

НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ НАУК УКРАЇНИ

ІНСТИТУТ ТЕЛЕКОМУНІКАЦІЙ І ГЛОБАЛЬНОГО ІНФОРМАЦІЙНОГО
ПРОСТОРУ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Берчун Ярослав Олександрович

УДК 519.6:544.431.11: 544.016.5–022.53

ДИСЕРТАЦІЯ

**МАТЕМАТИЧНЕ ТА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ
ПРОТЯЖНИХ СИСТЕМ**

113 – «Прикладна математика»

Галузь знань 11 – Математика та статистика

Подається на здобуття ступеня доктора філософії

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



Я.О. Берчун

Науковий керівник:

Трофимчук Олександр Миколайович
доктор технічних наук,
професор, член-кореспондент НАН України

Київ – 2020

АНОТАЦІЯ

Берчун Я.О. Математичне та експериментальне моделювання протяжних систем. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття ступеня доктора філософії за спеціальністю 113 «Прикладна математика». – Інститут телекомунікацій і глобального інформаційного простору Національної академії наук України, Київ – 2020.

Зміст дисертації. У вступі обґрунтовано актуальність теми, вказано на її зв'язок з актуальним напрямом науково-технічної політики України, сформульовані мета та задачі досліджень, розкрито наукову новизну та практичну цінність роботи, представлено її загальну характеристику.

У розділі 1 розглянуто протяжні системи як об'єкт математичного моделювання. Наведено різні приклади широкого застосування протяжних систем у космосі, повітряному, водному та ґрунтовому середовищах. Проаналізовано роботи вітчизняних та закордонних вчених: Трофимчука О.М., Васяніна В.О., Власюка А.П., Мокіна В.Б., Королюка Д.В., Устименко В.О., Стефанишина Д.В., Дейнеки В.С., Ляшка І.І., Сергієнка І.В., Скопечького В.В., Жуковского В.В., Крилова А.М., Тимошенка С.П., Динніка А.М., Ішлінського А.Ю., Писаренко Г.С., Кільчевського М.А., Федорова М.М., Савіна Г.Н., Селезова І.Т., Горошко О.О., Каюка Я.Ф., Гузя О.М., Нестерова А.П., Флоринського Ф.В., Светлицького В.А., Салтанова М.В., Горбаня В.О., Ордановича О.Є., Калікова В.М., Гуляєва В.І., Гайдачука В.В., Кошкіна В.Л., Баженова В.О., Лізунова П.П., Попова Е.П., Ілюхіна О.А., Кубенко В.Д., Бойка В.В., Герсенванова М.М., Гольдштейна М.М., Гінзбурга Л.К., Кільвандера Є.Я., Маслова М.М., Полевецького В.В., Сільченка К.В., Шахунянца Г.М., Черного Г.І., Глуховського В.П., Яраса В.І., Улицького В.М., Джонса Р., Фекеоару І., Лещинського М.Ю., Єрмошкіна П.М., Красильнікова В.А., Ногіна С.І., Сафарова В.А., Судакова В.В., Почтовіка Г.Я., Вусатюка А.Є, Бамбури А.М., Городжі А.Д., Мар'єнкова М.Г., Немчинова Ю.І., Довженко О.О., Калюха Ю.І., Савицького О.А., Седіна В.Л., Ablow С.М.,

Berto O.O., Calkins B.E., Casarella M.I., Chapman B.A., Griffin O.M., Hegemier C., Iwers W.B., Marichal D., Nair S., Paidoussis M.P., Triantafyllou N.S., Wingham B.S., Sansalone M., Lin J.- M., Streett W., Liao S. T., Roeset J.M., Chen C.H., Yu C.P., Ambrosini D., Ezeberry J., Kim D.S., Kim H.W., Kim W.C., Seo W.S., Choi K.C., Wooa S.K. та ін. [1–106]. У їхніх роботах викладені різні аспекти чисельного та експериментального аналізу напружено-деформованого стану протяжних систем та їхніх елементів у різних середовищах і в різних умовах використання.

Узагальнено сучасний стан питання та зазначено основні передумови дослідження багатомодових моделей протяжних систем. Врахування обмежень швидкості поширення мод у системі дало змогу певним чином сконструювати та збільшити швидкість чисельних алгоритмів обчислення протяжних систем на основі розпаралелювання за хвилями та хвильовими швидкостями. На підставі проведеного огляду зроблено висновки та поставлено задачі досліджень.

У **розділі 2** розроблена 3D шестихвильова модель протяжної системи в полі масових і поверхневих сил у ґрунті, що описує хвилі чотирьох типів: поздовжню, крутильну, конфігураційні (або поперечні; дві) та згинальні (дві). У сукупності з певними крайовими та початковими умовами модель може застосовуватися для різних завдань, зокрема для технічної діагностики протизсувних споруд, оцінювання їхньої цілісності та уточнення несучої здатності. Вивчено особливості застосування методу скінченних різниць для вирішення нелінійних динамічних задач із визначення нестационарного 3D напружено-деформованого стану протяжних систем і залізобетонних паль у ґрунті. Удосконалено метод моделювання напружено-деформованого стану протяжних систем через розпаралелювання чисельного алгоритму за типами хвиль і хвильовими швидкостями. Показано, що завдяки розпаралелюванню під час обчислення поздовжніх і поперечних хвиль можна домогтися подальшого збільшення швидкості обчислень (більш ніж у 10 разів) у порівнянні з алгоритмом хвильової факторизації та до 100~1000 разів у порівнянні з первісним алгоритмом, не скорочуючи водночас діапазон «стійкого рахунку». Проведене порівняльне оцінювання точності трьох перерахованих чисельних алгоритмів. Найкраща

монотонізація чисельного рішення отримана при використанні методу розпаралелювання. Виведено трьохмодову модель нелінійної динаміки поздовжньої деформованої протяжної системи як окремий випадок загальної моделі та проведено її тестування. Вона враховує поздовжні та конфігураційні (дві) хвилі в напрямку нормалі та бінормалі, а також крутильні хвилі. Проведено тестування моделі на прикладі ініціювання крутильних хвиль за допомогою поздовжніх та конфігураційних.

У **розділі 3** чисельно проаналізовані нелінійні крайові задачі статички та динаміки протяжних систем. Розглянуті питання застосування методу скінченних різниць для моделювання хвильових процесів у палях, пов'язаних із діагностикою їхнього технічного стану (цілісності стовбура палі, що безпосередньо впливає на несучу здатність палі та ін.). Протестована модель зсуво-згинальних хвиль у залізобетонних палях для діагностики їхнього технічного стану. Наведено розрахунки бездефектної палі та палі з дефектами. У результаті порівняльного аналізу результатів розрахунків двох палі можна виявити багато відмінностей (не тільки за масштабом, а й за формою). Це служить запорукою коректної ідентифікації дефектів різного типу в залізобетонних палях при наявності відповідної бази математичних розрахунків та експериментальних даних. Спектри ж, отримані за допомогою однохвильових моделей попередніх дослідників Sansalone M., Streett W., Liao S.T., Ambrosini D., Kim H.W. [107–127], практично не відрізнялися між собою. Побудована графічна модель і проведені розрахунки для залізничної протизсувної споруди на базі методу скінченних елементів у програмному комплексі LIRA 9.6. Крайові умови одночасно моделюють динамічний вплив від руху потягів та від підвищеної сейсмічної активності досліджуваного регіону (згідно з картою сейсмічного районування території України частина Чернівецької обл. належить до регіонів із підвищеним рівнем сейсмічної активності). На основі математичного моделювання напружено-деформованого стану отримана власна частота коливань протизсувної споруди – 9,46 Гц.

У розділі 4 у розвиток комплексу стандартів для систем технічного діагностування будівельних конструкцій розроблено новий документ «Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд: ДСТУ-Н Б В.1.2–17:2016». Цей документ увібрав у себе всі основні методичні вказівки та розробки з науково-методологічного обґрунтування, проектування та експериментального відпрацювання моніторингових систем у будівництві. Документ розроблений у гармонійній відповідності до документів fib [128]. На його підставі проведено моніторинг вібрації несучих конструкцій житлового будинку за адресою вул. Пимоненка, 14 у м. Києві під час виконання буронабивних залізобетонних паль $\varnothing 820$ мм. Зареєстровані рівні віброприскорень на рівні перекриття на 9 поверсі будівлі у вертикальному та горизонтальному напрямках не перевищували $0,004 \text{ м/с}^2$, що менше допустимих значень віброприскорень для висотних будівель ($0,08 \text{ м/с}^2$). Проведено динамічні обстеження ПЗС при дії динамічних впливів від руху залізничних потягів та сейсмічних коливань. Горизонтальні віброприскорення перебувають у діапазоні $0,21\text{--}0,42 \text{ м/с}^2$ на кінцевих ділянках ПЗС та $0,63 \text{ м/с}^2$ – на її середній ділянці. Діапазон переважаючих частот при русі потяга складає $0,3\text{--}25,0$ Гц. ПЗС у середній частині має зменшений показник жорсткості в горизонтальному напрямку, що може бути спричинено конструктивними особливостями ПЗС та її внутрішніми дефектами, що накопичилися за час експлуатації стінки. Треба зазначити, що під час натурних досліджень максимальна амплітуда поперечних коливань ПЗС спостерігалася при 8 Гц. Різниця з математичним моделюванням приблизно 1,46 Гц ($\sim 18\%$) та є прийнятною (в якості оцінювання коректності розрахункової моделі протизсувної споруди з попереднього розділу роботи).

Ключові слова: математичне моделювання, протяжні системи, хвилі, метод кінцевих різниць, моніторинг.

ABSTRACT

Berchun Y.O. Mathematical and experimental modeling of extended systems. – Qualifying scientific work as a manuscript.

Dissertation for a Doctor of Philosophy Degree in technical sciences by specialty 113 «Applied mathematics». – The Institute of Telecommunication and Global Information Space of the National Academy of Science of Ukraine. – Kyiv, 2020.

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

In **Chapter 1** the extended systems are considered as an object of mathematical modeling. There are various examples of widespread use of the extended systems in space, air, water and soil environments. The works of following domestic and foreign scientists are analyzed: Trofymchuk O.M., Vasyanin V.O., Vlasyuk A.P., Mokin V.B., Koroliouk D.V., Ustimenko V.A., Stefanyshyn D.V., Deineki V.S., Lyashko I.I., Sergienko I.V., Skopetsky V.V., Zhukovsky V.V., Krylov A.M., Tymoshenko S.P., Dinnik A.M., Ishlinsky A.Yu., Pisarenko G.S., Kilchevsky M.A., Fedorov M.M., Savin G.N., Selezov I.O., Goroshko O.A., Kayuk E.F., Guz A.N., Nesterov A.P., Florinskiy F.V., Svetlitsky V.A., Saltanov N.V., Gorban V.A., Ordanovich A.E., Kalikov V.N., Gulyaev V.I., Gaydachuk V.V., Koshkin V.L., Bazhenov V.A., Lizunov P.P., Popov E.P., Ilyukhin A.A., Kubenko V.D., Boyko V.V., Gersenvanov M.M., Goldstein M.M., Ginzburg L.K., Kilwander E.Y., Maslov M.M., Polevetsky V.V., Silchenko K.V., Shakhunyants G.M., Cherny G.I., Glukhovsky V.P., Yaras V.I., Ulitsky V.M., Jones R., Fekeoar I., Leshchinsky M.Yu., Yermoshkin P.M., Krasilnikov V.A., Nogin S.I., Safarov V.A., Sudakov V.V., Pochtovik G.Ya., Bambura A.M., Horodzha A.D., Marienkov M.G., Nemchinov Yu.I., Dovzhenko O.O., Kalyukh Yu.I., Savitsky O.A., Sedin V.L., Ablow C.M., Berto O.O., Calkins B.E., Casarella M.I., Chapman B.A., Griffin O.M., Hegemier C., Iwers W.B.,

Marichal D., Nair S., Paidoussis M.P., Triantaffyllou N.S., Wingham B.S., Carino N.J., Sansalone M., Hsu N.N., Lin J.- M., Streett W., Liao S. T., Roeset J.M., Chen C.H., Yu C.P., Ambrosini D., Ezeberry J., Kim D.S., Kim H.W., Kim W.C., Seo W.S., Choi K.C., Wooa S.K. [1–106], etc. In their works various aspects of the numerical and experimental analysis of the stress-strain state of extended systems and their elements in different environments and under different conditions of use are outlined.

The modern state of the topic is summarized, and the research tasks are set, the basic prerequisites for study of the multimode models of the extended systems are specified. Taking into account the finite velocity of modes propagation in the system allowed to design and increase the speed of numerical algorithms of calculation of the extended systems on the basis of parallelization by waves and wave velocities. Based on the review, conclusions were drawn and research objectives were set.

In **Chapter 2** the 3D six-wave model of the extended system in the field of mass and surface forces in the ground was developed. It describes the waves of four types: longitudinal, torsional, configurational (or transverse; two) and bending (two). Together with certain boundary and initial conditions, the model can be used for various tasks, in particular for the technical diagnostics of the anti-landslide constructions, evaluation of their integrity and refinement of load capacity. The peculiarities of application of the finite difference method for solving nonlinear dynamic problems for the determination of non-stationary 3D stress-strain state of the extended systems and the reinforced concrete piles in the soil are studied. The method of modeling the stress-strain state of the extended systems by parallelization of the numerical algorithm by types of waves and wave velocities has been improved. It is shown that due to the parallelization during the calculation of longitudinal and transverse waves it is possible to achieve a further increase in the speed of calculations (more than 10 times) in comparison with the algorithm of wave factorization and up to 100 ~ 1000 times in comparison with the original algorithm, without reducing the range of «stable count». The comparative estimation of accuracy of the three listed numerical algorithms is carried out. The best monotonization of the numerical solution was obtained while using the parallelization method. The three-mode model of nonlinear

dynamics of the longitudinally deformed extended system is derived as a single case of the general model, and its testing is carried out. It takes into account longitudinal and configurational (two) waves in the direction of the normal and binormal, as well as the torsion wave. The model was tested on a specific example of excitation of torsion waves due to the longitudinal and configurational ones.

In **Chapter 3** the nonlinear boundary problems of the statics and dynamics of the extended systems are analyzed numerically. Consideration is given to the use of the finite difference method to simulate wave processes in piles related to the diagnosis of their technical condition (the integrity of the pile trunk, which directly affects their load carrying capacity, etc.). The model of shear-bending waves in the reinforced concrete piles for technical diagnostics is tested. The calculations of defective piles and piles without defects are given. Comparative analysis reveals many differences (not only in scale but also in form). This is the key to correct identification of defects of various types in piles in the presence of an appropriate database of mathematical calculations and experimental data. The spectra obtained by previous researchers Sansalone M., Streett W., Liao S.T., Ambrosini D., Kim H.W. using the one-wave models practically did not differ [107–128]. A graphical model of the railway anti-landslide structure based on the finite element method in LIRA 9.6 software was built. The boundary conditions model both the dynamic impact from the movement of trains and from the increased seismic activity of the studied region (according to the map of seismic zoning of the territory of Ukraine part of Chernivtsi region belongs to regions with high levels of seismic activity). On the basis of mathematical modeling of the stress-strain state the natural frequency of vibrations of the anti-landslide structure was obtained – 9.46 Hz.

In **Chapter 4** a new DSTU-N B document B.1.2–17: 2016 has been developed for the development of a set of standards for systems of technical diagnostics of building structures. This document incorporates all the basic methodological instructions and developments on scientific and methodological substantiation, design and experimental development of monitoring systems in construction [129]. The document is designed in a harmonious manner with the fib documents. Basing on it,

monitoring of vibration of the load-bearing structures of the dwelling house at the address 14 Pymonenko St. in Kyiv was conducted during the installation of the bored pile ($\varnothing 820$ mm). The reported vibration acceleration levels in the floor level on the 9th floor of the building in the vertical and horizontal directions did not exceed 0.004 m/s^2 , which is less than the allowable vibration acceleration values for tall buildings (0.08 m/s^2). Moreover, dynamic surveys of the anti-landslide structure were performed on the Zavallia-Nepolokivtsi run during the action of microseismic vibrations and during the movement of railway trains. The graph of horizontal vibration acceleration in the X direction (perpendicular to the railway track) during movement of a passenger train, which is in the range $0.21\text{--}0.42 \text{ m/s}^2$ at the end sections of the anti-landslide structure and 0.63 m/s^2 at its middle section, is presented. The ranges of prevailing frequencies during train movement for the extreme and middle sections are close – in the range of $0.3\text{--}25.0 \text{ Hz}$. This indicates that the retaining wall in the middle part during vibrometric studies has a reduced rigidity in the horizontal direction. This can be caused by both the design features of the anti-landslide structure and internal defects that have accumulated during the life of the wall. It should be noted that the experimentally recorded maximum amplitude of transverse oscillations occurs at a frequency of 8 Hz . The difference with the calculated oscillation frequency is 1.46 Hz , which corresponds to a deviation of $\sim 18\%$ and is used to estimate the correctness of the calculated model.

Key words: mathematical modeling, extended systems, waves, finite difference method, monitoring.

Список публікацій здобувача:

1. Розробка ДБН «Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення» та ДСТУ-Н Б «Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів» до нього / Ю.С. Слюсаренко, Ю.І. Калюх, В.Д. Шумінський, В.А. Титаренко, О.М. Трофимчук, О.А. Клименков, Я.О. Берчун, М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, Ю.Й. Великодний, С.В. Бида // Будівельні конструкції: зб. наук. пр. – К.: ДП НДІБК, 2016. – Вип. 83, Кн.1 – С. 195 – 205.
2. Врахування сейсмічних впливів на стійкість зсувонебезпечних схилів та гребель в ДСТУ-Н Б В.1.1-XX:201X «Інженерний захист територій, будинків, будівель та споруд від зсувів та обвалів» / Ю.І. Немчинов, М.Г. Мар'єнков, Ю.І. Калюх, Я.І. Домбровский, В.Д. Шумінський, О.М. Трофимчук, О.А. Клименков, Я.О. Берчун // Будівельні констр.: зб. наук. пр. – К.: ДП НДІБК, 2016. – Вип. 83, Кн.1 – С. 229 – 239.
3. Клименков О.А. Теоретико-методологические и практические аспекты мониторинга зданий и оползнеопасных территорий / О.А. Клименков, Я.О. Берчун // 15 Міжнародна науково – практична конференція «Сучасні інформаційні технології управління екологічною безпекою, природокористуванням, заходами в надзвичайних ситуаціях», Матеріали 15-й Міжнародної науково-практичної конф. (м. Київ, Пуща-Водиця, 3–6 жовтня 2016 р.).- К.: ТОВ «Видавництво Юостон», 2016. – С. 152–154.
4. Берчун Я.О. Початкова-крайова задача з оцінки напружено-деформованого стану дренажної галереї / Я.О Берчун / Всеукраинская научная конференция «Дифференциальные уравнения и проблемы аэрогидромеханики и тепломассо-переноса», 28–30 сентября, Днепропетровск, 2016.: тез. докл. – Днепропетровск: Из-во ДНУ, 2016. – С. 31.
5. Експериментально-аналітичні дослідження технічного стану залізничних протизсувних споруд під дією динамічних навантажень / Ю.І. Калюх, В.А. Дунін,

Я.О. Берчун, С.М. Самойленко // Екологічна безпека. – 2017. – № 3–4 (24). – С. 148–155.

6. Experimental and theoretical diagnostics of ferroconcrete piles base on reflection of longitudinal and transverse waves) / G. Farenjuk, I. Kaliukh, E. Farenjuk, T. Kaliukh, Y. Berchun, V. Berchun / International fib symposium «High tech concrete: Where technology and engineering meet!», Maastricht, The Netherlands, 12 – 14 June, 2017. – [s.l.: s.n.], 2017. – P. 1307–1317.

7. Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд: ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 / К. Бабік, Ю. Калюх, М. Мар'єнков... Я. Берчун та ін. // [Чинні від 01 квітня 2017 року]. – К.: Мінрегіонбуд, 2017. – 42 с. – (Державні будівельні норми України).

8. Про можливість багатохвильової ідентифікації дефектів у палях / О.М. Трофимчук, Ю.І. Калюх, В.А. Дунін, Я.О. Берчун // Кибернетика и системный анализ, № 4, 2018. – С. 98–108.

9. Identification of defects of the piles with reflected waves / O. Lebid, I. Kaliukh, Y. Berchun, D. Chernyshev // Екологічна безпека. –2018. – №1 (25). – С. 64–76.

10. Vibrodinamic monitoring of pile foundation engineering on landslide hazardous site in dense urban development conditions / I. Kaliukh, O. Lebid, V. Dunin, N. Margvelashvili, Y. Berchun, S. Samoilenko // Екологічна безпека. –2018. – №2 (26). – С. 54–64.

11. 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., Gwoździewicz P., Hojdys Ł., Krajewski P. (eds). Proc. fib Symp. 2019: Concrete – Innovations in Materials, Design and Structures, Fédération Internationale du Béton (fib) – International Federation for Structural Concrete. – P. 991-998.

12. Dynamic certification of landslide protection structures in a seismically hazardous region of Ukraine: experimental and analytical research. Earthquake geotechnical engineering for protection and development of environment and constructions / O. Trofymchuk, O. Lebid, O. Klymenkov, Y. Berchun, V. Berchun, I. Kaliukh, M. Marjenkov, S. Shekhunova, R. Havriliuk / Proc. of the VII ICEGE 7th

International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Rome, Italy, 17–20 June 2019 /Ed. Silvestri F., Moraci N. – P. 5337–5344.

13. Experimental monitoring and dynamic certification of building structures / M.H. Marienkov, V.A. Dunin, N. Margvelashvili, G.G. Farenjuk, Ya.O. Berchun // Наука та будівництво. –2019. – №22(4). – С. 33–44.

14. Калюх Ю.И. Четырехмодовая модель динамики распределенных систем / Ю.И. Калюх, Я.А. Берчун // Проблемы управления и информатики, №1, 2020. – С. 5–15.

З М І С Т

	Ст.
ЗМІСТ	13
ПЕРЕЛІК СКОРОЧЕНЬ	14
ВСТУП	15
РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРИ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЙНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	24
1.1. Протяжні системи як об'єкт математичного моделювання	24
1.2. Протяжні системи в ґрунтовому середовищі	35
1.3. Експериментальні методи дослідження протяжних систем	39
1.4. Постановка завдання дослідження	43
РОЗДІЛ 2. МАТЕМАТИЧНІ МОДЕЛІ ПРОТЯЖНИХ СИСТЕМ ТА ЇХ ТЕСТУВАННЯ	46
2.1. Чотирьоххвильова модель протяжних систем	46
2.2. Порівняльний аналіз методів скінченних різниць Кранка – Нікольсон та Ейлера для моделювання хвильових процесів у протяжних системах	56
2.3. Розпаралелювання при обчисленні багатохвильової динаміки протяжних систем	72
2.3.1. Алгоритм розпаралелювання за хвильовими швидкостями	72
2.3.2. Тестування алгоритму розпаралелювання за хвильовими швидкостями	76
2.4. Монотонізація 3D-задач динаміки протяжних систем за допомогою розпаралелювання за типами хвиль та хвильовими швидкостями	81
2.5. Трьоххвильова модель протяжних систем та її тестування	85
2.6. Висновки за розділом 2	91
РОЗДІЛ 3. ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПРОТЯЖНИХ СИСТЕМ	94
3.1. Чисельне моделювання згинальних та зсувних хвиль у палях при поперечному ударі по торцю	95
3.2. Розрахунки напружено-деформованого стану протяжних систем у програмному комплексі LIRA	98
3.3. Чисельне моделювання напружено-деформованого стану протизсувних споруд на базі методу скінченних елементів	104
3.4. Висновки за розділом 3	112
РОЗДІЛ 4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОТЯЖНИХ СИСТЕМ ТА ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ	115
4.1. Нормативна та методологічна база створення систем моніторингу будівельних конструкцій	115
4.2. Моніторинг вібрації несучих конструкцій житлового будинку за адресою вул. Пимоненка, 14, м. Київ при виконанні буронабивних паль діаметром 820 мм	119
4.3. Вібродинамічні обстеження протизсувних споруд	134
4.4. Висновки за розділом 4	145
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	149
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	152
ДОДАТОК А. ДОКУМЕНТИ, ЩО ПІДТВЕРДЖУЮТЬ ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ	173
ДОДАТОК Б. СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ ТА ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ	175

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.	ІТГІП НАНУ	Інститут телекомунікацій і глобального інформаційного простору Національної академії наук України
5.	ЗПС	Залізнична підпірна стінка
6.	КНУБА	Київський національний університет будівництва та архітектури
7.	ЗНМ	Зсувонебезпечний масив
8.	ЗП	Залізобетонні палі
9.	МСЕ	Метод скінченних елементів
10.	МСР	Метод скінченних різниць
11.	НАНУ	Національна академія наук України
12.	НДС	Напружено-деформований стан
13.	ПС	Протяжні системи
14.	ПЗС	Протизсувні споруди
15.	РС	Різницеві схеми
16.	СМБК	Система моніторингу будівельних конструкцій
17.	ТС	Технічний стан
18.	ФМХ	Фізико-механічні характеристики
19.	ФКЛ	Фрідрікс – Курант – Леві

ВСТУП

Необхідність дослідження задач динаміки ПС (канати, палі, труби, стрижневі елементи тощо) обумовлена широким використанням їх як необхідних елементів підвісних канатних доріг, шахтних підйомників, кранового устаткування, систем заякорених морських бурових платформ, для транспортування в потоці вантажів і пристроїв різного призначення, космічних зв'язок і т. ін. Незважаючи на численні дослідження, проведені в області вивчення статичної та динамічної ПС, недостатньо дослідженими залишаються багато особливостей їхньої поведінки: проблеми в діагностиці цілісності паль (каверни, шийки, розширення та т.і.), петлеутворення в ПС при буксируванні в космосі, повітрі та водному середовищі, правильний вибір коефіцієнта динамічності при складних маневрах буксирів та ін. Окремим питанням, що вимагає досліджень в області побудови алгоритмів розпаралелювання та паралельних обчислень, є врахування багатохвильового характеру розповсюдження збурень у ПС. Традиційні обчислення на основі спрощених математичних моделей ПС часто є джерелом розбавки обчислювальних алгоритмів і невірних висновків при інтерпретації їхніх чисельних даних, як показано в роботах Трофимчука О.М., Селезова І.Т., Калікова В.М., Калюха Ю. І., Ордановича А.Є. та ін. [129–157].

Необхідність побудови нових математичних моделей ПС і коректних швидкодіючих обчислювальних алгоритмів зумовлена широким їх використанням як необхідних елементів підвісних канатних доріг, шахтних підйомників, кранового устаткування, морських і океанічних бурових платформ, систем видобутку корисних копалин із дна океану, систем заякорення та буксирування в космосі, водному та повітряному середовищах. Недостатня розробленість нелінійних хвильових динамічних математичних моделей ЗП, чисельних методів розрахунку НДС ПЗС та ЗП є однією з головних причин порушення будівельних норм при їх встановленні. Причиною цього є те, що вкрай обмеженими є можливості експериментальних приладів визначення

технічного стану ПЗС і ЗП, адже алгоритми роботи приладів базуються на математичних моделях досліджуваних будівельних конструкцій та матеріалів, з яких вони виготовлені. Обмеженими є можливості коректного розрахунку запасу стійкості ПЗС та ЗП, математичного моделювання різних сценаріїв активізації геодинамічних процесів та оцінки відповідної реакції будівельних конструкцій на цю активізацію. Як наслідок, кількість зсувних аварій та руйнувань будівельних конструкцій та споруд, основу яких складають ПС, постійно збільшується з відповідним збільшенням навантаження на бюджети різних рівнів, тому необхідність розробки нових та вдосконалення існуючих математичних моделей та методів розрахунку ПС є **актуальною**.

Як об'єкти математичного моделювання ПС описуються системами квазілінійних рівнянь. Чисельне моделювання нелінійних систем в умовах сьогодення є окремим напрямком у математичній царині. Серед робіт, присвячених побудові складних математичних моделей процесів механіки деформованого середовища, гідродинаміки та фільтрації підземних вод, слід виділити праці Трофимчука О.М., Васяніна В.О., Власюка А.П., Мокіна В.Б., Корольюка Д.В., Устименко В.О., Стефанишина Д.В., Дейнеки В.С., Ляшка І.І., Сергієнка І.В., Скопечького В.В., Жуковского В.В. та ін. [1–3, 5, 6]. У розвиток нестационарних задач аерогідропружного НДС ПС, розробку рішення статичних, динамічних та оптимізаційних задач значний внесок внесли Крилов О.М., Тимошенко С.П., Ішлінський А.Ю., Писаренко Г.С., Кільчевский М.А., Федоров М.М., Савін Г.Н., Селезов І.Т., Горошко О.О., Каюк Я.Ф., Гузь О.М., Нестеров А.П., Флоринський Ф.В., Светлицький В.А., Салтанов М.В., Горбань В.О., Орданович О.Є., Каліков В.М., Гуляев В.І., Гайдачук В.В., Кошкін В.Л., Баженов В.О., Лізунов П.П., Попов Е.П., Ілюхин О.А., Кубенко В.Д. та ін. [129–148].

Вагомі результати в області вирішення прикладних задач статички, динаміки та оптимізації ПС отримані Ядикіним Ю.В., Безверхим А.І., Тихоновим В.С., Некрасовим І.В., Ремчуковим В.І., Поддубним В.І., Ільїним Р.Ф. та ін. Серед зарубіжних вчених, які зробили значний внесок в аналіз статички та динаміки ПС

у потоці, необхідно виділити Chapman B.A., Griffin O.M., Iwers W.B., Nair S., Wingham B.S. та ін. [129, 130, 136, 142, 149–153].

Питаннями удосконалення методів розрахунку та розробки програмних засобів для комп'ютерної реалізації розрахунків ПС у будівництві, впровадження заходів із проектування та влаштування ПЗС присвячено багато наукових робіт та досліджень, серед яких найбільш відомими є праці Трофимчука О.М., Бойка В.В., Герсенванова М.М., Гольдштейна М.М., Гінзбурга Л.К., Кільвандера Є.Я., Маслова М.М., Полевецького В.В., Сільченка К.В., Шахунянца Г.М., Чернія Г.І., Глуховського В.П., Яраса В.І., Улицького В.М., Джонса Р., Фекеоару І., Лещинського М.Ю., Єрмошкіна П.М., Ногіна С.І., Сафарова В.А., Судакова В.В., Почтовика Г.Я., Бамбури А.М., Городжи А.Д., Мар'єнкова М.Г., Немчинова Ю.І., Довженко О.О., Калюха Ю.І., Савицького О., Седіна В., Bishop A., Fellenius W., Fukoka H., Mongerstern N., Sassa K., Terzaghi K., Carino N.J., Sansalone M., Hsu N.N., Lin J.-M., Streett W., Liao S. T., Roeset J.M., Chen C.H., Yu C.P., Ambrosini D., Ezeberry J., Kim D.S., Kim H.W., Kim W.C., Seo W.S., Choi K.C., Wooa S.K. та ін. [7–21, 34–55, 56–129].

Актуальність теми. При спробі вдосконалення математичного моделювання розподілених ПС виникає низка складнощів, що обумовлені відсутністю ефективних програмних засобів комп'ютерного моделювання, недосконалістю та обмеженістю прикладних методик для розрахунку хвильового НДС ПС. Головними недоліками є відсутність та недостатня розробленість нелінійних хвильових динамічних математичних моделей ПС, досконалих методів їх чисельного моделювання, що є перепонами для створення на їх базі сучасних експериментальних автоматизованих комп'ютерних приладів діагностики ТС ЗП та ПЗС безпосередньо в умовах будівельних майданчиків при зведенні будівель та споруд. Усе перераховане вище в сукупності і визначає **актуальність завдань** дисертаційних досліджень.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Наукова спрямованість дисертації корелює з науково-технічною політикою України, що визначена в статті 45 Закону України «Про наукову і науково-технічну діяльність»

(редакція від 16.07.2019, підстава – 2704–VIII). Окремі дослідження виконувалися в рамках науково-дослідних робіт із розробки Настанови (державного будівельного нормативного документу України) ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 Державним підприємством «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», а також ІТГП НАНУ в межах науково-дослідної роботи «Дослідження асиміляційного потенціалу поверхневих вод, геологічного середовища та приземної атмосфери в умовах техногенезу» (№ ДР 0113U004982).

Мета й завдання дослідження. Метою роботи є розробка обчислювальних методів та алгоритмів, математичне моделювання та експериментальна діагностика ПС.

Для досягнення мети дослідження було поставлено такі *завдання*:

- *узагальнити й систематизувати* існуючі математичні моделі ПС, чисельні методи їх моделювання, експериментальні методи та інформацію про прилади технічної діагностики;
- *обґрунтувати та розробити* фізично та геометрично нелінійну чотирьохмодову математичну модель розповсюдження хвильових процесів у ПС, розглянути її коректність для окремих випадків;
- на базі МСР *обґрунтувати та розробити* алгоритми і прикладні програми для аналізу динамічного НДС ПС, метод розпаралелюваних обчислень багатохвильової динаміки ПС та *довести* його ефективність;
- *провести* математичне моделювання розповсюдження пружних та згинальних хвиль у ЗП для обґрунтування можливості ідентифікації та інтерпретації різного типу дефектів її стовбура;
- *виконати математичне моделювання та експериментальне діагностування* ТС ПЗС в умовах динамічних навантажень;
- *провести* моніторингові дослідження улаштування ЗП довжиною 40 м на зсувонебезпечній ділянці зі значним перепадом висот у м. Києві.

Об’єкт дослідження – процеси нелінійних деформацій та напружень у ПС в умовах розподілених та концентрованих динамічних впливів різної

інтенсивності та величини.

Предмет дослідження – математичні моделі, чисельні методи, алгоритми та програми розрахунку НДС ПС.

Методи дослідження. Використовувався комплекс загальнонаукових методів: чисельного моделювання НДС за першою та другою групою граничних станів; чисельні методи МСР та МСЕ; методи теорії коливань; технічної діагностики; математичної статистики та спектрального аналізу для обробки експериментальних даних, ін.

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

1. *Уперше* розроблена фізично та геометрично нелінійна гіперболічна чотирьохмодова математична модель ПС та *доведено* її коректність для окремих випадків.

2. *Уперше* розроблено метод, алгоритм і прикладну програму розпаралелюваних обчислень за швидкостями розповсюдження хвиль динаміки ПС та *доведено* їхню ефективність.

3. *Дістало подальшого розвитку* математичне моделювання НДС ЗП та ПЗС в умовах розподілених та концентрованих динамічних впливів різної інтенсивності та величини.

4. *Дістали подальшого розвитку* експериментальні моніторингові дослідження улаштування ЗП завдовжки 40 м на зсувонебезпечній будівельній ділянці в м. Києві та ПЗС Львівської залізниці.

5. *Узагальнені* результати моніторингових досліджень будівельних конструкцій у вигляді нового нормативного документу України ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016.

Достовірність та обґрунтованість результатів. Результати роботи є достовірними, оскільки їх було отримано в ході математичного та чисельного моделювання, а також проведення досліджень із застосуванням апробованих експериментальних методів та стандартних методів статистичної обробки.

Достовірність основних положень та результатів дисертації доведено:

- використанням апробованих методів математичного та чисельного аналізу, механіки деформованого твердого тіла при побудові квазілінійних багатохвильових моделей ПС та їх розрахунку;
- використанням сертифікованих та атестованих експериментальних приладів та обладнання з обчисленням відповідної похибки експериментальних даних та точності вимірювальних каналів;
- достатньою відповідністю результатів математичного моделювання та експериментальних досліджень.

Наукові положення, висновки та рекомендації **обґрунтовані**, тому що базуються на теоремах і методах математичного та чисельного аналізу, законах механіки деформованого твердого тіла. Окремі результати чисельних розрахунків перевірено шляхом порівняння з експериментальними даними.

Практичне значення отриманих результатів. Розроблена теоретико-методологічна база та нові багатомодові моделі для розрахунку складного НДС ПС у полі масових та поверхневих сил, які є гіперболічними, та прикладні чисельні алгоритми та програми для їх розрахунку. Це дозволить побудувати новий клас приладів експрес-діагностики ЗП в умовах будівельного майданчика, в основі яких будуть нові багатохвильові моделі розповсюдження збурень у палях. Нові прилади зможуть діагностувати такі дефекти в палях, які на сьогодні не діагностуються існуючими технічними засобами як вітчизняного, так і закордонного виробництва.

Реалізація роботи. Результати досліджень використано:

1. Здобувач є одним із розробників нормативного документу: «Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд: ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016» (Накази Мінрегіону №185 від 24.04.2016, введена в дію в будівельній галузі України з 01.04.2017).
2. Результати дисертаційного дослідження за розділом 4 були впроваджені в будівельній компанії «НЕСТ» на будівництві багатоповерхової будівлі в складних ґрунтових умовах м. Києва.

Документи, які підтверджують впровадження результатів досліджень, наведені в Додатку А.

Особистий внесок автора в роботи, опубліковані в співавторстві:

Автором самостійно отримані головні результати дисертаційного дослідження. В опублікованих у співавторстві наукових працях здобувачем здійснено: у публікації [1] – участь у розробці проектів ДБН «Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення» та ДСТУ-Н Б «Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів» та оформленні матеріалів статті на їхній основі; у статті [2] – оформлення матеріалів до статті на основі проекту ДСТУ-Н Б В.1.1-XX:201X «Інженерний захист територій, будинків, будівель та споруд від зсувів та обвалів», у розробці якого брав безпосередню участь; у доповіді [3] – брав участь у розробці теоретико-методологічних і практичних аспектів моніторингу будівель і зсувонебезпечних територій; у статті [5] – чисельне моделювання будівельних конструкцій та НДС споруди в цілому за допомогою програмного комплексу LIRA 9.6 та динамічна сертифікація конструкцій ПЗС, обробка результатів експериментальних досліджень вібраційних вимірювань, аналіз результатів та підготовка висновків; [6, 8, 9, 11] – розробка фізично та геометрично нелінійної двохмодової моделі ПС у просторі, чисельне моделювання та розрахунки розповсюдження хвиль у ЗП, НДС ЗП без дефектів та з різними видами дефектів; у публікації [7] – участь у розробці проекту, обговоренні, внесенні правок та оформленні фінальної версії документу ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016; у статтях [10, 12, 13] – теоретико-методологічне обґрунтування методики моніторингу та динамічної сертифікації конструкцій будівлі, обробка результатів експериментальних досліджень вібраційних вимірювань, аналіз результатів та підготовка висновків; у статті [14] – розробка фізично та геометрично нелінійної чотирьохмодової моделі ПС у просторі, розвиток обчислювальної методики та її застосування для отримання НДС закрученої ПС у просторі.

Апробація результатів дисертації. Результати дисертації обговорювалися та доповідалися на семи міжнародних та всеукраїнських наукових та науково-

практичних конференціях: 7-й Міжнародній науково-практичній конференції «Чрезвычайные ситуации: предупреждение и ликвидация» (Мінськ, Білорусь, 2016), IX Всеукраїнській науково-технічній конференції «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування» (Дніпро, 2016); Всеукраїнській науковій конференції «Диференціальні рівняння і проблеми аерогідромеханіки й тепломасопереносу» (Дніпро, 2016); 16-й, 17-й, 18-й та 19-й Міжнародних науково-практичних конференціях «Сучасні інформаційні технології управління екологічною безпекою, природокористуванням, заходами в надзвичайних ситуаціях» (Київ, Пуща-Водиця, 2016–2019 pp.); 2017 ICL-IPL UNESCO Conference (Париж, Франція, 2017); World Landslide Forum 4 (Любляна, Словенія, 2017); fib Symposium: «High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet» (Маастрихт, Нідерланди, 2017); fib Symposium: «Concrete – Innovations in Materials, Design and Structures», Fédération Internationale du Béton (fib) – International Federation for Structural Concrete (Варшава, Польща, 2019); VII ICEGE 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (Рим, Італія, 2019).

У повному обсязі дисертація доповідалася у 2018 р. та у 2020 р. на двох розширених науково-технічних семінарах Інституту телекомунікацій та глобального інформаційного простору Національної Академії наук України під керівництвом доктора технічних наук, професора, члена-кореспондента НАН України Довгого С.О.

Публікації. Основні наукові результати дисертаційної роботи опубліковані в п'ятнадцяти публікаціях у професійних фахових виданнях: чотири з них – статті та матеріали доповідей, що проіндексовані в наукометричній базі *SCOPUS*; три з них – статті, що проіндексовані в наукометричній базі *COPERNICUS*; одна стаття – у міжнародному періодичному виданні. Загалом шість статей – у затверджених МОН України виданнях. Серед публікацій, які додатково відображають наукові результати дисертації, 5 надрукованих доповідей у матеріалах міжнародних та всеукраїнських наукових та науково-практичних конференцій, 1 – нормативний документ Мінрегіону України.

Структура й обсяг дисертації. Дисертаційна робота містить вступ, чотири розділи, висновки, додатки, список використаних джерел. Загальний обсяг дисертації – 179 сторінок, обсяг основного тексту – 130 сторінок. Робота містить 17 таблиць, 44 рисунка, додатки на 7 сторінках. Список використаних джерел складається зі 221 найменувань.

РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД ЛІТЕРАТУРИ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЙНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

1.1. Протяжні системи як об'єкт математичного моделювання

Канати, палі, труби широко використовуються в підвісних канатних дорогах, шахтних підйомниках, крановому обладнанні, при прокладанні підводних газопроводів, у космічних зв'язках, буксируваних системах у потоці тощо. Особливо широко використовуються ПС у якості палей у промисловому та цивільному будівництві. ПС також широко застосовуються в сучасній підйомно-транспортній техніці. Це стосується насамперед гірничовидобувної промисловості, де на вантажопідйомний канат покладено роботу з доставки корисних копалин [149, 151–153]. Сталеві канати є основним елементом підвісних доріг (рис. 1.1.), стріловидних, козлових і іншого типу кранів (рис. 1.2.)



Рис. 1.1. Підвісна канатна дорога.



Рис. 1.2. Кран.

ПС все частіше використовуються для транспортування в потоці мінеральної сировини (наприклад, підводні газо- та нафтопроводи) (рис. 1.3).

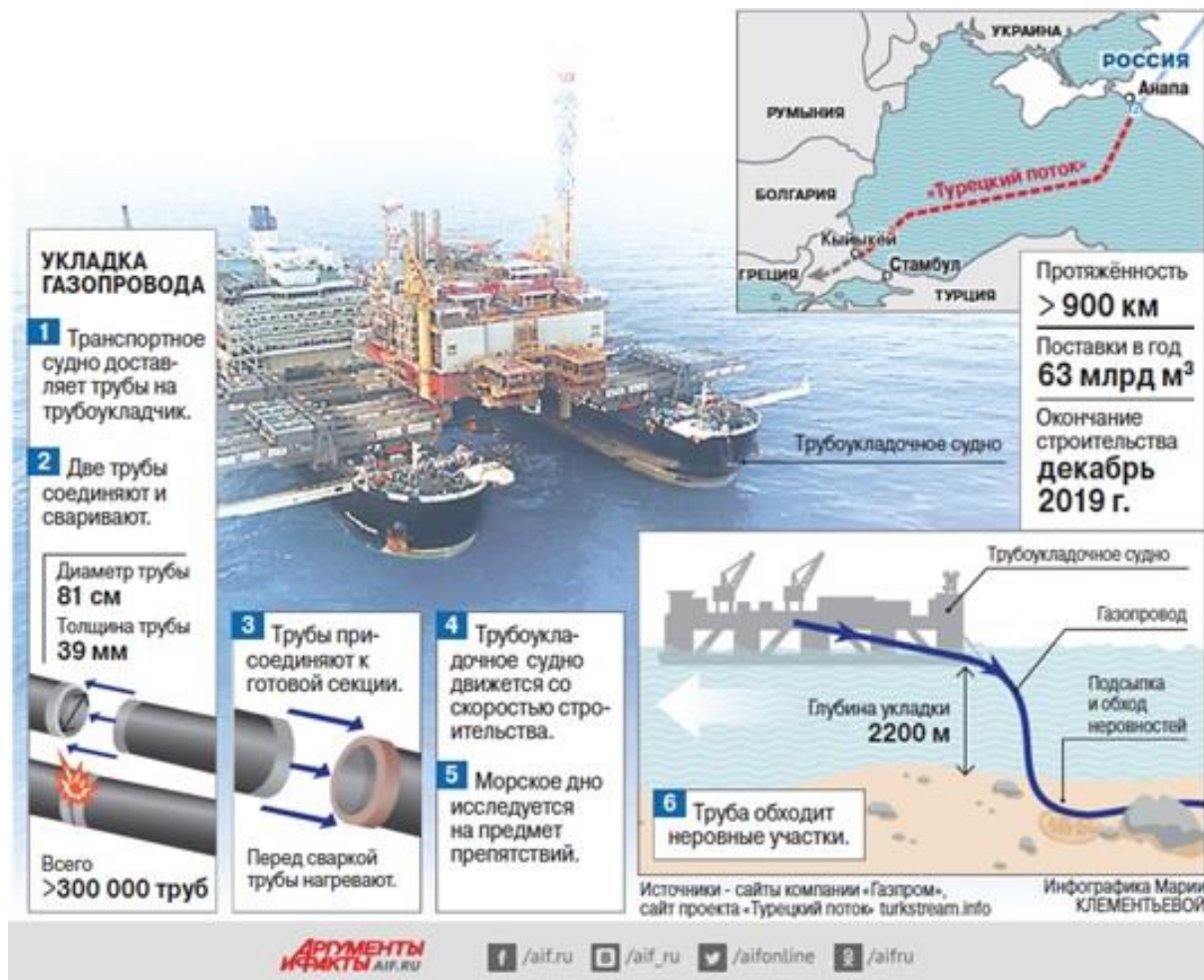


Рис. 1.3. Прокладання газопроводу «Турецкий потік» [158].

ПС широко використовуються в системах глибоководного зв'язку між країнами та континентами. Схема прокладання трансатлантичного кабелю продемонстрована на рис. 1.4.

