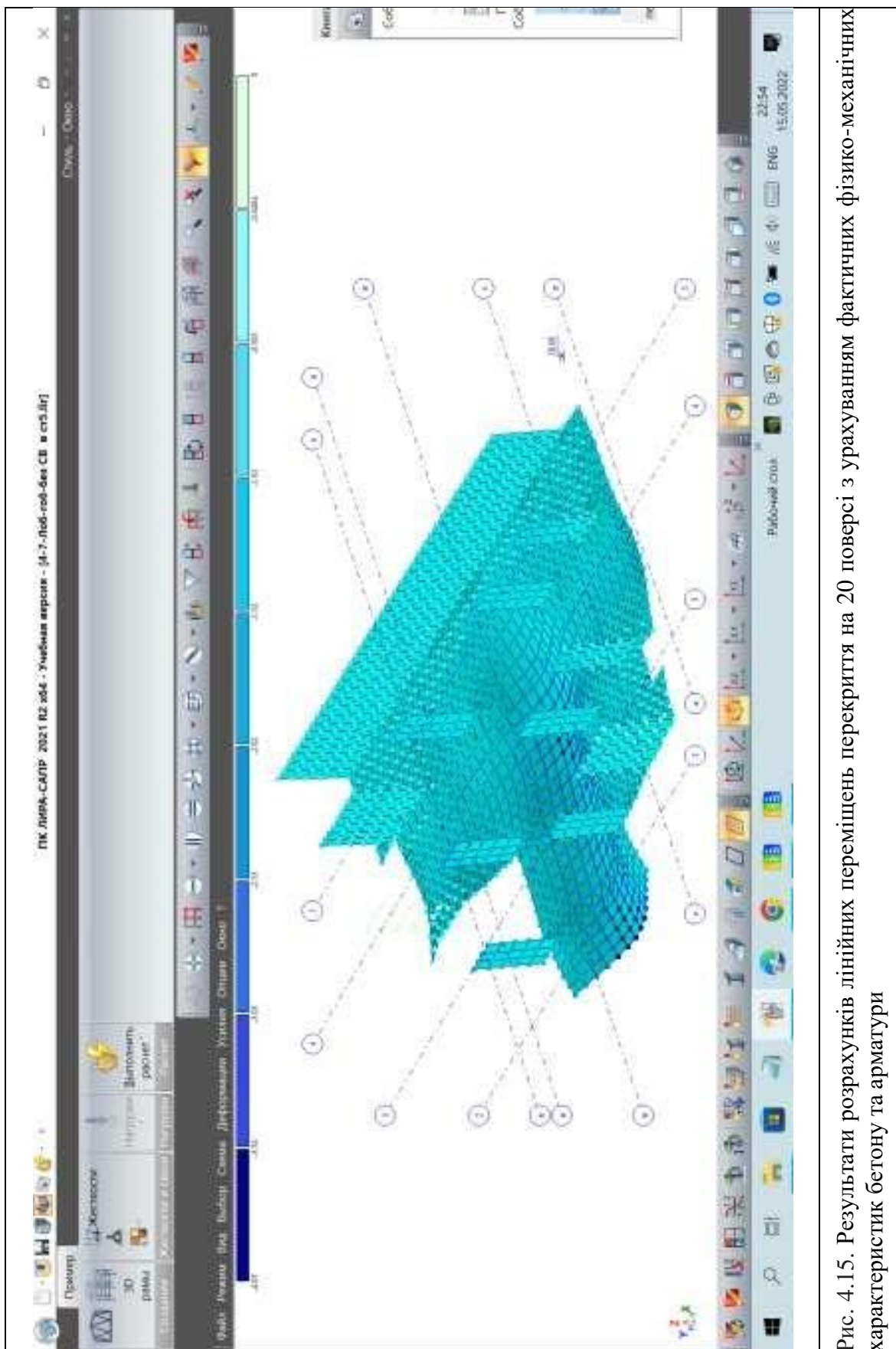


Рис. 4.15. Результати розрахунків лінійних переміщень перекриття на 20 поверсі з урахуванням фактичних фізико-механічних характеристик бетону та арматури

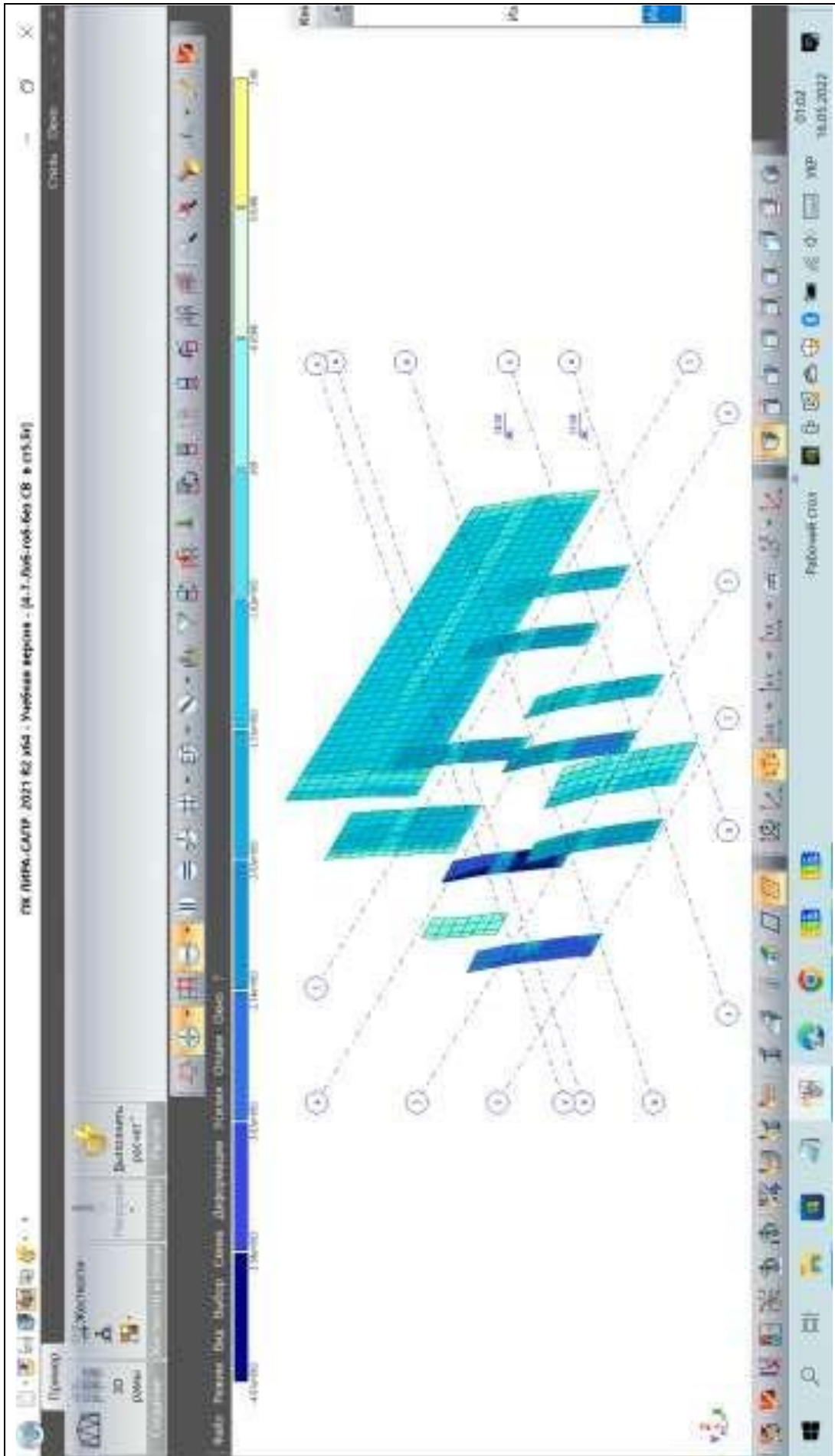


Рис. 4.16. Напруження N_y у плінах 19 та 20 поверхів за результатами розрахунку лінійної моделі фрагменту будинку

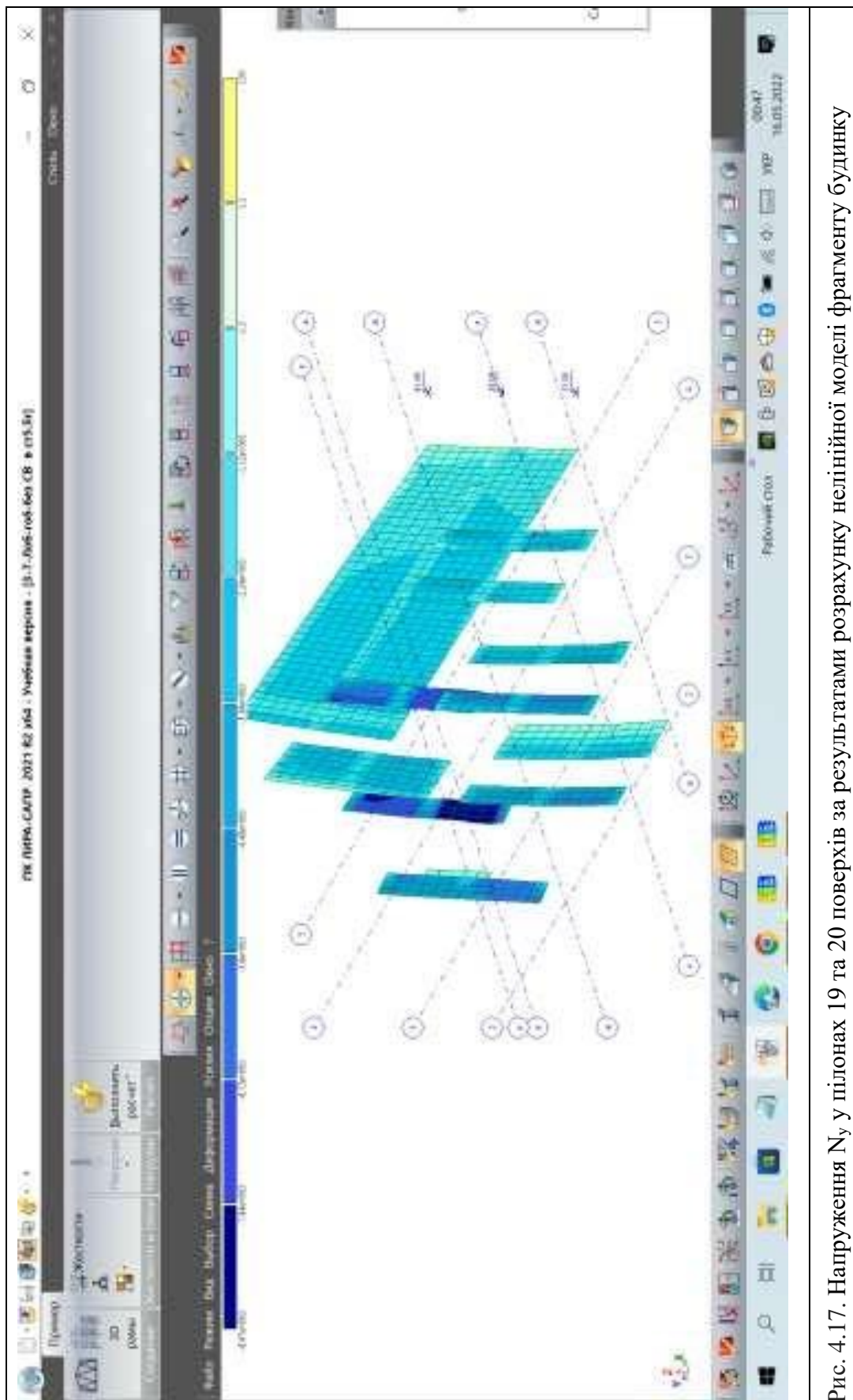


Рис. 4.17. Напряжения N_y у пілонах 19 та 20 поверхів за результатами розрахунку нелінійної моделі фрагменту будинку

Результати розрахунків несучої здатності перерізів максимально завантажених пілонів, як позацинтро-стиснутих елементів, наведені в табл. 4.3.

Максимальні зусилля та несуча здатність перерізів максимально
завантажених пілонів будинку

Поверх (позначка)	Осі	Поздовжнє зусилля стиску (N, кН)	Згинальний момент, M, кНм	Несуча здатність перерізу [N], кН	Відношення несучої здатності перерізу до зусилля N
17 (+49,200)	2/Ж	8050	131	8211	1,02
17 (+49,200)	2/Е	5400	93	8100	1,5
17 (+49,200)	2/Д	4600	37	7820	1,7
20 (+58,200)	2/Ж	6466	91	5900	0,9
20 (+58,200)	3/Ж	6678	86	5946	0,89

На рис. 4.18 та 4.19 наведені результати визначення несучої здатності пілону в осях 2/Ж на 17 та 20 поверхах [176].