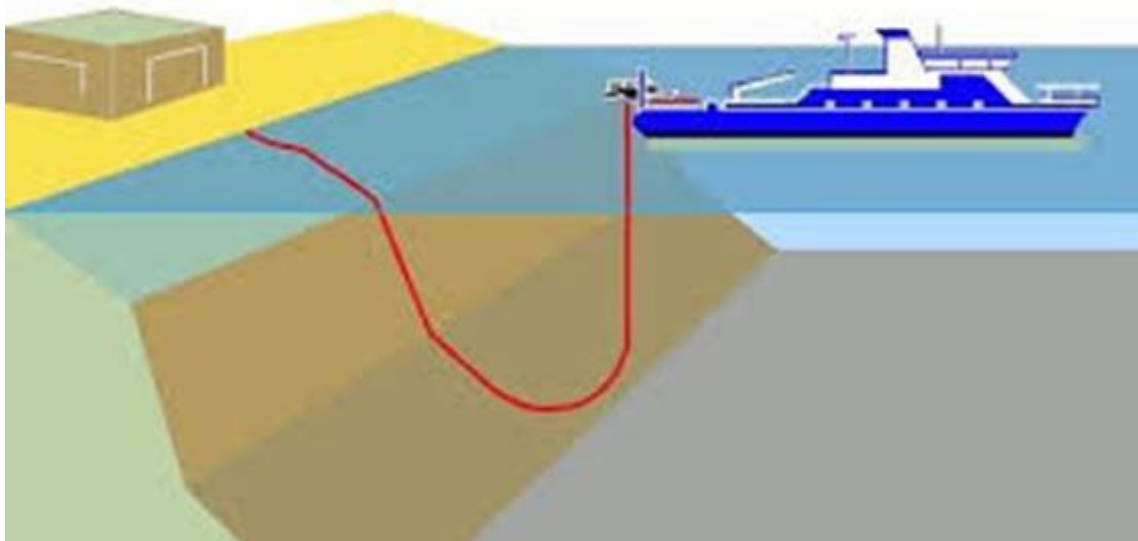


Рис. 1.4. Прокладання підводних кабелів зв'язку [159].

На сьогодні розробляються та застосовуються ПС для видобутку мінеральної сировини з океанічних глибин (залізних конкрецій тощо) у 5–7 км (рис. 1.5) [160, 161]. Видобуток вуглеводнів із дна океану при загальній довжині ПС (бурової колони) понад 9 000 м наведено на рис. 1.6 [162, 163].

ПС широко застосовуються в космосі у вигляді зв'язок. Електродинамічна зв'язка з алюмінію, міді або іншого провідника може працювати як електричний генератор: при русі провідника в магнітному полі на заряджені частинки діє електродинамічна сила, перпендикулярна напрямку руху та магнітному полю. Низькоорбітальний супутник з прив'яззю завдовжки 20 км зможе генерувати потужність близько 40 кВт, що достатньо для роботи наукового обладнання, яке може обслуговуватися людьми на орбітальній станції. У 1970-х рр. Маріо Гроссі (Mario Grossi) з Гарвард-Смітсонівського центру астрофізики в Кембриджі та Джузеппе Коломбо (Giuseppe Colombo) з Падуанського університету в Італії вперше почали вивчати можливості ЕДС. У космос було запущено 16 експериментальних пристроїв зі зв'язками (рис. 1.7) [164–166]. У 1990-х рр. NASA та Італійське космічне агентство запустили два варіанти супутників з 20-км зв'язками, в яких електрони збиралися металевою кулею.

Поєднання космічної зв'язки та ракетного двигуна дозволяє отримати втричі більше енергії. Паливні елементи, в яких також використовуються водень і кисень, не мають такої переваги. При працюючій системі ЕДС ракетний двигун супутника може споживати значно менше палива.

Останнім часом опрацьовуються проекти орбітальної вітроелектростанції (рис. 1.8) [161] та «космічного сачка». Виведений на кругову екваторіальну орбіту навколо планети «космічний сачок» зможе виловлювати метеорну речовину та космічне сміття (рис. 1.9) [162].

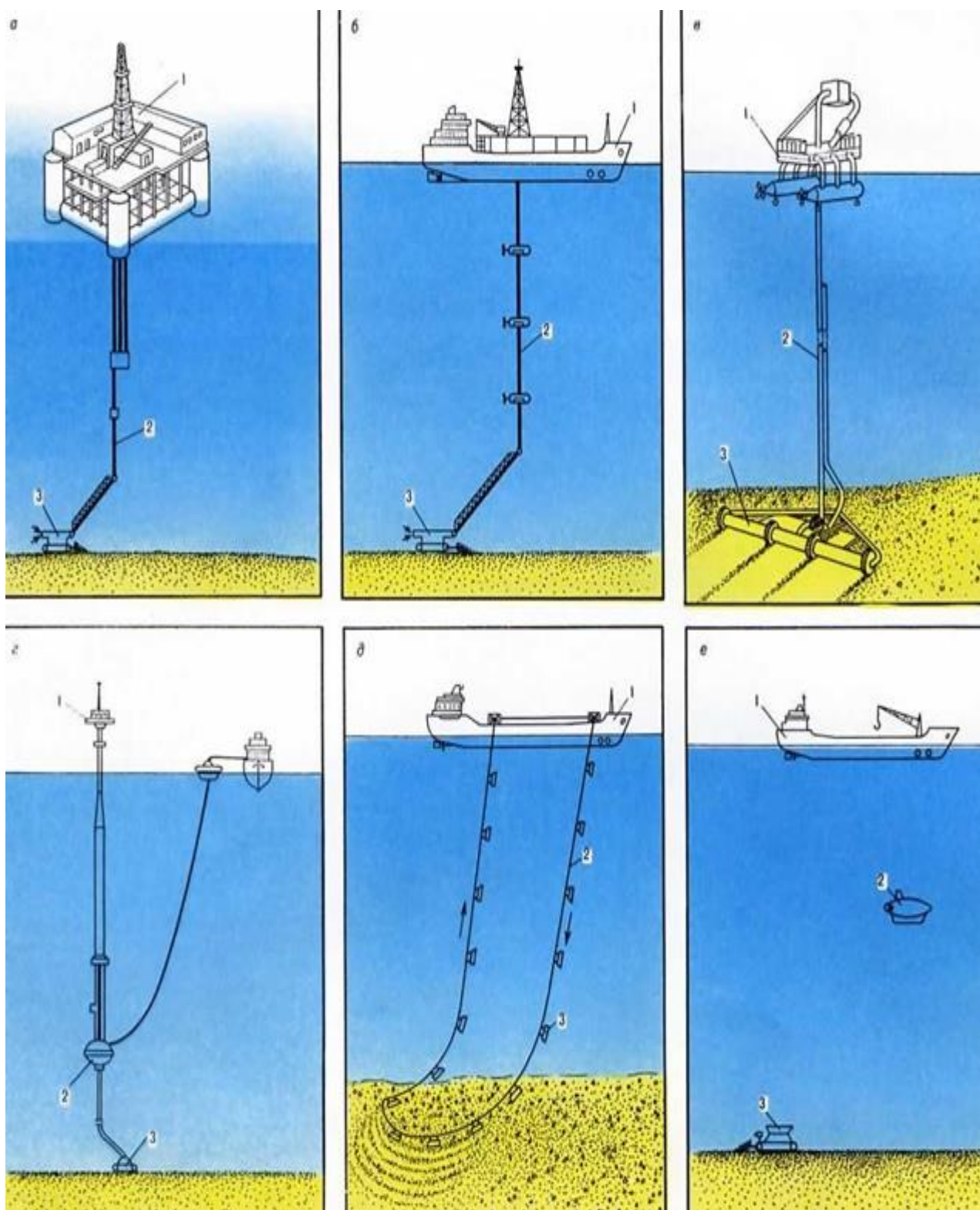


Рис. 1.5. Схеми глибоководного видобутку твердих корисних копалин. Типи установок: а – ерліфтна; б – з перекачувальними насосами; в – трубопровідно-контейнерна; г – з підводною камерою; д – канатно-Скіпова; е – автономна; 1 – плавзасіб; 2 – установка підйому; 3 – агрегат збору [161].



Рис. 1.6. Вискобуток вуглеводнів із дна океану [162].

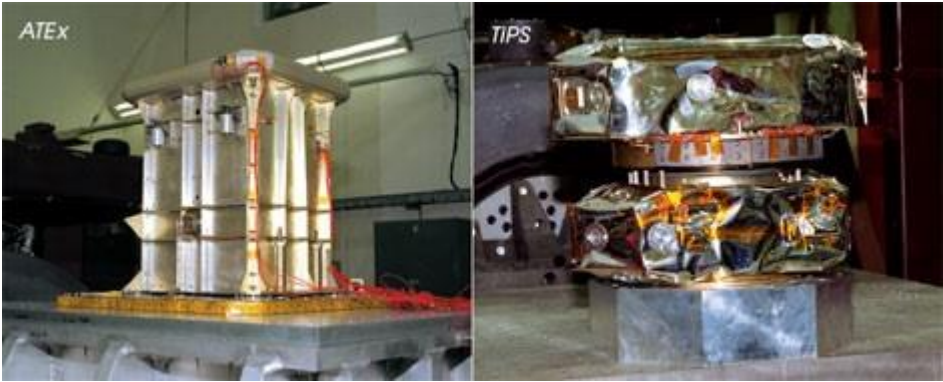
			
Назва системи	Рік запуску	Довжина зв'язку	Організація
Gemini 11	1967	30 м	NASA
Gemini 12	1967	30 м	NASA
H-9M-69	1980	< 500 м	NASA
S-520-2	1981	< 500 м	NASA
Charge -1	1983	500 м	NASA / ISAS (Японія)
Charge -2	1984	500 м	NASA/ISAS (Японія)
Oedipus-A	1989	958 м	NRC (Канада) / NASA
Charge-2B	1992	500 м	NASA / ISAS (Японія)
TSS-1	1992	< 500 м	NASA / Італійське космічне агентство
SEDS-1	1993	20 км	NASA
PMG	1993	500 м	NASA
SEDS-2	1994	20 км	NASA
Oedipus-C	1995	1 км	NASA / NRC (Канада)
TSS-1R	1996	19,6 км	NASA / Італійське космічне агентство
TiPS	1996	4 км	NRO / NRL
ATEX	1999	6 км	NRL
			

Рис. 1.7. Космічні орбітальні зв'язки [164].

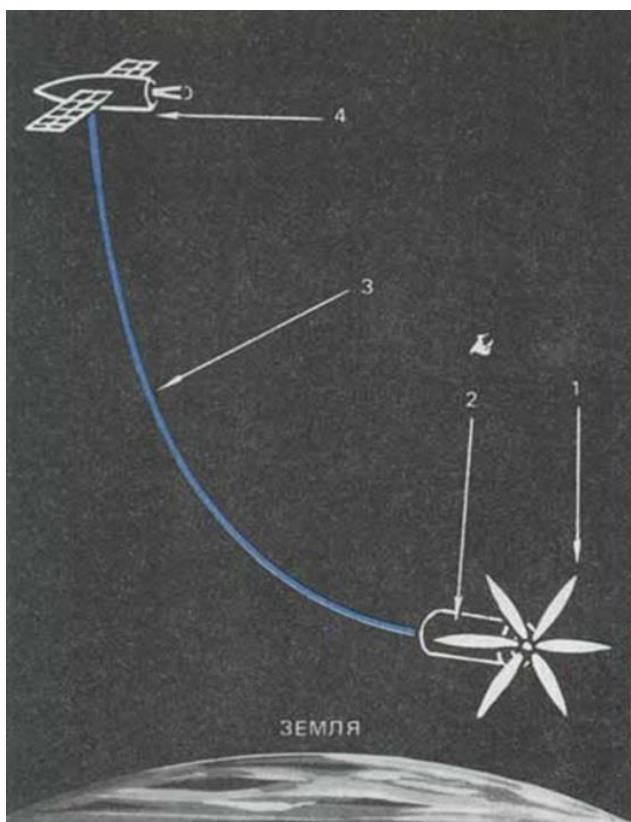


Рис. 1.8. Орбітальна вітроелектростанція: 1 – вітрогенератор, 2 – орбітальна електростанція, 3 – трос-кабель, 4 – космічний апарат-споживач [167].

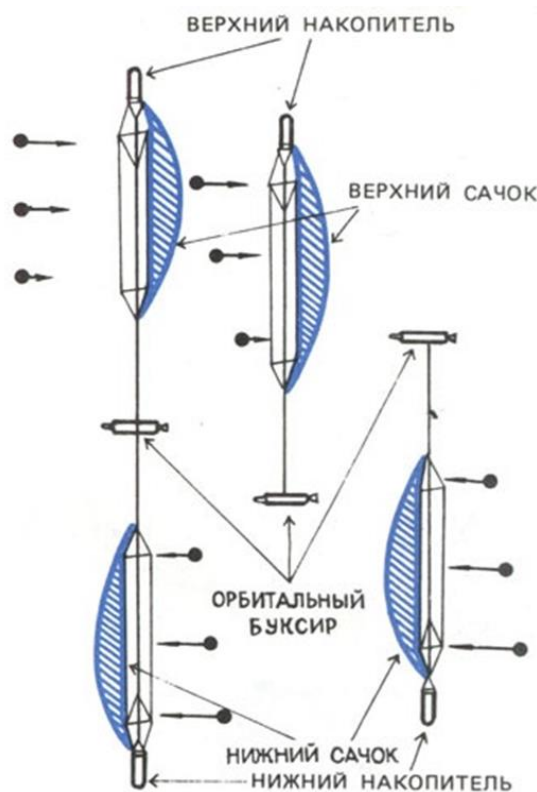


Рис. 1.9. «Космічний сачок», виведений на кругову екваторіальну орбіту навколо планети, зможе виловлювати метеорні речовини і космічне сміття [168].

Як різновид фундаментів палі (ПС) відомі людству ще з глибокої давнини. Близько трьох тисяч років тому опори найпростіших конструкцій дерев'яних паль були застосовані для блочних мостів через ріки Тибр і Рейн. Палі заглиблювалися ручними та підвісними молотами найпростіших конструкцій. Рис. 1.10 і 1.11 показують, як зазвичай застосовувалися дерев'яні палі. Техніка забивання паль вручну не дозволяла забити палі глибше першого шару піску. Цей піщаний шар розташований в Амстердамі на глибині близько 14 метрів (рис. 1.10 і 1.11) [169].

Д. Несмітом (Англія) був винайдений паровий молот у 1845 р., що призвело до різкого підвищення ефективності та кількості пальових робіт. Застосування з кінця XIX сторіччя ЗП сприяло стрімкому розвитку пальового фундаментобудування. У подальшому швидкий розвиток ударного обладнання та економічна доцільність влаштування пальових фундаментів призвели до їх широкого застосування.

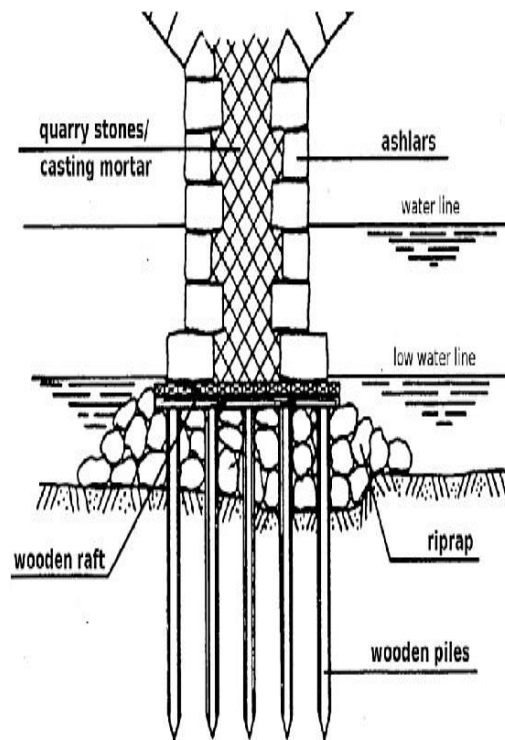


Рис. 1.10. Забивки паль у давнину [169].

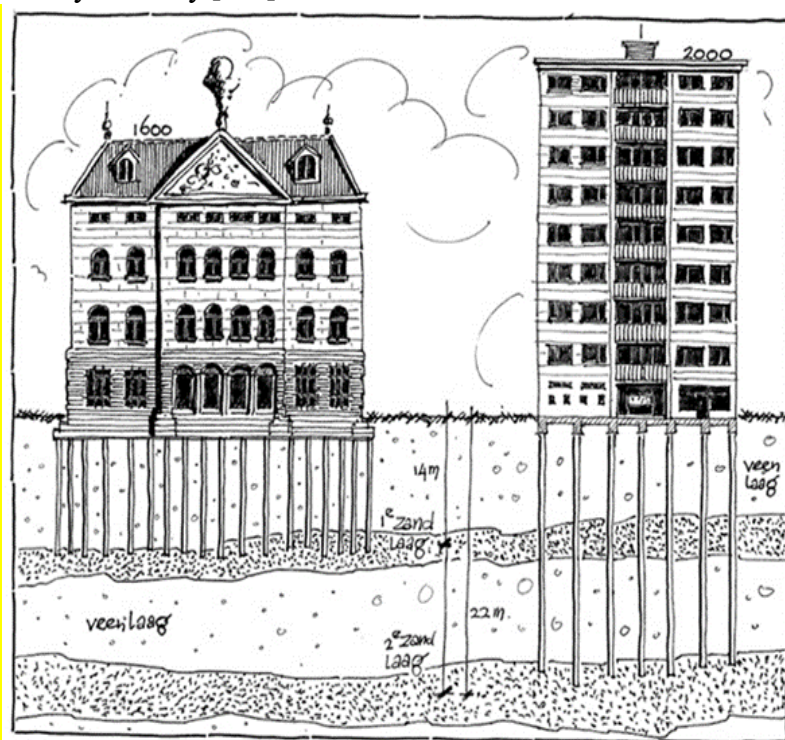


Рис. 1.11. Будівля 1600 р. та сучасна будівля 2000 р. в Амстердамі (різниця в глибині забивки паль) [169].

На сьогодні палі є одним з найпоширеніших видів ПЗС і фундаментів, забезпечуючи найбільш раціональні конструктивні рішення фундаментів завдяки передачі напруженої зони на більшу глибину.

У силовому розрахунку НДС ПС співіснують два органічно пов'язаних, але значно відмінних за своєю постановкою та методами досліджень завдання:

зовнішня та внутрішня механіка ПС (каната). Завдання внутрішньої механіки ПС (каната) вперше були поставлені в роботах О.М. Динника, а в подальшому активно розвивалися в роботах П.П. Нестерова, М.Ф. Глушкова, Н.К. Гончаренко, А.П. Ветрова та багатьох інших. Багато задач механіки каната в задачах динаміки шахтного підйому вирішені в роботах О.М. Динника, Г.Н. Савіна, О.А. Горошко, М.М. Федорова, Ф.В. Флорінського та ін. [145]. Але для більш складних умов використання ПС, що зображені на рис. 1.12, традиційні методи розрахунку зовнішньої механіки каната мають певні обмеження.

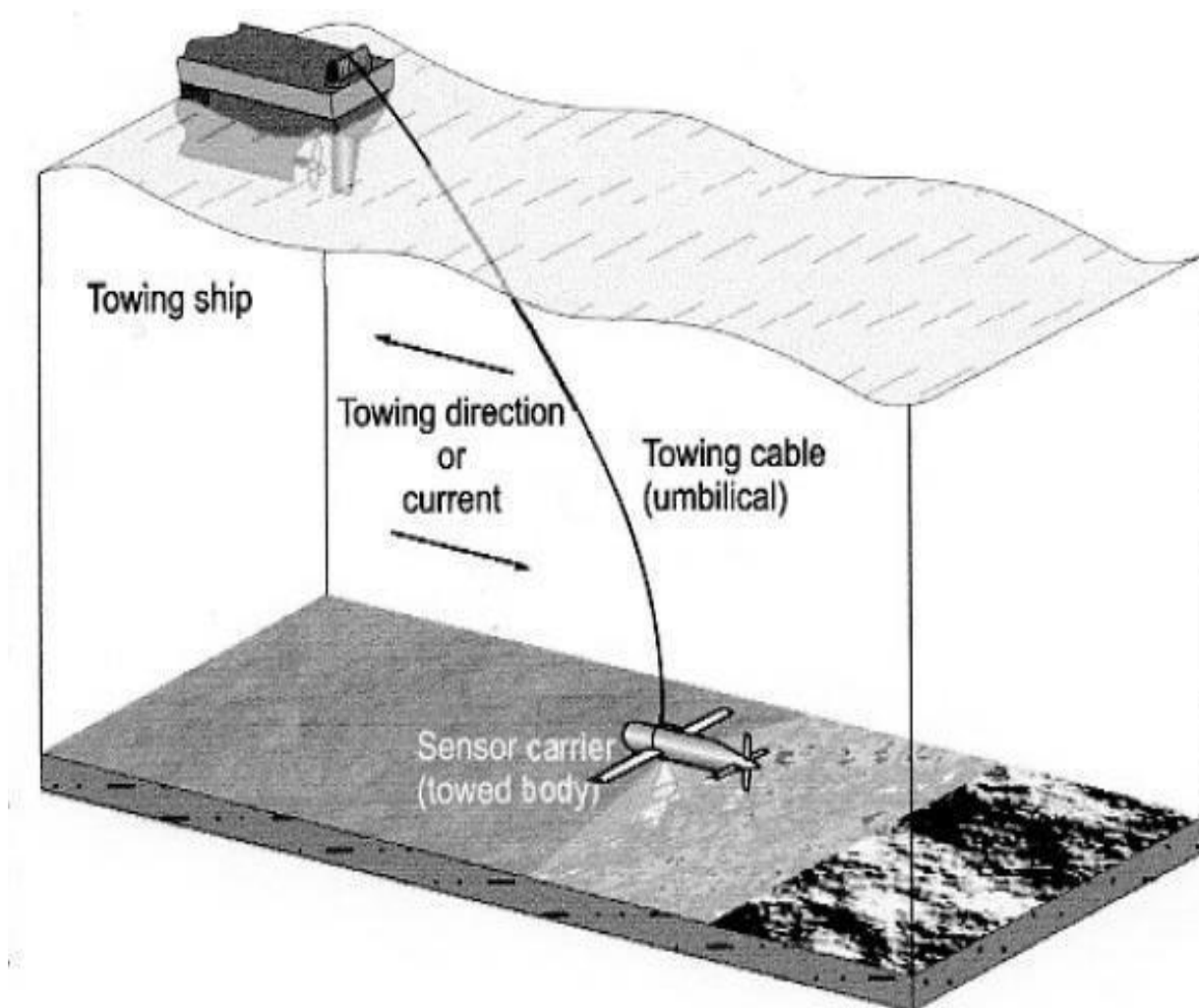


Рис. 1.12. Підводна буксирувальна система.

Це пов'язано з пульсуючим просторово-неоднорідним полем розподілених навантажень, що діють на неї, геометричною нелінійністю тощо. Для багатьох ПС актуальними є завдання зовнішньої динаміки, які є недостатньо

висвітленими в сучасній науково-практичній літературі. Це пов'язано насамперед із умовами петлеутворення, дослідженням нестационарних режимів руху, втратою стійкості тощо.

На прикладі рис. 1.13 (швидкісне літакове буксирування; опубліковано дослідниками з Китаю) проаналізуємо еквівалентну динамічну схему розрахунку ПС для різного класу задач, що виникають в процесі їх проектування та експлуатації.

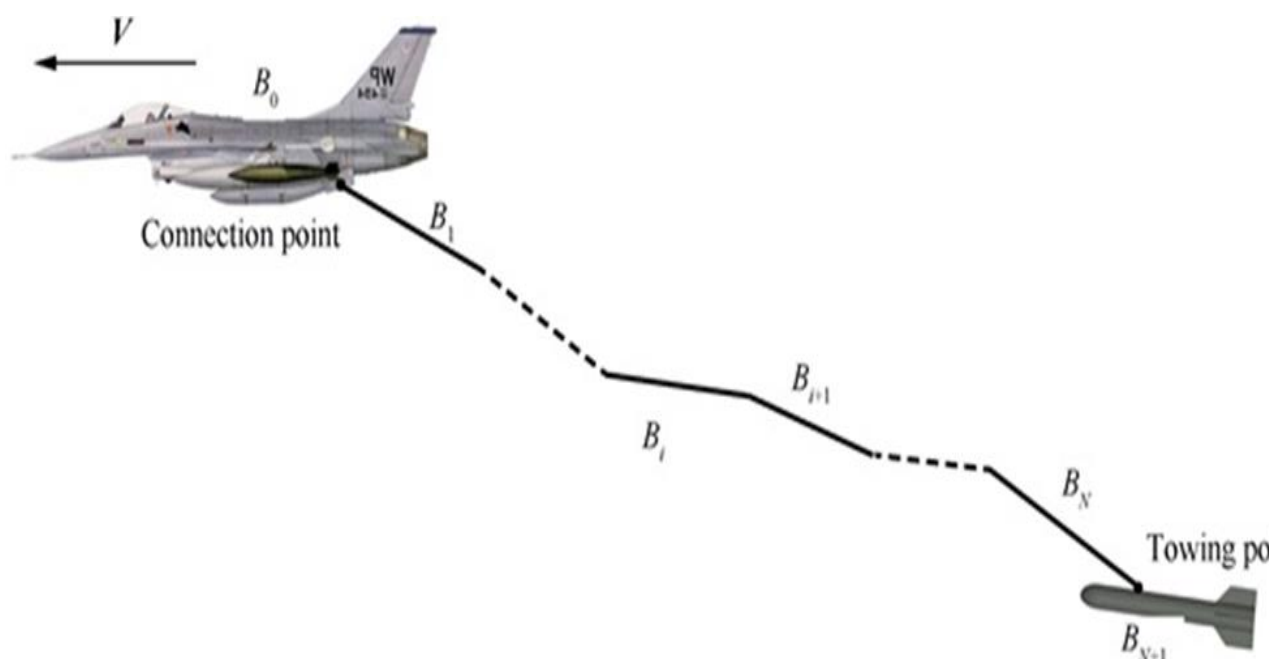


Рис. 1.13. Китайська повітряна буксирувальна система.

Для транспортування вантажу виникає завдання вибору ПС, швидкості руху транспортувальника тощо для забезпечення дотримання необхідних технічних умов експлуатації системи (запасу міцності, коефіцієнта надійності тощо). Для цього необхідно провести розрахунок статички системи для можливого діапазону вантажів, що транспортуються, та швидкостей руху буксирувальника з метою визначення зусиль у ПС, а також визначення підйомної сили та інших параметрів. Розрахунок проводиться в такій послідовності:

I. Виходячи зі статичної рівноваги вантажу при даній швидкості аеродинамічного потоку (швидкості руху літака, рис. 1.13), аеродинамічних характеристик вантажу, визначаються зусилля в точці кріплення каната до

вантажу та кут нахилу каната. Ця інформація служить в якості початкових даних при інтегруванні рівнянь ПС, що знаходиться в полі масових і розподілених поверхневих сил.

II. Інтегруються рівняння статички з урахуванням початкових даних з п. I. В результаті знаходяться зусилля та кути нахилу каната на всьому протязі від точки кріплення вантажу до корінної точки (на лебідці літака).

III. Проводиться багаторазовий розрахунок пп. 1 і 2 для різних вагогабаритних і аеродинамічних характеристик вантажу.

Математична модель ПС повинна враховувати розподілене аеро- або гідродинамічне навантаження, масові сили, деформованість ПС і т. ін. При вивченні умов закріплення, аналізі зсувних та згинальних напружень на лебідці тощо необхідне врахування моментних ступенів свободи ПС. Основними припущеннями при вирішенні такого класу задач є: гіпотеза суцільності (перетин ПС є суцільним, однорідним), що володіє необхідним набором ступенів свободи [147–149]. Аеро- або гідродинамічні навантаження беруться на основі гіпотези квазістаціонарності [150–153]. Кінцеве тіло розглядається часто як матеріальна точка [154–157].

Часто виникають завдання визначення коефіцієнта динамічності та надійності системи при зміні швидкості руху літака або при зміні його курсу. Для вирішення цього класу задач використовуються нелінійні динамічні моделі (враховують від двох до чотирьох мод). Схема рішення полягає в наступному. Записуються умови динамічної рівноваги сил на кінцевий вантаж в аеродинамічному потоці, вибирається модель ПС, що враховує необхідну кількість мод, і крайові умови в точці сходу каната з лебідки. Ця крайова умова містить в собі зміну режиму та курсу руху літака в певні моменти часу (коливання, ривки тощо). На основі спеціально розробленого в дисертації кінцево-різницевого аналога вихідних динамічних рівнянь методом сіток покроково інтегрується система рівнянь, що описує динаміку системи.

При вирішенні цього класу задач використовуються нелінійні багатомодові моделі, так як при аналізі на ПК навіть найпростішого плоского 2D-випадку

необхідне врахування в моделі як мінімум двох мод або деформацій двох типів: поздовжніх і поперечних. Причому поздовжні деформації відповідають за зміну осевого зусилля в ПС, а поперечні – за еволюцію геометричних параметрів. Часто для аналізу таких моделей застосовують дискретний підхід. При його використанні вихідна хвильова модель замінюється дискретною. Швидкість розповсюдження збурень у ній стає нескінченною та однаковою для різних хвильових мод (поздовжні, поперечні, крутильні, згинальні та зсувні збурення поширюються в моделі з однаковою швидкістю, рівною нескінченності). На практиці це не так, швидкість поширення поздовжнього імпульсу може на порядки перевершувати швидкість поширення поперечного імпульсу. Це служить деяким обмеженням до застосування дискретних підходів, переважного їх використання для вивчення повільних процесів у ПС [146]. У дисертаційній роботі побудовані багатомодові моделі гіперболічного типу, для вирішення яких використовується переважно метод кінцевих різниць. Врахування обмежень на швидкість поширення мод різного типу в системі дозволило певним чином сконструювати і збільшити швидкість чисельних алгоритмів, досліджувати на їх основі швидкопротікаючі процеси в ПС.

1.2. Протяжні системи в ґрунтовому середовищі

ПС в ґрунтовому середовищі представлені переважно ПЗС та ЗП. Протизсувні споруди [17, 20, 21, 30, 34, 37–40, 43–61] сприймають навантаження від мас ґрунту та розташованих на них споруд. В основному ПЗС представлені ПС (пальовими конструкціями), що розташовуються в один або кілька рядів, часто армованими по верхній межі залізобетонними балками, каркасами або плитами, які можуть одночасно бути основою для будівель і споруд (рис. 1.14). Палі великого діаметру можуть бути занурені в підшову схилу, формуючи вертикальну стіну з близько розташованих паль (рис. 1.14). Стіна з паль зазвичай використовується як попередня система утримання схилу перед екскавацією, якщо остання буде проводитись у фронтальній частині схилу.



Рис. 1.14. Стіна із ЗП. Арматурна сітка розміщена фронтально перед палями та готова для наплення торкрету. Місцерозташування – Brighton, Мельбурн, Австралія. (Фото надано Basement Construction Services, штат Вікторія, Австралія).[170]

Палі можуть виконуватися як вертикально, так і – при наявності спеціальних механізмів – похило (до $10\text{--}20^\circ$ до вертикалі) [61–72]. Внаслідок розкладання сил у похилих елементах, а також перерозподілу зусиль за допомогою жорсткого ригеля, можна домогтися зменшення згинальних моментів. Головним обмеженням при встановленні стіни з палей є глибина, оскільки багато поверхонь ковзання лежать нижче висоти палей.

ЗП необхідно заглиблювати значно нижче потенційної поверхні розриву та міцно заганяти у тверде підґрунтя. Якщо глибина занурення палей не є достатньою, щоб дати змогу їм діяти в якості консольної системи, то палі слід закріпити ззаду додатковою системою анкерів.

Залежно від характеру сполучення палей із ростверком їх поділяють на жорсткі (при защемленні палей в ростверк) і податливі (при шарнірному сполученні палей з ростверком). Для зменшення зусиль в палях і горизонтальних зсувів споруд застосовується жорстке сполучення.

Іноземні вчені внесли значний вклад в дослідження протизсувних споруд: Bishop A.W., Lacasse S., Morgenstern N.R. [35–37, 42]. Розробкою методів

розрахунку ПЗС займалися вітчизняні вчені О.М. Трофимчук, Ю.І. Калюх, А.І. Білеуш, М.М. Гольдштейн, Л.К. Гінзбург, Е.Я. Кільвандер, Г.І. Черний, Г.М. Шахунянц і багато інших [38–41, 46–54].

Сучасні технології виробництва пальових фундаментів не гарантують відсутності в цих конструкціях різних дефектів, які можуть значно вплинути на несучу здатність ЗП. Залежно від характеру й місця розташування дефектів у стовбурі палі, геометричних розмірів, а також призначення й умов її роботи в конструкції фундаменту, дефекти поділяються на припустимі й неприпустимі.

Основними причинами виникнення дефектів у палях, як свідчить практичний досвід, є переважно порушення технологій проведення будівельних робіт з улаштування палі, а також вплив ґрунтових умов, що є причиною дефектів – обриву стовбура палі, утворення шийок, поперечних тріщин і т. ін. (рис. 1.15 та рис. 1.16).

Вибір типу затримуючих протизсувних конструкцій залежить від багатьох факторів, таких як інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови майданчика будівництва, рельєф місцевості, величини й характер діючих навантажень, потужність зсувної товщі, стан схилу на момент будівництва, значимість і вартість об'єктів, що підлягають захисту.

При потужності зсуву понад 5 м ПЗС можуть бути у вигляді буронабивних паль за технологією виготовлення, а також стовпів шахтної проходки. При потужності зсувних ґрунтів до 5 м і в м'яких, пухких породах – у вигляді забивних паль. Найбільш широке застосування мають буронабивні ЗП. З 1960 рр. такі конструкції широко споруджувалися на зсувних схилах [57]. При потужності зсувів у 15–20 м буронабивні ЗП спроможні успішно закріплювати зсуви [57]. Зазвичай для ПЗС застосовують ЗП діаметром 800–1000 мм, які в плані можуть мати рядове або шахове розташування, причому при невеликих величинах зсувного тиску буде достатньо одного ряду, а при великих величинах – необхідно влаштовувати два або три ряди.

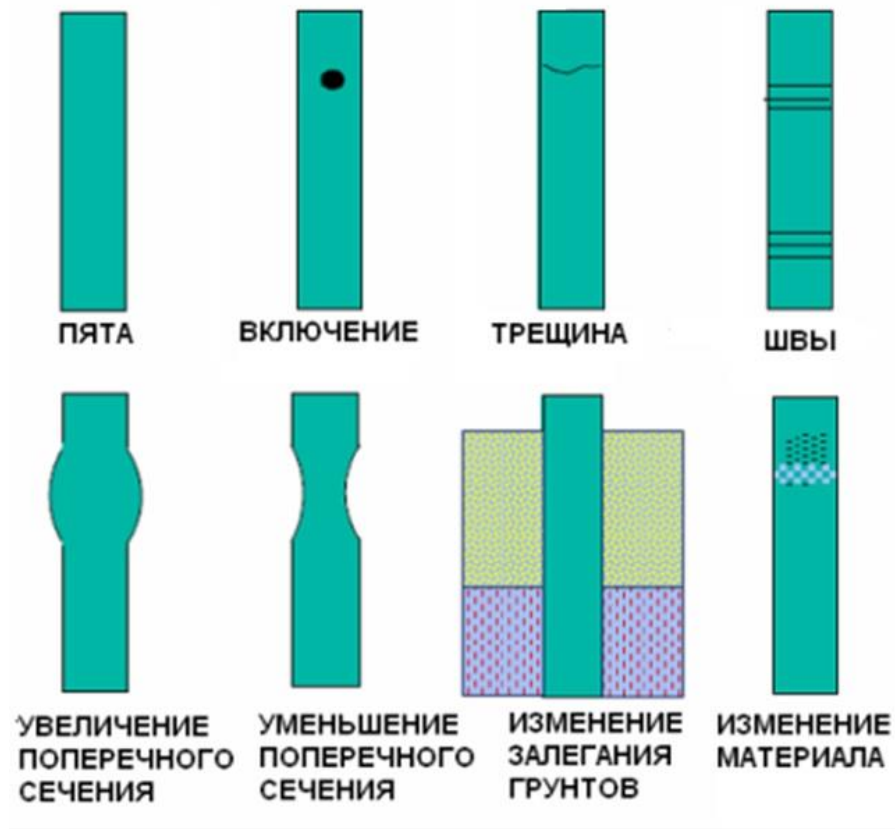


Рис. 1.15. Возможные дефекты у бурин'єкційних палях (*схематичне зображення*) [171].



Рис. 1.16 Дефекты в палях (*фактичне зображення*) [172].

Армуються опори глибокого закладення зазвичай каркасами зі звичайної арматури періодичного профілю. При закріпленні активних зон зсуву, де ПЗС повинні сприйняти зсувне навантаження відразу після влаштування, раціонально армувати жорстким каркасом, наприклад, у вигляді зварної металевої балки двотаврового перетину [57] або залишати в стовбурі буронабивної палі обсадну трубу.

Далеко не завжди можливо уникнути дефектності пальових конструкцій. Це залежить від суб'єктивних та об'єктивних факторів. Тому значно знизити аварійність пальових фундаментів можна тільки при контролі всіх паль безпосередньо на об'єкті будівництва, що потребує вдосконалення засобів та методів неруйнівного контролю паль, заснованих на багатохвильових моделях ПС у ґрунтовому середовищі, що буде розглянуто у дисертаційній роботі далі.

1.3. Експериментальні методи дослідження протяжних систем

Сейсмічний ризик є неминучим супутником нашої цивілізації та вимагає адекватного реагування. Тому динамічна паспортизація ПЗС є важливим етапом досліджень із оцінки доцільного рівня їх сейсмостійкості в умовах фактичного зносу та з оцінки сейсмічної уразливості або можливого ступеня їх пошкодження при землетрусах різної інтенсивності. Питання динамічної паспортизації БС, економічної ефективності сейсмостійкого будівництва розглядалися в ряді робіт вітчизняних і зарубіжних дослідників Alonso-Rodriguez A. [173], Anastasopoulos I. [173], Antolini F. [175], Balducci M. [174], Bardi F. [178], Barla M. [175], Basile G. [178], Borja R. [176], Burghignoli A. [181], Burton H. [182], Buttiglia S. [174], Callisto L. [181], Casagli N. [174, 177, 179], Catani F. [177], Chiara A. [180], Ciampalini A. [178], Dao S. [175], Del Ventisette C. [177], Di Traglia F. [178], Frodella W. [178], Gigli G. [174], Kampas G. [173], Knappett J. [173], Lacasse S. [36], Liu X.Y. [176], Lollino G. [180], Luzi G. [177], Nikitas N. [173], Piccioni R. [174], Regni R. [174], Rathje E.

[183], Salvatici T. [178], Shokrabadi M. [182], Stewart J. [182], Venanti L.D. [174], Wang Y. [183], White J.A. [176], Wu W. [176] та ін.

Об'єктом нашого дослідження є ПЗС. Метою досліджень є запис віброприскорень ПЗС при русі наземного транспорту для подальшого визначення рівня динамічного впливу на обстежувану споруду. Організація та проведення динамічних обстежень ПЗС проводяться на основі діючих нормативних документів [184].

Задачами динамічного обстеження ПЗС є такі:

- провести записи горизонтальних та вертикальних віброприскорень ґрунту та споруди підпірної стінки в рівні верхнього майданчика за двома ортогональними напрямками – X і Z ;
- за допомогою програмних засобів провести обробку одержаних записів вібросигналів;
- визначити максимальні значення віброприскорень у рівні верхнього майданчика протизсувної стінки та в ґрунті;
- визначити характерні частоти споруди підпірної стінки та ґрунту.

При виконанні обстежень ПЗС застосовувався експериментальний метод з використанням віброметричної апаратури, яка дозволяє реєструвати та накопичувати вібраційну інформацію на ноутбук за допомогою онлайн-блока програмного комплексу «Сейсмомоніторинг» [185, 186] безпосередньо в місці їх проведення. Обробка вібросигналів проводилася на основі методів статистичної обробки сигналів та спектрального аналізу з використанням сервісних програм комплексу «Сейсмомоніторинг» [185, 186].

Результатом виконання комплексу досліджень є висновок про рівень динамічних навантажень на споруду ПЗС та ґрунт при мікросейсмічних коливаннях і при русі наземного транспорту.

Порядок виконання робіт при вібродинамічних обстеженнях споруди підпірної стінки та ґрунту:

- Провести вибір обладнання, сервісних програм комплексу «Сейсмомоніторинг», налаштувати та підготувати віброметричну апаратуру

для динамічних обстежень.

- Розробити схеми розміщення вібродатчиків для проведення обстежень.

- Провести записи коливань ПЗС.

- Провести обробку одержаних записів коливань та виконати їх аналіз на основі блоку сервісних програм (методом спектрального аналізу) комплексу «Сейсмомоніторинг».

- На виході одержати графіки горизонтальних та вертикальних віброприскорень ПЗС та ґрунту, а також інші спектральні характеристики в реальному часі за кожним із напрямків коливань X та Z.

- Провести аналіз отриманих результатів та отримати висновки про рівні вібрації споруди підпірної стінки та прилеглого ґрунту на основі виконаних віброметричних обстежень [187, 188].

Вимірювання віброприскорень ПЗС та ґрунту в вертикальному Z та горизонтальному X напрямках відповідно до ДСТУ ГОСТ 12.1.012:2008 [184] проводилося за завчасно розробленою методикою віброметричних (інструментальних) обстежень.

Кількість однокомпонентних датчиків (віброперетворювачей) моделі 731A фірми «Wilcoxon research» (США) при виконанні обстежень підпірної стінки та ґрунту складала 3 шт. Всі датчики моделі 731A були підключені кабелем до сейсопередавачів, які за допомогою радіосигналів передавали дані на ноутбук. За допомогою онлайн-блоку обробки вібросигналів програмного комплексу «Сейсмомоніторинг» проводилися прийом та первісна обробка радіосигналів на ноутбуці. Програма оперативної обробки вібросигналів у відповідному частотному діапазоні використовує спектральний метод. Результати оперативної обробки сигналів безпосередньо на місці вимірювання представляються одночасно в двох вікнах на екрані монітору ноутбука та зберігаються у вигляді файлу. В програмі «Сейсмомоніторинг» є можливість збереження експериментально отриманих файлів в текстових форматах з можливістю подальшого їх друку. Загальний

вигляд реєструючої віброметричної апаратури, що складається з прецизійного датчика, підсилювача та провідного (безпроводного) передатчика сигналу, представлено на рис. 1.17.

Комплекс апаратних та програмних засобів, що використовувались для вимірювання параметрів коливань ПЗС, пройшов відповідне тестування та повірку в Укрметртестстандарті. Було отримано відповідні свідоцтва на право їх застосування при виконанні вібродинамічних обстежень будівельних конструкцій та споруд. Частотний діапазон вимірювальної величини запису сигналів є наперед заданим і складає 0,3–25,0 Гц, що відповідає діапазону коливань ПЗС та прилеглого ґрунту.



Рис. 1.17. – Загальний вигляд реєструючої віброметричної апаратури, що складається з прецизійного датчика, підсилювача та провідного (безпроводного) передатчика сигналу

Процедура оцінки ТС ПЗС передбачала цикл аналізу НДС ПЗС за основними несучими конструктивними елементами. Несуча здатність ПЗС характеризувалася згинальною жорсткістю небезпечних перетинів несучих конструктивних елементів у припущенні, що при оцінці міцності та стійкості ПЗС можна знехтувати зміною її масових характеристик. Це дозволяє оцінити

несучу здатність будівель і споруд за спектром частот і формами власних коливань.

Якщо припустити, що в початковому стані конструкції повинна спостерігатися її відповідність деяким вихідним (проектним) даним, така характеристика конструкції, як зменшення її жорсткості, буде свідчити про зниження її (проектної) несучої здатності. Так як спорудження ПЗС призначене для експлуатації в сейсмічно активному районі, то за проектом вона є сейсмостійкою. Тому зменшення її жорсткості буде означати зниження вихідного ресурсу (запасу) сейсмостійкості.

1.4. Постановка завдання дослідження

Метою роботи є розробка обчислювальних методів та алгоритмів, математичне моделювання та експериментальна діагностика ПС. На сьогодні у світі має місце широке використання підвісних канатних доріг, шахтних підйомників, кранового обладнання, систем заякорення, застосування ПС при буксируванні в космосі, водному та повітряному середовищах, використання ПС у якості елементів морських і океанічних бурових платформ, систем видобутку корисних копалин із дна океанів і т. ін. Тому необхідність побудови нових математичних моделей ПС і коректних швидкодіючих обчислювальних алгоритмів для їх розрахунку є безальтернативною.

Практичний досвід свідчить, що дефекти в ПЗС можуть виникнути навіть при повному дотриманні технології їх улаштування. Єдиним методом, що дозволяє визначити наявність та параметри дефектів у заглиблених ЗП ПЗС, є імпульсний луно-метод з ударним збудженням пружних хвиль. Збільшення кількості ЗП, що підлягають контролю в ПЗС та багатоповерховій забудові, зумовило певний ринок інженерних послуг з діагностики їхньої цілісності. Останні будівельні нормативні вимоги України вимагають обстеження мінімум 10% паль на кожному об'єкті будівництва. В окремих випадках проектувальник або замовник вимагають обстеження всіх ЗП пальового поля.

Поступове зростання об'ємів контролю ЗП, у свою чергу, вимагає підвищення продуктивності проведення всього комплексу робіт: від первинної реєстрації та діагностики ЗП на будівельному майданчику до аналізу інформації та підсумкового прийняття рішення щодо відповідності виготовлених паль проектним вимогам. Необхідно оперативно не тільки виявляти наявність дефектів у стовбурі ЗП, але і якомога точніше визначати геометричні параметри цих дефектів. З цією метою в процесі контролю необхідна швидка математична обробка сигналів з великим обсягом інформації, тобто застосування методів та алгоритмів Big Data та штучного інтелекту. Крім того, різноманітність реальних дефектів в ЗП означає різноманітні луно-сигнали від них, а на корисні сигнали накладається широкий спектр конструкційних і електричних завад. Все це потребує розробки нових багатохвильових моделей ПС (ЗП) і відповідних чисельних алгоритмів. Нагальною є потреба в можливості їх оперативного застосування безпосередньо в умовах будівельного майданчика на компактних сучасних електронних приладах (планшеті або навіть сучасному смартфоні) з широким використанням хмарних технологій та можливістю отримання оперативної підтримки та консультацій експертів у складних випадках.

Для цього в ході виконання роботи необхідно вирішити наступні задачі:

1. Систематизувати й узагальнити наявні дані з існуючих математичних моделей, чисельних методів моделювання НДС ПС та експериментальних методів технічної діагностики ТС ПС.

2. Обґрунтувати та розробити фізично та геометрично нелінійну чотирьохмодову математичну модель розповсюдження хвильових процесів у ПС, розглянути її коректність. Дана модель повинна бути узагальненням відомих математичних моделей, що застосовують класичний ультразвуковий луно-метод у випадку ЗП; мати реальну форму зондуєчого імпульсу; легке перенастроювання для ЗП різної довжини та під різні ґрунтові умови; мати спроможність для моделювання відлунь від дефектів заданого перетину та на заданій глибині.

3. На базі МСР обґрунтувати та розробити алгоритми та прикладні програми для аналізу динамічного НДС ПС. Провести математичне моделювання розповсюдження пружних і згинальних хвиль у ЗП для обґрунтування можливості ідентифікації та інтерпретації різного типу порушень в її цілісності.

4. На базі МСР обґрунтувати та розробити метод розпаралелюваних обчислень багатохвильової динаміки ПС і довести його ефективність на конкретному прикладі.

5. Провести математичне моделювання за допомогою програмного комплексу LIRA 9.6 та експериментальне діагностування ТС ПЗС в умовах динамічних навантажень природного та техногенного типу.

6. Провести експериментальні вібродинамічні моніторингові дослідження улаштування ЗП довжиною 40 м на зсувонебезпечній будівельній ділянці зі значним перепадом висот на будівництві багатоповерхової будівлі у м. Києві.

РОЗДІЛ 2. МАТЕМАТИЧНІ МОДЕЛІ ПРОТЯЖНИХ СИСТЕМ ТА ЇХ ТЕСТУВАННЯ

2.1. Чотирьоххвильова модель протяжних систем

Розглянемо ПС у просторі з постійними характеристиками поперечного перерізу в початковому та деформованому станах (рис. 2.1).

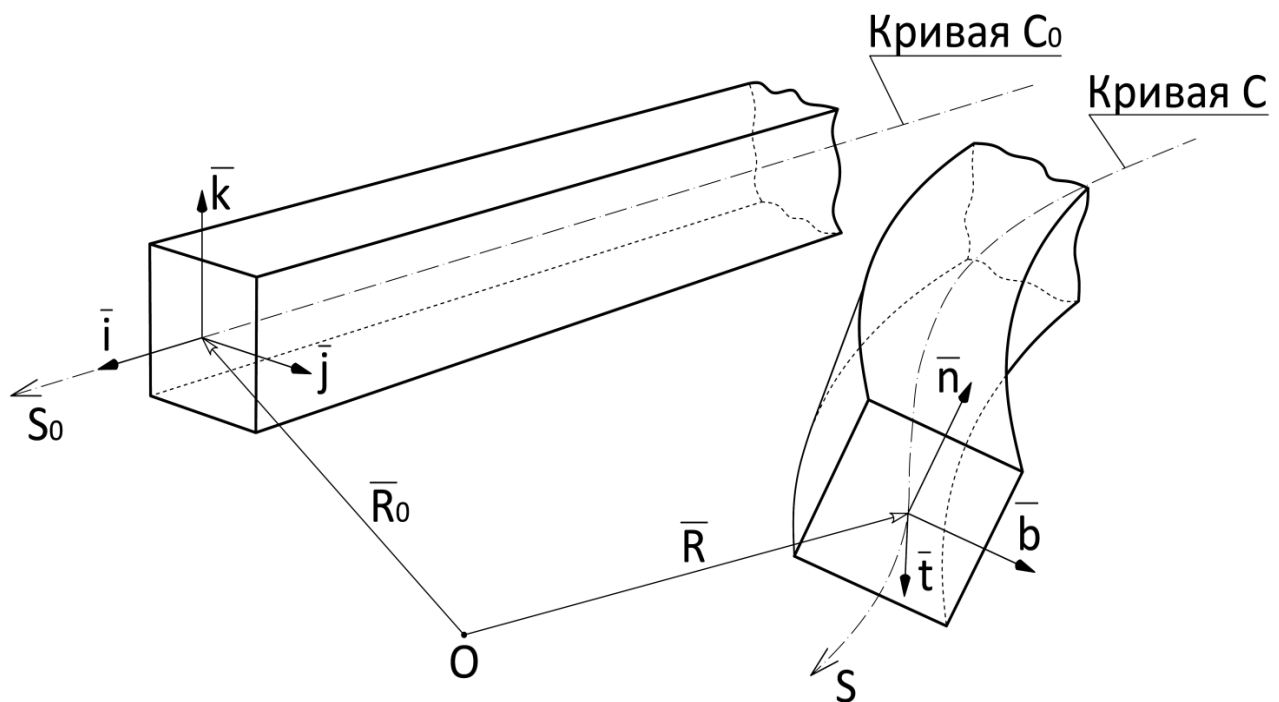


Рис. 2.1. – Система координат

Радіус-вектор початкового положення стрижня позначимо $\bar{R}_0(S, 0)$, а деформованого – $\bar{R}(S, t)$. Введемо деформацію кривої C_0 згідно з [15, Додаток Б]:

$$\varepsilon = \frac{dS^2 - dS_0^2}{dS_0^2} = \left| \frac{\partial \bar{R}}{\partial S} \right|^2 - 1 \quad (2.1)$$

Тоді змінні S_0 і S , що характеризують недеформовану та розтягнуту довжину ПС, будуть пов'язані між собою співвідношенням [15, Додаток Б]:

$$dS = \sqrt{1 + \varepsilon} \cdot dS_0 \quad (2.2)$$

Введемо природну систему координат з одиничними взаємоортогональними векторами $\bar{t}$, $\bar{n}$ і $\bar{b}$ (рис. 2.1.). Вектор $\bar{t}$ – одиничний вектор дотичної, визначається зі співвідношення:

$$\bar{t}(S, t) = \frac{\partial \bar{R}(S, t)}{\partial S} \quad (2.3)$$

а два інших вектори – $\bar{n}$ і $\bar{b}$ – ортогональні до $\bar{t}$. Введемо також декартову інерціальну систему координат з одиничними векторами $\bar{i}, \bar{j}, \bar{k}$ і кривизни k_1, k_2, k_3 . Похідні одиничних векторів базису $\bar{t}, \bar{n}$ і $\bar{b}$ по S набудуть вигляду:

$$\frac{\partial \bar{t}}{\partial S} = k_1 \bar{n} - k_2 \bar{b}; \quad \frac{\partial \bar{n}}{\partial S} = k_3 \bar{b} - k_1 \bar{t}; \quad \frac{\partial \bar{b}}{\partial S} = k_3 \bar{n} - k_2 \bar{t}. \quad (2.4)$$

Введемо компоненти кутів повороту Ω_i на основі обчислення повних похідних за часом від векторів одиничного базису $\bar{t}, \bar{n}$ і $\bar{b}$. Похідні від одиничних векторів за часом $\bar{t}$ запишуться так:

$$\frac{\partial \bar{t}}{\partial t} = \Omega_2 \bar{n} - \Omega_1 \bar{b}; \quad \frac{\partial \bar{n}}{\partial t} = \Omega_3 \bar{b} - \Omega_2 \bar{t}; \quad \frac{\partial \bar{b}}{\partial t} = -\Omega_3 \bar{n} + \Omega_1 \bar{t}. \quad (2.5)$$

Отримаємо кінематичні умови, використовуючи співвідношення (2.5) і (2.4). Похідна радіус-вектора $\bar{R}$ кривої C_0 в деформованому стані має вигляд

[15, Додаток Б]:

$$\frac{\partial \bar{R}}{\partial S} = \bar{t}(1 + \varepsilon). \quad (2.6)$$

Для $\partial \bar{R} / \partial \bar{t}$ маємо також такі вирази:

$$\frac{\partial \bar{R}}{\partial \bar{t}} = U_t \bar{t} + U_n \bar{n} + U_b \bar{b}. \quad (2.7)$$

Тут U_t, U_n і U_b – проекції відносної швидкості на поточні одиничні вектори $\bar{t}, \bar{n}$ і $\bar{b}$.

Якщо долучити умови безперервності, існування похідних від радіус-вектора $\bar{R}(S, t)$ необхідного порядку та рівності змішаних похідних, то можемо отримати наступні вирази [15, Додаток Б]:

$$\frac{\partial^2 \bar{R}}{\partial t \partial S} = \frac{\partial^2 \bar{R}}{\partial S \partial t} \quad (2.8)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} &= \frac{\partial U_t}{\partial S} - k_1 U_n - k_2 U_b; \\ -(1 + \varepsilon) \Omega_1 &= \frac{\partial U_b}{\partial S} - k_2 U_t + k_3 U_n; \\ (1 + \varepsilon) \Omega_2 &= \frac{\partial U_n}{\partial S} + k_1 U_t + k_3 U_b. \end{aligned} \quad (2.9)$$

Повні похідні кривизни k_i за часом мають вигляд:

$$\frac{\partial k_3}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial \bar{n}}{\partial S} \bar{b} \right) = \frac{\partial \bar{b}}{\partial t} \frac{\partial \bar{n}}{\partial S} + \bar{b} \left(\frac{\partial^2 \bar{n}}{\partial S \partial t} - \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \frac{\partial \bar{n}}{\partial S} \frac{1}{1 + \varepsilon} \right) \quad (2.10)$$

Додавши сюди залежності (2.4)–(2.5), отримаємо [15, Додаток Б]:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial k_3}{\partial t} &= \frac{\partial \Omega_3}{\partial S} - k_1 \Omega_1 - k_2 \Omega_2 - \frac{k_3}{1+\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \\
\frac{\partial k_1}{\partial t} &= \frac{\partial \Omega_2}{\partial S} + k_2 \Omega_3 + k_3 \Omega_1 - \frac{k_1}{\varepsilon+1} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}; \\
\frac{\partial k_2}{\partial t} &= \frac{\partial \Omega_1}{\partial S} + k_3 \Omega_2 + k_1 \Omega_3 - \frac{k_2}{1+\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}.
\end{aligned} \tag{2.11}$$

Співвідношення (2.11) можна розглядати як функції чотирьох залежних змінних U_t, U_n, U_b і Ω_3 [15, Додаток Б].

Розглянемо умови збереження кількості руху та збереження моменту кількості руху для елемента ПС [15, Додаток Б]:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial \bar{N}}{\partial S} + \bar{F}^{(E)} + \bar{F}^{(I)} + \bar{F}^{(M)} &= 0; \\
\frac{\partial \bar{M}}{\partial S} + \bar{t} \times \bar{N} + \bar{m}^{(E)} + \bar{m}^{(I)} + \bar{m}^{(M)} &= 0.
\end{aligned} \tag{2.12}$$

де $\bar{F}^{(E)}$ і $\bar{m}^{(E)}$ – вектор зовнішніх розподілених сил і моментів, $\bar{F}^{(M)}$ і $\bar{m}^{(M)}$ – вектор масових сил і моментів, $\bar{F}^{(I)}$ і $\bar{m}^{(I)}$ – вектор сили інерції та моменту інерції.

Проекції виразу (2.12) для умови збереження кількості руху на одиничні взаємоортогональні вектори $\bar{t}$, $\bar{n}$ і $\bar{b}$ прийнятої системи координат можна записати [15, Додаток Б]:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial N_1}{\partial S} + k_1 N_3 - k_3 N_2 + \bar{F}^{(E)} \bar{n} + \bar{F}^{(I)} \bar{n} + \bar{F}^{(M)} \bar{n} &= 0. \\
\frac{\partial N_2}{\partial S} + k_3 N_1 + k_2 N_3 + \bar{F}^{(E)} \bar{b} + \bar{F}^{(I)} \bar{b} + \bar{F}^{(M)} \bar{b} &= 0. \\
\frac{\partial N_3}{\partial S} - k_1 N_1 - k_2 N_2 + \bar{F}^{(E)} \bar{t} + \bar{F}^{(I)} \bar{t} + \bar{F}^{(M)} \bar{t} &= 0.
\end{aligned} \tag{2.13}$$

З закону Гука для осьового зусилля для елемента ПС витікає:

$$N_3 = EF\varepsilon. \quad (2.14)$$

де E – модуль Юнга матеріалу ПС, F – площа поперечного перерізу ПС до деформації, ε – відносна поздовжня деформація ПС.

Запишемо умови збереження моменту кількості руху в проекціях на одиничні взаємоортогональні вектори $\bar{t}$, $\bar{n}$ і $\bar{b}$ прийнятої системи координат [15, Додаток Б]:

$$\begin{aligned} \frac{\partial M_1}{\partial S} + k_1 M_3 - k_3 M_2 - N_2 + \bar{m}^{(E)} \bar{n} + \bar{m}^{(I)} \bar{n} + \bar{m}^{(M)} \bar{n} &= 0; \\ \frac{\partial M_2}{\partial S} + k_3 M_1 - k_3 M_3 + N_1 + \bar{m}^{(E)} \bar{b} + \bar{m}^{(I)} \bar{b} + \bar{m}^{(M)} \bar{b} &= 0; \\ \frac{\partial M_3}{\partial S} + k_1 M_1 - k_2 M_2 + \bar{m}^{(E)} \bar{t} + \bar{m}^{(I)} \bar{t} + \bar{m}^{(M)} \bar{t} &= 0; \end{aligned} \quad (2.15)$$

Для згинальних моментів M_1 , M_2 , а також M_3 приймемо співвідношення:

$$\begin{aligned} M_1 &= -EI_{22}k_2; \\ M_2 &= EI_{11}k_1; \\ M_3 &= GJk; \quad k = k_3 - \eta_3. \end{aligned} \quad (2.16)$$

Тут I_{22} , I_{11} , J – моменти інерції, а η_3 – кут закручування одиниці довжини ПС.

Отримана система рівнянь (2.13)–(2.16) описує фізично та геометрично нелінійну просторову модель динаміки ПС. Однак вона є параболічно-гіперболічною, так як не враховано інерцію повороту поперечного перерізу ПС. Модель (2.12)–(2.16) описує тільки чотири хвилі в ПС з шести (поздовжні, крутильні, згинальні (дві)), а конфігураційні (поперечні) хвилі не описує. Для усунення цього недоліку гіперболізуємо модель (2.12)–(2.16) шляхом введення

кутів α і β . Вони будуть характеризувати поворот поперечних перерізів ПС, тобто деформацію зсуву в усередненому сенсі. Поперечні перерізи, плоскі до деформації, залишаються такими ж плоскими і після деформації, але, можливо, повернутими. Причому не обов'язково перпендикулярними до серединної осі ПС. Матеріалізація цієї гіпотези для перерізуючих сил N_1 і N_2 набуває такого вигляду [15, Додаток Б]:

$$N_1 = \alpha z_1 G F_s; \quad N_2 = \beta z_2 G F_s. \quad (2.17)$$

де z_1, z_2 – коефіцієнти, що враховують вплив зсуву, F_s – площа поперечного перерізу ПС.

Використовуючи вираз (2.17) в моделі (2.13)–(2.16), можна шляхом нескладних тотожних перетворень отримати наступну систему квазілінійних гіперболічних рівнянь, що описують шість мод чотирьох типів в ПС: поздовжню, крутильну, дві конфігураційні (поперечні) та дві згинальні [15, Додаток Б]:

$$\begin{aligned} \text{а)} \quad & \begin{cases} a_{11} \frac{\partial k_1}{\partial S} + a_{12} \frac{\partial \Omega_1}{\partial t} + a_{13} \frac{\partial \Omega_2}{\partial t} = P_1; \\ a_{21} \frac{\partial k_2}{\partial S} + a_{22} \frac{\partial \Omega_1}{\partial t} + a_{23} \frac{\partial \Omega_2}{\partial t} = P_2; \\ a_{31} \frac{\partial k_3}{\partial S} + a_{32} \frac{\partial \Omega_3}{\partial t} = P_3; \end{cases} & \text{б)} \quad \begin{cases} a_{41} \frac{\partial k_1}{\partial t} + a_{42} \frac{\partial \Omega_2}{\partial S} = P_4; \\ a_{51} \frac{\partial k_2}{\partial t} + a_{52} \frac{\partial \Omega_1}{\partial S} = P_5; \\ a_{61} \frac{\partial k_3}{\partial t} + a_{62} \frac{\partial \Omega_3}{\partial S} = P_6; \end{cases} \end{aligned} \quad (2.18)$$

$$\begin{aligned} \text{в)} \quad & \begin{cases} a_{71} \frac{\partial \alpha}{\partial S} + a_{72} \frac{\partial U_n}{\partial t} + a_{73} \frac{\partial N_3}{\partial t} = P_7; \\ a_{81} \frac{\partial \beta}{\partial S} + a_{82} \frac{\partial U_b}{\partial t} + a_{83} \frac{\partial N_3}{\partial t} = P_8; \\ a_{91} \frac{\partial N_3}{\partial S} + a_{92} \frac{\partial U_t}{\partial t} + a_{93} \frac{\partial N_3}{\partial t} = P_9; \end{cases} & \text{г)} \quad \begin{cases} a_{101} \frac{\partial \alpha}{\partial t} + a_{102} \frac{\partial U_n}{\partial S} = P_{10}; \\ a_{111} \frac{\partial \beta}{\partial t} + a_{112} \frac{\partial U_b}{\partial S} = P_{11}; \\ a_{121} \frac{\partial N_3}{\partial t} + a_{122} \frac{\partial U_t}{\partial S} = P_{12}. \end{cases} \end{aligned} \quad (2.19)$$

Перші три рівняння (2.18) описують закон збереження моменту руху

елементом ПС, друга група рівнянь (2.18) – динамічний зв'язок між нестационарними похідними від кривизни k_1 і конвективними похідними від кутових швидкостей Ω_i . Разом система (2.18) описуює три моди коливань – згинальні в двох взаємоортогональних площинах $(\bar{n}, \bar{t})$ і $(\bar{b}, \bar{t})$, а також крутильну. Перші три рівняння (2.19) виражають динамічний закон збереження кількості руху елементом ПС, останні три рівняння (2.19) – умова (2.8). Разом рівняння (2.19) описують три моди коливань: конфігураційні (поперечні) в двох взаємоортогональних площинах $(\bar{n}, \bar{t})$ і $(\bar{b}, \bar{t})$, а також поздовжню.

Система рівнянь (2.18)–(2.19) може бути записана у вигляді одного матричного рівняння типу переносу в стандартній формі [15, Додаток Б]:

$$E \frac{\partial W}{\partial t} + B \frac{\partial W}{\partial S} = D. \quad (2.20)$$

Тут E – одинична матриця розмірності 12x12, B – матриця конвективних членів 12x12. Вектор-стовпець правих частин D визначається розподіленими масовими та поверхневими силами, а також моментами цих сил. Вектор-стовпець D залежить від часу t , лагранжевої координати S , вектора-стовпця невідомих W , компонент розподілених масових і поверхневих сил (10).

Крайові та початкові умови для моделі (2.20). В верхній частині ПС (при $S = L$) можуть бути задані проекції швидкості $\bar{U}$:

$$U_t(L, t) = U_t^*(t) \quad U_n(L, t) = U_n^*(t) \quad U_b(L, t) = U_b^*(t) \quad (2.21)$$

На нижньому кінці ПС (при $S = 0$) можуть бути задані умови динамічної рівноваги сил $\bar{F}_i$ і моментів $\bar{M}_j$ на кінці ПС (наприклад, на транспортованому вантажеві (приладі)):

$$\sum_{i=1}^3 \bar{F}_i = 0; \quad \sum_{j=1}^3 \bar{M}_j = 0. \quad (2.22)$$

В якості вихідних умов використовується рішення задачі статички на основі моделі (2.20) при $\frac{\partial}{\partial t}(\dots) = 0$. Модель (2.20) з початковими та крайовими умовами (2.21)–(2.22) являє собою замкнуту систему квазілінійних рівнянь в часткових похідних, а також початково-крайову задачу.

Коректність моделі (2.20).

Теорема [138]. Завдання Коші для системи квазілінійних диференціальних рівнянь в часткових похідних (2.20) з початковими умовами:

$$W(t, 0) = W_0(t). \quad (2.23)$$

буде поставлена коректно, якщо будуть виконані наступні три умови [13]:

- рішення повинно існувати (I);
- рішення повинно визначатися однозначно (II);
- рішення повинно безперервно залежати від даних завдання (вимога стійкості) (III).

Доказ положення теореми про існування рішення (I) пов'язаний з існуванням залежних і незалежних змінних моделі (2.20), а також похідних від них першого та другого порядку по шуканих змінних. Цю частину доказу, зважаючи на громіздкість виразів і обмежень на обсяг дисертації, наводити не будемо. Для тривимірної редукції моделі (2.20) доказ першого положення теореми (I) наведено в дисертації [139].

Доказ другого положення теореми (II) пов'язаний з доказом гіперболічності системи (2.20). Прирівняємо до нуля визначник матриці конвективних членів. Отримаємо алгебраїчне рівняння дванадцятого ступеня для визначення власних

значень матриці B . Власні значення матриці B будуть характеристичними швидкостями коливань, що визначають швидкості згинальних, поздовжніх, крутильних і конфігураційних хвиль. У разі, коли деякі з власних значень матриці стають рівними нулю або набувають комплексних значень, тип моделі (2.20) може змінитися на гіперболо-параболічний або гіперболо-еліптичний [14].

При спрощенні системи рівнянь (2.20) (якщо не враховувати координати, що задаються одиничними векторами нормалі $\bar{n}$ та бінормалі $\bar{b}$), ми отримаємо систему з двох рівнянь, що описують поздовжні хвилі в ПС, замість системи з дванадцяти рівнянь. Вона має наступний вигляд:

$$\begin{aligned}\frac{\partial u_t}{\partial t} - \frac{1}{m} \frac{\partial T}{\partial S} &= -\frac{\omega}{m} \sin \varphi \\ \frac{\partial T}{\partial t} - \frac{1}{e} \frac{\partial u}{\partial S} &= 0\end{aligned}\quad (2.24)$$

Якщо продиференціювати перше рівняння системи (2.24) по t , друге – по S , ми зможемо отримати наступну систему двох рівнянь:

$$\begin{aligned}\frac{\partial^2 u_t}{\partial t^2} - \frac{1}{m} \frac{\partial^2 T}{\partial t \partial S} &= 0 \\ \frac{\partial^2 T}{\partial t \partial S} - \frac{1}{e} \frac{\partial^2 u}{\partial S^2} &= 0\end{aligned}\quad (2.25)$$

Шляхом нескладних перетворень отримаємо:

$$\frac{\partial^2 u_t}{\partial t^2} - \frac{1}{m} \frac{1}{e} \frac{\partial^2 u}{\partial S^2} = 0 \quad (2.26)$$

Якщо позначити $m = \rho \Delta_0$, $e = \frac{1}{E \Delta_0}$, де E — модуль пружності, Δ_0 — площа

перерізу, отримуємо:

$$\begin{aligned} \frac{1}{m} \frac{1}{e} &= \frac{E}{\rho} = c_0^2 \Rightarrow \\ \frac{\partial^2 u_t}{\partial t^2} - c_0^2 \frac{\partial^2 u}{\partial S^2} &= 0. \end{aligned} \quad (2.27)$$

Рівняння (2.27) є типовим рівнянням, що описує розповсюдження хвиль одного типу [189].

Для трьоххвильової моделі, яка описує просторову поздовжньо-поперечну взаємодію хвиль в ПС, можна отримати наступні власні значення матриці B (окремі корені рівняння шостого ступеня – швидкості поширення поздовжніх і конфігураційних (поперечних) хвиль) [15, Додаток Б]:

$$\begin{aligned} V_{1,2} &= \frac{\frac{U_t}{1+eT} \pm \sqrt{\left(\frac{U_t}{1+eT}\right)^2 + \frac{4}{me}}}{2}, \\ V_{3,4} &= \pm \sqrt{\frac{T - MU_t^2}{M + m}}; \\ V_{5,6} &= V_{3,4}. \end{aligned} \quad (2.28)$$

де $V_{1,2}$ – швидкість поширення поздовжніх хвиль, $V_{3,4(5,6)}$ – швидкість поширення конфігураційних (поперечних) хвиль в стрижні в напрямку нормалі $\vec{n}$ і бінормалі $\vec{b}$, T – поздовжня сила, e – ефективна жорсткість ПС, m і M – погонна та приєднана маса одиниці довжини ПС до деформування.

Швидкість поширення поздовжніх хвиль залежить від величини ефективної жорсткості стрижня e . Швидкість поширення конфігураційних хвиль залежить від поздовжньої сили T і може набувати уявних значень при негативному значенні виразу під знаком кореня в (19) для $V_{3,4(5,6)}$. Це може бути одним з

чинників порушення стійкості ПС при русі на траєкторії [2, 6, 14], який детально розглянуто в статті [15, Додаток Б] та розділі 2 для просторової моделі ПС, що враховує поздовжні, крутильні та конфігураційні хвилі.

Висновки за розділом 2.1.

1. Отримано узагальнену модель, що описує нелінійну динаміку ПС у просторово-неоднорідному полі масових і поверхневих сил. Модель описується нелінійною системою рівнянь у часткових похідних типу (2.20). В окремих випадках для неї виконуються принципи граничності та гіперболічності, сформульовані в роботах Селезова І.Т. та Калюха Ю.І. [135, 137]. У сукупності з певними крайовими та початковими умовами модель може застосовуватися для технічної діагностики буроін'єкційних та інших типів ЗП, оцінки їхньої цілісності та уточнення несучої здатності, розрахунку їхнього напружено-деформованого стану тощо.

2. Для моделі (2.20) розглянуто доказ теореми про коректність задачі Коші, що підтверджує її гіперболічний тип і дозволяє застосувати апарат МСР.

2.2. Порівняльний аналіз методів скінченних різниць Кранка – Нікольсон та Ейлера для моделювання хвильових процесів у протяжних системах

Для чисельного дослідження нелінійних диференціальних рівнянь, отриманих в розділі 2.1, можна використовувати кілька підходів. Найбільш поширеними серед них є дискретний підхід, МСЕ і МСР. Розглянемо окремо кожний з них.

В рамках дискретного підходу [140, 142, 146] рівняння, що описують поведінку гнучкої ПС у просторі, виводяться з загальних рівнянь Лагранжа 2-го роду, а ПС при цьому апроксимується відрізками стрижнів, дуг кіл і т. ін. [150]. Заміна рівнянь в часткових похідних (2.20) звичайними та простота реалізації на

ПК сприяли широкому використанню дискретного підходу при вирішенні завдань статички і динаміки ПС [142, 144, 150]. Теорія дискретного підходу ПС висвітлена в ряді монографій вітчизняних та закордонних авторів [140, 142]. Але використання дискретної моделі ПС для вирішення просторових, геометрично і фізично нелінійних задач нашо́вхується на певні труднощі. Це насамперед пов'язано з кількістю дискретних елементів, необхідних для забезпечення точності, гладкості апроксимації, а також питання їх зшивання [146]. Так при дослідженні тих чи інших ефектів в ПС автори виходять з шарнірного з'єднання елементів [142], пружинного [154], пружинного з демпфером [147] і т. ін.

Однією з серйозних складностей, що обмежують реалізацію даного підходу, є необхідність обчислювати інтегральні вирази від узагальнених сил в кожному вузлі зшивання дискретних елементів [142], а це зі свого боку пов'язано зі збільшенням витрат обчислювального часу. Внаслідок цього автори, які застосовують даний підхід, змушені обмежуватися мінімально можливою кількістю дискретних елементів [146], що в ряді випадків може бути причиною похибок і накопичення помилок при рахунку [146]. Одним з недоліків дискретного підходу є порушення принципу гіперболічності [135, 137], що може привести до невірних результатів при вирішенні певного класу задач поширення та відбиття хвиль у стрижнях, ЗП, ПЗС і т. ін. [146, 150].

МСЕ набув широкого поширення при вирішенні задач механіки суцільних середовищ та був застосований для аналізу задач статички та динаміки ПС [149–151]. Найбільшого поширення він отримав за кордоном при вирішенні статичних і квазістатичних задач [152, 153]. Так як ПС є одновимірним тілом суцільного середовища, то для її апроксимації в МСЕ необхідний одновимірний скінченний елемент, яким є стрижень [140, 142]. В результаті ми приходимо до деякого узагальнення, з точки зору концепції МСЕ, дискретної моделі ПС. Тому при використанні МСЕ для дослідження нестационарних, швидкоплинних процесів, просторових змін характеристик систем з розподіленими параметрами, якими є ПС, ми натрапляємо на ті ж труднощі, що і при використанні дискретної моделі [143, 144, 146]. Однак зі збільшенням швидкодії та наявністю готових пакетів

прикладних програм на базі МСЕ, він завойовує все більшу популярність у світі як у проектувальників, так і у вчених.

В дисертаційному дослідженні при чисельному розв'язанні нелінійних рівнянь динаміки ПС переважно використовується МСР, який дозволяє вирішувати завдання з визначення силових і геометричних характеристик НДС при нестационарних процесах в ПС в реальному масштабі часу [154–157]. При його використанні швидкість розповсюдження хвиль в ПС не є нескінченною, як у дискретному підході та МСЕ, тобто виконується принцип гіперболічності. Це зараз набуває вирішального значення в задачах керування ПС у просторі та класі завдань обчислення керованого руху систем з ПС з одночасною зміною їх довжини на космічній орбіті, в повітрі та рідині [139, 141, 143, 145, 154–156, 165–166].

Рівняння (2.20) є матричним рівнянням типу переносу, та для його чисельного обчислення можна використовувати відомі РС для такого класу рівнянь: біжучого рахунку, Лакса, двошарові схеми тощо. [190]. При використанні явних РС для вирішення рівняння переносу основною вимогою, що забезпечує стійкість чисельного рішення, є виконання певних обмежень на число ФКЛ:

$$b_{i,j} \frac{\Delta\tau}{\Delta\sigma} \leq C \quad (2.29)$$

де $\Delta\tau$ – крок розрахункової сітки за часом, $\Delta\sigma$ – крок розрахункової сітки за лагранжевою координатою S , $b_{i,j}$ – елементи матриці конвективних членів B , C – деяка константа. Причому величина C в залежності від конкретної ПС набуває певного значення.

Головною особливістю ПС є їхня розтяжність. Внаслідок цього при похідній $\frac{\partial T}{\partial t}$ в моделі (2.20) коефіцієнти є малими (близько 10^{-4} – 10^{-9}). А це свідчить про

сингулярність матриці B та її погану обумовленість. Фізично ця особливість матриці B характеризує значну різницю в швидкості поширення поздовжніх і поперечних хвиль в ПС. Тому, щоб задовольнити умові стійкості чисельного алгоритму (виконання умов для числа ФКЛ) для всіх коефіцієнтів матриці B , необхідно різницеву сітку чисельної задачі вибирати таким чином, щоб відношення кроку розрахункової сітки за лагранжевою координатою до кроку розрахункової сітки за часом перевершувало безрозмірну швидкість поширення поздовжніх коливань у досліджуваній ПС (швидкість поширення поздовжніх коливань найбільша у порівнянні з іншими типами коливань в ПС). А це, в свою чергу, свідчить про складнощі в застосуванні явних ПС для аналізу системи квазілінійних гіперболічних рівнянь (2.20) та інших рівнянь, отриманих на основі спрощення системи (2.20) для різних окремих випадків.

Серед неявних РС розв'язання матричного рівняння переносу зупинимося на РС Кранка – Нікольсон та Ейлера. Шаблони схем зображені нижче на рис. 2.2.

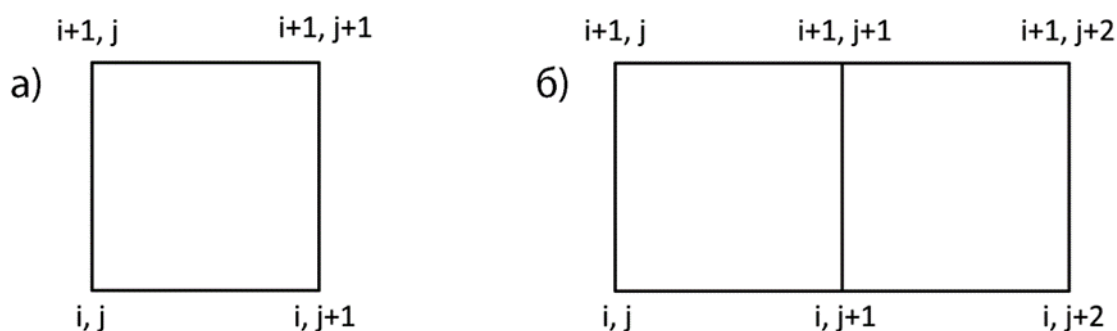


Рис. 2.2. Шаблони кінцево-різницевих схем Кранка – Нікольсон (а) та Ейлера (б).

Матриця B і вектор-стовпець D є нелінійними функціями, які залежать від незалежних змінних t і S , а також інших змінних та параметрів. При порівняльному аналізі РС розв'язання рівняння (2.20) будемо виходити з квазілінеаризації коефіцієнтів матриці B і вектора-стовпчика D на поточному розрахунковому кроці за часом t .

При використанні РС Кранка – Нікольсон для чисельного розв'язання системи нелінійних гіперболічних рівнянь труднощі при апроксимації крайових

умов зазвичай не виникає. Застосування РС Ейлера вимагає задання додаткових граничних умов. Розглянемо приклад РС у плоскій постановці (поздовжньо-конфігураційна (поперечна) взаємодія).

На практиці зазвичай відомі чотири граничних умови: залежність координат верху РС від часу та гранична умова на її нижньому кінці. З них можна визначити крайові умови для чотирьох проекцій швидкості – $U_t(0,t)$, $U_n(0,t)$, $U_t(L,t)$, $U_n(L,t)$. Крайові умови при цьому можна апроксимувати одним з відомих способів [191]. При використанні РС Ейлера необхідні ще чотири граничних умови на $T(0,t)$, $\varphi(0,t)$ та $\varphi(L,t)$, $T(L,t)$ в плоскій задачі. Апроксимацію відсутніх граничних умов для $T(0,t)$, $\varphi(0,t)$ та $\varphi(L,t)$, $T(L,t)$ можна здійснити декількома способами. Ми використаємо наступні шаблони, що зображені на рис. 2.4 для лівого (верхнього) кінця РС і правого (нижнього) кінця РС.

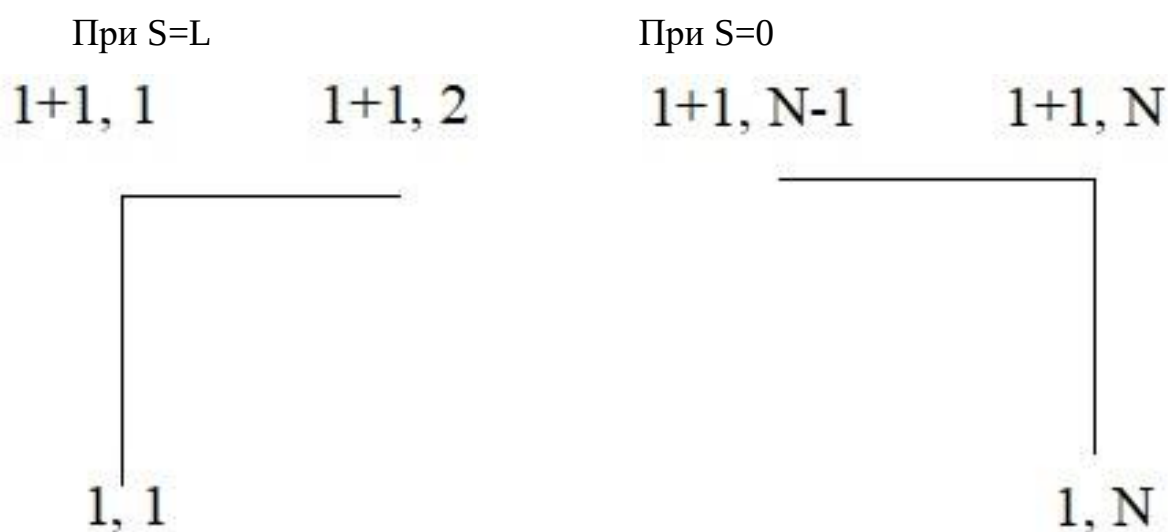


Рис. 2.4. Шаблони для апроксимації відсутніх граничних умов для $T(0,t)$, $\varphi(0,t)$ та $\varphi(L,t)$, $T(L,t)$ в РС Ейлера, N – кількість елементів в РС.

Для порівняння ефективності та точності розв'язання рівнянь динаміки РС на основі РС Ейлера і РС Кранка – Нікольсон проведемо тестування чисельних алгоритмів та програм окремо та у порівнянні. Розглянемо обчислення модельної задачі для наступних крайових умов, де горизонтальна швидкість V на верхньому кінці РС при $S=L$:

$$V = \begin{cases} V_1 & t \leq 0 \\ V_1 + 0.05t & t \in [0; 20] \\ V_2 & t \in [20; \infty] \end{cases} \quad (2.30)$$

Спочатку перевірялася дієвість РС Кранка – Нікольсон [136] та Ейлера [190, 191] окремо на грубій та подрібнених різницевих сітках. Крок за часом становив спочатку $\Delta t = 0.2$ с, а потім $\Delta t = 0.1$ с. Крок за лагранжевою координатою був спочатку $\Delta S = 30$ м, а потім $\Delta S = 15$ м.

Результати порівняльних розрахунків для відносних похибок в процентах для РС Кранка – Нікольсон наведено в таблицях 2.1. та для РС Ейлера – в таблиці 2.2. Внаслідок сингулярності матриці B для придушення шкідливих високочастотних осциляцій рішення застосовувалось усереднення на трьох послідовних кроках за часом результатів первісних рахунків.

З табл. 2.1 випливає, що чисельний алгоритм на основі РС Кранка – Нікольсон має необхідну точність і може бути використаний для чисельного моделювання перехідних процесів в ПС. При цьому різниця в силових і геометричних характеристиках НДС ПС, отриманих на грубій і подрібнених різницевих сітках, є *незначною* (в середньому не більше 5–8%), крім перехідного режиму руху з прискоренням, коли відмінності можуть збільшуватися до 20%.

З табл. 2.2 випливає, що чисельний алгоритм на основі РС Ейлера має меншу точність у порівнянні з РС Кранка – Нікольсон та її використання для чисельного моделювання перехідних процесів в ПС залишається під питанням. Різниця в силових і геометричних характеристиках ПС, отриманих на грубій і подрібнених РС Ейлера, є більшою в порівнянні з відмінностями при використанні РС Кранка – Нікольсон.

Порівняння результатів розрахунків на РС Кранка – Нікольсон при $\Delta t = 0.2$ сек. і

$\Delta S = 30$ м., а також на подрібненій в два рази – при $\Delta t = 0.1$ сек. і $\Delta S = 15$ м.

Ітерація	S(м)	ΔT , %	$\Delta \phi$, %	Δu_t , %	Δu_n , %
32	0	0,7	0,6	5,6	3,4
32	30	0,8	1,2	9,4	3,4
32	60	0,9	3,2	9,2	0,0
32	90	1,0	2,3	9,1	0,6
32	120	1,2	2,7	9,6	1,5
32	150	1,5	2,7	11,6	2,7
64	0	0,6	0,5	22,0	10,3
64	30	0,7	3,2	21,3	7,1
64	60	0,8	2,1	21,0	4,3
64	90	0,9	2,3	21,1	11,2
64	120	1,0	2,3	22,2	0,0
64	150	1,1	3,2	13,5	4,6
128	0	0,6	0,7	0,0	0,7
128	30	0,7	0,8	0,1	0,7
128	60	0,7	1,4	0,3	8,9
128	90	0,9	2,1	0,5	1,3
128	120	1,0	2,1	0,6	2,7
128	150	1,1	1,0	0,3	0,1
320	0	0,8	0,0	0,0	0,3
320	30	0,9	0,4	0,0	0,5
320	60	1,0	0,6	0,7	1,0
320	90	1,1	1,9	0,3	1,8
320	120	1,3	1,6	0,8	1,6
320	150	1,5	2,1	2,4	0,2

Порівняння результатів розрахунків на РС Ейлера при $\Delta t = 0.2$ сек. і $\Delta S = 30$ м., а також на подрібненій в два рази – при $\Delta t = 0.1$ сек. і $\Delta S = 15$ м.

Ітерація	S(м)	ΔT , %	$\Delta \phi$, %	Δu_t , %	Δu_n , %
32	0	1,3	0,0	0,0	1,0
32	30	0,2	6,1	3,1	1,8
32	60	1,0	0,3	0,5	5,3
32	90	1,2	4,9	5,03	4,5
32	120	0,8	12,7	4,0	6,3
32	150	0,4	5,7	2,4	10,6
64	0	3,1	1,6	0,4	1,3
64	30	3,6	2,7	1,6	8,4
64	60	3,0	8,0	1,1	6,0
64	90	5,8	10,1	2,2	6,0
64	120	2,1	18,2	5,3	26,3
64	150	10,1	24,4	38,0	25,0
128	0	2,4	7,1	1,9	6,2
128	30	2,8	8,7	5,0	26,2
128	60	3,2	13,1	2,4	3,8
128	90	2,7	7,4	5,6	6,2
128	120	4,8	5,1	5,1	11,6
128	150	0,6	37,6	9,0	15,6
320	0	7,1	1,7	4,8	15,5
320	30	8,3	2,1	15,4	19,8
320	60	7,4	2,1	1,6	6,4
320	90	12,2	35,1	11,3	9,5
320	120	8,4	5,5	2,1	44,2
320	150	23,4	11,3	2,7	72,9

Порівняльний аналіз розрахунків РС Кранка – Нікольсон та РС Ейлера при $\Delta t = 0.2$ сек. та $\Delta S = 30$ м наведено в таблиці 2.3. Після цього проводилося подібнення РС в 2 рази. Результати рахунку при $\Delta t = 0,1$ с, $\Delta S = 15$ м наведено в таблиці 2.4. Як впливає з аналізу таблиці 2.3, при розрахунках на грубій сітці результати, отримані за схемою Кранка – Нікольсон і Ейлера, можуть значно розрізнятися. Причиною цих відмінностей є непереборні помилки, що вносяться похибками апроксимації відсутніх граничних умов, а також погана обумовленість матриці B .

Таблиця № 2.3

Порівняння РС Кранка – Нікольсон і Ейлера
($\Delta t = 0,1$ с, $\Delta S = 15$ м)

Ітерація	S(м)	ΔT , %	$\Delta \phi$, %	Δu_t , %	Δu_n , %
32	0	0,0	6,4	6,0	2,9
32	30	0,3	5,9	12,4	5,8
32	60	0,0	10,4	9,1	2,6
32	90	0,0	8,9	14,0	5,1
32	120	0,6	6,3	7,3	7,7
32	150	2,3	0,6	11,1	3,3
64	0	4,4	5,6	22,1	13,5
64	30	5,1	0,0	22,9	2,0
64	60	4,3	7,6	16,0	11,6
64	90	7,4	8,8	16,2	3,6
64	120	3,6	13,7	26,3	7,1
64	150	11,7	28,3	4,3	25,5
128	0	1,6	10,4	2,4	9,5
128	30	1,9	15,8	6,2	15,4
128	60	2,4	17,1	0,1	4,1
128	90	1,8	19,2	8,3	5,9
128	120	3,8	10,6	1,0	11,0
128	150	8,0	24,6	9,7	13,3
320	0	5,9	18,6	4,3	17,5
320	30	6,8	30,2	9,2	3,5
320	60	5,8	5,3	1,2	7,0
320	90	9,8	38,9	14,8	6,5
320	120	6,2	10,2	0,5	26,8
320	150	17,3	12,8	0,8	74,3

Порівняння РС Кранка – Нікольсон і Ейлера

 $(\Delta t = 0,1 \text{ с}, \Delta S = 20 \text{ м})$

Ітерація	S(м)	$\Delta T, \%$	$\Delta \phi, \%$	$\Delta u_t, \%$	$\Delta u_n, \%$
32	0	0,3	0,6	0,3	0,5
32	15	0,3	0,9	0,1	0,1
32	30	0,3	1,2	0,4	0,7
32	45	0,4	0,5	0,0	0,2
32	60	0,3	6,6	0,4	2,7
32	75	0,4	0,0	0,0	1,1
32	90	0,4	1,0	0,6	0,2
32	105	0,4	0,3	0,2	3,6
32	120	0,2	2,8	1,5	0,5
32	135	0,4	2,3	1,5	4,9
32	150	0,03	2,3	1,7	1,6
64	0	0,5	2,0	6,4	1,7
64	15	0,5	2,5	0,6	1,4
64	30	0,4	2,7	0,9	0,8
64	45	0,4	2,3	0,5	0,2
64	60	0,4	2,8	0,3	0,5
64	75	0,5	0,9	0,0	2,4
64	90	0,3	0,2	0,4	0,0
64	105	0,5	0,5	0,2	0,3
64	120	0,4	4,5	2,1	0,8
64	135	0,5	1,9	1,1	2,8
64	150	0,5	2,1	0,1	1,3
96	0	0,0	0,6	0,8	2,6
96	15	0,0	3,3	1,4	3,2
96	30	0,0	2,9	0,9	0,1
96	45	0,0	2,2	1,1	1,6
96	60	0,1	1,4	0,7	2,6
96	75	0,0	1,5	0,6	0,9
96	90	0,2	1,1	0,3	2,4
96	105	0,2	3,0	0,4	2,2
96	120	0,4	2,3	1,1	1,5
96	135	0,7	1,8	0,3	3,0
96	150	0,6	1,9	1,6	1,9

Продовження табл. № 2.4

Ітерація	S(м)	ΔT , %	Δ , %	t(сек)	S(м)
128	0	0,2	1,9	0,6	1,9
128	15	0,2	2,5	0,4	0,6
128	30	0,1	5,0	0,9	0,6
128	45	0,1	3,3	0,7	3,5
128	60	0,0	7,0	2,3	0,8
128	75	0,0	3,1	0,6	2,4
128	90	0,0	8,3	2,6	1,5
128	105	0,0	2,2	0,5	2,3
128	120	0,2	8,0	0,9	3,2
128	135	0,3	1,1	0,0	1,9
128	150	0,5	4,8	0,0	0,2
320	0	0,0	1,8	0,3	1,8
320	15	0,0	2,5	0,6	0,0
320	30	0,0	2,5	0,4	0,4
320	45	0,1	2,2	0,9	0,3
320	60	0,0	6,9	0,5	1,1
320	75	0,2	0,0	0,6	0,2
320	90	0,2	9,4	0,6	0,5
320	105	0,3	3,8	0,4	0,3
320	120	0,3	2,8	1,1	1,9
320	135	0,5	8,4	1,0	2,5
320	150	0,5	0,9	0,7	0,0

При подрібненні різницевої сітки в 2 рази результати розрахунку за двома схемами, особливо на ділянці встановлення, практично збігаються (див. табл. 2.4). Це обумовлено тим, що для даного випадку характерний менший вплив похибок в заданні граничних умов на чисельні результати. При подальшому подрібненні різницевої сітки відмінності в чисельних результатах, отриманих за двома схемами, складають не більше 0.5%.

У той же час, як впливає з аналізу таблиць 2.1, розрахунки, проведені з використанням РС Кранка – Нікольсон на грубій і більш дрібних різницевоїх сітках для визначення характеристик хвильових процесів у ПС, розрізняються незначно. Розрахунки за РС Кранка – Нікольсон навіть на грубих сітках можуть давати результати з необхідним ступенем точності. Причому витрати часу при

цьому будуть мінімальними. Інша картина спостерігається при порівнянні результатів на грубій і більш дрібній сітці для РС Ейлера (табл. 2.2). Непереборні помилки, що вносяться похибками апроксимації відсутніх граничних умов, призводять до більш великих відмінностей. Порівняльним аналізом двох РС визначаємо РС Кранка – Нікольсон для проведення подальших багатохвильових розрахунків РС у дисертаційних дослідженнях.

Для РС Кранка – Нікольсон, як і для інших схем другого порядку точності [190, 191], характерні осциляції чисельного рішення, які необхідно примусово згладжувати [137, 139]. Для примусового згладжування осциляцій чисельного рішення в дисертаційних дослідженнях використовувався метод квазілінеаризації на розрахунковому кроці за часом. Цей прийом знижує точність РС Кранка – Нікольсон до першого порядку точності. Таким чином, РС Кранка – Нікольсон перетворюється з дисперсійної в дифузійну. Але примусове згладжування чисельних результатів необхідне внаслідок непереборних осциляцій, які постійно спостерігаються при рахунках. Це є, як згадувалося раніше, по-перше, наслідком поганої обумовленості матриці B , по-друге – збурень, які вносяться в чисельний алгоритм похибками в заданні крайових умов, по-третє – точності кінцево-різницевої апроксимації математичної моделі РС Кранка – Нікольсон, точності підсумкового обчислювального алгоритму та багатьох інших факторів, що впливають на точність результатів.