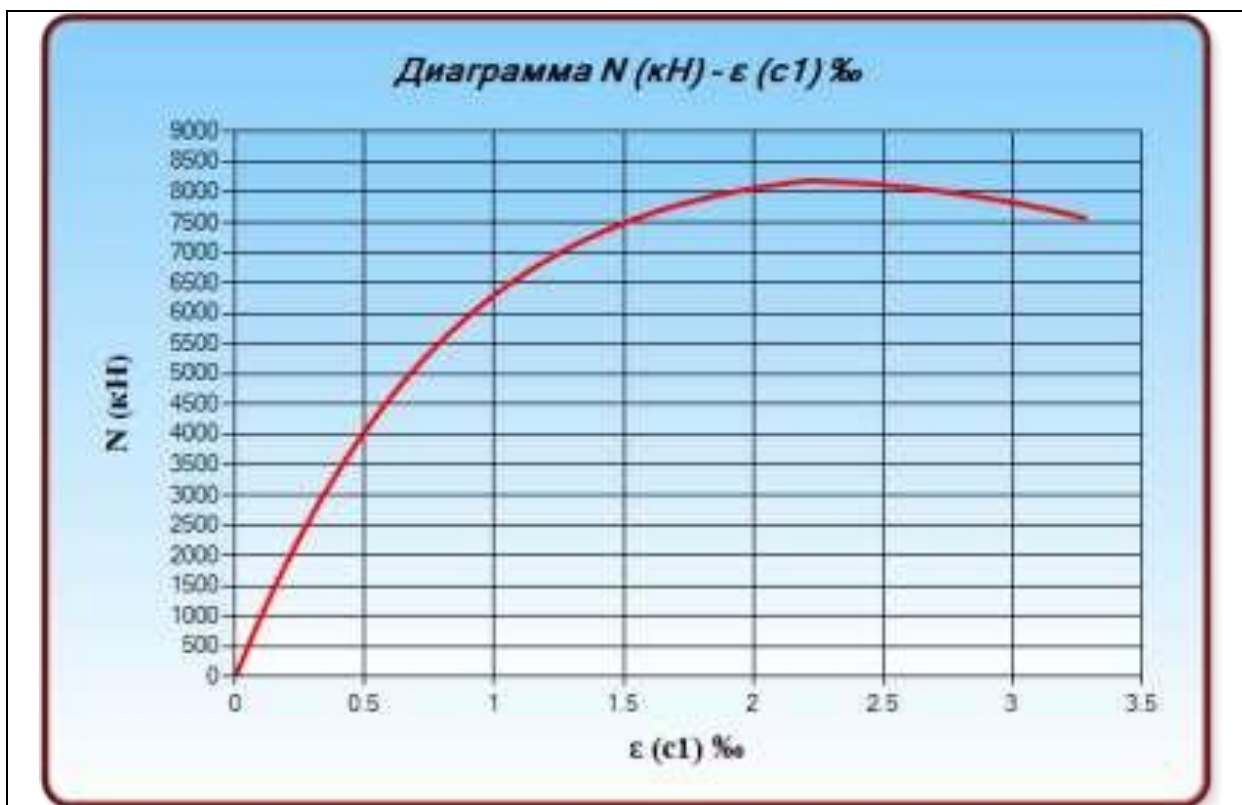


Рисунок 4.18. Несуча здатність (діаграма зусилля стиску N – деформації e) перерізу пілону на 17 поверсі (в осях 2/Ж), бетон класу С25/30

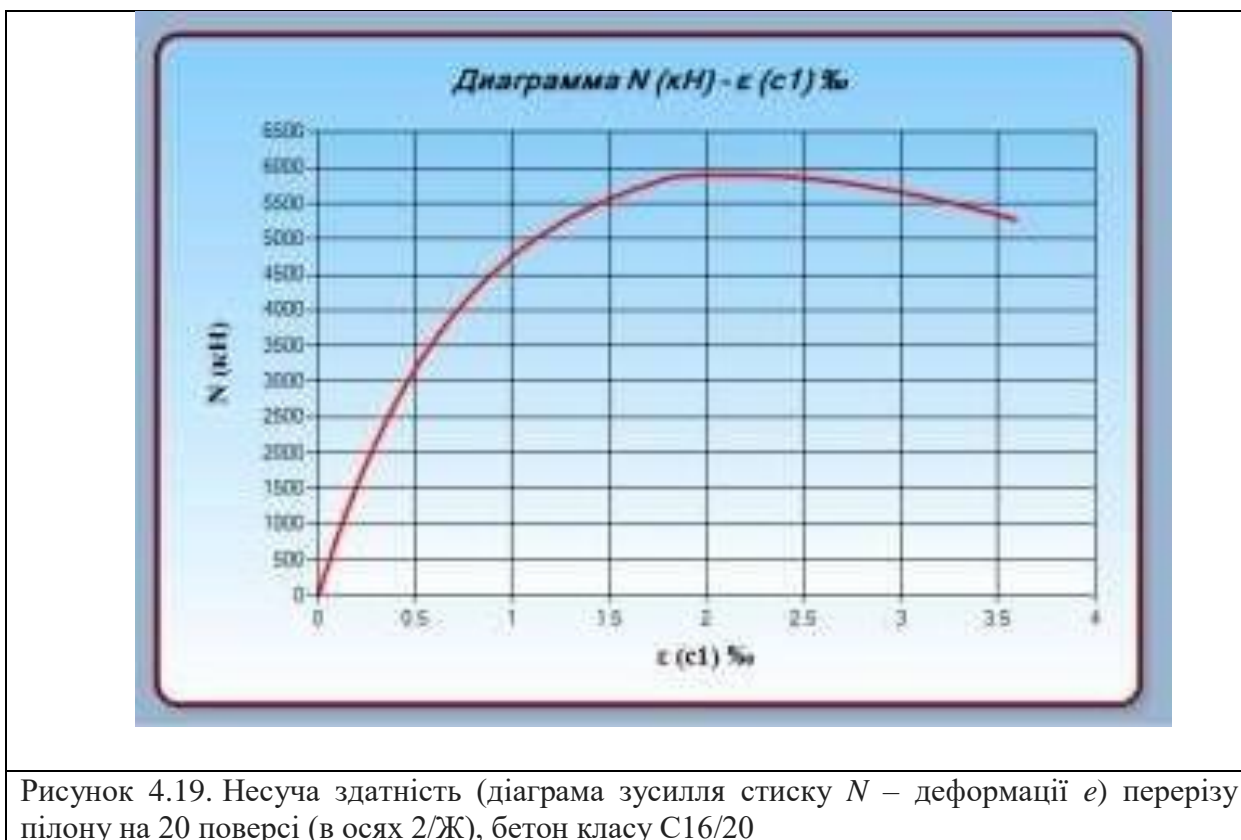


Рисунок 4.19. Несуча здатність (діаграма зусилля стиску N – деформації e) перерізу пілону на 20 поверсі (в осях 2/Ж), бетон класу С16/20

Отримані дані перевірочних розрахунків несучої здатності пілонів будинку дозволяють зробити наступні висновки:

1. Аналіз отриманих даних табл. 4.3 підтверджує необхідність підсилення пошкоджених пілонів на 18–21 поверхах будинку.

2. У пілонах за віссю 2/Ж та 3/Ж на 18, 19 та 20 поверхах не забезпечена несуча здатність, тому необхідно ці пілони або підсилити, або замінити на нові.

Висновки щодо придатності будинку до експлуатації [176]

В результаті попереднього обстеження спеціалістами ДП НДІБК було встановлено, що в результаті вибуху, який відбувся 26 лютого 2022 р. внаслідок ракетного обстрілу з боку збройних сил російської федерації, відбулося руйнування з обваленням кутової частини будинку в осях 1–3/Е–К в межах з 18 до 22 поверху. Також отримали значні пошкодження несучі та

огороджувальні конструкції переважно в осях 1–5/Д–К в межах з 17 до 27 поверху.

Протягом березня–травня 2022 р. було проведене детальне візуальне та інструментальне обстеження пошкодженої частини будинку, а також перевірні розрахунки його конструкцій з урахуванням руйнувань та пошкоджень.

В результаті детального візуального обстеження частини будинку в осях 1–5/Д–К будинку виявлені конструкції та інші елементи будинку, які мають ознаки пошкоджень та руйнувань, визначена локалізація та обсяги пошкоджень. Відомості про зруйновані та пошкоджені несучі та огороджувальні конструкції наведені у розділі 2, Додатку Б (фотофіксація), складена відомість руйнувань та пошкоджень (Додаток В) [176].

Крайові умови.

На основі результатів інструментальних вимірювань та лабораторних випробувань зразків бетону встановлено, що зменшення фактичної міцності бетону порівняно з проектною у пілонах, прилеглих до ділянки руйнувань, могло відбутися внаслідок пошкоджень структури бетону від ударного впливу на конструкції при вибуху та вібрації каркасу внаслідок чисельних обривів арматури конструкцій, ударів при падінні великих уламків тощо.

У результаті перевірочних розрахунків за локальною моделлю, яка складена з урахуванням фактичного стану конструкцій, результатів визначення характеристик бетону та певних допущень про послідовність руйнування, виявлено, що пілони у рівні 18–22 поверхів в існуючому стані мають недостатню несучу здатність (розділ 6 [176]).

З урахуванням результатів проведеного обстеження та перевірочних розрахунків виконана оцінка технічного стану конструкцій та інженерних мереж будинку.

Технічний стан конструкцій будинку оцінюється згідно з [78] таким чином [176]:

- аварійний («4») – в рівні 19–22 поверхів;
- непридатний до нормальної експлуатації («3») – в рівні 17–27 поверхів.

Наявні пошкодження несучих та огорожувальних конструкцій (категорій відповідальності конструкцій А та Б) свідчать про необхідність часткового демонтажу окремих конструкцій та їх підсилення.

Експлуатаційна придатність будинку може бути відновлена шляхом капітального ремонту після часткового демонтажу несучих аварійних конструкцій в осях 1–4/Е–К в рівні 17–27 поверху та повторного їх виконання на зазначеній ділянці на основі первісного проєкту [177].

На шостому етапі виконано оцінку ризику руйнування конструкцій будівлі та побудовано криву її життєвого циклу [132, 143], що дозволило зробити кількісну оцінку залишкового ресурсу будівлі. План на рис. 4.20 виконано в декартових координатах для секторального зображення чотирьох зон технічного стану будівель згідно з [78] заданим терміном експлуатації T (роки) багатоповерхових житлових будівель [42].

Зони позначені буквами: зона **a** – будівля відповідає нормальному стану, **b** – будівля в задовільному стані, **c** – будівля непридатна для нормальної експлуатації, **d** – будівля в аварійному стані. Середній термін експлуатації будівлі для кожного технічного стану складає приблизно 29 років. Для будинку 6А зона **b** – будівля в задовільному стані – взагалі відсутня. Це пояснюється усними свідченнями мешканців будівлі 6А.

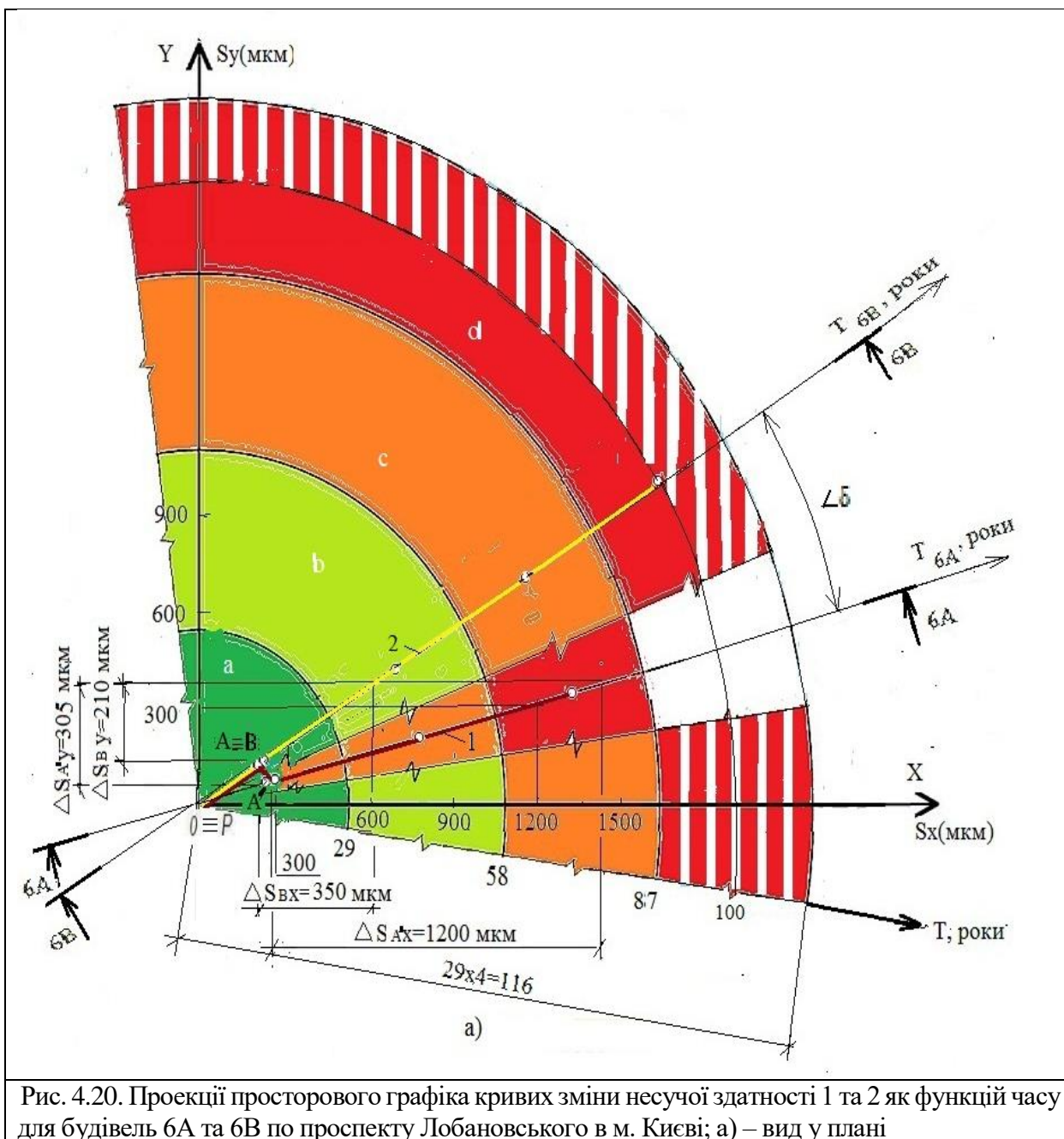


Рис. 4.20. Проекції просторового графіка кривих зміни несучої здатності 1 та 2 як функцій часу для будівель 6А та 6В по проспекту Лобановського в м. Києві; а) – вид у плані

На плані рис. 4.21 показано дві площини – **6А–6А** та **6В–6В** – для кривих зміни несучої здатності 1 та 2 відповідно. Їх положення на горизонтальній площині визначають прямі напрямку дії сумарних максимальних вібропереміщень будівлі 6А та будівлі 6В. Ці напрямки визначаються розрахунком проєкцій сумарних максимальних вібропереміщень на основі даних частотних характеристик кожної з будівель за напрямками X та Y. Ці вібропереміщення визначені для точки А' будівлі 6А після ушкоджень та точки В будівлі 6В як аналога будівлі 6А. Дані щодо максимальних

вібропереміщень для точки А будівлі 6А до одержання ушкоджень при відсутності реальних даних приймаються тотожними для точки В будівлі 6В.

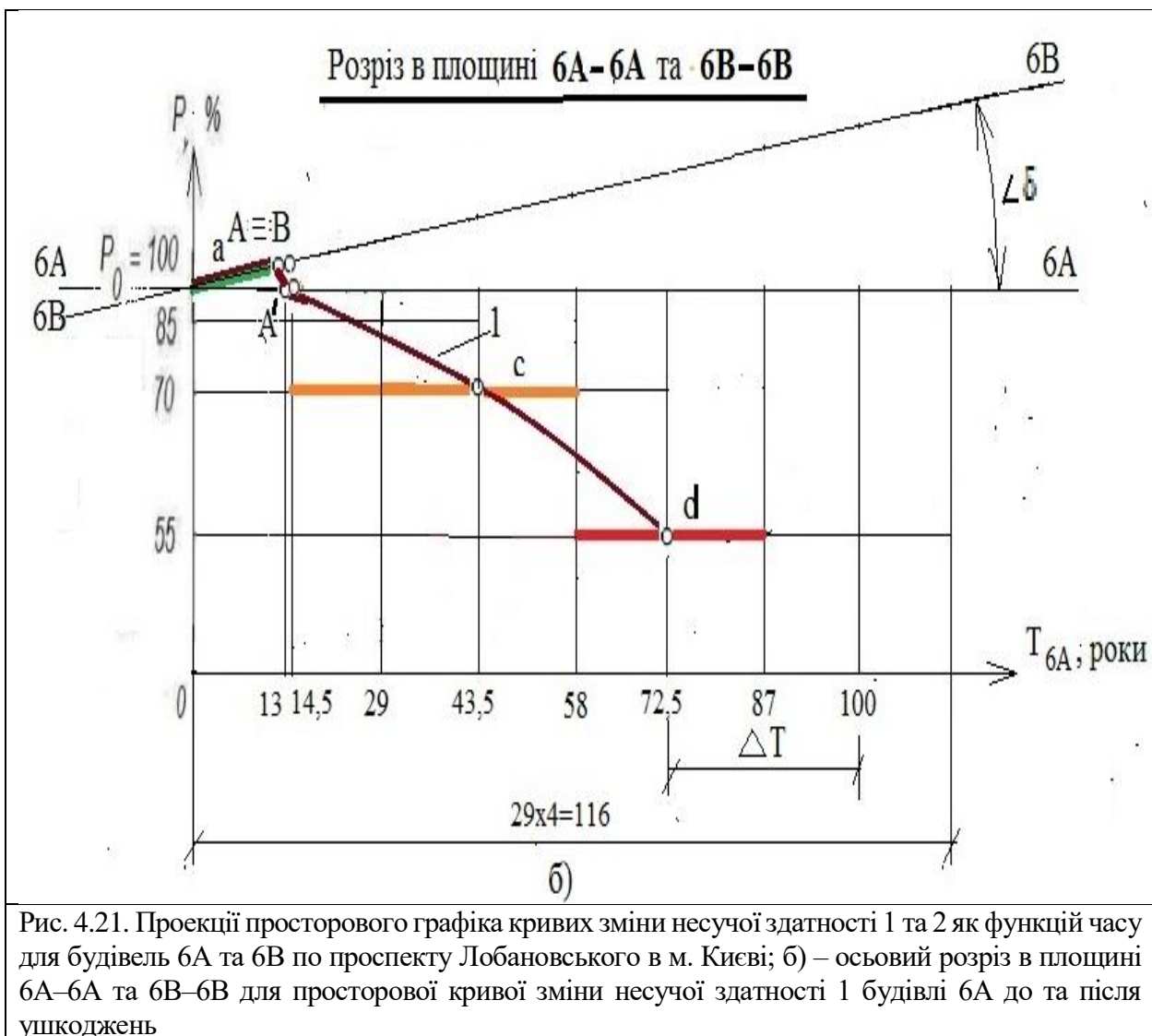
Будівлі 6А та 6В були здані в експлуатацію в 2009 р. Термін експлуатації будівлі 6А на момент появи ушкоджень складав 13 років. Точки А' та В лежать на дузі кола з радіусом $T=13$ років. Вказані значення проєкцій сумарних вібропереміщень точок А' та В показані на рис. 4.21. Вибір вібропереміщень в рівні верхніх поверхів висотних будинків в якості параметра для порівняння й оцінки достовірності одержаних результатів не випадковий, тому що його можна розрахувати при вібровимірюваннях об'єкта та при проведенні теоретичних досліджень комп'ютерної моделі цього ж об'єкта на основі розрахункових комплексів ЛІРА тощо.

Для точок А' та В названих будівель розрахункові значення проєкцій сумарних максимальних вібропереміщень на осі Х та Y при коливаннях будівель складають:

- для точки А' будівлі 6А – $\Delta S_{A'X}=1200$ мкм, $\Delta S_{A'Y}=305$ мкм;
- для точки В будівлі 6В – $\Delta S_{BX}=210$ мкм, $\Delta S_{BY}=350$ мкм.

Для можливості порівняння даних максимальних вібропереміщень для будівель 6А та 6В вони були приведені для ідентичних точок вимірювання А та В на 24 поверсі будинків.

Графік кривої несучої здатності 1 будівлі 6А має просторовий характер, який представлено на рис. 4.21. До точки А, яка є тотожною точці В, відсутні ушкодження в будинку 6А. Тому крива 1 для будинку 6А буде співпадати з кривою несучої здатності 2 для будівлі 6В. В цій точці характеристики коливань будинків вважаємо однаковими. Після нанесення ушкоджень в будинку 6А змінюються параметри коливань (переважаючі частоти, амплітуди тощо). Ці зміни в будівлі 6А відображені в точці А'.



З цього моменту продовження кривої несучої здатності будівлі 6А будується в площині **6А–6А**. Будівля стає непридатною для нормальної експлуатації (зона **с**), більш податливою до переміщень за визначеними напрямками *X* та *Y*. Це помітно при співставленні значень відповідних проєкцій максимальних вібропереміщень в ідентичних точках будівель *A* та *B*, які є на рис. 4.21. За наявних умов термін експлуатації будинку 6А після нанесених ушкоджень згідно з рис. 4.21. знижується приблизно на $\Delta T \approx 30$ років. Для відновлення нормального технічного стану будівлі 6А, повернення мешканців будинку у свої квартири, збільшення терміну експлуатації будинку в порівнянні з наявним (≈ 70 років) необхідно провести відновлювальні роботи.

На рис. 4.22. представлена крива несучої здатності для будівлі 6В, яка побудована в площині **6В–6В**. Для будинку 6В характерна наявність всіх

чотирьох зон технічного стану будівлі. Термін експлуатації будинку 6В є визначеним за [202] і складає 100 років.

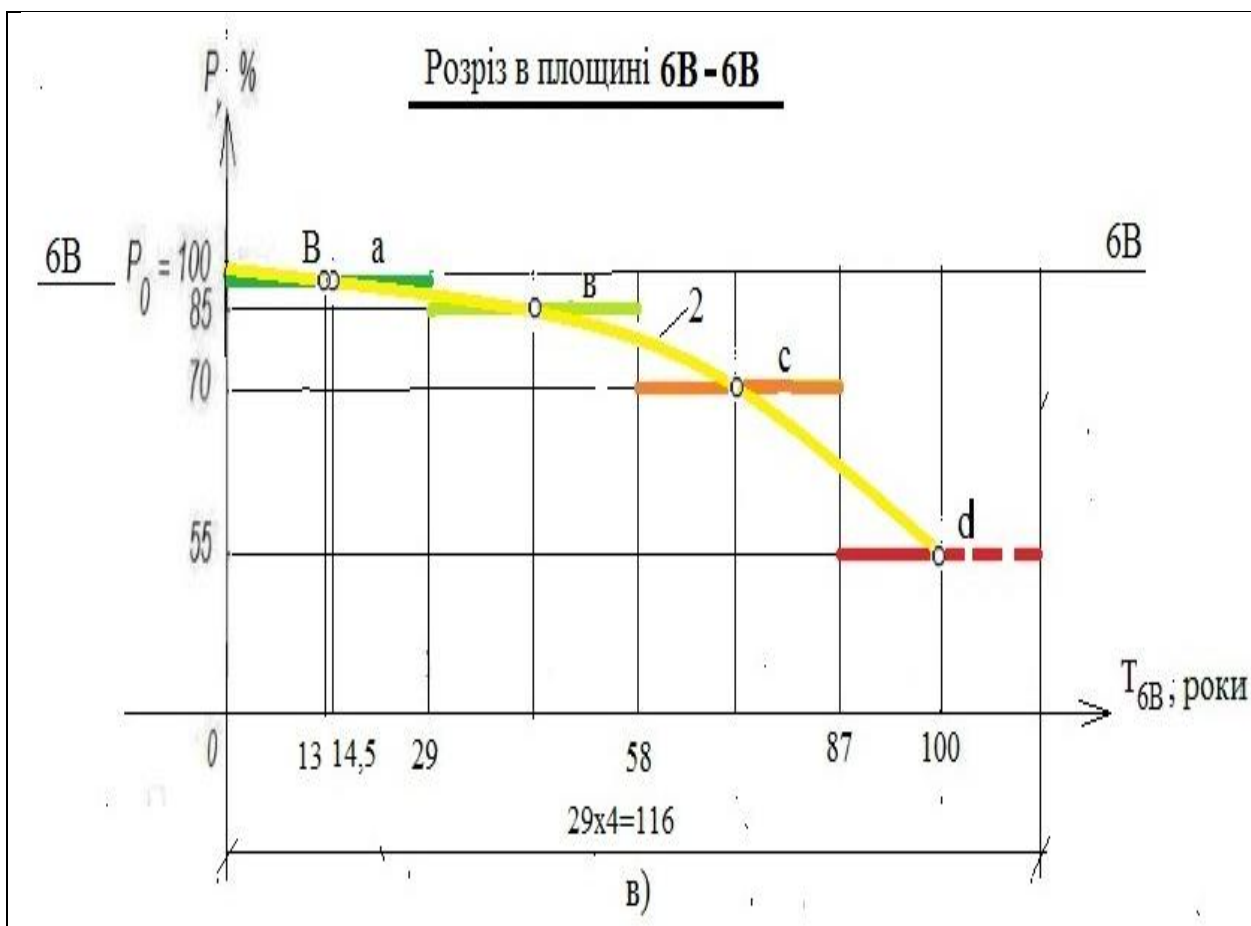


Рис. 4.22. Проекції просторового графіка кривих зміни несучої здатності 1 та 2 як функцій часу для будівель 6А та 6В по проспекту Лобановського м. Києві; в) – осьовий розріз в площині 6В–6В для кривої зміни несучої здатності 2 будівлі 6В як аналогу будівлі 6А

Висновки за розділом 4.2.