Для стійкості чисельного алгоритму обчислення потрібно вести з подвійною точністю, тому що будь-які як завгодно малі похибки у визначенні того чи іншого розрахункового параметра призводять до коливань чисельних результатів. Для визначення оптимального режиму роботи обчислювальної програми з використанням РС Кранка – Нікольсон було проведене порівняння високочастотного (тимчасового) та геометричного усереднення [191, 192], які проводилися за такими формулами:

$$Y_i^J = \frac{Y_i^{J-1} + Y_i^J + Y_i^{J+1}}{3} \quad Y_i^J = \frac{Y_{i-1}^J + Y_i^J + Y_{i+1}^i}{3} \quad (2.31)$$

Тут Y_i^J – позначення однієї з величин U_t, U_n, T, ϕ .

Результати порівняння відповідних характеристик НДС ПС наведені в таблиці 2.5.

Таблиця № 2.5

Порівняння високочастотного та геометричного усереднення

Ітерація	$S(m)$	$\Delta T, \%$	$\Delta \phi, \%$	$\Delta u_t, \%$	$\Delta u_n, \%$
64	0	2,6	18,7	11,6	39,6
64	30	3,5	40,1	1,2	32,7
64	60	4,5	60,1	7,5	21,6
64	90	6,1	72,5	15,7	7,0
64	120	8,7	79,3	20,8	13,9
64	150	14,5	45,0	9,5	42,6
128	0	3,2	31,5	8,2	27,5
128	30	4,1	51,9	14,9	25,4
128	60	5,2	72,9	29,1	17,9
128	90	6,8	75,7	28,1	8,0
128	120	9,4	95,7	33,6	7,6
128	150	13,5	62,3	31,0	35,3
320	0	2,8	37,3	9,0	33,3
320	30	3,7	62,6	22,8	29,9
320	60	4,9	88,4	23,4	20,6
320	90	6,8	111,7	30,3	11,4
320	120	9,6	106,4	36,4	6,3
320	150	14,3	79,7	33,7	37,4

На підставі результатів таблиці 2.5 можна зробити висновок, що геометричне усереднення не підходить, так як призводить до невірних результатів. Високочастотне усереднення, що вимагає вдвічі більше витрат рахункового часу в порівнянні з геометричним усередненням, не призводить до помилок чисельних результатів. Подібний прийом (усереднення за часом) сприяє підвищенню точності РС до другого порядку, як показано в ряді досліджень вчених, при розрахунку

плавних нестационарних процесів [190, 192]. Використання квазілінеаризації за часом накладає певні обмеження на число ФКЛ, яке є специфічним для кожного конкретного випадку чисельного рішення нестационарної задачі динаміки ПС, а також для використовуваної при цьому РС. У проведених обчисленнях варіювання параметрів $\Delta t(c)$ і $\Delta S(m)$ показало, що в діапазоні $\Delta t \in [0.001; 0.2]$ с і $\Delta S \in [1; 30]$ м чисельні обчислення є стійкими. Діапазон зміни числа ФКЛ за позовжніми хвилями σ_{np} для різних значень модуля Юнга E та швидкостей позовжніх хвиль v_{np} наведено в таблиці 2.6.

Таблиця № 2.6

Діапазон зміни числа ФКЛ за позовжніми хвилями σ_{np} для різних значень модуля Юнга E та швидкостей позовжніх хвиль v_{np}

Модуль Юнга E (Н/м ²)	v_{np} (м/с)	σ_{np}
10^7	169, 4	8.448
10^8	533,7	26.573
10^9	1690,3	84.498

Було проведено також дослідження стійкості чисельного алгоритму на базі РС Кранка – Нікольсон для розрахунку шести рівнянь, що описують хвильову динаміку ПС у просторі у двоххвильовому наближенні моделі (враховуються позовжні хвилі та конфігураційні хвилі в напрямку нормалі та бінормалі) для таких крайових умов:

$$V_x = \begin{cases} V_C & t = 0 \\ V_C \cos \omega t & t \in [0, t^*] \\ 0 & t \in [t^*, \infty] \end{cases} \quad V_y = \begin{cases} 0 & t = 0 \\ V_C \sin \omega t & t \in [0, t^*] \\ V_C & t \in [t^*, 0] \end{cases} \quad (2.32)$$

Результати еволюції геометричних характеристик РС наведено в таблиці 2.7.

Таблиця 2.7

Порівняльна таблиця еволюції геометричних характеристик РС у просторі в
двоххвильовому наближенні

Ітерація	$S(m)$	$\Delta\phi, \%$	$\Delta\theta, \%$
4	0	3,8	0,2
4	30	0,0	0,0
4	60	0,0	0,0
4	90	0,0	0,0
4	120	0,5	0,0
4	150	1,0	0,0
12	0	0,0	0,4
12	30	0,0	0,4
12	60	1,4	0,3
12	90	0,0	0,3
12	120	0,0	0,6
12	150	0,0	0,7
24	0	0,0	0,0
24	30	0,0	0,4
24	60	0,0	0,2
24	90	1,5	0,3
24	120	1,3	1,5
24	150	0,9	2,9
48	0	0,0	1,7
48	30	0,0	0,9
48	60	0,0	3,7
48	90	0,6	0,0
48	120	0,9	1,1
48	150	0,7	3,3
132	0	0,0	0,0
132	30	0,0	0,0
132	60	0,0	0,0
132	90	0,0	0,0
132	120	0,0	0,5
132	150	0,4	0,0

В таблиці 2.7 наведено числові результати, розраховані на грубій сітці (що складається з п'яти ділянок за лагранжевою координатою), а також на

подрібненій в два рази (10 ділянок за лагранжевою координатою). Тут, як і в двовимірному випадку, відмінності відповідних характеристик є незначними. Це дозволяє рекомендувати використання РС Кранка – Нікольсон для моделювання процесів поширення та відбиття хвиль у РС у просторі.

Висновки до розділу 2.2.

1. Розглянуто особливості застосування МСР для обчислення нелінійних динамічних задач РС. Основними обмеженнями для застосування МСР, використовуваного для чисельного моделювання поширення та відбиття хвиль у РС, є особливість визначальних рівнянь. Вона пов'язана з необхідністю врахування в одній системі рівнянь змінних, відповідальних за швидкоплинні та повільні процеси. У закордонній літературі для таких систем рівнянь використовується термін «сингулярно збурена система рівнянь». Ці збурення є наслідком значної різниці у швидкостях поширення поздовжніх, конфігураційних, згинальних і крутильних хвиль у РС на фізичному рівні. У зв'язку з цим необхідно застосовувати спеціальні покрокові за часом методи регуляризації та фільтрації чисельних результатів. Це накладає певні обмеження на можливість моделювання реальних процесів та на точність отриманих результатів і змушує застосовувати неявні РС та високочастотне фільтрування.

2. Розрахунки за РС Кранка – Нікольсон навіть на грубих сітках можуть давати результати з необхідним ступенем точності. Причому витрати часу при цьому будуть мінімальними. Інша картина спостерігається при порівнянні результатів на грубій і більш дрібній сітці для РС Ейлера (табл. 2.2). Непереборні помилки, що вносяться похибками апроксимації відсутніх граничних умов, призводять до більших відмінностей. Порівняльним аналізом двох РС визначаємо РС Кранка – Нікольсон для проведення подальших багатохвильових розрахунків РС у дисертаційних дослідженнях.

2.3. Розпаралелювання при обчисленні багатохвильової динаміки протяжних систем

Питання підвищення швидкодії чисельних схем і алгоритмів не втрачають своєї актуальності, незважаючи на значний прогрес в апаратній частині комп'ютерів. Одним із перспективних напрямків в даному питанні є розвиток методів розпаралелювання чисельних схем і алгоритмів, викладених в роботах Попова О.В., Баранова А.Ю., Clarke F., Lee D., Shor P. та ін. [193–97]. Для підвищення швидкодії та монотонізації чисельного рішення хвильових задач динаміки ПС (таких як космічні зв'язки протяжністю в десятки км [164, 168]; трубопроводи як у повітрі, так і в рідині [163]; підводні буксирівані системи; ерліфти для видобутку мінералів з дна Світового океану протяжністю в 5–10 км і т. ін. [161, 162]) в публікації [198] був запропонований метод хвильової факторизації кінцево-різницевого оператора. Нижче розглядається наступний етап вдосконалення методу хвильової факторизації за допомогою подальшого розпаралелювання кінцево-різницевого оператора по хвильових швидкостях (швидкостях поздовжніх, поперечних (конфігураційних), згинальних і крутильних хвиль). В основі ідеї розпаралелювання по хвильових швидкостях лежить фізична особливість, що полягає у відмінності в 10–100 і більше разів між швидкостями поширення поздовжніх, поперечних (конфігураційних), згинальних і крутильних хвиль в ПС.

2.3.1. Алгоритм розпаралелювання за хвильовими швидкостями

Швидкість поширення поздовжніх хвиль у ПС визначається поздовжньою жорсткістю:

$$V_1 = \sqrt{\frac{EF}{m}}; \quad (2.33)$$

де E – модуль Юнга матеріалу ПС, F – площа поперечного перерізу ПС до деформування, m – погонна маса ПС до деформування. Для ПС V_1 може змінюватися в діапазоні $\sim [10^2 \sim 10^5]$ м/с.

Визначальним фактором для швидкості поширення поперечних (конфігураційних) хвиль є осьове зусилля T в ПС:

$$V_2 = \sqrt{\frac{T - MU_t^2}{m + M}}; \quad (2.34)$$

де M – погонна приєднана маса рідини до деформування ПС; U_t – дотична проекція відносної швидкості обтікання ПС потоком рідини. Для ПС в потоці V_2 може змінюватися в діапазоні $\sim [0 \sim 10^3]$ м/с.

Швидкість поширення крутильних хвиль у ПС визначається її крутильною жорсткістю B^* [11]:

$$V_3 = \sqrt{\frac{B^*}{r^2 m}}; \quad (2.35)$$

де r – радіус поперечного перерізу ПС до деформування.

Визначальним фактором для швидкості поширення згинальних хвиль є модуль Юнга E матеріалу ПС, а також моменти інерції I та J поперечного перерізу ПС до деформування:

$$V_4 = \sqrt{\frac{EI}{J}}; \quad (2.36)$$

де I , J – моменти інерції поперечного перерізу ПС до деформування. Швидкості V_3 і V_4 можуть змінюватися в широкому діапазоні $\sim$ від 0 до 10^4 м/с.

Залежно від використовуваної ідеалізованої хвильової апроксимації реальної

ПС математична модель може включати від одного до чотирьох типів хвиль (2.33–2.36), причому в просторовому випадку – шість хвиль чотирьох типів: поздовжню, поперечні (конфігураційні; дві), крутильну та згинальну (дві) [12, Додаток Б].

В результаті ми отримаємо квазілінійну систему рівнянь, для якої передбачається, що в області зміни ФМХ ПС і початково-крайових умов виконується принцип гіперболічності [13]. У разі розгляду двох або більше хвиль різного типу в квазілінійній системі гіперболічних рівнянь, яка виходить шляхом зниження розмірності (2.20), матриця є погано обумовленою. За рахунок суттєвої різниці в швидкостях поширення хвиль різного типу в ПС чисельні коефіцієнти матриці при рахунку можуть відрізнятися на 3 та більше порядки величин.

На першому етапі зробимо розпаралелювання кінцево-різницевого оператора системи (2.20) згідно з [191]:

$$(E + \Delta t \gamma B_{1\xi}^{\sim} \Lambda_{\xi})(E + \Delta t \gamma B_{2\xi}^{\sim} \Lambda_{\xi}) \dots (E + \Delta t \gamma B_{6\xi}^{\sim} \Lambda_{\xi}) W^{1+n} = \Delta t D^{\sim n} + W^n \quad (2.37)$$

при цьому похибка апроксимації становить:

$$O\left(\frac{\gamma^2 \Delta t^2}{\Delta S^2}\right) \quad (2.38)$$

З точністю (7) оператор (6) можна розщепити на шість кроків [198]:

$$\begin{aligned} (E + \Delta t \gamma B_{1\xi}^{\sim} \Lambda_{\xi}) W^{1+n} &= \Delta t D_1^{\sim n} + W^n \\ (E + \Delta t \gamma B_{2\xi}^{\sim} \Lambda_{\xi}) W^{2+n} &= \Delta t D_2^{\sim 1+n} + W^{1+n} \\ \dots \\ (E + \Delta t \gamma B_{6\xi}^{\sim} \Lambda_{\xi}) W^{6+n} &= \Delta t D_6^{\sim 5+n} + W^{5+n} \end{aligned} \quad (2.39)$$

де $D_i^{\sim n}, i=1,6$ – декомпозиція вектора-стовпця правих частин (5) відповідно до певних типів хвиль.

Подальше розпаралелювання чисельного алгоритму (2.39) на основі

хвильових швидкостей зробимо наступним чином. В якості характерних часів можна взяти час проходження одиничним імпульсом всієї довжини ПС хвилями різного типу:

$$t_1 = \frac{L}{V_1}; t_2 = \frac{L}{V_2}; t_3 = \frac{L}{V_3}; t_4 = \frac{L}{V_4}. \quad (2.40)$$

Крок розрахунку по РС вибирається з умови стійкості (критерію ФКЛ), що на фізичному рівні відповідає нерівності:

$$V_{\text{розрахункова}} \succ \frac{1}{p} V_{\text{фізична}}; V_{\text{розрахункова}} = \frac{\Delta S}{\Delta t}. \quad (2.41)$$

де параметр $p \in (0;1)$. Нехай $t = \min(t_i), i=1, 2, 3, 4$, тоді з (9) можна отримати:

$$k_1 = \frac{t_1}{t}; k_2 = \frac{t_2}{t}; \dots \quad (2.42)$$

Коефіцієнти k_i показують, у скільки разів швидше встигає пробігти імпульс найшвидшої хвилі всю довжину РС в порівнянні з імпульсами інших типів хвиль. Таким чином, можна припустити, що протягом деякої кількості a етапів розрахунку найшвидших хвиль, величини, що описують характеристики інших хвиль, значно не зміняться. Відповідно до цього припущення розпаралелювання чисельного алгоритму може бути організовано в такий спосіб:

➤ Перший крок алгоритму: a кроків розраховуються тільки найшвидші хвилі на основі кінцево-різницевого оператора (2.39) (інші невідомі величини беруться з попереднього шару за часом), де a – ціле число, мінімум серед чисел (2.42) $k_i, i=1, 3; (a > 1)$.

- Другий крок алгоритму: проводиться розрахунок інших типів хвиль.
- Перехід до першого кроку.

Подальше розпаралелювання чисельного алгоритму полягає у виділенні серед решти k_i мінімального та повторення описаної вище послідовності розрахунків. Подібний підхід до розпаралелювання чисельного алгоритму дозволяє заощадити час обчислень і оперативно вирішувати завдання управління РС, швидко проводити аналіз перехідних процесів в РС, вирішувати хвильові задачі великої розмірності. Детальна організація обчислювального процесу за описаним вище алгоритмом, визначення коефіцієнтів $p, a, \Delta t, \Delta S$ і т. ін. залежать від конкретної постановки задачі, взаємозв'язку хвиль різного типу, а також близькості швидкості їх поширення для розглянутого випадку тощо.

2.3.2. Тестування алгоритму розпаралелювання за хвильовими швидкостями

Систему рівнянь, що описує нестационарну поведінку РС при буксируванні в рідині в двовимірній постановці, можна представити в матричному вигляді:

$$E \frac{\partial W}{\partial t} + B_{\xi} \frac{\partial W}{\partial S} = D_{\xi} \quad (2.43)$$

Тут E – одинична матриця розміром 4×4 , B_{ξ} – матриця при конвективних членах розміром 4×4 , D_{ξ} – вектор-стовпець правих частин, W – вектор-стовпець невідомих. Для (2.43) B_{ξ} , D_{ξ} і W маємо:

$$B_{\xi} = \begin{pmatrix} \frac{-u_t}{1+eT} & \frac{-u_n}{1+eT} & \frac{-1}{m} & 0 \\ \frac{-u_n}{1+eT} & \frac{u_t}{1+eT} & 0 & \frac{u_t^2 + u_n^2}{1+eT} - \frac{T - Mu_t^2}{m+M} \\ \frac{-1}{e} & 0 & 0 & \frac{u_n}{e} \\ 0 & \frac{-1}{1+eT} & 0 & \frac{-u_t}{1+eT} \end{pmatrix}; D_{\xi} = \begin{pmatrix} \frac{-1}{m}(\omega \sin \phi + \frac{\pi k_f \rho d_0}{2} \sqrt{1+eT} |u_t| u_t) \\ \frac{-1}{m+M}(\omega \cos \phi + \frac{k_n \rho d_0}{2} \sqrt{1+eT} |u_n| u_n) \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}; W = \begin{pmatrix} u_t \\ u_n \\ T \\ \varphi \end{pmatrix}. \quad (2.44)$$

де в (2.44) d_0 – первісний діаметр ПС до деформування, φ – кут нахилу ПС до горизонталі, m , M , ω – маса, приєднана маса та плавучість одиниці довжини ПС до деформування, k_f , k_n – гідродинамічні коефіцієнти опору тертя та форми ПС, ρ – щільність рідини, T – ефективний натяг ПС; u_t , u_n – проекції відносної швидкості обтікання ПС на дотичну та нормаль; t – час; S – поточна довжина ПС до деформування; $e = \frac{1}{EF}$ – ефективна розтяжність ПС; E – модуль Юнга; F – площа поперечного перерізу ПС до деформування.

Граничні умови в корінній точці ПС $S = 0$, яка здійснює рівноприскорений рух, запишуться у вигляді:

$$u_t(0,t) = V(t) \cos \varphi; \quad u_n(0,t) = V(t) \sin \varphi \quad (2.45)$$

де $u_t(0,t)$, $u_n(0,t)$ – проекції відносної швидкості обтікання ПС на поточну дотичну та нормаль у точці ПС $S = 0$, $V(t)$ – швидкість (закон руху) судна-буксирувальника. На тіло, що буксирується, діють сила ваги, сила Архімеда, динамічні сили опору та інерції приєднаної маси рідини, зусилля T в точці кріплення підводного буксирувального апарату. В цьому випадку крайова умова при $S = L$ набуде вигляду:

$$\begin{aligned} T^* + P^* \sin \phi + M^* \left(\frac{\partial u_t}{\partial t} - u_n \frac{\partial \phi}{\partial t} \right) + \frac{K^* S^* \rho}{2} \sqrt{u_t^2 + u_n^2} u_t &= 0 \\ P^* \cos \phi + M^* \left(\frac{\partial u_n}{\partial t} - u_t \frac{\partial \phi}{\partial t} \right) + \frac{K^* S^* \rho}{2} \sqrt{u_t^2 + u_n^2} u_n &= 0 \end{aligned} \quad (2.46)$$

де T^* – контактна сила в місці кріплення буксирувального апарата, P^* – різниця гідростатичної виштовхувальної сили та сили ваги, що діють на підводний буксирувальний апарат, M^* – сума маси та приєднаної маси апарата, K^* – коефіцієнт його опору, S^* – площа міделевого перерізу підводного

буксирувального апарату.

Для тестування методу розпаралелювання по хвильових швидкостях були проведені розрахунки для наступних ФМХ двохмодової моделі ПС (2.43–2.46) при таких фактичних даних: довжина системи – 80 м (L); коефіцієнт опору тертя – 0.05 (k_f); коефіцієнт опору форми – 0.15 (k_n); модуль Юнга – 10^9 Н/м² (E); ефективна ширина ПС по міделю – 0.032 м (d_0); негативна плавучість лінії – 26.4 Н/м (ω); ефективна погонна маса (маса та приєднана маса) ПС – 3.5 кг/м ($m + m$); ефективна маса підводного буксирувального апарату – 400 кг (M^*); його коефіцієнт опору – 0.5 (K^*); площа міделевого перерізу підводного буксирувального апарату – 0.1 м² (S^*).

Досліджувався режим переходу з прискоренням 0.01 м/с² з однієї постійної швидкості руху ($V = 15$ вузлів) на іншу ($V = 20$ вузлів). При кінцево-різницевій апроксимації використовувалася неявна РС Кранка – Нікольсон. Окремі результати розрахунку за первісним алгоритмом (без розпаралелювання за хвилями та хвильовими швидкостями), а також з різними варіантами розпаралелювання чисельного алгоритму за типами хвиль і хвильовими швидкостями наведені в таблицях 2.8 і 2.9.

Таблиця 2.8.

Відносна похибка визначення осьового зусилля в ПС по відношенню до вихідного алгоритму (без розпаралелювання поздовжніх і поперечних хвиль).

Кроки за часом	$\nu = 2$		$\nu = 10$		$\nu = 100$	
	$\Delta T_0, \%$	$\Delta T_L, \%$	$\Delta T_0, \%$	$\Delta T_L, \%$	$\Delta T_0, \%$	$\Delta T_L, \%$
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	0,0	0,3	0,0	1,1	0,2	2,0
10	0,0	1,1	0,2	2,3	3,0	4,5
15	0,1	1,9	0,4	4,0	4,0	6,2
20	0,5	3,0	1,0	5,9	3,4	7,6
25	1,0	3,5	1,2	7,0	3,1	8,4
30	1,2	3,8	1,8	7,2	2,8	9,0
35	1,4	3,8	2,0	7,5	2,6	9,4
40	1,5	3,6	2,2	7,7	2,4	9,7
45	1,3	3,1	2,1	7,8	2,3	9,9
50	0,9	2,0	2,0	7,9	2,2	10,0
55	0,6	0,7	1,7	7,8	2,1	10,1

Таблиця 2.9.

Відносна похибка визначення кута нахилу ПС $\Delta\varphi$ по відношенню до вихідного алгоритму (без розпаралелювання поздовжніх і поперечних хвиль).

Кроки за часом	$\nu = 2$		$\nu = 10$		$\nu = 100$	
	$\Delta\varphi_0, \%$	$\Delta\varphi_L, \%$	$\Delta\varphi_0, \%$	$\Delta\varphi_L, \%$	$\Delta\varphi_0, \%$	$\Delta\varphi_L, \%$
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	0,0	0,4	2,0	2,3	2,1	3,6
10	0,0	2,0	4,0	5,6	4,2	7,5
15	0,3	3,2	7,2	7,0	7,8	13,1
20	2,4	8,9	10,8	15,2	12,9	19,8
25	4,2	11,0	12,1	18,0	15,2	23,2
30	4,2	9,2	12,0	19,4	16,4	24,8
35	3,8	7,4	11,5	20,1	17,3	25,8
40	2,9	6,5	10,5	20,3	17,7	26,4
45	2,4	6,0	9,5	20,2	17,9	27,0
50	2,0	5,7	8,6	19,9	18,0	27,3
55	1,8	5,5	7,8	18,8	18,0	27,5

В таблицях 2.8 і 2.9 індекс «L» відповідає корінній точці ПС, а індекс «0» – місцю кріплення ПБА, ν – частота, яка показує у скільки разів рідше розраховувалися параметри поперечних (конфігураційних) хвиль у порівнянні з розрахунком параметрів поздовжніх хвиль. Визначення відносної похибки осьового зусилля T й кута нахилу φ проводилося за формулами:

$$\Delta T = \left| \frac{T_f - T}{T} \right|; \Delta\varphi = \left| \frac{\varphi_f - \varphi}{\varphi} \right| \quad (2.47)$$

Тут T_f , φ_f – значення змінних, отримані по розпаралеленому алгоритму, T , φ – значення змінних, отримані за первісним алгоритмом (без розпаралелювання за хвилями та хвильовими швидкостями).

Як впливає з табл. 2.8, чим вище частота ν , тим пізніше досягається максимум ΔT . При $\nu = 100$ максимум ΔT досягається при 50–60 ітераціях за часом в даному прикладі, після чого відносна похибка визначення осьового зусилля плавно зменшується. Метод розпаралелювання за хвильовими швидкостями незначно

впливає на точність визначення параметрів поздовжніх хвиль (характерні величини T , u_t). Найбільша відносна похибка (до 10 %) спостерігається тільки при високій частоті розпаралелювання ($\nu \geq 100$).

При частоті розпаралелювання $\nu = 100$ на представленому діапазоні ітерацій за часом в табл. 2.9 максимум $\Delta\varphi$ не досягнуто. При визначенні геометричних характеристик ПС метод розпаралелювання за швидкостями хвиль призводить до двократного збільшення відносної похибки, що становить 20–25% при високій частоті розпаралелювання $\nu = 100$ і більше.

На основі аналізу табл. 2.8 і 2.9 можна зробити висновок про дієвість алгоритму розпаралелювання по хвильових швидкостях хвиль при частоті розпаралелювання $\nu \leq 100$ в розглянутому прикладі для визначення характеристик поздовжніх і поперечних хвиль. При цьому прийнятна частота розпаралелювання ν повинна бути визначена заздалегідь шляхом проведення тестових розрахунків для діапазону зміни ФМХ ПС і параметрів початково-крайових умов задачі.

Висновки по розділу 2.3.

1. Для чисельного рішення квазілінійних рівнянь у часткових похідних, що описують хвильові процеси в ПС, які знаходяться в полі розподілених масових і поверхневих сил, запропоновано подальший розвиток чисельного методу хвильової факторизації – алгоритм розпаралелювання за типами хвиль і хвильовими швидкостями.

2. Тестовий аналіз двохмодової задачі щодо прискорення ПС дозволив встановити діапазони застосовності алгоритму розпаралелювання за типами хвиль і хвильовими швидкостями. Показано, що при обчисленнях за рахунок різного ступеня розпаралелювання поздовжніх і поперечних хвиль можна домогтися подальшого збільшення швидкості обчислень більш ніж у 10 разів у порівнянні з алгоритмом хвильової факторизації та до 100~1000 разів – у

порівнянні з рішенням повної системи рівнянь (без розпаралелювання за хвилями та хвильовими швидкостями), не скорочуючи при цьому діапазон стійкого рахунку.

3. Ця модифікація методу хвильової факторизації актуальна при вирішенні завдань управління ПС, оперативного чисельного аналізу швидкоплинних процесів, як зміна режимів руху і т. ін., де швидкодія є критично необхідною [9, Додаток Б].

2.4. Монотонізація 3D-задач динаміки протяжних систем за допомогою розпаралелювання за типами хвиль та хвильовими швидкостями

Необхідно відзначити певні складнощі при чисельній реалізації повного алгоритму для вирішення просторових задач динаміки ПС (облік трьох хвиль двох типів). Однією з основних складностей є висока чутливість чисельного алгоритму до похибок в заданні початково-крайових умов. Зважаючи на це, недоцільно робити розрахунок просторової 3D-еволюції ПС при моделюванні режимів повороту або розвороту судна-буксирувальника, задаючи на вході в якості початкових даних геометричні та силові характеристики ПС за результатами чисельного вирішення 2D-задачі статички ПС при заданій швидкості буксирування. В цьому випадку при обчисленнях в чисельному алгоритмі поширюються ударні збурення [198]. Для уникнення розбавки чисельного алгоритму можна використовувати такі прийоми:

- Розрахунок режиму 3D-еволюції ПС за просторовими рівняннями математичної моделі, починаючи з мінімальної швидкості її руху, яка поступово збільшується до необхідної.
- Задання 2D початкових умов ПС при призначеній швидкості буксирування, але при цьому необхідно "включити" режим 3D-еволюції ПС не відразу, а через деякий час після встановлення, за який початкові ударні збурення за рахунок високочастотного фільтрування (осереднення) дисипують («зійдуть нанівець»).

• Монотонізація профілю чисельного рішення за допомогою алгоритму розпаралелювання за типами хвиль і хвильовим швидкостями.

Аналізуючи ці три прийоми, необхідно відзначити, що монотонізація профілю чисельного рішення за допомогою алгоритму розпаралелювання за типами хвиль і хвильовими швидкостями виглядає найбільш перспективною з огляду на більш високу швидкість і точність обчислень. Перевіримо це припущення математичним моделюванням конкретного прикладу 3D-динаміки ПС і порівняльним аналізом чисельних результатів.

Систему рівнянь, що описує нестационарну 3D-поведінку ПС у просторі, запишемо в матричному вигляді (2.20):

$$E \frac{\partial W^*}{\partial t} + B^* \frac{\partial W^*}{\partial S} = D^*. \quad (2.48)$$

де:

$$D^* = \begin{pmatrix} \frac{-\omega \sin \varphi}{m} \\ \frac{-\omega \cos \varphi}{m} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, \quad W^* = \begin{pmatrix} u_t \\ u_n \\ u_b \\ T \\ \varphi \\ \theta \end{pmatrix}$$

$$B^* = \begin{pmatrix} \frac{-u_t}{1+eT} & \frac{-u_n}{1+eT} & \frac{-u_b}{1+eT} & \frac{-1}{m} & 0 & 0 \\ \frac{-u_n}{1+eT} & \frac{u_t}{1+eT} & \frac{u_b \operatorname{tg} \varphi}{1+eT} & 0 & \frac{u_t^2 + u_n^2}{1+eT} - \frac{T}{m} & I_1 \\ \frac{-u_b}{1+eT} & 0 & \frac{u_t - u_n \operatorname{tg} \varphi}{1+eT} & 0 & \frac{u_n u_b}{1+eT} & I_2 \\ \frac{-1}{e} & 0 & 0 & 0 & \frac{u_n}{e} & \frac{-u_b \cos \varphi}{e} \\ 0 & \frac{-1}{1+eT} & 0 & 0 & \frac{-u_t}{1+eT} & \frac{u_b \sin \varphi}{1+eT} \\ 0 & 0 & \frac{1}{(1+eT) \cos \varphi} & 0 & 0 & \frac{u_n \operatorname{tg} \varphi - u_t}{1+eT} \end{pmatrix},$$

Тут:

$$\begin{aligned} I_1 &= \frac{u_b u_n}{1+eT} (\operatorname{tg} \varphi \sin \varphi - \cos \varphi) - \frac{2u_t u_b}{1+eT} \sin \varphi, \\ I_2 &= \frac{T}{m} \cos \varphi - \frac{u_b^2 \cos \varphi}{1+eT} + (u_t - u_n \operatorname{tg} \varphi)(u_n \sin \varphi - u_t \cos \varphi) \frac{1}{1+eT}, \end{aligned} \quad (2.49)$$

u_b – проекція відносної швидкості обтікання РС на бінормаль, θ – кут сферичної системи координат. Пояснення інших змінних в (2.48)–(2.49) описано вище в розділі 2.3. Крайові умови на верхньому кінці ПС (судновій лебідці) запишуться так:

$$\begin{aligned} u_t &= V_{0x} \cos \theta \cos \varphi - V_{0y} \sin \theta \cos \varphi - V_{0z} \sin \varphi, \\ u_n &= -V_{0x} \cos \theta \sin \varphi + V_{0y} \sin \theta \sin \varphi - V_{0z} \cos \varphi, \\ u_b &= V_{0x} \sin \theta + V_{0y} \cos \theta. \end{aligned} \quad (2.50)$$

де $\vec{V}_0 = V_{0x} \vec{i} + V_{0y} \vec{j} + V_{0z} \vec{k}$ — швидкість судна-буксирувальника. Крайові умови на підводному буксирувальному апараті подібні умовам (2.46), записаним для просторового 3D-випадку.

Чисельні дослідження були проведені для початкового етапу 3D-еволюції ПС при циркуляції судна-буксирувальника. Були розраховані наступні варіанти:

1. При чисельному вирішенні повної системи (2.48)–(2.49) МСР з використанням РС Кранка – Нікольсон. З проведеного чисельного дослідження можна встановити, що 50–100 кроків встановлення за часом є достатніми для повної дисипації початкового ударного збурення неузгодженості.

2. З застосуванням алгоритму розпаралелювання за типами хвиль і хвильовими швидкостями.

У таблиці № 2.10 показана еволюція осьового зусилля в корінній точці РС і точці кріплення ПБА. Як впливає з таблиці № 2.10, алгоритм розпаралелювання за типами хвиль і хвильовими швидкостями має хороші дисипативні властивості та не призводить до збільшення осьового зусилля на початковому етапі 3D-еволюції ПС. У той же час після закінчення маневру судна-буксирувальника з ПС алгоритм розпаралелювання за типами хвиль і

хвильовими швидкостями швидше призводить до повернення чисельних значень НДС ПС до початкових значень, що відповідають крайовим умовам до початку маневру.

Таблиця № 2.10.

Відносне відхилення сили натягу протягом маневру ПС

t(сек)	Вихідна програма		Факторизована програма	
	В корінній точці $\Delta T_k, \%$	В точці кріплення буксируваного тіла $\Delta T_0, \%$	В корінній точці $\Delta T_k, \%$	В точці кріплення буксируваного тіла $\Delta T_0, \%$
0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	8,5	4,8	1,4	0,4
5	14,3	6,4	1,6	0,4
8	20,0	5,6	1,4	12,0
10	20,0	4,0	1,3	8,0
25	1,8	2,0	0,4	7,2
50	1,5	2,0	0,0	6,0
75	1,3	2,0	0,0	6,0
100	1,1	1,6	0,0	5,6
140	40,0	320,0	5,4	40,0
175	28,0	240,0	3,6	30,0
500	6,0	0,0	0,0	0,0

У таблиці № 2.11 показана еволюція кута нахилу в корінній точці ПС і точці кріплення ПБА.

Таблиця № 2.11.

Відносне відхилення кута нахилу протягом маневру ПС

t(сек)	Вихідна програма		Факторизована програма	
	В корінній точці $\Delta \phi_k, \%$	В точці кріплення буксируваного тіла $\Delta \phi_0, \%$	В корінній точці $\Delta \phi_k, \%$	В точці кріплення буксируваного тіла $\Delta \phi_0, \%$
0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	5,0	0,0	1,3	0,0
5	6,3	0,0	1,8	0,0
8	6,3	0,0	2,5	0,0
10	5,0	0,0	2,5	0,0
25	2,5	0,0	2,5	0,0
50	2,5	0,0	2,5	0,0
75	2,5	0,0	2,5	0,2
100	2,5	0,0	2,5	0,2
140	50,0	2,0	75,0	3,0
175	44,0	5,0	81,0	7,0
500	1,5	0,0	0,0	0,0

Подібні результати спостерігаються і в таблиці 2.11. Якщо порівнювати результати, отримані за допомогою методу хвильової факторизації та алгоритму розпаралелювання за типами хвиль і хвильовими швидкостями, то в останньому випадку швидкість розрахунків додатково збільшилася не менше ніж у 10 разів, що не призвело до істотної зміни профілю чисельного рішення. Частота розпаралелювання поздовжніх і поперечних хвиль в розглянутому прикладі змінювалася в діапазоні [30–50], що також незначно позначилося на точності визначення характеристик НДС ПС в режимі 3D-еволюції.

Висновки за розділом 2.4.

1. Проведена порівняльна оцінка точності: (1) – методу хвильової факторизації, (2) – методу розпаралелювання за типами хвиль і хвильовими швидкостями і (3) – первісного алгоритму (без розпаралелювання за типами хвиль і хвильовими швидкостями) на прикладі чисельного розв’язання задачі про 3D-еволюцію ПС при русі судна-буксирувальника на циркуляції.

2. Порівняльний аналіз розрахункових даних продемонстрував кращу стійкість розпаралелюваних алгоритмів до похибок у заданні початково-крайових умов на відміну від первісного алгоритму (без розпаралелювання за типами хвиль і хвильовими швидкостями), який дає завищені результати за осьовим зусиллям ПС на початковому етапі 3D-еволюції. Подібні результати спостерігаються і при визначенні геометричних параметрів НДС ПС.

2.5. Трьоххвильова модель протяжних систем та її тестування

Трьоххвильова редукція моделі ПС в просторово-неоднорідному полі розподілених масових і поверхневих сил, що враховує крутильні, поздовжні та конфігураційні (дві) хвилі, може бути отримана на основі моделі (2.20) [15, Додаток Б]:

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial T}{\partial S} - m \frac{\partial u_t}{\partial t} + m u_n \frac{\partial \phi}{\partial t} - m u_b \cos \phi \frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{m u_t}{1 + \delta} \frac{1}{EF} \frac{\partial T}{\partial t} - \frac{m u_t}{1 + \delta} n \frac{\partial^2 \gamma}{\partial t \partial S} = \\
& = \omega \sin \phi + \frac{\pi k_f \rho d}{2} \sqrt{1 + \delta} |u_t| u_t; \\
& (T - M u_t^2) \frac{\partial \phi}{\partial S} - (m + M) \frac{\partial u_n}{\partial t} - u_t (m + M) \frac{\partial \phi}{\partial t} + u_b (m + M) \sin \phi \frac{\partial \theta}{\partial t} + \\
& + \frac{(m + M) u_n}{1 + \delta} \frac{1}{EF} \frac{\partial T}{\partial t} - \frac{(m + M) u_n}{1 + \delta} n \frac{\partial^2 \gamma}{\partial t \partial S} = \omega \cos \phi + \frac{k_n \rho d}{2} \sqrt{1 + \delta} \sqrt{u_n^2 + u_b^2} u_n; \\
& (T - M u_t^2) \cos \phi \frac{\partial \theta}{\partial S} + (m + M) \frac{\partial u_b}{\partial t} + (m + M) (u_n \sin \phi - u_t \cos \phi) \frac{\partial \theta}{\partial t} - \\
& - \frac{(m + M) u_b}{1 + \delta} \frac{1}{EF} \frac{\partial T}{\partial t} + \frac{(m + M) u_b}{1 + \delta} n \frac{\partial^2 \gamma}{\partial t \partial S} = \frac{k_n \rho d}{2} \sqrt{1 + \delta} \sqrt{u_n^2 + u_b^2} u_b; \\
& \frac{1}{EF} \frac{\partial T}{\partial t} - n \frac{\partial^2 \gamma}{\partial t \partial S} - \frac{\partial u_t}{\partial S} + u_n \frac{\partial \phi}{\partial S} - u_b \cos \phi \frac{\partial \theta}{\partial S} = 0; \\
& (1 + \delta) \frac{\partial \phi}{\partial t} - \frac{\partial u_n}{\partial S} - u_t \frac{\partial \phi}{\partial S} + u_b \sin \phi \frac{\partial \theta}{\partial S} = 0; \\
& (1 + \delta) \cos \phi \frac{\partial \theta}{\partial t} - \frac{\partial u_b}{\partial S} + (u_n \sin \phi - u_t \cos \phi) \frac{\partial \theta}{\partial S} = 0; \\
& r_0 m \frac{\partial^2 \gamma}{\partial t^2} - n \frac{\partial T}{\partial S} - B \frac{\partial^2 \gamma}{\partial S^2} = 0; \\
& \delta = \frac{\partial \varepsilon^*}{\partial S}; \quad \frac{\partial \varepsilon^*}{\partial S} = \frac{1}{EF} \frac{\partial T}{\partial S} - n \frac{\partial \gamma}{\partial S}.
\end{aligned} \tag{2.51}$$

Тут d – початковий діаметр каната до деформування, φ – кут нахилу каната до горизонталі, θ – кут відхилення каната від вертикальної площини, m, M, ω – маса, приєднана маса та плавучість одиниці довжини каната до деформування, k_f, k_n – гідродинамічні коефіцієнти опору тертя та форми каната, ρ – щільність середовища, B – крутильна жорсткість каната, r_0 – р радіус інерції маси поперечного перерізу каната до деформування, E – модуль Юнга матеріалу каната, F – площа його поперечного перерізу.

При виведенні (2.51) використана гіпотеза Савіна Г.Н. і Горошко О.А. [145] для опису поздовжніх деформацій каната:

$$\varepsilon^*(S, t) = \varepsilon(S, t) - n\gamma(S, t) \quad (2.52)$$

де $\varepsilon^*(S, t)$ – повне подовження каната, $\varepsilon(S, t)$ – пружне подовження каната, викликане поздовжнім натягом, $\gamma(S, t)$ – поворот довільного перетину каната, n – коефіцієнт розкрутки.

Таким чином, в тривимірній ПС (канаті) поширюються чотири хвилі трьох типів: поздовжні хвилі зі швидкістю $V_{1,2}$, конфігураційні (поперечні) хвилі в напрямку нормалі $\vec{n}$ і бінормалі $\vec{b}$ зі швидкістю $V_{3,4(5,6)}$ та крутильні хвилі зі швидкістю $V_{7,8}$. Для швидкості поширення крутильних хвиль $V_{7,8}$ маємо:

$$V_{7,8} = \pm \sqrt{\frac{B}{r_0^2 m}} \quad (2.53)$$

Одним з факторів, що порушують експлуатаційні умови використання ПС (канатів, кабелів і т.д.) в космічних зв'язках, підвісних канатних дорогах, при шахтному підйомі [199] тощо, є петлеутворення при їх роботі. У першому випадку петлі можуть утворюватися за рахунок несиметрії розподілу дотичних і нормальних напруг по діаметральному перерізу ПС. При цьому первісна структура поперечного перерізу ПС деформується (порушується) та окремі складові поперечного перерізу (дроти) можуть деформуватися, утворюючи складки, петлі та кілочки. Інший тип петлеутворення пов'язаний з можливістю утворення петлі без зміни диференціальних геометричних властивостей ПС як в цілому, так і в кожному поперечному перетині ПС окремо [200]. Механізмом утворення петлі в такому випадку є зменшення осьового зусилля в окремих перетинах каната та зміна знаку кута його закрутки γ , що характеризує якісну зміну в крутильних деформаціях ПС (каната) – перехід від його розкручування під дією осьової сили (ваги, буксируваних грузів та ін.) до його закручування та утворення петлі в момент послаблення цих первісних напруг або проходження збурень крутильних хвиль.

За допомогою моделі (2.51) ми можемо описати петлеутворення в різних механічних системах ПС (у космосі, в повітрі, рідині та ґрунті) за другим типом утворення петлі. Продемонструємо це чисельно на прикладі математичного моделювання руху ПС (буксирувального канату з підводним буксируваним тілом) на режимі еволюції судна-буксирувальника з одночасною його хитавицею під час качки на хвилях.

Граничними умовами на судні-буксирувальнику є нестационарний режим його руху V_x, V_y та кут закрутки ПС $\gamma^*(t)$ в точці дотику ПС до лебідки судна-буксирувальника $S = L$:

$$\begin{aligned} U_t(L, t) &= \cos\theta \cos\phi V_x - \sin\theta \cos\phi V_y; \\ U_n(L, t) &= -\cos\theta \sin\phi V_x + \sin\theta \sin\phi V_y; \\ U_\epsilon(L, t) &= \sin\theta V_x + \cos\theta V_y; \\ \gamma(L, t) &= \gamma^*(t). \end{aligned} \quad (2.54)$$

Крайовими умовами на іншому кінці $S = 0$ є умова динамічної рівноваги сил на підводному буксирувальному апараті:

$$\begin{aligned} T + P \sin\phi + M^* \left(\frac{\partial U_t}{\partial t} - U_n \frac{\partial \phi}{\partial t} + U_\epsilon \cos\phi \frac{\partial \theta}{\partial t} \right) + \frac{k_* S_* \rho}{2} |\bar{U}| U_t &= 0; \\ P \cos\phi + M^* \left(\frac{\partial U_n}{\partial t} + U_t \frac{\partial \phi}{\partial t} - U_\epsilon \sin\phi \frac{\partial \theta}{\partial t} \right) + \frac{k_* S_* \rho}{2} |\bar{U}| U_n &= 0; \\ M^* \left(\frac{\partial U_\epsilon}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial t} (U_n \sin\phi - U_t \cos\phi) \right) + \frac{k_* S_* \rho}{2} |\bar{U}| U_\epsilon &= 0; \quad \bar{U} = U_t \bar{t} + U_n \bar{n} + U_\epsilon \bar{e}, \end{aligned} \quad (2.55)$$

й умова, що накладається на крутильну ступінь свободи ПС:

$$\gamma(0, t) = 0, \quad M_k^* = kT(0, t). \quad (2.56)$$

Початкові умови для нашої крайової задачі визначаються в ході вирішення

задачі Коші для системи звичайних диференціальних рівнянь, які можна отримати з моделі (2.51), якщо в ній похідну за часом $\frac{\partial(\dots)}{\partial t}$ від змінних покласти рівною нулю [201].

Розглянемо виконання умови петлеутворення для наступних характеристик ПС до деформування: погонна маса ПС – 2.5 кг/м, приєднана маса – 1 кг/м, відповідно. Початковий діаметр ПС становив 0.02 м, гідродинамічні коефіцієнти опору форми та тертя складала 0.3 та 0.01. Крутильна жорсткість ПС – 1.0 Н•м², коефіцієнт розкрутки – 0.001, ефективна поздовжня жорсткість троса – 6.4•10⁻⁴ 1/Н, маса та приєднана маса підводного буксирувального апарату – 300 кг, площа його міделевого перерізу – 0.2 м², гідродинамічний коефіцієнт опору – 0.5 відповідно. Загальна довжина ПС становила 80 м. Крок за довжиною в процесі розрахунку вибирався з діапазону [0.1–10 м], за часом – з умов стійкості чисельного алгоритму (виконання критерію ФКЛ).

Для чисельного рішення крайової задачі використовуємо апробовану схему Кранка – Нікольсон [190, 191, 198]. Зважаючи на відсутність даних в літературі з розрахунку трьохмодової моделі (яка враховує поздовжні, конфігураційні (дві) та крутильну хвилі в ПС), перевірка чисельного алгоритму проводилася шляхом серії розрахунків на грубій і подрібненій сітках [191]. Крок за довжиною в процесі рахунку вибирався з діапазону [0.1–1] м, по часу – з умови стійкості чисельного алгоритму відповідно до критерію Фрідрікса – Куранта – Леві [191, 192].

Результати [15, Додаток Б]. Розрахунки проведені для швидкості буксирування 5 м/с і для двох радіусів розвороту судна-буксирувальника – $R = 50$ м і $R = 100$ м. Еволюція осьового зусилля T , а також кута γ і крутного моменту M_k при цьому зазнає незначних змін. Причиною цього є плавний характер зміни осьової напруги в корінній точці каната, що відносно слабо збурює крутильні хвилі в системі. Однак в середньому хвилювання в морі (океані) становить постійно 4–5 балів. Тому режими еволюції супроводжуються різними видами хитавиці (качки) судна-буксирувальника.

Було проведено чисельне моделювання режиму еволюції при поздовжній хитавиці судна-буксирувальника. Радіус розвороту становив 50 м при низькочастотних поздовжніх коливаннях корінного кінця канату ($S = L$) з періодами 20 і 10 секунд. Для цього на швидкість в цій точці $S = L$ була накладена така умова:

$$u_t = V_x \cos \phi \cos \theta - V_y \cos \phi \sin \theta + A \sin \nu t, \quad (2.57)$$

де A – амплітуда вимушених коливань, ν – частота вимушених коливань.