1. Дані табл. 4.3 свідчать про необхідність підсилення пошкоджених пілонів на 18–21 поверхах будинку, тому що відношення несучої здатності перерізу до поздовжнього зусилля стиску на 20 поверсі в осях 2/Ж та 3/Ж не лише не має запасу міцності, як на поверсі 17 в осях 2/Е та 2/Д, а навіть менше за одиницю. Крім того, на 17 поверсі в осі 2/Ж теж немає потрібного запасу міцності (1.02), що недопустимо для нормальної експлуатації. Отримані дані розрахунків несучої здатності пілонів будинку дозволяють зробити наступні висновки: аналіз отриманих даних табл. 3 підтверджує необхідність підсилення

пошкоджених пілонів на 18–21 поверхах будинку; у пілонах за осями 2/Ж та 3/Ж на 18, 19 та 20 поверхах не забезпечена несуча здатність, тому необхідно ці пілони або підсилити, або замінити на нові.

2. Розглянуто особливості застосування теорії ризику та чисельного моделювання при визначенні ресурсу будівель в зоні впливу бойових дій. При цьому постають запитання, як оцінити поточний вік будівлі з урахуванням часткових руйнувань та (або) динамічних впливів, а також як оцінити залишковий ресурс будівлі та заподіяні економічні збитки внаслідок знаходження її в зоні бойових дій протягом певного проміжку часу (навіть за умови зовнішньої цілісності).

3. Розроблена комплексна прикладна методика визначення залишкового ресурсу будівель в зоні впливу бойових дій, що містить: 1) візуальне обстеження будівлі з фіксацією її руйнувань; 2) динамічні вимірювання в будівлі з метою оцінки її динамічної реакції та визначення частот власних коливань (ці дані будуть необхідні для верифікації розрахункової моделі); 3) побудова графічної моделі будівлі з урахуванням результатів за пунктом 1; 4) ідентифікація розрахункової моделі; 5) проведення комплексу динамічних розрахунків напружено-деформованого стану будівлі; 6) оцінка ризику руйнування конструкцій будівлі та побудова кривої її життєвого циклу, кількісна оцінка залишкового ресурсу будівлі.

5. Методику було застосовано для визначення залишкового ресурсу багатоповерхової будівлі по проспекту Лобановського, 6А у місті Києві, після влучання в неї ракети. Падіння ресурсу у порівнянні з непошкодженим станом оцінюється у 25–35 років. Відповідний економічний збиток оцінюється у 25–35 % первісної вартості будівлі без урахування корисної вартості квартир.

5. Отримані дані розрахунків несучої здатності пілонів будинку (по проспекту Лобановського, 6А, м. Київ, після влучення ракети) дозволяють зробити наступні висновки: аналіз отриманих даних підтверджує необхідність підсилення пошкоджених пілонів на 18–21 поверхах будинку. У пілонах за осями 2/Ж та 3/Ж на 18, 19 та 20 поверхах не забезпечена несуча здатність,

тому необхідно ці пілони або підсилити, або замінити на нові. При цьому попередні припущення про необхідність зносу всієї будівлі не підтвердилися.

6. Наведені розрахункові дані у відповідних окремих випадках корелюють з наближеною методикою оцінки залишкового ресурсу, що приведена в роботі [204].

4.3. Висновки за розділом 4.

1. Розглянуто особливості застосування теорії ризику та чисельного моделювання при визначенні ресурсу будівель в зонах промислових впливів і бойових дій. При цьому постають запитання, як оцінити поточний вік будівлі з урахуванням часткових руйнувань та (або) динамічних впливів, а також як оцінити залишковий ресурс будівлі та заподіяні економічні збитки внаслідок знаходження її в зоні промислових впливів або бойових дій протягом певного проміжку часу (навіть за умови зовнішньої цілісності).

2. Розроблена комплексна прикладна методика визначення залишкового ресурсу будівель в зоні впливу бойових дій, що містить:

- 1) візуальне обстеження будівлі з фіксацією її руйнувань;
- 2) динамічні вимірювання в будівлі з метою оцінки її динамічної реакції та визначення частот власних коливань (ці дані будуть необхідні для верифікації розрахункової моделі);
- 3) побудова графічної моделі будівлі з урахуванням результатів за пунктом 1;
- 4) ідентифікація розрахункової моделі;
- 5) проведення комплексу динамічних розрахунків напружено-деформованого стану будівлі;
- 6) оцінка ризику руйнування конструкцій будівлі та побудова кривої її життєвого циклу, кількісна оцінка залишкового ресурсу будівлі.

3. Виконано прогноз погіршення технічного стану залізобетонних конструкцій будівлі Центру в умовах постійно діючих вибухових впливів від кар'єра ПівдГЗК на основі системного об'єднання численних експериментальних даних і результатів математичного моделювання. Оцінку життєвого ресурсу, який зменшився в порівнянні з нормативним на ~ 30 років, отримано на основі математичного моделювання ризику руйнування несучих елементів будівлі Центру для всіх вразливих зон. Технічний стан будівлі Центру характеризується як непридатний для нормальної експлуатації.

4. Методику було застосовано для визначення залишкового ресурсу багатоповерхової будівлі по проспекту Лобановського, 6А у місті Києві, після влучання в неї ракети. Падіння ресурсу у порівнянні з непошкодженим станом оцінюється у 25–35 років. Відповідний економічний збиток оцінюється у 25–35% первісної вартості будівлі без урахування корисної вартості квартир. Наведені розрахункові дані у відповідних окремих випадках корелюють з наближеною методикою оцінки залишкового ресурсу, що приведена в роботі [204].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У дисертаційній роботі вирішено актуальну науково-прикладну задачу з розробки та програмної реалізації гібридної напівнатурної системи, яка включає визначення складу, структури, настроювання та верифікацію комп'ютерної моделі багатоповерхових будівель (з урахуванням їх поточного технічного стану), які зазнали впливу бойових дій або регулярних промислових вибухів; підготовку первинної інформації за допомогою експериментальних методів та апаратури неруйнівного контролю будівельних конструкцій (коректне задання початково-крайових умов); поглиблену інтерпретацію результатів математичного моделювання з метою оцінки залишкового ресурсу будівель та споруд.

В роботі отримано такі нові наукові та практичні результати:

1. Систематизовані та узагальнені наявні дані щодо розробки математичних моделей та чисельних методів моделювання будівель та споруд у полі масових та поверхневих сил, експериментальних інформаційно-аналітичних систем технічної діагностики, щодо допустимих рівнів динамічних впливів на будівлі, споруди, а також проектного терміну їх експлуатації та довговічності.

2. Уперше розроблено модель гібридної напівнатурної системи математичного моделювання НДС будівель та споруд з урахуванням їх поточного технічного стану (пошкоджень та руйнувань внаслідок бойових дій або регулярних динамічних впливів (промислових вибухів)), що включає настроювання та верифікацію комп'ютерної моделі з обов'язковим визначенням її складу та структури.

3. Уперше реалізовано алгоритмічну організацію математичного моделювання напружено-деформованого стану пошкоджених внаслідок бойових дій багатоповерхових будівель з експериментальним уточненням початково-крайових умов для коректного забезпечення підготовки первинної інформації за допомогою методів неруйнівного контролю.

4. Узагальнено прямий динамічний метод розрахунку каркасних багатоповерхових залізобетонних будівель при динамічних знакозмінних навантаженнях внаслідок влучання ракет або снарядів, вдосконалено та поглиблено інтерпретацію результатів розрахунків з метою їх використання для прогнозу залишкового ресурсу будівель.

5. Науково-методичні розробки дисертаційної роботи впроваджені при розробці ДБН В.1.2-12-2008. «Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки» та в будівельну практику.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Методи оптимізації та системного аналізу для задач трансобчислювальної складності / І.В. Сергієнко – К: Академперіодика, 2010. – 293 с.
2. Елементи загальної теорії оптимальних алгоритмів та суміжні питання / І.В. Сергієнко, В.К. Задірака, О.М. Литвин. – К.: Наук. думка, 2012. – 400 с.
3. Численно-аналитические методы исследования волновых процессов / А.В. Гладкий, И.В. Сергиенко, В.В. Скопецкий -К.: Наук. думка, 2001. – 452 с.
4. О численном моделировании и оптимизации однонаправленных волновых процессов в неоднородных средах / А.В. Гладкий, В.В. Скопецкий // Кибернетика и системный анализ. 2010. № 5. С.177–186.
5. Об исследовании алгоритмов расщепления в задачах конвекции-диффузии / А.В.Гладкий // Кибернетика и системный анализ. 2014. № 4. С. 76 –88.
6. Інформаційні технології в екології (Розвиток та порівняльна характеристика) / В.В. Скопецкий // 50 років Інституту кібернетики імені В. М. Глушкова НАН України : пр. Міжнар. конф., Україна, Київ, 24 – 26 груд. 2008 р. – К., 2008. С. 122–125.
7. Рациональная аппроксимация систем с распределенными параметрами / В.Ф. Губарев // Кибернетика и системный анализ. 2008. № 2. С. 99–115.
8. Сейсмостойкость сооружений с учетом их взаимодействия с грунтовым основанием / А.Н. Трофимчук - К.: УИИОСР. 2004. – 72 с.
9. Надежность систем сооружение – грунтовое основание в сложных инженерно-геологических условиях / А.Н. Трофимчук, В. Г. Черный, Г. И. Черный. – К.: ПолграфКонсалтинг: 2006. – 248 с.
10. Динамика пористоупругих насыщенных жидкостью сред / А.М. Гомилко, О.А.Савицкий, А.Н. Трофимчук. – Киев: Наукова Думка,

2016. – 435 с.