Еволюція кута γ і моменту M_k в точці кріплення на буксирі апарату ($S = 0$) для амплітуди $A = 1$ м/с і періоду $\tau = 20$ с показані в табл. № 2.12 для заданого режиму качки (2.57) (функція $u_t(L, t)$).

Таблиця. № 2.12

Еволюція кута γ і моменту M_k в точці кріплення на буксирі апарату

t(сек)	$\Delta \gamma, \%$	$\Delta M_k, \%$
0	0	0
5	71.1	29.0
10	71.0	32.0
15	7.1	13.0
20	25.0	16.0
25	78.0	48.0
30	71.0	48.0
35	0.0	0.0
40	0.0	0.0
45	89.0	34.0
50	43.0	32.0
55	18.0	16.0

З табл. № 2.12 випливає, що хитавиця судна-буксирувальника може призвести до ініціювання крутильних хвиль в ПС і в окремих випадках – зі збільшенням їхньої амплітуди. Така ситуація може бути одним з варіантів якісного переходу в окремих перетинах ПС (в даному випадку –

буксирувального каната) від його розкрутки під дією гравітаційних сил і ваги ПБА до закрутки при проходженні крутильних хвиль великої амплітуди. Хитами судна-буксирувальника на хвилях в сукупності з нестационарним характером коливального процесу в ПС, а також відносно незначне демпфування крутильних збурень можуть призвести до петлеутворення в ПС.

2.6. Висновки за розділом 2

1. Отримано узагальнену модель, що описує нелінійну динаміку ПС у просторово-неоднорідному полі масових та поверхневих сил. Модель описується нелінійною системою рівнянь у часткових похідних типу (2.20). В окремих випадках для неї виконуються принципи граничності та гіперболічності, сформульовані в роботах Калюха Ю.І. та Селезова І.Т. [135, 137]. У сукупності з певними крайовими та початковими умовами модель може застосовуватися для технічної діагностики бурин'єкційних та інших типів ЗП, оцінки їхньої цілісності та уточнення несучої здатності, розрахунку їхнього напружено-деформованого стану тощо.

2. Для моделі (2.20) розглянуто доказ теореми про коректність задачі Коші, що підтверджує її гіперболічний тип і дозволяє застосувати апарат МСР.

3. Модель (2.20) дозволяє отримувати більш правдоподібні теоретичні сигналограми хвильових процесів у ЗП у ґрунті порівняно з існуючими моделями неруйнівного контролю, які не дозволяють діагностувати палі з достатньою точністю [107–127]. Таким чином, зареєстрований хвильовий процес в обстежуваних ПЗС може коректніше порівнюватися з відповідною моделлю. Виконано вимоги до моделі, які полягають у наступному:

- модель моделює реальну форму зондуєчого імпульсу;
- легка в переналаштуванні для конструкцій різної довжини та під різні ґрунтові умови;
- може моделювати відлуння від дефектів заданого перетину та на заданій глибині ЗП;

- може моделювати хвильові процеси у вигляді сигналів на виході датчика швидкості коливального руху (сейсмодатчика) та прискорення (акселерометра);
- може моделювати інформацію з датчиків, встановлених на будь-якій глибині.

4. Розглянуто особливості застосування МСР для обчислення нелінійних динамічних задач ПС. Основними обмеженнями для застосування МСР, використовуваного для чисельного моделювання поширення та відбиття хвиль у ПС, є особливість визначальних рівнянь. Вона пов'язана з необхідністю врахування в одній системі рівнянь змінних, відповідальних за швидкоплинні та повільні процеси. У закордонній літературі для таких систем рівнянь використовується термін «сингулярно збурена система рівнянь», що відображає значну різницю у швидкостях поширення поздовжніх, конфігураційних, згинальних і крутильних хвиль у ПС на фізичному рівні. У зв'язку цим необхідно застосовувати спеціальні покрокові за часом методи регуляризації та фільтрації чисельних результатів. Це накладає певні обмеження на можливість моделювання реальних процесів та на точність отриманих результатів, викликає необхідність застосування неявних РС та високочастотного фільтрування.

5. Для чисельного рішення квазілінійних рівнянь у часткових похідних, що описують хвильові процеси в ПС, які знаходяться в полі масових і поверхневих сил, запропоновано подальший розвиток чисельного методу хвильової факторизації – алгоритм розпаралелювання за типами хвиль і хвильовими швидкостями.

6. Тестовий аналіз двохмодової задачі щодо прискорення ПС дозволив встановити діапазони застосовності алгоритму розпаралелювання за типами хвиль і хвильовими швидкостями. Показано, що при обчисленнях за рахунок різного ступеня розпаралелювання поздовжніх і поперечних хвиль можна домогтися подальшого збільшення швидкості обчислень більш ніж у 10 разів у порівнянні з алгоритмом хвильової факторизації та до 100~1000 разів – у порівнянні з рішенням повної системи рівнянь, не скорочуючи при цьому

діапазон стійкого рахунку. Ця модифікація методу хвильової факторизації актуальна при вирішенні завдань управління ПС, оперативного чисельного аналізу перехідних режимів руху і т. ін., де швидкодія є критично необхідною.

7. Апробація чотирьоххвильової моделі проведена на основі чисельного аналізу її редукції – трьоххвильової моделі, яка описує 3D-поширення чотирьох хвиль трьох типів: поздовжніх, конфігураційних (поперечних) у напрямку нормалі $\vec{n}$ і бінормалі $\vec{b}$, а також крутильних. За допомогою трьоххвильової моделі, чисельного алгоритму та обчислювальної програми були визначені необхідні кількісні оцінки кута закрутки ПС γ і крутильного моменту M_k .

8. Розрахунки показали, що для швидкості судна-буксирувальника у 5 м/с для двох радіусів розвороту судна – $R=50$ м і $R=100$ м – еволюція крутного моменту M_k , осьового зусилля та кута γ не зазнають значних змін, які можуть призвести до петлеутворення.

9. Чисельне моделювання режиму поздовжньої хитавиці під час еволюції для двох радіусів розвороту судна-буксирувальника – $R=50$ м і $R=100$ м – підтвердило можливість ініціювання в ПС крутильних хвиль великої амплітуди. Це в окремих випадках може призвести до якісного переходу в ПС (буксирувальному канаті) від його розкрутки до закрутки та як наслідок – до петлеутворення в окремих перетинах канату.

РОЗДІЛ 3. ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПРОТЯЖНИХ СИСТЕМ

У третьому розділі розроблені та проаналізовані методи чисельного моделювання нелінійних крайових задач статички та динаміки протяжних ПЗС. Застосування МСР для моделювання хвильових процесів в ЗП, пов'язаних з діагностикою їхнього ТС (цілісності стовбура палі, що безпосередно впливає на її несучу здатність і т. ін.), розглянуте у розділі 3.1. Чисельне моделювання згинальних та зсувних хвиль в ЗП при поперечному ударі по її торцю дало позитивні результати стосовно можливості прогнозування місцезнаходження таких дефектів як порожнечі, тріщини, шийки тощо шляхом чисельного моделювання та ідентифікації розповсюдження та відображення хвиль різного типу в ЗП.

У розділі 3.2 проаналізовані можливості застосування МСЕ, що реалізовані в програмному комплексі LIRA, для чисельного моделювання динамічного впливу на НДС ПЗС. Такий динамічний вплив відображає реальні умови роботи пальових ПЗС в сейсмоактивних регіонах України, а також при їх розташуванні біля джерел додаткових техногенних впливів (залізничні та автомобільні магістралі, кар'єри корисних копалин, де проводяться регулярні промислові вибухи тощо).

Для коректного науково-технічного супроводу залізничних ПЗС важливо виявити деформації цих споруд на ранній стадії, щоб уникнути зупинки руху залізничного транспорту та можливих економічних збитків внаслідок цього. Вирішенню подібних питань і присвячено розділ 3.3, де проведено математичне моделювання НДС залізничної ПЗС за допомогою МСЕ: побудована кінцево-елементна графічна модель залізничної ПЗС на перегоні Завалля-Неполоківці Чернівецької дистанції колії Львівської залізниці та проведено чисельне моделювання її НДС для нестационарних крайових умов. Крайові умови одночасно моделюють динамічний вплив від руху потягів та підвищену сейсмічну активність регіону (згідно з картою сейсмічного районування

території України частина Чернівецької обл. належить до регіонів з підвищеним рівнем сейсмічної активності).

3.1. Чисельне моделювання згинальних та зсувних хвиль у палях при поперечному ударі по торцю

Двоххвильову модель ЗП, що враховує згинальні та зсувні хвилі, можемо записати у вигляді канонічного матричного рівняння типу переносу зі змінними швидкістю зсувних коливань u_y , швидкістю згинальних коливань u_φ , поперечним зусиллям V^* та згинальним моментом M [9, додаток Б]:

$$E \frac{\partial W^*}{\partial t} + B^* \frac{\partial W^*}{\partial S} = D^*. \quad (3.1)$$

де

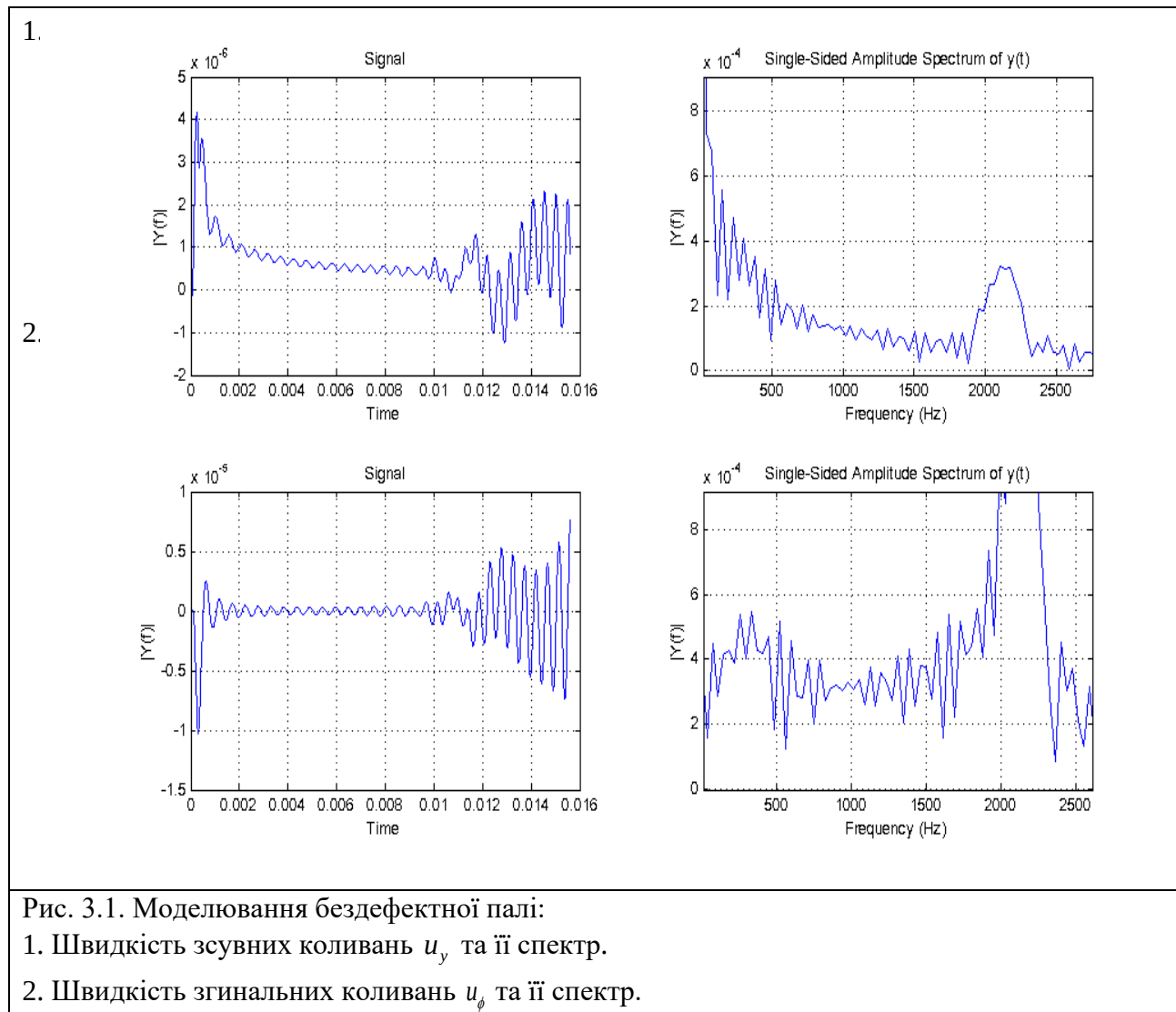
$$B^* = \begin{pmatrix} 0 & 0 & \frac{1}{\rho F^*} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{-1}{\rho I^*} \\ k^* F^* G^* & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -E^* I^* & 0 & 0 \end{pmatrix}, D^* = \begin{pmatrix} -g \\ \frac{-V^*}{\rho I^*} \\ k^* F^* G^* u_\varphi \\ 0 \end{pmatrix}, W^* = \begin{pmatrix} u_y \\ u_\varphi \\ V^* \\ T \end{pmatrix}. \quad (3.2)$$

Тут: F^* — площа перерізу балки; g — прискорення вільного падіння; ρ — щільність матеріалу балки; E^* , G^* — модулі пружності та зсуву матеріалу балки; I^* — момент інерції поперечного перерізу відносно нейтральної осі; k^* — коефіцієнт нерівномірності розподілу дотичних напружень по перерізу стрижня. Коефіцієнт k^* залежить від форми перерізу стрижня.

Відповідність моделі (3.1) реальним процесам продемонстрована видатним українсько-американським ученим С.П. Тимошенком при уточнених розрахунках балок, мостів та хмарочосів у США [134], але для діагностики дефектів у палях

вона раніше широко не застосовувалася. Для її чисельного розв'язання використовуємо МКР у сукупності з РС Кранка – Нікольсон на базі 2 розділу дисертації. Крок за часом обираємо за умови виконання критерію ФКЛ при заданому наперед кроці за довжиною ЗП S .

На рис. 3.1 наведені результати математичного моделювання бездефектної палі.



На рис. 3.2 наведені результати математичного моделювання палі з шийкою розміром 50% на глибині 7 м. В результаті порівняльного аналізу відповідних зображень рис. 3.1 та 3.2 можна виявити багато відмінностей (не тільки за масштабом, а й за формою). Це слугує запорукою коректної ідентифікації дефектів різного типу у палях у найближчому майбутньому при наявності відповідної бази математичних розрахунків та експериментальних даних.

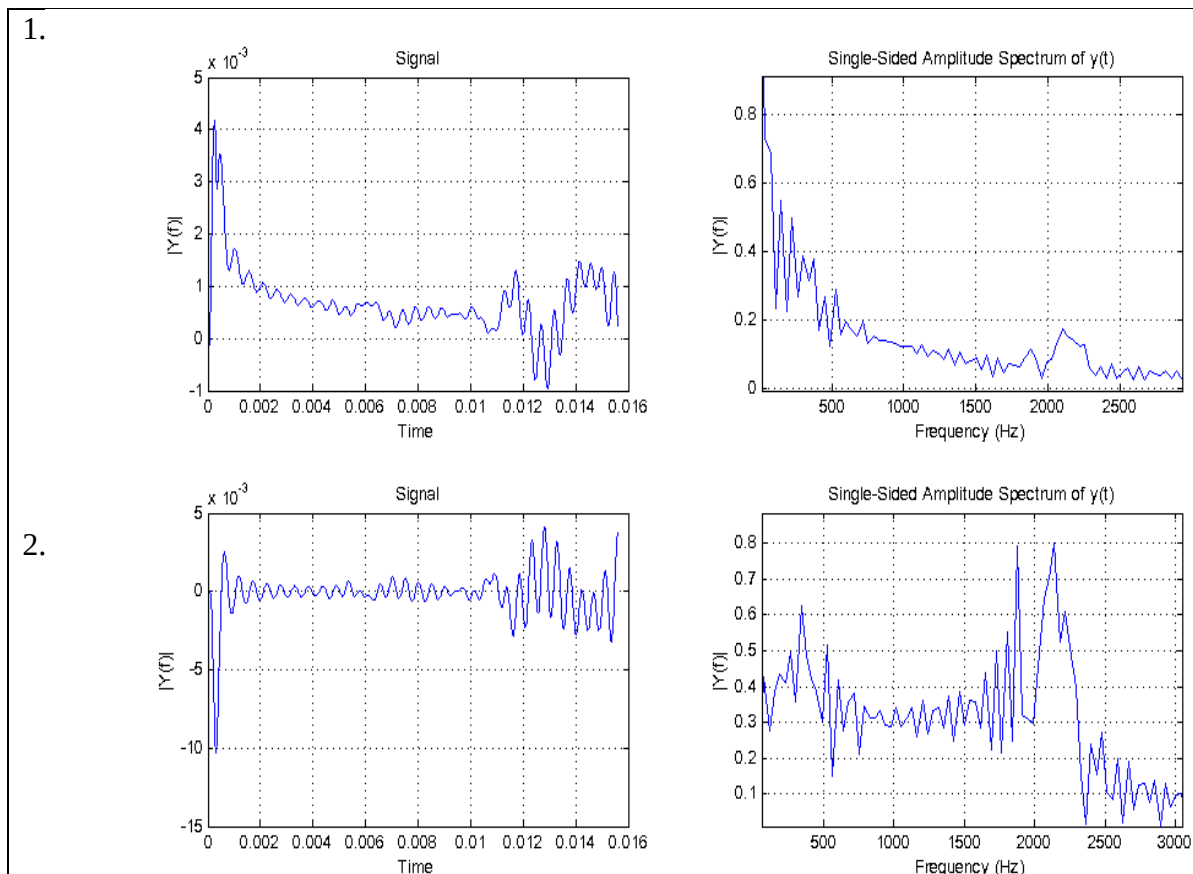


Рис. 3.2. Моделювання палі з шийкою розміром 50% на глибині 7 м:

1. Швидкість зсувних коливань u_y та її спектр.
2. Швидкість згинальних коливань u_ϕ та її спектр.

Спектри, отримані за допомогою попередніх моделей [107–127], були майже ідентичними. Це підтверджує доцільність уточненої моделі, що враховує згинально-зсувні моди. Таким чином, отримана модель надає додаткові критерії, за якими можливо проводити ідентифікацію дефектів у ЗП у ґрунті.

Висновки за розділом 3.1.

1. Розроблено чисельний алгоритм та програму. За допомогою програми можна імітувати на сигналаграмах відлуння дефектів різного типу. Причому як із заданим кроком за часом, так і за довжиною ЗП. Відповідність отриманих чисельних результатів реальним хвильовим процесам, що розповсюджуються в ЗП у результаті ударного збудження, підтверджена порівнянням з окремими

даними експериментів у роботі [202].

2. Чисельне моделювання (3.1) залежить насамперед від способу збудження низькочастотної хвилі імпульсу в ЗП шляхом задання відповідних початково-крайових умов та дозволяє отримати більш повну інформацію про цілісність палі в порівнянні з існуючими моделями. За цифровою інформацією можна не лише визначити довжину ЗП, місцезнаходження дефектів, але й більш точно ідентифікувати дефекти малих розмірів (менше 30–25% від площі поперечного перерізу ЗП). Також є можливість визначати тип дефектів ЗП та їхню геометричну форму. Це стало можливим завдяки тому, що зміна поперечного перерізу ЗП теоретично може бути визначена за зсувними (згинальними) коливаннями в ЗП, що враховані моделлю (3.1).

3. Дисертаційні дослідження зсувно-згинальних коливань слугують теоретичним підґрунтям можливості створення в майбутньому мобільного комплексу на базі планшету чи ноутбуку для коректної ідентифікації дефектів різного типу в ЗП безпосередньо в польових умовах будівельного майданчика.

3.2. Розрахунки напружено-деформованого стану протяжних систем у програмному комплексі LIRA

МСЕ широко використовується для чисельного моделювання задач динаміки стрижневих конструкцій загалом та ЗП зокрема [202, 203]. Для математичного моделювання динаміки ЗП була використана версія 9.6. програмного комплексу «Ліра» [203]. Реалізований варіант МСЕ використовує принцип можливих переміщень. Наближене рішення задовольняє кінематичним умовам і шукається у вигляді лінійної комбінації базисних функцій [203]:

$$U_h = \sum_{i=1}^N r_i \mu_i \quad (3.3)$$

де: r_i – числа; μ_i – базисні функції, N – кількість ступенів свободи.

Нехай K – матриця жорсткості з елементами $k_{i,j} = a(\mu_i, \mu_j)$, P – вектор навантажень з елементами $P_i = (f, \mu_i)$, X – вектор-стовпець невідомих з елементами u_i . Тоді (1) з урахуванням (2) можна перетворити до матричної форми запису [203]:

$$KX = P \quad (3.4)$$

Таким чином, з використанням МСЕ вихідна задача звелася до системи лінійних алгебраїчних рівнянь (3.4).

У загальному випадку передбачається задання чотирьох типів навантажень: статичні навантаження; навантаження, що характеризують інерційні властивості; динамічні навантаження та демпфуючі характеристики конструкції.

Граничні умови можуть бути змодельовані за допомогою зв'язків скінченної жорсткості, а також задані безпосередньо на розрахунковий вузол. Останнє особливо ефективно, якщо у зв'язках, що накладаються, необхідно визначити реакції.

У нашому випадку навантаження та впливи задавалися відповідно до ДБН [204], облік сейсмічних впливів виконувався на основі ДБН [205]. Граничні умови в розрахунковій схемі були задані безпосередньо на вузли МСЕ, а також змодельовані за допомогою зв'язків кінцевої жорсткості. Після задання двох-чотирьох навантажень у послідовності, яка була вказана вище, задавалися параметри інтегрування рівнянь руху. В результаті були отримані значення переміщень, зусиль і розрахункові сполучення зусиль в кожному кінцевому елементі. Розрахунки виконувалися в нелінійній постановці. При проведенні динамічних розрахунків задають число форм коливань. Зазвичай роглядають не більше 10 форм коливань.

Для вирішення фізично нелінійних задач в складі ПК ЛПРА [203] є також кроковий процесор "ЛПР-СТЕП", який організовує процес покрокового навантаження будівельної конструкції та забезпечує вирішення лінеаризованої

системи рівнянь на кожному кроці розрахунку для поточного приросту вектора вузлових навантажень, сформованого для конкретного навантаження (рис. 3.3).

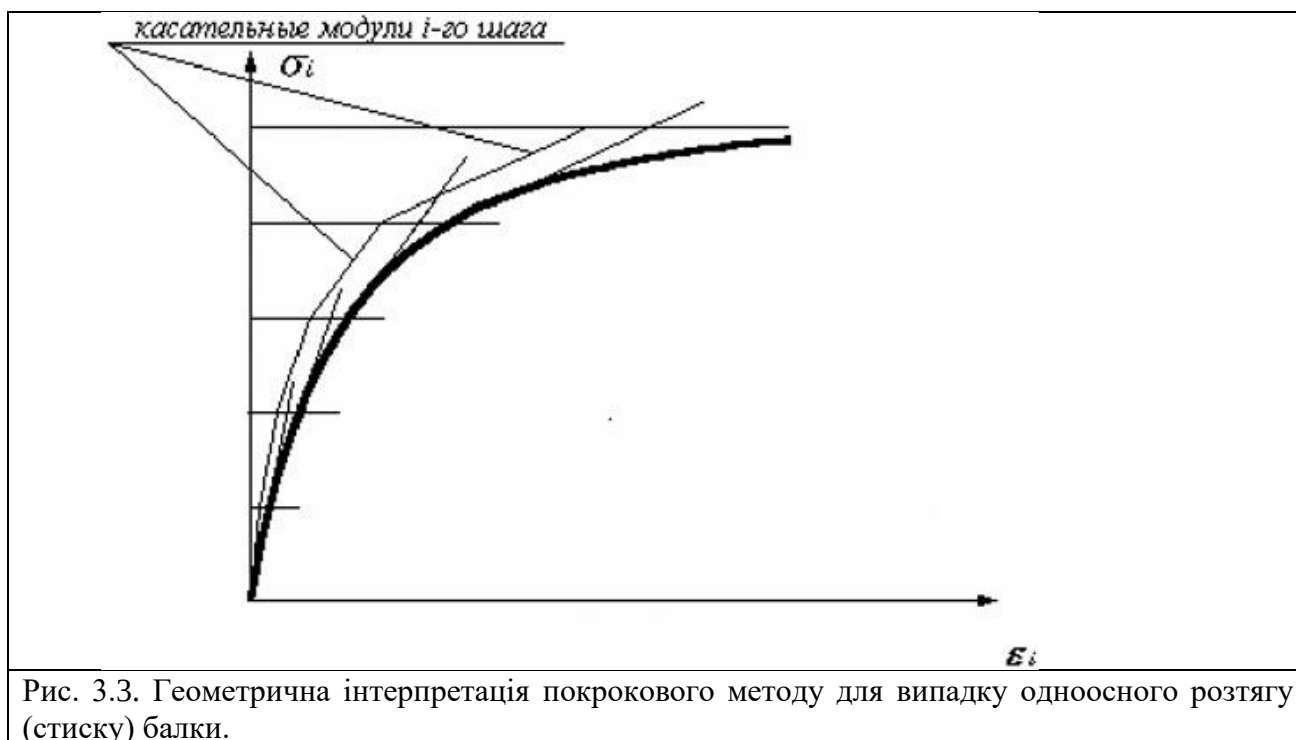


Рис. 3.3. Геометрична інтерпретація покрокового методу для випадку одноосного розтягу (стиску) балки.

Результатом роботи покрокового процесора є компоненти НДС, що отримані з урахуванням нелінійних ефектів. Результати розрахунків представляються у вигляді [203]:

- таблиць, що містять значення зусиль в елементах і переміщень вузлів досліджуваної будівельної конструкції на кожному кроці навантаження;
- таблиць, що містять відомості про стан матеріалів, розвиток або досягнення граничних станів, появу пластичних шарнірів або станів руйнування конструкції;
- схеми розвитку тріщин на тлі ізополей напруг для континуальних елементів в режимі візуалізації результатів розрахунку.

Нелінійний процесор дозволяє отримати НДС як для мономатеріальних, так і для біматеріальних, зокрема залізобетонних, конструкцій.

Покроковий процесор дозволяє комбінувати лінійні та нелінійні кінцеві елементи. Допускається розрахунок за суперелементною схемою, якщо нелінійні елементи присутні тільки в основній схемі.

Бібліотека фізично нелінійних кінцевих елементів містить такі елементи, які дозволяють проводити статичний і динамічний аналіз конструкцій, що складаються з різнорідних кінцевих елементів (стрижневих, тонких пластин, пологих оболонок, плоских деформацій ґрунтів і т. ін.) [203].

Моделювання фізичної нелінійності матеріалів, з яких виконані конструкції, проводиться за допомогою розвиненої бібліотеки законів деформування (залежностей $\sigma - \varepsilon$ (напруження – деформація)) основного й армуючого матеріалів. Бібліотека законів деформування дозволяє враховувати практично будь-які фізично нелінійні властивості матеріалу і, будучи бібліотекою відкритого типу, весь час поповнюється новими законами деформування. У стандартному вигляді бібліотека містить [203]:

- 9 законів деформування основного матеріалу, що дозволяють моделювати стан матеріалу за простою експоненційною залежністю, кусково-лінійною залежністю $\sigma - \varepsilon$, експоненційною залежністю для залізобетону з розрахунковою та / або проектною міцністю;

- 3 закони деформування армуючого матеріалу, що дозволяють моделювати стан матеріалу згідно з простою експоненційною залежністю, кусково-лінійною залежністю $\sigma - \varepsilon$, експоненційною залежністю для залізобетону.

Розрахунок на сейсмічну дію в ПК ЛІРА

ПК ЛІРА містить більше десяти модулів розрахунків на сейсмічну дію, що реалізують положення нормативних розрахункових методик України, країн СНД, Франції та США.

На рис. 3.4 наведений вид діалогового вікна «Параметри розрахунку на сейсмічні впливи» [203]. 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 9 балів. З цією ж метою при формуванні параметрів розрахунку на сейсмічну дію коефіцієнт, що враховує розвиток непружних деформацій, слід брати рівним 1.

Параметры расчета на сейсмические воздействия (ДБН, Украина)

Поправочный коэф. для сейсмических сил: 1

Признак ориентации высоты сооружения: ☐ вдоль X ☐ вдоль Y ☒ вдоль Z

Расстояние между поверхностью земли и минимальной аппликацией расчетной схемы: 0, м

Тип сооружения: 1 - жилые, общественные и производственные

Категория грунта (в соотв. со СНиП II-7-81): G = 1

Сейсмичность площадки в баллах: S = 9

Отношение максимального вертикального ускорения грунта к горизонтальному: 0.70

Расчетные коэффициенты (из таблиц ДБН)

Коэффициент неупругой деформации K1 (табл. 2.3): 1

Коэффициент ответственности сооружения K2 (табл. 2.4): 0.50

Коэффициент нелинейного деформирования грунта Kgr (табл. 2.6): 0.70

Направляющие косинусы равнодействующей сейсм. воздейств. в ОСК

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

Подтвердить Отменить Справка

Рис. 3.4. – Задання параметрів сейсмічного впливу відповідно до розрахункового модулю 36 [10]

Направляючі косинуси задаються таким чином, щоб сейсмічну дію було докладено в напрямку головних осей будівлі і / або конструкції. Якщо сейсмічне навантаження прикладається в декількох напрямках, створюється кілька завантажень, що відповідають обраному напрямку сейсмічного впливу.

Аналіз результатів лінійного динамічного розрахунку

При розрахунку на сейсмічні впливи визначаються власні частоти коливання будівельної конструкції. Обчислюються також періоди її власних

коливань, форми коливань, інерційні сили та відповідні їм переміщення та зусилля. При цьому кожна форма породжує єдину складову інерційних сил.

Перегляд результатів розрахунку здійснюється в режимі візуалізації результатів розрахунку у вигляді стандартних та інтерактивних таблиць. Використання останніх видається більш зручним для подальшого опрацювання результатів розрахунку.

В інтерактивних таблицях містяться наступні параметри, необхідні для подальшого аналізу [203]:

1. В таблиці «Частоти власних коливань» – значення частот (Гц) і періодів (с) і-тої форми коливання, коефіцієнт розподілу (вкладу) і-тої форми, модальна маса (%), що відповідає і-тій формі, та сума модальних мас (%).
2. В таблиці «Інерційні навантаження» – значення інерційних сейсмічних навантажень (кН, тс), прикладених в кожному вузлі конструкції.
3. В таблиці «Ваги мас» («Динамічні характеристики») – ваги мас (кН, тс), зосереджених в кожному вузлі конструкції.
4. В таблиці «Таблиця вузлів. Переміщення» – значення переміщень, що викликаються додатком інерційних сейсмічних навантажень у відповідному напрямку по і-тій формі коливань.

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

Висновки по розділу 3.2.

1. Розглянуто можливість використання сучасних програмних комплексів (зокрема розроблених НДІАСБ (м. Київ) [216, 223]) для розрахунку просторових і плоских моделей будівель запропонованим методом).
2. Показано, що ПК ЛПА може використовуватися для розрахунку на еквівалентні сейсмічні впливи та динамічного аналізу одномасової системи-аналога на вплив акселерограм.
3. Будучи сертифікованим програмним продуктом, ПК ЛПА забезпечує

точність розрахунку та адекватність отриманих результатів на кожному етапі аналізу. Реалізація сучасних швидкодіючих алгоритмів розв'язання великорозмірних систем рівнянь, інтеграція ПК з іншими засобами САПР (AutoCAD, ArchiCAD, ПК Мономах і т. ін.) і засобами Microsoft Office (Word, Excel), наявність тривимірної візуалізації результатів розрахунку роблять ПК ЛПРА зручним засобом аналізу нелінійної сейсмічної (динамічної) реакції паль і протизсувних споруд.

3.3 Чисельне моделювання напружено-деформованого стану протизсувних споруд на базі методу скінченних елементів

За останні 20–30 років швидкість руху на залізницях в світі збільшилася до 500–600 км/год. [206]. Тому надійність всього ряду «локомотив – вагони – залізничні колії – огорожувальні залізобетонні будівельні конструкції (зокрема підпірні стіни)» є безальтернативною. ПЗС знаходяться під безперервним динамічним впливом техногенних (автомобільний і залізничний транспорт) і природних факторів (сейсмічні навантаження). Для правильного супроводу залізничних ПЗС важливо виявити деформації цих споруд на ранній стадії, щоб уникнути зупинки руху та вірогідних економічних збитків. У зв'язку з цими факторами у світі широко активізувалися роботи з будівництва залізничних ПЗС для захисту залізничних полотен від зсувів, що теж значно почастишали під зростаючими динамічними впливами від швидкого руху потягів (рис. 3.5).

При наявності деформації ПЗС важливими є безперервні спостереження на моніторинговій основі для визначення швидкості деформацій і оптимального планування робіт з ремонту та відновлення працездатності ПЗС, їх реконструкції або повної заміни через вичерпання життєвого ресурсу [207].

У 2013 р. на конференції з механіки ґрунтів у Парижі у виступі Nakajima S., Shinoda V., Abe K. «Інспекція технічного стану існуючих залізничних підпірних стін» [208] були розглянуті методи їх технічного діагностування, що включають ударні та вібраційні тести для визначення власних частот ПЗС.

a)



б)



Рис. 3.5. Сучасне будівництво залізничної ПЗС (а,б).

Авторами було підкреслено, що до недавнього часу в Японії проводилися тільки візуальні обстеження залізничних ЗПС, зважаючи на відсутність методів і обладнання для їх діагностики неруйнівними методами [208].

На жаль, візуальні обстеження дають тільки якісну картину порушень. Тут все залежить від кваліфікації експертів. Тому вдосконалення прикладних неруйнівних методик дослідження ЗПС, що не залежать від суб'єктивних факторів та експертів, дозволяє на більш високому рівні проводити аналіз технічного стану ЗПС. Це є не тільки актуальним, але й необхідним з огляду на велику кількість ЗПС в Україні, наявність технічних засобів неруйнівного контролю й діагностики ТС ЗПС та відповідних фахівців [184, 187, 188].

Згідно з [208] деформації ЗПС можуть бути розділені на такі дві основні групи (рис. 3.6):

- деформації дестабілізації геометрії стіни;
- деформації старіння та руйнування.

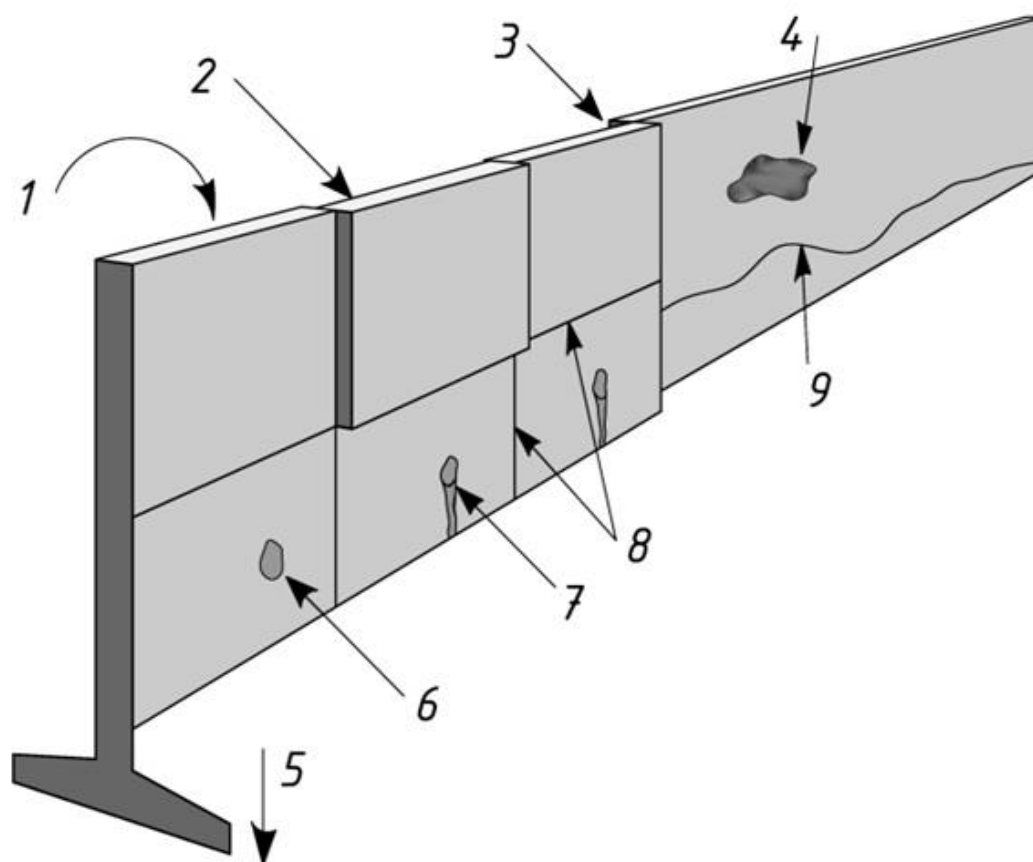


Рис. 3.6 [208]. — Характерні деформації ЗПС: 1 — кутові деформації; 2 — роз'єднання в місці стику однієї частини ЗПС з іншою; 3 — переміщення в місці стику однієї частини ЗПС з іншою; 4 — відшарування бетону; 5 — деформації осідання; 6 — засмічення дренажних труб; 7 — дренажні труби; 8 — будівельні стики різних частин ЗПС; 9 — тріщиноутворення [208]

До першої групи належать кутові деформації та осідання ЗПС, роз'єднання та переміщення в місці стиків внаслідок зовнішніх поштовхів і бічного тиску, випинання елементів ЗПС [208]. Все це може бути класифіковано як деформації дестабілізації геометрії ЗПС [208]. Відшарування бетону та засмічення дренажних труб можна класифікувати як деформації старіння та руйнування та віднести до другої групи [208].

Циклічні навантаження в результаті проходження потягів, підвищення статичного бічного тиску ґрунту в результаті будівництва ґрунтового насипу, динамічний тиск у ґрунті внаслідок регулярних вібраційних впливів при проходженні поїздів і регулярні сейсмічні впливи, а також тиск води через підвищення рівня ґрунтових вод у насипі – всі ці чинники є джерелом зовнішніх навантажень і впливів, які в підсумку призводять до деформацій і дестабілізації геометрії стіни (першої групи., див. рис. 3.6).

Водночас деформації при старінні та руйнуванні ЗПС обумовлені насамперед регулярними циклічними змінами теплового та холодного періодів року при тривалій експлуатації ЗПС. У вигляді вторинних факторів при деформаціях ґрунтового насипу і зниженні його несучої здатності також можуть проявлятися деформації дестабілізації її геометрії [208]. Тому визначення деформацій ЗПС як першого, так і другого типу, проведення ремонтно-відновлювальних робіт на ранній стадії цих деформацій дуже важливі.

Як вітчизняні, так і зарубіжні, зокрема японські, інженери-будівельники відзначають [208], що до сьогодні відсутні прикладні математичні моделі ЗПС, що дозволяють оперативно оцінити їх напружено-деформований стан і в сукупності з експериментальними даними запропонувати краще інженерні рішення для продовження експлуатації ЗПС або проведення ремонтно-відновлювальних робіт.

Було проведено експериментальне дослідження вібродинамічних і міцнісних властивостей підпірної стіни протизсувної споруди (рис. 3.7) Львівської залізниці, що призначена для утримання ґрунту насипу основи залізничного полотна. Підпирна стінка, що утримує ґрунтовий насип з довжиною

верхньої основи 4,5 м, нижньої – 1,5 м і висотою 5 м (рис. 3.7), близька за формою перетину до прямокутної трапеції. На насипному ґрунті розміщено основу для одноколіїної залізниці (рис. 3.8).

Конструктивно залізнична ПЗС зібрана з окремих однотипних елементів «стіна в ґрунті» шириною 1,30 м., встановлених на пальовий фундамент з ростверком (див рис. 3.8).

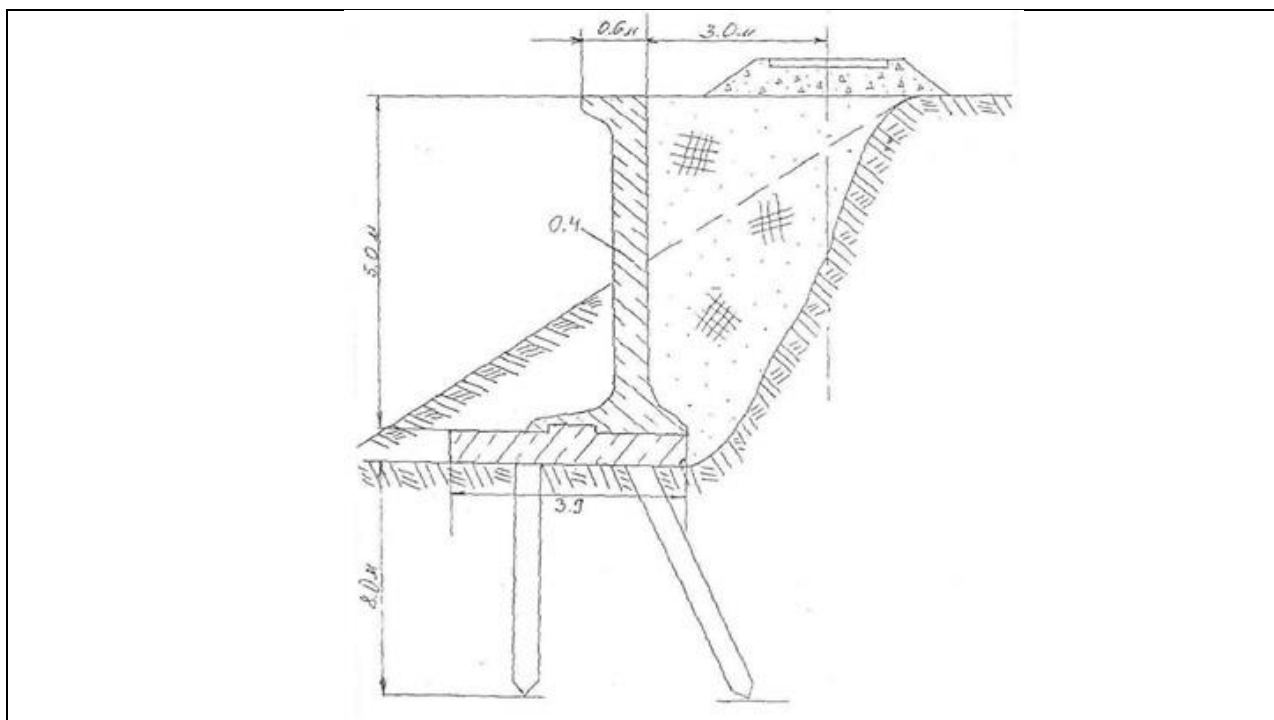


Рис. 3.7. Схема залізничної підпірної стінки на залізничному перегоні Завалля – Неполоківці.

У верхній частині залізнична підпірна стінка має монолітний залізобетонний пояс площею перетину 600х600 мм. Стінка має пошкодження у вигляді виколів і тріщин (див рис. 3.9).

Порівнюючи стан поверхні елементів на дефектних ділянках залізничної ПЗС з непошкодженими ділянками, можна зробити висновок про те, що частина елементів ПЗС встановлювалася після попереднього використання, а не одразу після заводського виготовлення. За час попередньої експлуатації залізобетонний пояс ПЗС отримав незначні пошкодження. При візуальному огляді основи залізничного полотна в ньому не було виявлено значних нерівномірних осадів. Дренаж з основи залізничного шляху організовано з обох боків від полотна. Територія поблизу протизсувної споруди знаходиться в належному стані.



Рис. 3.8. Загальний вигляд залізничної підпірної стіни одноколіїної залізниці.



Рис. 3.9. Ушкодження у вигляді виколів і тріщин залізничної підпірної стінки.

Для ЗПС був розроблений набір графічних моделей реальної ЗПС в програмно-розрахунковому комплексі ЛПРА 9.6. На рис. 3.10 (а – в) наведені деякі з графічних моделей, що використовувалися при чисельному моделюванні НДС залізничної ПЗС.

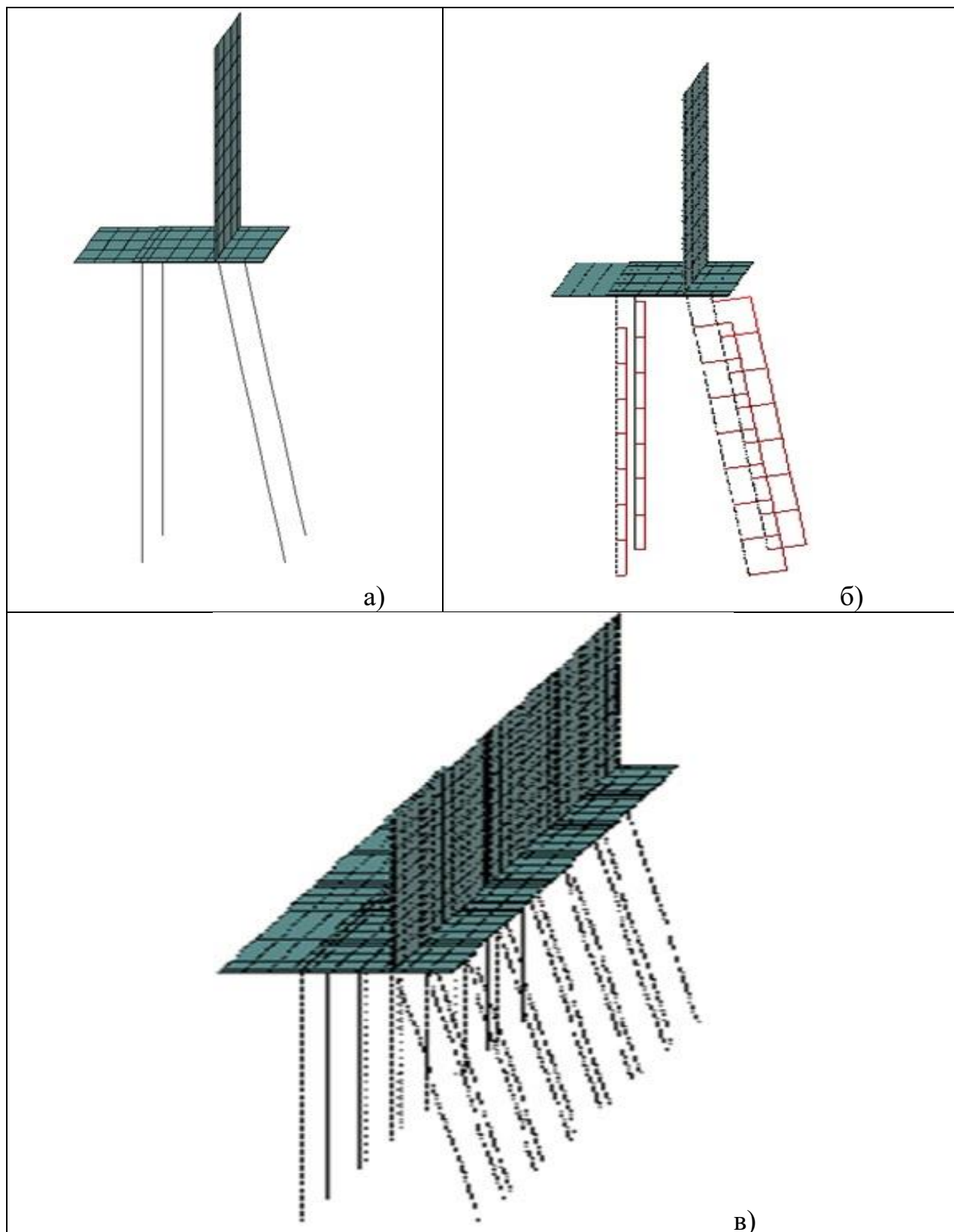


Рис. 3.10. — Різні графічні моделі ЗПС, що використовувалися при чисельному моделюванні (а-в)

Залізнична ПЗС складається з відокремлених схожих залізобетонних елементів, має досить велику довжину. По верху залізобетонні елементи об'єднані монолітним залізобетонним поясом. У розрахунку враховувалося від 5 до 10 секцій ПЗС шириною 1.3 м кожна. У зв'язку з відсутністю необхідних вхідних даних про конструкцію ПЗС, пальового фундаменту, склад ґрунту і його ФМХ, акселерограми динамічних впливів на конструкцію ПЗС від потягів, що проходять, дали підставу обрати такі її окремі параметри:

- масу транспортного засобу взяти рівною 60 т;
- в якості ґрунту взяти суглинки напівтверді з нормативними характеристиками (табл. В.2 і В.3) [226]: $\rho = 1.8 \text{ т/м}^3$, $IL = 0-0.25$, $e = 0.65$, $E = 1900 \text{ т/м}^2$, $\varphi = 22^\circ$, $C = 0.28 \text{ т/м}^2$, $\mu = 0.15$.
- розрахункові характеристики ґрунту визначалися за положенням додатків [226, 227] ($\varphi I = 25.3^\circ$, $CI = 0.84 \text{ т / м}^2$);
- розрахунковий кут φ_1 для варіанту з сейсмічними навантаженнями 7 балів був узятий рівним 23.3° ;
- крок паль дорівнює 1.0 м;
- кут нахилу становить 10° .

Модуль деформації залізобетонних конструкцій, геометричні розміри горизонтальних звисів фундаменту, прив'язка вертикальної палі та прив'язка вгору по похилій палі бралися у відповідності з [1, Додаток Б].

За формулами граничної рівноваги обчислювалися напруги, що передаються на підпірну стіну на рівні її верху та низу (див. [209]). У розрахунках на динамічні дії враховувалася жорсткість ґрунтової основи під подошвою ростверку. Жорсткісні характеристики ґрунтової основи для ростверку та паль визначалися відповідно до положень [210].

Висновки

Усього було математично змодельовано до 12 варіантів навантажень [1, Додаток Б], що частково представлені на рис. 3.11 для графічних моделей

залізничної ПЗС (рис. 3.10). Обчислення показали, що частота власних коливань за першою становить 9,46 Гц.

3.4. Висновки за розділом 3

1. Розроблено чисельний алгоритм та програму на базі МСР для обчислення згинально-зсувних хвиль у ПЗ (ЗП). За допомогою програми можна імітувати на сигналаграмах відлуння дефектів різного типу. Причому як із варіативним заданням кроків за часом, так і за довжиною ЗП. Відповідність отриманих чисельних результатів реальним хвильовим процесам, що розповсюджуються в ЗП у результаті ударного збудження, підтверджено порівнянням з окремими даними натурних експериментів Вусатюка А. [202].

2. Обчислення початково-крайової задачі (3.1)–(3.2) залежить насамперед від способу збудження низькочастотної хвилі імпульсу в ЗП. Шляхом задання відповідних початково-крайових умов на базі нового алгоритму можливе отримання більш повної інформації про цілісність паль у порівнянні з існуючими однохвильовими моделями Liao S. T., Roesset J.M., Chen C.H., Yu C.P., Ambrosini D., Ezeberry J., Kim D.S., Kim H.W., Kim W.C. [107–127]. За цифровою інформацією можна не тільки визначити довжину ЗП і місцезнаходження дефектів, а також додатково більш точно ідентифікувати дефекти малих розмірів (менше 30–25% від площі поперечного перерізу ЗП). Це стало можливим завдяки тому, що зміна поперечного перерізу ЗП теоретично може бути визначена за інформацією про розповсюдження та відбиття зсувних та згинальних збурень у ЗП, які враховані моделлю (3.1)–(3.2). Виконані дослідження зсувно-згинальних коливань у ЗП слугують теоретичним підґрунтям можливості створення в майбутньому мобільного комплексу технічної експрес-діагностики ТС ЗП на базі планшету чи ноутбука для коректної ідентифікації дефектів різного типу в ЗП безпосередньо в польових умовах будівельного майданчика.

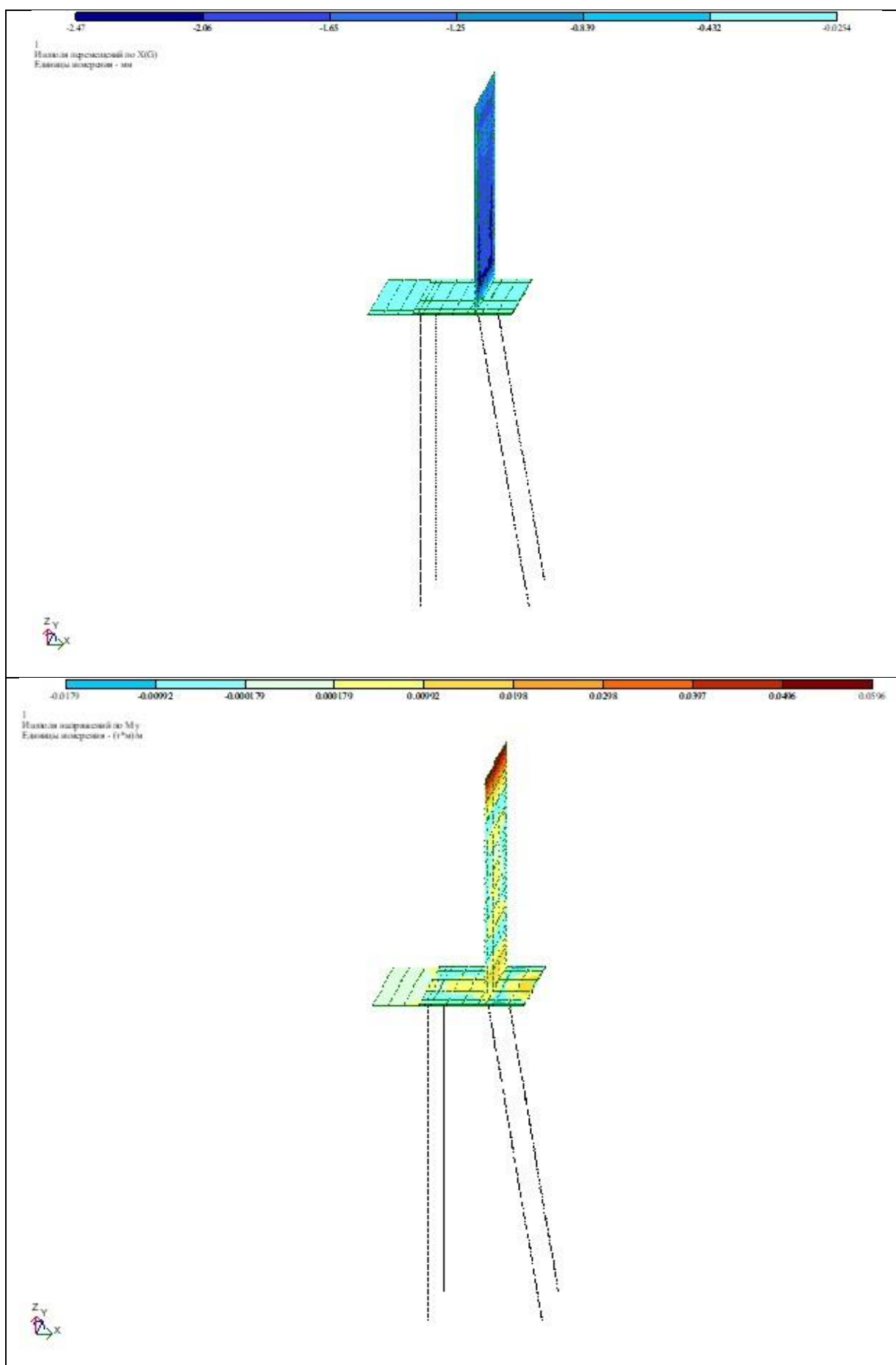


Рис. 3. 11. Типові результати чисельного моделювання НДС ПЗС у програмному комплексі ЛІРА 9.6.

3. Результати обчислення показують, що частота власних коливань за першою формою становить 9,46 Гц.

4. За результатами математичного моделювання ЗПС і візуального огляду були надані відповідні рекомендації щодо зменшення величини горизонтального зміщення верху ЗПС під дією динамічних впливів – збільшити висоту підсіпки ґрунту з її лівого боку. Також необхідно продовжити спостереження за ТС ЗПС.

РОЗДІЛ 4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОТЯЖНИХ СИСТЕМ ТА ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ

4.1. Нормативна та методологічна база створення систем моніторингу будівельних конструкцій

За останні 5 років в Україні було приділено багато уваги як нормативно-методичному забезпеченню, так і практичній реалізації моніторингових систем у будівництві. За цей час був розроблений ряд нормативних документів, у яких тією чи іншою мірою відображені питання моніторингу:

1. ДБН В.1.2-5:2007 «Науково-технічний супровід будівельних об'єктів» [207].
2. ДБН В.1.2-12-2008 «Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки» [211].
3. ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд будівельних конструкцій та основ» [212].

Всі вони послужили основою для нового підсумкового документу ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 «Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд» [8, Додаток Б]. ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 розроблено у розвиток комплексу стандартів на системи технічного діагностування будівельних конструкцій [213]. Цей документ увібрав у себе всі основні методичні вказівки та розробки з науково-методологічного обґрунтування, проектування та експериментального відпрацювання моніторингових систем у будівництві.

В розділі 5 [8, Додаток Б] – «Загальні положення» наведена загальна організаційна структура моніторингу з забезпечення експлуатаційної безпеки об'єктів будівництва, кількість і види контрольованих параметрів, план та результати моніторингу тощо. В розділі 6 «Система деформаційного моніторингу. Загальні вимоги» наведені визначення, склад та етапи, загальні вимоги до автоматизованої системи деформаційного моніторингу тощо. В

розділі 7 «Система вібраційного моніторингу. Загальні вимоги» наведено визначення, склад та етапи, загальні вимоги до динамічного паспорту об'єкту моніторингу тощо. В розділі 8 «Система геотехнічного моніторингу. Загальні вимоги» наведені визначення, склад та етапи, загальні вимоги до геотехнічного моніторингу тощо. В розділі 9 «Моніторинг природних об'єктів, будівель і споруд, що потрапляють в зону впливу будівельної діяльності» наведені визначення, склад та етапи, загальні вимоги до моніторингу в умовах можливого взаємного впливу нового будівництва та існуючої забудови тощо. В розділі 10 «Моніторинг огорожувальних конструкцій» наведені визначення, склад та етапи, загальні вимоги до моніторингу огорожувальних конструкцій і т. ін. У додатках до ДСТУ-Н наведені довідкові дані щодо складу проектування систем моніторингу, його структурна схема, форми паспортів (Додаток К), що заповнюються при моніторингу, форма висновку (поточного) по етапу моніторингу технічного стану об'єкту, проектування, розроблення та створення автоматизованих систем геодезичного моніторингу тощо.

Документ [8, Додаток Б] розроблено в гармонійній відповідності до документів fib [128]. Як документ fib [128], так і [8, Додаток Б] оперують однією класифікацією моніторингових систем у будівництві (див. Рис. 4.1 [128]).

Теоретико-методологічні питання проектування СМБК й організації моніторингових досліджень досить глибоко проаналізовано в роботах сучасних українських вчених: директора ІТГП, члена-кореспондента Національної Академії наук України, проф. О.М. Трофимчука та проф. Ю.І. Калюха, а також в дослідженнях їх учнів – Калюха Т.Ю. [214], Клименкова О.А. [215], Полевецького В.В. [216], Хавкіна К.А. [217] та ін.

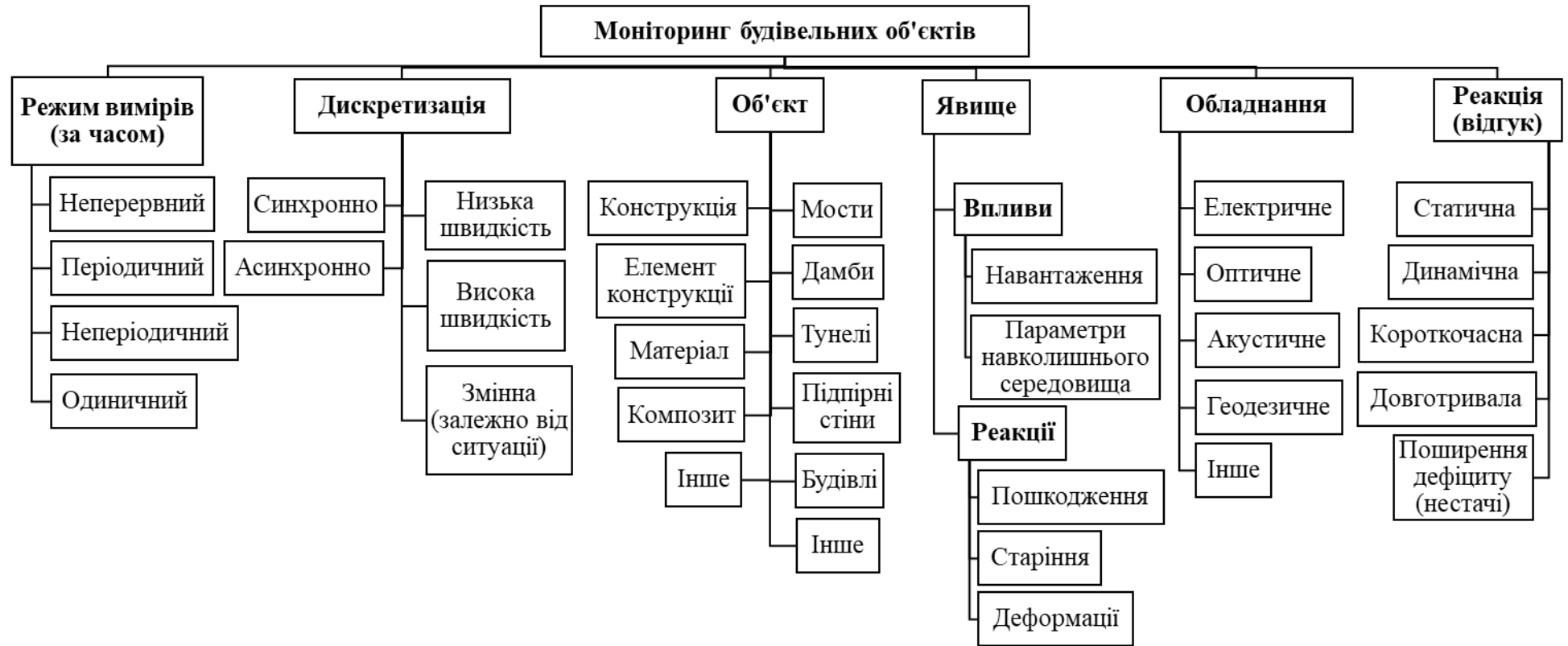


Рис. 4.1. Класифікація методів спостережень і завдань [128]

Висновки.

На основі аналізу наведених нормативних документів і патентів [207, 211–213], проведених окремих моніторингових досліджень будівельних конструкцій та об'єктів інфраструктури [218, 219], поточної наявної інформації можна сформулювати попередні висновки.

1. Загальний стан будівельних об'єктів України не забезпечує безпечних умов життєдіяльності громадян і суспільства внаслідок зростання ризику виникнення надзвичайних ситуацій [220].

2. Необхідне проведення комплексу заходів щодо приведення ТЗ будівель і споруд до рівня нових нормативних вимог на основі проведення комплексного їх обстеження та моніторингу.

3. Зростання висотності будинків і споруд, відхід від симетричних форм, ускладнення технологій промислових процесів і постійне збільшення техногенного навантаження на прилеглі території підвищують імовірність техногенних порушень та ушкоджень, що пов'язані з природною та техногенною активністю. Це потребує моніторингу таких споруд на постійній або тимчасовій основі.

4. Новий нормативний документ України ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 «Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд» після виходу з друку на початку 2017 р. вже частково застарів (як і всі документи, що стосуються інформаційних технологій, потребують постійного оновлення й коригування відразу після виходу з друку).

5. Першочергове коригування та оновлення документу ДСТУ-Н Б В.1.2-17: 2016 [8, Додаток Б] вимагає:

- детального опрацювання питань моніторингу будівельних конструкцій для забезпечення безпеки при проектуванні та будівництві будівель і споруд;
- обліку нових специфічних умов і технологій будівництва;

- експериментальних перевірок використаних конструктивних рішень шляхом встановлення СМБК;
- обґрунтованості вибору критеріїв СМБК;
- урахування реальних ґрунтових умов будівельного майданчика (його обов'язкове мікрорайонування) тощо.

4.2. Моніторинг вібрації несучих конструкцій житлового будинку за адресою вул. Пимоненка, 14, м. Київ при виконанні буронабивних паль діаметром 820 мм.

Відповідно до існуючих нормативних документів [8, Додаток Б, 205, 211, 212] в лютому 2017 р. був проведений моніторинг улаштування палі глибиною 40 м. діаметром **Ø 820 мм** на будівельному майданчику по вул. Пимоненка у м. Києві. Моніторингові вібродинамічні дослідження проводилися з метою визначення рівня віброприскорень (за трьома напрямками) динамічного впливу на житловий будинок (фото, рис. 4.2) при влаштуванні буронабивної палі Ø820 мм.



Рис. 4.2 – Вид на досліджувану будівлю включно з підпірною стіною

Вібродинамічні дослідження проводилися під час влаштування палі №87 згідно з планом пального поля. Найменша відстань до будинку від місця проведення бурових робіт складає $\approx 18\text{--}20$ м. На фото (рис. 4.2) представлений вид на досліджувану будівлю включно з підпірною стіною зі сторони будівельного майданчика. Буріння свердловини проводилося буровою установкою BAUER 40 BG. У період досліджень на майданчику працювала 1 бурова установка BAUER 40 BG. Вібродатчики розміщувалися на фундаментній частині будівлі (3 вібродатчики) та в рівні верхнього 9-го поверху (2 вібродатчики). Місця розташування вібродатчиків у стіні підвальної частини та на верхньому 9-му поверсі будинку під час проведення вібродинамічних досліджень представлені на рис. 4.3 та 4.4 відповідно.



Рис. 4.3 – Вібродатчики № 1–№ 3 для реєстрації коливань будинку в рівні фундаменту за напрямками X, Z та Y



Рис. 4.4 – Вібродатчики № 4 та № 5 для реєстрації коливань будинку в рівні верхнього 9-го поверху відповідно за напрямками X, Z або Y, Z

Три вібродатчики, встановлені на стіні підвальної частини будинку, орієнтувались фіксовано за напрямками X, Z та Y (рис. 4.3). Два вібродатчики, які розміщувалися на перекритті 9-го поверху будинку, орієнтувались за напрямками X, Z або Y, Z (рис. 4.4.). Зміна орієнтації вібродатчика для

вимірювання віброприскорень проводилась узгоджено до моменту проведення їх реєстрації.

На базі проведених моніторингових вібродинамічних досліджень будівлі №14 по вул. Пимоненка у м. Києві при влаштуванні буронабивної палі №87 діаметром Ø820 мм (згідно з кресленнями пальового фундаменту другої черги житлового комплексу «Покровський пасад») та відповідної обробки отриманих експериментальних даних [184, 185] були одержані результати, що представлені в табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Величини віброприскорень (характерних і пікових) фундаментної частини будівлі та в рівні її верхнього поверху

№ п/п	Час моні- то- ринг у	Місце розта- шування вібродатчика	№ вібро- дат- чика	Напря- мок ви- мірю- вання	Величина віброприскорень будівлі на відстані R=18,0–20.0 м, від місця свердловини, м/с ²	
					Значення величини віброприскорень	Примітка
1	2	3	4	5	6	7
Мікросейсмічний фон в поєднанні з роботою бурового обладнання (неробочий стан)						
1	10:44	Стіна фундам.	1	X	0.0005, 0,002-0.004	Відмітка буріння 0,00 м
			2	Z	0.0005, 0,002-0.004	Запис режиму тиші
			3	Y	0.0002, 0,002-0.004	
		Перекриття верх. повер.	4	X	0.0001, 0,002-0.003	
			5	Z	0.0005, 0,002-0.004	
2	10:48	Стіна фундам.	1	X	0,0012; 0,0004	Відмітка буріння 0,00 м
			2	Z	0,001; -0,003; 0.0003	Запис режиму тиші
			3	Y	0,0008; -0,0020	
		Перекриття верх. повер.	4	Y	0,0008; -0,0020	
			5	Z	0.0004, 0,0016	
Мікросейсмічний фон при виключеному обладнанні						
3	12:11	Стіна фундам.	1	X	0,005	Пробурено 16 м
			2	Z	0,001	Грунт: Глина
			3	Y	0,001	
		Перекриття верх. повер.	4	Y	0,002	
			5	Z	0,0005	
Мікросейсмічний фон. Нарощування трубної опалубки						
4	11:12	Стіна фундам.	1	X	0,001 -0,002	Глибина буріння 8 м
			2	Z	0,001 -0,003	- " -
			3	Y	0,001 -0,002	- " -
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,001 -0,002	- " -
			5	Z	0.0005 -0.001	

Продовження табл. 4.1

5	13:55	Стіна фундам.	1	X	0,001 – 0,0015	З глибини 16 м
			2	Z	0,0005; 0,002	Грунт: Супісь
			3	Y	0,0005	- " -
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,0005; 0,003	- " -
			5	Z	0,0005	
Буріння свердловини						
6	10:59	Стіна фундам.	1	X	0,002 -0,004	Початок буріння на відм. 0,00 м
			2	Z	0,001 -0,005	Грунт: Глина
			3	Y	0,001 -0,002	- " -
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,001 -0,005	- " -
			5	Z	0,001 -0,002	
7	11:09	Стіна фундам.	1	X	0,001 -0,003	Глибина буріння 3-4 м
			2	Z	0,001 -0,003	Грунт: Глина
			3	Y	0,001 -0,002	- " -
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,003 -0,001	- " -
			5	Z	0,0005 -0,001	
8	11:18	Стіна фундам.	1	X	0,001 -0,003	Глибина буріння 4-5 м
			2	Z	0,001 -0,003	Грунт: Глина
			3	Y	0,001 -0,002	- " -
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,001 -0,002	- " -
			5	Z	0,0005	
9	11:22	Стіна фундам.	1	X	0,001 -0,003	Глибина буріння 6-7 м
			2	Z	0,001 -0,006	Грунт: Глина
			3	Y	0,001 -0,002	- " -
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,002 -0,0025	- " -
			5	Z	0,0005-0.001	
Рух бурової з трубною опалубкою						
10	11:28	Стіна фундам.	1	X	0,002 -0,001	Пробурено 8 м
			2	Z	0,001 -0,002; 0.0035	Грунт: Глина
			3	Y	0,001 -0,002	
		Перекриття верх. повер.	4	Y	0,0015 -0,001	
			5	Z	0,0005	
Забурювання трубної опалубки з подальшим бурінням						
11	11:35	Стіна фундам.	1	X	0,001-0,002	На глибині 8 м
			2	Z	0,001 -0,002; 0.003	Грунт: Глина
			3	Y	0,001; 0,002	
		Перекриття верх. повер.	4	Y	0,0015 -0,002	
			5	Z	0,0003	
12	11:40	Стіна фундам.	1	X	0,0015 -0,004	Глибина буріння 9-10 м
			2	Z	0,001 -0,005	Грунт: Глина
			3	Y	0,002 -0,003	- " -
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,001 -0,005	- " -
			5	Z	0,002 -0,0005	
13	11:45	Стіна фундам.	1	X	0,001 -0,002	Глибина буріння 12-13 м
			2	Z	0,0005 -0,001	Грунт: Глина
			3	Y	0,001	- " -
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,001 -0,002	- " -
			5	Z	0,0005	

Продовження табл. 4.1

14	11:56	Стіна фундам.	1	X	0,001 -0,002; 0,006	Глибина буріння 14-16 м
			2	Z	0,001 -0,002; 0,006	Грунт: Супісь
			3	Y	0,001 -0,002	
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,001 -0,0015	
			5	Z	0,0003	
15	12:45	Стіна фундам.	1	X	0,006	Глибина буріння 16-17 м
			2	Z	0,004; 0,001 -0,003	Грунт: Супісь
			3	Y	0,003 – 0,0015; 0,005	
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,0035	
			5	Z	0,0005	
16	12:50	Стіна фундам.	1	X	0,006 -0,008	Глибина буріння 17-18 м
			2	Z	0,004; 0,001 -0,003	Грунт: Супісь
			3	Y	0,001 -0,003; 0,015	
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,0035	
			5	Z	0,0005; 0,0015	
17	12:54	Стіна фундам.	1	X	0,006	Глибина буріння 18-19 м
			2	Z	0,001 -0,003; 0,004	Грунт: Супісь
			3	Y	0,0025 – 0,0015; 0,005	
		Перекриття верх. повер.	4	Y	0,002 -0,004	
			5	Z	0,0005; 0,003	
18	12:56	Стіна фундам.	1	X	0,006	Глибина буріння 19-20 м
			2	Z	0,002 -0,005	Грунт: Супісь
			3	Y	0,0025 -0,003; 0,006	
		Перекриття верх. повер.	4	Y	0,0025	
			5	Z	0,0025	
19	13:22	Стіна фундам.	1	X	0,001 -0,003	Глибина буріння 22 м
			2	Z	0,001 -0,006	Грунт: Обводнена супісь
			3	Y	0,001 -0,002	- " -
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,001 -0,0025	- " -
			5	Z	0,0005 -0,003	
20	13:36	Стіна фундам.	1	X	0,001 -0,0015	Глибина буріння 24-25 м
			2	Z	0,0005; 0,002	Грунти: Обводнена супісь. Червона глина
			3	Y	0,0008	- " -
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,0005 –0,002	- " -
			5	Z	0,004; 0,0005	
21	14:04	Стіна фундам.	1	X	0,001 – 0,002	Глибина буріння 28-30 м
			2	Z	0,001 – 0,002	Грунт: Мергель твердий
			3	Y	0,001 – 0,002	
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,0025 -0,001	
			5	Z	0,0003	
22	14:32	Стіна фундам.	1	X	0,001 – 0,004	Глибина буріння 32-33 м
			2	Z	0,0005 – 0,003	Грунти: Водонасичений мергель. Потім глина тверда
			3	Y	0,001 -0,002	

Продовження табл. 4.1

		Перекриття верх. повер.	4	X	0,0025 -0,001	
			5	Z	0,0005	
23	14:43	Стіна фундам.	1	X	0,0008 – 0,0015	Глибина буріння 35-36 м
			2	Z	0,001 – 0,002	Грунт: Ущільнений мергель
			3	Y	0,001	
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,001; 0,002	
			5	Z	0,0005	
24	15:13	Стіна фундам.	1	X	0,001 – 0,002; 0,004	Глибина буріння 37-38 м
			2	Z	0,001– 0,0015; 0,005	Грунт: Мергель
			3	Y	0,001 – 0,0015; 0,003	
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,001; 0,002	
			5	Z	0,0035	
25	15:26	Стіна фундам.	1	X	0,001 – 0,002	Глибин. буріння 38-39,5 м
			2	Z	0,001– 0,002	Грунт: Мергель
			3	Y	0,001 – 0,0015	
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,001; 0,002	
			5	Z	0,0025; 0,0005	
Заповнення свердловини бетоном						
26	17:25	Стіна фундам.	1	X	0,001 – 0,002	Наповнення бетоном
			2	Z	0,001– 0,004; 0,006	на від. 39.5 -35 м
			3	Y	0,001 – 0,0015	
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,0015; 0,003	
			5	Z	0,0005	
27	17:41	Стіна фундам.	1	X	0,0015 – 0,001	Наповнення бетоном
			2	Z	0,0012 – 0,0003	на від. 31 -23 м
			3	Y	0,0015 – 0,0003	
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,0025- 0,0008	
			5	Z	0,0003	
Підйом трубної опалубки зі свердловини						
28	17:35	Стіна фундам.	1	X	0,0005 – 0,001	З глибини 39,5 м
			2	Z	0,0005	
			3	Y	0,0005 – 0,0008	
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,0015; 0,0005	
			5	Z	0,0005	
29	17:56	Стіна фундам.	1	X	0,001 – 0,0018	З глибини 31,5 м
			2	Z	0,001 – 0,0003	
			3	Y	0,001 – 0,0002; 0,006	
		Перекриття верх. повер.	4	X	0,001 - 0,002	
			5	Z	0,0003	

На рис. 4.5–4.7 представлені графіки віброприскорень вибірково для максимальних значень. Для фундаментної частини будівлі за всіма напрямками максимальні значення віброприскорень не перевищували значення $0,020 \text{ м/с}^2$, для верхньої частини будівлі в рівні 9 поверху віброприскорення не перевищували $0,004 \text{ м/с}^2$.

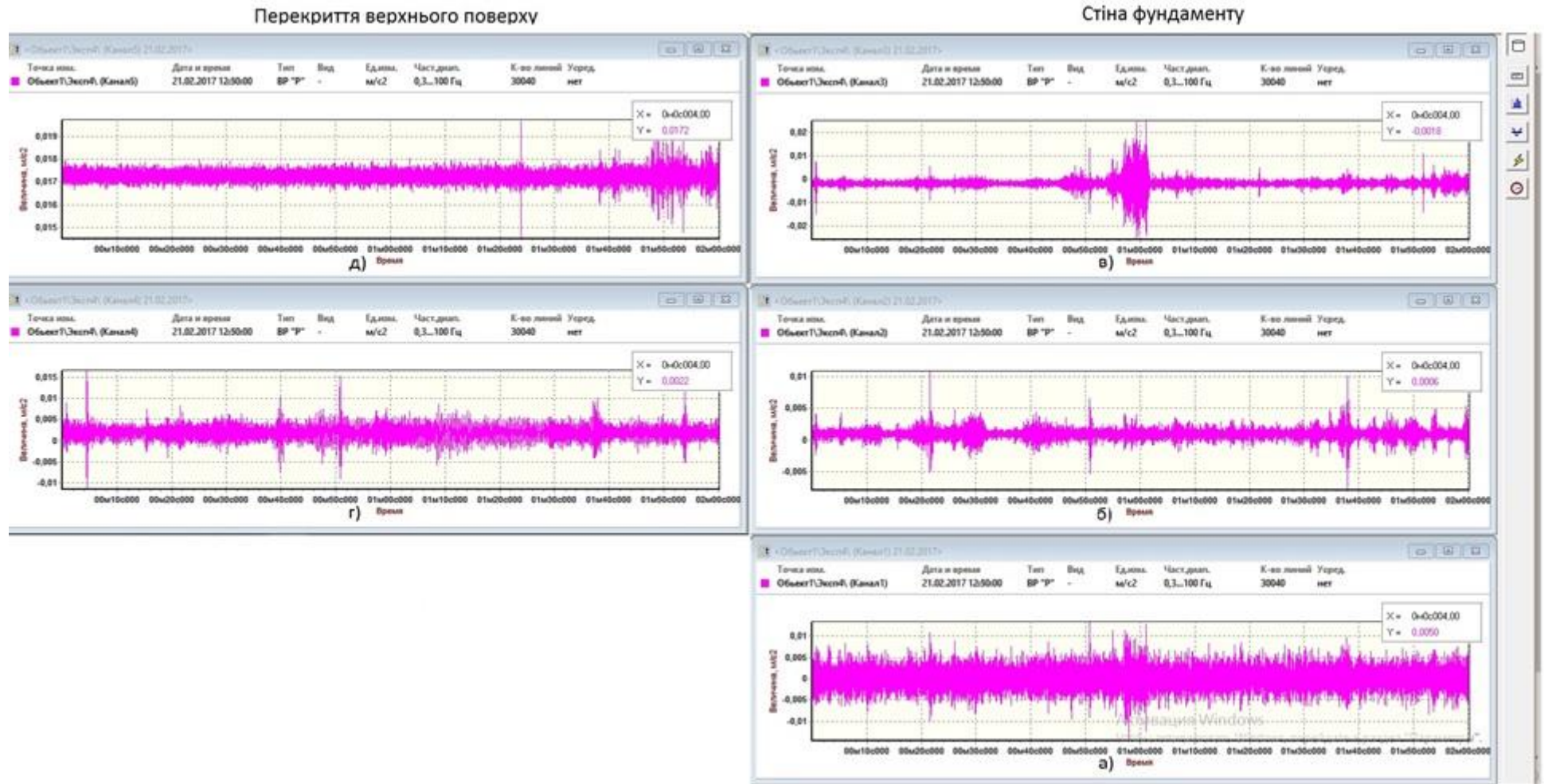


Рис. 4.5. – Графіки віброприскорень фундаментної стіни (а, б, в) та в рівні 9-го поверху будівлі (г, д) при бурінні на глибині 17–18 м (максимум на фундаментній стіні на рис. в)

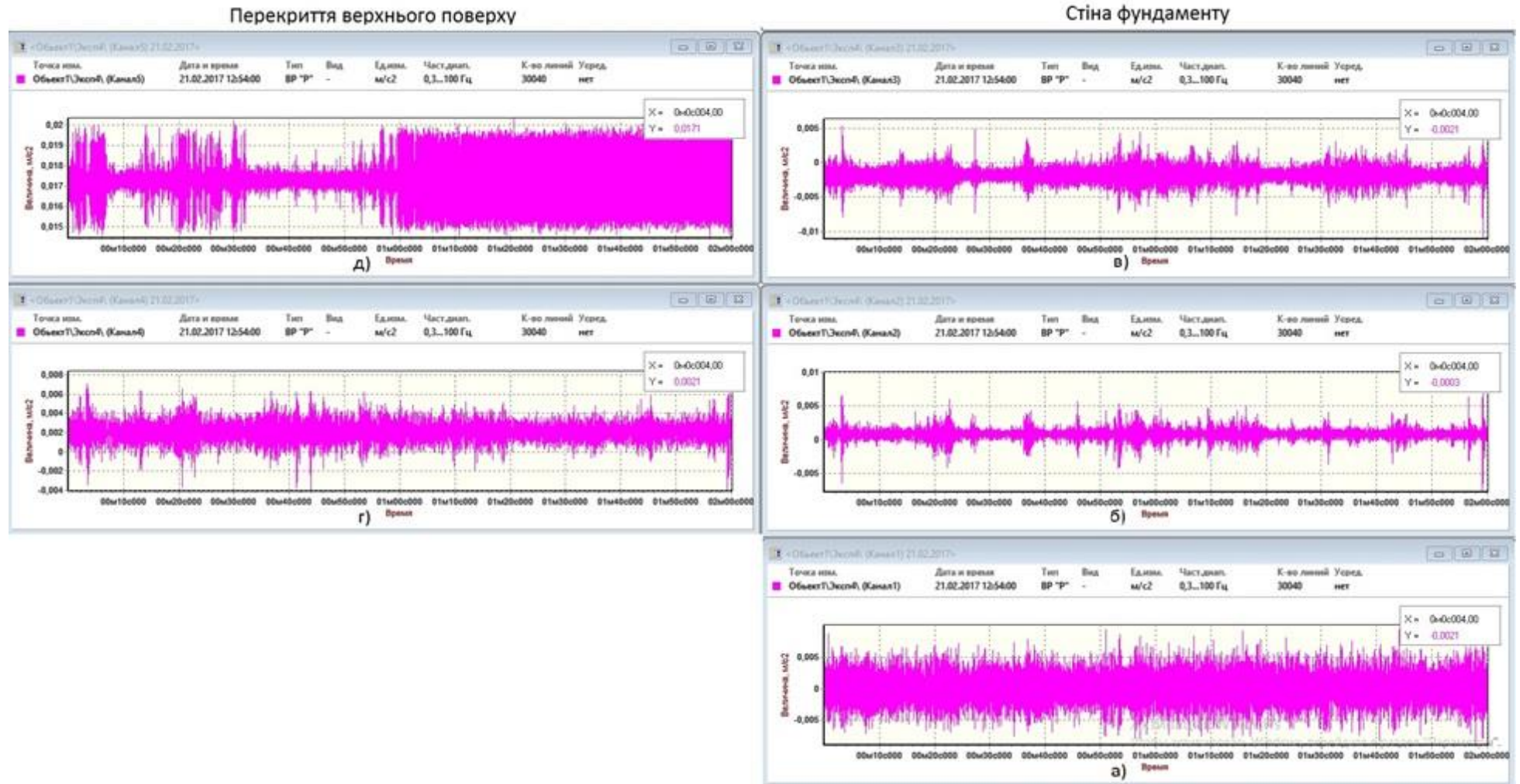
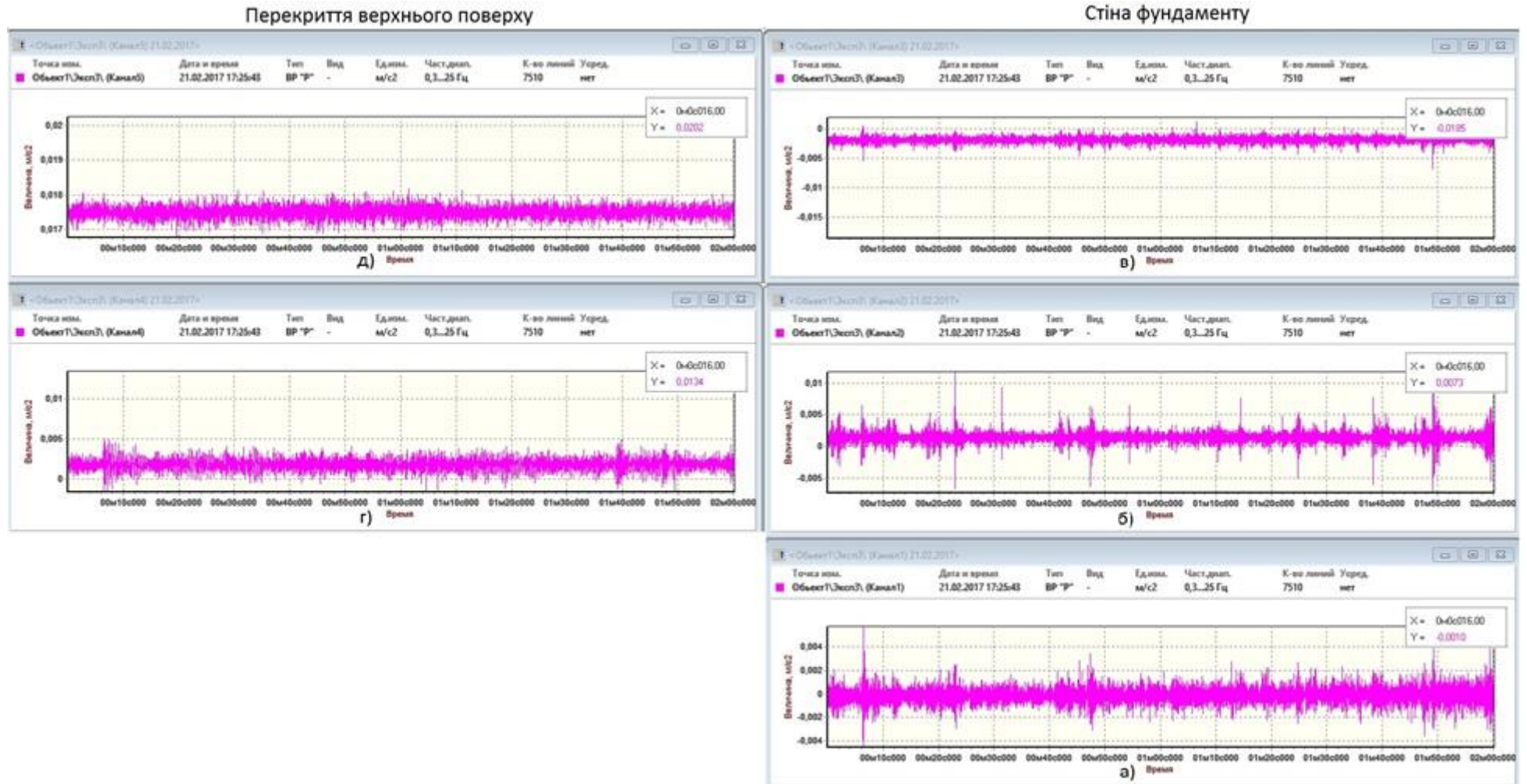


Рис. 4.6. – Графіки віброприскорень фундаментної стіни (а, б, в) та на перекритті в рівні 9-го поверху будівлі (г, д) при бурінні на глибині 18–19 м (максимум в рівні перекриття на рис. г)



На рис. 4.5 та 4.6 представлені графіки віброприскорень для фундаментної стіни та перекриття в рівні 9 поверху для виділених часових записів. Крім того, на рис. 4.7 представлений графік віброприскорень при заповненні бетоном свердловини в початковий момент на глибині 39,5–35,0 м.

При дослідженнях оцінювалися видимі ушкодження в будівлі та реєструвався їхній розвиток (або його відсутність) **до та після влаштування палі**. Розвиток оцінювався за станом вапняного маяка на вертикальній тріщині в стіні будинку на 8 поверсі, який був встановлений до початку вібродинамічних випробувань. Неушкоджений стан маяка після влаштування буронабивної палі представлено на фото, рис. 4.8.

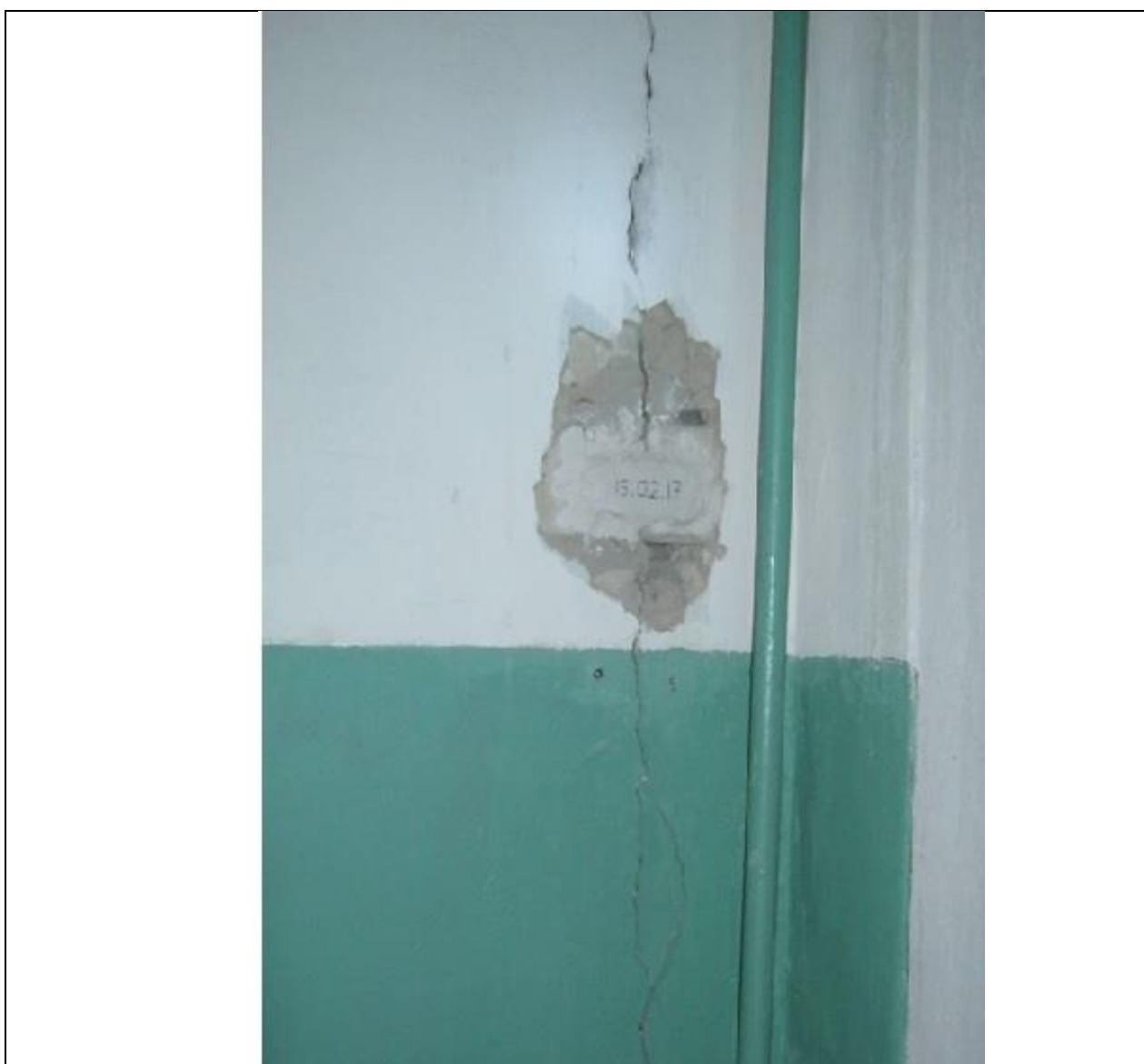


Рис. 4.8. – Стан вапняного маяка на тріщині в несучій цегляній стіні на 8 поверсі будівлі після влаштування палі.

Аналіз результатів моніторингових досліджень

Місце проведення робіт з виконання свердловини для буронабивної палі знаходилося на відстані 18–20 м від 9-поверхової житлової цегляної будівлі. Зона будівельного майданчика знаходилася нижче рівня прилеглої до будівлі території, на межі яких зведена підпірна стіна з бетонних блоків висотою ≈ 5 м. Взаємне розташування будівлі та будівельного майданчика представлено на рис. 4.9.



Рис. 4.9 – Розташування майданчика будівництва біля підніжжя будинку по вул. Пимоненка, 14 (фото з квартири на 9-му поверсі).

Допустимі рівні вібрації перекриттів (віброприскорення) за санітарними нормами для денного часу у приміщеннях житлових будинків приведені в табл. 4.2. у відповідності до нормативного документу [184].