11. The synthesis of mathematical models of nonlinear dynamic systems using volterra integral equation / B. Mokin, V. Mokin, O. Mokin, O. Mamyrbayev, S. Smailova // *Informatyka, Automatyka, Pomiarы W Gospodarce I Ochronie Środowiska*, 12(2), 2022. P. 15-19.
12. Method for selecting the ranking criteria for monitoring stations of the status of spatially distributed systems and for defining the priority of their location / V.B. Mokin, L.M. Skoryna, A.R. Yascholt, Y.M. Kryzhanivskiy // *2017 IEEE First Ukraine Conference on Electrical and Computer Engineering (UKRCON)*, Kyiv, Ukraine, 2017. P. 870-875.
13. Complexity of one packing optimization problem / O.M. Trofymchuk, V.A. Vasyanin, V.N. Kuzmenko // *Cybern. Syst. Analysis*, Vol. 52, No. 1, 2016. P. 76–84.
14. Research of the problem of optimization of the hierarchical structure of a sparse and dense communication network / O.M. Trofymchuk, V.A. Vasyanin, L.P. Ushakova // *Problems of Control and Informatics*, No. 1, 2021. P. 5–21.
15. Колебания и волны в слоистых средах / В.М. Сеймов, А. Н. Трофимчук, О. А. Савицкий; Отв. ред. Гринченко ВТ; АН УССР. Ин-т гидромеханики. - Киев: Наук. думка, 1990. - 224 с.
16. Динамика пористоупругих насыщенных жидкостью сред /А.Н. Трофимчук, А.М. Гомилко, О.А. Савицкий. - Киев: Наук. думка, 2003. - 230 с.
17. Mathematical modelling of three-dimensional problem of soil mass stressed-strained state considering mass and heat transfer / A.P. Vlasyuk, N.A. Zhukovska, V.V. Zhukovsky, A. Klos-Witkowska, I. Pazdriy, U. Iatsykovska 2017. - 9th IEEE International Conference on Intelligent Data Acquisition and Advanced Computing Systems: Technology and Applications (IDAACS). Vol. 1, 2017. P. 265–269.
18. Computer modelling of heat and mass transfer effect on the three-

- dimensional stressed-strained state of soil massif / A.P. Vlasyuk, B. Borowik, N.A. Zhukovska, V.V. Zhukovskyy, V. Karpinskyi. - 18th International Multidisciplinary Scientific Geoconference SGEM 2018. Vol. 18, No. 1.2, 2018. P.153–160.
19. Mathematical Modelling of Spatial Deformation Process of Soil Massif with Free Surface / A. Vlasyuk, N. Zhukovska, V. Zhukovskyy, R. Hesham. - Advances in intelligent systems and computing IV. Vol. 1080, 2020. P.107–120.
20. Generalizing the Infectious Disease Model Taking Into Account Diffusion Perturbations, Logistic Dynamics, and Biostimulation / S.V. Baranovsky, A.Y. Bomba // *Cybern Syst Anal* 59, 2023. P. 134–145.
21. Generalization of the antiviral immune response model for complex consideration of diffusion perturbations, body temperature response, and logistic antigen population dynamics / S.V. Baranovsky, A.Y. Bomba, S.I. Lyashko // *Cybern. Syst. Analysis*, Vol. 58, No. 4, 2022. P. 576–592.
22. Неклассические теории колебаний стержней, пластин и оболочек / Э.И. Григолюк, И.Т. Селезов. – М.: 1973. – 272 с.
23. Wave propagation and diffraction. Mathematical methods and applications / I.T. Selezov, Yu.G. Kryvonos, I.S. Gandzha. - Springer, 2018. – 237 pp. In Series Foundations of Engineering Mechanics.
24. Развитие и приложение метода Коши-Пуассона в эластодинамике слоя и уравнение Тимошенко / И.Т. Селезов // *Кибернетика и системный анализ*, № 3, 2018. С. 106–115.
25. Mathematical modelling of building constructions using hybrid computing systems / A.Y. Baranov, A.V. Popov, Y.E. Slobodyan, A.N. Khimich // *Journal of Automation and Information*, 2017, 49(7). P. 18–32.
26. Неклассические методы теории приближений в краевых задачах / В.Л. Рвачев, В.А. Рвачев. – К.: Наукова думка, 1979. – 196 с.
27. О сейсмическом действии подземных взрывов / М. А. Садовский, В.Н. Костюченко // *Доклады АН СССР*, 1974, т. 215, № 5. С. 1097-1100.

28. Исследование детонации промышленных ВВ. - В кн.: Физико-технические проблемы разработки полезных ископаемых. М., «Наука», СО АН СССР, 1971, № 1, С. 46-51. Авт.: О. Н. Дремин, К. К. Шведов, А. А. Кравченко и др.
29. Исследование эффективности действия взрыва при многоточечном инициировании удлиненных зарядов. - В кн.: Взрывное дело, № 71/29. М., «Недра», 1972. С. 102-108. Авт.: Н. П. Сеинов, Л. Н. Марченко, И. Ф. Жариков и др.
30. Сейсмика горных взрывов / С.В. Медведев. - М., «Недра», 1964. - 188с.
31. Сейсмическая безопасность при взрывных работах / В.Ф. Богацкий, В.Х. Пергамент – М.: «Недра», 1978. – 127 с.
32. Динамические обследования и расчет строительных конструкций объекта «Укрытие» и сооружений II-й очереди ЧАЭС / Ю.И. Немчинов, Н.Г. Марьенков, В.Г. Поклонский, В.А., Дунин А.М. Маценко. – В сб.: Научные и технические аспекты международного сотрудничества в Чернобыле. – Славутич, УКРАТОМИЗДАТ, 1999. С. 199-212.
33. Отчет о научно-исследовательской работе по договору №101-Р/227 "Выполнить измерения вибраций при различных режимах работы вибрационного оборудования III блока и оценить влияние колебаний на прочность несущих конструкций объекта "Укрытие" Этапы 1,2, 3.1, 3.2. – НИИСК, Киев, 1993.
34. Экспериментальные исследования колебаний 3-го энергоблока Чернобыльской АЭС / Н.Г. Марьенков, В.Г. Поклонский, А.М. Маценко // Межведомственный научно-технический сборник «Строительные конструкции». – К.: НИИСК. 1998. вып. 49. С. 144-153.
35. Choosing the Capacity of Arcs with Constraint on Flow Delay Time / O.M. Trofymchuk, V.A. Vasyanin // Cybernetics and Systems Analysis 55 (4), 2019. P. 561–569.
36. Дослідження динамічних характеристик і оцінка сейсмостійкості

споруди / Ю.И. Немчинов, М.Г. Мар'єнков, Є.Й. Стаковиченко, В.Г. Поклонський, А.М. Маценко, В.А. Дунін, О.Г. Недзведська. - ХОЯТ-1 АЕС. – В. зб.: Опір матеріалів та теорія споруд. – К.: КДТУБА. вип. 65. 1999. С. 130-137.

37. Влияние на здания и сооружения сейсмозрывных воздействий при уплотнении просадочных грунтов / Ю.И. Немчинов, Н.Г. Марьенков, А.А. Козырь, А.М. Рыжов, П.И. Сотула. – В кн.: Сейсмичность и сейсмический прогноз на Дальнем Востоке. – Петропавловск-Камчатский, 1986. С. 222-223.
38. Сейсмозрывные воздействия на многоэтажные здания городской застройки / Ю.И. Немчинов, Н.Г. Марьенков. – Севастополь: Тезисы докладов конференции «Надежность и эффективность нетрадиционных систем сейсмозащиты зданий и сооружений», 1991.
39. Динамические обследования конструкций и грунта для оценки безопасной эксплуатации зданий и сооружений / Н.Г. Марьенков, О.Б. Бахтин // Будівельні конструкції. Випуск 51. – Київ, НДІБК, 1999. С. 251-257.
40. Отчет о НИР: «Провести инструментальные измерения уровней вибрации и шума жилых зданий по просп. Победы и ул. Сагайдачного во время движения поездов киевского метрополитена и подготовить вывод об их соответствии санитарным нормам и правилам, а также выполнить прогноз виброзащитного эффекта от внедрения предусмотренных проектом мероприятий». – Киев: НИИСК, Марьенков Н.Г., Трохименко Н.А. 2001. – 73 с.
41. Оценка динамического воздействия на конструкции зданий от линий метрополитена мелкого заложения / К.Н. Бабик // Будівельні конструкції. Вип. 58. – Київ, НДІБК, 2003 р. С. 301-309.
42. Колебания многоэтажных бескаркасных зданий при сейсмозрывных воздействиях / Ю.И. Немчинов, Н.Г. Марьенков, А.А. Козырь, П.И. Сотула. – В кн.: Подготовка оснований и устройство фундаментов на

просадочных грунтах и в сейсмических районах. – Чимкент, 1985.

43. Problem of Groupage Cargo Routing in the Multicommodity Transport Network with Given Tariffs and Delivery Time Constraints / V.A. Vasyanin, O.M. Trofymchuk, L.P. Ushakova // *Cybern. Syst. Anal.* 58, 2022. P. 966–976.
44. Mathematical modelling of building constructions using hybrid computing systems / A.Y. Baranov, A.V. Popov, Y.E. Slobodyan, A.N. Khimich // *Journal of Automation and Information*, 2017, т. 49, № 7. P. 18–32.
45. О природе некоторых волн в грунте, возбуждаемых подземным взрывом / А.Н. Ромашов. - В кн.: Взрывное дело, № 64/21. -М.:, «Недра», 1968. С. 158-191.
46. Дробящее и сейсмическое действие взрыва в горных породах / В. Н. Мосинец. - М., «Недра», 1976. - 262 с.
47. Сейсмическое строительство зданий / А.Й. Корчинский. - М., «Высшая школа», 1971. - 319 с.
48. Сейсмическая безопасность сооружений при взрывных работах в карьерах / Г.В. Кузнецов. -«Горный журнал», 1971, № 4. С.47-49.
49. Harmonic vibrations of a rigid impervious punch on a porous elastic base / A.M. Gomilko, N.S. Gorodetskaya, A.N. Trofimchuk // *International Applied Mechanics*, 1999, т. 35, № 12. P. 1277–1286.
50. Прогноз скоростей сейсмических колебаний при взрывах / В.Х. Пергамент, С.В. Медведев, В.Ф. Богацкий. - В кн.: Сейсмо-безопасное взрывание на горных предприятиях. Магнитогорск, 1975. С. 3-22.
51. System identification of tunnel response to ground motion considering a simplified model / A. Alonso-Rodriguez, N. Nikitas, J. Knappett, G. Kampas, I. Anastasopoulos, R.Fuentes // *Frontiers in Built Environment* 4, 2018. P. 1-11.
52. Application of an ultra-wide band sensor-free wireless network for ground monitoring / E. Intrieri, G. Gigli, T. Gracch, M. Nocentini, L. Lombardi, F. Mugnai, M. Favalli, A. Fornaciai, J.M. Alavedra, L. Mucchi, L. Nannipieri,

- X. Rodriguez-Lloveras, M. Pizziolo, R. Schina, F. Trippi, N. Casagli // *Engineering Geology*, 238, 2018. P. 1-14.
53. UNESCO World Heritage sites in Italy affected by geological problems, specifically landslide and flood hazard // G., Lollino A. Chiara // *Landslides*. 3(4), 2006. P. 311-321.
54. Dynamic response of a pile embedded into a layered soil / M. Martinelli, A. Burghignoli, L. Callisto // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 87, 2016. P. 16-28.
55. Impact of Sequential Ground Motion Pairing on Mainshock-Aftershock Structural Response and Collapse Performance Assessment / M. Shokrabadi, H.V. Burton, J.P. Stewart. - *Structural Engineering* 144 (10), 2018: 04018177.
56. Application of a Probabilistic Assessment of the Permanent Seismic Displacement of a Slope / Y. Wang, E.M. Rathje // *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 144 (6), 2018: 04018034.
57. Il monitoraggio delle frane in tempo reale / M. Barla, F. Antolini, S. Dao. *Strade e Autostrade* 107, 2014. P. 154–157.
58. Factor of safety in a partially saturated slope inferred from hydro-mechanical continuum modeling / Borja R.I., White J.A., Liu X.Y., Wu W. // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 63(2), 2011. P. 140-154.
59. Monitoring, prediction, and early warning using ground-based radar interferometry / N. Casagli, F. Catani, C. Del Ventisette, G. Luzi // *Landslides* 7(3), 2010. P. 291–301.
60. A method for assessing and managing landslide residual hazard in urban areas / W. Frodella, A. Ciampalini, F. Bardi, T. Salvatici, F. Di Traglia, G. Basile, N.Casagli // *Landslides*, 15(2), 2018. P.183-197.
61. Experimentally-analytical researches of the technical state of reinforced-concrete constructions for defense from landslide's pressure in seismic regions of Ukraine / I. Kaliukh, V. Senatorov, O. Khavkin, T. Kaliukh, K.

Khavkin. - Proc. fib symp., Tel-Aviv, 22-24 April, 2013.