Таблиця 4.2

Допустимі значення та максимальні віброприскорення в октавних смугах в приміщенні будинку на 9-му поверсі [184]

Місце знаходження точки виміру	Рівні віброприскорень, дБ в октавних смугах з частотами, Гц					
	2	4	8	16	31,5	63
Допустимі рівні віброприскорень в приміщеннях житлових будинків [184, 187]	75	75	75	81	87	93
Дослідження вібрації в приміщенні на 9-му поверсі будинку	43	46	46,5	52	50	60,5
<i>Різниця в значеннях допустимих і зареєстрованих рівнів вібрації</i>	32	29	28,5	29	37	32,5

Порогове значення віброприскорення при визначенні його рівня (у дБ) прийнято рівним 1×10^{-6} м/с². В цій же табл. 4.2 представлені значення максимальних зареєстрованих рівнів вібрації віброприскорень в дБ під час вібродинамічних досліджень даної будівлі. Аналіз результатів вимірювання свідчить про наступне. Зареєстровані максимальні рівні вібрації в приміщенні будинку на 9-му поверсі під час виконання буронабивної палі не перевищують допустимих значень в октавних смугах від 2 Гц до 63 Гц. Максимальне значення зареєстрованих віброприскорень складає 60,0 дБ в октаві 31,5 Гц. Найменша різниця допустимих та зареєстрованих значень складає не менше 20,0 дБ, що в 10 разів менше допустимого значення.

Висновки за розділом 4.2.

За результатами моніторингових вібродинамічних досліджень будинку на вул. Пимоненка, 14 в період виконання пальового фундаменту 21.02.2017 на сусідньому будівельному майданчику можна зробити такі висновки.

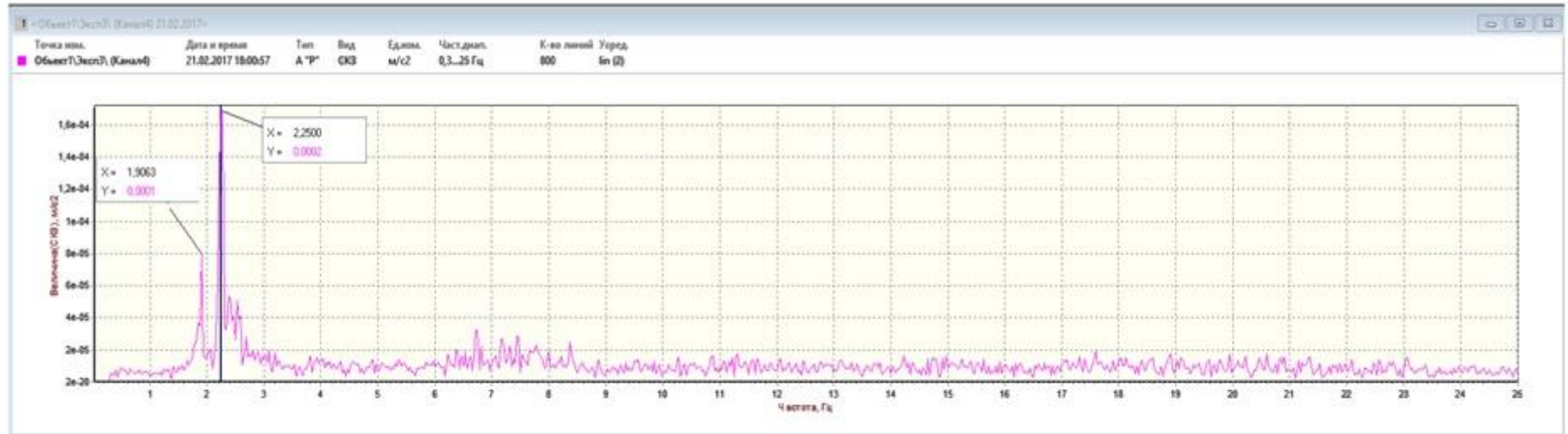
1. На основі записів віброприскорень будівлі при мікросейсмічних впливах одержані їхні амплітудні спектри, окремі результати яких приведені в табл. 4.2. та на рис. 4.10 (до початку влаштування палі (а) та після закінчення бурових робіт (б)).

2. Робота бурового устаткування та будівельної техніки при влаштуванні палі не спричинила ніяких дефектів несучого каркасу будівлі. Значення власних частот – $f_1=1,90$ Гц та $f_2=2,25$ Гц – за нижчими формами не змінились.

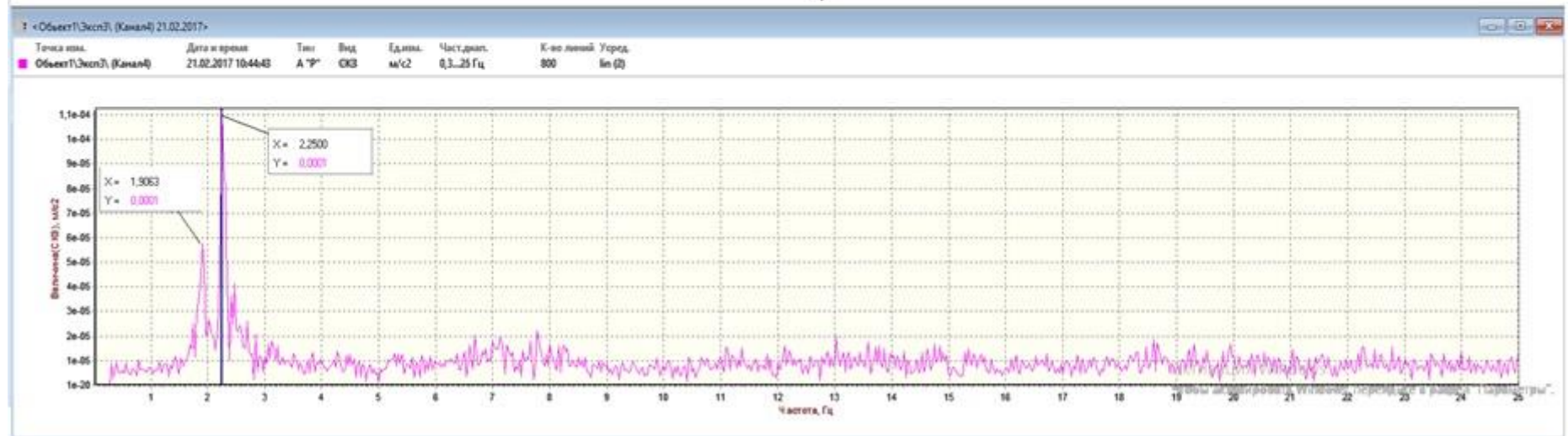
3. Зареєстровані рівні віброприскорень на фундаментній стіні будівлі у вертикальному та горизонтальному напрямках не перевищують $0,015 \text{ м/с}^2$, що менше мінімально допустимих значень віброприскорень для фундаментів будівель із цегляними несучими стінами $0,15 \text{ м/с}^2$ [184].

4. Зареєстровані рівні віброприскорень у рівні перекриття на 9 поверсі будівлі у вертикальному та горизонтальному напрямках не перевищують $0,004 \text{ м/с}^2$, що менше допустимих значень віброприскорень для висотних будівель $8,0 \text{ см/с}^2$ ($0,08 \text{ м/с}^2$) згідно з п. 7.2 [188].

5. Стан маяка після влаштування експериментальної палі не змінився – він залишився неушкодженим. Це зафіксовано на рис. 4.8. Маяк, що був встановлений на вертикальну тріщину в будівлі на 8 поверсі, на дату проведення досліджень 21.02.2017 після виконання пальового фундаменту був неушкодженим.



б)



а)

Рисунок 4.10 – Амплітудний спектр віброприскорень будівлі №14 до початку бурових робіт (а) та після їх завершення (б)

6. Комфортність умов проживання мешканців будинку на верхніх поверхах будинку при виконанні всіх видів робіт при влаштуванні паль згідно з допустимими нормами [221] забезпечена.

7. На основі вищенаведеного допустимо проводити роботи з виконання пальового фундаменту з дотриманням необхідних технологічних процедур при роботі бурової установки BAUER 40 BG (див. рис. 4.11).

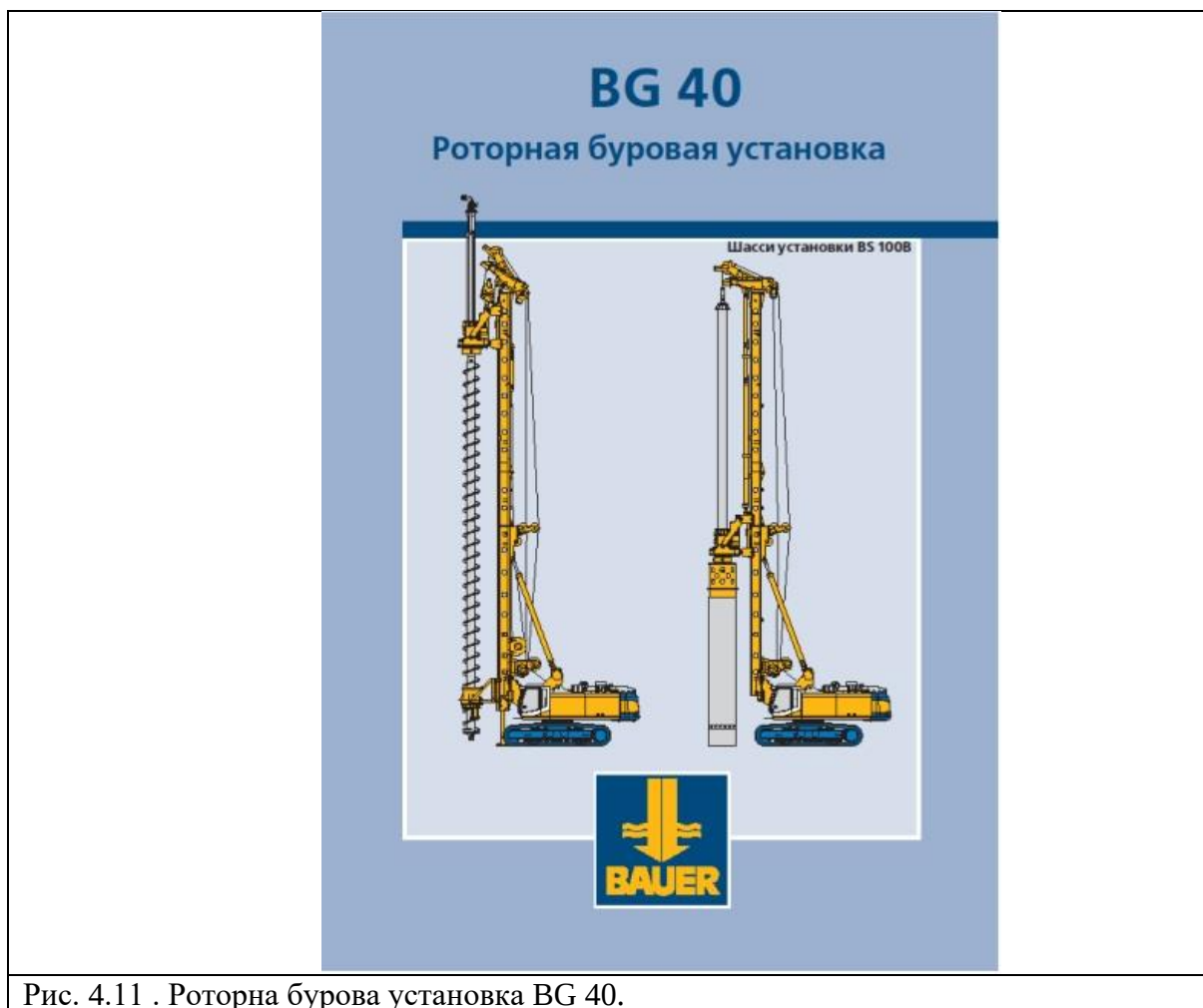


Рис. 4.11 . Роторна бурова установка BG 40.

4.3. Вібродинамічні обстеження протизсувних споруд

Експериментальні дослідження вібродинамічних та міцнісних характеристик ЗПС були проведені на Львівській залізниці. Фото місцевості в місці розташування ПЗС одержано з сервісу Google Maps. Підпірна стінка та прилегла до неї територія зображені на рис. 4.12.



Рис. 4.12. ПЗС на перегоні Завалля – Неполоківці на сайті Google Maps.

Підпірна стінка утримує ґрунтовий насип основи залізниці завдяки перетину близькому за формою до трапеції. На насипному ґрунті розміщено основу для одноколійної залізниці. Прилегла територія безпосередньо біля підпірної стінки представлена на рис. 4.13. ПЗС має пошкодження у вигляді виколів і тріщин (див. рис. 3.9).

Порівнюючи стан поверхні елементів на дефектних ділянках ПЗС з непошкодженими, можна зробити висновок про те, що частина елементів була встановлена після їх попереднього використання, а не після заводського виготовлення. Залізобетонний пояс підпірної стінки за час експлуатації отримав

незначні пошкодження. При візуальному обстеженні основи залізничного полотна в ньому не було виявлено значних нерівномірних осідань.

Відведення води з основи залізничної колії здійснюється з обох боків від залізничного полотна. Профіль земляного схилу біля підніжжя ЗПС забезпечує необхідне водовідведення від неї. Територія поблизу протизсувної споруди перебуває в відносно належному стані.

Методика проведення вібродинамічних обстежень залізничної ПЗС

Об'єктом дослідження при виконанні вібродинамічних обстежень була конструкція протизсувної споруди. Споруда досліджувалася в рівні верхнього майданчика залізобетонного поясу протизсувної споруди.

Мета роботи – провести записи віброприскорень і визначити рівень динамічного впливу на обстежувану протизсувну споруду при мікросейсмічних впливах та русі залізничних потягів, визначити спектр частот коливань споруди підпірної стінки при динамічних впливах.

На основі діючих нормативних документів [184, 187, 205, 207] були організовані та проведені натурні динамічні дослідження ПЗС.

Задачі обстежень:

- провести записи горизонтальних та вертикальних віброприскорень споруди підпірної стінки в рівні верхнього майданчика за двома ортогональними напрямками X та Z (рис. 4.13);
- за допомогою існуючих програмних засобів провести обробку одержаних записів вібросигналів;
- визначити максимальні значення віброприскорень у рівні верхнього майданчика протизсувної споруди;
- визначити характерні частоти коливань підпірної стінки.

Методика досліджень

Експериментальні динамічні обстеження виконані з використанням

приладів, які дозволяють записувати вібраційні сигнали за допомогою датчиків вібрації на жорсткий диск ноутбука за допомогою програмного комплексу «Сейсмомоніторинг».

Обробка вібросигналів проводилася на основі методу спектрального аналізу на ПК з використанням вищеназваного програмного комплексу «Сейсмомоніторинг» [185].

Результатом роботи є висновок про рівень динамічних навантажень на протизсувну споруду при мікросейсмічних коливаннях та при русі залізничних потягів.

Порядок виконання робіт при вібродинамічних обстеженнях залізничної ПЗС:

1. Провести вибір обладнання та підготувати прилади до роботи.
2. Для проведення динамічних обстежень прорахувати схеми розміщення вібродатчиків ЗПС.
3. Провести записи коливань підпірної стінки.
4. Провести обробку одержаних записів коливань та виконати їх аналіз на основі програмного комплексу «Сейсмомоніторинг», в якому реалізовано метод спектрального аналізу.
5. Одержати графіки горизонтальних і вертикальних віброприскорень підпірної стінки та їхні спектри в реальному часі по кожному з напрямків коливань X та Z.
6. На основі виконаних віброметричних обстежень дати висновок про рівні вібрації підпірної стінки.

Передбачено запис віброприскорень ЗПС та ґрунту, безпосередньо прилеглого до неї, у горизонтальній та вертикальній площинах за напрямками X та Z відповідно до ДСТУ ГОСТ 12.1.012:2008 [184].

Вибір та підготовка віброметричної апаратури для виконання обстежень

Реєстрація вібросигналів виконувалась однокомпонентними датчиками (віброперетворювачами) моделі 731A фірми «Wilcoxon research», США. Кількість датчиків при виконанні обстежень підпірної стінки та ґрунту складала 3 шт.

Кожний датчик дротом з'єднаний з сейсмопередатчиком. Передача даних вимірювань на ноутбук від сейсмопередатчиків здійснювалася за допомогою радіосигналу. Оперативна обробка радіосигналів на ноутбуці проводилася за програмою КПП обробки вібросигналів «Сейсмомоніторинг» [185], яка у відповідному частотному діапазоні використовує спектральний метод. У трьох вікнах на екрані монітора комп'ютера одночасно можна побачити експрес-результати попередньої обробки сигналів з подальшим збереженням файлу у текстовому форматі та виводом його на принтер.

Весь набір апаратури, яка використовувалася для вимірювання параметрів коливань, був повірений в Укрметртестстандарті. Були отримані відповідні свідоцтва на право її застосування при експериментальних замірах вібрацій бувель і споруд. Діапазон частот, в якому проводився запис сигналів вимірювальної величини при вібродинамічних обстеженнях, є заданим – від 0,3 до 25,0 Гц.

Схеми розміщення вібродатчиків для виконання вібродинамічних обстежень споруди підпірної стінки

Розміщення вібродатчиків на верхньому майданчику підпірної стінки приведено на рис. 4.13. Положення осей X, Y та Z відповідало напрямкам вимірювання віброприскорень (поперек залізничної колії у напрямку будівлі, вздовж залізничної колії та вертикально вгору (Z)). Номери вібродатчиків №5, №6, №7 входили до комплекту вібровимірювальної апаратури.

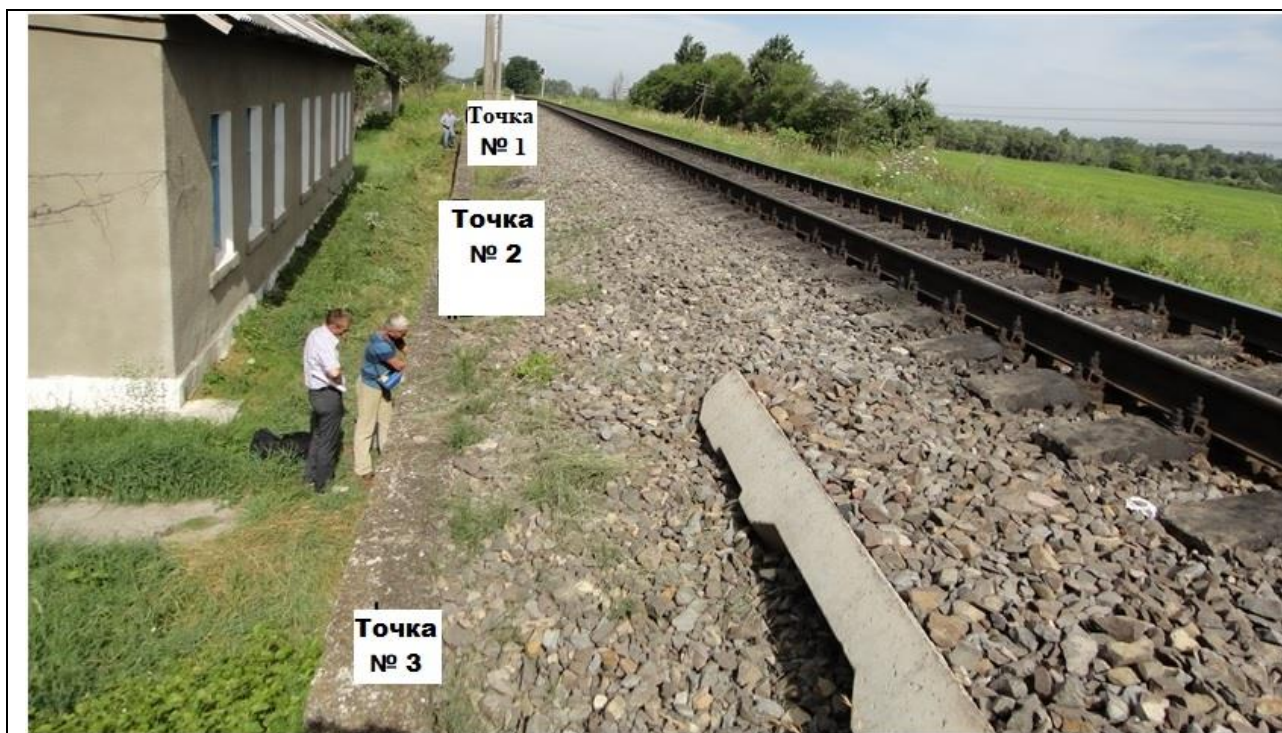


Рис. 4.13 – Точки одночасного виміру вздовж залізничної колії при дослідженні ПЗС на перегоні Завалля – Неполоківці

В експериментальних дослідженнях ЗПС використані такі схеми для розміщення датчиків вібрацій:

Схема 1. Датчики № 7, № 6 та №5 на верхній поверхні стіни в т. 3, т. 2 і т. 1. Відбувалася реєстрація горизонтальних віброприскорень ЗПС вздовж координати X.

Схема 2. Датчики № 7, № 6 та №5 на верхній поверхні стіни в т. 3, т. 2 і т. 1. Відбувалася реєстрація вертикальних віброприскорень ЗПС вздовж координати Z.

Результати вібродинамічних обстежень споруди підпірної стінки

Вібродинамічні обстеження виконувались у відповідності до розробленої методики. Для виконання всього об'єму запланованих вібродинамічних обстежень записи коливань проводилися протягом 3 хвилин з повторами в

кількості 2-х разів за кожною схемою розміщення вібродатчиків. Результати обстежень споруди підпірної стінки були систематизовані та наведені нижче.

Результати вібродинамічних обстежень підпірної стінки

За схемами 1 та 2 отримані графіки віброприскорень та їх амплітудні спектри. Точка 2 підпірної стінки розміщення датчика 6 за будь-яких рівних умов є найбільш навантаженою в порівнянні з іншими. На рис. 4.14 представлений графік горизонтальних віброприскорень вздовж координати X при русі пасажирського потяга. Горизонтальні віброприскорення зафіксовані:

1. В діапазоні $0,21\text{--}0,42\text{ м/с}^2$ на кінцевих ділянках ЗПС.
2. Зареєстровано віброприскорення $0,63\text{ м/с}^2$ на середній ділянці ЗПС.

Часові сигнали віброприскорень реєструвалися в діапазоні частот від 0,3 Гц до 100,0 Гц. Переважаючі частоти при русі потяга для крайніх і середньої ділянок зареєстровані в діапазоні 0,3–25,0 Гц. Для оцінки динамічних властивостей вказаних ділянок ЗПС в т.1 – т.3 також наведено амплітудні спектри коливань при проїзді пасажирського потяга. Амплітудні спектри побудовані для ділянки А – Б графіка часового сигналу (див. рис. 4.14). Амплітудні спектри горизонтальних коливань в осі X для т.1 – т.3. наведені на рис. 4.15.

Перша переважаюча частота амплітудного спектру горизонтальних коливань на крайніх ділянках ЗПС за напрямком X складає 6,8 Гц (рис. 4.15, верхній та нижній рисунки). Ділянка в середній частині підпірної стінки такого явного піку переважаючих частот не має (рис. 4.15, середній рисунок). Це свідчить про те, що ЗПС в середній частині має зменшений показник жорсткості в горизонтальному напрямку. Причиною цього можуть бути як конструктивні особливості ЗПС, так і накопичені внутрішні дефекти.

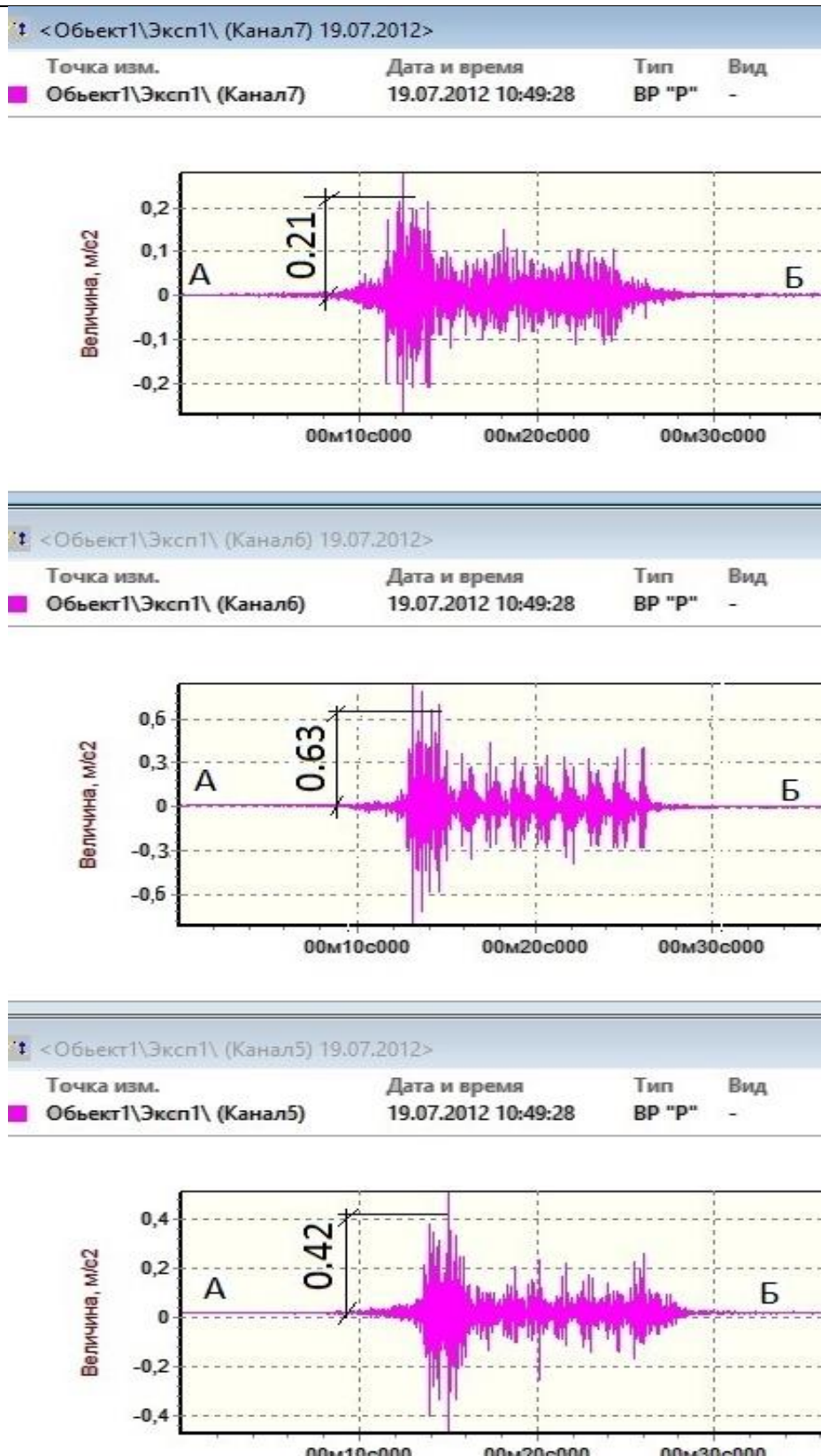


Рис. 4.14 – Часовой сигнал горизонтальных виброприскорень ЗПС (координата X) при русі в напрямку від т.1 – т.3. пасажирського поїзду



Рис. 4.15 – Амплітудні спектри горизонтальних віброприскорень ЗПС (координата X) при русі в напрямку від т.1 – т.3. пасажирського поїзду

Необхідно звернути увагу на конструктивні особливості ЗПС після її встановлення. Візуальне обстеження ЗПС встановило, що на окремих ділянках ЗПС верхні розподільчі балки тільки нещільно прилягають до елементів «стіна в ґрунті» під силою тяжіння. Верхні розподільчі балки не зав'язані з ЗПС, як це спостерігається на інших ділянках залізничної колії та як це повинно було бути за проектом її зведення.

Причиною негативного динамічного впливу на ЗПС може бути наявність з'єднувального стику колій залізничного полотна у цьому місці. За нормативними вимогами ЗПС відповідає класу стійкості С [212]. Значення віброприскорень, що пускаються при періодичних коливаннях, не повинні перевищувати $0,38 \text{ м/с}^2$. У відповідності до рекомендацій Савінова О.А. та Кудрявцева І.А. [188] для ґрунту допустимий рівень віброприскорень, при яких виключене осідання фундаментів, не повинен перевищувати 15 см/с^2 .

Аналіз нормативних документів та результатів проведених досліджень щодо визначення допустимих рівнів динамічних впливів на конструкції будинків та ґрунт

У нормативних документах України та європейських країн приведені допустимі рівні вібрації будівель і споруд при динамічному впливі від віброактивного обладнання, транспорту, стаціонарних машин та струсів.

Стандарти більшості країн світу включають вимоги до допустимої вібрації будівель і споруд. Однією з головних характеристик такої класифікації будівель і споруд до допустимої вібрації є власна частота коливань будівлі або споруди по основному тону. Останню визначають розрахунком або експериментально за допомогою спектрального аналізу експериментально зареєстрованих коливань при мікросейсмічних впливах. Експериментальні дослідження, проведені у багатьох країнах, підтверджують, що діапазон частот коливань несучих конструкцій знаходиться у межі від 1 до 100 Гц при впливі транспорту та віброактивного обладнання [187].

Деякі інші національні стандарти, наприклад [187], розділяють споруди за ознакою стійкості до вібрації всього на три допоміжних класи (див. таблицю 4.4).

Таблиця 4.4

Класифікація споруд за стійкістю до вібрації [187]

Клас стійкості	Деякі характерні ознаки споруд
A	Будівлі з видимими пошкодженнями, з тріщиною у штукатурці, споруди з необробленого каменю, пустотілих блоків з в'язучим матеріалом низької несучої здатності
B	Звичайні будівлі цегляної кладки, споруди з блоків, з обробленого каменю, фахверки. Споруди в хорошому стані, без пошкоджень
C	Жорсткі споруди в хорошому стані (наприклад, якісно виконані залізобетонні рами, металоконструкції, відмінно виготовлені дерев'яні конструкції тощо)

В якості кінематичних параметрів, що характеризують інтенсивність вібрації, приймаються максимальні зміщення, віброприскорення та вібростійкість.

В таблиці 4.5 наведені граничні значення швидкостей і прискорень коливань споруд указаних класів за даними [187].

Таблиця 4.5

Допустимі параметри коливань конструкцій у залежності від класу стійкості споруд [187]

Клас стійкості споруди	Параметри коливань, викликаних імпульсивними впливами, для діапазона частот, Гц.		Параметри встановлених періодичних коливань для діапазона частот, Гц	
	1-10	10-100	1-10	10-100
	прискорення,	швидкість,	прискорення,	швидкість,
A	125	2	63	1
B	250	4	150	2,5
C	630	10	380	6

За нормативними вимгами ЗПС відповідає класу стійкості C [212] та у відповідності з [188] для ґрунту допустимий рівень віброприскорень, при яких

виключене осідання фундаментів, не повинен перевищувати 15 см/с^2 .

Порівняльний аналіз експериментальних та розрахункових даних

На основі експериментальних досліджень ЗПС Львівської залізниці мн зробити такі висновки:

1. Порівняно з мікросейсмічними коливаннями ЗПС, її значення віброприскорень під час руху залізничних потягів збільшується в 4 рази. Віброприскорення, що зареєстровані на рівні верхнього майданчика стіни, нижчі від допустимих. Їхні максимальні амплітуди при мікросейсмічних коливаннях та русі залізничних потягів не перевищують по координаті X $0,25 \text{ см/с}^2$, по координаті Z – $0,8 \text{ см/с}^2$.

2. Споруда ЗПС при коливаннях має діапазон переважаючих частот $5,0\text{--}8,0$ Гц за напрямком осі X та $9,0\text{--}12,0$ Гц – за напрямком осі Z . Зареєстровані максимальні віброприскорення основи стіни $0,008 \text{ м/с}^2$ менші від допустимих $0,15 \text{ м/с}^2$. При такому рівні віброприскорень основи ЗПС та відсутності умов її замочування, осідання ЗПС у подальшому малоймовірне.

На основі математичного моделювання ЗПС Львівської залізниці отримано:

1. Розрахункові значення НДС ЗПС відповідають проектним з урахуванням зареєстрованих деформацій та часом її тривалої експлуатації (погіршення характеристик в залежності від часу експлуатації).

2. Результати обчислення показують, що частота власних коливань за першою формою становить $9,46$ Гц.

3. Експериментально зареєстрована максимальна амплітуда поперечних коливань ЗПС відповідає частоті 8 Гц, та відхилення від розрахункової частоти коливань становить $1,46$ Гц (приблизно 18% , що є прийнятним для позитивної оцінки відповідності результатів математичного моделювання реальним даним в частині оцінки характеристик НДС ЗПС).

Висновки за розділом 4.3.

1. Проведене візуальне обстеження ЗПС виявило окремі дефекти у вигляді тріщин та роз'єднань у місцях стиків, осідань і наявних кутових деформацій стін, що складають ЗПС.

2. З будівельної механіки відомо, що зменшення власної частоти коливань конструкції може свідчити про наявність її руйнувань, а збільшення частоти – про підсилення конструкції внаслідок ремонтно-відновлювальних робіт. У результаті порівнянь експериментальних і розрахункових даних необхідно відзначити достатню точність розрахункової моделі.

3. Експериментальні методи неруйнівного контролю в сукупності з математичним моделюванням можуть бути корисні для визначення поточного ТС ЗПС [211]. Необхідно підкреслити, що експериментальні методи вібраційної діагностики допоможуть при визначенні навіть незначних змін у поточному НДС ЗПС.

4.4. Висновки за розділом 4

1. Загальний технічний стан будівельних об'єктів України не забезпечує безпечних умов життєдіяльності громадян і суспільства внаслідок зростання ризику виникнення надзвичайних ситуацій [220].

2. Необхідне проведення комплексу заходів щодо приведення ТС будівель і споруд до рівня нових нормативних вимог на основі проведення комплексного їх обстеження та моніторингу.

3. Зростання висотності будинків і споруд, відхід від симетричних форм, ускладнення технологій промислових процесів і постійне збільшення техногенного навантаження на території підвищують імовірність виникнення техногенних катастроф, пов'язаних із природною геодинамічною активністю та землетрусами.

4. Новий нормативний документ України ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016

«Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд» після виходу з друку на початку 2017 р. вже частково застарів (як і всі документи, що стосуються інформаційних технологій, потребують оновлення та коригування відразу після виходу з друку). Першочергове коригування документа ДСТУ-Н Б В.1.2-17: 2016 [8, Додаток Б] вимагає:

- детального опрацювання питань моніторингу будівельних конструкцій для забезпечення безпеки при проектуванні та будівництві будівель і споруд;
- врахування нових специфічних умов будівництва;
- експериментальних перевірок використовуваних конструктивних рішень шляхом встановлення СМБК;
- обґрунтованості вибору критеріїв СМБК;
- урахування реальних ґрунтових умов будівельних майданчиків (їх обов'язкове мікрорайонування) та ін.

5. На сьогодні не існує єдиної загальноприйнятої методики динамічної паспортизації, узаконеної на рівні ДБН або стандарту, тому вдосконалення неруйнівних методів обстеження будівель і споруд для оцінки їхньої фактичної сейсмостійкості з урахуванням фізичного зносу є актуальною задачею сьогодення в Україні.

6. За результатами моніторингових вібродинамічних досліджень будинку на вул. Пимоненка, 14 в період виконання пальового фундаменту 21.02.2017 на сусідньому будівельному майданчику можна зробити такі висновки.

6.1. На основі записів віброприскорень будівлі при мікросейсмічних впливах одержані їхні амплітудні спектри, окремі результати яких приведені в табл. 4.1. та на рис. 4.10 (до початку влаштування палі (а) та після закінчення бурових робіт (б)). Робота бурового устаткування та будівельної техніки при влаштуванні палі не спричинила ніяких дефектів несучого каркасу будівлі. Значення власних частот – $f_1=1,90$ Гц та $f_2=2,25$ Гц – за нижчими формами не змінилися.

6.2. Зареєстровані рівні віброприскорень на фундаментній стіні

будівлі у вертикальному та горизонтальному напрямках не перевищують $0,015 \text{ м/с}^2$, що менше мінімально допустимих значень віброприскорень для фундаментів будівель із цегляними несучими стінами $0,15 \text{ м/с}^2$ згідно з табл. 4.2 [187].

6.3. Зареєстровані рівні віброприскорень у рівні перекриття на 9 поверсі будівлі у вертикальному та горизонтальному напрямках не перевищують $0,004 \text{ м/с}^2$, що менше допустимих значень віброприскорень для висотних будівель – $8,0 \text{ см/с}^2$ ($0,08 \text{ м/с}^2$) згідно з п.7.2 [221].

6.4. При дослідженнях оцінювалася також наявність видимих ушкоджень у будівлі в доступних для цього місцях та їхній можливий розвиток до та після влаштування палі. Їхній розвиток оцінювався за станом гіпсового маяка на вертикальній тріщині в стіні будинку на 8 поверсі, який був встановлений до початку вібродинамічних випробувань. Стан маяка після влаштування експериментальної палі не змінився – він залишився неушкодженим. Це зафіксовано на рис. 4.8. Маяк, що був встановлений на вертикальну тріщину в будівлі на 8 поверсі, на дату проведення досліджень 21.02.2017 після виконання пальового фундаменту був неушкодженим.

6.5. Комфортність умов проживання мешканців будинку на верхніх поверхах будинку при виконанні всіх видів робіт при влаштуванні паль згідно з допустимими нормами [184, 221] забезпечена.

6.6. На основі вищенаведеного, допустимо проводити роботи з виконання пальового фундаменту з додержанням необхідних технологічних процедур при роботі бурової установки BAUER 40 BG.

7. На основі проведених динамічних обстежень ЗПС Львівської залізниці при дії фонових мікросейсмічних збурень та під час руху залізничних поїздів отримано:

7.1. Максимальна амплітуда віброприскорень ЗПС при дії фонових мікросейсмічних збурень і під час руху залізничних потягів уздовж координати X не перевищує $0,25 \text{ см/с}^2$, за координатою Z – $0,8 \text{ см/с}^2$. У

порівнянні з мікросейсмікою рівень віброприскорень при русі залізничних потягів поблизу підпірної стіни збільшується в 4 рази.

7.2. Зареєстрований рівень віброприскорень у рівні верхнього майданчика підпірної стінки значно нижчий від допустимих $38,0 \text{ см/с}^2$.

7.3. Споруда ЗПС має діапазон переважаючих частот $5,0\text{--}8,0 \text{ Гц}$ за координатою X та $9,0\text{--}12,0 \text{ Гц}$ – за Z.

7.4. Зареєстровані максимальні віброприскорення основи стіни – $0,008 \text{ м/с}^2$ – менші від допустимих $0,15 \text{ м/с}^2$. При такому рівні віброприскорень основи ЗПС та відсутності умов її замочування, осідання ЗПС у подальшому малоймовірне.

7.5. При русі залізничних потягів на цій ділянці Львівської залізниці зі швидкістю від 30 до 50 км/г явище резонансу ЗПС не виникає.

7.6. Стан підпірної стіни задовільний. Для подальшої експлуатації підпірної стіни бажано ліквідувати наявні дефекти в підпірній стіні.

7.7. Міцність бетону в місцях випробувань визначалася за базовою градуальною залежністю «швидкість – міцність», що встановлена для використаного приладу за статистичними даними порівняльних механічних і ультразвукових випробувань бетону класів B15 ... B35.

8. Розрахункові значення НДС ЗПС відповідають проектним із урахуванням зареєстрованих деформацій і часом її тривалої експлуатації (погіршення характеристик в залежності від часу експлуатації).

9. Результати обчислення показують, що частота власних коливань за першою формою становить $9,46 \text{ Гц}$.

10. Експериментально зареєстрована максимальна амплітуда поперечних коливань ЗПС відповідає частоті 8 Гц , та відхилення від розрахункової частоти коливань становить $1,46 \text{ Гц}$ (приблизно 18%), що є прийнятним для позитивної оцінки відповідності результатів математичного моделювання реальним даним у частині оцінки характеристик НДС ЗПС.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У дисертаційній роботі вирішена актуальна науково-технічна задача – розробка нових математичних моделей, чисельних алгоритмів і прикладних програм для дослідження складного напружено-деформованого стану ПС при постійно діючих природних та техногенних динамічних навантаженнях у полі розподілених масових і поверхневих сил. Основні результати дисертаційної роботи полягають у наступному:

1. Систематизовані та узагальнені наявні дані щодо чисельних методів математичного моделювання ПС та ПЗС за II групою граничних станів програмним комплексом LIRA та щодо експериментальних інформаційно-аналітичних систем технічної діагностики ЗП та ПЗС.

2. *Уперше:*

- розроблена фізично та геометрично нелінійна гіперболічна чотирьохмодова математична модель ПС і *доведено* її коректність для окремих випадків;
- розроблено метод, алгоритм і прикладну програму розпаралелюваних обчислень за швидкостями розповсюдження хвиль динаміки ПС, та *доведено* їхню ефективність.

3. *Дістало подальшого розвитку* математичне моделювання НДС ЗП та ПЗС в умовах розподілених та концентрованих динамічних впливів різної інтенсивності та величини. Обґрунтовано та розроблено алгоритми та прикладні програми на базі чисельних методів МСР та МСЕ для чисельного моделювання НДС ЗП при застосуванні двох- та трьохкомпонентних гіперболічних моделей ЗП. Проведено математичне моделювання розповсюдження пружних хвиль у ЗП для обґрунтування можливості ідентифікації та інтерпретації різного типу порушень у її цілісності для майбутнього вдосконалення та створення практичних приладів діагностики ТС ЗП у ґрунтових умовах будівельного

майданчика. Амплітудно-частотні спектри коливань (згинальних) для палі без дефектів і палі з дефектом суттєво відрізняються. Водночас спектри палі без дефектів і палі з дефектом, які були отримані попередніми дослідниками як за кордоном, так і в Україні, суттєво не відрізнялися. Це вказує на безальтернативний напрямок вдосконалення приладів неруйнівного контролю паль на основі багатохвильових гіперболічних математичних моделей. Першим кроком у цьому напрямку є врахування в моделі палі, крім поздовжніх, також і згинальних коливань (модель балки Тимошенка). Як свідчать результати проведеного чисельного моделювання, ми отримали додаткові критерії щодо ідентифікації таких дефектів у палі, які раніше неможливо було діагностувати за допомогою однохвильових моделей різних модифікацій, що є єдиною теоретичною основою сучасних закордонних і вітчизняних приладів неруйнівного контролю цілісності паль. Складно уявити, до яких наслідків можуть призвести похибки в діагностиці ТС палевих полів багатоповерхових будівель.

4. *Дістали подальшого розвитку* експериментальні моніторингові дослідження улаштування ЗП завдовжки 40 м на зсувонебезпечній будівельній ділянці в м. Києві та ПЗС Львівської залізниці. Проведено математичне моделювання за допомогою програмного комплексу LIRA 9.6 та експериментальне діагностування технічного стану ПЗС в умовах динамічних навантажень природного та техногенного типу. Результати обчислення показують, що частота власних коливань за першою формою становить 9,46 Гц. Максимальна амплітуда поперечних коливань, яка була експериментально зареєстрована, відповідає частоті 8 Гц. Відхилення складає $\sim 18\%$ (1,46 Гц).

5. Проведено експериментальні вібродинамічні моніторингові дослідження улаштування ЗП завдовжки 40 м на зсувонебезпечній будівельній ділянці (вул. Пимоненка 20, м. Київ) зі значним перепадом висот на будівництві багатоповерхової будівлі. Зареєстровані рівні віброприскорень на фундаментній стіні будівлі у вертикальному та горизонтальному напрямках не перевищують $0,015 \text{ м/с}^2$, що в 10 разів менше мінімально допустимих значень віброприскорень

для фундаментів будівель із цегляними несучими стінами ($0,15 \text{ м/с}^2$).

6. *Узагальнені* результати моніторингових досліджень будівельних конструкцій у вигляді нового нормативного документу України ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016, який із квітня 2017 р. введено в дію.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Власюк А.П. Теоретичне дослідження процесів розчинення та вимивання солей і карстових порід при фільтрації підземних вод в областях з криволінійними та вільними границями [Текст] : автореф. дис... д-ра техн. наук: 05.13.02 / А. П. Власюк; Київський ун-т ім. Тараса Шевченка. - К.: 1996. - 43 с.
2. Дейнека В. С. Идентификация кинетических параметров массопереноса в составляющих многокомпонентных неоднородных нанопористых сред системы конкурентной диффузии / В.С. Дейнека, М.Р. Петрик, Ж. Фрессард // Кибернетика и системный анализ. - 2011. - Т. 47, № 5. - С. 45-64. - Режим доступа: http://nbuv.gov.ua/UJRN/KSA_2011_47_5_6
3. Влияние природных и техногенных землетрясений на грунт околосклоновых массивов и их системный анализ / А.Н. Трофимчук, Т.Ю. Калюх, Ю.И. Калюх и др. // Сейсмостойкое стр-во и безопасность сооружений. – 2012. – № 5. – С. 33 – 40.
4. Trofymchuk O.M. Choosing the Capacity of Arcs with Constraint on Flow Delay Time / O.M. Trofymchuk, V.A. Vasyanin // Cybernetics and Systems Analysis 55 (4), 2019. – С. 561-569.
5. Сергієнко І.В. Методи оптимізації та системного аналізу для задач трансобчислювальної складності / І.В. Сергієнко - К: Академперіодика, 2010. – 293 с.
6. Скопецкий В. В. 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. The method of multi-criteria ranking of monitoring stations for water discharge in rivers for determining priorities of their location / V.B. Mokin, Y.M. Kryzhanovskiy, A.R. Yascholt, (...), T. Ławicki, A. Aizhanova // Proceedings of SPIE - The International Society for Optical Engineering. - 2018.
8. Бойко І.П. Вплив розташування паль на напружено-деформований стан

- захисних підпирних стінок / І. П. Бойко, В. М. Ключка // Будівельні конструкції. : зб. наук. пр. – К.: ДП НДІБК, 2004. – Вип. 61. – Т. 2. – С. 283 – 285.
9. Гольдштейн М.Н. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебник для вузов ж.-д. трансп. / Гольдштейн М.Н., Царьков А.А., Черкасов И.И. – М.: Транспорт, 1981. – 320 с.
10. Гинзбург Л. К. Определение критического расстояния между удерживающими элементами противооползневых конструкций / Л. К. Гинзбург, В. И. Ищенко // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1991. – №2. – С. 11-12.
11. Trofymchuk O.M. Optimization Algorithms for Packing of Small-Lot Correspondence in Communication Networks / O.M. Trofymchuk, V.A. Vasyanin, V.N. Kuzmenko // Cybernetics and Systems Analysis 52 (2). 2016. – С. 258-268
12. Еквівалентування моделей мінімально-фазових лінійних систем автоматичного керування з ПД-регуляторами в класі немінимально-фазових / Б.І. Мокін, В.Б. Мокін, О.Б. Мокін, І.О. Чернова // Вісник Вінницького політехнічного інституту. - 2018. - № 3. - С. 81-88.
13. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов / Маслов Н.Н. – М.: Высшая школа, 1982. – 511 с.
14. Про схвалення Концепції Комплексної програми протизсувних заходів КМУ [Електронний ресурс]: Розпорядження КМУ від 16 трав. 2002 р. № 258-р. Режим доступу: <http://uazakon.com/document/spart13/inx13157.htm>
15. Сільченко К. В. Робота утримувальної протизсувної споруди у вигляді пальшпонок: дис.канд. техн. наук : за спец. 05.23.02 - основи і фундаменти / Сільченко К. В. – К., 2010. - 193 с.
16. Трофимчук О.М. Математичне моделювання та моніторинг Лівадійської зсувної системи / О.М. Трофимчук, О.А. Клименков, Ю.І. Калюх // Екологічна безпека. –2015. – № 4 (20). – С. 5-19.
17. Шахунянц Г. М. Земляное полотно железных дорог / Шахунянц Г. М. – М.: Транжелдориздат, 1953. – 827 с.
18. Fellenius W. Calculation of the Stability of Earth Dams / W. Fellenius // 2d Congress on Large Dams: Int. conf., USA. – Washington D.C.: [s.n.], 1936. – Vol. 4.

19. До питання вибору оптимальної математичної моделі стаціонарного часового ряду /О.Б. Мокін, В.Б. Мокін, Б.І. Мокін, І.О. Чернова // Вісник Вінницького політехнічного інституту. - № 4: 2018. – С. 74-80.
20. Терцаги К. Теория механики грунтов / К. Терцаги. – М: Госстройиздат, 1961. – 508 с.
21. Чёрный Г. И. О классификации математических моделей для различных задач механики горных пород / Г.И. Чёрный // “Труды VIII сессии Совета по народнохозяйственному использованию взрыва”. - К.: Наук. думка, 1970. – С. 20 – 26.
22. Закон України. Про планування та забудову територій від 20 квітня 2000 року № 1699-III. Режим доступу: <http://zakon.rada.gov.ua/cgi-bin/laws/main.cgi?nreg=1699-14>.
23. Закон України. Про захист населення і територій від надзвичайних ситуацій техногенного та природного характеру від 8 червня 2000 року №1800-III. Режим доступу: http://www.irbis.kneu.kiev.ua/cgi-bin/irbis32r/cgiirbis_32.exe?
24. Закон України. Про об'єкти підвищеної небезпеки від 18 січня 2001 року № 2245 – III. Режим доступу: <http://zakon1.rada.gov.ua/cgi-bin/laws/main.cgi?nreg=>
25. Власюк А.П. Комп'ютерне моделювання процесу вертикальної міграції радіонуклідів у каталітичному пористому середовищі з використанням паралельних обчислень / А.П. Власюк, В.В. Жуковський, Н.А. Жуковська // Інформаційні технології та комп'ютерна інженерія. - № 2, 2017. – С. 60-69.
26. Vlasyuk A.P. A modern approach for software construction of tools for mathematical modeling of mass transfer processes in catalytic porous media / A.P. Vlasyuk, V.V. Zhukovskyy // ISJ theoretical & applied science 12 (44), 2017. – P. 69-75.
27. The improvement of the volumetric monitoring system to raise the analysis accuracy for the allergic pollen found in the city atmosphere / V.B. Mokin, V.V. Rodinkova, T.Y. Vuzh, W. Wójcik, S Sailerbek // Przegląd Elektrotechniczny 93 (5), 2017. – P.87-91.
28. Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень: ДБН

- 360-92*. - [Дійсні 1992-04-17] /. – К.: Будівельник, 1992. – 46 с. - (Нормативний документ Минрегіонбуду України).
29. Інженерний захист територій будівель та споруд від зсувів та обвалів. Основні положення: ДБН В.І.І-3-97. - [Дійсні 1997-07-01]. – К.: Держбуд України, 1998. – 40 с. – (Нормативний документ Минрегіонбуду України).
30. Инженерная защита территорий зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения проектирования: СНиП 2.01.15-90 /. - М.: Госстрой СССР, 1991. – 32 с. – (Нормативний документ СССР).
31. Строительство в сейсмических районах Украины: ДБН В.1.1-12:2006. – [Действительный 2007-01-01] /. - К.: Укрбудинформ, 2006. – 84 с. – (Нормативний документ Минрегіонбуду України).
32. Koroliuk V.S. Filtering of stationary Gaussian statistical experiments / V.S. Koroliuk, D. Koroliouk // Journal of Mathematical Sciences 246 (1), 2020. - P. 51-59.
33. Koroliouk D. Equilibrium in Wright–Fisher Models of Population Genetics / D. Koroliouk, V.S. Koroliuk // Cybernetics and Systems Analysis 55 (2), 2019. – P. 253-258.
34. Трофимчук А. Н. Надежность систем сооружение - грунтовое основание в сложных инженерно-геологических условиях / А. Н. Трофимчук, В. Г. Черный, Г. И. Черный. – К.: ПолграфКонсалтинг: 2006. – 248 с.
35. Bishop A.W. The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems / A.W. Bishop, L. Bjerrun // Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder. – 1960. – Vol 1.
36. Lacasse S. 8th Terzaghi Oration Protecting society from landslides – the role of the geotechnical engineer/ S. Lacasse // Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013. – P.15-34.
37. Morgenstern N.R. The analysis of the stability of general slip surfaces / N.R. Morgenstern, V.E. Price // Geotechnique. – 1965. – 15. – № 1. – P. 79–93.
38. Билеуш А. И. Оползни и противооползневые мероприятия / А. И. Билеуш. – К. : Наук. думка, 2009. – 330 с.
39. Аналіз схеми розміщення протизсувних споруд на території м. Чернівці / В.

- В. Полевецький, К.О. Хавкін, Ю.І. Калюх та ін. // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. тр. – Днепропетровск: ПГАСА, 2010 – Вып. 56. – С. 325 – 330.
40. Зміцнення котловану в обмежених умовах міської забудови на прикладі будівництва торгово-офісного центру в м. Ялта / Е.Я.Кільвандер, К.В. Сільченко, Ю.І. Калюх, О.А. Клименков та ін. // Світ геотехніки. – 2015. – № 1(45). – С. 4-7.
41. Хавкин К.А. К расчету оползневого склона по двум программным комплексам PLAXIS и Landslip: сравнение / К.О. Хавкін, Ю.И. Калюх, О.М. Трофимчук // Будівельні конструкції: зб. наук. пр. – К. : ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74. – С. 254 – 262.
42. Bishop A. W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes / A.W. Bishop // Geotechnique. – 1955. – Vol. 5. – № 1. – P. 7 – 17.
43. Bjerrum L. Theoretical and experimental investigation of the shear strength of soil / L. Bjerrum // Thesis presented for the degree of doctor of technical science. – Oslo: [s.n.], 1954. – 114 p.
44. Casagrande A. Effect of rate of loading on the strength of clays and shales at constant water content / A. Casagrande, S. Wilson // Geotechnique. – 1951. – Vol. IV.
45. Fillunger P. Versuche über die Zugfestigkeit bei allseitigem Wasserdruck. Osterr Wochenschrift für den öffentl Baudienst / Fillunger P. – 1915. – Н 29. – P. 443–448.
46. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды / В.В. Соколовский. – М.: Гостехтеориздат, 1954. – 276 с.
47. Рекомендации по комплексным мерам защиты зданий и сооружений на оползнеопасных склонах / Авт.: И.П. Бойко, А.В. Абросимов, Я.И. Червинский, Л.К. Гинзбург и др. // К.: НИИСК Госстроя СССР, 1989. – 296 с.
48. Ustimenko V.A. On new multivariate cryptosystems based on hidden Eulerian equations / V.A. Ustimenko // Доповіді Національної академії наук України. – № 5, 2017. – С. 17-24.
49. The International Algebraic Conference dedicated to the 100th anniversary of L.A. Kaluzhnin / Yu. Drozd, V. Kirichenko, A. Petravchuk, V. Sushchansky, V. Ustimenko

// Algebra and Discrete Mathematics. — 2015. — Vol. 19, № 1. — С. 1-3.

50. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства (оползни и борьба с ними) / Н.Н. Маслов. — М.: Стройиздат, 1977. — 320 с.

51. Метелюк Н.С. Влияние защемления головы сваи в ростверке на её сопротивление горизонтальной нагрузке / Н.С. Метелюк, Г.Ф. Шишко, Г.Ф. Михайленко // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1971. — № 4. — С. 18 – 22.

52. Kilvander E.Ya. On calculation of natural oscillation period of landslide slopes / E.Ya. Kilvander, O.V. Snezhko // XIIIth European conference on soil mechanics and geotechnical engineering: Int. conf., 25 – 28 august 2003. — Prague: [s.n.], 2003. — P. 649 – 652.

53. Стабилизация оползней АРК, Украина, с использованием свай-шпонок / А.Н. Трофимчук, О.А. Клименков, Я.О. Берчун и др. // Будівельні конструкції: зб. наук. пр. — К.: ДП НДІБК, 2016. — Вип. 83, Кн.1 — С. 471 – 488.

54. Инженерная подготовка территорий в сложных условиях / А.И. Билеуш, А. Г. Марченко, Я. И. Середяк, А. С. Штекель. — К.: Будівельник, — 1981. — 208 с.

55. Дем'янюк А.В. Можливості та складності оцінки стану земляних гребель за даними спостережень, отриманими за допомогою автоматизованих систем контролю / А.В. Дем'янюк, Д.В. Стефанишин // Гідроенергетика України. — 2018. - № 1-2. — С. 19-24. - Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/gidenu_2018_1-2_7.

56. Рекомендации по комплексным мерам защиты зданий и сооружений на оползнеопасных склонах / НИИСК Госстроя СССР. — Киев, 1989. — 296 с.

57. Гинзбург Л. К. Противооползневые удерживающие конструкции / Л.К. Гинзбург. — М.: Стойиздат, 1979. — 80 с.

58. Абросимов В. Г. Экспериментальные исследования железобетонных опор дубль-круглого сечения / В. Г. Абросимов, Л. В. Горбатова // Защита зданий и сооружений, возводимых в карстовых и оползневых районах: сб. науч. тр.— К.: НИИСК Госстроя СССР. — 1990. — С. 69-75.

59. Основания, фундаменты и подземные сооружения: [справочник проектировщика]; под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. — М.:

Стройиздат, 1985. - 480 с.

60. Ломтадзе В. Д. Инженерная геология. Инженерная геодинамика / В. Д. Ломтадзе. – Ленинград: Недра, 1977. – 479 с.

61. Денисов О.Г. Основания и фундаменты промышленных и гражданских зданий / Денисов О.Г. — М.: Издательство «Высшая школа», 1968. — 377 с.

62. Свайные фундаменты: СНиП 2.02.03—85. — [Чинні від 1987-01-01]. — М.: Государственный строительный комитет СССР, 1985.

63. Пресняков О.Б. Несуча здатність вдавлюваних паль у піщаних та глинистих ґрунтах: дис. на здобуття наук. ступ. канд. техн. наук / О.Б. Пресняков. — К., 2004.

64. Пилягин А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений / А.В. Пилягин — М.: Издательство Ассоциации строительных ВУЗов, 2006. — 248 с.

65. Основания зданий и сооружений: СНиП 2.02.01—83. — [Чинні від 1985-01-01]. — М.: Государственный строительный комитет СССР, 1983.

66. Руководство по проектированию свайных фундаментов / НИИОСП им. Н.М. Герсевича Госстроя СССР. — М. 1980.

67. Земляные сооружения, основания и фундаменты: СНиП 3.02.01—87. — [Чинні від 1988-07-01]. — М.: Государственный строительный комитет СССР, 1987.

68. Руководство по производству и приемке работ при устройстве оснований и фундаментов. — М.: Стройиздат, 1976. — 240 с.

69. Готман А.Л. Взаимодействие сооружений с грунтом и свайные основания / А.Л. Готман, П.И. Яковлев, Р.Г. Курмаев. — Одесса: Астропринт, 2004. — 512 с.

70. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков; Под ред. Бартоломей А.А. — М.: Стройиздат, 1994. — 384 с.

71. Ободовский А.А. Проектирование свайных фундаментов / А.А. Ободовский. — М.: Стройиздат, 1977. — 112 с.

72. Горбунов-Посадов М.И. Основания, фундаменты и подземные сооружения /

М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов; Под общ. ред. Сорочана Е.А., Трофименкова Ю.Г. — М.: Стройиздат, 1985. — 480 с. — (Справочник проектировщика).

73. Улицкий В.М. Контроль качества изготовленных свай на сплошность ствола / В.М. Улицкий, С.Г. Богов // Реконструкция городов и техническое строительство. — 1999. — №1.

74. Буровая строительная компания. Монтаж шпунтовых ограждений и различных видов свай. Режим доступа: <http://www.bur~stroy.ru/grooyeaiidpole.htffl>

75. Грунты. Методы полевых испытаний сваями: Межгосударственный стандарт ГОСТ 5686-94. — [чинний від 1996.01.01]. — М.: НИИОСП с участ. инст. «Фундаментпроект», 1995.

76. Помешкін П.В. Автоматизований контроль технологічних параметрів при виготовленні палів великого діаметра: дис. на здобуття наук. ступ. канд. техн. наук / П.В. Помешкін — К., 2004.

77. Ярас ВТ. Автоматизована система експрес-діагностики бетонних стовпів і палів у ґрунті: дис. на здобуття наук. ступ. канд. техн. наук: 05.13.07 / В.І. Ярас — К., 2006. — 193 с.

78. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля: ГОСТ 22690—88. — [Чинний від 1991-01-01]. — М.: Государственный строительный комитет СССР, 1988.

79. Глуховський В.П. Щодо застосування в Україні методу пружного відскоку для визначення міцності бетону / В.П. Глуховський, Ю.Є. Мороз, О.К. Хавкін // Реконструкція житла. — 2005. — вип. 6. — С. 208—210.

80. Джонс Р. Неразрушающие методы испытаний бетонов / Р. Джонс, И. Фэкэ-оару; [Пер. с румынского] — М.: Стройиздат, 1974. — 292 с.

81. Лещинский М.Ю. Испытания бетона / М.Ю. Лещинский. — М.: Стройиздат, 1980. — 360 с. — (Справочное пособие).

82. Бетоны. Правила контроля прочности: ГОСТ 18105—86. — [Чинний від 1987-01-01] — М.: Государственный комитет СССР по делам строительства, 1986.

83. Ермошкин П.М. Устройство буронабивных свай / П.М. Ермошкин. — М.: Стройиздат, 1982. — 160 с.
84. Бетоны. Радиоизотопный метод определения средней плотности: ГОСТ 17623—87. — [Чинний від 1987.07.01]. — М: Госстрой СССР, 1987. — 12 с.
85. Глуховский В.П. Оценка прочности каменной кладки импульсными методами для определения ресурса конструкций: дис. на соискание уч. степ. канд. техн. наук: 05.23.01 / В.П. Глуховский. — К., 2007. — 193 с.
86. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности: ГОСТ 17624—87. [Чинний від 1988-01-01] — М.: Министерство промышленности строительных материалов СССР, 1986.
87. Ногин С.И. Пособие по ультразвуковому контролю качества бетона / С.И. Ногин, В.А. Сафаров. — К.: Будівельник, 1991. — 148 с.
88. Судаков В.В. Контроль качества и надежность железобетонных конструкций / В.В. Судаков. — Л.: Стройиздат, Ленинградский отд., 1980. - 168 с.
89. Ужполявичюс Б.Б. Неразрушающие методы контроля и оценка прочности бетона в железобетонных конструкциях / Б.Б. Ужполявичюс. — Вильнюс: Мокслас, 1982. — 194 с.
90. Защук И.В. Электроника и акустические методы испытания строительных материалов / И.В. Защук. — М.: Высшая школа, 1968. — 248 с.
91. Пфлаумер О.Э. Основы и практика ультразвуковых испытаний бетона / О.Э. Пфлаумер. — М.: Госстройиздат, 1962. — 348 с.
92. Process of In-Place Evaluation of Concrete Strength. By Lull Maan Chang, Nicholas J. Carino, Members, ASCE, Cheng-Bin Wang // Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 10, No. 4, November 1998. — P. 229-237.
93. Cervenka J. Three-dimensional combined fracture-plastic material model for concrete / J. Cervenka, V. K. Papanikolaou // International Journal of Plasticity 24 (2008). — P. 2192-2220.
94. Davis A.G. The nondestructive impulse response test in North America: 1985-2001 / A.G. Davis // NDT&E International 36 (2003). - P. 185-193.
95. Руководство по определению и оценке прочности бетона в конструкциях

зданий и сооружений / НИИСК Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. — М.: Стройиздат, 1979. — 31 с.

96. Лычев А.С. Повышение надежности оценки прочности бетона в эксплуатируемых конструкциях / А.С. Лычев, Т.В. Дормидонтова // Изв. ВУЗов. Строительство. — 2002. — №4. — С. 120—123.

97. Контроль неразрушающий. Классификация видов и методов: ГОСТ 18353—79 / [переизд. 1987]. — [Чинний вщ 1980.07.01]. — М.: Издательство стандартов, 1987.

98. Почтовик Г.Я. Дефектоскопия бетона ультразвуком в энергетическом строительстве / Г.Я. Почтовик, В.Г. Липник, А.М. Филонидов. — М.: Энергия, 1977. — 121 с.

99. Рапопорт Ю.М. Ультразвуковая дефектоскопия строительных деталей и конструкций / Ю.М. Рапопорт. — Л.: Стройиздат, Ленингр. отд., 1975. — 128 с.

100. Бобров А.В. Акустическая дефектоскопия бетона / А.В. Бобров; Под ред. Коршунова Д.А. — Изготовление и контроль качества строительных конструкций. — М.: НИИСК Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР, 1987. — С. 68—75. — (Сб. науч. тр.).

101. Исаенко Ф.И. Пьезоэлектрические преобразователи для приборов неразрушающего контроля / Ф.И. Исаенко // Дефектоскопия. — 1983. — №17. — С. 46—52.

102. Ермолов И.Н. Ультразвуковые пьезопреобразователи для неразрушающего контроля / И.Н. Ермолов. — М.: Машиностроение, 1986. — 277 с.

103. Описание прибора «Измеритель длины свай». Режим доступа до ресурсу: <http://www.logsys.m/device.htm>

104. Описание прибора диагностики свай СПЕКТР-2.0. Режим доступа до ресурсу: <http://www.iiterpritor.ru>

105. Програмно-технічний комплекс ТКС—1. Посібник з експлуатації / Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій (НДІБК), 2004.

106. Глуховский В.П. Контроль длинномерных составных конструкций на основе эхо-метода и спектрального анализа сигналов / В.П. Глуховский, Н.Г.

Марьенков, А.Е. Вусатюк // Строительство, материаловедение, машиностроение, Сб. научн. трудов. Вып 47, -Дн-вск, ПГАСА, 2008. — 762 с.

107. Carino, N.J., Sansalone, M., Hsu, N.N. A Point Source - Point Receiver Technique for Flaw Detection in Concrete / N.J. Carino, M. Sansalone, N.N. Hsu // Journal of the American Concrete Institute, Vol. 83, No. 2, 1986. — P. 199-208.

108. Lin J.-M. Impact-Echo Response of Hollow Cylindrical Concrete Structure Surrounded by Soil and Rock: Part I-Numerical Studies / J.-M. Lin, M. Sansalone // Geotechnical Testing, June 1994, 17(2). — P. 207-219.

109. Lin J.-M. Impact-Echo Response of Hollow Cylindrical Concrete Structure Surrounded by Soil and Rock: Part II-Experimental Studies / J.-M. Lin, M. Sansalone // Geotechnical Testing, June 1994, 17(2). — P. 220-226.

110. Lin J.-M. Impact-Echo Response of Concrete Shaft / J.-M. Lin, M. Sansalone, N. Carino // Geotechnical Testing, 1991, 14(2). — P. 121-137.

111. Lin Y. Detecting Flaws in Concrete Beams and Columns Using the Impact-Echo Method / Y. Lin, M. Sansalone // ACI Materials, 1992, 89(4). — P. 394-405.

112. Sansalone M. Impact-Echo: Nondestructive Evaluation of Concrete and Masonry / M. Sansalone, W. Streett — New York, Bullbrier Press, 1997. — P. 9-74.

113. Sansalone M.J. Impact-Echo. Nondestructive evaluation of concrete and masonry / M.J. Sansalone, W.B. Streett. — Bullbrier Press, Ithaca, 1997 — 336 pp.

114. ASTM Standards C 1383-98. Impact-Echo Method (Test Method for Measuring the P-Wave Speed and the Thickness of Concrete Plates Using the Impact-Echo Method).

115. ASTM: D5882-00. Standard test method for low strain integrity testing of piles. ASTM International.

116. Sansalone M. J. Determining the depth of surface-opening cracks using impact-generated stress waves and time-of-flight techniques / M. J. Sansalone, J.-M. Lin, W. B. Streett // ACI Mat. J. Vol. 95, 1998. — P. 168-177.

117. McLaskey G. Nondestructive Dynamic Evaluation of a Concrete Reaction Wall Numerical and Experimental Studies / G. McLaskey, M. Sansalone // Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 20, No. 3, August 1, 2006. — P.237— 243.

118. Liao S.T. Nondestructive testing of piles. PhD Dissertation. The University of Texas at Austin / S.T. Liao. — 1994. — P. 9-205.
119. Liao, S.-T. 1997a. Identification of defects in piles through dynamic testing / S.-T. Liao, J.M. Roesset // International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 21 (4). — 1997a. — P. 277-291.
120. Liao, S.-T. Dynamic response of intact piles to impulse loads / S.-T. Liao, J.M. Roesset // International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 21 (4) — 1997b. — P. 255-275.
121. Liao, S.-T. Numerical simulation of nondestructive Parallel Seismic test for piles / S.-T. Liao, J.M. Roesset, C.-H. Chen // In: The Sixth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Taipei, Taiwan, 1998.
122. Numerical simulation and experimental study of Parallel Seismic test for piles / S.-T. Liao, J.-H. Tong, C.-H. Chen, T.-T. Wu // International Journal of Solids and Structures, № 43, 2006. — P. 2279-2298.
123. Yu C.P. A close look at impedance log method for integrity test for piles / C.P. Yu, S.T. Liao // In The 5th Far-East Conference on Nondestructive Testing, 8-11 November 1999, Kenting, Taiwan. Edited by T.-T. Wu, C.-C. Ma and P.-L. Liu. — 1999. — P. 227-233.
124. Yu C.P. Theoretical basis and numerical simulation of impedance log test for evaluating the integrity of columns and piles / C.P. Yu, S.T. Liao // Can. Geotech. J. 43, 2006. — P. 1238-1248. Режим доступа: <http://cgj.nrc.ca>
125. Ambrosini D. Long piles integrity trough impact echo technique / D. Ambrosini, J. Ezeberry // Mecanica Computacional Vol. XXIV, Buenos Aires, Argentina, 2005. — P. 651-669.
126. Feasibility study of the IE-SASW method for non-destructive evaluation of containment building structures in nuclear power plants / D.S. Kim, H.W. Kim, W.S. Seo, K.C. Choi, S.K. Wooa // Nuclear Engineering and Design. — **219**, 2002. — P. 97-110.
127. Kim D.S. IE-SASW method for nondestructive evaluation of concrete structure / D.S. Kim, W.S. Seo, K.M. Lee // NDT&E International. — **39**, 2006. — P. 143-154.

128. Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures. State of art report by Task Group 5.1. International Federation for Structural Concrete (fib). 2003. — 300 p.
129. Experimental and Theoretical Diagnostics of Defects in Ferroconcrete Piles Based on Reflection of Longitudinal and Transverse Waves / G. Farenjuk, I. Kaliukh, E. Farenjuk, T. Kaliukh, Y. Berchun, V. Berchun. — In: Hordijk D.A., Luković M. (eds) High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet. Springer, Cham: 2017. — P. 1307-1317.
130. Hegemier G.A. A nonlinear dynamical theory for heterogeneous, anisotropic, elastic rods / G.A. Hegemier, S.A. Nair // AIAA. - 1977. — **15**, № 1. — P. 8-15.
131. Меркин Д.Р. Введение в механику нити / Д.Р. Меркин. — М.: Наука, 1980. — 240 с.
132. Минаков А.Н. Основы механики нити / А.Н. Минаков. — М-Л.: Гизлегпром, 1941. — 88 с.
133. Kalukh Yu.I., Selezov I.T. Nonlinear dynamics of flexible systems of variable length in flows / Yu.I. Kalukh, I.T. Selezov // Wave processes in machinery and structures. — European mechanics colloquium. № 295. — 1992. — P. 19.
134. Тимошенко С.П. Колебания в инженерном деле / С.П. Тимошенко, Д.Х. Янг, У. Уивер. — [пер. с англ. Корнейчука Л.Г.; под ред. Григолюка Э.И.] — М.: «Машиностроение», 1985. — 472 с.
135. Селезов И.Т. Развитие и приложение метода Коши-Пуассона в эластодинамике слоя и уравнение Тимошенко / И.Т. Селезов // Кибернетика и системный анализ, № 3, 2018. — С. 106-115.
136. Ablow C.M., Schechter S. Numerical simulation of undersea cable dynamics / C.M. Ablow, S. Schechter // Ocean Eng. — 1983. — **10**, № 6. — P. 443-457.
137. Калюх Ю.І., Селезов І.Т. Метод хвильової декомпозиції в нелінійній динаміці криволінійних стержнів / Ю.І. Калюх, І.Т. Селезов // Доп. АН України. — Сер. А. — 1992. — № 9. — С. 52-57.
138. Курант Р. Уравнения с частными производными / Р. Курант. — М.: МИР, 1964. — 830 с.

139. Калюх Ю.И. Статика, динамика и оптимизация канатных систем в потоке. Дис. на док. техн. наук: / Ю.И Калюх. — К.: ГПНТБ Украины. — 1994. — № 05/94/000783.
140. Салтанов Н.В. Гибкие нити в потоках / Н.В. Салтанов. — К.: Наукова думка, 1974. — 140 с.
141. Казакевич М.И. Аэродинамическая устойчивость наземных и висячих трубопроводов / М.И. Казакевич. — М.: Недра, 1977. — 200 с.
142. Берто Г.О. Океанографические буи / Г.О. Берто. — Л.: Судостроение, 1979. — 216 с.
143. Валеев В.И. Тросовые системы в потоке жидкости / В.И. Валеев, Г.Л. Кожевникова. — М.: ЦАГИ, 1976. — № 489. — 57 с.
144. Paul B. Cable dynamics and optimum owing strategies for submersibles / B. Paul, A.I. Soler // Mar. Technol. Soc. J.— 2, 1972. — P. 34-42.
145. Савин Г.Н., Горошко О.А. Динамика нити переменной длины / Г.Н. Савин, О.А. Горошко. — К.: Из-во АН УССР, 1962. — 332 с.
146. О точности аппроксимации гибкой нити конечномерной моделью / С.Н. Бухарин, В.Н. Каликов, И.В. Некрасов, А.Е. Орданович //Материалы III-й республиканской конференции по прикладной гидромеханике. — Киев: Институт гидромеханики АН УССР, 1984. — Ч.П. — Б. — С.31.
147. Ильин Р.Ф. К динамике упруго-вязких нитей (канатов) при многоканатном подъеме груза / Р.Ф. Ильин, Т.И. Жигула // Прикладная механика. — 1976. — 12, № 8. — С. 58-63.
148. Илюхин А.А. Пространственные задачи нелинейной теории упругих стержней / А.А. Илюхин. — Киев: Наук. думка, 1979. — 214 с.
149. Peyrot A.H. Marine cable structures / A.H. Peyrot, M. Asce // J. Struct. Div.: Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. —1980. —106, № 12. — P. 2391-2404.
150. Leonard J.M. Comparison of finite element and lumped parameter methods for oceanic cables / J.M. Leonard, J.H. Nath // J. Eng. Struct. — 1981. — 3, № 6. — P. 153-167.
151. Yoshida K. Static and dynamic analysis of underwater line structures by the finite

- element methods / K. Yoshida, T. Yoneya, K. Ida // J. Soc. Nav. Archit. Jap. – 1978. – P. 195-204.
152. Paul B. Cable dynamics and optimum towing strategies for submersibles / B. Paul, A.I. Soler // Mar. Technol. Soc. J. – 1972. – 2. – P. 34-42.
153. Peyrot A.H., Asce M. Marine cable structures / A.H. Peyrot, M. Asce // J. Struct. Div.: Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. – 1980. – **106**, № 12. – P. 2391-2404.
154. Калюх Ю.И. Динамика геометрически нелинейных тросовых систем переменной длины в потоке / Ю.И. Калюх. – Киев: УкрНИТИ, 1992. – Деп. N 466 Ук92. – 39 с.
155. Калюх Ю.И. Нелинейный анализ необходимых условий петлеобразования в тросовых буксируемых системах / Ю.И. Калюх. – Киев: УкрНИТИ, 1992. – Деп. N 465.–Ук92-42.
156. Калюх Ю.И. Еволюція тросової системи змінної довжини при заданому управлінні в площинній постановці / Ю.И. Калюх // Доп. АН України. – Сер.А. – 1992. – № 7. – С.48-53.
157. Selezov I.T., Kalukh Y.I. Wave decompozition method for numerical analysis of elastic waveguides / I.T. Selezov, Y.I. Kalukh // 25 Symposium “Vibrations in physical systems”. – 1992. – P. 143.
158. Режим доступу: <http://turkstream.info/>
159. Режим доступу: <https://clive-group.ru/spravochnik/stati/transokeanicheskie-podvodnye-kabeli-svyazi/>
160. Doyle R.L. Large Scale Airlift Experiments for Application to Deep Ocean Mining / R.L. Doyle, J. Halkyard // Proc. Conference: ASME 2007 26th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering. DOI: 10.1115/OMAE2007-29641.
161. Режим доступу: https://dic.academic.ru/dic.nsf/enc_geolog/1445/%D0%93%D0%BB%D1%83%D0%B1%D0%BE%D0%BA%D0%BE%D0%B2%D0%BE%D0%B4%D0%BD%D0%B0%D1%8F
162. Режим доступу: <https://www.sgu.ru/news /2017-12-05/na-zasedanii-kruzhka->

[studenty-obsudili-globalnoe](#)

163. Amabili M. Review of studies on geometrically nonlinear vibrations and dynamics of circular cylindrical shells and panels, with and without fluid-structure interaction / M. Amabili, M.P. Païdoussis // *Applied Mechanics Reviews*, **56**, 2003. — P. 349-381.
164. Режим доступа: <http://galspace.spb.ru/index116.html>
165. Губарев В.Ф. Рациональная аппроксимация систем с распределенными параметрами / В.Ф. Губарев // *Кибернетика и системный анализ*. — 2008. — № 2. — С. 99-115.
166. Dynamics of Tethered Space Systems (Advances in Engineering Series) / H. Troger, A.P. Alperon, V.V. Beletsky, V.I. Dranovskii, V.S. Khoroshilov, A.V. Pirozhenko, A.E. Zakrzhevskii / -CRC Press; 1 edition (June 16, 2017). - 245 p., ISBN-10: 1138117935, ISBN-13: 978-1138117938.
167. Режим доступа: <http://epizodyspace.ru/bibl/ziv/1993/3/polakov.html>
168. Режим доступа: <http://epizodyspace.ru/bibl/ziv/1993/3/polakov.html>
169. Режим доступа: https://www.holandiabeztajemnic.pl/?page_id=32236&lang=ru
170. Highland L. The landslide handbook - A guide to understanding landslides / L. Highland, P. Bobrowsky. - U.S. Geological Survey Circular 1325, Reston, Virginia, 2008. — 129 p.
171. Режим доступа: <https://moluch.ru/archive/259/59589/>
172. Режим доступа: <https://docplayer.ru/40689143-Vidy-svay-i-svaynyh-fundamentov.html>
173. System identification of tunnel response to ground motion considering a simplified model / R. Fuentes, A. Alonso-Rodriguez, N. Nikitas, J. Knappett, G. Kampas, I. Anastasopoulos // *Frontiers in Built Environment*. — **4**, 2018. — P. 1-11.
174. 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*.
175. Il monitoraggio delle frane in tempo reale / M. Barla, F. Antolini, S. Dao // *Strade*

e Autostrade. — **107**. — P. 154–157.

176. Factor of safety in a partially saturated slope inferred from hydro-mechanical continuum modeling / R.I. Borja, J.A. White, X.Y. Liu, W. Wu // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. — 63(2), 2011. — P.140-154.

177. 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.

178. 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.

179. 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, W. Frodella, G. Bertolini, E. Carnevale, 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.

180. 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.

181. 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.

182. 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.

183. 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.

184. ДСТУ ГОСТ 12.1.012:2008. Вибрационная безопасность. Общие требования. — М., 1990.

185. Национальный технический университет Украины „Киевский

политехнический институт”. Научно-технический центр „Диагностика технического оборудования АЭС”. Программа управления. Многоканальная измерительная система „Сейсмомониторинг”, версия 1.0. Руководство оператора. — Киев, 2009.

186. Real-Time Nondestructive Structural Health Monitoring Using Support Vector Machines And Wavelets, Ahmet Bulut and others. Режим доступа: http://www.cs.ucsb.edu/research/tech_reports/reports/2004-26.pdf

187. Нормирование вибрации сооружений в СССР и за рубежом. Выпуск 1. — М., 1990.

188. Кудрявцев И.А. Влияние вибрации на основания сооружений / И.А. Кудрявцев. — Гомель.: БелГУТ, 1999.

189. Бидерман В.Л. Теория механических колебаний / В.Л. Бидерман. — М.: Высшая школа, 1980. — 408 с.

190. Самарский А.А. Теория разностных схем / А.А. Самарский. — М.: Наука, 1983. — 616 с.

191. Хрущ В.К. Численные методы газовой динамики / В.К. Хрущ. — Днепропетровск: Днепропетровский ун-т. им. 300-летия воссоединения Украины с Россией, 1981. — 102 с.

192. Яненко Н.Н. Метод дробных шагов решения многомерных задач математической физики / Н.Н. Яненко. — Новосибирск: Наука, 1967. — 196 с.

193. Попов О.В. Про паралельні алгоритми факторизації розріджених матриць / О.В. Попов // «Компьютерная математика». — 2013, Вып. 2.

194. Баранов А.Ю. Факторизація несиметричних стрічкових матриць на комп'ютерах з графічними прискорювачами / А.Ю. Баранов // Матеріали VI Всеукраїнської науково-практичної конференції за міжнародною участю «Інформатика та системні науки (ICH-2015)», 24 – 28 березня 2015, м. Полтава.

195. Nonsmooth analysis and control theory / F.H. Clarke, Yu.S. Ledyaev, R.J. Stern, P.R. Wolenski. — New York: Springer-Verlag, 1998.

196. Lee D. Parabolic equation development in the twentieth century / D. Lee, A.D. Pierse, E.C. Shang // J. Comput. Acoust. — 2000. — 1, № 4. — P. 527–637.

197. Shor P. Algorithms for Quantum Computation: Discrete Logarithms and Foundations of Computer Science / P. Shor // IEEE Computer Society Press. — 1999. — 26. — P. 124–134.
198. Калюх Ю.И. Факторизация в задачах управления и динамики протяженных систем / Ю.И. Калюх, А.Е. Вусатюк // Кибернетика и системный анализ, № 2, 2019. – С. 117-128.
199. Sharhaty A.I. Nonlinear and hysteretic twisting effects in ocean cable laying / A.I. Sharhaty // Trans. ASME: J. Energy resource Hehnal. – 1983. – 105, A 3. – P. 341-345.
200. Tiner N.A. Failure analysis for wire rope / N.A. Tiner // SAMPE Quart. – 1977. – 11, № 1. – P.38-46.
201. Калюх Ю.И. Численное решение двухточечных задач статики распределенных протяженных систем с помощью метода Нелдера-Мида / Ю.И. Калюх, А.Н. Трофимчук, А.Г. Лебедь // Кибернетика и системный анализ, № 4, 2019. – С.109-118.
202. Вусатюк А.Є. Оцінка технічного стану залізобетонних паль у ґрунті за допомогою неруйнівних методів.: дис.канд. техн. наук : спец. 05.23.01 - будівельні конструкції, будівлі та споруди / А.Є. Вусатюк. — К.:НДІБК, 2019. — 239 с.
203. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций ЛПА, версия 9.0. Руководство пользователя. — Киев, 2002. — 147 с.
204. СНиП 2.02.05-87. Строительные нормы и правила Фундаменты машин с динамическими нагрузками. — М. : Гос. строит. ком. СССР. — 1988. — 52 с.
205. ДБН В.1.1-12:2006. – Строительство в сейсмических районах Украины /Минстройархитектуры Украины. — Киев: «Укрархбудинформ», 2006. — 84 с.
206. Режим доступа:https://www.youtube.com/watch?v=UPFEozCpZ_s
- 207.ДБН В.1.2-5:2007 «Науково-технічний супровід будівельних об'єктів» — К.: Укрбудархінформ, 2007. — 14 с.
208. Nakajima S. Inspection of structural health of existing railway retaining walls / S. Nakajima, V. Shinoda, K. Abe // Proceedings of the 18th International Conference on Soil mechanics and Geotechnical Engineering "Challenges and innovations in

geotechnisc". — Paris 2013. — P.2059-2062.

209. Цытович Н. А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. — М.: ГСИ, 1963. — 636 с.

210. Справочник по механике и динамике грунтов / Л. К. Гинзбург, В. М. Гольдштейн; ред. В. Б. Швец. — К.: Будівельник, 1987. — 230 с.

211. ДБН В.1.2-12-2008 «Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки» - К.: Укрбудархінформ, 2007. — 34 с.

212. ДБН В.1.2-14-2009 «Общие принципы обеспечения надежности и конструктивной безопасности зданий, сооружений строительных конструкций и оснований» — К.: Укрбудархінформ, 2007. — 14 с.

213. ДСТУ Б В.2.6 – 25 - 2003. «Автоматизированные системы для технического диагностирования строительных конструкций. Общие технические требования» — К.: Государственный комитет Украины по строительству и архитектуре, 2003. — 25 с.

214. Kaliukh T. Assessment of stress condition of landslide hazardous slopes in seismic loads conditions: thesis for Technical degree by specialty 05.15.09 – "Geotechnical and mining mechanical engineering" / T. Kaliukh. — K, 2011. — 173 p.

215. Klimenkov O. Theoretical and methodological and practical aspects of buildings and landslide hazardous areas monitoring / O. Klymenkov, Y. Berchun // 15 International scientific and practical conference "Modern information technologies of environmental safety management, nature management, emergency actions", Kyiv, Pushcha-Voditsa, 3 - 6.10.16: thesis. — K.: ITHIP NASU, 2016. — P. 152-154.

216. Полевецький В.В. Регіональні особливості протизсувних споруд та зсувонебезпечних схилів Чернівецької області: дис.канд. техн. наук: спец. 05.23.02 – основи і фундаменти / В. В Полевецький. — К., 2010. — 204 с.

217. Khavkin K. Landslide hazard and stress-strain state of landslide protection structures in seismically hazardous regions of Ukraine (for example, Bukovina): thesis for Technical degree by specialty 05.23.02 - "Fundamentals and foundations" / K. Khavkin. — K.: SRIBK, 2015. — 188 p.

218. Ушаков С.В. Результаты мониторинга технического состояния металлического покрытия и железобетонного каркаса стадиона «Донбасс Арена»

в 2012 г. / С.В. Ушаков // Світ геотехніки. – 2013. – №1. – С.16-21.

219. Proceedings of the fib Symposium Tel Aviv 2013, Avraham N. Dancygier: Tel Aviv, Israel, - 722 p.

220. Аварії на будівлях і спорудах та їх попередження. Матеріали Другої науково-технічної конференції. — К. — 1999.

221. Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків. ДБН В.2.2-24:2009. Київ. Мінрегіонбуд, 2009.

ДОДАТОК А
ДОКУМЕНТИ, ЩО ПІДТВЕРДЖУЮТЬ ВПРОВАДЖЕННЯ
РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ

Д О В І Д К А

В компанії ТОВ «Архітектурне бюро індивідуальних рішень» було впроваджено результати дисертаційної роботи Берчуна Я.О. з оцінки вібродинамічного впливу бурового обладнання на житлові будинки №12 та №14 по вул. М. Пимоненка при виконанні робіт із влаштування паль на будівельному майданчику об'єкту «Реконструкція та забудова території, обмеженої вулицями Глибочицькою, Студентською та М. Пимоненка у Шевченківському районі м. Києва» (Житловий комплекс «Покровський посад»).

У подальшому планується поширити сферу застосування результатів його дисертаційної роботи при інструментальному обстеженні вібродинамічного впливу та технічного стану протизсувних споруд, стінок котлованів та прилеглої забудови при будівництві за участю компаній холдингу «НЕСТ» у м. Києві та інших містах України.

Довідка надана для подання в результатах дисертаційної роботи Берчуна Ярослава Олександровича.

Директор
ТОВ «Архітектурне бюро
індивідуальних рішень»



Полетуха О. В.

ДОДАТОК Б

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ ТА ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ

Список публікацій здобувача:

1. Розробка ДБН «Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення» та ДСТУ-Н Б «Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів» до нього / Ю.С. Слюсаренко, Ю.І. Калюх, В.Д. Шумінський, В.А. Титаренко, О.М. Трофимчук, О.А. Клименков, Я.О. Берчун, М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, Ю.Й. Великодний, С.В. Бида // Будівельні конструкції: зб. наук. пр. – К. : ДП НДІБК, 2016. – Вип. 83, Кн.1 – С. 195 – 205.
2. Врахування сейсмічних впливів на стійкість зсувонебезпечних схилів та гребель в ДСТУ-Н Б В.1.1-XX:201X «Інженерний захист територій, будинків, будівель та споруд від зсувів та обвалів» / Ю.І. Немчинов, М.Г. Мар'єнков, Ю.І. Калюх, Я.І. Домбровский, В.Д. Шумінський, О.М. Трофимчук, О.А. Клименков, Я.О. Берчун // Будівельні констр. : зб. наук. пр. – К. : ДП НДІБК, 2016. – Вип. 83, Кн.1 – С. 229 – 239.
3. Клименков О.А. Теоретико-методологические и практические аспекты мониторинга зданий и оползнеопасных территорий / О.А. Клименков, Я.О. Берчун // 15 Міжнародна науково – практична конференція «Сучасні інформаційні технології управління екологічною безпекою, природокористуванням, заходами в надзвичайних ситуаціях», Матеріали 15-й Міжнародної науково-практичної конф. (м. Київ, Пуща-Водиця, 3-6 жовтня 2016 р.).- К.:ТОВ «Видавництво Юостон», 2016. - С. 152-154.
4. Берчун Я.О. Початкова-крайова задача з оцінки напружено-деформованого стану дренажної галереї / Я.О. Берчун / Всеукраїнская научная конференция «Дифференциальные уравнения и проблемы аэрогидромеханики и тепломассопереноса», 28-30 сентября, Днепропетровск, 2016.: тез. докл. – Днепропетровск: Из-во ДНУ, 2016. – С. 31.
5. Експериментально-аналітичні дослідження технічного стану залізничних протизсувних споруд під дією динамічних навантажень / Ю.І. Калюх, В.А. Дунін,

Я.О. Берчун, С.М. Самойленко // Екологічна безпека. – 2017. – № 3-4 (24). – С. 148-155.

6. Experimental and theoretical diagnostics of ferroconcrete piles base on reflection of longitudinal and transverse waves) / G. Farenjuk, I. Kaliukh, E. Farenjuk, T. Kaliukh, Y. Berchun, V. Berchun / International fib symposium “High tech con-crete: Where technology and engineering meet!”, Maastricht, The Netherlands, 12 – 14 June, 2017. – [s.l. : s.n.], 2017. – P. 1307-1317.

7. Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель і споруд: ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016 / К. Бабік, Ю. Калюх, М. Мар’єнков... Я. Берчун та ін. // [Чинні від 01 квітня 2017 року]. – К. : Мінрегіонбуд, 2017. – 42 с. – (Державні будівельні норми України).

8. Про можливість багатохвильової ідентифікації дефектів у палях / О.М. Трофимчук, Ю.І. Калюх, В.А. Дунін, Я.О. Берчун // Кибернетика и системный анализ, № 4, 2018. – С. 98-108.

9. Identification of defects of the piles with reflected waves / O. Lebid, I. Kaliukh, Y. Berchun, D. Chernyshev // Екологічна безпека. –2018. – № 1 (25). – С. 64-76.

10. Vibrodinamic monitoring of pile foundation engineering on landslide hazardous site in dense urban development conditions / I. Kaliukh, O. Lebid, V. Dunin, N. Margvelashvili, Y. Berchun, S. Samoilenko // Екологічна безпека. –2018. – № 2 (26). – С. 54-64.

11. 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). Proc. fib Symp. 2019: Concrete - Innovations in Materials, Design and Structures, Fédération Internationale du Béton (fib) – International Federation for Structural Concrete. – P. 991-998.

12. Dynamic certification of landslide protection structures in a seismically hazardous region of Ukraine: experimental and analytical research. Earthquake geotechnical engineering for protection and development of environment and constructions / O. Trofymchuk, O. Lebid, O. Klymenkov, Y. Berchun, V. Berchun, I. Kaliukh, M. Marjenkov, S. Shekhunova, R. Havriliuk / Proc. of the VII ICEGE 7th International

Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Rome, Italy, 17-20 June 2019 /Ed. Silvestri F., Moraci N. – P. 5337-5344.

13. Experimental monitoring and dynamic certification of building structures / M.H. Marienkov, V.A. Dunin, N. Margvelashvili, G.G. Farenjuk, Ya.O. Berchun // Наука та будівництво. –2019. – № 22(4). – С. 33-44.

14. Калюх Ю.И. Четырехмодовая модель динамики распределенных систем / Ю.И. Калюх, Я.А. Берчун // Проблемы управления и информатики, № 1, 2020. – С. 5-15.

Апробація результатів дисертації

Результати роботи доповідалися на:

- 7-й Міжнародній науково-практичній конференції «Чрезвычайные ситуации: предупреждение и ликвидация» (Мінськ, Білорусь, 2016);
- IX Всеукраїнській науково-технічній конференції «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування» (Дніпро, 2016);
- Всеукраїнській науковій конференції «Диференціальні рівняння і проблеми аерогідромеханіки й тепломасопереносу» (Дніпро, 2016);
- World Landslide Forum 4 (Любляна, Словенія, 2017);
- fib Symposium: «High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet» (Маастрихт, Нідерланди, 2017);
- 16-й, 17-й, 18-й та 19-й Міжнародних науково-практичних конференціях «Сучасні інформаційні технології управління екологічною безпекою, природокористуванням, заходами в надзвичайних ситуаціях» (Київ, Пуща-Водиця, 2016, 2017, 2018 та 2019 рр.);
- fib Symposium: «Innovations in Materials, Design and Structures» (Варшава, Польща, 2019);
- VII ICEGE «7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering» (Рим, Італія, 2019).

У повному обсязі дисертація доповідалася у 2018 р. та у 2020 р. на двох розширених науково-технічних семінарах Інституту телекомунікацій та глобального інформаційного простору Національній Академії наук України під керівництвом доктора технічних наук, професора, члена-кореспондента НАН України Довгого С.О.