62. Единые правила безопасности при взрывных работах. -М., «Недра», 1976. - 332 с.
63. ДБН В.1.1-24:2009. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування. [Чинний від 2011-01-01] / Мінрегіонбуд України. - Київ:, 2010. –108 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=26764
64. Міністерство України з питань надзвичайних ситуацій та у справах захисту населення від наслідків Чорнобильської катастрофи. Класифікатор надзвичайних ситуацій в Україні. – К.: 1998. – 179 с.
65. СНиП 2.02.05-87. Строительные нормы и правила. Фундаменты машин с динамическими нагрузками. [Чинний від 1988-01-07] -М.: Гос. строит. ком. СССР. 1988. - 52 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ru/catalog/doc-page?id_doc=4261
66. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. [Чинний від 2014-01-10] / Мінрегіон України. - Київ: «Укрархбудинформ», 2014. – 110 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=58628
67. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів. [Чинний від 2008-01-01] / МінрегіонбудУкраїни. - Київ: 2007. - 16 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=21673
68. ДБН В.1.2-12-2008. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки. [Чинний від 2009-01-01] / Мінрегіонбуд України. - Київ: Укрбудархінформ, 2008. – 34 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=45889
69. ДБН В.1.2-14-2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та

конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі зміною № 1. [Чинний від 2019-01-01] / Мінрегіон України. - Київ: Укрбудархінформ, 2018. - 30 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=78683

70. ДСТУ Б В.2.6–25-2003. Конструкції будинків і споруд. Автоматизовані системи технічного діагностування будівельних конструкцій. Загальні технічні вимоги. [Чинний від 2003-01-07] – Київ: Державний комітет України з будівництва та архітектури, 2003. – 25 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=6109
71. ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016. Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд. [Чинний від 2017-01-04]. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2017. – 42 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=65024
72. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия. Справочник проектировщика. – М.: Стройиздат, 1981. – 215 с.
73. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. [Чинний від 2019-01-10]. - Київ: Мінрегіон України, 2019. – 177 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=83211
74. ДСТУ ГОСТ 12.1.012:2008. Система стандартів безпеки праці. Вібраційна безпека. Загальні вимоги. [Дата початку дії 2009-01-02]. Мінрегіонбуд України. - Київ: Укрбудархінформ, 2008. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=30043
75. СанПиН 1304-75. Санитарные нормы допустимых вибраций в жилых домах. № 1304-75. [Дата початку дії 1975-13-06] – М.: Минздрав СССР, 1975. – 9 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ru/catalog/doc-page?id_doc=58146
76. ДБН В.1.1-31:2013. Захист територій, будинків і споруд від шуму. [Чинний від 2014-01-06]. - Київ: Мінрегіон України, 2014. – 75 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=56317
77. ДБН В.1.1-45:2017. Будівлі і споруди в складних інженерно-

- геологічних умовах. Загальні положення. [Чинний від 2017-01-10]. –Київ: Мінрегіон України, 2017. – 29 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=71184
78. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. [Чинний від 2017-01-04]. / ДП «УкрНДНЦ». - Київ: 2017. – 45 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=65833
79. СН 3077-84. Санитарные нормы допустимого шума в помещениях жилых и общественных зданий и на территории жилой застройки №3077-84. [Дата початку дії 1984-03-08]– М.: Минздрав СССР, 1984. – 8 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ru/catalog/doc-page?id_doc=46245
80. ГОСТ 23337-78 (СТ СЭВ 2600-80) Шум. Методы измерения шума на селитебной территории и в помещениях жилых и общественных зданий. [Дата початку дії 1979-01-07]. – М.: Изд-во стандартов, 1981. – 20 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=4963
81. Евристичні оцінки ймовірності ушкодження будівель і споруд у складних ґрунтових умовах / В.Г. Черний // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Вип. 12. – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2003. С. 241-247.
82. Расчет конструкций на основе теории риска / А.П. Сеницын. – М.: Стройиздат, 1985. – 304 с.
83. Вібраційний вплив на геологічне середовище міст / Т. В. Кріль // Геологічний журнал. – 2008. - №2. С. 91-99.
84. Динамические воздействия от движения городского транспорта на здания и сооружения / Е. С. Дудкин // Ползуновский вестник. 2007. – № 1-2. С. 30-32.
85. Экспериментальная динамика сооружений. Мониторинг транспортной вибрации / [Е. К. Борисов, С. Г. Алимов, А. Г. Усов и др.]. КамчатГТУ, -Петропавловск-Камчатский: 2007. – 129 с.

86. 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.
87. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений / С. Г. Кушнер. – Запорожье: ООО «ИПО Запорожье», 2008. – 496 с.
88. 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.
89. Динамическая неустойчивость грунтов / Е.А. Вознесенский. – М.: Изд-во «Эдиториал», 1999. – 264 с.
90. 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.
91. Колебания уплотняемых грунтов и элементов подземных сооружений при динамических нагрузках / М. Л. Костельов, В. Г. Слонов // Динамика оснований, фундаментов и подземных сооружений. – 1981. С. 108-110.
92. Основы динамики взрывных волн в грунтах и горных породах / Г.М. Ляхов. – М.: Недра, 1974. – 192 с.
93. 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.

94. 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.
95. Формирование вибрационного поля в геологической среде / А.Д. Жигалин, Г.П. Локшин // Инженерная геология. 1991. -№ 6. С.110-119.
96. Техногенное поле вибрации и его воздействие на геологическую среду городских территорий / Г. П. Локшин: 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.
97. Zatizení stavebních konstrukcí seizmickými účinky pod- povrchové a povrchové dopravy / D. Makovička // Inz. Stavby. 1991. -№ 9. P. 320–322.
98. 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.
99. Экспериментальное исследование колебаний фундамента здания, вызванных движением поездов метрополитена / Н. В. Бычков, В. И. Прусов, Г. И. Фролов // Эксперим. исслед. инж. сооружений. 1986. С. 69-73.
100. Динамическое воздействие сооружений с основанием и передача колебаний через грунт / В. А. Ильичев // Справочник проектировщика. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия. – [под ред. проф В. Г. Коренева, И. М. Рабиновича]. – М.: Стройиздат, 1981. С. 114 – 128.
101. Колебания фундаментов установок взрывной штамповки и грунта / В.

- А. Ильичев // Справочник проектировщика. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия [под ред. проф В. Г. Коренева, И. М. Рабиновича]. – М.: Стройиздат, 1981. С. 144–148.
102. Расчет плит на упругом основании / Б.Г. Коренев, Е.И. Черниговская. – М.: Стройиздат, 1962. – 162 с.
103. Исследование деформационных свойств грунтов при динамических нагрузках / Н.Д. Красников. – Инженерная сейсмология, №1-2, ч. Душанбе. Изд. АН Тадж. ССР, 1964. С. 16 – 22.
104. Постанова Кабінету Міністрів України „Про єдину державну систему запобігання і реагування на надзвичайні ситуації техногенного та природного характеру” від 3 серпня 1998 р. №1198. Режим доступу: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1198-98-%D0%BF#Text>
105. Указ Президента „Про Концепцію захисту населення і територій у разі загрози та виникнення надзвичайних ситуацій” №284/99, від 26.03.1999.
106. ВСП-22-01-95. Правила паспортизації и оценки фактической сейсмостойкости воинских зданий и сооружений. Под общей редакцией Савина С.Н. – М.: МО, 1996. – 43 с.
107. Проблеми ресурсу конструкцій, споруд та обладнання в Україні / Патон Б.Є. //Труди Всеукраїнської науково-практичної конференції “Реконструкція будівель та споруд. Досвід та проблеми”, - К., НДІБК, 2001. С. 18-23.
108. Развитие концепций и норм антисейсмического проектирования / Я.М. Айзенберг, - М.: ВНИИТПИ, 1977. – 70 с.
109. О сейсмическом зонировании в строительных нормах стран СНГ / Я.М. Айзенберг // Сейсмостойкость сооружений. Безопасность сооружений. № 3, 2001.
110. Elastic waveguides: history and the state of the art / V.V. Meleshko, A.A. Bondarenko, A.N. Trofimchuk, R.Z. Abasov. // J Math Sci, 167, 2010. P. 197–216.

111. О нормах проектирования зданий повышенной этажности в сейсмических районах / М.У. Ашимбаев, И.Е. Ицков // Міжвідомчий наук.-техн. зб. “Будівельні конструкції”, №64, 2006. С. 555-558.
112. Trofimchuk A.N. Unsteady Oscillations of a Liquid-Saturated Poroelastic Soil Layer / Inter Journal Fluid Mech. Res. v29.i1.80, 2002.
113. Experimental and analytic researches on technical state, design and operation of reinforced concrete anti-landslide structures for seismic dangerous regions of Ukraine / I. Kaliukh, V. Senatorov, O. Khavkin, T. Kaliukh, K. Khavkin. / fib Symposium Tel-Aviv: Engineering a Concrete Future: Technology, Modeling and Construction, Proceedings, 2013. P. 625–628.
114. Hou R and Xia Y. Review on the new development of vibration-based damage identification for civil engineering structures: 2010–2019 // J Sound Vib, 2020; 491: 115741.
115. Design and built of a ground reinforced embankment for the protection of a provincial road (Assisi, Italy) against rockslide / M. Balducci, R. Regni, S. Buttiglia, R. Piccioni, L.D. Venanti, N. Casagli, G. Gigli. – Proc. XXIV conv. Naz. Geotecnica, AGI, Napoli, 22th- 24th June 2011.
116. Wireless sensor network for structural health monitoring: a contemporary review of technologies, challenges, and future direction / M. Abdulkarem, K. Samsudin, F.Z. Rokhani, et al. // Struct Health Monit 2020; 19: P. 693–735.
117. Identification of defects in reinforced concrete piles based on multi-wave reflection / I. Kaliukh, G. Farenjuk, O. Trofymchuk, I. Farenjuk, Y. Berchun. – In: Derkowski W., Gwoździwicz P., Hojdys Ł., Krajewski P. (eds). - Proceedings fib Symposium. 2019: Concrete – Innovations in Materials, Design and Structures, Fédération Internationale du Béton (fib) – International Federation for Structural Concrete. P. 991-998.
118. Optimization of sensor placement for guided waves based SHM using fiber Bragg grating sensors / R.N. Soman, J. Wee, K. Peters, et al. / In: Zonta D

- and Huang H (eds). *Sensors and Smart Structures Technologies for Civil, Mechanical, and Aerospace Systems 2020*. Online Only, United States: SPIE, P. 51.
119. A review of unsupervised feature selection methods / S. Solorio-Fernández, J.A. Carrasco-Ochoa, J.F. Martínez-Trinidad // *Artif Intell Rev* 2020; 53: P. 907–948.
120. Data fusion approaches for structural health monitoring and system identification: past, present, and future / R.T. Wu, M.R. Jahanshahi // *Struct Health Monit* 2020; 19: P. 552–586.
121. Foundations of population-based SHM, part I: homogeneous populations and forms / L.A. Bull, P.A. Gardner, J. Gosliga, et al. // *Mech Syst Signal Process* 2021; 148: 107141.
122. Dynamic response of a pile embedded into a layered soil. / M. Martinelli, A. Burghignoli, L. Callisto // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 87, 2016. P. 16-28.
123. Artificial intelligence techniques for smart city applications/ D. Luckey, H. Fritz, D. Legatiuk, et al. / In: Toledo Santos E and Scheer S (eds). *Proceedings of the 18th International Conference on Computing in Civil and Building Engineering*. São Paulo, Brazil: Springer International Publishing; 18–20 August 2021, P. 3–15.
124. Digital twin, physics-based model, and machine learning applied to damage detection in structures/ T.G. Ritto, F.A. Rochinha // *Mech Syst Signal Process* 2021; 155: 107614.
125. Диагностика строительных конструкций зданий и сооружений методом свободных колебаний / С.Н. Савин. – *Зб.наук. пр. НДІБК “Будівництво в сейсмічних районах України”*, № 64, 2006. С. 395-400.
126. Современные методы технической диагностики строительных конструкций зданий и сооружений / В.А. Заренков, И.Д. Захаров, С.Н. Савин, А.Ф. Шнитковский. – Под общей редакцией Савина С.Н. – Санкт-Петербург: РДК-принт, 2000. – 128 с.

127. Надежность региональных типов зданий при сейсмических воздействиях (на примере Прибайкалья) / Л.П. Бержинская. – Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук, Восточно-Сибирский государственный технологический университет, Улан-Удэ, 2006. – 22 с.
128. Arrangement of deep foundation pit in restricted conditions of city build-up in landslide territory with considering of seismic loads of 8 points / I. Kaliukh, V. Senatorov, N. Marienkov, O. Trofymchuk, K. Silchenko, T. Kalyukh. – Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development – Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE, 3, 2015. P. 955–959.
129. Dynamic certification of landslide protection structures in a seismically hazardous region of Ukraine; Experimental and analytical research / O. Trofymchuk, O. Lebid, O. Klymenkov, Y. Berchun, V. Berchun. – Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions, Silvestri & Moraci (Eds). Associazione Geotecnica Italiana., Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, (ICEGE 2019), June 17-20, 2019, Rome, Italy, 2019, P. 5337–5345.
130. Use Accelerogram of Real Earthquakes in the Evaluation of the Stress-Strain State of Landslide Slopes in Seismically Active Regions of Ukraine / O. Trofymchuk, I. Kaliukh, K. Silchenko, V. Polevetskiy, V. Berchun, T. Kalyukh. — In: et al. Engineering Geology for Society and Territory – 2, 2015, Springer, Cham.
131. Dynamic certification and assessment of the buildings life cycle under regular explosive impacts / O.M. Trofymchuk, I.I. Kaliukh, V.A. Dunin, S.Y. Kyrash // Системні дослідження та інформаційні технології, ПСА (IASA) 2022, № 4. С. 100-118.
132. Дунін В.А. Вплив промислових вибухів на довговічність конструкцій будівель в умовах м. Кривий Ріг / В.А. Дунін. – Дисертація кандидата

- технічних наук. На правах рукопису. 05.23.01 - Будівельні конструкції, будівлі та споруди. ДП НДІБК. 2021. – 205 с.
133. ДСТУ 4704:2008. Проведення промислових вибухів. Норми сейсмічної безпеки. [Чинний від 2009-01-01]. – Київ: ДП «Кривбасстандартметрологія» : ДП «НДГРІ», 2008. – 11 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=86092
134. Надежность технических систем и оценка риска / Э. Дж. Хенли, Х. Кумамото. – Пер. с англ. В. С. Сыромятникова, Г. С. Деминой; Под общ. ред. В. С. Сыромятникова. – М.: Машиностроение, 1984. – 528 с.
135. Вероятностные методы в строительном проектировании / Г. Аугусти, А. Баратта, Ф. Кашиати. – Пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1988. – 584 с.
136. К теории прогнозирования риска аварии объектов строительства / А.П. Мельчаков // Вестник Южно-Уральского государственного университета. Серия «Строительство и архитектура». 2001.–Выпуск 1.
137. Теория вероятностей / Е.С. Вентцель, Л.А. Овчаров. – М.: Наука, 1969. – 576 с.
138. Проблемы принятия решений при нечеткой исходной информации / С.А. Орловский. – М.: Наука, 1981. - 212 с.
139. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений / В.В. Болотин. – М.: Стройиздат, 1982. – 352 с.
140. Расчет и оценка риска аварии и безопасного ресурса строительных объектов. (Теория, методики и инженерные приложения) / А.П. Мельчаков. – Учебное пособие. Челябинск: Издательство ЮУрГУ, 2006. – 49 с.
141. Принцип информационной энтропии в механике разрушения инженерных сооружений и горных пластов / С.М. Скоробогатов. – Екатеринбург: Изд. УрГУПС, 2000. – 420 с.
142. Техническая экспертиза жилых зданий старой застройки / Г.Т. Попов, Л.Я. Бурак. –2-е изд., перераб. и доп. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отделение, 1986. – 240 с.

143. Fib bulletin 59: Condition control and assessment of reinforced concrete structures. 2011. – 80 p. Режим доступа: <https://www.fib-international.org/publications/fib-bulletins/condition-control-and-assessment-of-reinforced-concrete-struct-detail.html>
144. Ресурс машин и конструкций / В.В. Болотин. – М.: Машиностроение, 1990. – 446 с.
145. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет / О.А. Савинов. – Л.: Стройиздат, 1979. – 200 с.
146. Влияние вибрации на основания сооружений / И.А. Кудрявцев. – Гомель: БелГУТ, 1999. – 274 с.
147. Нормирование вибрации сооружений в СССР и за рубежом / А.И. Цейтлин, Г.Л. Кедрова. – М.: ВНИИНТПИ. Обзор. 1990. – 60 с.
148. ИСО/ПМС 4666. Механическая вибрация и удар. Измерение и оценка воздействия вибрации на здания. Указания по применению основных методов стандартизации.
149. ЧСН 730032-76. Расчет строительных конструкций, воспринимающих динамические нагрузки от машин.
150. Динамика сооружений / Р. Клаф, Дж. Пензиен. – Пер. с англ. -М.: Стройиздат, 1979. – 320 с.
151. Колебания в инженерном деле / С. П. Тимошенко, Д. Х. Янг, У. Уивер.- М.: Машиностроение, 1985. – 472 с.
152. ПК “ЛИРА-САПР” 2017. Руководство пользователя. Обучающие примеры. Под ред. академика АИН Украины А.С. Городецкого. – Электронное издание: 2017 г. – 535 с.
153. Будівельна механіка. Динаміка споруд / В.А. Баженов, Є.С. Дехтярюк. – К.: ІЗМН, 1998. – 208 с.
154. Сейсмостойкие конструкции зданий: Учебное пособие для вузов. – 2-е изд. / Поляков С. В. – М. : Высшая школа, 1983. – 304 с.
155. Проектирование зданий с заданным уровнем обеспечения сейсмостойкости / Ю.И. Немчинов, Н.Г. Марьенков, А.К. Хавкин, К.Н.

- Бабик. – К.: Гудименко С. В., 2012. – 384 с.
156. Програма управління. Многоканальна система «Сейсмомоніторинг» версія 1.0. Руководство оператора. ДИАТОС –Київ, 2009. – 83 с.
157. ДСТУ Б В.2.7-226:2009. Бетони. Ультразвуковий метод визначення міцності. [Чинний від 2010-01-09]. – Київ: Мінрегіонбуд України. 2010. – 38 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=25948
158. ДСТУ Б В.2.6-4-95 (ГОСТ 22904-93). Конструкції залізобетонні. Магнітний метод визначення товщини захисного шару бетону і розташування арматури. [Чинний від 1995-01-07]. –Київ: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури. 1996. – 17 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=40047
161. КМК 2.01.03-96 Строительные нормы и правила. Строительство в сейсмических районах. Изд-е офиц. /Госкомитет Республики Узбекистан по архитектуре и строительству. - Ташкент, 1996. - 65 с.
162. СНиП II-7-81*. Строительство в сейсмических районах/ Госстрой СССР. - М.: АПП ЦИТП, 1991. – 50 с.
163. СНРА II-2.02-94. Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования / Мин-во градостроительства республики Армения, Ереван, 1998. - 42 с.
164. Norme NF P 06-013 Règles de construction parasismique. Règles PS applicables aux bâtiments dites Règles PS 92 - AFNOR décembre 1995 et février 2001 (et Eyrolles).
165. International Building Code 2000. International Code Council, Pap/Cdr edition (April 2000) - 756 p.
166. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна № 1. [Чинний від 2007-01-01]. –Київ: Мінбуд України. 2006. – 75 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=21670

167. Таблицы вероятностей функций. Том II. – М.: Вычислительный центр АН СССР, 1970. - 343 с.
168. Kurash S.Yu. Soil Sinkholes in Conditions of Compact City Planning. Geotechnical Engineering / S.Yu. Kurash. – View of Young European Geotechnical Engineers. – Brno, 2010. P. 16-22.
169. ДБН А.1.1-1:2009. Система стандартизації та нормування у будівництві. Основні положення. Зі зміною № 1 [Чинний від 2011-01-01] - Київ: Мінрегіон України, 2013. – 13 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=25683
170. Оцінка неоднорідності ущільнених ґрунтів штучних основ. Автореферат дисертації на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук / Харченко М.О. - Полтава, 2010. – 24 с.
171. Отчет по результатам натуральных измерений виброакустических параметров в границах санитарно-защитных зон при проведении взрывов на карьерах ОАО «Центральный ГОК» в г. Кривой Рог; НИИСК, Киев, 2005.
172. Отчет по результатам натуральных измерений виброакустических параметров в границах санитарно-защитных зон при проведении взрывов на карьерах РУ ГОК “Криворожсталь” в г. Кривой Рог; НИИСК, Киев, 2005.
173. Отчет по результатам натуральных измерений виброакустических параметров в границах санитарно-защитных зон при проведении взрывов на карьерах ОАО “Северный ГОК” в г. Кривой Рог; НИИСК, Киев, 2005.
174. Проект другої черги забудови комплексу житлових будинків з об'єктами обслуговування населення на проспекті Червонозоряному, 4а в Солом'янському районі м. Києва. Житловий будинок № 1. Стадія Р. Альбом 07-07-30-АР-2 ПП ТАМ «Донець» - 2008. – 175 с.
175. Проект другої черги забудови комплексу житлових будинків з об'єктами обслуговування населення на проспекті Червонозоряному в

- Солом'янському р-ні м. Києва. Житловий будинок № 1. Стадія РП. Альбоми 0207 КЗ-1.22 (1.25 – 1.36) КБ Будинвестпроект, 2008.
176. Обстеження, оцінка технічного стану та придатності до подальшої експлуатації житлового будинку по проспекту Лобановського, 6-а в м. Києві із визначенням першочергових протиаварійних заходів для стабілізації несучих конструкцій. Звіт про науково-технічну роботу. ДП НДІБК, 2022. – 150 с.
177. Житловий комплекс по вул. Лобановського, 6-А у м. Києві. Стабілізація аварійної частини житлового будинку. ТОВ «Концепт Україна», Київ, 2022.
178. ДСТУ-Н Б В.2.6.-210:2016. Оцінка технічного стану сталевих будівельних конструкцій, що експлуатуються. [Чинний від 2017-01-01] / Мінрегіон України. - Київ: 2016. – 53 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=64361
179. Методика обстеження будівель та споруд, пошкоджених внаслідок надзвичайних ситуацій, бойових дій та терористичних актів. Затверджено наказом Міністерства розвитку громад та територій України. Наказ № 65 від 28.04.2022 р. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=97843
180. ДСТУ Б В.2.7-252:2011. Цегла та камені силікатні. Ультразвуковий метод визначення міцності та стиск (ГОСТ 24332-88, МОБ) [Чинний від 2012-01-12] - Київ: «ДП Укрархбудінформ», 2012. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=28082
181. ДСТУ Б В.2.7-239:2010. Будівельні матеріали. Розчини будівельні. Методи випробувань (EN 1015-11:1999, NEQ) [Чинний від 2011-01-08] - Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. – 34 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=26750
182. ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками [Чинний від 2010-01-09] / Мінрегіонбуд України. - Київ: 2010. – 43 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=25943

183. Городецкий А. С., Евзеров И. Д. Компьютерные модели конструкций. - Киев: «Факт», 2009. - 394 с.
184. ЛИРА 9.2. Руководство пользователя. Основы. Учебное пособие. - Киев, 2005. - 145 с.
185. Trofymchuk O.M., Kaliukh I.I., Dunin V.A., Kyrash S.Y. Dynamic certification and assessment of the buildings life cycle under regular explosive impacts (Математичні методи, моделі, проблеми і технології дослідження складних систем) / Системні дослідження та інформаційні технології, ПСА (IASA) 2022, № 4. С. 100-118.
186. Методика проведення обстеження та оформлення його результатів. / Міністерство розвитку громад та територій України. Наказ № 144 від 06.08.2022. Режим доступу: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0898-22#Text>
187. Assessment of Residual Service Life for the Residential Buildings under Systematical Industrial Explosions / I. Kaliukh, I. Syvko, K. Chorna, V. Shokarev, I. Shokarev, A. Shokarev // IEEE 2nd International Conference on System Analysis & Intelligent Computing (SAIC), 2020. P. 1-4.
188. Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях / Москомархитектура. – М.: ГУП НИАЦ, 2002.– 24 с.
189. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. – М., 2005. – 75 с.
190. Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения. Москомархитектура. – М.: ГУП НИАЦ, 2006. - 60 с.
191. МДС 20-2.2008. Временные рекомендации по обеспечению безопасности большепролетных сооружений от лавинообразного обрушения / ФГУП «НИЦ «Строительство». - М.: ОАО «ЦПП», 2008. - 16 с.
192. ПК ЛИРА. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций. Справочно-теоретическое пособие под ред. академика АИН Украины А.С. Городецкого. – Киев: 2003. – 464 с.
193. Развитие теории и методов расчета сейсмостойких зданий и

- сооружений / Марьенков Н.Г. – На правах рукопису. 01.05.01 - 05.23.01 - Будівельні конструкції, будівлі та споруди. ОГАСА. 2012. – 315 с.
194. Стрелец-Стрелецкий Е.Б., Журавлев А.В., Водопьянов Р.Ю. ЛИРА-САПР. Книга 1. Основы. LIRALAND. 2019. - 154 с.
195. Fib bulletin 60. Prefabrication for affordable housing. 2011. – 130 p.
Режим доступу: <https://www.fib-international.org/publications/fib-bulletins/prefabrication-for-affordable-housing-175-detail.html>
196. Висновок. За результатами обстеження, оцінки технічного стану та придатності до подальшої експлуатації багатоквартирного будинку на вул. Києво-Мироцькій, 104б, який пошкоджено внаслідок військових дій у м. Буча київської області, з визначенням першочергових протиаварійних заходів та оцінкою необхідності підсилення або заміни пошкоджених конструкцій. (попередній) Виконання первинного та детального технічного обстеження будівель, що пошкоджені внаслідок бойових дій у м. Буча київської області. ДП НДІБК, 2022. – 80 с.
197. Звіт про виконання детального обстеження технічного стану корпусу № 2 житлового будинку на вул. Генерала Белова, 37 в м. Чернігів з розробкою технічних рішень з відновлення його експлуатаційної придатності. ДП НДІБК, 2022. – 66 с.
198. Звіт «Обстеження та оцінка технічного стану будівлі Гіпермаркету, що належить ТОВ «Епіцентр Н», який знаходиться за адресою: Чернігівська область, Чернігівський район, село Новоселівка, вул. Шевченка, 57, пошкодженого під час проведення бойових дій (обстрілів), спричинених збройною агресією РФ». ДП НДІБК, 2022. – 43 с.
199. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі зміною № 1. [Чинний від 2011-01-06] Мінрегіон України. - Київ: 2011. – 71 с.

Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=26677

200. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-01-06] Мінрегіонбуд України. - Київ: 2011. – 118 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=26932
201. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. [Чинний від 2007-01-01] Мінбуд України. - Київ: 2006. – 15 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=6616
202. Наказ №215 від 30.09.1998. Про затвердження Єдиного класифікатора житлових будинків залежно від якості житла та наявного інженерного обладнання. Режим доступу: <https://zakon.rada.gov.ua/rada/show/v0215241-98#Text>
203. Примірний акт, складений за результатами проведеного обстеження пошкоджених об'єктів. Міністерство розвитку громад та територій України. Від 28.04.2022. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=97847
204. Оцінка стану будівель і споруд вібродинамічним методом після військових пошкоджень / Г. Фаренюк, О. Белоконь, Ю Немчинов, М. Мар'єнков, Д. Богдан, К. Бабік, Х. Байтала // Наука та будівництво, 32(2). 2022. С. 3-18.

ДОДАТОК А

**ДОКУМЕНТИ, ЩО ПІДТВЕРДЖУЮТЬ ВПРОВАДЖЕННЯ
РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ**



БЮРО
ДОСЛІДЖЕНЬ
БУДІВЕЛЬНИХ
КОНСТРУКЦІЙ

ТОВ « БЮРО ДОСЛІДЖЕНЬ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ »

03110, м. Київ, вул. Преображенська, 23, тел. (095) 143-65-45, www.bdbk.com.ua

№ 20-04/23 « 26 » квітня 2023 р.

ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

В компанії ТОВ «БЮРО ДОСЛІДЖЕНЬ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ» (ТОВ «БДБК») було впроваджено результати дисертаційної роботи Кураша С.Ю. з математичного моделювання реакції будівель та споруд на вибухові впливи.

У подальшому планується поширити сферу застосування результатів його дисертаційної роботи при моделюванні будівель та споруд на вибухові впливи за участю компанії ТОВ «Бюро досліджень будівельних конструкцій» в м. Києві та інших містах України.

Довідка надана для подання в результатах дисертаційної роботи Кураша Сергія Юрійовича.

Директор
ТОВ «БЮРО ДОСЛІДЖЕНЬ
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ»



О. Гурківський

ДОДАТОК Б.
СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ ТА
ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ

Список публікацій здобувача за темою дисертації

Стаття у періодичному фаховому журналі, що проіндексована у наукометричній БД SCOPUS (Q₄):

1. Dynamic certification and assessment of the buildings life cycle under regular explosive impacts / O.M. Trofymchuk, I.I. Kaliukh, V.A. Dunin, S.Y. Kyrash // Системні дослідження та інформаційні технології, ПСА (IASA), 2022, № 4. С. 100-118. Режим доступу: <http://journal.iasa.kpi.ua/article/view/255010>

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

2. Дмитрієв Д.А., Кураш С.Ю. Особливості визначення основних гідрологічних характеристик з урахуванням техногенного впливу / Д.А. Дмитрієв, С.Ю. Кураш // Вісник ОДАБА. Вип. № 66, 2017. С. 141-147. Режим доступу: <https://drive.google.com/file/d/1tGqjj1vY6KWQC3P6CUtPYkvqwDxCZVKH/view>

3. Дмитрієв Д.А., Кураш С.Ю., Хекало Д.В. Особенности обследования состояния конструкций зданий и сооружений в условиях воздействия ионизирующего излучения / Д.А. Дмитрієв, С.Ю. Кураш, Д.В. Хекало // Наука та будівництво. 1(11), 2017. С. 48-51. Режим доступу: <http://journal-niisk.com/index.php/scienceandconstruction/article/view/34>

4. Застосування теорії збалансованого ризику для визначення вірогідності характеристик слабких ґрунтів в умовах щільної міської забудови / С.Ю. Кураш, Ю.І. Калюх, О.К. Хавкін, Т.Ю. Калюх // Науково-технічний збірник “Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві”, 10, №1, 2011. С. 71-75. Режим доступу: <https://stmkvb.vntu.edu.ua/index.php/stmkvb/article/view/149>

5. Застосування нових державних норм ДБН В.2.2-24:2009 «Проектування висотних житлових і громадських будинків», ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво в

сейсмічних районах України» та ДБН В.1.2-5:2007 «Науково-технічний супровід будівельних об'єктів» до об'єктів висотного будівництва / Ю.І. Немчинов, М.Г. Мар'єнков, Ю.І. Калюх, О.К. Хавкін, К.В. Єгупов, О.Г. Недзвецька, А.Є. Вусатюк, Т.Ю. Калюх, В.А. Дунін, С.Ю. Кураш // Вісник ОДАБА. – Вип. 36, 2009. С. 315–321. Режим доступу: http://www.irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?I21DBN=JRN&P21DBN=JRN&S21STN=1&S21REF=10&S21FMT=fullwebr&C21COM=S&S21CNR=20&S21P01=0&S21P02=0&S21P03=I=&S21COLORTERMS=0&S21STR=%D0%9670495

6. Влияние глубокого котлована на изменение напряженно-деформированного состояния грунтового массива в условиях плотной городской застройки г. Киева / С. Ю. Кураш, И.Р. Сазонова, Ю.И. Калюх, Т.Г. Каргопольцева // Будівельні конструкції, Вип. 71, Кн. 1, 2008. С. 434-442. Режим доступу: https://scholar.google.com.ua/citations?view_op=view_citation&hl=uk&user=nCYyI5gAAAAJ&citation_for_view=nCYyI5gAAAAJ:d1gkVwhDpl0C

7. Кураш С.Ю., Калюх Ю.И. Численное моделирование деформационных процессов в грунте при устройстве глубоких котлованов в условиях плотной городской застройки г. Киева / С.Ю. Кураш, Ю.И. Калюх // Світ геотехніки, Вип. 2, 2008. С. 22-25. Режим доступу: http://www.niisk.com/naukovo-tehnicna-rada/publ-kats-za-napryamkom-naukovikh-dosl-dzhen-kurasha-s-yu.php?clear_cache=Y

8. Кураш С.Ю. Грунтові деформаційні процеси при будівництві поруч із існуючими спорудами / С.Ю. Кураш // Світ геотехніки, Вип. 1, 2007. С. 22-25. Режим доступу: https://scholar.google.com.ua/citations?view_op=view_citation&hl=uk&user=nCYyI5gAAAAJ&citation_for_view=nCYyI5gAAAAJ:zYLM7Y9cAGgC

9. Кураш С.Ю. Фізичне знесення будинку в умовах щільної міської забудови / С.Ю. Кураш // Будівельні конструкції, Вип. 66, 2007. С. 378-382. Режим доступу: http://www.niisk.com/naukovo-tehnicna-rada/publ-kats-za-napryamkom-naukovikh-dosl-dzhen-kurasha-s-yu.php?clear_cache=Y

10. Кураш С.Ю. Деформаційні процеси при будівництві поруч із існуючими спорудами / С.Ю. Кураш // Будівельні конструкції, Вип. 63, 2005. С. 118-124. Режим доступу: https://scholar.google.com.ua/citations?view_op=view_citation&hl=uk&user=n

[CYyI5gAAAAJ&citation_for_view=nCYyI5gAAAAJ:Y0pCki6q_DkC](http://www.niisk.com/naukovo-tehnichna-rada/publ-kats-za-napryamkom-naukovikh-dosl-dzhen-kurasha-s-yu.php?clear_cache=Y)

11. Кураш С.Ю. Будівництво поблизу існуючих будівель і споруд, що мають бути збережені / С.Ю. Кураш // Будівельні конструкції, Вип. 61, том 2, 2004. С. 346-351.

Режим доступу: http://www.niisk.com/naukovo-tehnichna-rada/publ-kats-za-napryamkom-naukovikh-dosl-dzhen-kurasha-s-yu.php?clear_cache=Y

Статті у наукових виданнях та матеріалах конференцій:

12. Kurash S.Yu. Soil Sinkholes in Conditions of Compact City Planning / S.Yu. Kurash // Geotechnical Engineering 20. View of Young European Geotechnical Engineers. Dep. of Geotechnics, Faculty of Civil Engineering, Brno University of Technology. Czech Republic. – Brno: 2010. P. 16-21. Режим доступу: chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/http://labmz1.natur.cuni.cz/~david/issmge/download/EYGEC_report_Brno_2010.pdf

13. Kurash S. Crack formation in buildings in cutting of deep foundation pit / S. Kurash // 19th European Young Geotechnical Engineers' Conference. – Győr Hungary, 2008. P. 203-207. Режим доступу: http://seags.ait.asia/resources/8432_19th-european-young-geotechnical-engineers-conference-2008-gyor-hungary/

14. Kurash S.Yu. Soil deformation processes during construction near existing buildings / S.Yu. Kurash // Proceedings of the 17th European young geotechnical engineers' conference. – Zagreb, Croatia. 2006. P. 506-511. Режим доступу: <https://www.hgd-cgs.hr/savjetovanja/the-17th-european-young-geotechnical-engineers'-conference/?lang=en>

15. Кураш С.Ю. Вплив техногенних суфозійних процесів на стан існуючих будинків / С.Ю. Кураш // Перспективні напрямки проектування житлових та громадських будівель. – Київ: ЗНДІЕП, 2005. С. 203-208. Режим доступу: http://www.niisk.com/naukovo-tehnichna-rada/publ-kats-za-napryamkom-naukovikh-dosl-dzhen-kurasha-s-yu.php?clear_cache=Y

Державні будівельні норми України:

16. ДБН В.1.2-12-2008. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки. [Чинний від 2009-01-01]. Вид. офіц. -Київ: Мінрегіонбуд України. 2008. -33 с. Режим доступу: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=45889

Апробація результатів дисертації

Результати дисертації обговорювалися і доповідалися на понад десяти міжнародних та всеукраїнських наукових та науково-практичних конференціях:

- 19-й та 20-й Міжнародних науково-практичних конференціях «Сучасні інформаційні технології управління екологічною безпекою, природокористуванням, заходами в надзвичайних ситуаціях» (Київ, Пуща-Водиця, 2021–2022 рр.);
- Конференції «Гідротехнічне та транспортне будівництво» (Одеса, 01–03.06.2017);
- Восьмій і дев'ятій всеукраїнських науково-технічних конференціях «Будівництво в сейсмічних районах України» (Ялта, 2010 р., 2012 р.);
- Конференції «Інноваційні технології в будівництві» (Вінниця, 10–12.11.2010);
- «20th European Young Geotechnical Engineers Conference (EYGEC) 2010» (Brno, Czech Republic, 30.05–01.06.2010);
- VII Міжнародній науково-практичній конференції «Інноваційні технології життєвого циклу об'єктів житлово-громадського, промислового та транспортного призначення» (Ялта, Гаспра, 7–11.09.2009);
- Шостій всеукраїнській науково-технічній конференції «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування» (Полтава, 03–07.11.2008);

- 19th European Young Geotechnical Engineers' Conference (Győr, Hungary, 02–06.09.2008);
- Конференції «Армування основ при будівництві та реконструкції будівель та споруд» (Вінниця, 17–21.04.2007);
- «17th European Young Geotechnical Engineer's Conference (EYGEC) 2006» (Zagreb, Croatia, 20–22.07.2006);
- Конференції «Проблеми сучасного будівництва» (Київ, 12–14.12.2005);
- П'ятій всеукраїнській науково-технічній конференції «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування» (Одеса, 29.11–03.12.2004).

У повному обсязі дисертація доповідалася у 2023 р. на розширеному науково-технічному семінарі Інституту телекомунікацій та глобального інформаційного простору Національної академії наук України під керівництвом доктора технічних наук, професора, члена-кореспондента НАН України Трофимчука О.М.